UNIVERSITÀ DI PALERMO

ORDINE DEGLI INGEGNERI
DELLA PROVINCIA DI PALERMO

ARS
PRESIDENTE DELL'ASSEMBLEA
REGIONALE SICILIANA

Associazione Nazionale per l'Ingegneria del Vento
Sezione Italiana della IAWE, International Association for Wind Engineering

10° Convegno Nazionale di Ingegneria del Vento

IN-VENTO 2008



Acacia Resort Hotel Cefalù (PA)
8-11 giugno 2008

Programma

Domenica 8 Giugno

18.00 Apertura del convegno e registrazione
19.00 Cocktail di benvenuto presso Acacia Resort Hotel Cefalù

Lunedì 9 Giugno — Mattina

8.30-9.00 Registrazione

	Sessione S1: AERODINAMICA *Presiedono: L. Bruno e F. Ricciardelli*	
9.00-9.15	Experimental evaluation of the mean and fluctuating forces on triangular prisms in cross-flow	Iungo G.V. et al.
9.15-9.30	Pressioni e forze aerodinamiche su un prisma a sezione rettangolare libero di oscillare	Ricciardelli F. et al.
9.30-9.45	Aerodynamic regimes of a trapezoidal bridge deck	Bruno L. et al.
9.45-10.00	Evaluation of aerodynamic coefficients of a multi cell concrete deck using wind tunnel test and CFD analysis	Hernandez S. et al.
10.00-10.15	Stochastic flutter derivatives of a flat plate	Bruno L. et al.
10.15-10.30	Sulle vibrazioni indotte da distacco di vortici ad alti Numeri di Reynolds	Belloli M. et al.

10.30-11.00 Pausa caffè

	Sessione S2: RISPOSTA STRUTTURALE *Presiedono: M. Di Paola e A. Zasso*	
11.00-11.15	Performance-Based Wind Engineering (PBWE): formulazione ed applicazione ad un ponte sospeso di grande luce	Augusti G. et al.
11.15-11.30	Simulation of Clamped-Free and Clamped-Clamped Microbeam Dynamic for Nonlinear Mechanical Applications	Fabbrocino F. et al.
11.30-11.45	Aeroelastatic torsional divergence of suspension bridges via a fully nonlinear continuum formulation	Lacarbonara W. et al.
11.45-12.00	Analisi del rischio associato al vento laterale per linee ferroviarie ad alta velocità	Cheli F. et al.
12.00-12.15	Corotational cable elements to simulate the behaviour of suspended cable under wind loading	Di Pilato M. et al.
12.15-12.30	Fatica per flessione in stralli da ponte: Indagine parametrica	Recupero A. et al.
12.30-12.45	Serviceability limit-state optimization of tall buildings under dynamic wind loads	Spence S.M.J. et al.

12.45 Pausa Mare

Lunedì 9 Giugno **Pomeriggio**

	Sessione S3: EDIFICI E COPERTURE *Presiedono: A.L. Materazzi e A. Pirrotta*	
15.45-16.00	Risposta dinamica di un edificio residenziale a grande sviluppo verticale	Diana G. et al.
16.00-16.15	Comportamento dinamico di edifici alti esposti all'azione del vento	Venanzi I. et al.
16.15-16.30	A technique for the dynamic identification of structural parameters and wind spectra	Sepe V. et al.
16.30-16.45	Studio aerodinamico ed analisi non lineare di tensostrutture in reti di cavi - PARTE I: aspetti progettuali	Rizzo F. et al.
16.45-17.00	Studio aerodinamico ed analisi non lineare di tensostrutture in reti di cavi - PARTE II: prove in galleria del vento	Rizzo F. et al.
17.00-17.15	Modellazione e simulazione al computer di una tecnica tradizionale di raffrescamento passivo per la ventilazione di un edificio moderno a Mazara del Vallo (Italia).	Beccali M. et al.

17.15-17.45 Pausa caffè

	Sessione S4: PROVE IN GALLERIA DEL VENTO *Presiodono: G. Bartoli e V.Sepe*	
17.45-18.00	Progettazione assistita da sperimentazione in galleria del vento: alcuni esempi	Majowiecki M. et al.
18.00-18.15	La nuova galleria del vento presso la Facoltà di Ingegneria dell'Università degli Studi di Genova	Carassale L. et al.
18.15-18.30	Wind tunnel testing and structural analysis of a tall building	Barbella G. et al.
18.30-18.45	Azioni ed effetti del vento sulla nuova stazione A.V. e sul nuovo casello autostradale a Reggio Emilia	Biagini P. et al.
18.45-19.00	Studio sperimentale delle caratteristiche aerodinamiche di veicoli stradali pesanti	Cheli F. et al.
19.00-19.15	Effetto del numero di Reynolds sull'innalzamento di pennacchi riprodotti in scala ridotta in galleria del vento	Contini D. et al.
19.15-19.30	Studio numerico e sperimentale dell'aerodinamica dell'imbarcazione in andatura di bolina	Fossati F. et al.
19.30-19.45	Caratterizzazione sperimentale del comportamento aerodinamico di un trinato equilatero	Belloni M. et al.

Martedì 10 Giugno — Mattina

8.30-9.30 Keynote Lecture: **Wavelets and Other Emerging Techniques for Wind Engineering Applications**

Prof. Pol D. Spanos, P.E., Ph.D.
Lewis B. Ryon Professor of Mech. Eng.
Rice University of Houston

	Sessione S5: SIMULAZIONE DI CAMPI DI VENTO *Presiodono: G. Augusti e C. Ratto*	
9.30-9.45	Downscaling of NWP wind fields by means of a diagnostic mass-consistent model	Cassola F. et al.
9.45-10.00	Un modello condizionale per la previsione a breve termine di fenomeni eolici intensi lungo la linea ferroviaria Roma-Napoli	Freda A. et al.
10.00-10.15	Analisi comparativa di tre metodi per la simulazione di campi di vento Gaussiani	Giuliano F. et al.
10.15-10.30	The integral autoregressive continuous (IARC) filter for wind-exposed structures	Di Paola M. et al.

10.30-11.00 Pausa caffè

	Sessione S6: PONTI ED INSTABILITÀ DINAMICA *Presiedono: P. D'Asdia e G. Diana*	
11.00-11.15	Evaluation of flutter derivatives and flutter speed of a cable stayed bridge in Talavera de la Reina (Spain)	Jurado J.A. et al.
11.15-11.30	Analisi del meccanismo del flutter per impalcati da ponte: sensibilità rispetto ai parametri dinamici della struttura	Mannini C. et al.
11.30-11.45	Effetti e carico del vento sui ponti di grande luce nella direzione del flusso incidente	Fiore A. et al.
11.45-12.00	Time-domain flutter analysis of bridge deck sections	Palmeri A.
12.00-12.15	Instabilità aeroelastica di impalcati da ponte: un caso di studio	Ubertini F. et al.
12.15-12.30	Tecniche di misura di forza e spostamento su modelli sezionali di ponti	Rocchi D. et al.
12.30-12.45	Proposta di impalcati innovativi per ponti sospesi di grande luce	Bartoli G. et al.
12.45-13.00	Wind loads on short road bridges: the spanish IAP code vs. UNE-EN1991-1-4	Nieto F. et al.
13.15-13.30	Wind Speed Forecasting by Box-Jenkins Models	Bivona S. et al.

13.30 Pausa Mare

Martedì 10 Giugno — Pomeriggio

18.00-20.00 Assemblea soci ANIV
20.00 Cena sociale e consegna dei premi presso Acacia Resort Hotel Cefalù

Mercoledì 11 Giugno **Mattina**

	Sessione S7: LE NUOVE ISTRUZIONI CNR-DT 207/2008 *Presiedono: V. Gusella e G. Solari*	
8.45-9.00	Le nuove istruzioni CNR-DT-207/2008	Solari G. et al.
9.00-9.15	Una nuova concezione della mappa eolica nazionale	Pagnini L. et al.
9.15-9.30	I coefficienti di pressione per gli edifici nelle recenti normative italiane ed internazionali	Bartoli G. et al.
9.30-9.45	Wind pressure field on a tall building with irregular geometry	Cluni F. et al.
9.45-10.00	Higher mode contributions to the response of tall buildings with regular and irregular profiles	Spence S.M.J. et al.
10.00-10.15	Un primo passo verso la formulazione di un procedimento normativo per l'analisi a fatica di strutture esposte al vento	Repetto M.P. et al.
10.15-10.30	Una nuova definizione normativa del carico aerodinamico e del limite di stabilità al flutter per gli impalcati da ponte	Bartoli G. et al.

10.30-11.00 Pausa caffè

	Sessione S8: ENERGIA EOLICA *Presiedono: C. Borri e G. Gaudiosi*	
11.00-11.15	Approccio prognostico e deterministico alla valutazione delle risorse eoliche su scala locale e regionale	Ricci R. et al.
11.15-11.30	La valutazione della risorsa eolica attraverso i dati di modellazione meteorologica: analisi dell'influenza delle caratteristiche del terreno.	Castellani F. et al.
11.30-11.45	Confronto tra il potenziale eolico di “La Ventosa” calcolato mediante un modello mass-consistent ed un BZ-model lineare	Burlando M. et al.
11.45-12.00	Eolico Offshore In Italia	Gaudiosi G.
12.00-12.15	Basi del progetto di turbine eoliche offshore	Bontempi F. et al.
12.15-12.30	Studio del comportamento di un aerogeneratore su supporto galleggiante	Viani S. et al.
12.30-12.45	Studio in galleria del vento su modelli in scala di aerogeneratori	Diana G. et al.
13.00-13.15	Analisi, verifica e controllo in situ di aerogeneratori di grandi dimensioni in zona sismica	Borri C. et al.
13.15-13.30	Un sistema di generazione di energia elettrica da fonte eolica mosso da una nuova turbina eolica modulare del tipo a passo fisso	Di Dio V. et al.

13.30 Chiusura dei lavori

A technique for the dynamic identification of structural parameters and wind spectra

Vincenzo Sepe (1), Marcello Vasta (1) and Paolo Casini (2)

(1) Dipartimento di Progettazione, Riabilitazione e Controllo delle Strutture Architettoniche
Università "G. D'Annunzio" di Chieti-Pescara,
viale Pindaro 42 – 65127, Pescara, Italy
(2) Dipartimento di Ingegneria Strutturale e Geotecnica, Università di Roma "La Sapienza",
via Eudossiana 18 – 00184, Roma, Italy

KEY WORDS: Dynamic identification, output-only identification, modal parameters, operational modal analysis, stochastic identification methods.

ABSTRACT

An identification procedure to extract both structural and excitation parameters for white and coloured input using output-only responses is presented, assuming a parametric model of the power spectral density (PSD) matrix of the forcing load. A minimization criterion for the difference between the norm of the PSD matrices of the model and that of the measured response is proposed. An optimisation problem is solved which allows to separate possible frequency components of the unknown excitation from the system eigenfrequencies.
The proposed technique, already validated on framed structures under base excitation (Vasta et al., 2007), is here extended to wind-induced loads; in both cases, the structural parameters and those defininig the spectral characteristics of the loading process can be evaluated with a good accuracy.

1 INTRODUCTION

Classical identification procedures extract modal parameters from input and output data. However, in civil engineering, it can be very difficult and expensive to excite constructions such as bridges and buildings and to obtain artificially induced vibration levels that exceed the background vibrations due for instance to traffic or wind: in all the cases where it is impossible to measure ambient excitation, the output records are the only information that can be passed to the system identification algorithms. In these cases the deterministic knowledge of the input is replaced by the assumption that the input is a realization of a stochastic process (*e.g.* white noise), thus one speaks of *stochastic system identification* (e.g. Peeters and De Roeck, 2001). In particular, when the modal parameters of a linear system are identified from experimental measures by using the unknown natural forces as excitation of the system in real operational conditions the terms *output-only modal analysis* or *operational modal analysis* are used. Operational modal analysis techniques have been deeply investigated in recent years: the use of only structural response data has the advantage of reducing the complexity of modal testing and of increasing the flexibility of implementation. In frequency domain, Peak-Picking technique, Frequency Domain Decomposition, Maximum Likelihood Identification *etc.* (e.g. Peeters and De Roeck, 2001), can give good results under the assumptions that loading is white noise, the structure is lightly damped and modes are well separated. However, a widespread drawback of operational modal analysis methods occurs when the white noise assumption is violated: for instance if the input contains some dominant frequency components, these frequency components cannot be recognized from the eigenfrequencies of the system (Parloo et al., 2003; Cauberghe et al., 2003).

The objective of this work is to present an identification procedure in frequency domain to extract both structural and excitation parameters (for white and/or coloured input) using output-only responses of a linear structure. In particular, this paper extends to the case of wind-induce loads the procedure already implemented and tested in case of base excitations (Vasta et al., 2007). In order to achieve this purpose, the following steps are performed: i) a modal linear model is defined; ii) it is assumed that the *parametric* form of the power spectral density (PSD) matrix of the unknown input is known; iii) in order to identify structural and forcing parameters, a minimization criterion for the difference between the norm of the PSD matrices of the model and that of the measured response is proposed; iv) an optimisation problem is solved which allows to identify the system eigenfrequencies, separating them from possible frequency components of the unknown excitation.
Similarly to the case already examined in Vasta et al., 2007 (base excitation, with the parametric form of the forcing PSD matrix known as a function of unknown parameters), this paper considers wind-induced loads, with PSD matrix known as a function of unknown parameters.

2 THE ESTIMATION PROBLEM

A general form of the equations of motion of an n-degree-of-freedom system is

$$g_i(t;\boldsymbol{\lambda}) \equiv g_i[\mathbf{z}(t);\boldsymbol{\lambda}] = f_i(t;\boldsymbol{\theta}) \quad i = 1,2,\ldots,n \tag{1}$$

where

$$\mathbf{z}(t) = \left[\mathbf{q}(t), \dot{\mathbf{q}}(t), \ddot{\mathbf{q}}(t)\right]^{\mathrm{T}} \tag{2}$$

$\mathbf{q}$ is an n-vector of displacement response random processes, $f_i(t;\boldsymbol{\theta})$ are random processes, $g_i(t;\boldsymbol{\lambda})$ are nonlinear functions and $\boldsymbol{\lambda}$ and $\boldsymbol{\theta}$ are vectors of parameters.
Here both the response, $\mathbf{q}(t)$, and the excitation, $f_i(t;\boldsymbol{\theta})$, will be considered to be stationary, random processes. It will be supposed that sample functions of the displacement response processes can be measured over an interval of time $0 \le t \le T$, although, as an alternative, recorded velocities or accelerations could also be used. Where necessary, sample functions of $\mathbf{z}(t)$ can be generated by numerically differentiating $\mathbf{q}(t)$. The excitation processes $f_i(t;\boldsymbol{\theta})$ will be supposed unmeasurable, and a parametric stochastic model will be specified, depending on unknown parameters.
The elements of the parameter vectors $\boldsymbol{\lambda}$ and $\boldsymbol{\theta}$ are treated here as unknowns, to be estimated from the response data. The estimation problem can be stated as follows: how can sample functions of the response be processed to yield estimates of $\boldsymbol{\lambda}$ and $\boldsymbol{\theta}$? Here this problem will be solved through techniques based on the use of spectral relationships. Further details can be found in Roberts et al. (1995) and Roberts and Vasta (2000).

2.1 Specification of the excitation

Since sample functions of the excitation processes $f_i(t;\boldsymbol{\theta})$ can *not* be measured, it is necessary to specify them in terms of a stochastic model. Specifically, here it will be supposed that $f_i(t;\boldsymbol{\theta})$ are zero-mean stationary processes, i.e.,

$$E\{f_i(t;\boldsymbol{\theta})\} = 0 \quad i = 1,2,\ldots,n \tag{3}$$

where $E\{\cdot\}$ is the expectation operator, and that they are symmetric with respect to their means. Although excitation samples will be supposed to be unmeasurable, it is assumed that the functional form of the second order correlation (or cumulant) functions of $f_i(t;\boldsymbol{\theta})$ is known as a function of unknown parameters $\boldsymbol{\theta}$. The second order correlation functions (here equal to the second order cumulant functions, since the means are zero) are defined as

$$R_{ij}(\tau;\boldsymbol{\theta}) = E\{f_i(t;\boldsymbol{\theta})\, f_j(t+\tau;\boldsymbol{\theta})\} \tag{4}$$

The corresponding second order spectral cumulant functions (here identical to the spectral functions) are given by

$$S_{ij}(\omega;\boldsymbol{\theta}) = \frac{1}{2\pi}\int_0^T R_{ij}(\tau;\boldsymbol{\theta})\,\mathrm{e}^{-\mathrm{i}\omega\tau}\,d\tau \tag{5}$$

3 SECOND ORDER SPECTRAL IDENTIFICATION METHOD

The second order spectral identification method (Roberts et al., 1995) provides estimates of the vector parameters $\boldsymbol{\lambda}$, $\boldsymbol{\theta}$ by minimizing a cost function in which the second order spectral density of both the input $f_i(t;\,\boldsymbol{\theta})$ and the output $\mathbf{z}(t)$ appears. For this purpose the Fourier transform of both members of the equations of motion is first considered:

$$X_{i;r}(\omega;\boldsymbol{\lambda}) = \int_0^T g_{i;r}(t;\boldsymbol{\lambda})\,\mathrm{e}^{-\mathrm{i}\omega t}\,dt \quad Y_{i;r}(\omega;\boldsymbol{\theta}) = \int_0^T f_{i;r}(t;\boldsymbol{\theta})\,\mathrm{e}^{-\mathrm{i}\omega t}\,dt \tag{6}$$

Multiplying the X and Y quantities by their complex conjugates and dividing by $2\pi T$, the following spectral quantities are obtained:

$$V_{ij;r}(\omega;\boldsymbol{\lambda}) = \frac{1}{2\pi T}X_{i;r}(\omega;\boldsymbol{\lambda})X^*_{j;r}(\omega;\boldsymbol{\lambda}) \;\; W_{ij;r}(\omega;\boldsymbol{\theta}) = \frac{1}{2\pi T}Y_{i;r}(\omega;\boldsymbol{\theta})Y^*_{j;r}(\omega;\boldsymbol{\theta}) \tag{7}$$

On taking expectation of W one finds that

$$\overline{W}_{ij}(\omega;\boldsymbol{\theta}) = \frac{1}{2\pi T}\int_0^T\int_0^T R_{ij}(t-s;\boldsymbol{\theta})\,\mathrm{e}^{-\mathrm{i}\omega(t-s)}\,ds\,dt = S_{ij}(\omega;\boldsymbol{\theta}) \tag{8}$$

The vectors $\boldsymbol{\lambda}$ and $\boldsymbol{\theta}$ can be estimated by minimizing

$$J = \sum_{ij}\sum_{r}\left[\hat{V}_{ij}(\omega_r;\boldsymbol{\lambda}) - S_{ij}(\omega_r;\boldsymbol{\theta})\right]^2 \tag{9}$$

where $\hat{V}$ is an estimate of the expectation of V, obtained by block averaging. Although the method is easier to implement when the block length is relatively large, it is noted that it can be applied for any block length.

4 A THREE-STOREY BUILDING UNDER WIND-INDUCED LOADS

4.1 Equations governing the motion

As an application of the previously outlined procedure, a linear shear-type frame subjected to base excitation was first considered in Vasta et al. (2007). Here the same approach is applied to wind-induced loads (fig.1). The equations of motion, Eq. (1)-(2), can be written as follows:

$$\mathbf{M}\ddot{\mathbf{x}} + \mathbf{C}\dot{\mathbf{x}} + \mathbf{K}\mathbf{x} = \mathbf{f}(t) \tag{10}$$

where M, C, K are the mass, damping and stiffness matrices and $\mathbf{f}$ is the external excitation respectively. In frequency domain Eq. (10) becomes:

$$\mathbf{X}(\omega) = \mathbf{H}(\omega,\boldsymbol{\lambda})\mathbf{F}(\omega) \tag{11}$$

where:

$$\mathbf{X}(\omega) = \int_0^T \mathbf{x}(t)\mathrm{e}^{-\mathrm{i}\omega t}dt \qquad \mathbf{F}(\omega) = \int_0^T \mathbf{f}(t)\mathrm{e}^{-\mathrm{i}\omega t}dt \qquad \mathbf{H}(\omega,\boldsymbol{\lambda}) = \left[-\omega^2\mathbf{M} + \mathrm{i}\omega\mathbf{C} + \mathbf{K}\right]^{-1}$$

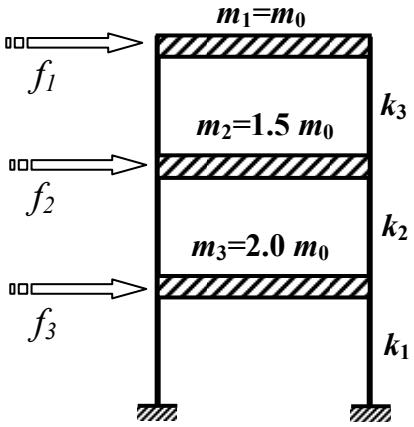


Figure 1: Test structural system: three-storey building

To formulate the spectral identification procedure in this case, the forcing and response PSD matrices are first evaluated.

4.2 Wind-induced loads

It is well known that the force *f* induced by the wind on a given body (e.g. a floor of the frame considered) is related to the mean value V_m and the fluctuating part *v* of the wind speed as follows (Simiu and Scanlan, 1996)

$$f = \frac{1}{2}\rho CA\left(V_m + v\right)^2 \approx \frac{1}{2}\rho CA\left(V_m^2 + 2V_m v\right) \tag{12}$$

where ρ, C, A denote the air density, an aerodynamic coefficient and the area of the body subject to wind; in Eq. (12) the quadratic term v^2 has been neglected, assuming $v << V_m$.

Under these assumptions, the power spectral density of the forcing vector $\left(F_1, F_2, F_3\right)^T$ applied on the three floors of the frame can be expressed as

$$S_F\left(n, V_m, \sigma_v^2\right) = \begin{bmatrix} S_{F_{11}} & S_{F_{12}} & S_{F_{13}} \\ S_{F_{21}} & S_{F_{22}} & S_{F_{23}} \\ S_{F_{31}} & S_{F_{32}} & S_{F_{33}} \end{bmatrix} = \alpha^2 V_m^2 \begin{bmatrix} S_{v_{11}} & S_{v_{12}} & S_{v_{13}} \\ S_{v_{21}} & S_{v_{22}} & S_{v_{23}} \\ S_{v_{31}} & S_{v_{32}} & S_{v_{33}} \end{bmatrix}, \quad \alpha = \rho CA \tag{13}$$

According to Eurocode 1 (2005), the fluctuating part of the wind speed is described in a given point *P* through the non-dimensional spectrum

$$\frac{nS_v\left(z,n\right)}{\sigma_v^2\left(z\right)} = \frac{6.8n_L}{\left(1+10.2n_L\right)^{5/3}} \quad , \qquad n_L = \frac{nL_v^x\left(z\right)}{V_m\left(z\right)} \tag{14}$$

reported in Fig.2.

In Eq. (14), n is the frequency (Hz) of the wind speed component, z is the level of the point P with respect to ground (m), $V_m\left(z\right)$ is the mean wind speed (m/s), $\sigma_v^2\left(z\right)$ is the variance (m^2/s^2), $S_v\left(z,n\right)$ is the PSD of the fluctuating part of the wind speed (m^2/s^2), n_L is the non-dimensional frequency and $L_v^x\left(z\right)$ is the integral scale of the turbulence (m) (Simiu and Scanlan, 1996), assumed as known.

For a point *P* at the level z_P it results then

$$S_{v_P}(n) = 6.8 L_v^x(z_P) \frac{\sigma_v^2(z_P)}{V_m(z_P)\left(1+10.2\frac{nL_v^x(z_P)}{V_m(z_P)}\right)^{5/3}} \tag{15}$$

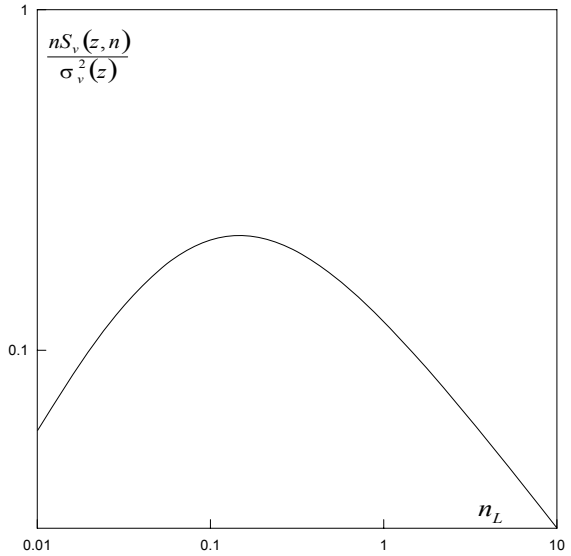


Figure 2 non-dimensional wind PSD, according to Eurocode 1 (2005)

For two different points *P* and *Q*, at levels z_P and z_Q respectively, the cross-PSD can be expressed (Simiu and Scanlan, 1996) as

$$S_{v_P v_Q}(n) = \sqrt{S_{v_P}(n) S_{v_Q}(n)}\, coh_{PQ}(n) \tag{16}$$

where the coherence function can be expressed as

$$coh_{PQ}(n) = e^{-\hat{n}} \tag{17}$$

with

$$\hat{n} = \frac{n\sqrt{C_y^2 \Delta y^2 + C_z^2 \Delta z^2}}{\frac{1}{2}\left[V_m(z_P) + V_m(z_Q)\right]} \tag{18}$$

The non-dimensional frequency $\hat{n}$, Eq. (18) depends on two coefficients related to the distance between the two points P and Q in the horizontal Δy and vertical Δz directions, respectively, and these can be assumed (Simiu and Scanlan, 1996) as constant: $C_y = 16$, $C_z = 10$.

For the purpose of this paper, however, the simplifying assumption that the mean wind speed V_m does not change significantly with the floor level is accepted, as a consequence of the small height of the frame considered (three floor, $z_{\max}$=9 m), leading to the same expression of the cross-PSD usually assumed for horizontal structures

$$S_{v_P v_Q}(n, \Delta z) = 6.8 L_v^x \frac{\sigma_v^2}{V_m\left(1+10.2\frac{nL_v^x}{V_m}\right)^{5/3}} e^{-\frac{nC_z \Delta z}{V_m}} \tag{19}$$

being in this case

$$coh_{PQ}(n) = e^{-\frac{nC_z \Delta z}{V_m}} \tag{20}$$

where C_z denotes the coefficient describing the correlation loss between two different points P and Q whereas Δz is the distance between such points (3 m or 6 m in the example here considered).
With the simplifying assumptions introduced, the "direct" PSD corresponds to the cross-PSD for Δz=0, and this implies

$$\mathbf{S}_F\left(n, V_m, \sigma_v^2\right) = \alpha^2 \, \mathrm{V}_\mathrm{m}^2 S_v(n) \begin{bmatrix} 1 & e^{-\frac{3nC_z}{V_m}} & e^{-\frac{6nC_z}{V_m}} \\ e^{-\frac{3nC_z}{V_m}} & 1 & e^{-\frac{3nC_z}{V_m}} \\ e^{-\frac{6nC_z}{V_m}} & e^{-\frac{3nC_z}{V_m}} & 1 \end{bmatrix} \tag{21}$$

with α, $S_v(n)$ defined in Eqs. 13 and 15.

4.3 Identification procedure: formulation

To formulate the spectral identification procedure, the response PSD matrix is then calculated, as

$$\mathbf{S}_{XX}(\omega) = \left\langle \mathbf{X}(\omega)\mathbf{X}^*(\omega) \right\rangle = \mathbf{H}(\omega, \boldsymbol{\lambda}) \left\langle \mathbf{F}(\omega)\mathbf{F}^*(\omega) \right\rangle \mathbf{H}^*(\omega, \boldsymbol{\lambda}) = \mathbf{H}(\omega, \boldsymbol{\lambda}) \mathbf{S}_\mathrm{F}\left(\mathrm{n}, \mathrm{V}_\mathrm{m}, \sigma_v^2\right) \mathbf{H}^*(\omega, \boldsymbol{\lambda}) \tag{22}$$

where the PSD matrix of the load **F** is defined by Eq. (21).
The relative displacements of the three floors of the structure with respect to the ground are assumed to be measured; in Eq. (22) $\mathbf{S}_{XX}(\omega)$ is therefore known. As a consequence, the only unknowns are the modal properties of the system, $\boldsymbol{\lambda}$=($\mathrm{K_{ij}}$, $\mathrm{M_{ij}}$, $\mathrm{C_{ij}}$) and the forcing parameters $\boldsymbol{\theta}$ governing wind-induce loads, namely V_m and σ_v^2, that indeed in this paper are assumed as simply related to each other as follows (Simiu and Scanlan, 1996)

$$\sigma_v = I_v V_m \tag{23}$$

where the turbulence intensity I_v is assumed as known.
This simplifying hypothesis will be removed in the further developments of the research, that will possibly include also the identification of other parameters that characterize the wind spectrum (i.e. L_v^x and C_z), that so far have been considered as known (e.g. according to the Eurocode formulation), or even the aerodynamic parameters included in the coefficient α.
The unknown structural and forcing parameters are determined by minimizing the cost function given in Eq. (9) that, in this case, reduces to

$$J(\boldsymbol{\lambda}, \boldsymbol{\theta}) = \int_\Omega \left\| \mathrm{S}_{XX} - \mathrm{H}(\omega, \boldsymbol{\lambda}) \mathrm{S}_\mathrm{F}(\omega, \boldsymbol{\theta}) \mathrm{H}^*(\omega, \boldsymbol{\lambda}) \right\|^2 d\omega \tag{24}$$

4.4 Remarks

To minimize the cost functions, the general purpose minimization algorithm available within the software package MATLAB is used.

In the present investigation based on numerically simulated data the effect of measurement noise has not been considered. However, it can be expected that the proposed method will be robust with respect to such noise, provided that it is in a frequency range which is well separated from the range within which the dynamic response is dominant.

In all the analyzed cases, it was found that the present estimation technique yields excellent accuracy of the stiffness and forcing parameters and good accuracy of damping parameters; it was also found that the accuracy of the results is quite insensitive to the range of frequencies Ω used in the cost function.

4.5 Sample application

To validate the procedure, a three-storey frame with the following properties is considered, which can be schematically represented as in Fig. 1:

$$\mathrm{M} = m_0 \begin{bmatrix} 1 & 0 & 0 \\ 0 & 1.5 & 0 \\ 0 & 0 & 2 \end{bmatrix} \quad \mathrm{K} = k_0 \begin{bmatrix} 1 & -1 & 0 \\ -1 & 3 & -2 \\ 0 & -2 & 5 \end{bmatrix} \quad \boldsymbol{\omega} = \begin{Bmatrix} \omega_1 \\ \omega_2 \\ \omega_3 \end{Bmatrix} \tag{25}$$

where m_0=175.13 kN sec^2/m, k_0=11675 kN/m, ω^T=(4.8, 10.3, 15.7) rad/s; the choice of such stiffness and mass has been motivated by the need to reproduce the behaviour of a structure dynamically sensitive to the typical spectral characteristics of wind-induced loads. Proportional damping is assumed, $\mathrm{C} = a\mathrm{M} + b\mathrm{K}$, with a=2, b=0.001. In the numerical generation of the direct and cross PSD the following parameters have been assumed

$L_v^x = 50$ m, $C_z = 10$, $I_v = 0.10$, $\Delta z = 3$ m or $\Delta z = 6$ m depending on the distance between the floors.

The identification for a sample wind speed is reported in Fig.3 where the comparison between the assigned and identified singular values SV are reported, with a convergence of the numerical solution to the exact one; similar results have been found for different wind speeds.

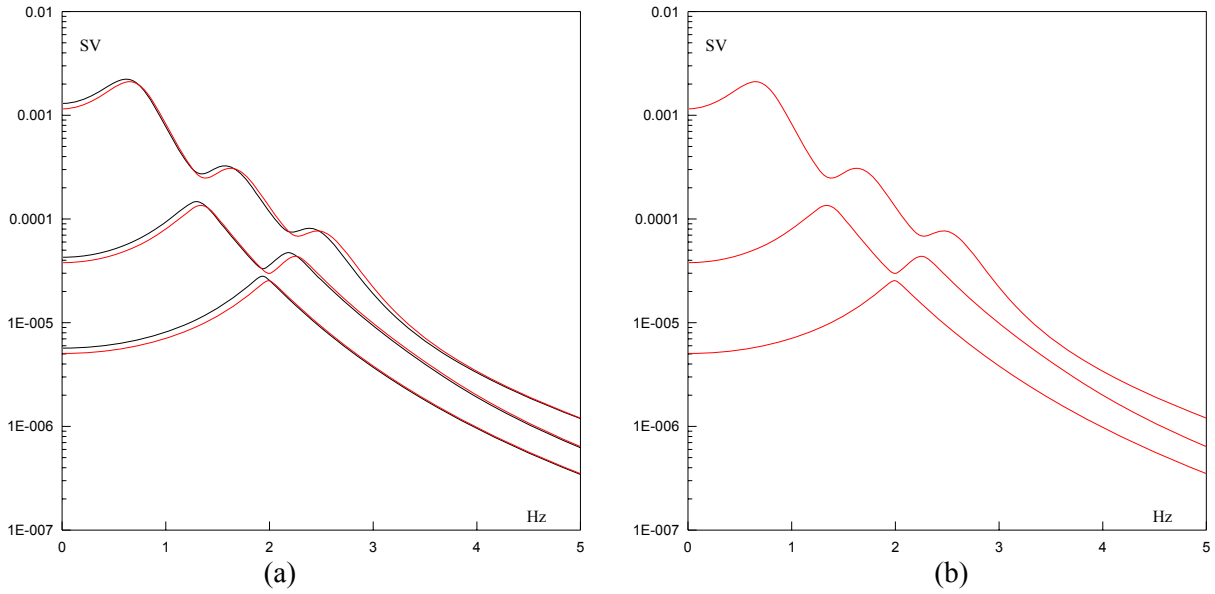


Figure 3. Vm = 50 m/s, σ_v = 5 m/s. Red lines: single values corresponding (a) to initial conditions (error of 10% on stiffness and damping, 30% on wind parameters) and (b) to identified conditions; black lines: exact single values

As in the seismic case (Vasta et al., 2007), in the identification procedure, as far as parameter estimation is concerned, it has been considered as reasonable to assume that the mass properties are known and that only one of the two damping parameters *a,b* is unknown, while their ratio is assumed as known.

5 CONCLUSIONS

An identification procedure in frequency domain to extract both structural and excitation parameters (for white and/or coloured input) using output-only responses has been presented in Vasta et al. (2007) and here extended to the case of wind-induced loads on frame structure. The procedure is based on second order input-output spectral relationships and a minimization procedure adopted to derive system and forcing characteristics. The method relies on the assumption that the excitation PSD matrix is known as regard to the parametric form, while its parameters are unknown. The proposed technique has been so far validated on framed structures under base excitation (Vasta et al., 2007) and under wind-induced loads, as shown in this paper. As a further research, the authors intend to examine the feasibility of the proposed technique using experimental data taken on a real structure in service.

AKNOWLEDGMENTS

The research has been funded by Grants from the Architectural Faculty - University "G. D'Annunzio" of Chieti-Pescara (MIUR 60%, 2007-2008) and by the FY-2009 grant AST 2009 of University "la Sapienza" of Rome.

REFERENCES

Cauberghe B., Guillaume P., Verboven P. and Parloo E., Identification of modal parameters including unmeasured forces and transient effects, *Journal of Sound and Vibration* **265** 609–625, 2003.

Eurocode 1: Actions on structures - Part 1-4: General Actions - Wind actions, European Committee for Standardisation (UNI EN 1991-1-4: 2005)

Parloo E., Verboven P., Guillaume P., and Van Overmeire M., Force identification by means of in-operation modal models, *Journal of Sound and Vibration* **262**(1) 161–173, 2003.

Peeters B. and De Roeck G., Stochastic system identification for operational modal analysis: a review, *Journal of Dynamic Systems, Measurements, and Control* **123** 659–666, 2001.

Roberts J.B., Dunne J.F. and Debonos A., A spectral method for estimation of non-linear system parameters from measured response. *Probabilistic Engineering Mechanics,* **10** 199–207,1995.

Roberts J.B. and Vasta M., Stochastic parameter estimation of non-linear systems using only higher order spectra of the measured response, *Journal of Sound and Vibration* **102**(2), 201–221, 2000.

Simiu, E. and Scanlan, R. H., *Wind Effects on Structures* (3rd Edition), John Wiley and Sons Inc., New York-London, United Kingdom, 1996.

Vasta, M., Casini, P., Sepe V., Identification Procedures for Linear and Nonlinear Mechanical Systems under Unknown Excitations, *COMPDYN 2007* (Computational Methods in Structural Dynamics and Earthquake Engineering) - ECCOMAS Thematic Conference, 13-15 June 2007, Rethymno, Crete, Greece, 2007

Aerodinamica di una imbarcazione in andatura di bolina: comparazione numerico-sperimentale

F. Fossati [a], F. Martina [b], S. Muggiasca [b] , I. M. Viola [b]

[a]Politecnico di Milano, CIRIVE – Galleria del Vento, Milano
[b] Politecnico di Milano, Dipartimento di Meccanica, Milano

PAROLE CHIAVE: Aerodinamica della vela, piani velici, andature di bolina, RANS, confronto sperimentale, galleria del vento.

ABSTRACT

Il presente lavoro si propone di confrontare i risultati ottenuti in galleria del vento sul piano velico di un'imbarcazione IMS da 48' per andature di bolina con le simulazioni CFD realizzate sul medesimo modello. Ai fini di riprodurre le medesime condizioni in termini di regolazione delle vele, nell'ambito della campagna sperimentale, è stato messo a punto un particolare set-up capace, mediante l'utilizzo di 5 telecamere, di rilevare la forma delle vele. Tale informazione è di fondamentale importanza per una corretta modellazione dell'imbarcazione. Tre diverse regolazioni sono state esaminate, analizzando il campo di moto in ciascuna delle situazioni considerate. L'analisi dettagliata del flusso attorno alle vele può essere un importante strumento per spiegare lo stato di carico aerodinamico e le conseguenti prestazioni di un'imbarcazione in funzione della regolazione utilizzata per il piano velico.

INTRODUZIONE

Negli ultimi anni, nell'ambito delle regate di alto livello agonistico, lo studio dell'aerodinamica delle vele con codici RANS è divenuto un consueto strumento progettuale. In particolare, nelle andature di bolina le vele si comportano come due profili alari con flusso prevalentemente attaccato. Per questo motivo sono in maggior parte utilizzati codici a pannelli che riescono a calcolare con sufficiente accuratezza le distribuzioni di pressione sulle vele e quindi le forze sviluppate. Tuttavia, l'interesse nei codici RANS risiede nella loro possibilità di indagare tutto il campo di moto in una vasta regione anche non nelle immediate vicinanze delle vele, divenendo un potentissimo strumento di comprensione del fenomeno fisico.
Nel presente lavoro viene presentata l'attività di ricerca svolta sul piano velico di un'imbarcazione da crociera-regata di 48'. In particolare sono state svolte alcune prove sperimentali in galleria del vento di un modello in scala 1:10 dell'imbarcazione allo scopo di studiare il comportamento aerodinamico del piano velico in andatura di bolina indagando l'effetto delle regolazioni delle vele.
Le prove sperimentali sono state quindi riprodotte numericamente effettuando una serie di analisi RANS e confrontando il risultato numerico con le misure sperimentali. Allo scopo di poter disporre nel modello di calcolo della geometria delle vele tenendo conto dell'effetto delle regolazioni impartite durante le prove sperimentali, parallelamente all'acquisizione delle forze prodotte dalle vele sull'imbarcazione è stata rilevata la forma assunta dalle vele mediante l'analisi fotogrammetrica delle immagini registrate da un sistema di telecamere ad infrarossi.
Nel seguito, dopo una breve descrizione delle modalità di prova in galleria del vento e del sistema di rilievo della geometria del piano velico, verranno descritte le modalità seguite per la generazione del modello numerico di simulazione della prova sperimentale, con particolare riferimento alla definizione del dominio di calcolo, alla generazione della mesh ed alla sua topologia. Viene dapprima analizzata l'influenza della mesh sul risultato numerico e successivamente vengono

presentati i risultati ottenuti dalla simulazione numerica delle diverse regolazioni del piano velico ed il confronto con il dato sperimentale.

DESCRIZIONE DELLE PROVE SPERIMENTALI

Un modello dell'imbarcazione (la parte al di sopra del piano di galleggiamento), completo di coperta, albero, sartiame e vele, viene montato su una bilancia dinamometrica a 6 componenti, a sua volta fissata al centro del tavolo girevole nella camera di prova a strato limite. La bilancia è posizionata all'interno modello in modo tale da avere l'asse X allineato con l'asse longitudinale del modello e l'asse Z verticale verso l'alto. Il modello può essere fissato con un angolo di sbandamento a scelta (Fossati et al., 2008c). Le notevoli dimensioni della camera di prova permettono l'utilizzo di modelli grandi con notevole vantaggio nella progettazione del modello stesso: le vele possono essere realizzate con le usuali tecniche di veleria mentre per sartiame, verricelli, scotte, etc è possibile utilizzare la componentistica tipica del modellismo. Tutto il piano di coperta può essere riprodotto in scala consentendo di regolare le vele attraverso i medesimi circuiti con cui vengono regolate al vero: in tal modo è possibile avere arridatoi per regolare il sartiame, circuiti delle drizze, cunningam, vang, base randa, carica alto e basso, etc, tutti regolabili. I modelli vengono approntati utilizzando fino a 7 verricelli elettrici che, comandati in remoto dalla camera di controllo o con un normale radiocomando da modellismo mentre si è dentro la camera di prova, servono a regolare le manovre correnti più importanti quali scotte, carrelli, tangone, etc. I verricelli sono proporzionali in modo tale da consentire la registrazione della regolazione e permettere la ripetibilità della misura. In Figura 1 è mostrato un tipico modello di imbarcazione a vela nella camera di prova della Galleria del vento del Politecnico di Milano.



Figura 1: Modello di imbarcazione durante una sessione di prova nella Galleria del Vento del Politecnico di Milano.

Durante la prova la velocità del flusso viene mantenuta costante. In particolare, nelle andature di bolina si preferisce raggiungere la massima velocità del flusso sopportabile dal modello, mentre provando vele per andature portanti si preferisce riprodurre al meglio il rapporto tra le forze peso e le forze aerodinamiche "di galleggiamento" che agiscono sulla vela per consentirne la corretta regolazione. La rotazione del tavolo girevole definisce l'angolo al vento apparente mentre l'angolo di sbandamento dipende, come già detto, dal fissaggio del modello sulla bilancia. Definite le condizioni di prova, vengono testate diverse regolazioni delle vele operando in remoto sui verricelli elettrici. Dalla camera di controllo, è possibile vedere chiaramente il modello e i filetti di lana sulle vele. Inoltre diverse telecamere sono poste intorno e sul modello in modo da poter regolare le vele dai migliori punti di osservazione e in particolare da quelli da cui normalmente si opera da bordo. Per ogni regolazione delle vele, vengono acquisiti i segnali della bilancia e tutte le grandezze di che definiscono le caratteristiche della vela (Fossati et al., 2006).
Per confrontare diversi piani velici si utilizzano coefficienti adimensionali, dividendo le forze misurate per la pressione dinamica di riferimento e le dimensioni caratteristiche delle vele. In

questo modo è possibile confrontare l'efficienza di vele che hanno diverse superfici e che sono state provate con diversi valori di pressione dinamica

Il primo confronto che è possibile effettuare, valuta la variazione del coefficiente di spinta all'avanzamento (Cx) rispetto al coefficiente di forza laterale (Cy). A titolo di esempio, in Figura 2 sx si mostra l'andamento di Cx rispetto a Cy per 4 angoli al vento apparente (AWA) provati (22°, 27°, 32° e 42°). Per ogni AWA sono state cercate le regolazioni delle vele che permettono di ottenere il massimo Cx per diversi valori di Cy. La prima regolazione delle vele che l'operatore ricerca è quella che massimizza Cx indipendentemente dal valore di Cy: in generale, tesando le scotte delle vele si ottiene un incremento di Cx e di Cy, tuttavia un tensionamento eccessivo produce ampie zone di flusso separato con conseguente crollo di Cx a fronte di un incremento di Cy. Dopo aver trovato la regolazione con il massimo Cx assoluto, si comincia a lascare il carrello della scotta della randa per ridurre l'angolo di attacco della vela e trovare i massimi Cx corrispondenti a Cy via via decrescenti. Una volta lascato completamente il carrello si lasca anche la scotta della randa per aumentare il twist della vela.

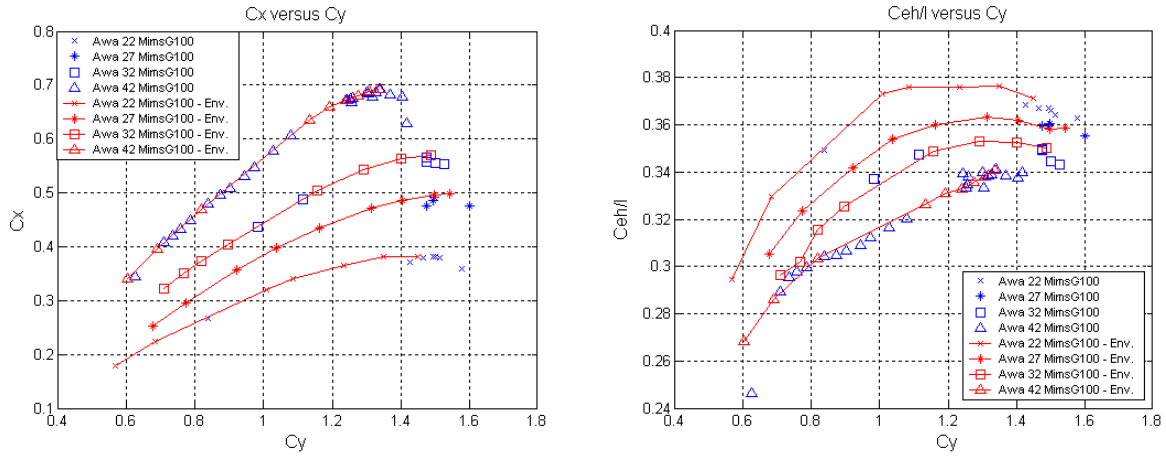


Figura 2. Andamento del coefficiente di spinta all'avanzamento (Cx) e dell'altezza del centro velico in funzione del coefficiente di forza laterale (Cy) per diverse regolazioni delle vele.

Il rapporto tra il momento sbandante (Mx) e la forza laterale è definito come l'altezza del centro di spinta (Ceh): a titolo di esempio in Figura 2 (dx) si riporta la variazione dell'altezza del centro velico, espressa come frazione dell'altezza dell'albero, al variare delle diverse regolazioni che influiscono sulla spinta laterale.

Durante le prove in Galleria del Vento, alle classiche misure di forza e coppia, è stato affiancato un nuovo sistema sviluppato allo scopo di effettuare il rilievo della forma delle vele in condizioni di esercizio (Fossati et al, 2008b).



Figura 3: Telecamere in camera di prova, marker circolari piatti sulla vela

Tale sistema può definire le coordinate spazio temporali di una griglia di punti di interesse (marker) applicati sulle vele e sull'attrezzatura (Figura 3), riprendendo simultaneamente il modello con più

telecamere (5 telecamere). Le telecamere operano nel campo degli infrarossi e sfruttano il potere riflettente dei marker che riflettono il segnale inviato da appositi illuminatori triggerati dalle telecamere
Successivamente viene effettuata la ricostruzione della posizione 3D di ciascun marker e la nuvola di punti corrispondente ai marker di ciascuna vela viene interpolata con due superfici di tipo NURBS ottenendo il modello geometrico del piano velico che può essere utilizzato come input per le analisi fluidodinamiche numeriche.
La presenza di un trigger garantisce la contemporaneità tra le misure dei carichi aerodinamici e quelle relative alla geometria delle vele (Fossati et al, 2008a).

IL PIANO VELICO ANALIZZATO

Si consideri in seguito l'analisi dettagliata di un piano velico in una tipica configurazione per andature di bolina. Come mostrato in Figura 4 il modello utilizzato (scala 1:10) riproduce un'imbarcazione IMS di 48' armata a sloop con randa e genoa. In particolare la randa è dotata del massimo allunamento consentito dall'attuale regolamento IMS ed il genoa è armato in testa d'albero senza sovrapposizione.

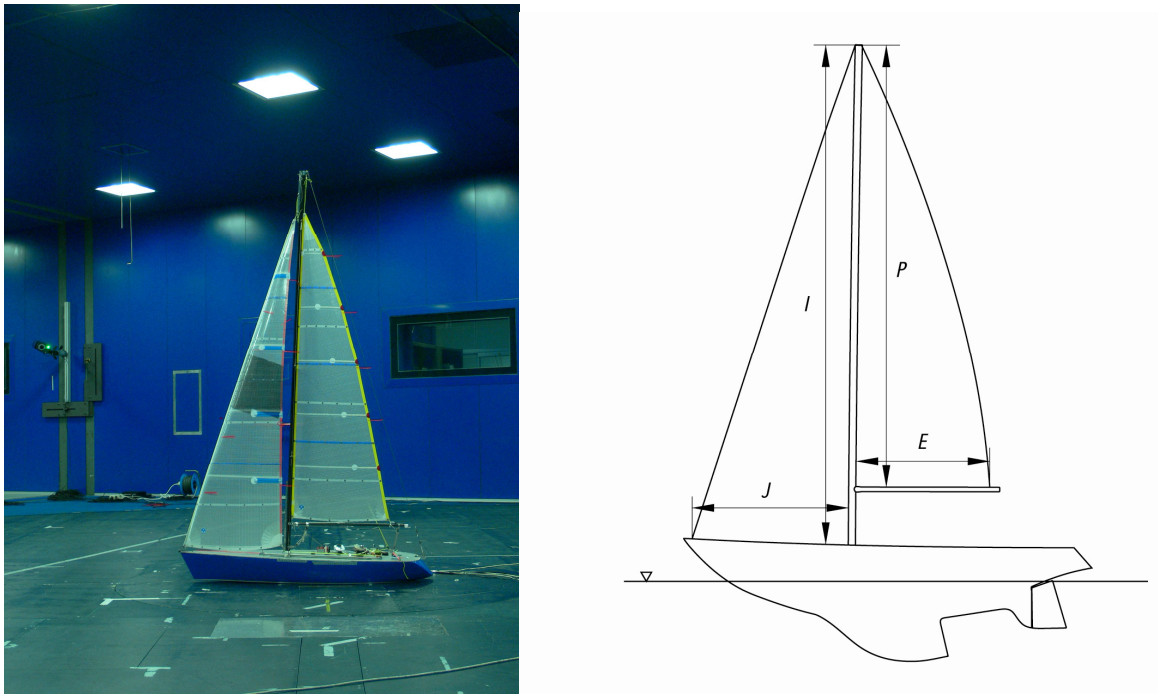


Figura 4. Il modello di imbarcazione all'interno della camera di prova e principiali dimensioni del piano velico

La Tabella 1 mostra le principali dimensioni del piano velico schematizzate in Figure 4

I	1970 [mm]
J	600 [mm]
P	1760 [mm]
E	568 [mm]

Tabella 1: Principali dimensioni del piano velico

DESCRIZIONE DELLE ANALISI NUMERICHE

Le simulazioni numeriche hanno riprodotto la prova sperimentale realizzata in scala modello, in modo tale che fosse possibile confrontare le forze calcolate con quelle misurate sperimentalmente senza fattore di scala. La velocità del flusso adottata durante il test in galleria del vento è circa pari a 3m/s, pertanto il Reynolds caratteristico calcolato sull'altezza del modello ($h_{modello}$=2.117 m) è

dell'ordine di 4 10^5. Poiché non è possibile allo stato dell'arte risolvere il sistema di equazioni di Navier-Stokes per Reynolds così alti, è stata adottata una tecnica RANS che consentisse di risolvere il sistema mediato nel tempo. Per tenere conto dell'effetto sul moto medio delle componenti fluttuanti tagliate dall'operatore di media, è stato applicato un modello di turbolenza SST, così come suggerito in Collie et al., 2001. I modesti numeri di Mach, consentono di trascurare le variazioni di densità dell'aria e quindi di disaccoppiare l'equazione dell'energia dall'equazione di continuità e di momento di quantità di moto (Querard et al, 2007).
Le analisi numeriche sono state realizzate con il solver commerciale Fluent (Ansys Inc.), sia nella versione seriale che parallelo a seconda delle dimensioni di mesh utilizzate. Infatti sono state investigate diverse dimensioni e topologie di mesh, per controllare l'effetto della discretezzazione spaziale sulla soluzione. Per la realizzazione delle mesh sono stati utilizzati i pre-processori Gambit e Tgrid (Ansys Inc.). Il dominio è stato discretizzato con elementi tertraedrici di dimensione crescente dalle pareti solide (vele e scafo), al contorno esterno del dominio (vedi Figura 5). Sono stati provati diversi valori del rapporto di disinfittimento, ovvero il rapporto tra la dimensione lineare di un elemento e del successivo in direzione normale al corpo solido: rapporti elevati consentono una diminuzione del numero di elementi della mesh ma possono influire sulla soluzione, pertanto sono stati adottati rapporti modesti da 1.1 a 1.2. Per avere una dimensione di griglia più raffinata nella regione di parete, sono stati utilizzati elementi esaedrici allungati nelle direzioni tangenti alla superficie (*span-wise* e *cord-wise*). In figura 6 (sx) si mostra una sezione orizzontale della mesh tetraedrica in cui è visibile il disinfittimento dalle vele alle estremità del dominio, in figura 6 (dx) si mostra il dettaglio del bordo di uscita della randa ed è visibile la regione di elementi esaedrici intorno alle vele.

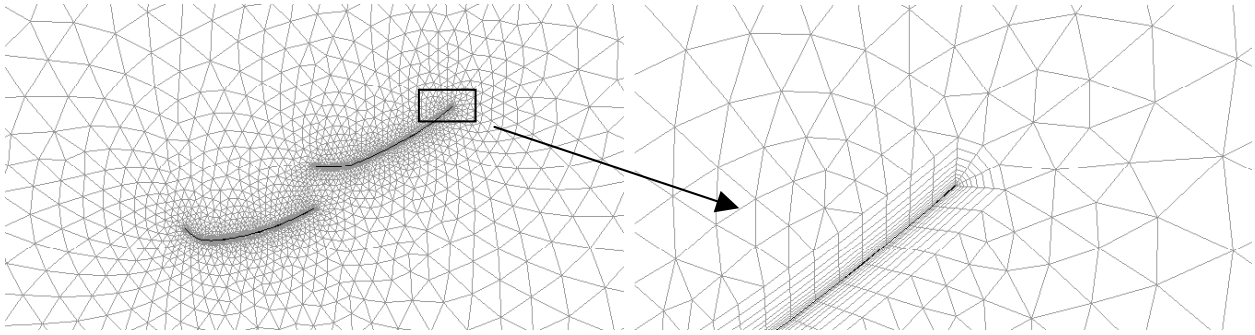


Figura 5: Esempio di mesh con elementi tetraedrici ed elementi esaedrici vicino alle pareti solide.

Sono state realizzate diverse simulazioni per verificare che la condizione di velocità in ingresso fosse posta sufficientemente a monte del modello da non influire sulle forze aerodinamiche. La dimensione trasversale della camera di prova è stata modellata diminuendo la distanza tra le pareti e imponendo su di esse una condizione di *free-slip*: in tal modo è stato possibile non risolvere lo strato limite sulle pareti della galleria mantenendo lo stesso effetto di bloccaggio. Per contro, il profilo di velocità sul pavimento della galleria non è stato trascurato, in quanto l'opera morta dello scafo si trova all'interno dello strato limite.
Di seguito sono riportati i risultati numerici e il confronto con i dati sperimentali per differenti regolazioni delle vele, realizzate rispettivamente partendo dalla regolazione di massima spinta e depotenziando il piano velico lascando prima il carrello della randa poi la scotta come descritto in precedenza. Il modello è in posizione verticale, ovvero in assenza di angolo di sbandamento con l'asse longitudinale posto a un angolo di 22° rispetto alla direzione del vento incidente.
I risultati delle simulazioni numeriche si riferiscono a due diverse schematizzazioni realizzate rispettivamente con una mesh di circa 1.5 milioni di soli elementi tetraedrici e y+ superiori a 60, e una mesh di circa 2 milioni di elementi di cui parte esaedrici nelle regioni a parete e y+ inferiore a 5.
In figura 6 è riportato l'andamento il coefficiente di lift (CL) in funzione del coefficiente di drag (CD) al variare della regolazione delle vele: le misure sperimentali (linea nera) sono confrontate con

i risultati ottenuti numericamente simulando le regolazioni imposte alle vele durante le prove sperimentali, rispettivamente con la mesh rada (linea rossa) e con la mesh fitta (linea azzurra). Si osserva che il trend sperimentale è correttamente colto da entrambe le simulazioni, tuttavia, mentre le simulazioni con mesh rada mostrano una sovrastima sistematica del lift e una corretta valutazione del drag, le mesh fini con regione esaedrica mostrano una sovrastima del drag, dovuto a una sistematica sovrastima dell'estensione della regione di flusso separato.
Si è infatti potuto osservare che le mesh più più fini (*fine*) tendono a spostare il punto in cui inzia la separazione verso il bordo d'ingresso delle vele mentre mesh più rade (*coarse*) tendono a spostare il punto in cui inzia la separazione verso il bordo d'uscita delle vele.
In Figura 7 è presentato per le medesime configurazioni l'andamento del coefficiente di spinta nella direzione di avanzamento (CX) in funzione del coefficiente di spinta in direzione laterale (CY). Si osserva che la maggiore estensione della regione separata nelle regolazioni associate alla massima spinta propulsiva, comporta una brusca diminuzione della componente di avanzamento.

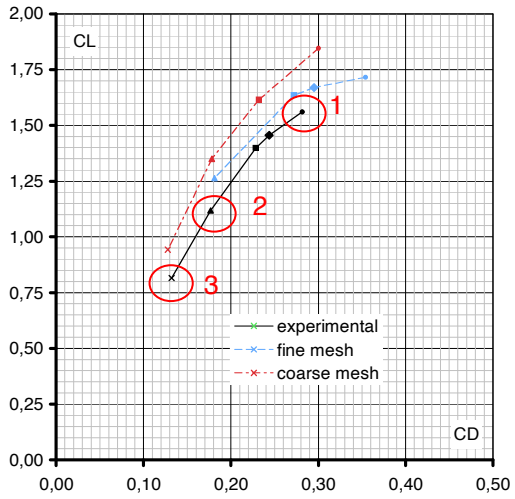


Figura 6: Coefficiente CL vs coefficiente CD: la curva nera mostra i risultati sperimentali; in rosso i risultati ottenuti con mesh rada e in azzurro con mesh fine.

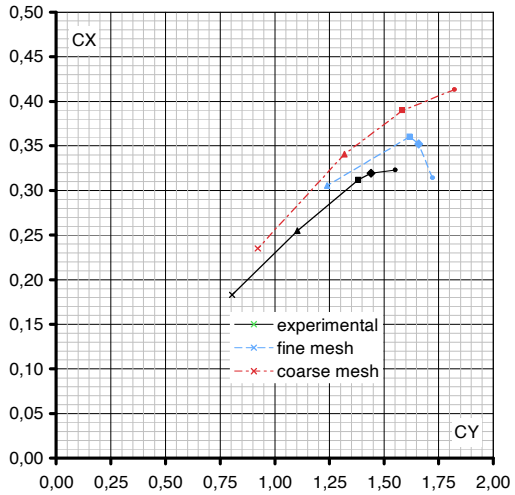


Figura 7: Coefficiente CX vs coefficiente CY: la curva nera mostra i risultati sperimentali; in rosso i risultati ottenuti con mesh rada e in azzurro con mesh fine.

In Figura 8 sono presentate le distribuzioni del coefficiente di pressione Cp sulle vele e sullo scafo, osservati da sottovento, per tre regolazioni (vedi Figura 6) simulate utilizzando la mesh rada. Mentre sopravento la distribuzione di pressione è prevalentemente omogenea con valori di Cp

compresi tra 0.5 e 1, la depressione sottovento alle vele è responsabile della maggior parte della forza aerodinamica.
La regolazione del fiocco rimane invariata e prima viene lascato il carrello della randa (regolazione 2), e successivamente la scotta della randa (3); è interessante osservare come entrambe queste manovre sulla randa incidano prevalentemente sulla distribuzione di pressione del fiocco. Infatti il contributo alla risultante aerodinamica dovuta alla randa è inferiore a quella dovuta al fiocco. Come noto nella letteratura aeronautica, essendo randa e fiocco due profili accoppiati, il secondo profilo genera upwash sul primo inducendo un incremento dell'angolo di attacco. Viceversa il primo profilo genera downwash sul secondo diminuendone, anche se in misura ridotta, l'angolo di attacco. Per questo motivo, lascando la randa si osserva una diminuzione della depressione sottovento ad essa e una conseguente diminuzione del lift generato, quindi un minor upwash sul fiocco con conseguente diminuzione della depressione sottovento ad esso (regione più scura in figura).

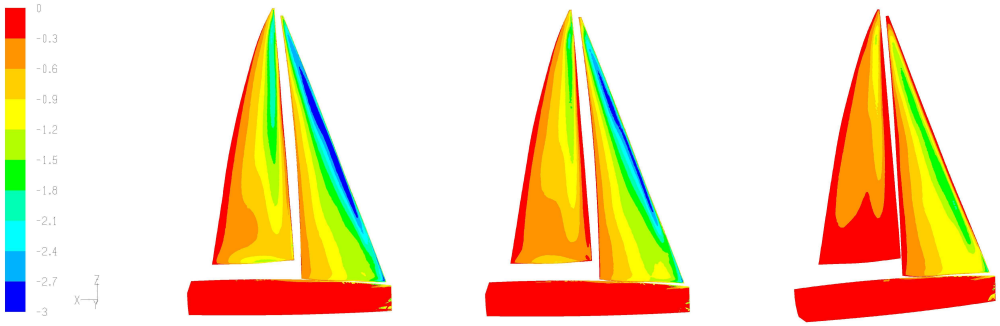


Figura 8: Distribuzioni del coefficiente di pressione Cp sull'imbarcazione vista da sottovento delle simulazioni delle regolazioni 1 2 e 3 rispettivamente da sinistra verso destra.

In Figura 9 è presentato il campo di moto in termini di rapporto tra la pressione dinamica e la pressione dinamica in ingresso al volume di calcolo per le tre regolazioni già menzionate: il campo di moto è riferito ad un piano orizzontale posto a $^1/_3$ dell'altezza dell'albero del modello. Si osserva chiaramente la rotazione della sezione della randa che ne mostra la differente regolazione: le regioni di forte depressione sottovento alle vele corrispondono alle regioni di flusso accelerato.

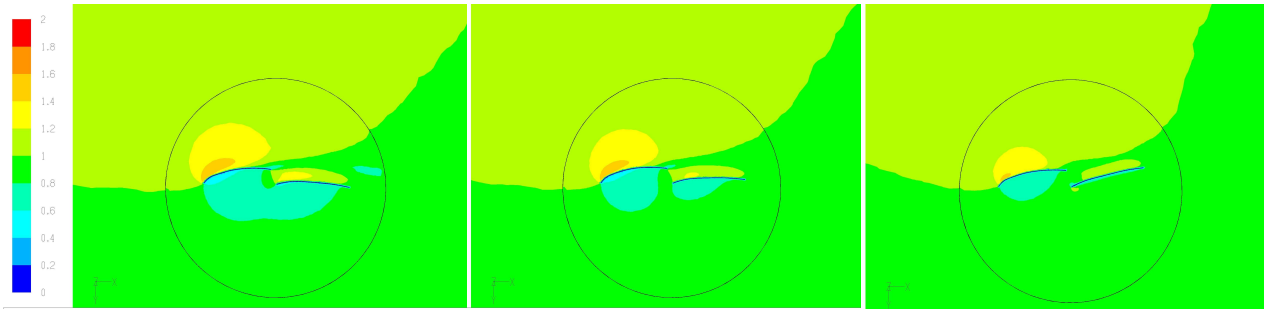


Figura 9: Distribuzioni della pressione dinamica adimensionale q* sul piano orizzontale z=1/3h, delle simulazioni delle regolazioni 1, 2 e 3 rispettivamente da sinistra verso destra.

In Figura 10 si riportano i diagrammi di Cp in funzione della corda di ogni profilo per ciascuna delle tre regolazioni analizzate. Dal primo diagramma che presenta la regolazione con la randa più cazzata, si evince che la pressione generata dal fiocco è molto più rilevante di quella generata dalla randa. Infatti, la superficie racchiusa dalla curva blu del fiocco è molto più grande della superficie racchiusa dalla curva rossa della randa. La distribuzione di pressione sul fiocco ha un picco di depressione significativo al 10% della corda, il quale genera una forza orientata verso la direzione di avanzamento grazie alla sua sezione (visibile in Figura 9) che presenta una discreta profondità (camber) al bordo di ingresso e massimo camber al 35%. Al contrario, la sezione della randa presenta il massimo camber circa al 50% della corda, di conseguenza il picco di depressione si colloca più indietro rispetto a quanto accade al fiocco, ovvero oltre il 20% della corda.

Sempre in Figura 9, i diagrammi corrispondenti alle regolazioni successive mostrano uno schiacciamento uniforme del profilo di pressione del fiocco, mentre il profilo di pressione della randa si inverte nel primo 15% della corda. Lo zero del coefficiente Cp di sottovento della randa passando dalla regolazione di massima spinta a quella maggiormente depotenziata si sposta dal bordo in ingresso al 12% della corda.
In effetti, lascando la randa, si ha una diminuzione della sezione del canale tra randa e fiocco con conseguente aumento della perdita di carico : la portata di flusso che passa nel canale diminuisce, diminuendo la velocità e aumentando la pressione.

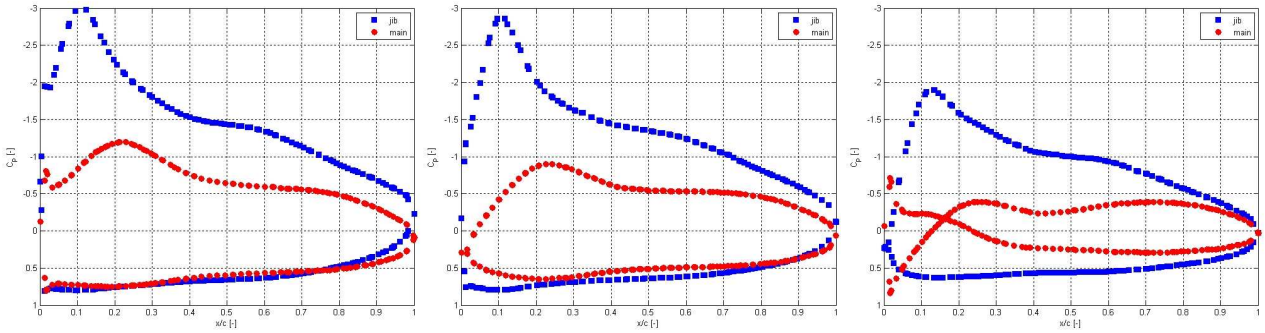


Figura 10: Andamento del coefficiente di pressione Cp lungo la corda normalizzata x/c a quota z=1/3h, di fiocco (jib) e randa (main), delle regolazioni 1, 2 e 3 rispettivamente dasinistra verso destra

CONCLUSIONI

Il confronto tra i risultati dell'attività sperimentale e quelli ottenuti mediante le simulazioni numeriche hanno permesso di mettere in evidenza potenzialità e limiti della CFD nella definizione dell'aerodinamica di un piano velico. Se da un lato la CFD consente di indagare con grande dettaglio le caratteristiche del campo di moto da cui dipendono i carichi aerodinamici prodotti sulle vele, dall'altro affinché l'approccio numerico sia efficace, è essenziale realizzare una corretta modellazione dello strato limite soprattutto per quelle regolazioni prossime alla condizione di massimo Cx in cui si osservano ampie zone di flusso separato.
La dipendenza del risultato dalla mesh è inoltre ancora troppo penalizzante, pertanto la ricerca deve essere volta ad individuare soluzioni che siano indipendenti dalla mesh prescelta.

BIBLIOGRAFIA

F. Fossati, S. Muggiasca, I.M. Viola, A. Zasso (2006). *Wind Tunnel Techniques for Investigation and Optimization of Sailing Yachts Aerodynamics*; proceedings of 2nd High Performance Yacht Design Conference; Auckland, NZ.

Querard, A.B.G. and Wilson, P.A. (2007) *Aerodynamic of modern square head sails: a comparative study between wind-tunnel experiments and RANS simulations*. In, Modern Yacht, Southampton, UK, 11-12 Oct 2007. London, UK, The Royal Institution of Naval Architects, 8pp, 107-114.

S.J. Collie, M. Gerritsen, P. Jackson; *A Review of Turbulence Modelling for Use in Sail Flow Analysis*; School of Engineering Report No. 603; October 23, 2001; Auckland NZ

F. Fossati, F. Martina, S. Muggiasca (2008) *Experimental database of sails performance and flying shapes in upwind conditions*, Proceedings of International Conference Innovation in High Performance Sailing Yachts, May 29-31, 2008, Lorient France

F. Fossati, F. Martina, D. Rocchi, R. Sala (2008), *A Multicamera Displacement Measuring System for Boundary Layer Wind Tunnel Tests,* Proceedings of International Conference on Visualization, Imaging and Image Processing. Mallorca, Spain, Sept., 1-3 2008

F. Fossati, S. Muggiasca (2008), *Influence Of Heel On Yacht Sailplan Performance*, Hiper 08-6th Proccedings of International Conference On High-Performance Marine Vehicles, Naples (Italy) 18th-20th September 2008

Aeroelastic torsional divergence of suspension bridges via a fully nonlinear continuum formulation

Walter Lacarbonara, Andrea Arena

Dipartimento di Ingegneria Strutturale e Geotecnica "Sapienza Università di Roma", Roma

ABSTRACT

A fully nonlinear three-dimensional dynamic model of a suspension bridge under fairly general loading conditions is proposed. The nonlinear balance equations are obtained via a direct total Lagrangian formulation and the kinematics, for the deck and the two cables, include the finite displacements of the centroidal lines and the flexural and torsional finite rotations of the deck cross-sections (otherwise rigid in their own planes). The deformation parameters, namely, the elongations in the cables, the deck elongation and the three curvatures, are nonlinear functions of the displacement gradients. The proposed model takes into account the fully nonlinear extensional-flexural-torsional coupling and examines both torsional divergence and lateral buckling phenomena induced by static wind actions. An application of the three-dimensional nonlinear model, for the study of aeroelastic stability, is illustrated considering the Hu Men Suspension Bridge on the Zhu Jiang river in China. For this structure, the calculated critical wind velocities are compared with the results obtained via a linear analysis. Moreover, the proposed nonlinear model allowed to carry out effective parametric studies so as to assess the influence, on the critical wind velocity, of the global parameters governing the structural bridge response.

KEYWORDS: Torsional divergence, Suspension bridges, Nonlinear continuum formulation, Flexural-torsional coupling, Geometrically exact approach.

1. THE THREE-DIMENSIONAL NONLINEAR MODEL

The bridge undeformed (stress-free) configuration is considered as the reference configuration. The fixed Cartesian reference frame $(O, \boldsymbol{i}_1, \boldsymbol{i}_2, \boldsymbol{i}_3)$ has the origin in the deck centroidal point of the left boundary section. For the two suspension cables under their own weight, the catenary equilibrium configuration is given by:

$$y_c(x) = \frac{1}{\gamma}\left\{\cosh\left[\gamma\left(x - \frac{1}{2}\right)\right] - \cosh\left(\frac{\gamma}{2}\right)\right\} \tag{1}$$

where γ is the nondimensional horizontal component of the tension $N_c(x)$ in each cable. The position vectors describing the catenary geometry of the two cables are defined as follows:

$$\boldsymbol{y}^{\pm} = \boldsymbol{x}^{\pm} + h(x)\boldsymbol{i}_2 \tag{2}$$

The superscripts "+" and "-" denote the two suspension cables (the plus refers to that undergoing incremental tension, the minus tension loosening, respectively, when the deck suffers a counterclockwise rotation); *h(x)* is a continuous function that defines the hangers undeformed geometry on the bridge span: $h(x) = h_p + l\, y_c(x)$, h_p is the height of the bridge towers and l is the bridge span. The vectors $\boldsymbol{x}^{\pm}$ indicate the position vectors of the hanger points of attachment onto the deck and their expression is given by:

$$\boldsymbol{x}^{\pm} = \boldsymbol{x}^{C} \pm \frac{B}{2}\boldsymbol{i}_3 \tag{3}$$

where B is the transversal distance between the two hangers arrays and $\boldsymbol{x}^C$ is the position vector of the deck centroidal point in the reference configuration. The current configuration of the bridge can be described by the following position vectors:

$$\breve{\boldsymbol{p}}^{C}(x,t) = \boldsymbol{x}^{C} + \breve{\boldsymbol{u}}(x,t),\ \ \breve{\boldsymbol{p}}^{\pm}(x,t) = \boldsymbol{x}^{\pm} + \breve{\boldsymbol{u}}^{\pm}(x,t),\ \ \breve{\boldsymbol{q}}^{\pm}(x,t) = \boldsymbol{y}^{\pm} + \breve{\boldsymbol{v}}^{\pm}(x,t) \tag{4}$$

which indicate, respectively, the current position of the deck centroidal point, the hangers attachment points to the deck and the cables centroidal points. Accordingly, the displacement vectors $\breve{\boldsymbol{u}}^{\pm}(x,t)$ are given by:

$$\breve{\boldsymbol{u}}^{\pm}(x,t) = \breve{\boldsymbol{u}}(x,t) \mp \frac{B}{2}\left[\sin\breve{\phi}_1\boldsymbol{i}_2 + \left(1-\cos\breve{\phi}_1\right)\boldsymbol{i}_3\right] \tag{5}$$

where ϕ_1 is the deck torsional rotation (see Fig 1a-b).

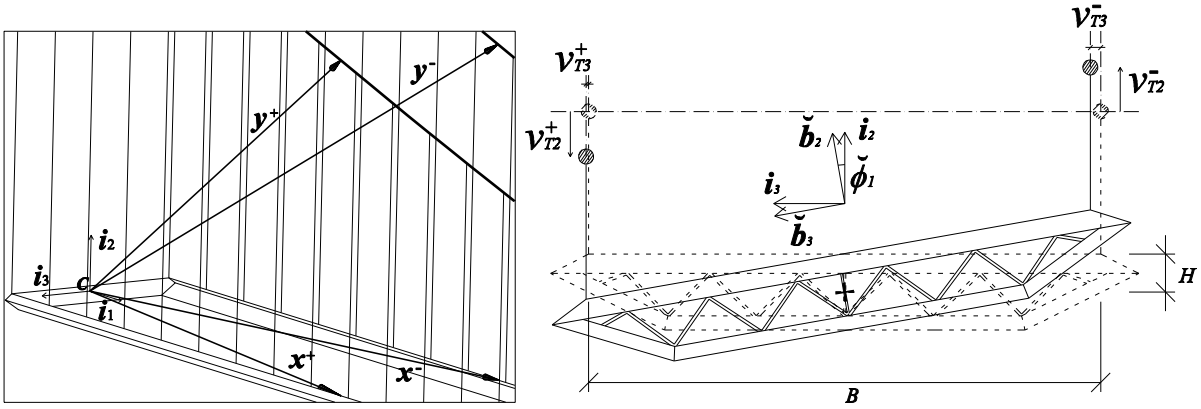


Figure 1: *a)* Position vectors and reference frame in the bridge undeformed configuration; *b)* deck torsional rotation.

Further, the current configuration of the cross-sections is described by the unit vectors $\left(O, \breve{\boldsymbol{b}}_1, \breve{\boldsymbol{b}}_2, \breve{\boldsymbol{b}}_3\right)$. The strain and stress total Lagrangian parameters are defined in the local basis of each structural element. For the cables, the elongation and its dual dynamic counterpart (i.e., the tension) are taken into account:

$$\breve{\boldsymbol{\epsilon}}_c^{\pm} = \breve{\epsilon}_c^{\pm}\breve{\boldsymbol{a}}_1^{\pm},\ \ \breve{\epsilon}_c^{\pm} = \cos\theta^c\sqrt{\left(1+\breve{v}_{1,x}^{\pm}\right)^2 + \left(y_{c,x}+\breve{v}_{2,x}^{\pm}\right)^2 + \breve{v}_{3,x}^{\pm\ 2}} - 1 \tag{6}$$

$$\breve{\boldsymbol{n}}^{\pm}(x,t) = \breve{N}^{\pm}(x,t)\breve{\boldsymbol{a}}_1^{\pm},\ \breve{\boldsymbol{a}}_1^{\pm} = \frac{\cos\theta^c}{1+\breve{\epsilon}_c^{\pm}}\left[\left(1+\breve{v}_{1,x}^{\pm}\right)\boldsymbol{i}_1 + \left(y_{c,x}+\breve{v}_{2,x}^{\pm}\right)\boldsymbol{i}_2 + \breve{v}_{3,x}^{\pm}\boldsymbol{i}_3\right] \tag{7}$$

where $\cos\theta^c = 1/\sqrt{1+{y_{c,x}}^2}$ is the horizontal projection of the tangent unit vector on the catenary cable configuration $y_c(x)$ and the subscript x indicates the partial differentiation with respect to the horizontal coordinate x; $\breve{\boldsymbol{a}}_1^{\pm}$ are the unit tangent vectors to the current cables configurations. The deck section configuration is described by the following finite rotation matrix $\breve{\mathbf{R}}$:

$$\breve{\mathbf{R}} = \begin{bmatrix} \cos\breve{\phi}_2\cos\breve{\phi}_3 & \sin\breve{\phi}_1\sin\breve{\phi}_2\cos\breve{\phi}_3 - \cos\breve{\phi}_1\sin\breve{\phi}_3 & \cos\breve{\phi}_1\sin\breve{\phi}_2\cos\breve{\phi}_3 + \sin\breve{\phi}_1\sin\breve{\phi}_3 \\ \cos\breve{\phi}_2\sin\breve{\phi}_3 & \cos\breve{\phi}_1\cos\breve{\phi}_3 + \sin\breve{\phi}_1\sin\breve{\phi}_2\sin\breve{\phi}_3 & \cos\breve{\phi}_1\sin\breve{\phi}_2\sin\breve{\phi}_3 - \sin\breve{\phi}_1\cos\breve{\phi}_3 \\ -\sin\breve{\phi}_2 & \sin\breve{\phi}_1\cos\breve{\phi}_2 & \cos\breve{\phi}_1\cos\breve{\phi}_2 \end{bmatrix}$$

Consequently, the deck strain and the curvature vectors are defined as follows:

$$\breve{\boldsymbol{\epsilon}}_b = \breve{\mathbf{R}}^{\mathrm{T}}\breve{\boldsymbol{p}}_x^C - \boldsymbol{x}_x\,,\quad \breve{\boldsymbol{\mu}} = \breve{\mathbf{R}}^{\mathrm{T}}\breve{\mathbf{R}}_x \tag{9}$$

The intrinsic componential forms of these vectors are:

$$\begin{aligned}
&\breve{\boldsymbol{\epsilon}}_b = \breve{\epsilon}_{\mathrm{b}}\breve{\boldsymbol{b}}_1 + \breve{\eta}_2\breve{\boldsymbol{b}}_2 + \breve{\eta}_3\breve{\boldsymbol{b}}_3\,, \qquad \breve{\epsilon}_{\mathrm{b}} = \sqrt{\left(1+\breve{u}_{1,x}\right)^2 + \breve{u}_{2,x}{}^2 + \breve{u}_{3,x}{}^2} - 1\\
&\breve{\boldsymbol{\mu}} = \left(\breve{\phi}_{1,x} - \breve{\phi}_{3,x}\sin\breve{\phi}_2\right)\breve{\boldsymbol{b}}_1 + \left(\breve{\phi}_{2,x}\cos\breve{\phi}_1 + \breve{\phi}_{3,x}\sin\breve{\phi}_1\cos\breve{\phi}_2\right)\breve{\boldsymbol{b}}_2 + \left(\breve{\phi}_{3,x}\cos\breve{\phi}_1\cos\breve{\phi}_2 - \breve{\phi}_{2,x}\sin\breve{\phi}_1\right)\breve{\boldsymbol{b}}_3
\end{aligned} \tag{10}$$

The component along $\breve{\boldsymbol{b}}_1$ is the deck elongation; $\breve{\eta}_2$ and $\breve{\eta}_3$ are the shear strains along $\breve{\boldsymbol{b}}_2$ and $\breve{\boldsymbol{b}}_3$, respectively. The following kinematic constraints are prescribed, $\breve{\eta}_2 = \breve{\eta}_3 = 0$, because of the practical occurrence of unshearability in the deck. Accordingly, the flexural rotations $\breve{\phi}_2$ and $\breve{\phi}_3$ are explicit nonlinear functions of the displacement gradients:

$$\begin{aligned}
&\cos\breve{\phi}_2 = \sqrt{\left(1+\breve{u}_{1,x}\right)^2 + \breve{u}_{2,x}{}^2}\Big/\sqrt{\left(1+\breve{u}_{1,x}\right)^2 + \breve{u}_{2,x}{}^2 + \breve{u}_{3,x}{}^2}\\
&\sin\breve{\phi}_2 = -\breve{u}_{3,x}\Big/\sqrt{\left(1+\breve{u}_{1,x}\right)^2 + \breve{u}_{2,x}{}^2 + \breve{u}_{3,x}{}^2}\\
&\breve{\phi}_2 = \arctan\left[-\breve{u}_{3,x}\Big/\sqrt{\left(1+\breve{u}_{1,x}\right)^2 + \breve{u}_{2,x}{}^2}\right],\ \breve{\phi}_3 = \arctan\left[\breve{u}_{2,x}/\left(1+\breve{u}_{1,x}\right)\right]
\end{aligned} \tag{11}$$

The deck internal force vectors, namely the contact force and contact couple, are given by:

$$\begin{aligned}
&\breve{\boldsymbol{t}}(x,t) = \breve{P}(x,t)\breve{\boldsymbol{b}}_1 + \breve{S}_2(x,t)\breve{\boldsymbol{b}}_2 + \breve{S}_3(x,t)\breve{\boldsymbol{b}}_3\\
&\breve{\boldsymbol{m}}(x,t) = \breve{T}(x,t)\breve{\boldsymbol{b}}_1 + \breve{M}_2(x,t)\breve{\boldsymbol{b}}_2 + \breve{M}_3(x,t)\breve{\boldsymbol{b}}_3
\end{aligned} \tag{12}$$

Finally, the hangers strain and internal force have the following expressions:

$$\breve{\epsilon}_h^{\pm} = \left\{\frac{1}{h(x)}\sqrt{\left(\breve{v}_1^{\pm} - \breve{u}_1\right)^2 + \left(h(x) + \breve{v}_2^{\pm} - \breve{u}_2 \pm \frac{B}{2}\sin\phi_1\right)^2 + \left[\breve{v}_3^{\pm} - \breve{u}_3 \pm \frac{B}{2}(1-\cos\phi_1)\right]^2} - 1\right\}\breve{\imath}_h^{\pm}$$

$$\breve{\boldsymbol{r}}^{\pm}(x,t) = \breve{R}^{\pm}(x,t)\breve{\boldsymbol{\imath}}_h^{\pm}\,,\ \breve{\boldsymbol{\imath}}_h^{\pm} = \left(\breve{\boldsymbol{q}}^{\pm}(x,t) - \breve{\boldsymbol{p}}^{\pm}(x,t)\right)/\left|\breve{\boldsymbol{q}}^{\pm}(x,t) - \breve{\boldsymbol{p}}^{\pm}(x,t)\right| \tag{13}$$

The external static and dynamic forces acting on the deformed shape of the bridge are described by the vectors $\breve{\boldsymbol{f}}_b(x,t), \breve{\boldsymbol{f}}_c^{\pm}(x,t)$ and $\breve{\boldsymbol{c}}(x,t)$. Hence, the balance equations, in vectorial form, can be written as:

$$\begin{aligned}
&\breve{\boldsymbol{n}}_x^+ + \breve{\boldsymbol{f}}_c^+ - \breve{\boldsymbol{r}}^+ = \frac{\rho^c A^c}{\cos\theta^c}\breve{\boldsymbol{q}}_{tt}^+\\
&\breve{\boldsymbol{n}}_x^- + \breve{\boldsymbol{f}}_c^- - \breve{\boldsymbol{r}}^- = \frac{\rho^c A^c}{\cos\theta^c}\breve{\boldsymbol{q}}_{tt}^-\\
&\breve{\boldsymbol{t}}_x + \breve{\boldsymbol{f}}_b + \breve{\boldsymbol{r}}^+ + \breve{\boldsymbol{r}}^- = \rho^b A^b\breve{\boldsymbol{p}}_{tt}\\
&\breve{\boldsymbol{m}}_x + \breve{\boldsymbol{p}}_x^C \times \breve{\boldsymbol{t}} + \frac{B}{2}\breve{\boldsymbol{b}}_3 \times \left(\breve{\boldsymbol{r}}^+ - \breve{\boldsymbol{r}}^-\right) + \breve{\boldsymbol{c}} = \int_{\mathrm{D}} \rho^b\left(\tilde{\boldsymbol{x}} \times \tilde{\boldsymbol{x}}_{tt}\right)dA^b
\end{aligned} \tag{14}$$

where the subscript t denotes partial differentiation with respect to time t. The constitutive laws are linearly elastic both for the cables, hangers and deck elements:

$$\breve{N}^{\pm}(x,t) = N_c^{\pm} + E^c A^c \breve{\epsilon}_c^{\pm},\ \breve{R}^{\pm}(x,t) = E^h A^h \breve{\epsilon}_h^{\pm}/h(x) \tag{15}$$

$$\breve{P}(x,t) = E^b A^b \breve{\epsilon}_b\ ,\breve{T}(x,t) = G^b J_1^b \breve{\mu}_1\ ,\ \breve{M}_2(x,t) = E^b J_2^b \breve{\mu}_2\ ,\ \breve{M}_3(x,t) = E^b J_3^b \breve{\mu}_3 \tag{16}$$

The presented formulation is based on a total Lagrangian approach whereby all quantities (kinematic and dynamic) may be expressed as the summation of a static component, induced by a quasistatic pre-stressing process, and the dynamic increment induced by incremental dynamic forces. As an example, let $\breve{\boldsymbol{g}}(x,t)$ denote a generic deformation parameter, then $\breve{\boldsymbol{g}}(x,t) = \boldsymbol{g}^0(x) + \boldsymbol{g}(x,t)$, where $\boldsymbol{g}^0(x)$ is the static part and $\boldsymbol{g}(x,t)$ is the dynamic incremental part. The integration of the nonlinear vectorial partial-differential equations is performed numerically by projecting them into a convenient basis. A finite elements discretization joined with a time integration scheme is employed in COMSOL Multiphysics v.3.4, 2008.

2. MODEL VALIDATION

A first application of the proposed model, useful to validate the dynamic equilibrium equations, aims at the evaluation of the modal properties of an existing suspension bridge, the Runyang Suspension Bridge. In particular, the following analyses are based on the reference mechanical parameters and the obtained results are compared with the values proposed in Zhang, 2004. The eigenvalue problem is solved considering the bridge deformed configuration under its own weight, so as to take into account the pre-stressed state. The linearization of the incremental nonlinear equations was automatically performed by the FE solver.

Table 1 Lowest flexural and torsional frequencies of the Runyang Suspension Bridge (*span 1490m*).

Proposed nonlinear three-dimensional model								
Displacement component	u_3	u_2	u_3	u_2	u_2	u_2	ϕ_1	ϕ_1
Mode	*Sym*	*Skew*	*Skew*	*Sym*	*Skew*	*Sym*	*Skew*	*Sym*
Frequency (Hz)	0.0504	0.1126	0.1269	0.1307	0.1846	0.2128	0.2546	0.2812
Literature results, Zhang, 2004								
Frequency (Hz)	--	--	--	0.1262	0.1721	--	0.2411	--
Difference (%)	--	--	--	3.57	7.26	--	5.60	--

In Tab. 1 the lowest few frequencies of the bridge modes are illustrated and compared with the literature results obtained via a finite elements model of the structure. Mildly higher values, exhibited by the proposed model, are due to the continuum formulation that has been adopted mostly for the deck behavior. The global degrees of freedom, which govern such a rich mechanical problem in the present continuum formulation, are only 10 whereby the stiffness parameters are mean global values and the real discrete hangers distribution has been replaced by a continuum equivalent distribution.

3. AEROELASTIC STABILITY

The main focus of the present study is the aeroelastic response of a suspension bridge under loads induced by the wind-structure interaction. This offers an interesting application of the three-dimensional geometrically exact model. As in previous literature investigations, only the static component of the aeroelastic forces is considered although the proposed nonlinear continuum formulation can take into account and investigate more general aerodynamic forces.

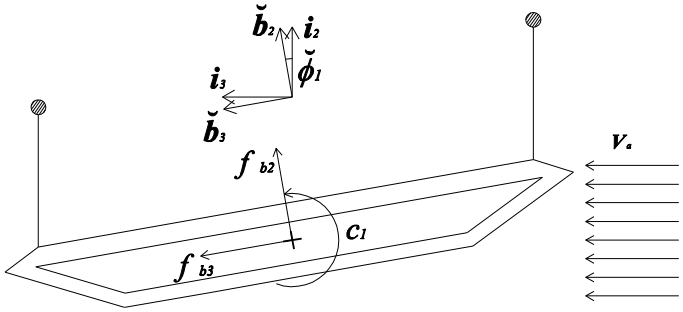


Figure 2: Aeroelastic forces acting on the deck deformed configuration.

The incremental aerostatic forces - drag, lift and aerostatic moment – acting on the structure deformed configuration are introduced in the vectors $\breve{\boldsymbol{f}}_b, \breve{\boldsymbol{f}}_c^{\pm}$ and $\breve{\boldsymbol{c}}$ using the aerostatic coefficients as follows (Simiu and Scanlan, 1996):

$$f_{b,3} = \frac{1}{2}\rho_a V_a^2 H\left(\chi_1^D + \chi_2^D \breve{\phi}_1\right),\ f_{b,2} = \frac{1}{2}\rho_a V_a^2 B\left(\chi_1^L + \chi_2^L \breve{\phi}_1\right),\ c_1 = \frac{1}{2}\rho_a V_a^2 B^2\left(\chi_1^M + \chi_2^M \breve{\phi}_1\right)$$

where ρ_a is the air density, V_a the static wind velocity component, B and H represent the deck geometry and χ_i are the coefficients appearing in the linearization of the aerostatic coefficients, as shown in Tab. 2. The three aerostatic forces are defined in the deck local basis $\left(O, \breve{\boldsymbol{b}}_1, \breve{\boldsymbol{b}}_2, \breve{\boldsymbol{b}}_3\right)$ and they are all functions of the current bridge configuration through the kinematic variable $\breve{\phi}_1$.

Table 2: Parameters in the linearization of the aerostatic coefficients, Cheng 2003.

Lift coefficient		*Aerostatic moment coefficient*	
χ_1^L	χ_2^L	χ_1^M	χ_2^M
-0.0246	0.0789	0.00877	0.01838
Angle of attack ϕ_1 [deg]		*Drag coefficient*	
		χ_1^D	χ_2^D
0	1	0.81993	0.02075
1	2	0.83759	0.00309
2	3	0.87531	-0.01577
3	4	0.93540	-0.03580
4	>4	1.02020	-0.05700

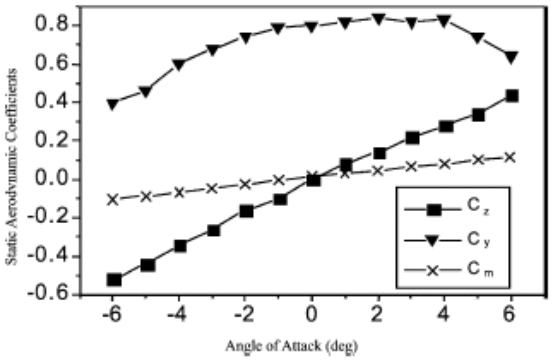


Figure 3: Aerostatic coefficients of the Hu Men Suspension Bridge, Cheng 2003.

Figure 3 shows the aerostatic coefficients experimentally obtained in a wind gallery for the Hu Men Suspension Bridge as presented in Cheng *et al*., 2003. For the cables, the drag force only is considered and the aerostatic coefficient is set to C_D = 0.7 as in Xiang, 1996. Differently from a linear analysis, the proposed nonlinear model allows to take into account the effect of the simultaneous presence of aeroelastic forces and evaluate the effect of torsional and flexural rigidity loss in the structure to study both torsional divergence and lateral buckling phenomena. Moreover, the continuum formulation adopted in the model is suitable for examining the influence, on the critical wind velocity, of the bridge's stiffness global parameters. The nonlinear equilibrium equations are governed by nondimensional parameters representing the mechanical characteristics of the particular examined bridge; in the proposed aeroelastic study, more attention is given to the parameters τ_b, κ_c and σ_b that indicate, respectively, the ratio of the deck torsional rigidity, the cable axial rigidity and the deck $\breve{\boldsymbol{b}}_2$-axis flexural rigidity to the $\breve{\boldsymbol{b}}_3$-axis flexural rigidity:

$$\tau_b = \frac{G^b J_1^b}{E^b J_3^b}\ , \kappa_c = \frac{E^c A^c l^2}{E^b J_3^b}\ , \sigma_b = \frac{E^b J_2^b}{E^b J_3^b} \tag{17}$$

4. AEROSTATIC ANALYSIS RESULTS: THE CASE OF THE HU MEN SUSPENSION BRIDGE

The analysis was conducted increasing the three aerostatic forces simultaneously by a multiplier of the wind velocity until the critical condition was reached. The model allowed to observe the evolution of all kinematic parameters during the load paths, an example of which is proposed in Fig. 4a. Interestingly, the fully nonlinear model, based on finite displacements and rotations, correctly exhibited the bending displacements when the bridge was subject to the aerostatic moment only. This is a direct consequence of the flexural-torsional coupling obtained with the formulated equilibrium equations.

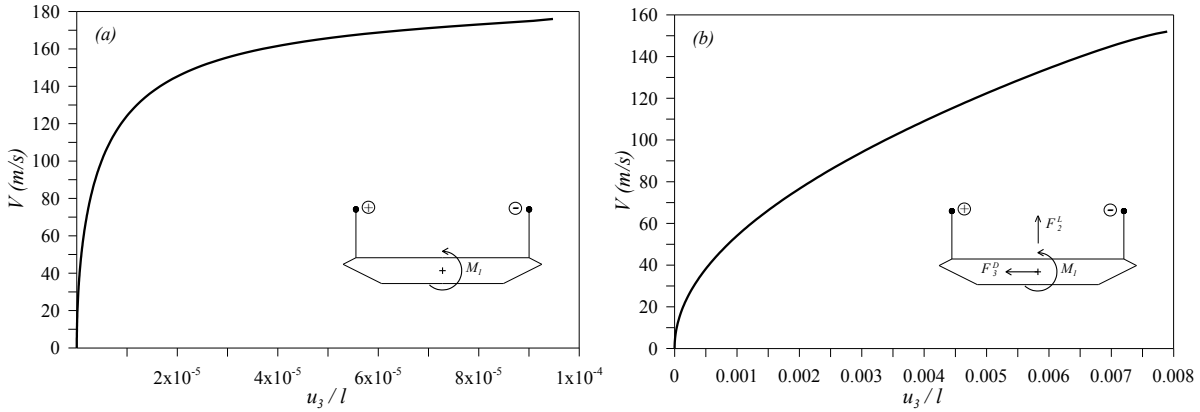


Figure 4: *a)* Nonlinear equilibrium paths for the $\boldsymbol{i_3}$-axis displacement component under the action of the aerostatic moment; *b)* path with all aerostatic forces.

In Fig. 4b, the lateral bending response curve is shown for the case of a full aerostatic loading pattern. Figure 5a shows the equilibrium path obtained with the nonlinear model and compared with the typical path constructed via a linear model without flexural-torsional coupling: a lower critical wind velocity is obtained with the proposed nonlinear model. The result is in good agreement with the literature, Cheng *et al.,* 2003; Zhang, 2007. It prominently shows how the coupling of aerostatic forces leads to a decrease of the critical wind velocity.

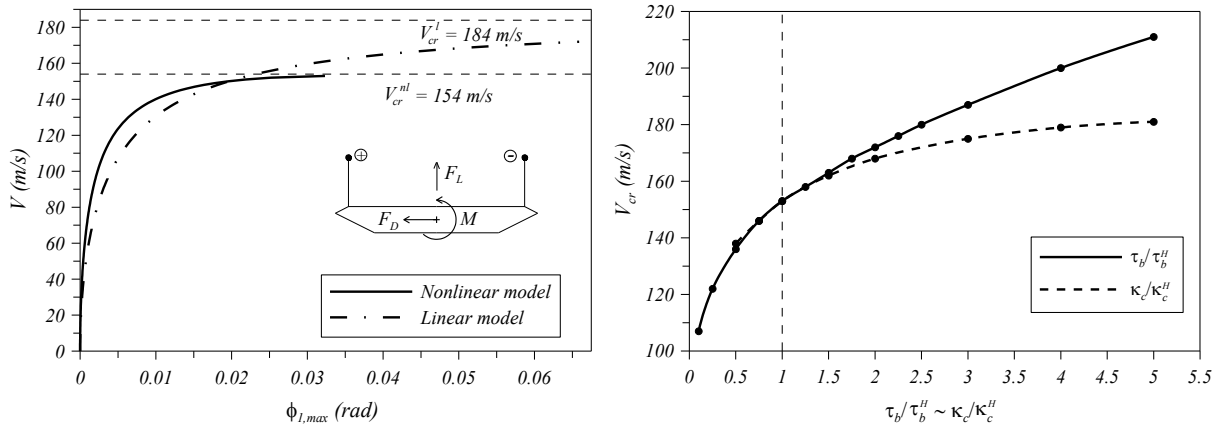


Figure 5. *a)* Linear and nonlinear equilibrium paths: deck maximum torsional rotation ϕ_1; *b)* variation of the critical wind velocity with the relative stiffness parameters.

The continuum formulation was exploited to effectively investigate the influence of the bridge global parameters as shown in Fig. 5b. The same parameters, although denoted with the

superscript *"H"*, are obtained for the geometrical and constitutive characteristics of the Hu Men Suspension Bridge. The results indicate that, since finite rotations of the deck cross-section have been accounted for, the torsional rigidity as well as the cables axial elastic stiffness have an important influence on the aeroelastic response of the structure.

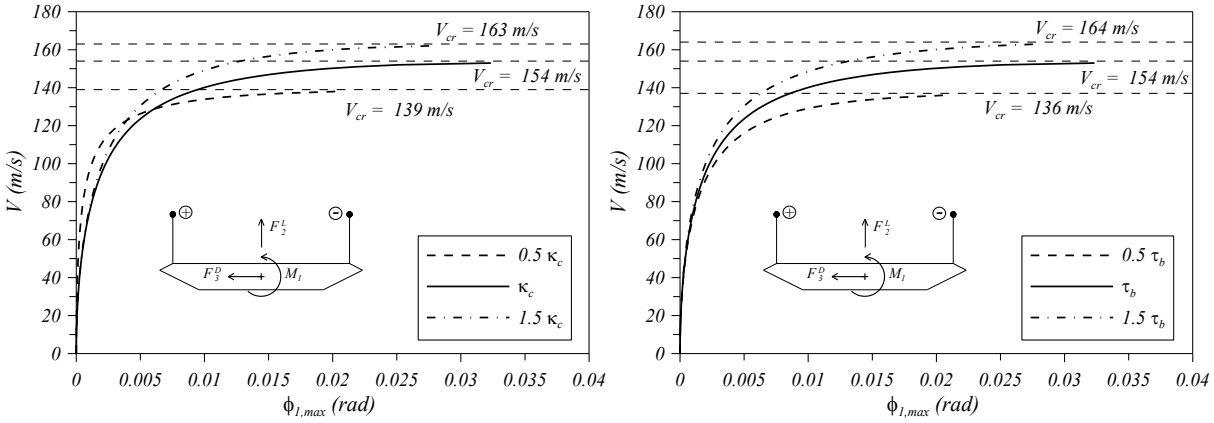


Figure 6. *a)* Linear and nonlinear equilibrium paths: deck maximum torsional rotation ϕ_1; *b)* variation of the critical wind velocity with the relative stiffness parameters.

To better understand the aeroelastic response predicted by the proposed nonlinear model, it is illuminating to consider all torsional load-carrying contributions. By projecting the vectorial equilibrium equations onto the local axes and looking at the torsional equilibrium equation, it is clear that not only torque gradient and cables axial tension are taken into account; there are two nonlinear terms arising from the flexural deck load-carrying mechanisms that appear nonlinearly,

$$\breve{T}_x - \breve{\mu}_3\breve{M}_2 + \breve{\mu}_2\breve{M}_3 - \frac{B}{2}(\tilde{r}_2^+ - \tilde{r}_2^-) + \tilde{c}_1(\breve{\phi}_1) = 0 \tag{18}$$

where *tilde* indicates the component in the local basis. Moreover, the torque gradient $\breve{T}_x$ is not only function of the torsional rotation $\breve{\phi}_1$ but it also depends on the flexural rotations $\breve{\phi}_2$ and $\breve{\phi}_3$ as follows:

$$\breve{T}_x = G^b J_1^b\left[\breve{\phi}_{1,xx} - \left(\breve{\phi}_{3,xx}\sin\breve{\phi}_2 + \breve{\phi}_{2,x}\,\breve{\phi}_{3,x}\cos\breve{\phi}_2\right)\right] \tag{19}$$

As expected, the higher contribution to the bridge stability is offered by the cables axial rigidity, due to the hangers reactions, and by the linear elastic term in the torque gradient expression; the last contribution to the aeroelastic stability is delivered by the term $\breve{\mu}_2\breve{M}_3$. Equation (18) and relevant simulation results, Arena 2008, have shown that the terms $-\breve{\mu}_3\breve{M}_2$ and the nonlinear part of the torque gradient may contribute to the instability of the structure thus determining, with respect to a linear model not accounting for their effects, the trend of the critical wind velocity.

5. CONCLUDING REMARKS

A fully nonlinear three-dimensional model of suspension bridges is defined via a continuum formulation. The deck and cables kinematics are assumed finite and the strains and curvatures are geometrically exact, in the sense that they are exact nonlinear functions of the kinematic parameters gradients. Dynamic equilibrium equations, imposed in the bridge current configuration, are obtained by a direct total Lagrangian formulation. Inertial and constitutive nondimensional mean parameters allow to apply the model to any existing single-span suspension bridge and study, by their variation, its nonlinear response to an external static and dynamic excitation. The accuracy of the model is tested by determining the modal

characteristics of an existing suspension bridge and comparing them with the literature results: a very good agreement has been found. An aeroelastic analysis is proposed in the last part of this work and it represents one of several applications offered by the present nonlinear model. The flexural-torsional coupling, taken into account in the nonlinear equilibrium equations, makes it possible to investigate both torsional divergence and lateral buckling phenomena; moreover, the vectorial approach allows to easily implement a follower load pattern as the aerostatic forces are. The case of Hu Men Suspension Bridge has been instrumental for the validation of the aeroelastic study. In accordance with the literature results, the model predicts a lower critical wind velocity when the geometrical nonlinearities are taken into account. The parametric analyses show the model capability to detect the global mechanical parameters that influence the aeroelastic nonlinear response of the suspension bridge. In particular, the deck torsional rigidity affects the critical condition through an elastic stiffness contribution as well as the cables geometric and elastic stiffness exert an important effect on the aeroelastic stability.

6. REFERENCES

Simiu E., Scanlan R. (1996). *Wind effects on Structures.* Wiley & Sons, New York

Cheng J., Jiang J., Xiao R. (2003). Aerostatic stability analysis of suspension bridges under parametric uncertainty, *Engineering Structures*, Vol. 25, pp. 1675-1684

Cheng J., Jiang J., Xiao R., Xiang H. (2003). Series method for analyzing 3D nonlinear torsional divergence of suspension bridges, *Computers and Structures*, Vol. 81, pp. 299-308

Zhang X., Sun B. (2004). Parametric study on the aerodynamic stability of a long-span suspension bridge, *Journal of Wind Engineering and Industrial Aerodynamics*, Vol. 92, pp. 431-439

Zhang X. (2007). Influence of some factors on the aerodynamic behavior of long-span suspension bridges, *Journal of Wind Engineering and Industrial Aerodynamics*, Vol. 95, pp. 149-164

Lacarbonara W., Yabuno H. (2006). Refined models of elastic beams undergoing large in-plane motions: theory and experiment, *International Journal of Solids and Structures*, Vol. 43, pp. 5066-5084

Lacarbonara W., Paolone A., Vestroni F. (2007). Elastodynamics of nonshallow suspended cables: Linear modal properties, *Journal of Vibration and Acoustics*, Vol. 129, pp. 425-433.

Borri C., Costa C. (2004). Quasi-steady analysis of a two-dimensional bridge deck element, *Computers and Structures*, Vol. 82, pp. 993-1006.

Sepe V., Augusti G. (2001): A "deformable section" model for the dynamics of large suspension bridges. Part I: Model and linear response, *Wind and Structures*, Vol.4, pp. 1-18.

Arena A. (2008). Modellazione non lineare ed analisi della risposta dinamica di ponti sospesi, *Tesi di laurea specialistica in Ingegneria Civile* pp. 129.

COMSOL Multiphysics v. 3.4, 2008.

Analisi comparativa di tre metodi per la simulazione di campi di vento Gaussiani

Filippo Ubertini [a], Fabio Giuliano [b], Franco Bontempi [b]

[a] Dipartimento di Ingegneria Civile e Ambientale, Università degli Studi di Perugia, Perugia
[b] Dipartimento di Ingegneria Strutturale e Geotecnica, Università di Roma "La Sapienza", Roma

SOMMARIO

La simulazione digitale di campi di vento turbolento, schematizzati come processi stocastici Gaussiani multivariati, è un metodo largamente adottato per generare l'input esterno da utilizzare in analisi di risposta di strutture geometricamente non lineari. Il problema non comporta alcuna difficoltà teorica dal momento che esistono in letteratura un gran numero di tecniche come, ad esempio, il classico e robusto metodo della sovrapposizione ponderata delle armoniche. Tuttavia, nelle applicazioni pratiche, è spesso necessario ridurre l'onere computazionale richiesto da tale metodo, specialmente per domini di simulazione di grande dimensione. A tale scopo sono state proposte in letteratura tecniche alternative tra cui: filtri autoregressivi a media mobile e approcci semplificati basati sulla decomposizione ortogonale propria della matrice di densità spettrale di potenza della turbolenza atmosferica. In questo lavoro vengono confrontate l'efficienza e l'accuratezza dei tre metodi alternativi sopra citati, tenendo conto della struttura degli algoritmi e dell'onere computazionale. A tale scopo vengono considerati due casi di studio aventi complessità crescenti, in modo da indicare vantaggi e svantaggi dei diversi schemi computazionali a seconda del problema in esame.

ABSTRACT

The digital simulation of the turbulent wind velocity field, modeled as a multivariate stationary Gaussian process, is a widely adopted tool to generate the external input for response analysis of wind-sensitive nonlinear structures. The problem does not entail any theoretical difficulty, existing already a large number of well-established techniques, such as the robust and accurate "weighted amplitude wave superposition" method. However, reducing the computational effort required by such a method is often mandatory when dealing with complex structures and large dimensional simulation domains. To this end, less expensive techniques were proposed in the literature, such as autoregressive moving average methods and approximate formulas exploiting the proper orthogonal decomposition of the spectral matrix. In this paper, a comparative study between the three aforementioned techniques is proposed, accounting for algorithm structure and computational effort. Two numerical examples, with increasing complexity, are considered, in order to give some guidelines about which method should be preferred in consideration of the problem under study.

PAROLE CHIAVE: processi stocastici, turbolenza atmosferica, sovrapposizione ponderata delle armoniche, filtri autoregressivi, decomposizione ortogonale propria.

1. INTRODUZIONE

Campi di vento turbolento sono comunemente impiegati in analisi strutturali non lineari (Gusella & Materazzi, 2000; Cluni *et al.*, 2007; Ubertini, 2008). A tale riguardo, la turbolenza atmosferica è in genere modellata come un processo stocastico Gaussiano stazionario a media nulla, le cui realizzazioni possono essere generate utilizzando numerose e ben note tecniche di letteratura (Schuëller (ed.), 1997). Tra queste, il classico metodo basato sulla sovrapposizione ponderata delle armoniche ("weighted amplitude wave superposition" (WAWS)) proposto da Shinozuka & Jan,

1972 fornisce probabilmente i risultati di migliore qualità (Rossi *et al.*, 2003). Tuttavia, tale procedura comporta un notevole onere computazionale, specialmente nel caso di domini di simulazione di grande dimensione. Procedure meno onerose possono essere ottenute sfruttando le proprietà della decomposizione ortogonale propria ("proper orthogonal decomposition" (POD)) della matrice di densità spettrale di potenza del processo stocastico, proposta da Li & Kareem, 1995 e da Di Paola, 1998. Un metodo basato sulla POD, in particolare, è stato recentemente proposto da Carassale & Solari, 2006 ed applicato per simulare il campo di vento turbolento su un dominio di grandi dimensioni, rappresentativo di un ponte sospeso di grande luce, con un onere computazionale significativamente ridotto. Una terza classe di ben noti algoritmi di simulazione è rappresentata dai filtri autoregressivi ("auto regressive" (AR)) e dai filtri autoregressivi a media mobile ("auto regressive moving average" (ARMA)), introdotti originariamente da Samaras *et al.*, 1985 e applicati alla simulazione di campi di vento da Mignolet & Spanos, 1990, Li & Kareem, 1990 e Di Paola & Gullo, 2001.
In questo lavoro viene presentata un'analisi comparativa tra il metodo WAWS, una tecnica basata sulla POD e un filtro autoregressivo, considerando a tale scopo due casi studio di complessità crescenti. Vale la pena sottolineare che i tre metodi considerati sono solo alcuni tra quelli attualmente disponibili in letteratura. Una revisione esaustiva dei diversi approcci disponibili può essere trovata nel lavoro di Kareem, 2008, in cui sono inclusi anche i casi non stazionari e non Gaussiani.

2. EQUAZIONI GOVERNANTI

Si consideri un sistema di riferimento Cartesiano con l'origine alla quota del terreno e identificato dai versori $\mathbf{e_1}$, $\mathbf{e_2}$ e $\mathbf{e_3}$. Il versore $\mathbf{e_3}$ è assunto parallelo alla direzione gravitazionale e diretto verso l'alto. Il campo della velocità del vento $\mathbf{V}(\mathbf{x},t)$ viene idealizzato come la somma di un valore medio $\mathbf{U}(x_3)$, parallelo a $\mathbf{e_1}$, e una componente fluttuante stazionaria Gaussiana a media nulla (turbolenza atmosferica) $\mathbf{u}(\mathbf{x},t)$, che dipende dalla posizione $\mathbf{x}$ e varia nel tempo t. Le proiezioni dei vettori $\mathbf{x}$ e $\mathbf{u}$ lungo i versori $\mathbf{e_j}$ sono indicate da x_j e u_j (per j=1,2,3), rispettivamente. Se P e P' indicano due punti localizzati a $\mathbf{x}$ e $\mathbf{x}'$, allora, da un punto di vista probabilistico, la completa caratterizzazione di $\mathbf{u}$ è assicurata dalla conoscenza della funzione di correlazione $R_{u_iu_j}(\mathbf{x},\mathbf{x}',t,t')$ per ciascuna coppia di componenti turbolente u_i, u_j. Assumendo che $\mathbf{u}$ sia un processo ergodico, $R_{u_iu_j}(\mathbf{x},\mathbf{x}',t,t')$ è data dalla trasformata di Fourier della funzione di cross densità spettrale di potenza ("cross power spectral density" (CPSD)) $S_{u_iu_j}(\mathbf{x},\mathbf{x}',\omega)$ di u_i e u_j, essendo ω la frequenza circolare. La gran parte dei modelli teorici adottati nell'ingegneria del vento esprimono la CPSD in termini di auto-spettri $S_{u_iu_i}(\mathbf{x},n)$, $S_{u_ju_j}(\mathbf{x}',n)$ e funzione di coerenza $Coh_{v_iv_j}(\mathbf{x},\mathbf{x}',n)$, per i,j=1,2,3, essendo $n=\omega/2\pi$ la frequenza (Di Paola, 1998). Il modello proposto da Solari & Piccardo, 2001, viene qui adottato per esprimere analiticamente $S_{u_ju_j}(\mathbf{x},n)$, per *j=1,2,3*, mentre la coerenza $Coh_{v_iv_j}(\mathbf{x},\mathbf{x}',n)$ è descritta attraverso la classica espressione esponenziale (Carassale & Solari, 2006).
A scopo di simulazione, il dominio spaziale viene discretizzato in una griglia di N punti, che in genere rappresentano nodi significativi della struttura in esame o di un suo modello numerico. La posizione del k-esimo punto è identificata dal vettore $\mathbf{x}^{(k)}$, con k=1,2,…,N, avente proiezioni $x_j^{(k)}$ lungo i versori $\mathbf{e_j}$ (per j=1,2,3). Tale discretizzazione spaziale consente di rappresentare il campo di vento $\mathbf{V}^{(k)}(t)=\mathbf{V}(\mathbf{x}^{(k)},t)$ come la somma dei vettori delle velocità medie $\mathbf{U}^{(k)}=\mathbf{U}(\mathbf{x}^{(k)})$ e dei vettori delle componenti turbolente $\mathbf{u}^{(k)}(t)=\mathbf{u}(\mathbf{x}^{(k)},t)$. Le proiezioni di $\mathbf{u}^{(k)}$ lungo i versori $\mathbf{e_j}$ sono date da $u_j^{(k)}$ (per j=1,2,3). Seguendo tale approccio discreto nello spazio, il campo aleatorio dipendente dal tempo $\mathbf{u}(\mathbf{x},t)$ è trasformato in un processo stazionario *3N*-variato $\underline{\mathbf{u}}(t)$, dove $\underline{\mathbf{u}}(t)$ è un vettore colonna di lunghezza *3N* che contiene le componenti $u_1^{(k)}$, $u_2^{(k)}$, $u_3^{(k)}$ dei vettori di turbolenza $\mathbf{u}^{(k)}(t)$ per k=1,2,…,N. La completa caratterizzazione del processo $\underline{\mathbf{u}}(t)$ è data dalla sua matrice di densità spettrale di potenza (PSD) $\mathbf{S_{\underline{u}\underline{u}}}(n)$ che contiene le funzioni PSD e CPSD delle componenti turbolente o, in maniera equivalente, la matrice spettrale "two-side" $\mathbf{G_{\underline{u}\underline{u}}}(\omega)$ (Carassale & Solari, 2006). Realizzazioni del processo $\underline{\mathbf{u}}(t)$ sono quindi generate lungo una sequenza t_j per j=1,2,…,N_t, di istanti di tempo distribuiti ad intervalli regolari di ampiezza Δt. Il dominio della frequenza circolare viene limitato nell'intervallo [$-\omega_c$, ω_c] essendo ω_c la frequenza circolare di taglio. Tale intervallo viene discretizzato attraverso una successione di frequenze circolari ω_k per k=1,2,…,N_ω, distribuite ad intervalli regolari di ampiezza $\Delta\omega$, essendo quindi $\omega_c=N_\omega/2\Delta\omega$.

Il primo metodo per simulare realizzazioni di processi Gaussiani fu proposto da Shinozuka & Jan, 1972. Tale approccio, indicato nel seguito con l'acronimo WAWS, è basato sulla fattorizzazione di Cholesky della matrice $\mathbf{G}_{\underline{\underline{u}}\underline{\underline{u}}}(\omega_k)$. Indicando con $T_{ir}(\omega_k)$ gli elementi del fattore di Cholesky $\mathbf{T}(\omega_k)$ di $\mathbf{G}_{\underline{\underline{u}}\underline{\underline{u}}}(\omega_k)$, la seguente formula di simulazione digitale fu ottenuta dagli autori:

$$\underline{u}_i(t_j) \cong \sum_{r=1}^{i}\sum_{k=1}^{N_\omega} T_{ir}(\omega_k)\cos(\omega_k' t_j + \phi_{rk})\sqrt{\Delta\omega}, \qquad i = 1,2,\ldots,3N \quad j = 1,2,\ldots,N_t \tag{1}$$

in cui ϕ_{rk} sono fasi casuali indipendenti distribuite uniformemente nell'intervallo $[0,2\pi]$ e $\omega_k' = \omega_k + \delta\omega_k$, essendo $\delta\omega_k$ una piccola frequenza aleatoria introdotta per evitare la periodicità del segnale.
Un approccio alternativo al metodo WAWS è rappresentato dalla tecnica basata sulla POD proposta da Carassale & Solari, 2006. In tale approccio, la matrice $\mathbf{G}_{\underline{\underline{u}}\underline{\underline{u}}}(\omega_k)$ viene decomposta attraverso la POD, invece che utilizzando la fattorizzazione di Cholesky. Indicando con $\gamma_r^{(k)}$, per r=1,2,…,3N, gli autovalori di $\mathbf{G}_{\underline{\underline{u}}\underline{\underline{u}}}(\omega_k)$ e con $\boldsymbol{\theta}_r^{(k)}$ i corrispondenti autovettori (forme dei modi di spirare del vento), la seguente formula di simulazione fu ricavata dagli autori:

$$\underline{\mathbf{u}}(t_j) \cong \sum_{r=1}^{3N}\sum_{k=1}^{N_\omega} e^{\imath\omega_k t_j}\sqrt{\Delta\omega\gamma_r^{(k)}}\boldsymbol{\theta}_r^{(k)} p_r^{(k)}, \qquad j = 1,2,\ldots,N_t \tag{2}$$

in cui $\imath$ è l'unità immaginaria e $p_r^{(k)}$ sono numeri casuali complessi aventi varianza unitaria. Una tecnica molto conveniente per ridurre sia il tempo di calcolo che la memoria allocata utilizzando l'Eq. (2) consiste nel calcolare autovettori e autovalori di $\mathbf{G}_{\underline{\underline{u}}\underline{\underline{u}}}(\omega_k)$ in corrispondenza di un numero ridotto $\hat{N}_\omega << N_\omega$ di frequenze circolari distribuite lungo una successione $\hat{\omega}_k$, per $k = 1,2,\ldots,\hat{N}_\omega$, ed utilizzare quindi opportune formule di interpolazione altrove. Tale approccio, proposto da Carassale & Solari, 2006, è adottato anche nel presente lavoro.
I filtri autoregressivi generano il campo di vento turbolento filtrando un vettore colonna $\underline{\mathbf{a}}(t)$ di dimensione *3N* contenente rumori bianchi Gaussiani $\underline{a}_j(t)$, per *j=1,2,...,3N*, tra loro scorrelati ed aventi varianza unitaria. Il campo di vento turbolento viene quindi generato come:

$$\underline{\mathbf{u}}(t_j) \cong \sum_{i=1}^{p}\boldsymbol{\Phi}_i\,\underline{\mathbf{u}}(t_j - i\Delta t) + \sum_{i=0}^{q}\mathbf{B}_i\,\underline{\mathbf{a}}(t_j - i\Delta t) \qquad j = 1,2,\ldots,N_t \tag{3}$$

in cui $\boldsymbol{\Phi}_i$ e $\mathbf{B}_i$ sono matrici di coefficienti di dimensioni $3N \times 3N$ che possono essere agevolmente calcolate come descritto da Samaras *et al.*, 1985. L'Eq. (3) rappresenta un generale filtro ARMA, nel quale *p* denota l'ordine di autoregressione e *q* l'ordine della componente a media mobile. Come è ben noto (Rossi *et al.*, 2003), un filtro ARMA(*p*,*q*) può essere sostituito da un filtro AR(p_1), con $p_1 >> p$, in cui il filtro AR(p_1) viene ottenuto direttamente sostituendo $q = 0$ nella Eq. (3). A tale proposito, risultati di letteratura mostrano che algoritmi AR(20) e ARMA(5,5) forniscono buoni risultati nella simulazione di campi di vento turbolento in diverse condizioni ambientali (Rossi *et al.*, 2003).

3. ASPETTI COMPUTAZIONALI NELLA SIMULAZIONE DIGITALE DI CAMPI DI VENTO

I tre metodi di simulazione descritti al paragrafo 2 sono stati implementati in ambiente MATLAB 7.0.1 (The Mathworks Inc, 2002) allo scopo di generare realizzazioni correlate di u_1 e u_3 (processo *2N*-variato). Nella formulazione basata sulla POD è stato utilizzato un algoritmo "fast Fourier transform" (FFT), come discusso in (Carassale & Solari, 2006), allo scopo di migliorare l'efficienza computazionale. Un filtro AR(p_1) è stato considerato nel caso dei filtri autoregressivi, assumendo un ordine p_1 sufficientemente grande.
Un approccio in due fasi successive è stato adottato nei codici implementati. In particolare in ciascun codice è stata individuata una fase iniziale (fase 0), che deve essere eseguita una sola volta, dopo la quale possono essere eseguite un numero generico di simulazioni diverse (fase 1). Tipicamente, nella fase 0, vengono calcolati e memorizzati tutti i dati che sono necessari per le

successive simulazioni (matrice spettrale, fattorizzazioni, coefficienti, ecc.). Ciò consente di minimizzare il numero di operazioni richieste quando si devono simulare numerose realizzazioni del campo di vento. I risultati ottenuti nella fase 0 sono deterministici e possono essere pertanto calcolati una sola volta e salvati in memoria per le successive elaborazioni della fase 1.
I due principali aspetti che devono essere considerati nel confronto tra diverse tecniche per la simulazione del vento, dal punto di vista dell'onere computazionale complessivo, sono: la memoria allocata nella fase 0 e il tempo di calcolo T_{sim} richiesto da ciascuna simulazione nella fase 1. Al contrario, quando l'oggetto del confronto è l'accuratezza dei diversi metodi, gli aspetti salienti sono: l'accordo tra spettri teorici e simulati, l'accordo tra funzioni di correlazione teoriche e simulate, i valori di picco e le frequenze di superamento.
I tre metodi descritti in precedenza sono stati implementati efficientemente eseguendo le operazioni riassunte in Tab. 1. Il confronto tra le operazioni richieste nei diversi casi evidenzia immediatamente che la tecnica WAWS è la più onerosa dal punto di vista computazionale. Al contrario, sia la tecnica basata sulla POD che i filtri AR riducono significativamente l'onere computazionale rispetto al metodo WAWS. In Tab. 1 viene anche riportata la quantità di memoria allocata nella fase 0 in ciascuno dei tre codici implementati. Vale la pena sottolineare che il rapporto tra la memoria allocata nel metodo basato sulla POD e quella allocata nel metodo WAWS è circa uguale a $\hat{N}_\omega / N_\omega$. Al paragrafo successivo verrà mostrato che l'algoritmo basato sulla POD fornisce risultati sufficientemente accurati con $\hat{N}_\omega = 2^8$, se confrontato con il metodo WAWS con $N_\omega = 2^{14}$. La tecnica basata sulla POD consente quindi di ridurre la memoria richiesta dal metodo WAWS di oltre il 90%. Ciò in pratica elimina il rischio di "overflow" di memoria virtuale nella stragrande maggioranza dei casi. Ciononostante, nei casi più critici, si può adottare un filtro AR(p_1) che riduce drasticamente la quantità di memoria allocata persino rispetto al metodo basato sulla POD. Infatti, il rapporto tra la memoria allocata dal filtro AR e quella allocata dal metodo basato sulla POD è circa pari a $(p_1+1)/\hat{N}_\omega$ e, in genere, risulta $p_1 + 1 << \hat{N}_\omega$.

Tabella 1. Implementazione in due fasi dei metodi di simulazione considerati e corrispondenti quantità di memoria allocata, nel caso di processo *2N*-variato (il simbolo $\propto$ indica proporzionalità)

	Metodo WAWS	Metodo POD	Metodo AR
Fase 0	calcolare e memorizzare N_ω fattori di Cholesky $\mathbf{T}(\omega_k)$ di dimensione $2N \times 2N$	calcolare e memorizzare $\hat{N}_\omega$ matrici di autovettori $\boldsymbol{\theta}_r^{(k)}$ di dimensione $2N \times 2N$ e $2N \cdot \hat{N}_\omega$ autovalori $\gamma_r^{(k)}$	calcolare e memorizzare p_1 matrici $\boldsymbol{\Phi}_i$ di dimensione $2N \times 2N$ e una matrice $\mathbf{B}_0$ di dimensione $2N \times 2N$
Fase 1	sommare $N(2N+1)N_\omega$ vettori di lunghezza N_t	effettuare N_ω interpolazioni di $\gamma_r^{(k)}$ e $\boldsymbol{\theta}_r^{(k)}$, sommare N_ω vettori di lunghezza $2N$ ed effettuare $2N$ FFTs	effettuare p_1+1 moltiplicazioni tra matrici $\boldsymbol{\Phi}_i$ e $\mathbf{B}_0$ e vettori di lunghezza $2N$ e sommare p_1+1 vettori di lunghezza $2N$
Memoria allocate nella fase 0	$\propto (2N)^2 N_\omega$	$\propto (2N)^2 \hat{N}_\omega$	$\propto (2N)^2 (p_1+1)$

4. CONFRONTI NUMERICI

Si considerano due esempi numerici per confrontare l'efficienza e l'accuratezza dei tre algoritmi di simulazione. Nel primo esempio il dominio di simulazione è composto da 9 punti significativi disposti lungo la torre di un ponte sospeso, avente un'altezza di circa 400 m. Nel secondo esempio il dominio di simulazione è composto da 83 punti localizzati sul piano medio di un intero ponte sospeso, avente una campata principale di 1377 m. I due domini di simulazione sono rappresentati in Fig. 1. In entrambi i casi, il modulo della velocità media viene assegnato per mezzo del classico profilo logaritmico (Di Paola, 1998). I coefficienti di decadimento esponenziale che appaiono

nell'espressione della funzione di coerenza sono assunti pari a quelli riportati nel lavoro di Carassale & Solari, 2006, mentre le varianze $\sigma^2_{u_j^{(k)}}$ di $u_j^{(k)}$, per j=1,2,3, sono calcolate seguendo il lavoro di Solari & Piccardo, 2001. Coerenza nulla è stata assunta tra le componenti di turbolenza mutuamente ortogonali u_1 e u_3. I seguenti parametri sono stati infine adottati nelle simulazioni: Δt=0.05 s, N_t=N_ω=2^{14}, $\Delta\omega$=0.00767 rad/s, ω_c=62.8 rad/s, numero ridotto di fattorizzazioni (solo per il metodo basato sulla POD) $\hat{N}_\omega = 2^8$, ordine di autoregressione (solo per il filtro AR) p_1=20.

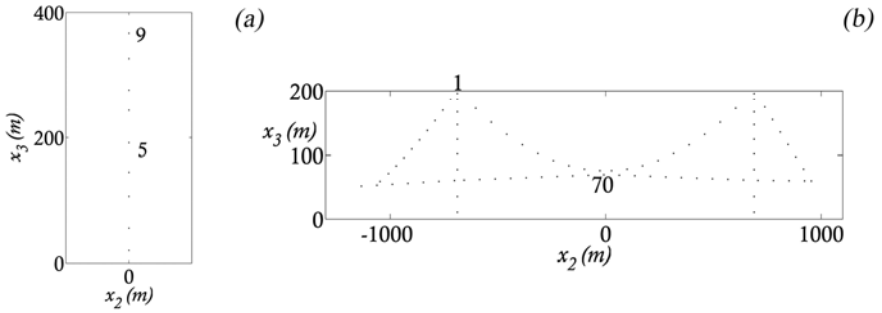


Figura 1. Griglie per la simulazione del vento: esempio 1 (a); esempio 2 (b).

I tempi di calcolo richiesti dai tre metodi considerati nei due esempi numerici sono riassunti in Tab. 2. Le simulazioni sono state effettuate con l'ausilio di un Pentium IV Intel Processor. L'utilizzo del metodo WAWS ha comportato, nel secondo esempio numerico, alcune difficoltà nel calcolare i fattori di Cholesky della matrice di densità spettrale di potenza. Poiché quest'ultima è, per definizione, definita positiva, si ritiene che tali difficoltà fossero di tipo numerico e collegate alla dimensione eccessiva del dominio di simulazione (e quindi della matrice spettrale). Soltanto i risultati ottenuti con i metodi POD e AR sono pertanto riportati per questo secondo caso.
I risultati riassunti in Tab. 2 evidenziano che, come atteso, i metodi POD e AR sono significativamente meno costosi da un punto di vista computazionale rispetto al metodo WAWS. È implicito comunque che tali risultati dipendono fortemente dall'ambiente di simulazione e non possono essere direttamente generalizzati. Vale inoltre la pena sottolineare che, nel caso di domini di simulazione di grandi dimensioni, come quello considerato nel secondo esempio, il metodo basato sulla POD è più efficiente del filtro AR. Tale circostanza è opposta rispetto a quanto si può osservare in Tab. 2 per il caso del primo esempio. Il metodo basato sulla POD è anche più efficiente rispetto al filtro AR nello svolgimento delle elaborazioni preliminari (fase 0). Tale aspetto può diventare rilevante quando vengano generate poche realizzazioni durante la fase 1. D'altra parte, come atteso, il filtro AR è il metodo che più di tutti riduce l'allocazione di memoria, il che può risultare decisivo nel caso di domini di simulazione di grandissime dimensioni.

Tabella 2. Oneri computazionali richiesti dai diversi metodi (T_0 e T_{sim} indicano rispettivamente i tempi di calcolo necessari per completare la Fase 0 e una singola simulazione della fase 1)

	Processo 18-variato (esempio 1)			Processo 166-variato (esempio 2)		
Metodo	Memoria (Fase 0)	T_0 (s)	T_{sim} (s)	Memoria (Fase 0)	T_0 (s)	T_{sim} (s)
WAWS	5.95 MB	235.8	5874.5	/	/	/
POD	0.60 MB	11.2	21.0	51.2 MB	258.6	90.5
AR	0.03 MB	56.3	4.0	2.25 MB	3957.0	141.8

Un esempio di realizzazione del campo di vento turbolento nel primo caso studio è riportato in Fig. 2. La qualità dei risultati ottenuti mediante i tre metodi in tale caso viene analizzata nelle Figg. 3-5. In queste ultime vengono considerate le componenti longitudinali della turbolenza atmosferica nei punti numero 5 (localizzato a metà della torre) e numero 9 (localizzato in cima alla torre), indicati in Fig. 1 (a). La Fig. 3 si riferisce ai risultati ottenuti mediante il metodo WAWS. I corrispondenti risultati ottenuti mediante il metodo basato sulla POD e il filtro AR sono riportati nelle Figg. 4 e 5. Dai risultati mostrati si evidenzia che il metodo WAWS fornisce, come atteso, simulazioni molto accurate in termini di accordo con gli spettri e le funzioni di correlazione obiettivo. Il metodo basato sulla POD è essenzialmente di simile accuratezza per quanto riguarda gli spettri, mentre il filtro AR

produce un piccolo peggioramento alle basse frequenze. Peraltro, l'analisi dei risultati, estesa anche agli altri punti del dominio spaziale, rivela che il metodo basato sulla POD e il filtro AR producono leggeri errori nelle funzioni di correlazione. Ciononostante, l'accordo con le funzioni obiettivo migliora al diminuire della coerenza. Questo è il caso, ad esempio, delle funzioni di cross-correlazione tra le componenti trasversali della turbolenza, non riportate nel caso del primo esempio per ragioni di brevità.

I risultati ottenuti nel secondo esempio sono analizzati nelle Figg. 6-9. A tale scopo, vengono considerate sia le velocità longitudinali che trasversali nei punti numero 1 (localizzato in cima ad una torre) e numero 70 (localizzato in mezzeria della campata principale), indicati in Fig. 1 (b). I risultati presentati sono analoghi a quelli ottenuti nel caso del primo esempio, indicando perciò che la qualità del processo simulato è, come atteso, indipendente dalla dimensione del dominio di simulazione. In particolare, i risultati confermano che il metodo basato sulla POD e il filtro AR garantiscono essenzialmente simili accuratezze. Tuttavia, il primo sembra essere leggermente più accurato alle basse frequenze. Vale la pena osservare che, a causa della grande distanza spaziale tra i due punti considerati, le componenti verticali della turbolenza atmosferica sono tra loro essenzialmente scorrelate, come correttamente riscontrabile nelle simulazioni ottenute mediante i due metodi (si vedano le Figg. 7 (f) e 9 (f)).

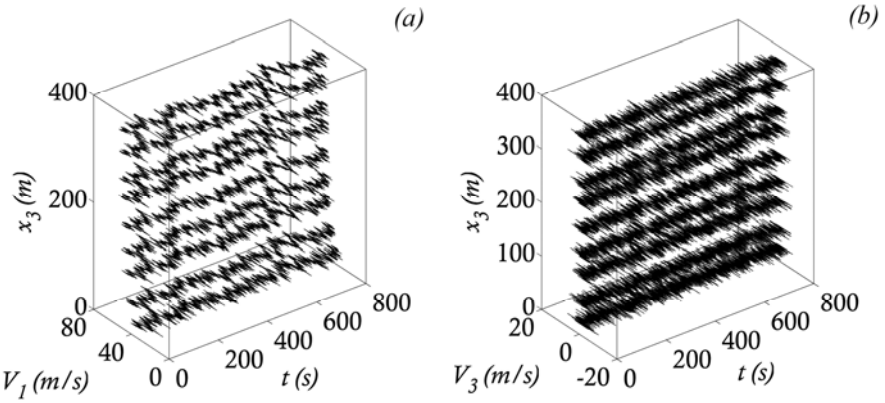


Figura 2. Singola realizzazione del campo di vento turbolento nel caso dell'esempio 1 utilizzando il metodo WAWS: componente longitudinale (a); componente trasversale (b).

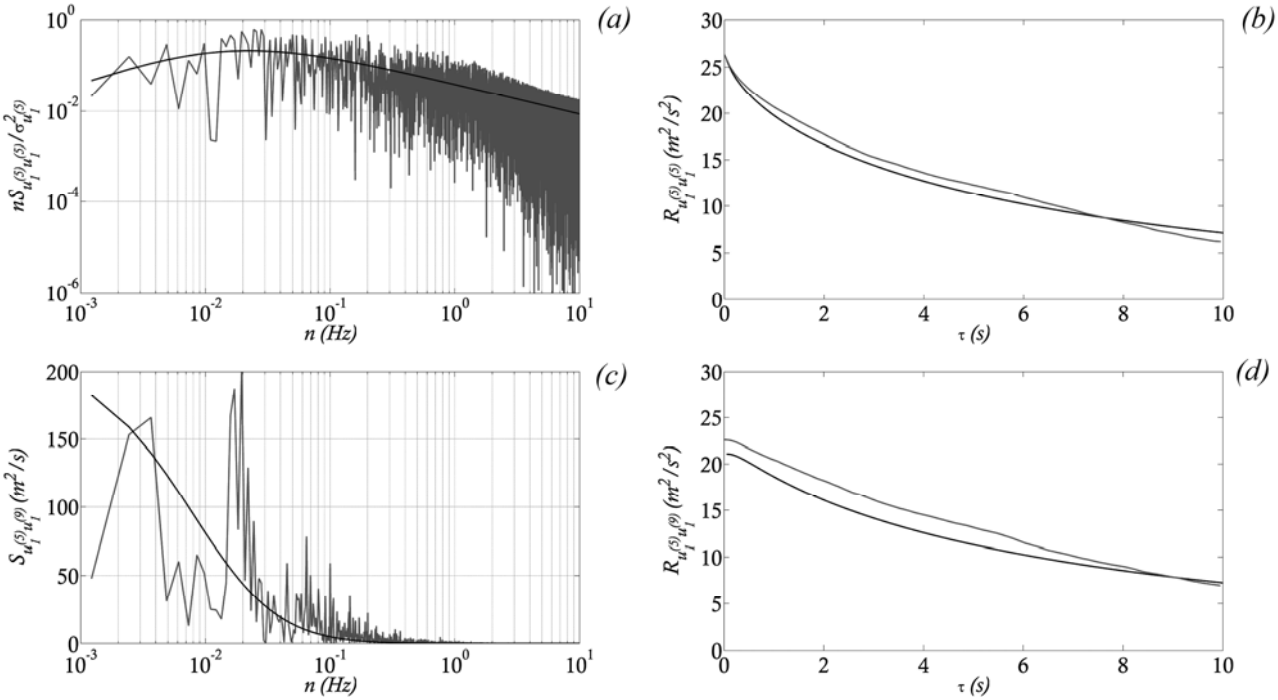


Figura 3. Esempio 1 utilizzando il metodo WAWS (le linee in nero indicano le funzioni obiettivo, le linee in grigio indicano le approssimazioni numeriche): auto-spettro della componente longitudinale nel punto 5 (a); corrispondente funzione di autocorrelazione (b); cross-spettro tra le componenti longitudinali nei punti 5 e 9 (c); corrispondente funzione di cross-correlazione (d).

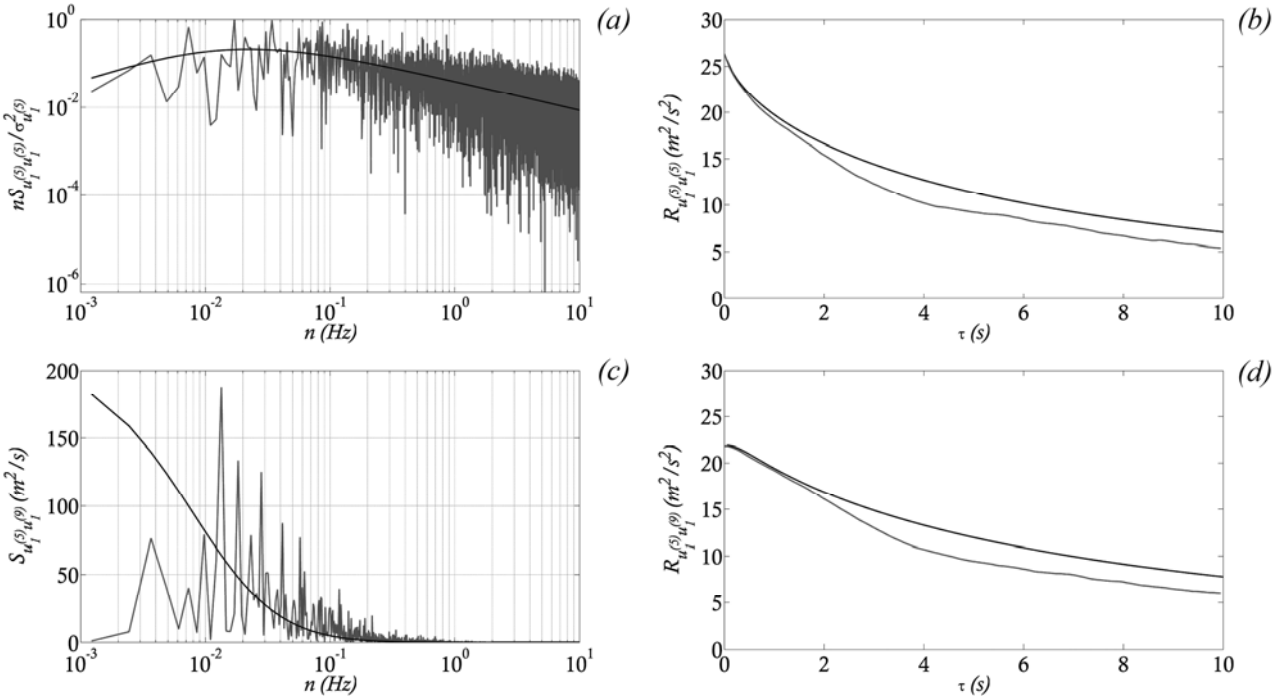


Figura 4. Esempio 1 utilizzando il metodo POD (le linee in nero indicano le funzioni obiettivo, le linee in grigio indicano le approssimazioni numeriche): auto-spettro della componente longitudinale nel punto 5 (a); corrispondente funzione di autocorrelazione (b); cross-spettro tra le componenti longitudinali nei punti 5 e 9 (c); corrispondente funzione di cross-correlazione (d).

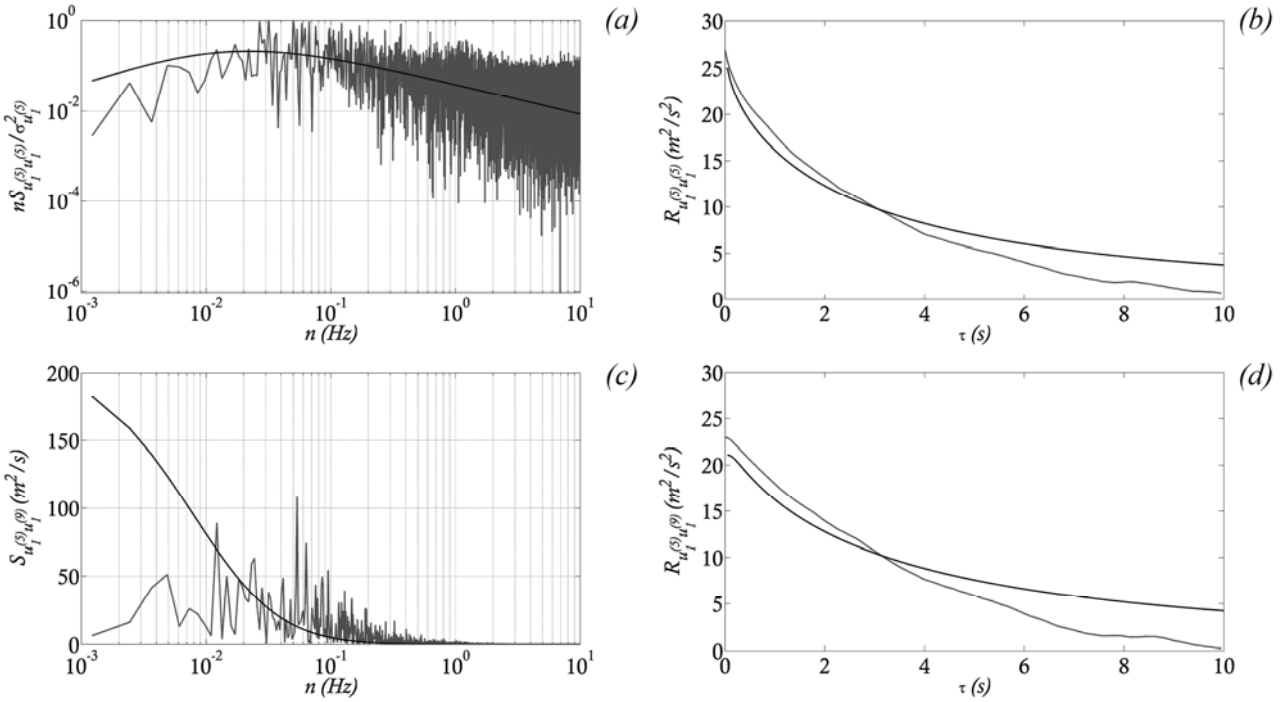


Figura 5. Esempio 1 utilizzando il metodo AR (le linee in nero indicano le funzioni obiettivo, le linee in grigio indicano le approssimazioni numeriche): auto-spettro della componente longitudinale nel punto 5 (a); corrispondente funzione di autocorrelazione (b); cross-spettro tra le componenti longitudinali nei punti 5 e 9 (c); corrispondente funzione di cross-correlazione (d).

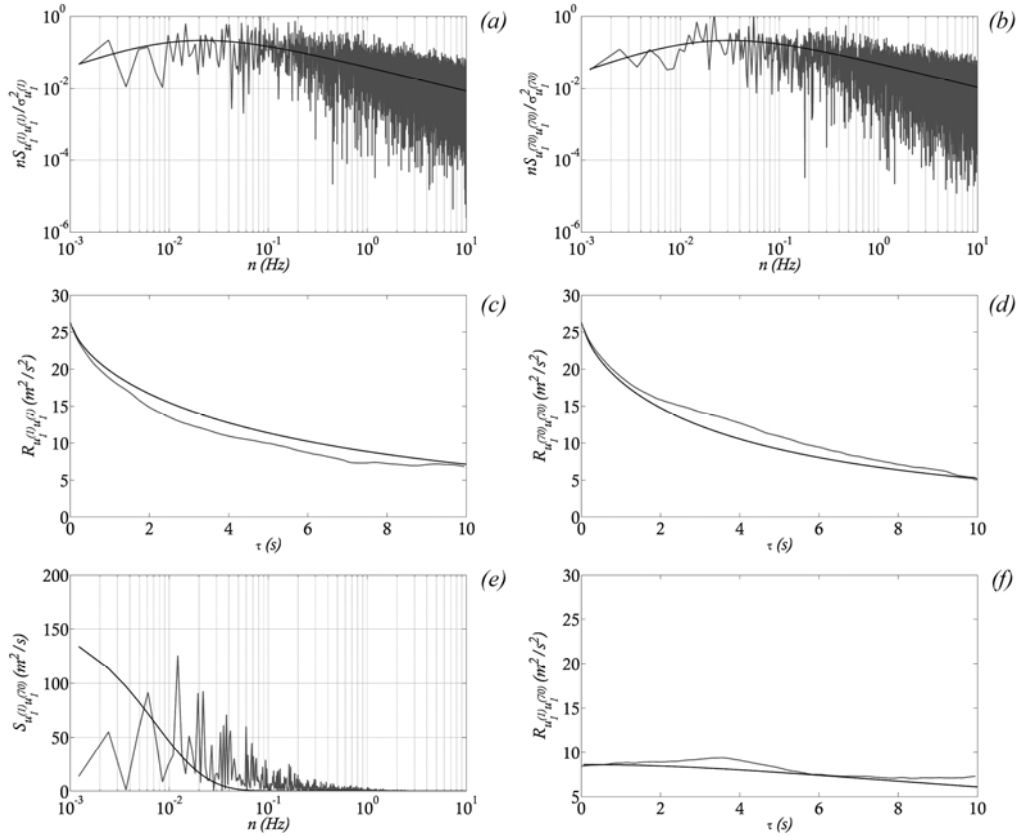


Figura 6. Esempio 2 utilizzando il metodo WAWS (le linee in nero indicano le funzioni obiettivo, le linee in grigio indicano le approssimazioni numeriche): auto-spettri delle componenti longitudinali nei punti 1 e 70 (a,b); corrispondenti funzioni di autocorrelazione (c,d); cross-spettro tra le componenti longitudinali nei punti 1 e 70 (e); corrispondente funzione di cross-correlazione (f).

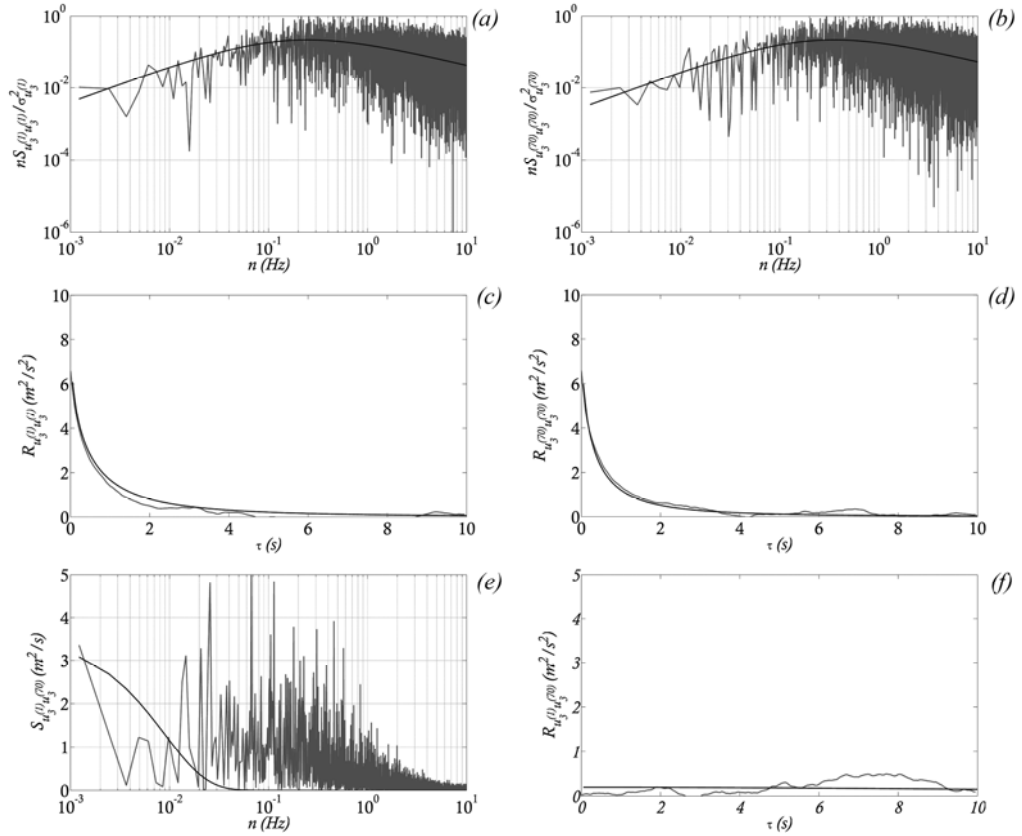


Figura 7. Esempio 2 utilizzando il metodo WAWS (le linee in nero indicano le funzioni obiettivo, le linee in grigio indicano le approssimazioni numeriche): auto-spettri delle componenti verticali nei punti 1 e 70 (a,b); corrispondenti funzioni di autocorrelazione (c,d); cross-spettro tra le componenti verticali nei punti 1 e 70 (e); corrispondente funzione di cross-correlazione (f).

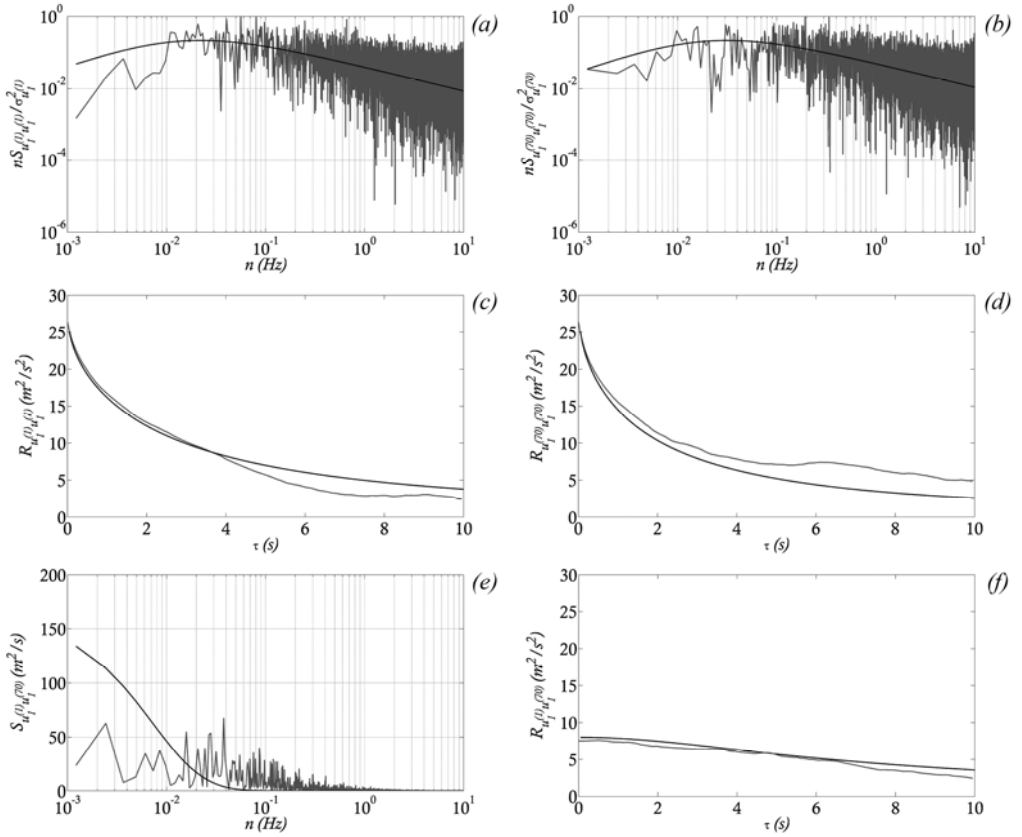


Figura 8. Esempio 2 utilizzando il metodo POD (le linee in nero indicano le funzioni obiettivo, le linee in grigio indicano le approssimazioni numeriche): auto-spettri delle componenti longitudinali nei punti 1 e 70 (a,b); corrispondenti funzioni di autocorrelazione (c,d); cross-spettro tra le componenti longitudinali nei punti 1 e 70 (e); corrispondente funzione di cross-correlazione (f).

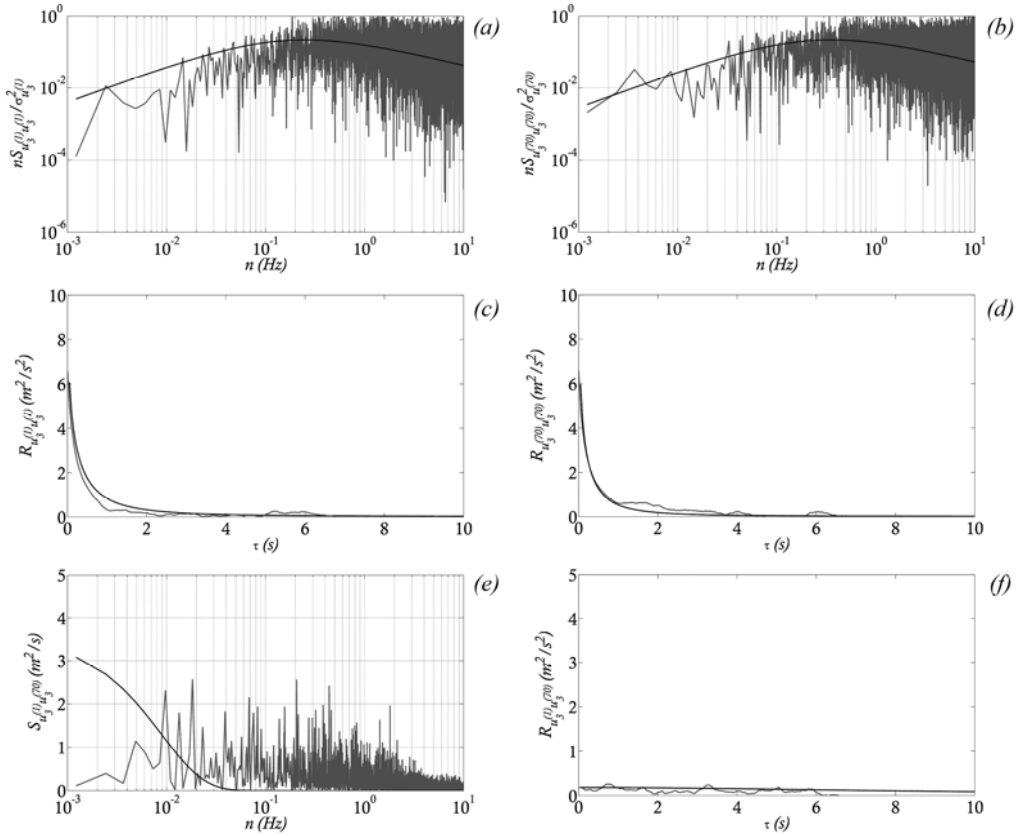


Figura 9. Esempio 2 utilizzando il metodo POD (le linee in nero indicano le funzioni obiettivo, le linee in grigio indicano le approssimazioni numeriche): auto-spettri delle componenti verticali nei punti 1 e 70 (a,b); corrispondenti funzioni di autocorrelazione (c,d); cross-spettro tra le componenti verticali nei punti 1 e 70 (e); corrispondente funzione di cross-correlazione (f).

Le realizzazioni generate utilizzando i tre algoritmi di simulazione sono anche in buon accordo per quanto riguarda i valori di picco. A titolo di esempio, alcuni risultati di interesse sono riassunti e confrontati in Tab. 3 per i due esempi considerati, essendo $u_{1\ \max}^{(k)}$ e $u_{3\ \max}^{(k)}$ i valori massimi di $u_1^{(k)}$ e $u_3^{(k)}$. Le frequenze di superamento sono inoltre mostrate in Fig. 10. In tale figura, $N_{u_1^{(k)}}(L)$ e $N_{u_3^{(k)}}(L)$ rappresentano il numero di volte che $u_1^{(k)}$ e $u_3^{(k)}$ superano il generico livello L per l'intera durata del processo. Tali risultati mostrano chiaramente che le realizzazioni generate mediante la tecnica basata sulla POD presentano frequenze di superamento molto prossime a quelle relative al metodo WAWS (si veda ad esempio la Fig. 10 (b)). Le frequenze di superamento, al contrario, sembrano essere significativamente sovrastimate dal filtro AR.

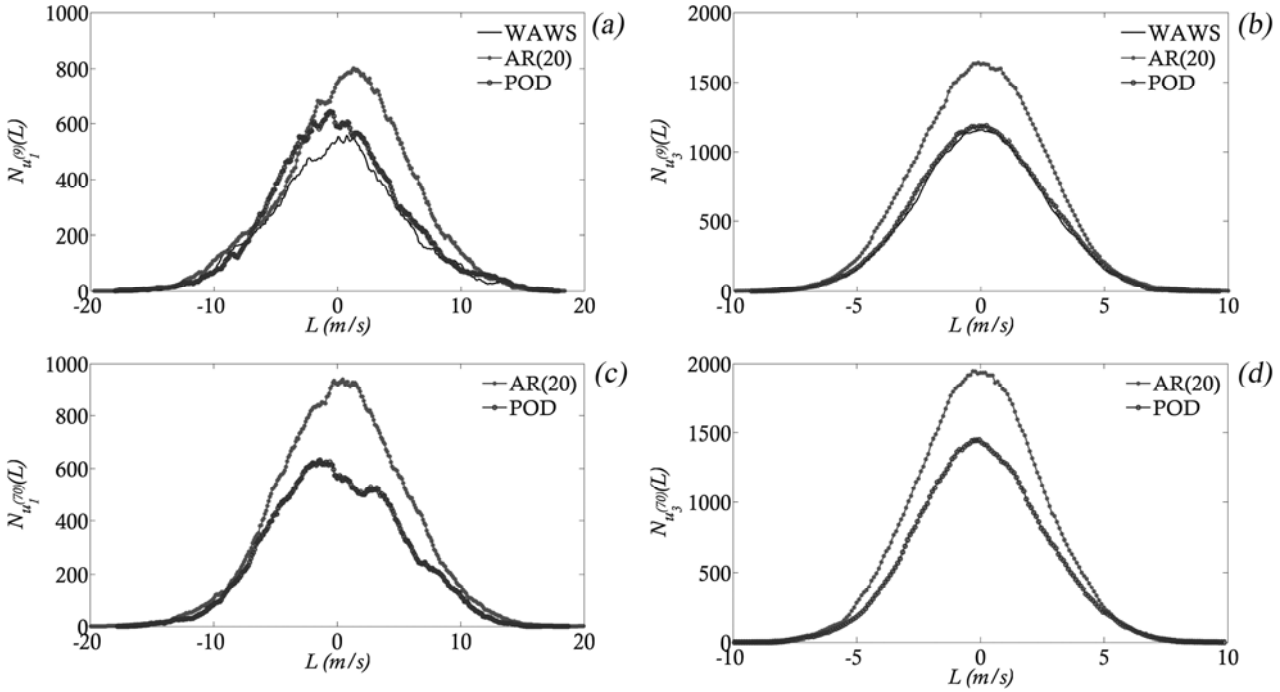


Figura 10. Frequenze di superamento delle componenti turbolente generate utilizzando i tre metodi: componente longitudinale nel punto 9 nell'esempio 1: (a); componente trasversale nel punto 9 nell'esempio 1: (b); componente longitudinale nel punto 70 nell'esempio 2: (c); componente trasversale nel punto 70 nell'esempio 2: (d).

Tabella 3. Confronto tra i valori di picco delle realizzazioni generate utilizzando i tre metodi di simulazione

	Processo 18-variato (esempio 1)		Processo 166-variato (esempio 2)	
Metodo	$u_{1\ \max}^{(9)}$ (m/s)	$u_{3\ \max}^{(9)}$ (m/s)	$u_{1\ \max}^{(70)}$ (m/s)	$u_{3\ \max}^{(70)}$ (m/s)
WAWS	18.3	9.6	/	/
POD	17.9	9.7	18.8	9.9
AR	18.4	11.4	20.6	9.5

Si sottolinea infine che l'analisi ad autovalori della matrice di densità spettrale di potenza, eseguita nel solo metodo basato sulla POD, fornisce interessanti informazioni sul campo di vento turbolento in vista di un'analisi strutturale. In particolare, come noto, autovettori e autovalori della matrice di densità spettrale di potenza rappresentano rispettivamente la forma e l'energia associata dei *3N* processi stocastici (modi di spirare) sommati nell'Eq. (2). A titolo di esempio, la Fig. 11 (a) mostra i primi dieci autovalori $\gamma_r^{(k)}$ (r=1,…,10) moltiplicati per la frequenza n e diagrammati in funzione della frequenza circolare ω, nel caso del secondo esempio. Gli autovettori corrispondenti ai primi sei autovalori e calcolati per un valore fissato della frequenza circolare (ω=0.07 rad/s), sono inoltre mostrati in Fig. 12. Tale figura evidenzia che, ad esempio, il primo autovettore (associato all'autovalore più grande) coinvolge l'intera struttura nella direzione fuori piano, con una forma che riproduce approssimativamente quella del primo modo fuori piano di un ponte sospeso. Pertanto, si deve attendere con ogni probabilità un significativo effetto dinamico dei carichi associati a tale modo di spirare sulla risposta a buffeting della struttura.

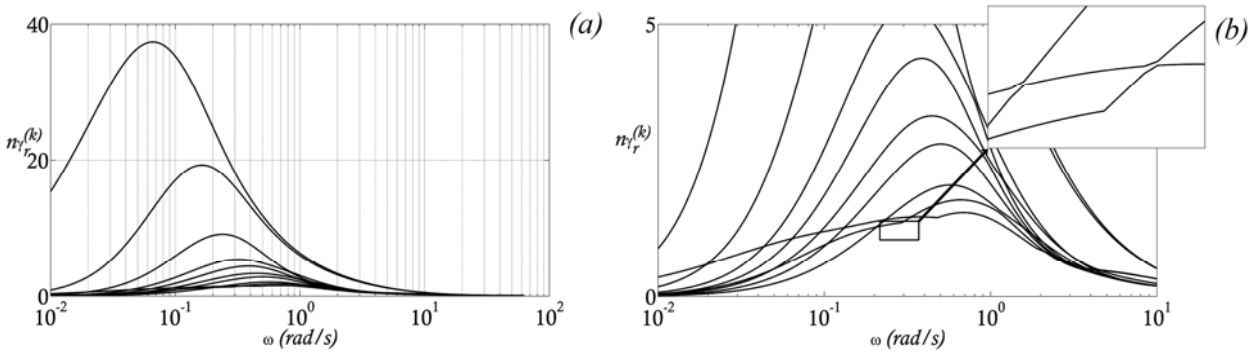


Figura 11. Esempio 2: primi dieci autovalori adimensionali della matrice di densità spettrale di potenza della turbolenza atmosferica in funzione della frequenza circolare ω (a); vista di dettaglio che mostra che le diverse linee non si sovrappongono (b)

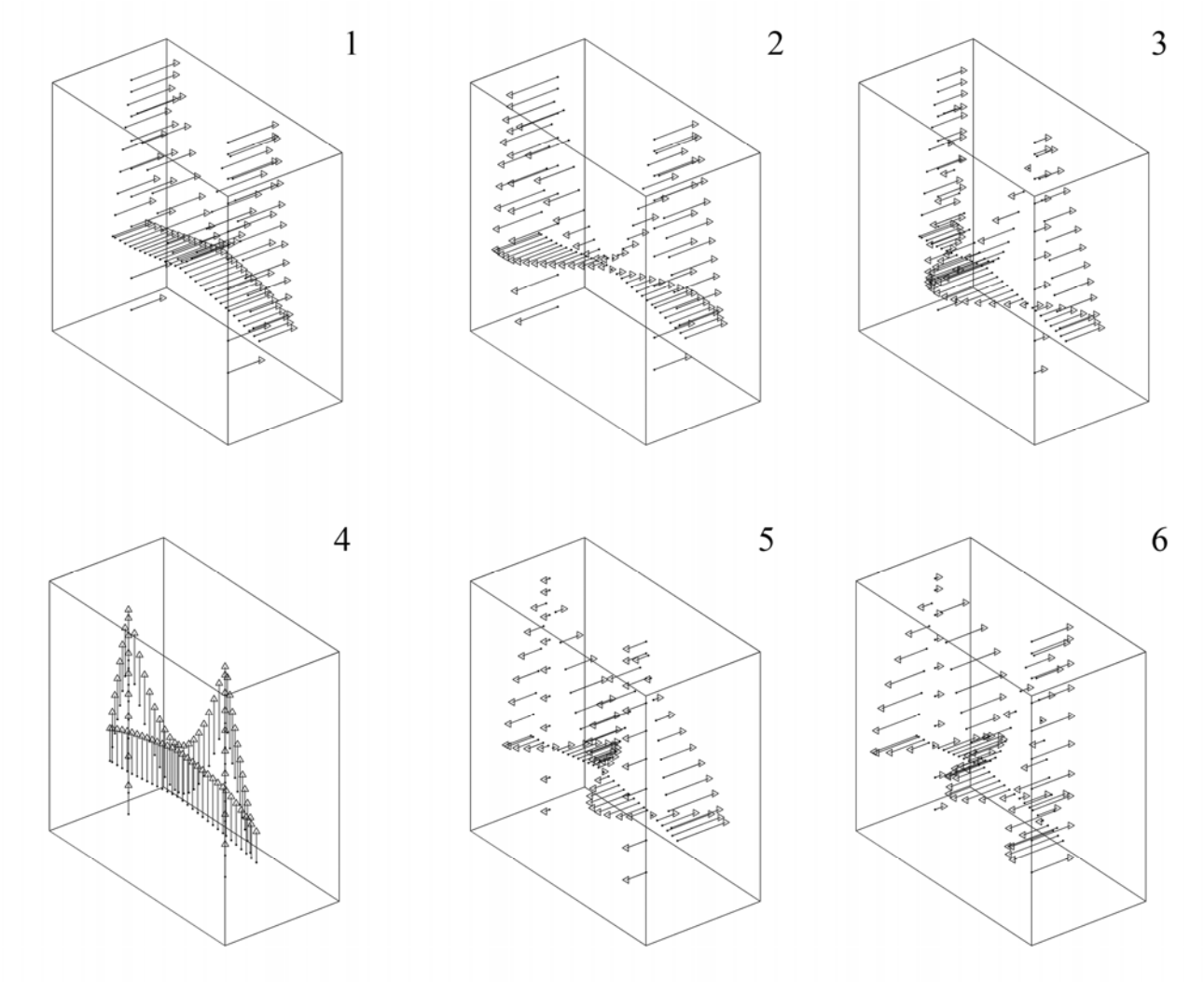


Figura 12. Esempio 2: prime 6 forme dei modi di spirare (autovettori della matrice di densità spettrale di potenza della turbolenza atmosferica) valutati per la frequenza circolare ω=0.07*rad/s*.

5. CONCLUSIONI

Nel presente lavoro sono stati confrontati tre metodi ben noti e largamente utilizzati per la simulazione digitale di campi di vento turbolento. Particolare attenzione è stata riservata alla struttura degli algoritmi e all'onere computazionale. I risultati indicano che il metodo basato sulla POD e i filtri AR riducono drammaticamente sia il tempo di calcolo che la quantità di memoria allocata rispetto al metodo WAWS. Quest'ultimo sembra essere addirittura inadatto per gestire simulazioni pesanti che, al contrario, possono essere facilmente completate mediante le altre due

tecniche. Nel caso di domini di simulazione di grandi dimensioni, il metodo basato sulla POD risulta più efficiente dal punto di vista computazionale rispetto al filtro AR. D'altra parte, il filtro AR è notevolmente preferibile in termini di riduzione della memoria allocata.
Per quanto riguarda l'accuratezza dei risultati, il metodo WAWS garantisce, come atteso, la migliore qualità delle generazioni in termini di accordo con gli spettri obiettivo e con le funzioni di correlazione. Comunque, le accuratezze ottenibili sia applicando il metodo basato sulla POD che i filtri AR sono essenzialmente confrontabili con l'accuratezza del metodo WAWS. Anche i valori di picco delle realizzazioni generate utilizzando il metodo basato sulla POD e il filtro AR sono in perfetto accordo con quelli previsti dal metodo WAWS. Tuttavia, il filtro AR considerato produce una sovrastima significativa delle frequenze di superamento rispetto ai metodi POD e WAWS.

6. BIBLIOGRAFIA

Gusella V., Materazzi A.L. (2000). Non-Gaussian along-wind response analysis in time and frequency domains, *Engineering Structures*, Vol. 22, pp. 49-57.

Cluni F., Gusella V., Ubertini F. (2007). A parametric investigation of wind-induced cable fatigue, *Engineering Structures*, Vol. 29 (11), pp. 3094-3105.

Ubertini F. (2008). *Wind effects on bridges: response, stability and control*. PhD Dissertation, University of Pavia, Italy.

Schuëller G.I. (ed.) (1997). A state-of-the-art report on computational stochastic mechanics, *Probabilistic Engineering Mechanics*, Vol. 12 (4), pp. 197-321.

Shinozuka M., Jan C.M. (1972). Digital simulation of random processes and its applications, *Journal of Sound and Vibration*, Vol. 25 (1), pp. 111-128.

Rossi R., Lazzari M., Vitaliani R. (2003). Wind field simulation for structural engineering purposes, *International Journal of Numerical Methods in Engineering*, Vol. 61, pp. 738-763.

Li Y., Kareem A. (1995). Stochastic decomposition and application to probabilistic mechanics, *Journal of Engineering Mechanics*, Vol. 121 (1), pp. 162–174.

Di Paola M. (1998). Digital simulation of wind field velocity, *Journal of Wind Engineering and Industrial Aerodynamics*, Vol. 74-76, pp. 91-109.

Carassale L., Solari G. (2006). Monte Carlo simulation of wind velocity fields on complex structures, *Journal of Wind Engineering and Industrial Aerodynamics*, Vol. 94, pp. 323-339.

Samaras E., Shinozuka M., Tsurui A. (1985). ARMA representation of random processes, *Journal of Engineering Mechanics*, Vol. 111, pp. 449–461.

Mignolet M.P., Spanos P.D. (1990). MA to ARMA modeling of wind, *Journal of Wind Engineering and Industrial Aerodynamics*, Vol. 36 (1), pp. 429-438.

Li Y., Kareem A. (1990). ARMA system in wind engineering, *Probabilistic Engineering Mechanics*, Vol. 5 (2), 50-59.

Di Paola M., Gullo I. (2001). Digital generation of multivariate wind field processes. *Probabilistic Engineering Mechanics*, Vol. 16, pp. 1-10.

Kareem A. (2008). Numerical simulation of wind effects: A probabilistic perspective. *Journal of Wind Engineering and Industrial Aerodynamics*, Vol. 96, pp. 1472-1497.

Solari G., Piccardo G. (2001). Probabilistic 3-D turbulence modeling for gust buffeting of structures, *Probabilistic Engineering Mechanics*, Vol. 16, pp. 73-86.

The Mathworks Inc 2002. MatLab and Symulink, Natick, Ma.

Analisi del meccanismo del flutter per impalcati da ponte: sensibilità rispetto ai parametri dinamici della struttura

Claudio Mannini [a], Gianni Bartoli [a]

[a] CRIACIV/DICeA, Università degli Studi di Firenze

SOMMARIO

In questa memoria viene discusso un approccio semplificato al flutter, risultante dalla modifica di una precedente coppia di formule proposte dagli autori. La validità di tali equazioni è stata oggetto di un'attenta analisi, di cui alcuni risultati esemplificativi sono riportati in questa sede, e ne sono stati chiaramente evidenziati i limiti di applicabilità. Si è visto che il metodo proposto funziona bene tanto nel caso del flutter classico che in quello del flutter torsionale. In particolare, un rimaneggiamento delle suddette equazioni consente di scrivere la condizione critica per il caso di instabilità a due gradi di libertà in maniera analoga a quello di flutter torsionale ad un grado di libertà. La semplificazione del problema consente una più agevole indagine analitica sul meccanismo che conduce all'insorgere dell'instabilità e questo ha permesso di spiegare l'origine della distinzione fra hard-type e soft-type flutter. In particolare, è stato possibile individuare le condizioni nelle quali lo smorzamento strutturale del modo di torsione possa svolgere un ruolo non trascurabile nel posticipare l'instabilità aeroelastica. Infine, l'analisi semplificata del meccanismo del flutter consente di fare alcune considerazioni qualitative su come i parametri dinamici di una struttura da ponte possano essere modificati per ottenere un incremento sensibile della velocità critica del vento.

ABSTRACT

In this paper a simplified approach to flutter is discussed, based on the modification of a pair of formulas previously proposed by the writers. The validity of such equations was the object of a careful analysis, whose a few exemplary results are reported herein. Their limits of applicability are also clearly highlighted. The proposed method works fine both in case of classical and torsional flutter. In particular, it is possible to rearrange these equations in such a way that the critical condition for the two-degree-of-freedom instability is written in analogy to that for single-degree-of-freedom torsional flutter. The simplification of the problem allows an easier analytical investigation of the mechanism which leads to the instability onset and this made it possible to explain the origin of the distinction between hard- and soft-type flutter. In particular, it is explained under which conditions the structural damping relative to the torsional mode plays a significant role in delaying the occurrence of the aeroelastic instability. Finally, the simplified analysis of the flutter mechanism allows to draw some qualitative considerations concerning the way to tailor the dynamic parameters of a bridge structure in order to obtain a significant increase of the critical wind speed.

PAROLE CHIAVE: Ponti, Flutter, Derivate Aeroelastiche, Smorzamento, Parametri Dinamici.

1. INTRODUZIONE

La tendenza a progettare ponti caratterizzati da luci sempre maggiori e impalcati sempre più leggeri fa sì che il carico da vento acquisisca rilevanza notevole nel loro dimensionamento. In particolare, sta diventando sempre più importante garantire la stabilità di tale tipo di strutture nei confronti del flutter con adeguato margine di sicurezza rispetto alla velocità di progetto. A questo proposito il metodo di calcolo più diffuso è quello semi-empirico proposto da Scanlan & Tomko (1971), che richiede la misura in galleria del vento di un certo numero di coefficienti aerodinamici, detti derivate aeroelastiche, e consente la stima della velocità critica tramite un'analisi agli autovalori.
In alcune precedenti pubblicazioni (Mannini, 2006; Bartoli & Mannini, 2008) gli autori hanno proposto e validato un metodo semplificato per calcolare la velocità critica di flutter. Tale metodo

consiste in due formule, una per il calcolo della velocità critica ridotta e una per quello della frequenza critica, che presentano il vantaggio di chiamare in causa solo tre coefficienti aerodinamici invece di otto. Inoltre, la notevole semplificazione apportata alle equazioni di flutter consente di comprendere meglio il meccanismo che porta a tale tipo di instabilità, nonché valutare con maggior chiarezza in quale direzione le proprietà dinamiche della struttura possano essere modificate al fine di ritardare l'insorgere del flutter.

2. METODO SEMPLIFICATO PER IL CALCOLO DEL FLUTTER

Le formule semplificate di flutter sono state ottenute partendo dal modello classico di oscillatore lineare a due gradi di libertà (spostamento verticale e rotazione; cfr. Fig.1), con forze autoeccitate supposte lineari rispetto a spostamenti e velocità di spostamento ed espresse secondo la formulazione di Scanlan (e.g. Scanlan & Tomko, 1971; Simiu & Scanlan, 1996). Il sistema può essere quindi modellato tramite le Eq.1-2:

$$m\left[\ddot{h}+\left(1+ig_h\right)\cdot 4\pi^2 f_h^2 h\right]=L_{se} \tag{1}$$

$$I\left[\ddot{\alpha}+\left(1+ig_\alpha\right)\cdot 4\pi^2 f_\alpha^2 \alpha\right]=M_{se} \tag{2}$$

dove m e I sono la massa e l'inerzia di massa per unità di lunghezza dell'impalcato, B la larghezza della sezione, f_h e f_α le frequenze strutturali dei modi di flessione verticale e torsione suscettibili di dar vita all'instabilità per flutter; g_h e g_α rappresentano i coefficienti di smorzamento strutturale ("rate-independent damping", cfr. e.g. Fung, 1993), in maniera tale da esprimere le forze di smorzamento come rigidezze complesse (i nelle Eq.1-2 denota l'unità immaginaria). Il legame con i più noti rapporti di smorzamento strutturale rispetto al critico ζ_h e ζ_α è dato dalle seguenti equazioni:

$$g_h=2\zeta_h\frac{f}{f_h} \qquad g_\alpha=2\zeta_\alpha\frac{f}{f_\alpha} \tag{3-4}$$

dove f rappresenta la frequenza di accoppiamento a cui sta effettivamente oscillando il sistema e dunque nel caso in esame la frequenza critica di flutter.

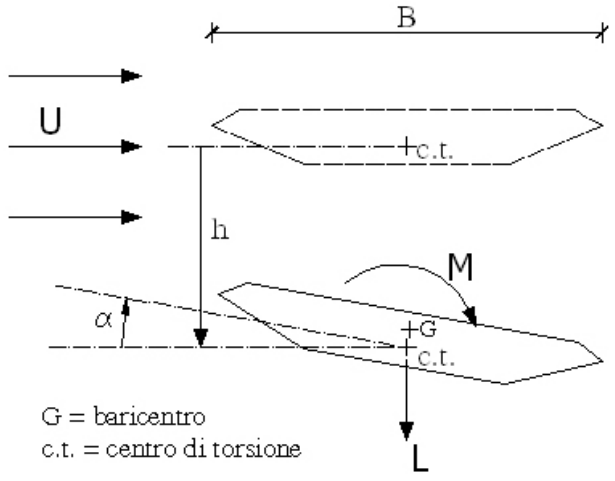


Figura 1. Sistema di riferimento per spostamenti e forze autoeccitate

Secondo la teoria di Scanlan, le forze autoeccitate possono essere espresse con una formulazione mista tempo-frequenza, introducendo otto coefficienti aerodinamici empirici H_j^*, A_j^*, con j = 1,…, 4, detti derivate aeroelastiche, che devono essere misurati sperimentalmente:

$$L_{se}(t,K) = \frac{1}{2}\rho U^2 B\left[KH_1^*(K)\frac{\dot{h}(t)}{U} + KH_2^*(K)\frac{B\dot{\alpha}(t)}{U} + K^2H_3^*(K)\cdot\alpha(t) + K^2H_4^*(K)\frac{h(t)}{B}\right] \quad (7)$$

$$M_{se}(t,K) = \frac{1}{2}\rho U^2 B^2\left[KA_1^*(K)\frac{\dot{h}(t)}{U} + KA_2^*(K)\frac{B\dot{\alpha}(t)}{U} + K^2A_3^*(K)\cdot\alpha(t) + K^2A_4^*(K)\frac{h(t)}{B}\right] \quad (8)$$

dove $K = 2\pi fB/U = 2\pi/U_R$ è la frequenza ridotta di oscillazione, mentre U_R è la velocità ridotta del vento.
Supponendo un moto accoppiato di spostamento verticale e rotazione alla frequenza critica f e imponendo la condizione di stabilità marginale, si ottengono le così dette equazioni di flutter. Utilizzando un buon numero di dati relativi alle proprietà dinamiche e aerodinamiche di ponti esistenti e comuni profili di riferimento (Mannini, 2006; Bartoli & Mannini, 2008) è stato possibile ottenere le seguenti equazioni semplificate, rispettivamente per la velocità critica ridotta, che compare come argomento delle derivate aeroelastiche in Eq.5, e per la frequenza critica adimensionale X (Eq.6):

$$g_\alpha\left(A_3^*\right)^2 + g_\alpha r_\alpha^2\mu A_3^*\left(2-\gamma_\omega^2\right) - A_2^*A_3^* - \gamma_\omega^2 r_\alpha^2 H_1^*A_3^* + r_\alpha^2\mu A_2^*\left(\gamma_\omega^2-1\right) - r_\alpha^4\mu^2 g_\alpha\left(\gamma_\omega^2-1\right) = 0 \quad (5)$$

$$X = \gamma_\omega^2\frac{r_\alpha^2\mu\cdot(g_h+g_\alpha) + A_3^*(g_h+g_\alpha) - A_2^* - r_\alpha^2H_1^*}{r_\alpha^2\mu\cdot\left(\gamma_\omega^2 g_h + g_\alpha\right) + g_\alpha A_3^* - A_2^* - \gamma_\omega^2 r_\alpha^2 H_1^*} \quad (6)$$

dove:

$$\mu = \frac{2m}{\rho B^2} \quad r_\alpha = \sqrt{\frac{I}{mB^2}} \quad \gamma_\omega = \frac{f_\alpha}{f_h} \quad X = \frac{f_\alpha^2}{f^2} \quad (9\text{-}12)$$

Note la velocità ridotta critica U_{Rc} e la frequenza critica adimensionale X, la velocità di flutter si trova banalmente scrivendo:

$$U_c = U_{Rc}B\frac{f_\alpha}{\sqrt{X}} \quad (13)$$

Le equazioni proposte, a parte la loro semplicità, presentano il vantaggio di far dipendere la condizione critica di instabilità soltanto dalle tre derivate aeroelastiche così dette "dirette", che possono essere misurate in galleria del vento anche solo con due set-up ad un grado di libertà. L'Eq.5, se scritta in altra maniera, risulta analoga ad una formula ottenuta per tutt'altra via da Nakamura (1978) ma prende anche in considerazione lo smorzamento strutturale, il cui contributo può non essere trascurabile nei casi del così detto soft-type flutter (Chen & Kareem, 2003, 2006;

Mannini, 2006; Bartoli & Mannini, 2008). È anche importante sottolineare che le formule proposte valgono sia nel caso del flutter classico che del flutter torsionale. In Mannini (2006) e Bartoli & Mannini (2008) è stato anche fatto un tentativo di eliminare la dipendenza da A_3^*, il che comporta una minore precisione delle formule, che però in certe situazioni può comunque risultare accettabile. Un altro approccio semplificato al calcolo del flutter è stato proposto da Chen (2007).
Come è stato discusso in Mannini (2006) e Mannini *et al*. (2007), raccogliendo un gran numero di dati e definendo curve approssimate per le derivate aeroelastiche d'interesse, valide per classi convenzionali di geometria di impalcato, risulterebbe possibile fare una stima della velocità critica di flutter senza ricorrere a prove in galleria del vento. Tale strumento di calcolo risulterebbe utile in fase di predimensionamento oppure per opere di media luce, per le quali sarebbe importante essere in grado di giudicare in maniera semplice se il flutter possa rappresentare un problema oppure no.
Rispetto alla formulazione originale, gli autori hanno recentemente osservato che i primi due termini dell'Eq.5 sono anch'essi trascurabili rispetto agli altri e che l'Eq.6 poteva essere sostituita da una relazione equivalente più semplice. Ne deriva che le formule semplificate possono infine essere scritte nella maniera seguente:

$$A_2^* A_3^* + \gamma_\omega^2 r_\alpha^2 H_1^* A_3^* - r_\alpha^2 \mu A_2^* \left(\gamma_\omega^2 - 1\right) + r_\alpha^4 \mu^2 g_\alpha \left(\gamma_\omega^2 - 1\right) = 0 \tag{14}$$

$$X = 1 + \frac{A_3^*}{r_\alpha^2 \mu} \tag{15}$$

Si nota facilmente come la velocità critica di flutter risulti del tutto indipendente dallo smorzamento strutturale del modo di spostamento verticale, come conseguenza del fatto che l'instabilità interessa il ramo torsionale, ovvero l'evoluzione sotto vento dell'originale modo di rotazione. Inoltre, il contributo dello smorzamento strutturale è essenzialmente legato all'ultimo termine dell'Eq.14, in cui non compaiono parametri aerodinamici.
La validità delle formule date dalle Eq.5-6 è stata ampiamente discussa nelle sopracitate precedenti pubblicazioni. Tuttavia, alcuni risultati esemplificativi per le Eq.14-15 sono riportati in Fig.2 per il caso di una lastra piana teorica (Theodorsen, 1934) e una sezione rettangolare 1:12.5 (Matsumoto, 1996), entrambe soggette ad instabilità per flutter classico, e in Fig.3 per una tipica sezione di impalcato da ponte a cassone unicellulare con sbalzi laterali, anch'essa soggetta a flutter accoppiato, le cui derivate aeroelastiche sono state misurate presso la galleria del vento del CRIACIV (Mannini, 2006; Mannini & Bartoli, 2008). Infine, in Fig.4 è riportato il caso della sezione rettangolare 1:5 (Matsumoto, 1996), comune esempio di profilo soggetto a flutter torsionale. Tali grafici confrontano la soluzione rigorosa delle equazioni di flutter con quella delle formule semplificate al variare del livello di smorzamento strutturale e del rapporto fra le frequenze γ_ω, per due coppie di valori dei parametri di massa μ e r_α, selezionate nelle sopracitate precedenti pubblicazioni come opposti casi limite. È evidente dai grafici riportati che le formule proposte non danno risultati attendibili nel caso in cui il rapporto fra le frequenze sia troppo vicino all'unità, alla stessa maniera della formula di Selberg per la lastra piana teorica (Selberg, 1966). Tale condizione, che già di per sé risulta essere estremamente delicata, di solito si verifica o per ponti di grandissima luce o per strutture non convenzionali, tutte categorie di opere che mal si prestano ad essere trattate, anche solo preliminarmente o in fase di predimensionamento, con metodi approssimati. In tutti gli altri casi il livello di approssimazione delle Eq.14-15 è buono o addirittura ottimo. Infine, in Fig.2 in basso a destra e in Fig.4 a destra sono riportati due chiari esempi di dipendenza decisamente non trascurabile della velocità critica di flutter dallo smorzamento strutturale.

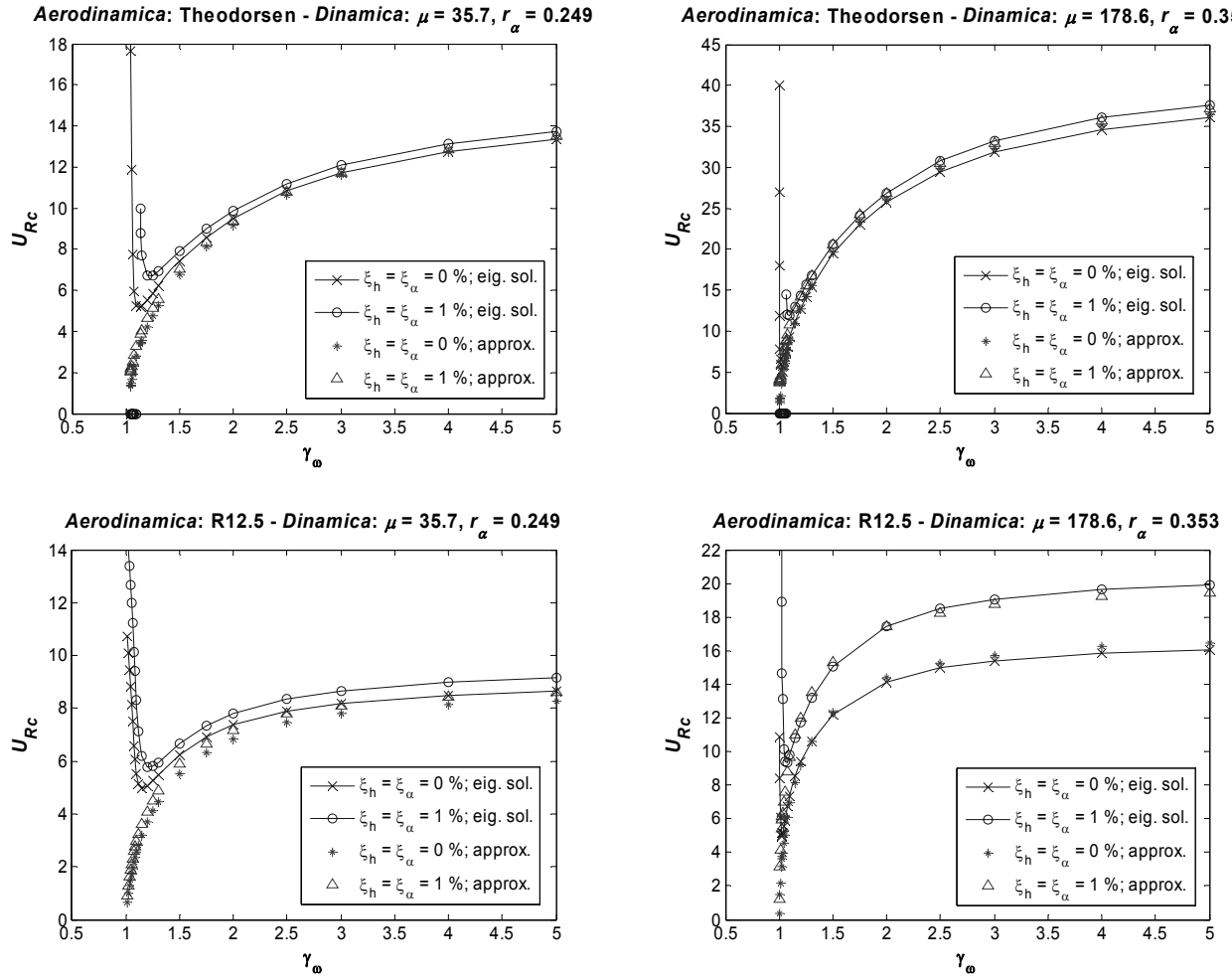


Figura 2. Esempi di validazione delle formule semplificate proposte in termini di velocità ridotte critiche, nel caso della lastra piana teorica (in alto) e di una sezione rettangolare 1:12.5 (in basso)

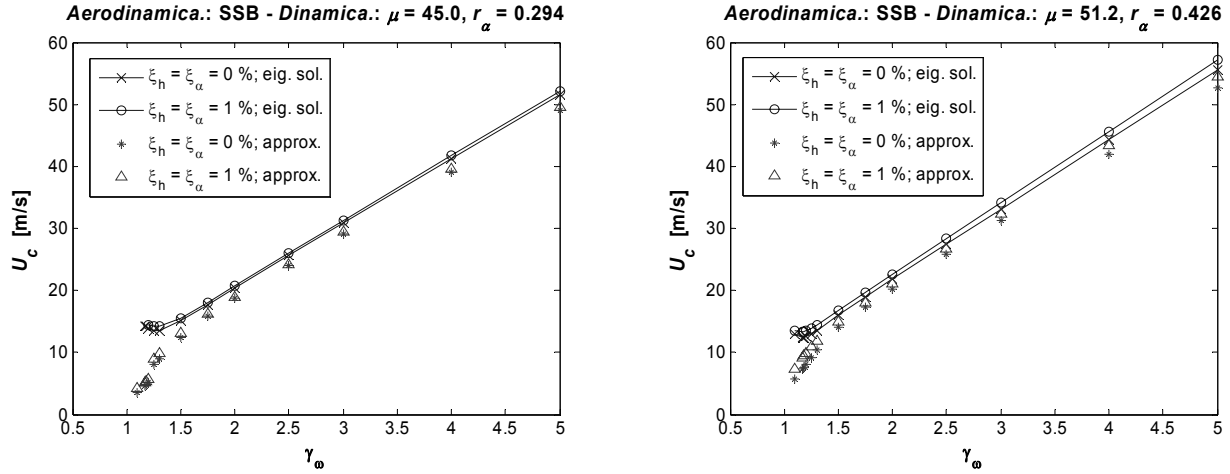


Figura 3. Esempi di validazione delle formule semplificate proposte in termini di velocità critiche, nel caso di una sezione di impalcato da ponte a cassone unicellulare con sbalzi laterali

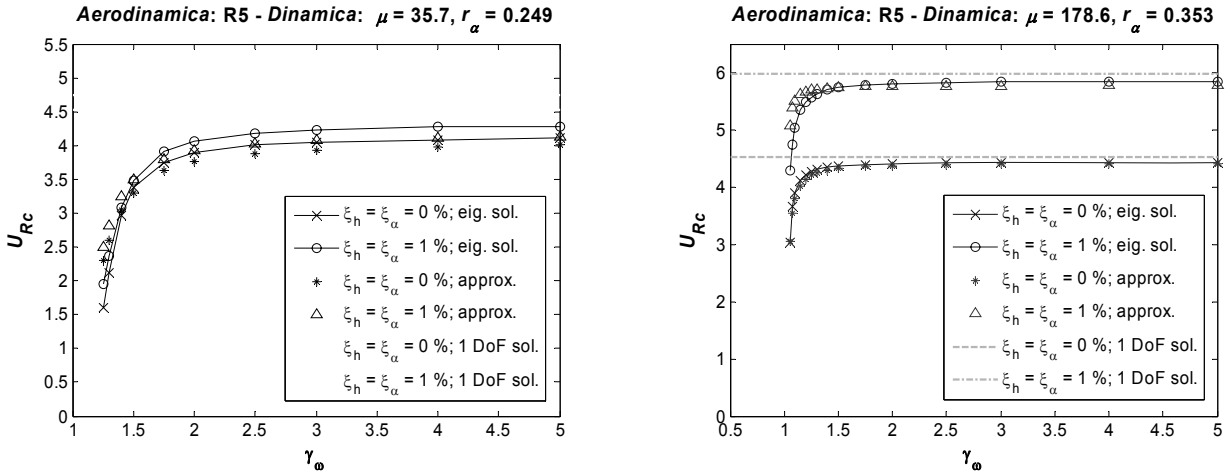


Figura 4. Esempi di validazione delle formule semplificate proposte in termini di velocità ridotte critiche, nel caso di una sezione rettangolare 1: 5, soggetta a flutter torsionale

3. ANALISI DEL MECCANISMO DEL FLUTTER

Nella sezione precedente abbiamo accennato al fatto che lo smorzamento strutturale del modo di torsione può in certi casi, anche di flutter classico, svolgere un ruolo stabilizzante importante. Chen & Kareem (2003, 2006), a questo proposito, hanno distinto fra l'hard-type flutter, in cui lo smorzamento strutturale gioca un ruolo marginale, e il soft-type flutter, in cui invece tale parametro ha un effetto decisamente non trascurabile. Solo nel secondo caso dispositivi quali gli smorzatori a masse accordate possono risultare efficaci. In termini più generali, si parla di hard-type flutter quando la parte reale dell'autovalore del sistema relativo al modo di rotazione (ramo torsionale) passa da negativa a positiva (e quindi lo smorzamento totale da positivo a negativo, come si può vedere in Fig.5) in maniera repentina, ovvero con notevole pendenza. In caso contrario, invece, si parla di soft-type flutter: una piccola traslazione delle curve, dovuta alla variazione dello smorzamento strutturale, è quindi sufficiente a far cambiare la velocità critica in maniera apprezzabile. In Fig.5 si vede come, mantenendo costanti le proprietà dinamiche del sistema, è sufficiente cambiare quelle aerodinamiche per passare da un caso all'altro. In altri casi, invece, a parità di proprietà aerodinamiche, sono i parametri dinamici di massa a distinguere fra i due tipi di meccanismi di instabilità: ne sono un chiaro esempio i grafici nella parte bassa della Fig.2. Resta dunque da chiarire l'origine di hard-type e soft-type flutter.

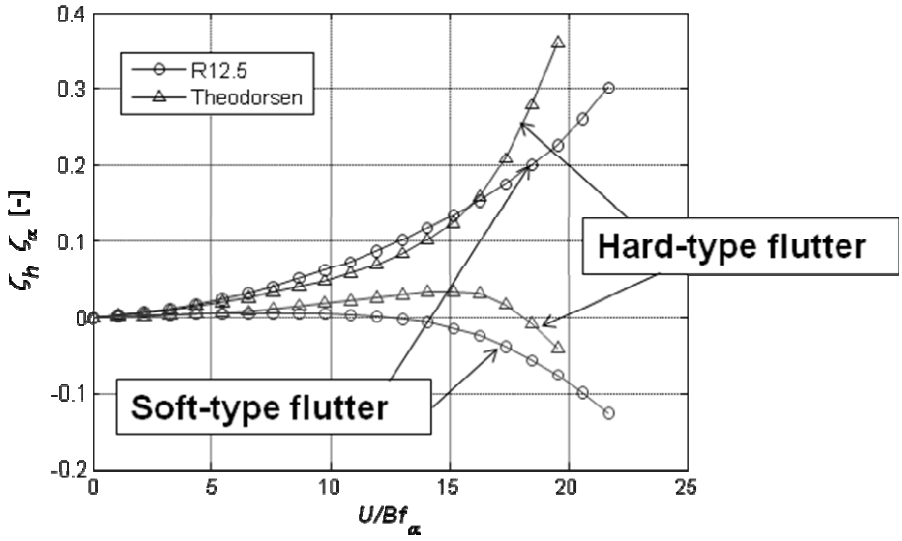


Figura 5. Andamento dello smorzamento dei modi di spostamento verticale e rotazione al variare della velocità del vento: esempi di hard-type e soft-type flutter (μ = 178.6, r_α = 0.353, γ_ω = 1.96, $\zeta_h = \zeta_\alpha$ = 0)

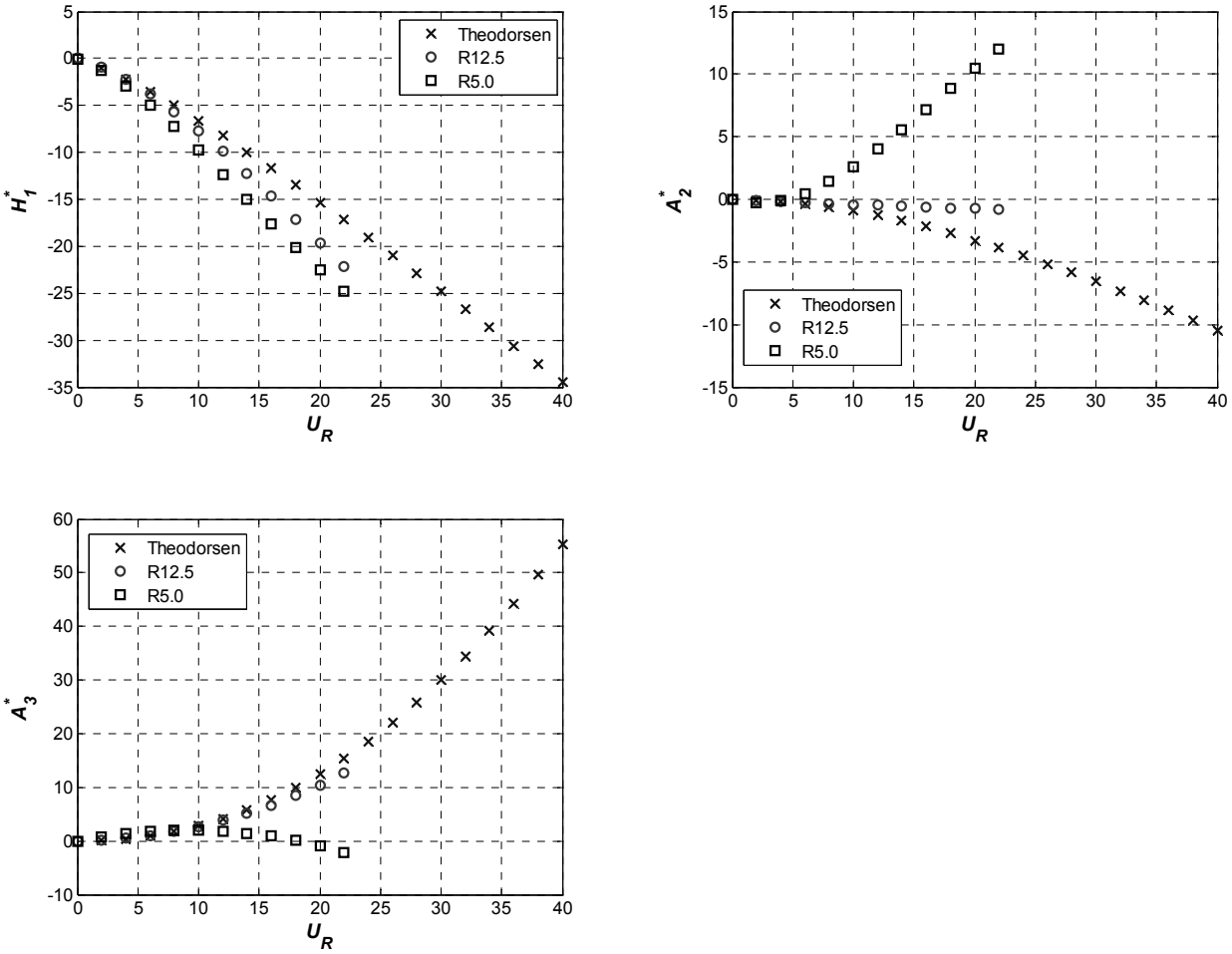


Figura 6. Andamento delle derivate aeroelastiche H_1^*, A_2^* e A_3^* nel caso della lastra piana teorica e di due sezioni rettangolari

In Fig.6 le tre derivate aeroelastiche che compaiono nelle formule semplificate sono confrontate per il caso della lastra piana teorica (teoria di Theodorsen) e di due sezioni rettangolari con rapporto fra i lati rispettivamente pari a 12.5 e 5.0. In particolare, se si confrontano quelle per la lastra piana e per la sezione rettangolare 1:12.5, cui corrispondono i risultati di Fig.5, si osservano piccole differenze per quanto riguarda H_1^* e A_3^* e differenze notevoli relative ad A_2^*. Dunque, la distinzione fra i due tipi di flutter sembra essere sostanzialmente legata a quest'ultimo coefficiente aerodinamico.
Le formule semplificate presentate nella sezione precedente, data la loro semplicità, consentono anche di studiare in maniera analitica il meccanismo che conduce all'instabilità per flutter e di capire le origini di soft-type e hard-type flutter. In particolare, l'Eq.14 può essere scritta nella maniera seguente:

$$A_2^* - r_\alpha^2 \mu g_\alpha = \frac{1}{\gamma_\omega^2 - 1} \frac{A_3^*}{r_\alpha^2 \mu} \left(A_2^* + \gamma_\omega^2 r_\alpha^2 H_1^* \right) \tag{16}$$

Sostituendo poi l'Eq.15, si ottiene:

$$A_2^* - r_\alpha^2 \mu g_\alpha = \frac{X - 1}{\gamma_\omega^2 - 1} \left(A_2^* + \gamma_\omega^2 r_\alpha^2 H_1^* \right) \tag{17}$$

È facile far vedere come il secondo termine a primo membro sia sostanzialmente un numero di Scruton in torsione:

$$r_\alpha^2 \mu g_\alpha \cong \frac{4\zeta_\alpha I}{\rho B^4} = Sc_\alpha \tag{18}$$

Ricordando che la derivata aeroelastica A_2^* esprime uno smorzamento aerodinamico in caso di rotazione pura e che la condizione critica di flutter torsionale per un sistema ad un grado di libertà può essere scritta come:

$$A_2^* - r_\alpha^2 \mu g_\alpha = 0 \tag{19}$$

si può sottolineare che, nel caso di un sistema a due gradi di libertà non soggetto a flutter torsionale ($A_2^* < 0$), è la diminuzione della frequenza torsionale X-1, prodotta dal coefficiente aerodinamico A_3^*, a trasformarsi in smorzamento aerodinamico negativo e a condurre all'instabilità del sistema.
Tornando all'Eq.17, si può osservare che se il numero di Scruton in torsione è paragonabile con A_2^*, allora lo smorzamento strutturale non risulta trascurabile ai fini della determinazione della condizione critica. Quindi, se $r_\alpha^2 \mu = 2I/(\rho B^4)$ è grande e A_2^* assume valori negativi limitati, allora l'instabilità si manifesta sotto forma di soft-type flutter.
A questo punto, se si definisce il coefficiente aerodinamico modificato:

$$\overline{A_2^*} = A_2^* - \frac{1}{\gamma_\omega^2 - 1}\frac{\rho B^4}{2I} A_2^* A_3^* - \frac{\gamma_\omega^2}{\gamma_\omega^2 - 1}\frac{\rho B^2}{2m} H_1^* A_3^* \tag{20}$$

La condizione critica di flutter può essere scritta in maniera analoga al caso ad un grado di libertà:

$$\overline{A_2^*} - \frac{2Ig_\alpha}{\rho B^4} = 0 \tag{21}$$

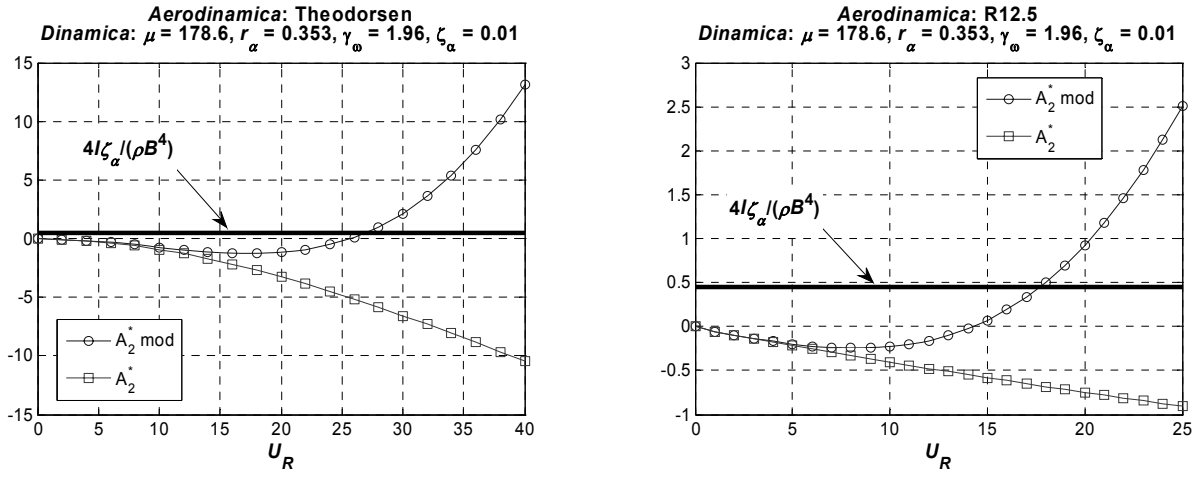


Figura 7. Confronto fra gli andamenti di A_2^* e $\overline{A_2^*}$ (A_2^* mod) nel caso di due sezioni soggette a flutter classico

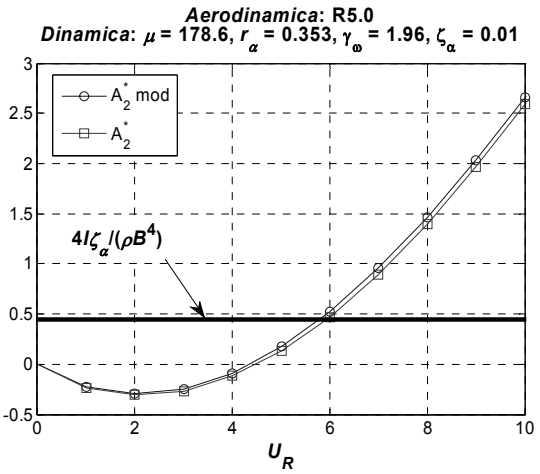


Figura 8. Confronto fra gli andamenti di A_2^* e $\overline{A_2^*}$ (A_2^* mod) nel caso di una sezione soggetta a flutter torsionale

Si deve notare nell'Eq.20 che il termine $H_1^* A_3^*$ è equivalente al termine $H_3^* A_1^*$ (e.g. Matsumoto, 1996; Bartoli & Mannini, 2008), individuato da Matsumoto (1996) e da Chen (2007) come principale termine destabilizzante. Tuttavia, le Eq.20-21 dicono anche che, nel caso in cui l'inerzia di massa relativa $2I/(\rho B^4)$ e il rapporto fra le frequenze non siano molto grandi, anche il termine $A_2^* A_3^*$ può giocare un ruolo destabilizzante non trascurabile.
I grafici riportati nelle Fig.7-8 mostrano l'andamento del parametro aerodinamico modificato (Eq.20) rispetto a quello di A_2^* e come la condizione critica di flutter possa essere individuata in corrispondenza dell'intersezione del primo con la retta orizzontale corrispondente al valore $2I\zeta_\alpha/(\rho B^4)$. Si vede chiaramente in Fig.8 che, nel caso del flutter torsionale, la differenza fra A_2^* e il suddetto coefficiente aerodinamico modificato risulta trascurabile.

4. CONSIDERAZIONI PROGETTUALI

L'approccio semplificato proposto può essere utilizzato anche per comprendere meglio come la struttura da ponte possa essere modificata al fine di aumentare la velocità critica di flutter e in quali condizioni i provvedimenti classici (incremento della separazione fra le frequenze, incremento della massa, incremento dell'inerzia di massa) risultino realmente efficaci.

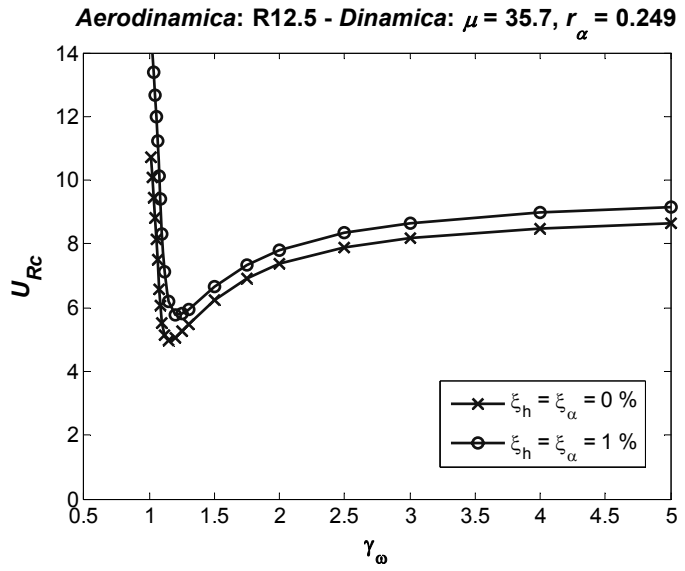


Figura 9. Esempio di scarsa dipendenza della velocità ridotta critica dal rapporto fra le frequenze (risultati ottenuti tramite la soluzione esatta delle equazioni di flutter)

Dall'Eq.20 si evince che, se γ_ω è già abbastanza grande e A_2^* assume valori modesti, un ulteriore incremento della separazione fra le frequenze non porta benefici sostanziali nei confronti della velocità critica ridotta, come mostra il grafico di Fig.9. Ovviamente, però, la velocità critica di flutter (dimensionale) aumenta qualora si incrementi la frequenza torsionale (cfr. Eq.13). Nelle medesime condizioni, un mero incremento dell'inerzia di massa tende a non essere efficace. La Fig.10 mostra come la curva che esprime la velocità ridotta critica al variare di $2I/(\rho B^4)$, sia assolutamente piatta nel caso in cui lo smorzamento strutturale sia nullo. Qualora, invece, lo smorzamento strutturale in torsione sia grande, l'effetto benefico dell'aumento dell'inerzia di massa diventa apprezzabile in virtù dell'incremento del numero di Scruton, per un'instabilità che diventa sempre di più di tipo "soft". Un incremento della massa, infine, va sempre a ridurre lo smorzamento aerodinamico negativo legato all'ultimo termine dell'Eq.20, come riscontrabile in Fig.11.

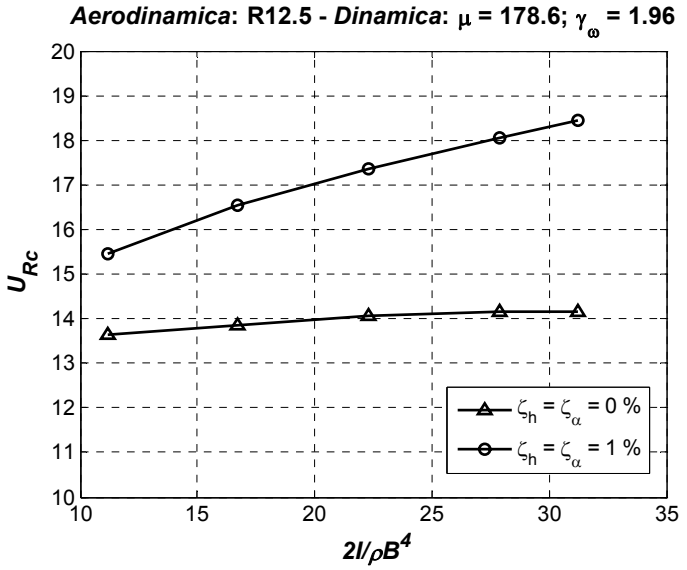


Figura 10. Esempio di andamento della velocità ridotta critica al variare di un parametro d'inerzia di massa adimensionale (risultati ottenuti tramite la soluzione esatta delle equazioni di flutter)

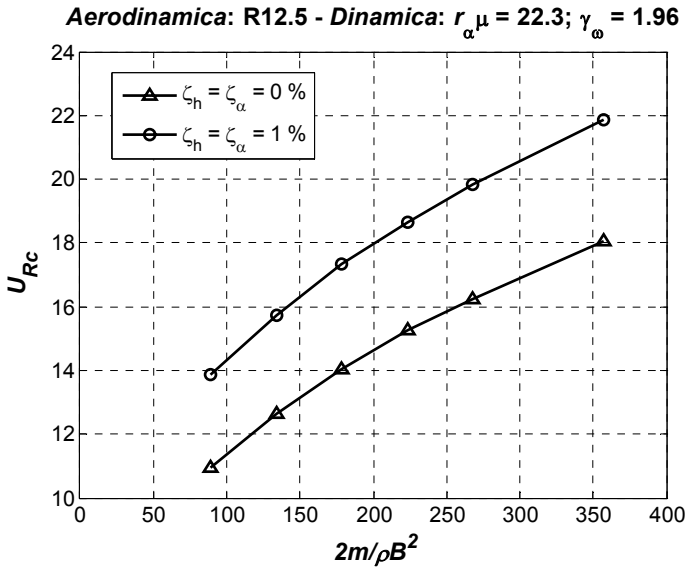


Figura 11. Esempio di andamento della velocità ridotta critica al variare di un parametro di massa adimensionale (risultati ottenuti tramite la soluzione esatta delle equazioni di flutter)

Tutte le considerazioni esposte in precedenza, però, non possono che essere qualitative e non devono far dimenticare che al rapporto fra massa e inerzia di massa è legato il quadrato del rapporto fra le frequenze e che quindi uno di questi parametri non può essere fatto variare in maniera indipendente dagli altri:

$$\gamma_{\omega}^{2} \propto \frac{m}{I} \tag{22}$$

Inoltre, siccome quello che interessa da un punto di vista ingegneristico è la velocità del vento critica e non quella ridotta, non bisogna neppure dimenticare l'effetto che una modifica dei parametri dinamici della struttura, e in particolare dell'inerzia di massa, può avere sulla frequenza critica di flutter (Eq.15).

5. CONCLUSIONI

In questa memoria è stato proposto un approccio semplificato al flutter che consente di calcolare la velocità critica, prendendo in considerazione soltanto tre derivate aeroelastiche e confermando il sospetto che la formulazione classica con otto coefficienti aerodinamici sia ridondante. Data la semplicità delle equazioni, tale metodo consente anche di studiare analiticamente il meccanismo con cui insorge l'instabilità per flutter. In particolare, è stato possibile scrivere la condizione critica per un sistema a due gradi di libertà in analogia alla formulazione valida per il flutter torsionale in un sistema ad un grado di libertà.
Utilizzando il suddetto metodo semplificato è stato anche possibile chiarire sotto quali condizioni lo smorzamento strutturale in torsione possa giocare un ruolo significativo nei confronti dell'instabilità per flutter, spiegando tra l'altro l'origine della differenza fra il così detto soft-type and hard-type flutter.
In ultima analisi, sono state fatte delle considerazioni qualitative sulla sensibilità della condizione critica nei confronti di alcuni parametri dinamici della struttura, quali il rapporto fra le frequenze, la massa e l'inerzia di massa, che possono essere utili per definire o modificare un progetto, al fine di ottenere una velocità critica di flutter ben superiore alla velocità di progetto.

BIBLIOGRAFIA

Bartoli G., Mannini C. (2008). A simplified approach to bridge deck flutter, *J. Wind Eng. Ind. Aerodyn.,* Vol. 96(2), pp. 229-256

Chen X. (2007). Improved understanding of bimodal coupled bridge flutter based on closed-form solutions, *J. Struct. Eng. ASCE*, Vol. 133(1), pp. 22-31

Chen X., Kareem A. (2003). Efficacy of tuned mass dampers for bridge flutter control, *J. Struct. Eng. ASCE,* Vol. 129(10), pp. 1291-1300

Chen X., Kareem A. (2006). Revisiting multimode coupled bridge flutter: some new insights, *J. Eng. Mech. ASCE,* Vol. 132(10), pp. 1115-1123

Dyrbye C., Hansen S.O. (1997). *Wind Loads on Structures*, 1st ed., Wiley, New York

Fung Y.C. (1993). *An Introduction to the Theory of Aeroelasticity.* Dover Publications, New York, 1993

Mannini C. (2006). *Flutter Vulnerability Assessment of Flexible Bridge Decks*. Tesi di Dottorato. Università degli Studi di Firenze, Italia – TU Braunschweig, Germania, Verlag Dr. Müller, Saarbrücken, Germania, 2008 (ISBN: 978-3-540-74458-0)

Mannini C., Bartoli G. (2008). Investigation on the dependence of bridge deck flutter derivatives on steady angle of attack. In *Proc. VI International Colloquium on Bluff Bodies Aerodynamics and Applications*, Milano, Italy

Mannini C., Bartoli G., Flamand O., Grillaud G. (2007). A simplified method of flutter assessment: first steps towards flutter derivative generalization. In *Proc. XII International Conference of Wind Engineering*, Cairns, Australia, pp. 2343-2350

Matsumoto M. (1996). Aerodynamic damping of prisms, *J. Wind Eng. Ind. Aerodyn.,* Vol. 59(2-3), pp. 159-175

Nakamura Y. (1978). An analysis of binary flutter of bridge deck sections, *J. Sound Vib.*, Vol. 57(4), pp. 471-482

Scanlan R.H., Tomko J.J. (1971). Airfoil and bridge deck flutter derivatives, *J. Eng. Mech. Div. Proc. ASCE,* Vol. 97, pp. 1717-1737

Selberg A. (1961). Oscillation and aerodynamic stability of suspension bridges. *Acta Polytechnica Scandinavica, Civil Engineering and Building Construction Series 13*, Oslo

Simiu E., Scanlan R.H. (1996). *Wind Effects on Structures: Fundamentals and Applications to Design*, 3rd ed., Wiley, New York

Theodorsen T. (1934). *General theory of aerodynamic instability and the mechanism of flutter*. NACA, Langley Research Center, Hampton, NACA Technical Report 496, Annual Report 20

Analisi del rischio associato al vento laterale per linee ferroviarie ad alta velocità

Federico Cheli[a], Andrea Freda[b], Daniele Rocchi[a], Giovanni Solari[b], Mario Testa[c], Gisella Tomasini[a]

[a]Politecnico di Milano – Dipartimento di Meccanica, Milano
[b]Dipartimento di Ingegneria delle Costruzioni,dell'Ambiente e del Territorio, Università di Genova
[c]RFI, Roma

ABSTRACT

The construction of high-speed railway lines has led to the development of trains that – due to a very light weight – are sensitive to the action of cross winds. The present paper summarizes the main aspects of a new methodology to perform the cross wind risk analysis on railway lines, and its application to the Rome-Naples high-speed/high capacity railway line in Italy. The study consists in the evaluation of the probability of rail vehicle's overturning when it is running on a railway line under the action of cross wind. According to the new method described in this paper, the cross-wind risk analyses are based on two different activities: a meteorological study aimed at the evaluation of the wind hazard along the line and a stochastic approach of the vehicle overturning. The former activity provides the probability of occurrence of wind gusts on the specific site on the line, while the latter leads to the evaluation of the Characteristics Wind Curve (CWC) probability distribution. The probability of vehicle's overturning is calculated as the combined probability of the wind gust velocity occurrence and of the overcoming of the safety limit adopted for the definition of the CWC. A critical approach to the results of the analyses highlights where are the more dangerous sketches of the line, and their characteristics.

La realizzazione di linee ferroviarie ad alta velocità avvenuta negli ultimi lustri ha comportato la progettazione e la realizzazione di convogli ferroviari caratterizzati da masse estremamente contenute. Tali treni di nuova generazione sono pertanto particolarmente sensibili all'azione dei venti trasversali. La presente memoria descrive gli aspetti fondamentali di una nuova metodologia per l'analisi di rischio per le linee ferroviarie nei confronti del vento, e la sua applicazione alla linea ad alta velocità e alta capacità Roma-Napoli. Lo studio, che consiste nella valutazione del rischio di ribaltamento dei convogli, si basa sulla definizione probabilistica del vento in corrispondenza della linea ferroviaria e sull'impiego delle curve caratteristiche di vento (CWC). La probabilità che possa verificarsi il ribaltamento dei treni è valutata considerando congiuntamente la distribuzione di probabilità delle raffiche di vento e della loro direzione e il superamento dei limiti di stabilità utilizzati nella definizione delle CWC. L'analisi dei risultati evidenzia dove si trovano i punti potenzialmente più problematici della linea ferroviaria, e le loro caratteristiche.

PAROLE CHIAVE: analisi del rischio, vento trasversale, linea ferroviaria, CWC.

1. INTRODUZIONE

La realizzazione di linee ferroviarie ad alta velocità, lo sviluppo di veicoli sempre più leggeri e la maggior consapevolezza legata al rischio di ribaltamento e/o deragliamento causati dal vento laterale (Diana *et al.* 2008) hanno recentemente indotto la comunità dei gestori delle linee e quella dei costruttori di veicoli a sviluppare metodologie per studiarne gli effetti. Per quanto concerne i

costruttori, tali studi sono finalizzati a realizzare nuovi modelli di veicoli ferroviari che siano meno sensibili al fenomeno del vento trasversale, e che comunque soddisfino i criteri di omologazione già prescritti dalla normativa (HS RST TSI, 2006). Per i gestori delle linee essi sono invece essenzialmente rivolti ad intraprendere le misure necessarie in termini di protezione per garantire una elevata fruibilità delle linee stesse.
Il presente lavoro si occupa della definizione del rischio associato al vento laterale per la tratta Roma-Napoli della linea ferroviaria ad alta velocità, al fine di definire quali siano le parti della linea a maggiore rischio di ribaltamento. Tale scopo è raggiunto analizzando congiuntamente sia l'esposizione della linea nei confronti del vento, valutata attraverso un'analisi che tiene conto delle caratteristiche geomorfologiche del territorio e quelle peculiari dell'infrastruttura (si tratti cioè di rilevati, viadotti,…), sia le caratteristiche dinamiche ed aerodinamiche dei veicoli che circolano su di essa. Nel fare questo, è necessario considerare l'aspetto probabilistico legato alla distribuzione del vento lungo la linea, in termini di intensità del vento e sua direzione, e la distribuzione statistica che definisce il limite di stabilità del veicolo.
La distribuzione probabilistica del vento lungo la linea è il frutto della collaborazione tra il Dipartimento di Ingegneria delle Costruzioni, dell'Ambiente e del Territorio (DICAT) e il Dipartimento di Fisica dell'Università di Genova, mentre la distribuzione statistica delle curve limite che definiscono la soglia dell'indice di ribaltamento del veicolo (Characteristic Wind Curves, CWC) è stata studiata dal Dipartimento di Meccanica del Politecnico di Milano.
Per effettuare la stima dei fattori di rischio, le informazioni relative alla distribuzione del vento lungo la linea e quelle relative alla stabilità del veicolo, definite in termini di CWC, sono state opportunamente combinate in modo da definire, per ogni settore omogeneo della linea, la probabilità di superamento della CWC. L'analisi di tale distribuzione di probabilità consente di definire quali siano i tratti di linea in cui sia più elevato il rischio di ribaltamento dei convogli.

2. ANALISI DEL RISCHIO: METODOLOGIA

L'analisi del rischio consiste in una valutazione della probabilità di ribaltamento di un veicolo in marcia soggetto all'azione dei venti trasversali alla linea ferroviaria.
La metodologia adottata in questo lavoro si basa su un'analisi meteorologica che fornisce una valutazione in termini probabilistici dell'occorrenza del vento lungo la linea, e su un approccio stocastico per il calcolo delle CWC, definite in termini di distribuzione di probabilità. La probabilità di ribaltamento del veicolo è calcolata come probabilità combinata dell'occorrenza della velocità del vento e del superamento, per un data velocità del vento, del limite di sicurezza al ribaltamento.
Le CWC di un veicolo sono funzione, attraverso i coefficienti aerodinamici, delle caratteristiche dell'infrastruttura ovvero della tipologia dello scenario (viadotto, rilevato, …). Il calcolo del rischio sull'intera linea Roma-Napoli richiederebbe dunque la determinazione dei coefficienti aerodinamici per il treno considerato (ETR500) con ognuno degli scenari infrastruttura caratteristici della linea (rilevati di altezze differenti, viadotti di geometrie ed altezze differenti, valli, …). Questo approccio, su una linea la cui lunghezza è di circa 200 km e che è caratterizzata da una notevole varietà di scenari anche a causa di una complessa orografia, non è praticabile in quanto estremamente onerosa. Un approccio alternativo equivalente è stato sviluppato ad hoc per questa applicazione: esso è basato su due ipotesi, verificate sperimentalmente con differenti veicoli, in corrispondenza degli angoli di incidenza di interesse per treni ad alta velocità, ovvero da 0° a circa 30°[1] (Cheli *et al.* (2008)).
La prima ipotesi è che i coefficienti aerodinamici relativi allo scenario rilevato, calcolati utilizzando la velocità del vento valutata in corrispondenza della posizione del veicolo (i.e. ad un'altezza di 2m sopra il piano del ferro, in assenza del veicolo) sono equivalenti ai coefficienti aerodinamici

[1] Considerando una velocità di percorrenza del treno pari a V_{treno}=300 km/h e un vento perpendicolare al treno con velocità di gust limite pari a U_g=126 km/h (U_g=35 m/s), l'angolo tra la velocità relativa e la direzione di avanzamento è pari a β_{rel}=22.8°.

misurati utilizzando uno scenario di terreno piano (flat ground), utilizzando come velocità di riferimento quella in vena libera.
La seconda ipotesi è che i coefficienti aerodinamici relativi allo scenario viadotto, calcolati utilizzando, come velocità di riferimento, la velocità del vento a una quota di 2m sul piano ferro, sono equivalenti ai coefficienti aerodinamici misurati con scenario flat ground, assumendo che la presenza dell'infrastruttura non modifichi il campo di vento.
Al fine di valutare il rischio di ribaltamento al vento trasversale, è necessario confrontare le CWC calcolate in ogni punto della linea con la velocità del vento calcolata in corrispondenza dello stesso sito. A tal fine, l'intera metodologia per la determinazione del rischio di ribaltamento può essere suddivisa in tre fasi:
1) valutazione probabilistica dell'occorrenza del vento in ogni punto della linea ad un'altezza di 2 m rispetto al piano del ferro. Essa è calcolata tenendo conto dell'accelerazione/decelerazione associata allo scenario nel caso di rilevati e trincee, e assumendo che l'infrastruttura non modifichi significativamente il campo di vento incidente (considerando però il profilo di strato limite atmosferico) nel caso di viadotti.
2) Calcolo delle CWC utilizzando, per ogni scenario, i coefficienti aerodinamici misurati con lo scenario flat ground.
3) Calcolo della probabilità di superamento della CWC.
Le tre fasi in cui si articola la metodologia sono riportate nei paragrafi seguenti.

2.1. Analisi meteorologiche – valutazione probabilistica del vento alla linea ferroviaria

L'analisi probabilistica della velocità e della direzione del vento lungo la linea ferroviaria ad alta velocità Roma-Napoli è fondamentale nella valutazione del rischio di ribaltamento dei convogli che transitano lungo la linea stessa. Essa si basa sui dati anemometrici acquisiti in più di 50 anni da stazioni meteorologiche prossime alla linea e situate presso 7 basi dell'Aeronautica Militare (AM) e dell'Ente Nazionale di Assistenza al Volo (ENAV), ed è articolata in 4 fasi:
A) modellazione della linea, delle stazioni e del territorio;
B) simulazione del vento
C) analisi probabilistiche
D) validazione della metodologia
Ognuna di queste fasi è articolata in diversi passaggi, illustrati in Figura 1. In particolare, la validazione della metodologia è stata eseguita attraverso il confronto con le analisi probabilistiche dei dati acquisiti da stazioni anemometriche installate da RFI lungo la linea (Freda *et al.* 2008).
La modellazione numerica delle stazioni e del territorio è stata realizzata attraverso la digitalizzazione dell'orografia, della rugosità e del displacement level dell'intera area lungo cui si snoda la linea ferroviaria e si trovano le stazioni AM/ENAV. Il modello è stato utilizzato per le simulazioni dei campi di vento, eseguite attraverso l'impiego del modello a conservazione di massa WINDS (Ratto *et al.* 1994). A partire da condizioni barotropiche (velocità e direzione del vento uniformi alla sommità dello strato limite atmosferico), il modello è stato utilizzato per ricavare, su tutto il dominio di simulazione e sotto l'ipotesi di atmosfera neutrale, appropriata per condizioni di vento intenso, la velocità media del vento e la sua direzione per 36 diversi scenari, corrispondenti a 36 direzioni (0, 10,…350°) alla sommità dello strato limite.
La determinazione della velocità del vento e della sua direzione alle stazioni meteorologiche e nei punti corrispondenti alla linea ferroviaria a partire da condizioni uniformi ha permesso di ricavare i coefficienti di trasferimento della velocità dalle stazioni alla linea (Solari *et al.* 2007). Tale operazione è avvenuta in 2 fasi sequenziali. Nella prima si sono calcolati i coefficienti di trasferimento dalle stazioni anemometriche a condizioni di riferimento, corrispondenti a terreno piano e omogeneo con lunghezza di rugosità pari a 0.05 m; nella seconda fase si sono valutati i coefficienti di trasferimento da condizioni di riferimento alla linea ferroviaria.
Poiché le caratteristiche della linea influenzano fortemente la distribuzione del vento, per considerare gli effetti di deflessione del vento e di speed-up indotti dalla morfologia della infrastruttura nel caso essa sia una parte in trincea o su rilevato, la procedura di trasferimento ha

incluso la modellazione delle caratteristiche locali contenute nella base dati della linea (quali ad esempio le quote dei rilevati), ed è stata effettuata per oltre 900 punti lungo la linea.
Inoltre, in tale fase si sono condotte anche simulazioni della turbolenza in ogni punto della linea, derivando opportuni coefficienti di trasferimento per trasformare la velocità media del vento al riferimento sia in velocità media sia in velocità di picco alla linea.

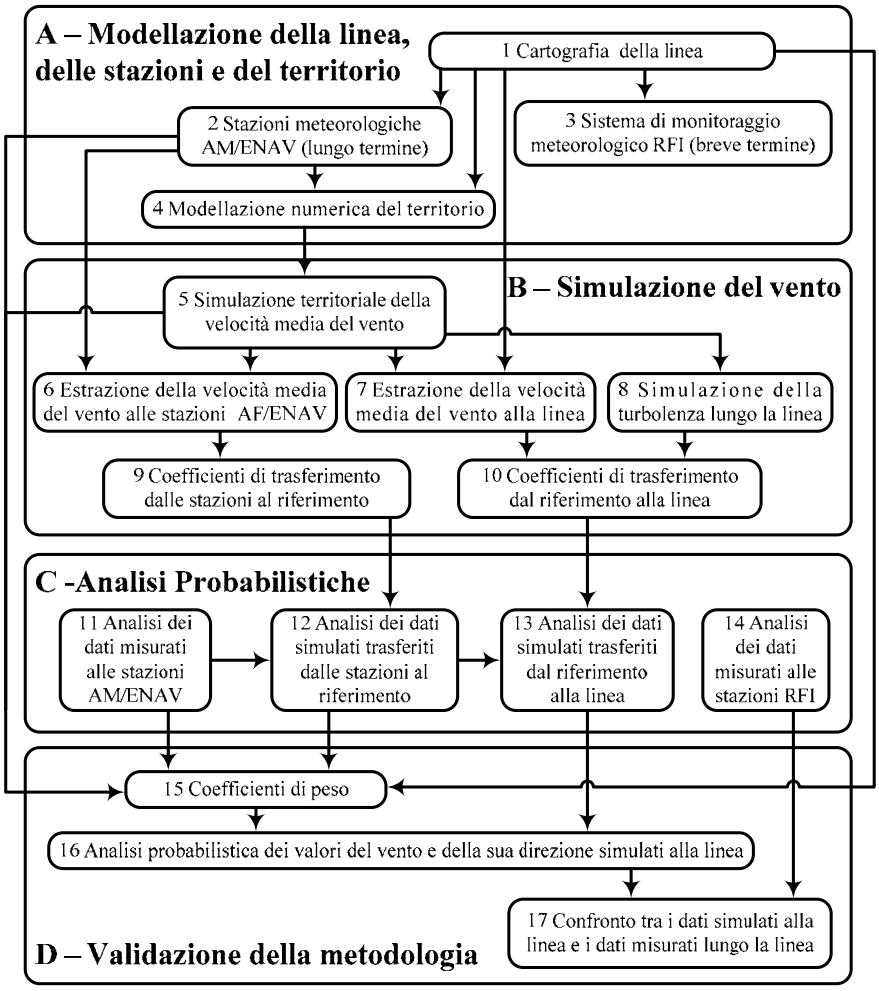


Figura 1. Diagramma di flusso della procedura sviluppata per condurre le analisi probabilistiche del vento lungo la linea ferroviaria

Le registrazioni ivi trasferite sono state processate per determinare le distribuzioni delle popolazioni dei dati e quelle di estremo. L'analisi probabilistica delle popolazioni di dati è stata condotta ricorrendo a modelli ibridi della distribuzione di Weibull; le analisi delle distribuzioni di estremo sono state svolte facendo ricorso alla distribuzione asintotica del I tipo, all'analisi di Processo e al metodo di Gumbel (Solari *et al.* 2007).
Le distribuzioni probabilistiche del vento ottenute in ogni punto della linea dal trasferimento delle basi dati delle stazioni AM/ENAV sono state pesate attraverso opportuni coefficienti ponderali, funzioni della distanza relativa tra ogni punto della linea ferroviaria e ogni stazione meteorologica.

2.2. CWC

La Figura 2 mostra lo schema a blocchi del metodo stocastico adottato per la definizione delle CWC. Una descrizione completa della metodologia è riportata in Cheli *et al.* (2004).
Nella prima fase si determinano i coefficienti aerodinamici e si definisce il campo di vento turbolento all'interno del quale si muove il veicolo, sulla base delle caratteristiche tipiche del vento nel sito considerato (indice di turbolenza e lunghezza di scala integrale) valutate attraverso le analisi meteorologiche di cui al paragrafo 2.1. Nella seconda parte si definiscono i carichi aerodinamici

equivalenti agenti sul veicolo mediante un algoritmo numerico basato sulla funzione di ammettenza aerodinamica, che permette di tener conto dell'effettiva distribuzione del vento turbolento sulla superficie esterna del veicolo (Cheli *et al.* 2004). Infine viene simulata la dinamica del veicolo soggetto alla storia temporale delle forze aerodinamiche calcolate al passo precedente. Sulla base del coefficiente di sicurezza, calcolato attraverso la valutazione della riduzione del carico verticale delle ruote lato sopravento (*wheel unloading*, definito nella normativa internazionale TSI), si identificano i valori di velocità del vento che portano il veicolo al superamento del limite (*90%)* in funzione delle condizioni di marcia (velocità di avanzamento, raggio di curva, sopraelevazione, …) ovvero si definiscono le CWC.

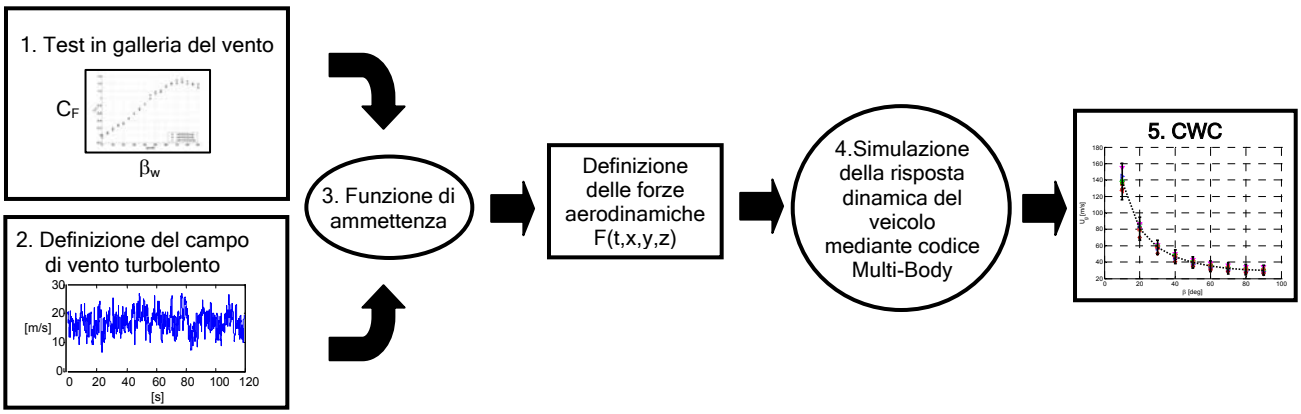


Figura 2. Schema a blocchi della metodologia stocastica per il calcolo delle CWC.

Relativamente al punto 2 dello schema a blocchi di Figura 2, poiché il vento è assimilabile a un processo stocastico stazionario, è possibile definire infinite storie spazio-temporali della velocità del vento, caratterizzate dalle stesse proprietà statistiche (velocità media, intensità di turbolenza, lunghezza di scala integrale). Generando differenti campi di vento turbolento caratterizzati dalla medesime proprietà, è possibile definire differenti CWC per uno stesso punto della linea: un'analisi statistica delle CWC ottenute permette poi la definizione della corrispondente distribuzione di probabilità delle CWC. In particolare, in questo studio, si è ipotizzata una distribuzione gaussiana delle CWC e si sono identificati, per ogni configurazione, valor medio e deviazione standard.

2.3. Probabilità di superamento della CWC

Al fine di poter identificare i punti della linea più a rischio per il pericolo di ribaltamento dovuto al vento trasversale, i risultati dell'analisi meteo vengono combinati con le CWC caratteristiche di ogni punto in cui è stata discretizzata la linea.
Lo studio meteo fornisce, per ogni punto della linea (definiti all'incirca ogni 200m) e per ogni settore angolare (di ampiezza pari a 30°), gli iso-quantili della probabilità cumulata della velocità del vento p_w. Queste funzioni rappresentano la probabilità combinata che il vento provenga dal generico settore angolare *s* e che, contemporaneamente, il modulo del vettore velocità sia maggiore di una soglia definita. La CWC rappresenta invece la probabilità che, per un dato valore di vento proveniente da una determinata direzione, l'indice di sicurezza (*wheel unloading*) superi il valore limite del 90%.
A titolo di esempio, la Figura 3 mostra la distribuzione di CWC, in termini di valor medio U_g e percentili $U_g \pm 3\sigma_u$, e gli iso-quantili della probabilità cumulata della velocità del vento in rappresentazione polare (vento proveniente da nord=0°) al km 73.69.
Il rischio di ribaltamento è definito dalla probabilità combinata che tre eventi avvengano contemporaneamente:

1) per una velocità di picco Û, proveniente dall'*s*-simo settore angolare, il limite di stabilità definito dallo scaricamento del 90% delle ruote sopravento (indice di sicurezza adottato per la definizione delle CWC) sia superato.
2) la velocità di picco del vento sia più alta di una soglia predefinita Û;
3) il vento provenga dal settore angolare *s*.

Come già sottolineato, la distribuzione di CWC definita in ogni punto della linea fornisce la probabilità dell'evento 1), mentre la funzione di probabilità cumulata del vento p_w, definita in ogni punto della linea per ogni settore angolare, rappresenta la probabilità combinata degli eventi 2) e 3). La probabilità combinata dei tre eventi sopra riportati per il punto *i*-esimo della linea e il settore angolare *s*, p_{i_s}, è calcolata come l'integrale sulla velocità del vento U_g del prodotto tra la probabilità cumulata del vento p_w e la distribuzione delle CWC per il corrispondente settore angolare:

$$p_{i_s} = P(\beta \in s \,|\, U_g > \bar{U}_g \,|\, U_{CWC} \le \bar{U}_g) = \int_{-\infty}^{+\infty} p_w\left(U_g, i, s\right) * CWC\left(U_g, i, s\right) dU_g \qquad (1)$$

La probabilità di eccedenza della CWC per l'*i*-esimo punto della linea, P_i, è l'integrale della probabilità di eccedenza valutata su tutti i settori angolari p_{i_s}, ovvero, essendo quest'ultima valutata per un numero discreto di settori angolari, è la somma della probabilità combinata calcolata per ogni settore angolare nel punto i-esimo:

$$P_i = \sum_{s=1}^{12} p_{i_s} \qquad (2)$$

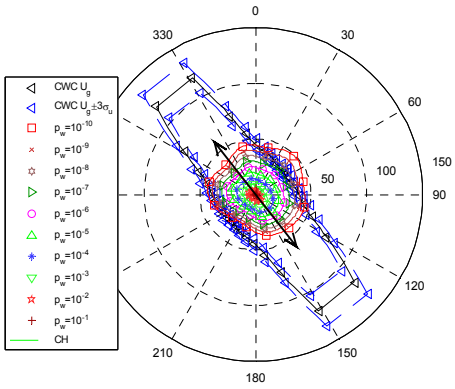


Figura 3. Linea RM-NP, km 73.6947: CWC (valor medio della distribuzione U_g e $U_g \pm 3\sigma_u$) e funzioni di probabilità cumulata della velocità del vento.

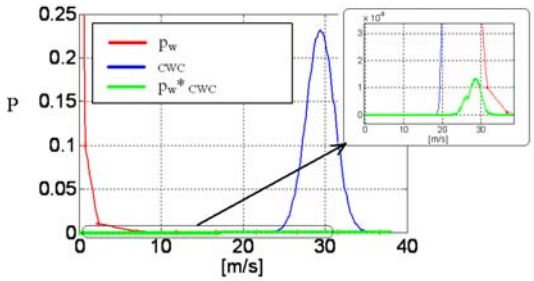


Figura 4. Calcolo della probabilità di eccedenza della CWC: cumulata della probabilità del vento (linea rossa), CWC (linea blu) e prodotto (eq. 1).

3. ANALISI METEO

L'applicazione della metodologia descritta al paragrafo 2.1 ha permesso la valutazione delle distribuzioni probabilistiche del vento lungo tutta la linea ferroviaria Roma-Napoli. Come già introdotto, le analisi probabilistiche sono state effettuate sui database delle velocità medie e di picco, ricorrendo a due diverse tecniche. Da un lato, l'analisi probabilistica della popolazione dei dati ha permesso la valutazione congiunta della velocità del vento e della sua direzione in termini di assegnata probabilità di superamento. Dall'altro, le analisi dei valori estremi hanno determinato le distribuzioni (adirezionali) della velocità del vento con assegnato periodo di ritorno.
I valori delle distribuzioni del vento simulato alla linea sono inoltre stati confrontati con i risultati delle analisi probabilistiche condotte sui dati registrati dagli anemometri collocati da RFI lungo la linea stessa. I confronti tra i dati simulate e quelli registrati lungo la linea indicano una elevata

variabilità di risultati. In alcuni casi sia la direzione del vento simulato sia la sua intensità sono in ottimo accordo con quelli registrati, mentre in altri casi si evidenziano notevoli differenze.
A questo proposito sono necessarie alcune considerazioni inerenti i limiti intrinseci sia del modello numerico utilizzato, sia delle stazioni di misura. Il modello matematico alla base delle simulazioni dei campi di vento fornisce risultati tanto più attendibili quanto più l'estrazione della velocità avviene a quote elevate rispetto al terreno, e in ogni caso lontano da ostacoli; l'estrazione dei dati del modello ad una quota inferiore ai 10 m comporta notevoli imprecisioni causate dall'impossibilità di cogliere fenomeni locali di orografia, copertura e insediamenti antropici che invece condizionano fortemente quelli che sono i dati misurati dalle stazioni anemometriche installate da RFI, che si trovano a una quota pari a 3 m sul terreno.
Inoltre, il modello a conservazione di massa WINDS è in grado di processare correttamente i fenomeni di circolazione atmosferica alla mesoscala, ma non eventi locali quali brezze giornaliere, temporali e venti di phoen. Tuttavia, nelle registrazioni degli anemometri lungo la linea sono presenti molti fenomeni locali. Infine, è opportuno puntualizzare che le analisi probabilistiche dei dati acquisiti lungo la linea sono basate su un solo anno di misure, e sono pertanto caratterizzate da una limitata affidabilità.
La mostra il confronto tra i valori di velocità con assegnata probabilità di superamento in forma direzionale (pannelli superiori) e in forma adirezionale (pannello inferiore sinistro) ottenuti dall'analisi dei dati registrati lungo la linea. Il pannello inferiore destro mostra i coefficienti di trasferimento dal riferimento alla linea per i due punti più prossimi, dove sono state condotte le analisi probabilistiche, e il valore medio (pesato rispetto alla distanza dell'anemometro dai due punti). Alla luce delle considerazioni di cui sopra, dalla si evince che per questo anemometro, collocato su viadotto, il confronto coi dati simulati è eccellente sia in termini adirezionali sia in termini direzionali. La mostra il confronto tra dati analoghi riferiti a un altro anemometro, anch'esso collocato su viadotto. In tale caso l'accordo tra i dati è decisamente meno soddisfacente. I dati simulati lungo la linea non sono infatti in grado di modellare venti particolarmente intensi registrati dall'anemometro e provenienti da nord. Per un'analisi critica delle incertezze legate alla procedura applicata in questo studio si rimanda a Freda *et al.* (2008).

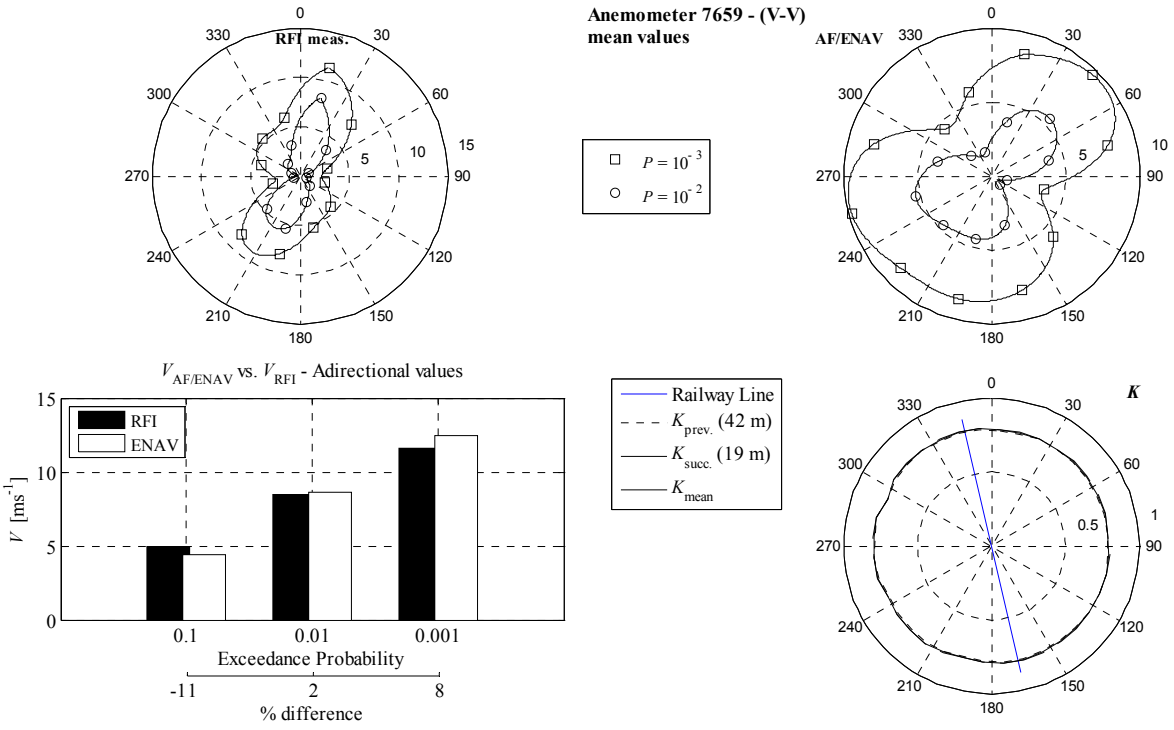


Figura 5. Confronto tra le velocità del vento con assegnata probabilità di superamento ottenute dall'analisi dei dati simulati e dei dati registrati lungo la linea dall'anemometro 7659.

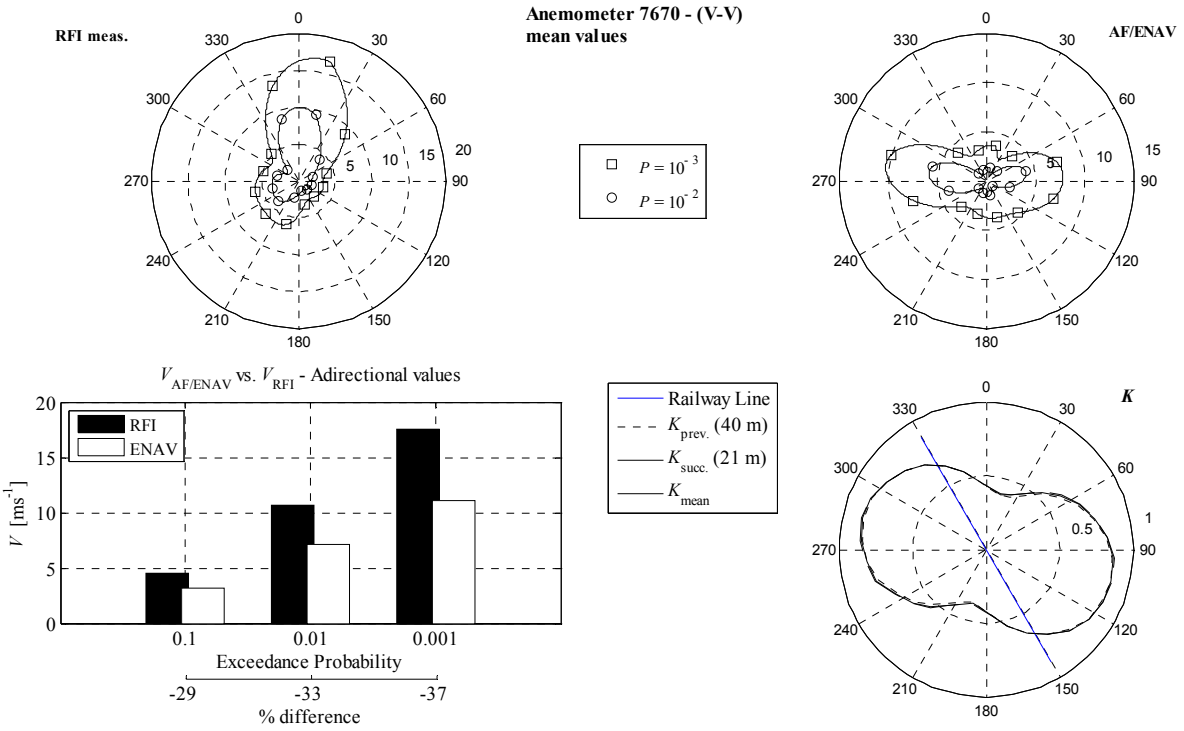


Figura 6. Confronto tra le velocità del vento con assegnata probabilità di superamento ottenute dall'analisi dei dati simulati e dei dati registrati lungo la linea dall'anemometro 7670.

4. CHARACTERISTIC WIND CURVES

In accordo con la metodologia descritta nel capitolo 2, le CWC non sono più dipendenti, attraverso i coefficienti aerodinamici, dello scenario infrastruttura ma dipendono da:

- proprietà statistiche del vento (intensità di turbolenza I_u, lunghezza di scala integrale ${}^{x}L_u$), caratteristiche di ogni sito lungo la linea Roma-Napoli;
- layout del tracciato (raggio di curva, sopraelevazione) e velocità del veicolo;
- tipo di veicolo.

In riferimento agli scenari di vento e al layout del tracciato, sull'intera linea Roma-Napoli sono state identificate 8 macro-classi. La Tabella 1 riporta le caratteristiche di ogni macro-classe identificata: tutti i punti della linea vengono raggruppati nelle diverse macro-classi in funzione dei range di intensità di turbolenza, lunghezza di scala integrale e raggio associati ad ogni categoria.

Tabella 1 Linea RM-NP: macro-classi per caratteristiche vento e layout del tracciato.

	RAGGIO [m]	SOPRAELEVAZIONE BINARIO [m]	I_u % [-]	${}^{x}L_u$ [m] [m]
Classe 1	5500	0.105	18	100
Classe 2	5500	0.105	20	80
Classe 3	5500	0.105	25	70
Classe 4	6500	0.090	25	70
Classe 5	7000	0.085	20	80
Classe 6	8000	0.075	18	100
Classe 7	8000	0.075	30	60
Classe 8	8500	0.070	20	80

Per ciascuna macro-classe, si è considerata la velocità di percorrenza del treno V_{treno}=300 km/h, corrispondente a valori di accelerazione non compensata (a.n.c.) che sono variabili (in funzione del layout del tracciato) tra 0.36 m/s^2 (Classe 8) e 0.58 m/s^2 (Classi 1,2 e 3).

Infine, per quanto riguarda il tipo di veicolo, si sono adottati i coefficienti aerodinamici del primo veicolo del treno ETR500 su flat ground (Cheli *et al.* (2008)).

In Figura 7 è riportato un confronto tra le CWC calcolate per le classi 1, 2 e 3 relative allo stesso layout (raggio 5500 m, sopraelevazione 105 mm) e a tre differenti scenari vento: le CWC sono rappresentate in funzione dell'angolo di incidenza del vento, da direzione parallela al veicolo (β_w=0°) a vento perpendicolare, diretto verso l'esterno della curva (β_w=90°). Si osserva che le due configurazioni caratterizzate da più basse intensità di turbolenza (I_u=18% e I_u=20%) danno risultati pressoché equivalenti e risultano più basse, a tutti gli angoli di incidenza rispetto alla CWC relativa a intensità di turbolenza più elevata (I_u=25%). In corrispondenza dell'angolo in cui le CWC raggiungono il valore minimo, le differenze fra le classi 1 e 2 e la classe 3 sono di circa 1 m/s sul valor medio. Questo effetto è associato al fatto che uno scenario di vento caratterizzato da una più bassa intensità di turbolenza presenta una correlazione spaziale maggiore (più alti valori di lunghezza di scala integrale) e, a parità di picco di vento, una velocità media più alta: esso porta a carichi aerodinamici mediamente più elevati e risulta dunque più critico per la stabilità di un veicolo ferroviario. Infine è tuttavia importante notare che la CWC relativa allo scenario con indice di turbolenza più alto è caratterizzata da una banda di incertezza mediamente superiore (soprattutto tra i 40° e i 70° di angolo di incidenza del vento), e presenta valori di minimo della banda di incertezza in qualche caso minori delle altre CWC analizzate.
In Figura 8 è mostrato un confronto tra le CWC calcolate con lo stesso scenario di vento (I_u=20% ^xL_u=80m) e differenti layout del tracciato. La classe 2, caratterizzata da una a.n.c. maggiore (a.n.c.=0.58 m/s^2), presenta la CWC più bassa, a tutti gli angoli di incidenza, sia in termini di valor medio sia in termini di valore minimo. La banda di incertezza associata alle tre CWC considerate è infatti all'incirca la stessa per ogni angolo. In corrispondenza dell'angolo in cui le CWC raggiungono il valore minimo, la differenza fra la classe 2 e la classe 8 è pari a circa 1.2 m/s sul valor medio. Da quanto osservato sia sulla Figura 7 sia sulla Figura 8, emerge che l'ampiezza della banda di incertezza è funzione dell'indice di turbolenza, e tende a crescere tanto maggiore risulta l'indice stesso. Le CWC sono state calcolate per il settore angolare 0°-90°, ovvero per vento proveniente da una direzione compresa tra quella parallela al veicolo (β_w=0°) e quella ad esso perpendicolare (β_w=90°). In particolare, si è considerato il caso più critico in cui il vento proviene dall'interno curva e dunque l'effetto ribaltante della forza aerodinamica si somma alla forza centrifuga. Le CWC così ottenute sono state poi estese anche agli altri 3 quadranti. La CWC completa (da 0° a 360°) così costruita è dunque più penalizzante di quella reale perché estende a tutti i quadranti la CWC relativa la caso più critico di vento proveniente da interno curva, introducendo un coefficiente di sicurezza aggiuntivo.

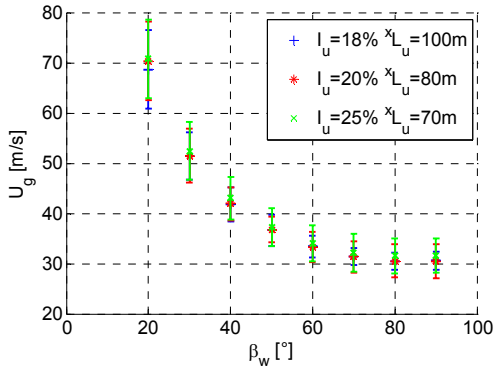


Figura 7. Linea RM-NP, treno ETR500, V_{treno}=300 km/h, raggio 5500m,sopraelevazione 0.105 m: confronto tra CWC relative a diversi scenari di vento (classi 1, 2 e 3).

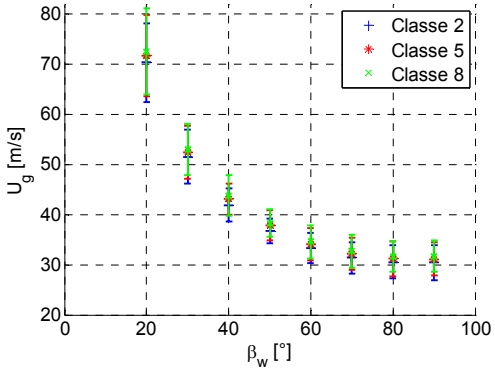


Figura 8. Linea RM-NP, treno ETR500, V_{treno}=300 km/h, I_u=20% ^xL_u=80 m,: confronto tra CWC relative a differenti layout del tracciato (classi 2, 5, 8).

5. ANALISI DEL RISCHIO

Come descritto nel capitolo 2, mediante l'eq. (1), è possibile calcolare la probabilità di superamento della CWC per ogni settore angolare *s* dell'*i*-esimo tratto della linea e, con l'eq. (2), si calcola la probabilità complessiva, tenuto conto di tutti i settori angolari, relativa al tratto *i*-esimo.

Ripetendo il calcolo per tutti i tratti in cui è stata suddivisa la linea Roma-Napoli, è possibile costruire il grafico che riporta, in scala semilogaritmica, la probabilità di superamento della CWC in funzione del km, da Roma (km 13) a Napoli (km 196). Il calcolo è stato eseguito solo per i tratti caratterizzati da curve, essendo questi ultimi più critici (l'effetto della forza centrifuga si somma a quello della forza aerodinamica) rispetto al caso di rettilineo. Al fine di comprendere l'effetto dello scenario sul rischio di ribaltamento, in Figura 9 sono stati identificati con un rombo color magenta i tratti caratterizzati da viadotti, con un triangolo blu quelli caratterizzati da rilevato e con un quadrato verde quelli caratterizzati da trincea o galleria. Complessivamente è possibile affermare che i tratti caratterizzati da una più elevata probabilità di superamento della CWC sono viadotti: in particolare, nei tratti misti, con presenza sia di viadotti, sia di rilevati, la probabilità di ribaltamento su viadotto è maggiore di quella su rilevato anche di più di un ordine di grandezza (tra il km 100 e il km 140). Le trincee invece, come prevedibile, presentano generalmente probabilità di superamento della CWC molto basse. Poiché le CWC, come visto nel capitolo precedente, non dipendono dallo scenario (sono calcolate sempre con coefficienti relativi a flat ground), tale dipendenza della probabilità di superamento della CWC è dunque direttamente mutuata dai risultati dell'analisi probabilistica del vento alla linea ferroviaria.
La Figura 10 mostra i valori di picco adirezionali della velocità, con probabilità P=10^{-6} (che corrisponde ad un tempo di ritorno di circa 50 anni), in funzione del chilometro, con l'evidenziazione del tipo di scenario ottenuta secondo la stessa convenzione adottata in Figura 9 (viadotti con rombi magenta, rilevati con triangoli blu e trincee/gallerie con quadrati verdi). Si osserva che le velocità calcolate in corrispondenza di viadotti risultano mediante più alte di quelle calcolate su rilevato e trincea.
Se si tiene conto di quanto sottolineato nel capitolo 2, ovvero che le velocità su rilevato sono calcolate 2m sopra il piano del ferro, tenendo conto dell'effetto di accelerazione associato allo scenario, mentre le velocità su viadotto sono calcolate alla stessa quota (2m sopra il piano del ferro), tenendo conto del profilo di velocità dello strato limite atmosferico e assumendo che l'infrastruttura non modifichi il profilo di vento incidente, è possibile concludere che l'effetto di accelerazione associato al rilevato risulta mediamente meno importante dell'effetto associato al profilo di velocità. I viadotti, trovandosi a quote mediamente più alte, sono più esposti all'azione del vento e risultano dunque più critici in termini di rischio di ribaltamento.

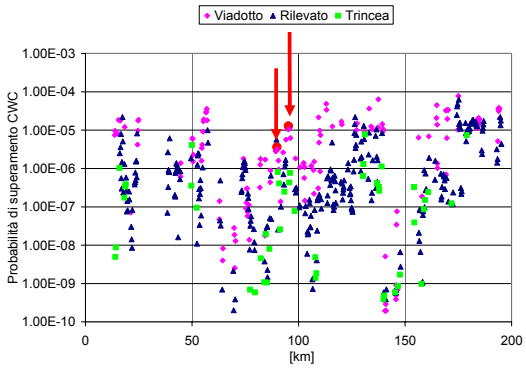


Figura 9. Probabilità di superamento della CWC in funzione della distanza da Roma su viadotti (rombi magenta), rilevati (triangoli blu) e trincee (quadrati verdi).

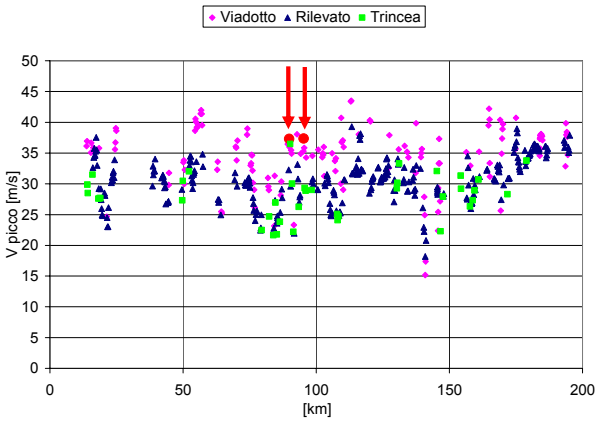


Figura 10. Valori di picco della velocità con probabilità P=10^{-6} su viadotti (rombi magenta), rilevati (triangoli blu) e trincee (quadrati verdi).

Tuttavia, in Figura 9 e in Figura 10 sono evidenziati, mediante due frecce rosse, due punti su viadotto al km 89.82 e al km 95.28: si osserva che, benché i punti siano caratterizzati dalla stessa velocità adirezionale (U_g=37.3 m/s), al km 95.28 è associata una probabilità di superamento superiore pari a circa il triplo rispetto a quella relativa al km 89.82. In Figura 11 e in Figura 12 sono mostrati rispettivamente per il km 95.28 e per il km 89.82 i confronti tra la distribuzione di CWC e la curva di probabilità cumulata del vento p_w=10^{-6} in funzione dell'angolo di provenienza del vento:

i due settori considerati sono caratterizzati dalla stessa CWC (classe 1) e dallo stesso valore di velocità adirezionale. La variazione nella probabilità di superamento della CWC è dovuta, in questo caso, alla differente distribuzione angolare del vento rispetto alla CWC: in particolare, mentre nel punto con più alta P_i (km 95.28) il punto di massimo del vento coincide con il punto di minimo della CWC (a circa 45°-50°), nel secondo settore (km 89.82) tale situazione non si verifica e, conseguentemente, la probabilità associata risulta inferiore.
Questa analisi porta alla conclusione che, benché si possa affermare che la probabilità di superamento della CWC sia strettamente legata all'intensità del vento, che risulta più alto in corrispondenza dei viadotti, tuttavia essa risulta fortemente influenzata anche dall'andamento mutuo, in funzione dell'angolo, di vento e CWC.

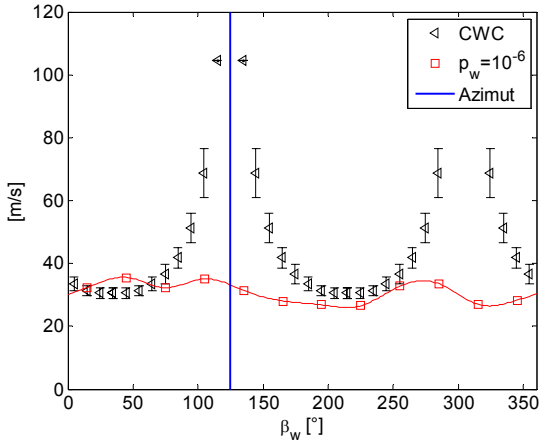


Figura 11. Linea RM-NP km 95.28, treno ETR500, V_{treno}=300 km/h: confronto tra la CWC (Classe 1) e le probabilità cumulate del vento di picco $p_w=10^{-6}$.

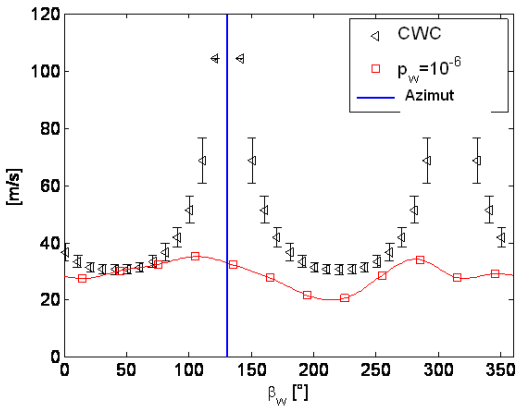


Figura 12. Linea RM-NP km 89.82, treno ETR500, V_{treno}=300 km/h: confronto tra la CWC (Classe 1) e la probabilità cumulata del vento di picco $p_w=10^{-6}$.

Come visto nel capitolo precedente, le CWC variano con il layout del tracciato e con le proprietà del vento (indice di turbolenza e lunghezza di scala integrale). Al fine di comprendere l'effetto di tali parametri sulla probabilità complessiva di superamento della CWC, la Figura 13 riporta gli stessi dati di Figura 10 ma in funzione delle classi di CWC. In questo caso è possibile osservare che le differenti classi sono caratterizzate da valori massimi di probabilità di superamento della CWC sostanzialmente equivalenti, pari a circa $5*10^{-5}$.
Le variazioni di CWC associate alle caratteristiche del vento e al layout del tracciato, su questo tipo di linea, che non presenta oscillazioni significative di tali parametri, risultano dunque più piccole di quelle associate alla distribuzione del vento lungo la linea e sono quindi meno influenti sulla definizione finale della probabilità di superamento della CWC.
Per quanto osservato in precedenza, le CWC giocano dunque un ruolo determinante nella definizione della probabilità di superamento CWC non tanto in termini di sensibilità al tracciato o alle caratteristiche del vento, ma soprattutto in termini di dipendenza dall'angolo di incidenza del vento, che ne determina la distribuzione in funzione del settore angolare e, di conseguenza, l'intersezione con le curve cumulate del vento.
Attualmente, lungo la linea sono state individuate, sulla base dell'esperienza accumulata nel corso degli anni dal gestore della linea RFI, 11 postazioni anemometriche: a ciascuna di esse è associata una zona di competenza all'interno della quale, in caso di superamento di opportune soglie di velocità del vento, sono adottate misure di restrizione della velocità di percorrenza del veicolo.
La Figura 14 mostra, sovrapposta alla probabilità di superamento della CWC sulla linea, la posizione attuale degli anemometri: si osserva che l'anemometro di Rio Ponticello, è posizionato esattamente in corrispondenza del punto caratterizzato dal rischio massimo di ribaltamento. In altri tratti, grazie all'analisi effettuata, si potranno studiare azioni atte alla riduzione del rischio di ribaltamente quali il riposizionamento degli anemometri nelle zone valutate come più rischiose o l'eventuale adozione, nei tratti maggiormente esposti, di barriere frangivento.

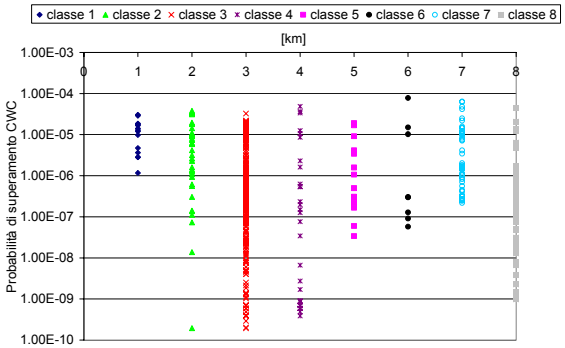


Figura 13. Linea RM-NP, probabilità di superamento della CWC in funzione della classe di appartenenza della CWC caratteristica del tratto.

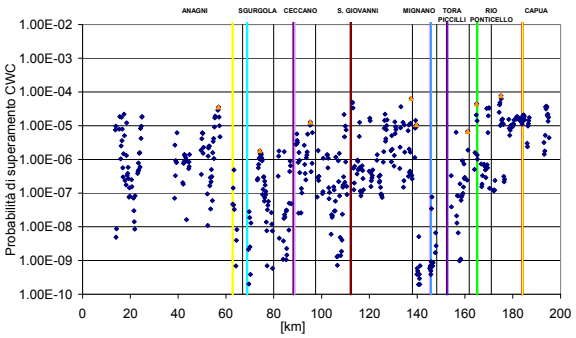


Figura 14. Linea RM-NP, probabilità di superamento della CWC: posizione attuale degli anemometri.

6. CONCLUSIONI

E' stata sviluppata una metodologia per l'analisi del rischio al vento trasversale per le linee ferroviarie ad alta velocità: tale approccio combina le informazioni provenienti dall'analisi meteo e le CWC definite con la metodologia stocastica.

L'analisi meteo applicata alla linea AV Roma-Napoli ha permesso la valutazione delle distribuzioni probabilistiche del vento lungo tutta la linea ferroviaria. D'altra parte, mediante la metodologia stocastica sviluppata dal Dipartimento di Meccanica del Politecnico di Milano, sono state calcolate le distribuzioni di CWC (Characteristic Wind Curves) per ciascuna delle 8 classi secondo cui sono stati raggruppati tutti i punti della linea ferroviaria. L'analisi della probabilità di superamento della CWC ha mostrato come i punti a più alto rischio della linea risultano essere su viadotto, in quanto questi si trovano a quote mediamente più elevate e sono quindi soggetti a venti più intensi: tuttavia, il rischio di ribaltamento risulta fortemente influenzato anche dall'andamento mutuo, in funzione dell'angolo, di vento e CWC.

Sulla base dell'andamento della probabilità di superamento della CWC lungo la linea, sarà possibile in futuro studiare una ridisposizione delle postazioni anemometriche oppure predisporre opportune barriere antivento a protezione delle zone a più alto rischio di ribaltamento.

7. BIBLIOGRAFIA

Cheli F., Corradi R., Diana G., Tomasini G. (2004). A Numerical-Experimental Approach to Evaluate the Aerodynamic Effects on Rail Vehicle Dynamics, *Vehicle System Dynamics Supplement, 41, 707-716, 2004.*

Cheli F., Corradi R., Rocchi D., Tomasini G., Maestrini E. (2008). Wind tunnel tests on train scale models to investigate the effect of infrastructure scenario. *Proceedings of the BBAA VI, Milano, Italy, July 20-24, 2008.*

Diana G., Burlando M., Cheli F., Freda A., Ratto C. F., Rocchi D., Solari G., Testa M., Tomasini G. (2008). A new methodology to perform the risk analysis of cross wind on high speed lines, *Proceedings of the 8th Word Congress on Railway Research WCRR*, May, 18-22, COEX, Seoul, Corea.

Fredą A., Solarį G., Torriellį A., Buonanno A., Mancini M., Testa M. (2008). Comparison between field measurements and numerical simulations of the wind speed along the HS/HC Rome-Naples railway line. *Proc. BBAA VI - International Colloquium on Bluff Bodies Aerodynamics & Applications*, Milano, Italia.

Ratto C.F., Festa R., Romeo C., Frumento O.A., Galluzzi M. (1994). Mass-consistent models for wind fields over complex terrain: The state of the art. *Environ. Soft.* 9, 247–268.

Solari G., Ratto C.F., Buonanno A., Testa M., Freda, A. Burlando M., Mancini M. (2007). Probabilistic analysis of the wind speed along the Rome-Naples HS/HC railway line, *Proceedings of the 12th Int. Conf. on Wind Engineering*, Cairns, Australia.

Technical Specification for Interoperability, Draft Revised HS RST TSI, 2006

Analisi numerica di un sistema integrato di ventilazione naturale e raffrescamento passivo

Marco Beccali[a], Rossella Corrao[b], Pietro Finocchiaro[a], Vito Balsamo[b], Dino Giordano[b]

[a]DREAM Dipartimento di Ricerche Energetiche ed Ambientali, Università degli Studi di Palermo; Viale Delle Scienze, edif. 9-90128 Palermo, tel.+39+091236211; marcobeccali@dream.unipa.it
[b]DPCE Dipartimento di Progetto e Costruzione Edilizia, Università degli Studi di Palermo; Viale Delle Scienze, edif. 8-90128 Palermo, tel. +39+091234144; rcorrao@unipa.it

ABSTRACT

Nel presente lavoro viene presentata ed analizzata una soluzione progettuale per la riqualificazione del Municipio di Mazara del Vallo (Italia) che prevede l'impiego di un sistema integrato di ventilazione naturale e raffrescamento passivo. Il sistema in oggetto combina tecniche tradizionali e moderne di ventilazione e raffrescamento ed è costituito da una torre del vento, da una rete di tubazioni interrate, da una facciata ventilata ed da un camino solare. L'intero sistema è stato progettato in modo tale da ottenere la portata di ventilazione utilizzando la torre del vento ed il camino solare rispettivamente per l'immissione e l'estrazione dell'aria. Il comportamento termico dell'edificio è stato analizzato attraverso simulazioni dinamiche svolte con il software TRNSYS utilizzando un modello mono - zona accoppiato ad una facciata ventilata. Per la simulazione della torre del vento è stato invece definito un apposito modello che permette il calcolo della prevalenza sviluppata e della variazione di temperatura subita dalla corrente d'aria di ventilazione. I risultati in termini di risparmio di energia primaria per il raffrescamento e la movimentazione dell'aria rispetto alla soluzione di tipo convenzionale considerata sono interessanti e danno utili suggerimenti per la progettazione di sistemi impiantistici simili.

PAROLA CHIAVE: Ventilazione naturale, raffrescamento passivo, effetto termogravimetrico

1. INTRODUZIONE

Il presente lavoro si inserisce in un progetto di riqualificazione formale e funzionale del Palazzo Municipale della città Mazara del Vallo ed è relativo al calcolo delle prestazioni energetiche di un sistema integrato di ventilazione e raffrescamento passivo.
La scelta progettuale dal punto di vista funzionale è stata quella di adibire l'edificio a museo al fine di accogliere la statua del *Satiro danzante*, un importante ritrovamento archeologico rinvenuto alla fine degli anni 90' al largo delle coste di Mazara.
Il sistema di ventilazione e raffrescamento passivo proposto è una reinterpretazione di elementi tipici dell'architettura araba come il *malqaf*, il *qa'a*, il *bagdir* ma anche di elementi dell'architettura del bacino del mediterraneo come le *camere dello scirocco* palermitano ed i *mashrabiya*.
Il lavoro di progettazione trae spunto dall'analisi climatica dettagliata del sito e dall'analisi degli ombreggiamenti sull'involucro dell'edificio entrambe svolte con il software specifico ECOTECT.
Per la modellizzazione del sistema edificio-impianto si è operato un processo iterativo che ha permesso il confronto fra diverse soluzioni e infine l'ottimizzazione dell'intero sistema.

2. IL CONTESTO CLIMATICO

Il contesto climatico è caratterizzato da un clima caldo – umido per la maggior parte dell'anno. Dall'analisi dei dati meteorologici, acquisiti dalla stazione meteorologica di Birgi-Trapani e da simulazioni condotte utilizzando il software ECOTECT, è stato possibile studiare le caratteristiche microclimatiche relative al vento, alla temperatura e alla radiazione solare in relazione alle facciate dell'edificio esistente ed al contesto di riferimento.
Di seguito si riporta un grafico relativo alla direzioni di provenienza e all'intensità dei venti. E'possibile osservare che i venti che insistono sulla zona non hanno una direzione preminente e che la velocità media si aggira tra i 15 ed i 30 Km/h.

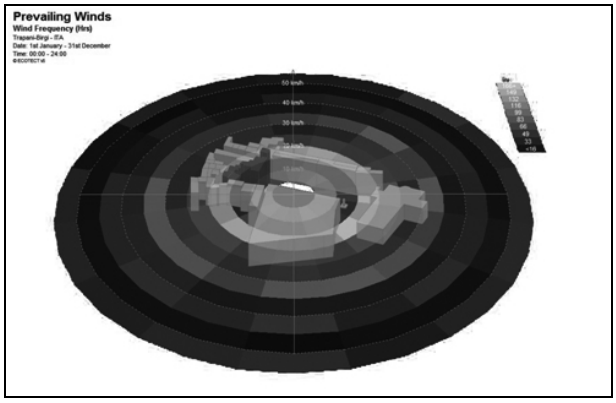


Figura 2.1 Grafico indicizzato della prevalenza dei venti

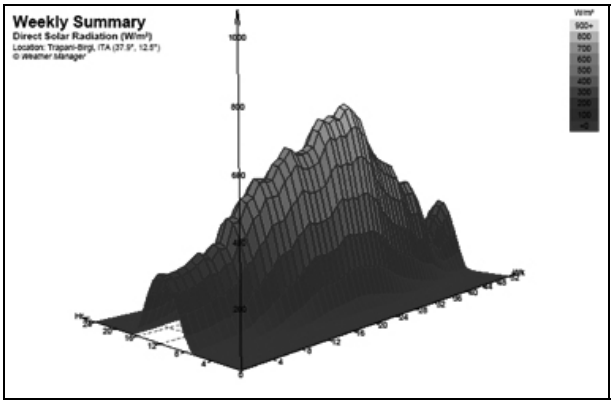
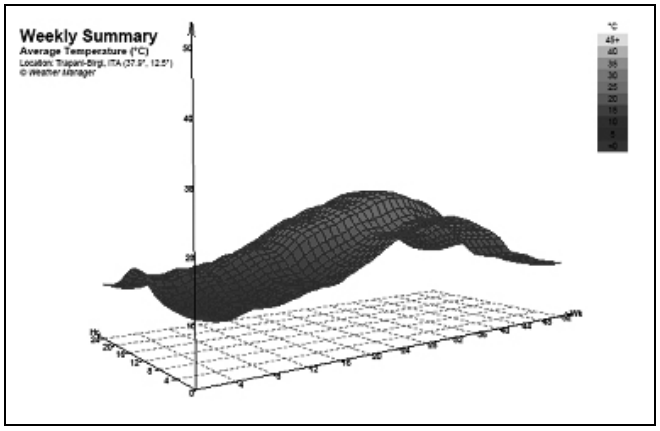
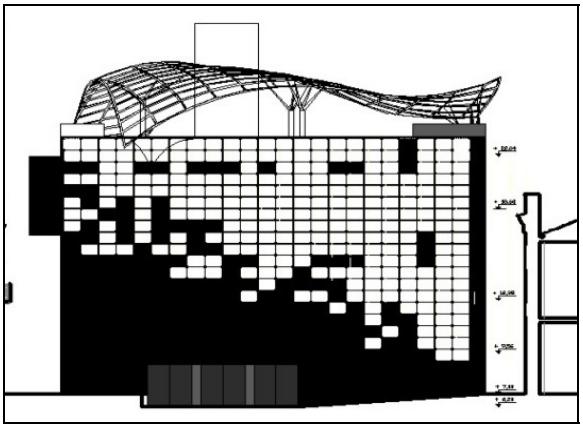


Figura 2.2 Grafico indicizzato della radiazione diretta

Il grafico relativo alla radiazione solare diretta sulla facciata dell'edificio esposta a sud-est e riportato in Fig 2.2, presenta dei picchi nel periodo estivo nella fascia oraria tra le 11.00 e le 15.00.
In seguito allo studio dell'influenza della radiazione solare, si è predisposta nell'ambito del progetto una schermatura che non è altro che una reinterpretazione dei mashrabiya arabi ma realizzata con materiali diversi. In particolare, al fine di ottimizzare il comportamento termico della facciata si è scelto di usare il marmo nelle zone più esposte alla radiazione solare e la lamiera forata nel resto del prospetto. In Fig 2.4 si riporta il progetto della facciata sud – est dell'edificio .
In Fig 2.3 si riporta invece il grafico della temperatura dell'aria esterna per i diversi mesi dell'anno. Da un'analisi dei valori massimi si è riscontrato un picco di 35°C in corrispondenza alle ore centrali dei mesi più caldi.



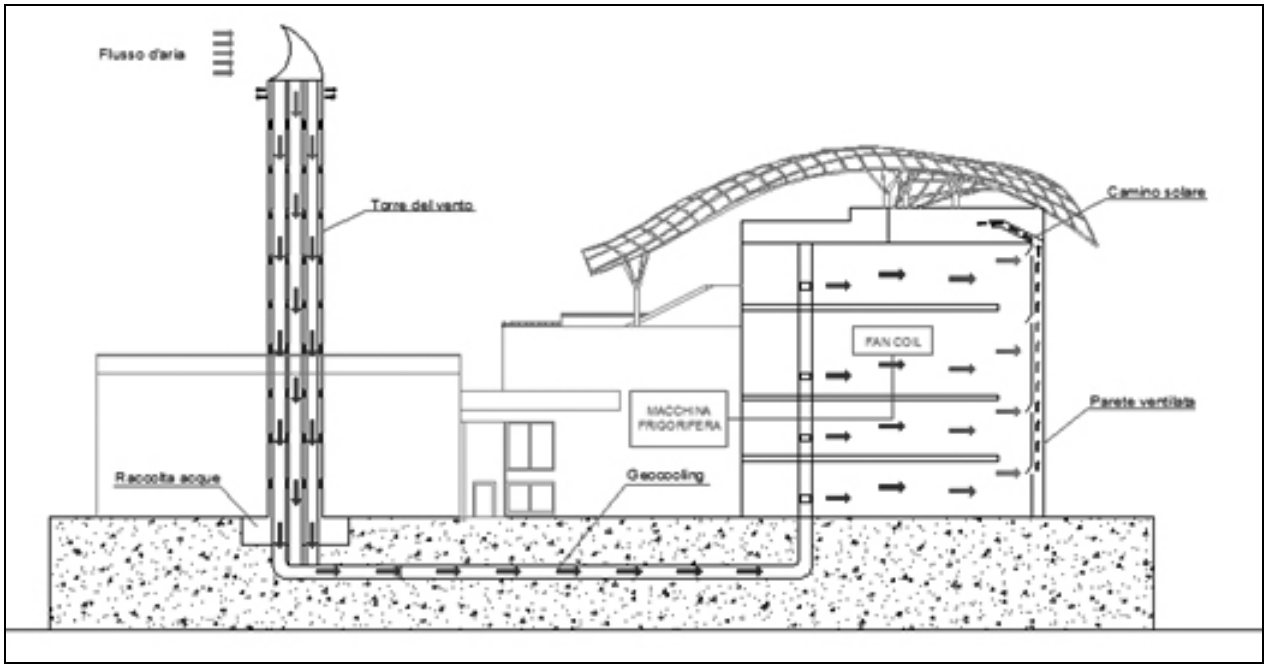
2.3 Grafico delle temperature medie



2.4 Progetto del prospetto sud-est. (in bianco lastre di marmo, in nero lamiera forata).

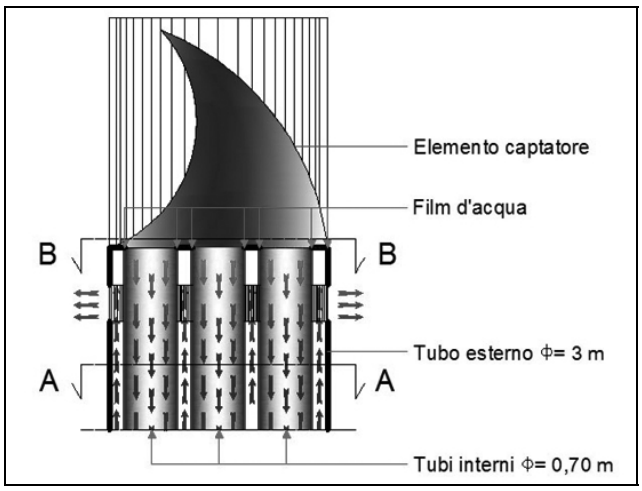
3. DESCRIZIONE DEL SISTEMA DI VENTILAZIONE E RAFFRESCAMENTO PASSIVO

Il sistema di condizionamento proposto è di tipo misto aria – acqua ovvero è composto dal sistema di ventilazione e raffrescamento passivo di seguito descritto e da terminali distribuiti nell'ambiente da condizionare (fan coil) per l'ulteriore raffrescamento e la deumidificazione dell'aria, alimentati da un refrigeratore di tipo convenzionale.
Il sistema proposto di ventilazione e raffrescamento passivo è stato progettato per far fronte da una parte alla movimentazione dell'aria senza l'ausilio di ventilatori elettrici, impiegando soltanto la prevalenza sviluppata da una torre del vento e da un camino solare, e dall'altra al suo raffreddamento sfruttando il processo di evaporazione dell'acqua e un successivo scambio termico con il terreno. Il tratto di mandata del sistema è costituito dalla torre del vento sopra citata e dal sistema di scambio termico con il terreno (geocooling), mentre quello di estrazione prevede l'impiego della parete ventilata e del camino solare (Fig 3.1).



3.1 Schema di funzionamento del sistema di ventilazione e raffrescamento passivo

La torre del vento è stata configurata come uno scambiatore di calore in controcorrente tra l'aria di ventilazione da una parte e un film d'acqua evaporante dall'altra ed è costituita da una struttura cilindrica cava, all'interno della quale sono disposti dei condotti d'aria sulla cui superficie esterna viene fatto scorrere un film d'acqua in evaporazione. La torre è stata dotata di un elemento captatore in grado di ruotare al variare della direzione del vento e provvisto di un sistema di controllo a banderuola. Tale elemento con la sua forma evoca suggestioni dell'architettura araba; la torre è poi costituita da un cilindro in acciaio del diametro di 3 m, all'interno del quale sono posti cinque tubi, anch'essi in acciaio del diametro di 0,70 m ciascuno. Essa è inoltre provvista in sommità di ugelli per lo spruzzo di acqua sulla superficie dei tubi. L'aria proveniente dalla torre viene incanalata all'interno delle tubazioni interrate ad una profondità di 3m che costituiscono il sistema di geocooling. Dopo aver attraversato il sistema di tubi interrati, il fluido viene immesso all'interno dell'edificio per mezzo di appositi cavedii dotati di bocchette di aerazione opportunamente dimensionate in modo da limitare le perdite di carico. L'estrazione dell'aria avviene grazie ad un effetto termogravimetrico combinato relativo al riscaldamento dell'aria dovuto ai carichi sensibili dell'edificio, alla parete ventilata e al camino solare. La parete ventilata è costituita da un'intercapedine di 70 cm parzialmente schermata dagli elementi in marmo e lamiera forata e alla sommità della quale è posto il camino solare.

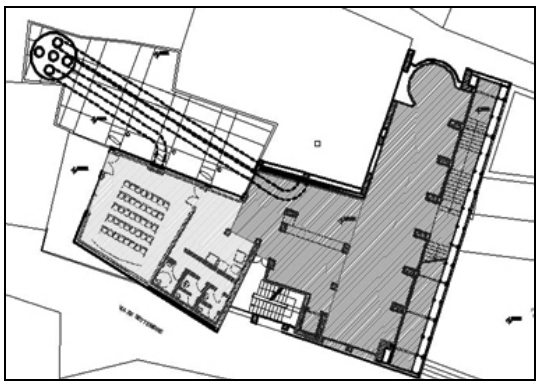


3.2 Schema di funzionamento della torre

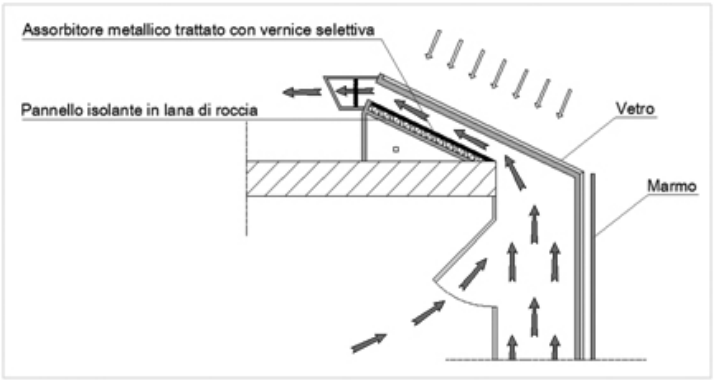


3.3 La torre del vento

Questo è costituito da uno strato isolante in lana di vetro dello spessore di 4 cm, da un assorbitore metallico della lunghezza di 1,20 m trattato con vernice selettiva coperto da un vetro che crea un'intercapedine di 20 cm. La radiazione solare genera un riscaldamento dell'assorbitore e quindi un aumento della temperatura dell'aria in uscita al camino solare. A causa di ciò si crea una differenza di densità dell'aria fra le sezioni di imbocco e quella in uscita che genera una depressione nell'intercapedine della parete ventilata provocando così l'estrazione dell'aria dall'edificio.



3.4. Pianta geocooling.



3.5 Schema funzionale camino solare.

4. MODELLO MATEMATICO

La portata d'aria di ventilazione è stata scelta sulla base della normativa italiana UNI 10339 che stabilisce la portata d'aria richiesta per ciascun occupante in relazione alla destinazione d'uso di un fabbricato. Per il calcolo della prevalenza sviluppata nella torre del vento si è considerato l'effetto di pressione dovuto al vento e quello termogravimetrico dovuto alla differenza di temperature tra la sezione di imbocco e quella di uscita.
Applicando l'eq. di Bernoulli al tratto relativo alla torre del vento, si ottiene la seguente relazione:

$$\Delta P_{conc} + \Delta P_{distr} = \Delta P_{vento} + \Delta P_{dens} \qquad \text{[eq. 4.1]}$$

Dove:

- ΔP_{conc} e ΔP_{distr} sono le perdite di carico concentrate e distribuite espresse in Pa;

- ΔP_{vento} e ΔP_{dens} sono la prevalenza dovuta al vento e quella dovuta all'effetto termogravimetrico nella torre del vento espresse in Pa.

Le perdite di carico localizzate sono state ricavate mediante la formula [2]:

$$\Delta P_{conc} = K \frac{V^2}{2g} \qquad \text{[eq. 4.2]}$$

dove k è un coefficiente che dipende dal tipo di accidentalità. Nell'ipotesi che l'area della sezione di imbocco sia pari alla somma delle aree delle sezioni dei singoli tubi, le perdite di carico distribuite possono essere ricavate in regime di moto turbolento dall'equazione [6]:

$$\Delta P_{distr} = f \frac{L}{d_e} \rho \frac{V^2}{2} \qquad \text{[eq. 4.3]}$$

Dove:
- f è un coefficiente di attrito che dipende dalla scabrezza,
- V è la velocità dell'aria in m/s;
- ρ è la densità dell'aria, assunta pari a 1,225 Kg/m^3;
- d_e è il diametro equivalente del condotto in m;
- L è la lunghezza del condotto

La prevalenza dovuta al vento è espressa dalla formula [1]:

$$\Delta P_{vento} = \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot (C_{p,i} - C_{p,u}) \cdot V_1^2 \qquad \text{[eq. 4.4]}$$

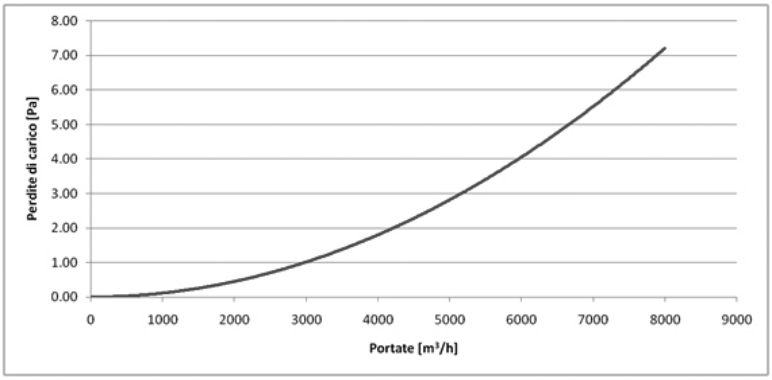
Dove $C_{p,i}$ e $C_{p,u}$ sono dei coefficienti di pressione rispettivamente all'entrata ed all'uscita del circuito percorso dal fluido, $C_{p,i}$ è positivo mentre $C_{p,u}$ è negativo; questi due coefficienti sono stati determinati grazie a studi sperimentali relativi a modelli matematici di torri di raffrescamento, in questa maniera si è visto che il primo è pari all'incirca a 0,85, mentre, quello relativo all'uscita del fluido dal circuito è pari all'incirca a -0,17 e quindi la loro differenza è approssimabile ad uno [5].
La prevalenza dovuta all'effetto gravimetrico dipende invece dalla differenza di densità nel fluido che c'è tra l'entrata e l'uscita della torre, questa differenza è legata alla variazione di temperatura fra le due sezioni della torre del vento.

$$\Delta P_{dens} = H \cdot g \cdot (\rho_i - \rho_u) \qquad \text{[eq. 4.5]}$$

dove ρ_i e ρ_u sono rispettivamente le densità dell'aria all'ingresso ed all'uscita della torre ed H l'altezza di quest'ultima [3].
Noti tutti i termini a sinistra dell'equazione. 4.1, si è analizzato il circuito aeraulico per fissata geometria ricavando una legge che lega la portata alle perdite di carico. Come è noto, la legge è una curva di secondo grado come mostrato in fig 4.1.
Si è ricavata la legge che descrive la curva ovvero:

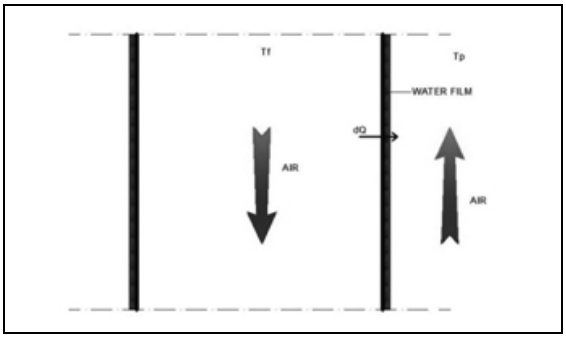
$$\Delta P = 10^{-7} Q^2 + 4 \cdot 10^{-13} \cdot Q \qquad \text{[eq. 4.6]}$$

dove Q e ΔP sono espressi rispettivamente in m^3/h e Pa.



4.1 Andamento delle perdite di carico in funzione della portata.

Sostituendo al ΔP la somma dei contributi a secondo membro dell'equazione di Bernoulli e risolvendo l'equazione di secondo grado 4.6, è possibile ricavare il valore della portata del sistema di ventilazione.
Per l'analisi della torre del vento da un punto di vista termico, questa è stata trattata come uno scambiatore di calore che realizza un processo di raffrescamento evaporativo indiretto tra l'aria di ventilazione ed un film d'acqua che scorre all'esterno dei tubi e che viene mantenuto in costante evaporazione da una corrente d'aria esterna che fluisce in controcorrente. La potenza termica ceduta dall'aria di ventilazione alla corrente d'aria esterna dipende dalla quantità d'acqua che evapora e dunque dalle condizioni di umidità assoluta dell'aria esterna.



4.2 Il processo di scambio termico nella torre del vento.

Per il progetto e l'analisi dello scambio termico che avviene nella torre del vento si è calcolato il coefficiente di scambio termico utilizzando le relazioni valide per la convezione. Nota la geometria e le caratteristiche fluidodinamiche dei flussi (velocità, numeri di Reynolds, numeri di Prandtl) si sono ricavati i numeri di Nusselt per l'aria (Nu_f) e l'acqua (Nu_w):

$$Nu_f = 0{,}023 \cdot \mathrm{Re}_f^{\,0,8} \cdot \mathrm{Pr}_f^{\,0,3} \qquad \text{[eq. 4.7]}$$

$$Nu_w = 3{,}3 \cdot 10^{-3} \cdot \mathrm{Re}_w^{\,0,3} \cdot \mathrm{Re}_p^{\,0,15} \cdot \mathrm{Pr}_w^{\,0,61} \qquad \text{[eq. 4.8]}$$

Dove:

- Prf e Prw sono rispettivamente i numeri di Prandtl dell'aria e dell'acqua;
- Ref, Rep e Rew sono i numeri di Reynolds rispettivamente dell'aria, del vapor d'acqua e dell'acqua.

Noti i numeri di Nusselt dell'aria e dell'acqua si sono determinati i coefficienti di convezione dei due fluidi in W/m^2K [6].
Per l'aria:

$$h_f = \frac{Nu_f \cdot \lambda_f}{D_{eq}} \qquad \text{[eq. 4.9]}$$

Per il film d'acqua:

$$h_w = \frac{Nu_w \cdot \lambda_w}{\left(\frac{v_w^{\,2}}{g}\right)^{\frac{1}{3}}} \qquad \text{[eq. 4.10]}$$

dove:

- λ_f e λ_w sono le conducibilità termiche, rispettivamente dell'aria e dell'acqua misurate in W/mK;
- ν_w è la viscosità cinematica dell'acqua in m^2/s.

Si è dunque determinato il coefficiente globale di scambio termico U in W/m^2K mediante la relazione:

$$U = \frac{1}{\frac{1}{h_f} + \frac{1}{h_w} + \frac{s}{\lambda}} \qquad \text{[eq. 4.11]}$$

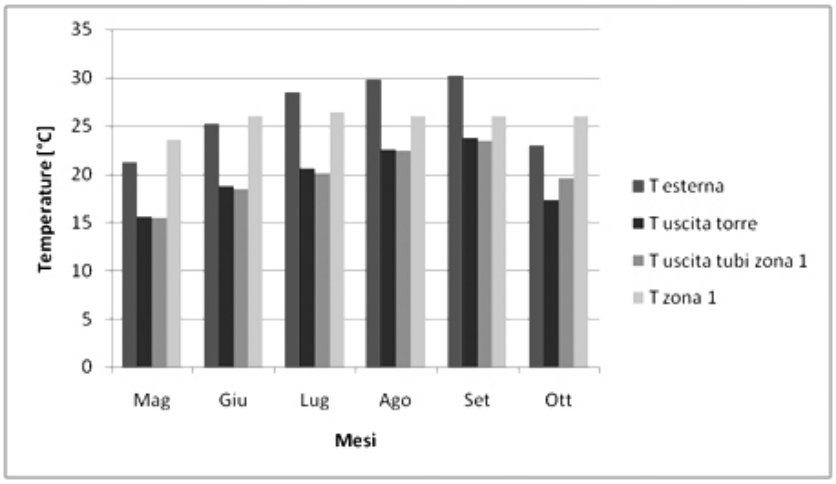
in cui:

- s è lo spessore del tubo in m;
- λ è la conducibilità termica del materiale del tubo in W/mK.

Il procedimento di calcolo descritto e relativo alla prevalenza e allo scambio termico nella torre del vento è stato implementato in un modello TRNSYS per la simulazione annuale del sistema.
Il comportamento termico dell'edificio è stato analizzato attraverso il Type 56 accoppiato ad un modello di facciata ventilata.
Per la simulazione dei componenti restanti ovvero il sistema di geocooling, il camino solare, così come per il sistema convenzionale preso come riferimento per il confronto delle prestazioni energetiche, sono stati utilizzati i type standard e quelli TESS delle librerie di TRNSYS.

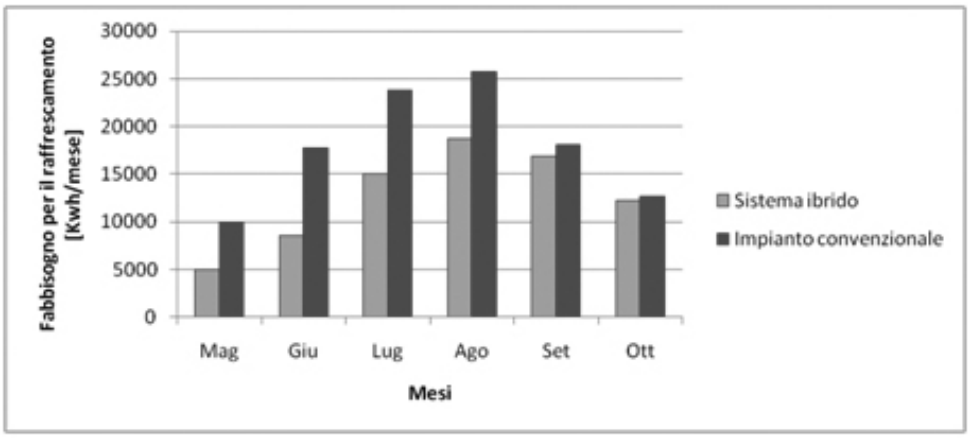
5. RISULTATI

Di seguito vengono presentati i risultati delle simulazioni svolte. La fig 5.1, per i mesi da Maggio ad Ottobre riporta i valori medi mensili delle temperature dell'aria esterna, all'uscita dalla torre del vento, dal sistema di geocooling e all'interno dell'edificio. Si noti come la temperatura dell'aria esterna subisca un raffreddamento di circa 6-7 °C all'interno della torre del vento e come, invece, la differenza di temperatura dovuta al sistema di geocooling sia molto bassa. Ciò evidenzia come il potenziale di raffreddamento del sistema di geocooling sia notevolmente limitato dalle basse temperature che si ottengono in uscita dalla torre del vento e dovute al raffreddamento evaporativo indiretto.
Come si è detto, al fine di operare un confronto energetico, oltre alla simulazione del sistema proposto, è stata condotta la simulazione, per lo stesso edificio, di un sistema convenzionale.



5.1Andamento delle temperature medie mensili.

Il primo confronto è stato fatto fra i fabbisogni di raffrescamento dei due impianti, ovvero la somma del calore sensibile di raffreddamento Q_{cool} e del calore latente di deumidificazione Q_{latd}. Il primo è la quantità di calore necessaria per mantenere l'edificio ad una temperatura fissata e pari a 26 °C, il secondo è invece la quantità di calore necessaria per mantenere l'edificio sotto ad un certo valore di umidità relativa (50%). Il grafico seguente mostra come il fabbisogno di raffrescamento dell'intero edificio sia maggiore nel caso sia presente il solo impianto convenzionale.

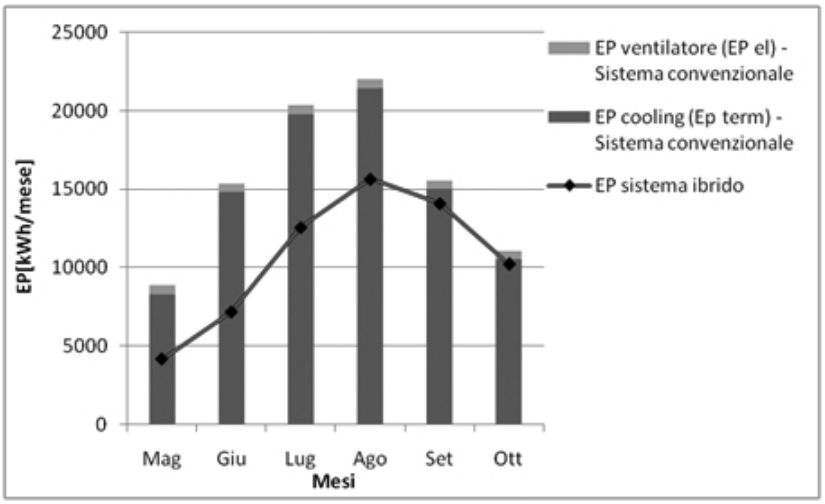


5.2 Fabbisogno per il raffrescamento.

Successivamente è stato fatto il confronto fra i consumi di energia primaria dei due impianti. Il consumo di energia primaria *EP* è la somma di due aliquote: il consumo relativo all'energia elettrica ed il consumo relativo all'energia termica. Il primo dipende dal rendimento elettrico nazionale η_{el}, che è stato assunto pari a 0,36; il secondo oltre che da η_{el} dipende anche dal coefficiente di prestazione *COP* del refrigeratore che è stato assunto pari a 3. Il consumo di energia primaria relativo ad un certo arco temporale è definito come:

$$EP = \frac{E_{el}}{\eta_{\mathrm{el}}} + \frac{E_{term}}{COP \cdot \eta_{\mathrm{el}}} \qquad \text{[eq. 5.1]}$$

dove E_{term} è la somma del calore sensibile di raffreddamento e del calore latente di deumidificazione. Nel calcolo non si è tenuto conto dell'energia di postriscaldamento.



5.3 Consumo di energia primaria.

In termini percentuali, rispetto alla soluzione convenzionale, si ha un risparmio di energia primaria ed una proporzionale riduzione di emissioni di CO_2 pari a circa il 32%.

CONCLUSIONI

Per la simulazione della torre del vento è stato sviluppato un modello matematico appropriato che ha consentito l'analisi oraria del regime di moto e dello scambio termico per l'intero periodo considerato. Le simulazioni hanno dimostrato come il regime di moto dovuto alla velocità del vento e all'effetto termogravimetrico siano in grado di garantire un ricambio d'aria sufficiente e come l'abbassamento di temperatura ottenuto grazie al sistema combinato torre del vento e geocooling presenti valori interessanti. E' da sottolineare, comunque, come il potenziale di raffreddamento del sistema di geocooling risulti limitato a causa dalle basse temperature in uscita dalla torre del vento dovute al raffreddamento evaporativo indiretto.
Sul fronte dell'estrazione dell'aria la combinazione della facciata ventilata e del camino solare ha dato risultati soddisfacenti.
Il confronto energetico dei risultati ottenuti per il sistema di ventilazione e raffrescamento passivo proposto con quelli relativi ad un impianto di tipo convenzionale ha dimostrato come l'impiego della soluzione proposta possa permettere un notevole risparmio di energia primaria (circa il 32%).

BIBLIOGRAFIA

Badran Ali A., (2002), *Performance of cool towers under various climates in Jordan*, Energy and Building 35, pagg. 1031 – 1035.

Citrini D, Noseda G., (1994), *Idraulica*, Casa Editrice Ambrosiana, Milano.

Dai Y. J., Sumathy K., Wang R. Z., Li Y. G., (2003), Enhancement of natural ventilation in a solar house with a solar chimney and a solid adsorption cooling cavity, Solar Energy 74, pagg. 65 – 75.

Kreith F., (1975), *Principi di trasmissione del calore*, Liguori Editore, Napoli.

National Building Code of Jordan, (1988), *Mechanical ventilation and Air Condiotining Code*, Ministry of Pubblic Work and Housing,vol. 24, part.2.

Zalewski W., Gryglaszeweski P. A., (1997), *Mathematical model of heat and mass transfer processes in evaporative fluid coolers*, Chemical Engineering and Processing 36, pagg. 271 - 280.

IN-VENTO-08
ANIV, Conv. Nazionale di Ingegneria del Vento
Cefalù, 8-11 Giugno 2008

AZIONI ED EFFETTI DEL VENTO SULLA NUOVA STAZIONE A.V. E SUL NUOVO CASELLO AUTOSTRADALE A REGGIO EMILIA

Paolo Biagini[†], Claudio Borri[†], Alessandra Borsani[^], Lorenzo Procino[†]

[†]CRIACIV c/o DICeA, Università di Firenze
via di Santa Marta 3, I-50139 Firenze, Italy
e-mail: paolo.biagini@dicea.unifi.it, cborri@dicea.unifi.it,
lorenzo.procino@pin.unifi.it

[^]Dipartimento di Energetica "S. Stecco", Università di Firenze
via di Santa Marta 3, I-50139 Firenze, Italy
e-mail: alessandra.borsani@pin.unifi.it,

Keywords: Wind tunnel tests, Numerical simulations, Moving high speed train, Suspended roof, Quasi-steady.

1 INTRODUCTION

Two different experimental and numerical campaigns conduced in the Boundary Layer Wind Tunnel of CRIACIV are presented.

The first one deals with the wind tunnel tests carried out on the new high speed train station in Reggio Emilia, Italy. For this structure pressure coefficients for the wind action have been measured; moreover, the internal pressures due to the passage of the high speed trains have been estimated.

The second campaigns deals with the cable-supported roofing of the new highway tollgate. Steady aerodynamic coefficients have been identified in the wind tunnel for several angles of attack and for three different configurations; then, time-domain buffeting simulations of the whole tollgate have been carried out by using a commercial nonlinear finite element code and by generating multi-correlated turbulent velocity wind field.

Some of the results are presented in the paper.

2 HIGH SPEED TRAIN STATION OF REGGIO EMILIA

The structure of the station is made of 13 steel portals that repeat in a total length of 400 m in full-scale. The steel portals are 20 cm thick and have a mutual distance of 100 cm, between them there are glass walls. In order to evaluate the action of the wind on the covering of the station a 1:50 scale model has been reproduced and pressure tabs have been positioned on the steel portals and on the glasses on the top side and on the lateral sides (Fig. 1). For every position two coaxial pressure tabs have been placed with the purpose of receiving the net value of the pressure (extrados-intrados). Sixteen directions of the incoming wind have been simulated by rotating the model into the measuring section. The extreme values of the c_p have been calculated through a Gumbel analysis; this data were necessary in the design process because of the particular shape of the structure not referable to any standard model available in Codes.

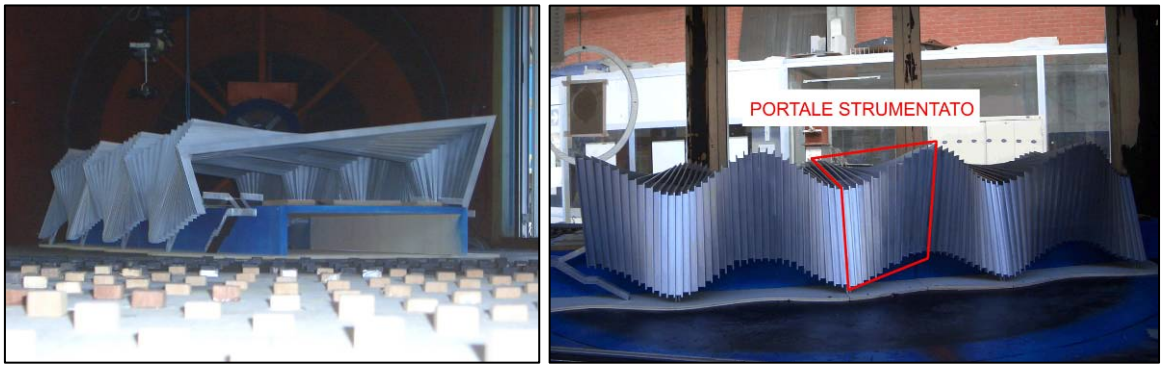


Figure 1: Model of Reggio Emilia high speed station

2.1 Pressure fluctuation induced by a moving high speed train

Because of the thickness of the steel elements and the brittleness of the glass walls this particular geometry results very sensitive not only to the action of the wind but also to any pressure fluctuation. In the two central trucks of the station trains will run through at a velocity of over 300 km/h, causing an overpressure on the structure and on the adjacent noise-barriers as well. To estimate the value of this action is not easy since there are only few of such measurement available in literature and refers always to specific cases.

During this experimental campaign a scaled-model test has been conduced, in witch the pressure fluctuations induced by the passing through of a train-model have been measured (see Fig. 2). The train model has been launched at a velocity of about 26 m/s through an elastic propulsion system, the velocity has been recorded by two lasers positioned at a known mutual distance that revealed the passage of the train. Because of the uncertainness due to scaling problems (maintenance of Reynolds number) the set-up of the test has been validated through a comparison between measurement in real scale found in literature and a similar test conduced in scale 1:50 [1-4].

The obtained results show as the passing through of the train causes an overpressure followed by a depression. The effects generated by the train both on the superior part of the structure and on the glasses are very low. In these positions the values recorded are near the range of the sensitivity of the pressure transducer. On the noise barrier instead the fluctuation of pressure is evident. From the tests it has emerged that in order to have a good agreement with the reference values it is necessary to modify the shape of the train model. The maintenance of the geometric staircase can cause errors because the Reynolds number is not maintained. This study is to be considered a first attempt to resolve this kind of problems; the aspects regarding the correct scaling of the phenomena has to be further deepened.

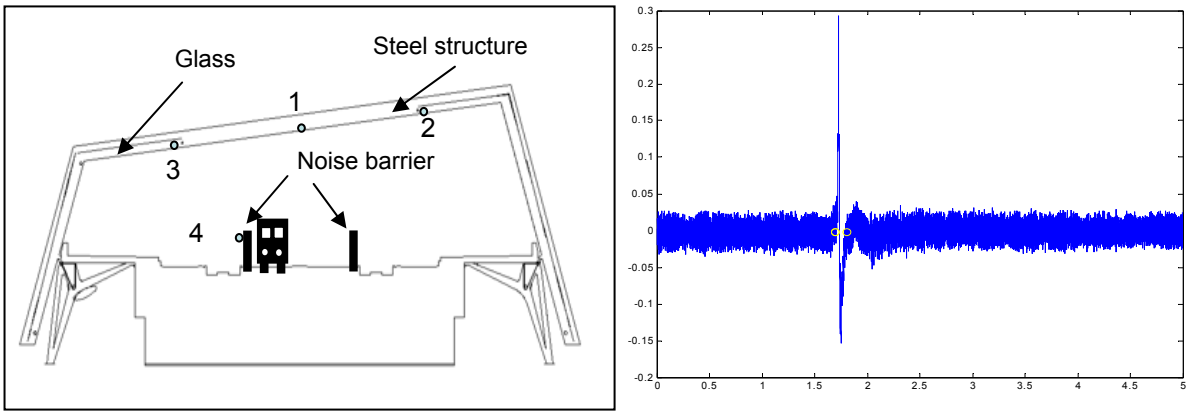


Figure 2: (a) Pressure taps position; (b) Record of the pressure on the noise barrier adjacent to the truck

3 TOLL-GATE

Recently, a wind tunnel test campaign on a section model of the new roof for the Reggio Emilia motorway payment station has been carried out. Wind tunnel test were necessary in order to investigate the force coefficients for such a structure mainly in presence of the sub-structures which drastically modify the wind flow around the roof profile. The model, in scale 1:40, has been analyzed under three different configurations: (1) Height above ground higher than the actual one without any other structure; (2) Correct height above ground but no sub-structures for the ticket payment; (3) Same as 2 but with the substructures for the ticket payment.

3.1 Main test results

During the wind tunnel tests, drag, lift and moment coefficient have been measured in function of the attack wind angle. These coefficients have been obtained by rotating the roof model around its own axis between -10° and +10°, assuming the following intermediate configurations: -10°, -7.5°, -5°, -3°, -2°, -1°, 0°, 1°, 2°, 3°, 5°, 7.5°, 10°.

The most important result concerns the lift moment and, with reference to the Fig. 3b, we can note that for the third configuration, the presence of the payment substructures, drastically modify the wind flow under the roof, leading to a big increment of the vertical force coefficient for the null angle. It is also interesting to note that actually the rotations of the roof structure under turbulent wind seem to be small enough to force the assumption of the lift coefficient relative to the null angle of rotation.

3.2 Dynamic analyses

The results obtained in the wind tunnel, have been used in order to load the numerical model of the whole structure (Fig. 3a). In particular three sets of quasi-steady forces, simulating the global drag, lift and torsional moment, have been applied on the model following the scheme of Fig. 3a. Forces have been generated, starting from a simulation of the turbulent wind velocity components, by means of an ARMA filter algorithm [5-6]. The time histories length was assumed to be of 10 minutes, according with the most used international codes, for the evaluation of the statistical properties of the response (maxima and minima of the displacement function). Fig. 3c shows the vertical component of the displacement for the central point of the roof structure. For the statistical evaluation of the response, the complete time history has been subdivided in 20 time windows. Hence the 20 values obtained have been placed on a Gumbel chart and the design value has been considered to be the one corresponding to the exceedance probability of 22%.

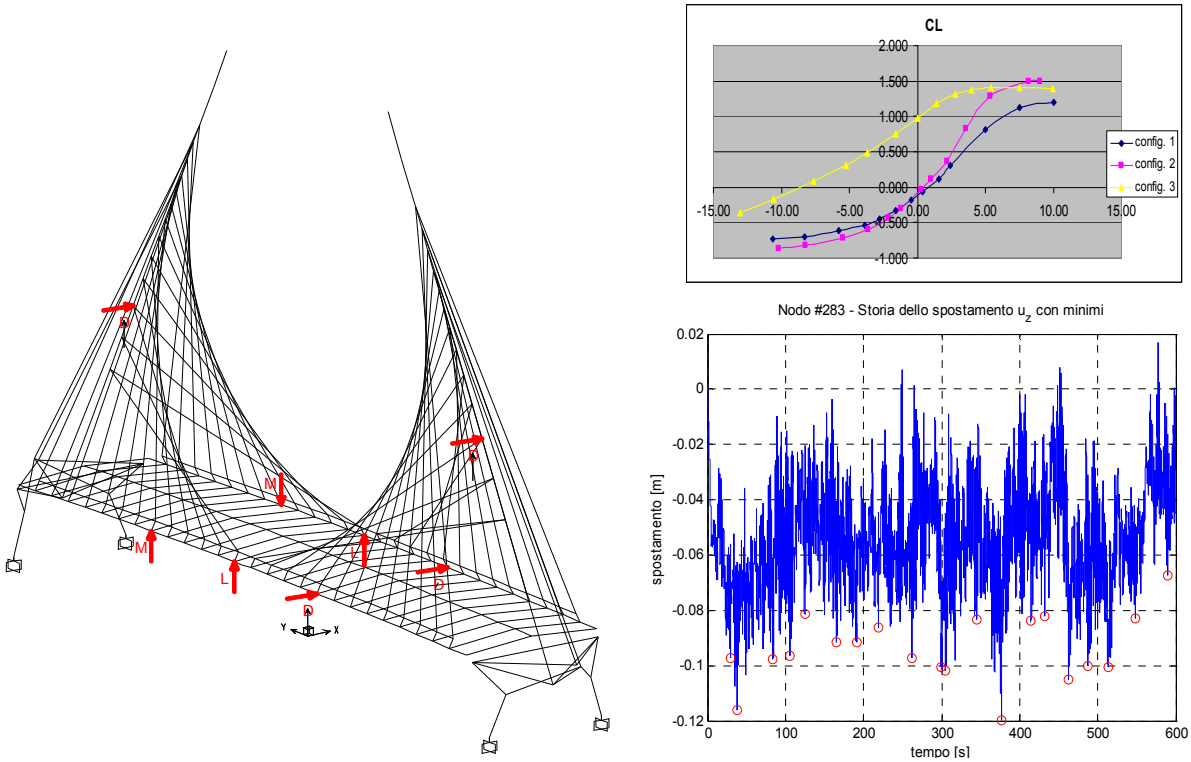


Figure 3: (a) FE model of the tollgate; (b) Lift coefficient for the three assumed configurations; (c) vertical displacement of the central point of the roof

ACKNOWLEDGEMENTS

The Authors would like to thank Andrea Maggi and Elia Cherici for developing the FE model of the tollgate.

The support offered by Luca Salvatori in generating the time histories of the buffeting actions and in supervising the numerical analyses is also gratefully acknowledged.

REFERENCES

[1] Niemann H. J., Hölscher N. (2003). Messung der aerodynamischen Einwirkungen aus der Zugvorbeifahrt am Trogbauwerk Ittembach.

[2] Macciacchera I. U., Ruck B. Pressure Fluctuations Induced by Road Vehicles in Ambient Air – A Model Study.

[3] Shaw C. T., Garry K.P., Gress T. (2000). Using singular system analysis to characterise the flow in the wake of a model passenger vehicle. *J. Wind Eng. Ind. Aer.*, 85:1-30.

[4] Kanda I., Uehara K., Yamao Y., Yoshikawa Y. and Morikawa T. (2006). A wind-tunnel study on exhaust gas dispersion from road vehicles - Part I: Velocity and concentration fields behind single vehicles. *J. Wind Eng. Ind. Aer.*, 94:639-658.

[5] Salvatori L., Spinelli P. (2006). A discrete 3D model for bridge aerodynamics and aeroelasticity: nonlinearities and linearizations. *Meccanica*, 42:31-46.

[6] Borri, C., Biagini P. (2005). Structural response of large stadium roofs due to dynamic wind actions. *Stahlbau*, 74(3):197-206.

Basi del Progetto di Turbine Eoliche Offshore

Franco Bontempi[a], Konstantinos Gkoumas[b], Sauro Manenti[b]

[a] Dipartimento di Ingegneria Strutturale e Geotecnica, Università di Roma "Sapienza", Roma
[b] Dipartimento di Idraulica Trasporti e Strade, Università di Roma "Sapienza", Roma

ABSTRACT

Nel panorama internazionale si riscontra la tendenza a realizzare impianti di tipo offshore per la generazione di energia eolica (Henderson, 2003), sfruttando in tale modo la maggiore intensità e regolarità della risorsa di vento rispetto alle condizioni a terra in cui si risente inevitabilmente del disturbo indotto dalla orografia del terreno.

Purtuttavia l'efficienza la competitività di tale forma di generazione rispetto a quelle tradizionali è strettamente legata al processo di progettazione della struttura di supporto: essa deve infatti risultare durevole nel tempo sotto le sollecitazioni di esercizio e deve resistere alle azioni delle principali forzanti ambientali causate dagli eventi estremi. Nelle verifiche di progetto occorre peraltro prendere in considerazione, oltre agli aspetti similari che caratterizzano le turbine eoliche installate su terra, anche quelli peculiari dell'ambiente marino tra cui l'azione del moto ondoso e delle correnti (Haritos, 2007).

In questo contesto l'obiettivo del presente lavoro è quello di riassumere e sintetizzare la procedura per l'analisi e la progettazione strutturale del supporto della turbina nell'ottica del performance-based design, mettendo in evidenza gli aspetti salienti che influenzano tale processo e che rappresentano un punto di netto distacco dalla progettazione delle turbine a terra.

Tale procedura viene applicata allo studio di tre diverse tipologie di strutture di supporto per turbine eoliche offshore: monopalo (*monopile*), tripode (*tripod*) e traliccio (*jacket*). L'analisi numerica viene condotta mediante modelli con differente grado di dettaglio con lo scopo di passare da una visione globale del sistema strutturale all'individuazione e analisi degli aspetti critici particolari.

With the purpose to make the production of wind-energy more cost-effective and competitive with respect to conventional generation, the actual trend is orientated toward the construction of offshore farms (Henderson, 2003) as the wind resource is more intense and regular then for onshore plants due to the land roughness.

In this context plays an important role the design process of the support structure for the turbine: it must be ensured that it would be durable under operating conditions and withstands against extreme events caused by all possible combinations of the relevant external forcings. Thus the design approach should account for both the aspects common to onshore wind turbines and those one which are peculiar of the marine environment such as wave and current induced loads (Haritos, 2007).

The aim of this work is to provide a concise view of the procedure for analysis and design of the support structure for offshore wind turbines in the framework of performance-based design: emphasis will be given to those peculiar aspects that contribute to differentiate the process from onshore plants.

As the design is sensitive to the type of support structure, the above mentioned procedure has been applied to three different kinds commonly adopted for shallow water application: monopile, tripod and jacket. Numerical analyses have been carried out adopting different model types with increasing degree of complexity in structural resolution and loads specification in order to provide a comprehensive view of the structural system and its critical aspects.

PAROLE CHIAVE: Turbine eoliche offshore, decomposizione strutturale, modellazione strutturale, analisi dinamica, azioni sulle strutture, performance-based design.

1. INTRODUZIONE

Lo sfruttamento dell'energia eolica attraverso l'installazione di aerogeneratori al largo della costa (*offshore*) rappresenta una prassi relativamente recente, le prime applicazioni risalendo all'inizio degli anni '90.

Attualmente questo tipo di tecnologia per la produzione di energia elettrica risulta particolarmente diffuso nell'Europa del Nord ma il suo futuro sviluppo sembra offrire elevate opportunità in quanto i costi della generazione eolica offshore si stanno avvicinando a quelli delle forme tradizionali di generazione (Henderson, 2003).

I vantaggi della installazione di turbine eoliche in mare sono dovuti principalmente alla maggiore intensità e costanza del vento per effetto della assenza di rilievi che incrementano la turbolenza del flusso. Per tale ragione a parità di produttività energetica esse richiedono generalmente uno sviluppo in altezza minore rispetto a quelle ubicate a terra (*onshore*). Ulteriore punto a favore risulta poi essere anche il ridotto impatto visivo.

Purtuttavia gli impianti di generazione offshore sono collocati in un ambiente maggiormente impegnativo per quanto riguarda le sollecitazioni agenti sulla struttura: ad esempio alla maggiore intensità della forzante di vento si somma la presenza del moto ondoso e della corrente che, assieme alla precedente tipologia di azione, danno luogo ad interazioni di tipo non lineare richiedendo dunque il ricorso a complessi modelli di analisi (Henderson et al., 2004). Inoltre il carattere altamente aleatorio di tali carichi richiede l'adozione di sofisticate metodologie di calcolo delle sollecitazioni sulla struttura attraverso la definizione di parametri statistici che siano rappresentativi delle condizioni medie e di quelle estreme cui è soggetta la struttura per l'intervallo di vita utile economica.

In generale dunque bisogna considerare il fatto che in ambito offshore crescono le incertezze sui parametri progettuali e non solo quelli relativi alle condizioni di carico: ad esempio l'indagine delle caratteristiche geotecniche del terreno risulta molto più complessa, oltre che costosa, ed i parametri sono soggetti a potenziale variazione durante l'esercizio dipendendo da fattori aleatori quali l'erosione al piede della struttura (van der Tempel et al., 2004) e le interazioni con le stesse fondazioni che, in dipendenza della storia di carico, possono indurre dei fenomeni di deformazione plastica del fondale (Westgate et al., 2005).

Da quanto detto segue che le turbine eoliche offshore risultano maggiormente costose nella fase di progettazione, costruzione, manutenzione e dismissione rispetto a quelle installate a terra. Per tale ragione la convenienza economica di tale forma di generazione di energia appare strettamente collegata al processo di progettazione. In quest'ottica nella presente memoria viene illustrata sinteticamente una procedura per l'analisi e la progettazione della struttura di supporto delle turbine eoliche offshore secondo le linee guida del *Performance Based Design* (PBD). In particolare nei paragrafi successivi sarà condotta:

1. decomposizione strutturale;
2. decomposizione prestazionale;
3. decomposizione delle azioni;
4. analisi strutturale delle tipologie di strutture di supporto prescelte.

2. DECOMPOSIZIONE STRUTTURALE

La fase iniziale della progettazione su base prestazionale prevede l'analisi della struttura (singola turbina) a livelli di dettaglio crescente.
Con riferimento a quanto riportato in Fig.1 è possibile distinguere un:

a. *Macro-livello* in cui l'analisi del problema prevede la modellazione alla scala della intera struttura, sia per quanto riguarda la geometria che per quello che concerne il comportamento meccanico. Vengono in genere utilizzati elementi di tipo "beam" per la realizzazione del modello agli elementi finiti. All'interno di questa fase tre sottosistemi possono essere identificati:

   i. *principale* composto da tutte le componenti che svolgono funzione strutturale portante quali: la *struttura di supporto* che comprende la fondazione, la *sottostruttura* che si estende dal fondale fino al disopra del livello marino, la *torre* che si estende fino alla base della turbina, quest'ultima costituita dall'assemblaggio di *rotore-pale-navicella*;

   ii. *secondario* cui appartengono le componenti funzionali interessate alla produzione e trasmissione di energia elettrica e non appartenenti al sistema principale;

   iii. *ausiliario* inerente le specifiche operazioni connesse con il funzionamento, la manutenzione e le operazioni di emergenza della turbina.

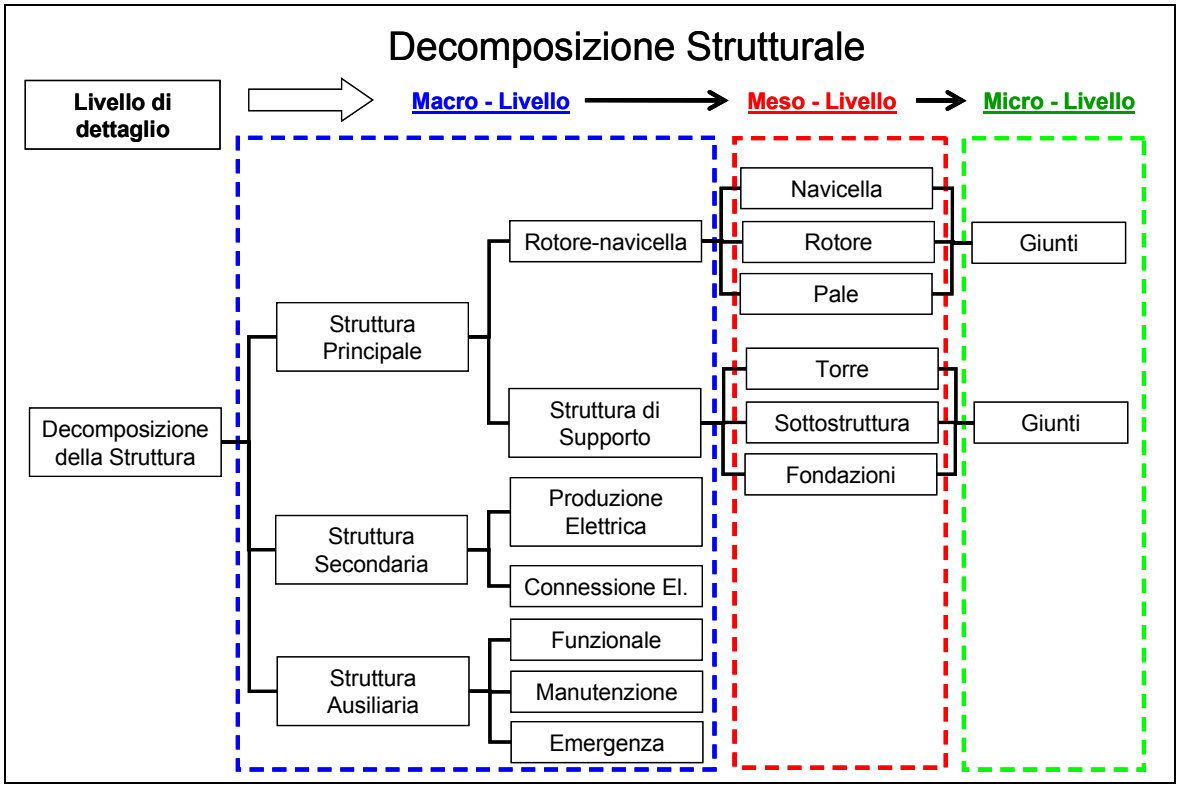


Figura 1. Schema di scomposizione strutturale per la singola turbina eolica.

b. *Meso-livello* caratterizzato come il precedente da una modellazione alla scala della intera struttura ma con un livello di dettaglio maggiormente elevato ed in grado di riprodurre l'influenza dei parametri geometrici sul comportamento strutturale locale (e.g. transizione di diametro della sezione tubolare della torre). La modellazione numerica avviene in generale mediante elementi di tipo "shell" e "brik".

c. *Micro-livello* in cui il livello di dettaglio dell'analisi aumenta fino a raggiungere la scala delle singole componenti e degli elementi di giunzione. La modellazione numerica avviene in generale mediante elementi di tipo "shell".

Nel presente studio viene focalizzata l'attenzione su tre differenti tipologie di strutture di supporto per turbine eoliche offshore installate in acqua intermedia (Fig.2). Queste si differenziano per la diversità della sottostruttura che è stata modellata nelle tre modalità seguenti:

i) *Monopalo*: realizzata mediante struttura tubolare in acciaio saldato. Essa trasferisce le sollecitazioni (prodotte dall'azione diretta del vento, onde e correnti e quelle trasmesse

dal rotore-navicella) al terreno di fondazione mobilitandone principalmente la resistenza laterale;

ii) *Tripode*: struttura simile alla precedente ma che termina in prossimità del fondale con una conformazione a treppiede e quindi dotata di una rigidezza superiore rispetto al monopalo. La fondazione è realizzata mediante tre pali.

iii) *Traliccio*: rappresenta la soluzione tecnica geometricamente più complessa essendo realizzata con una struttura in tubi cilindrici di acciaio a tre o quattro gambe connesse attraverso membri trasversali ed orizzontali.

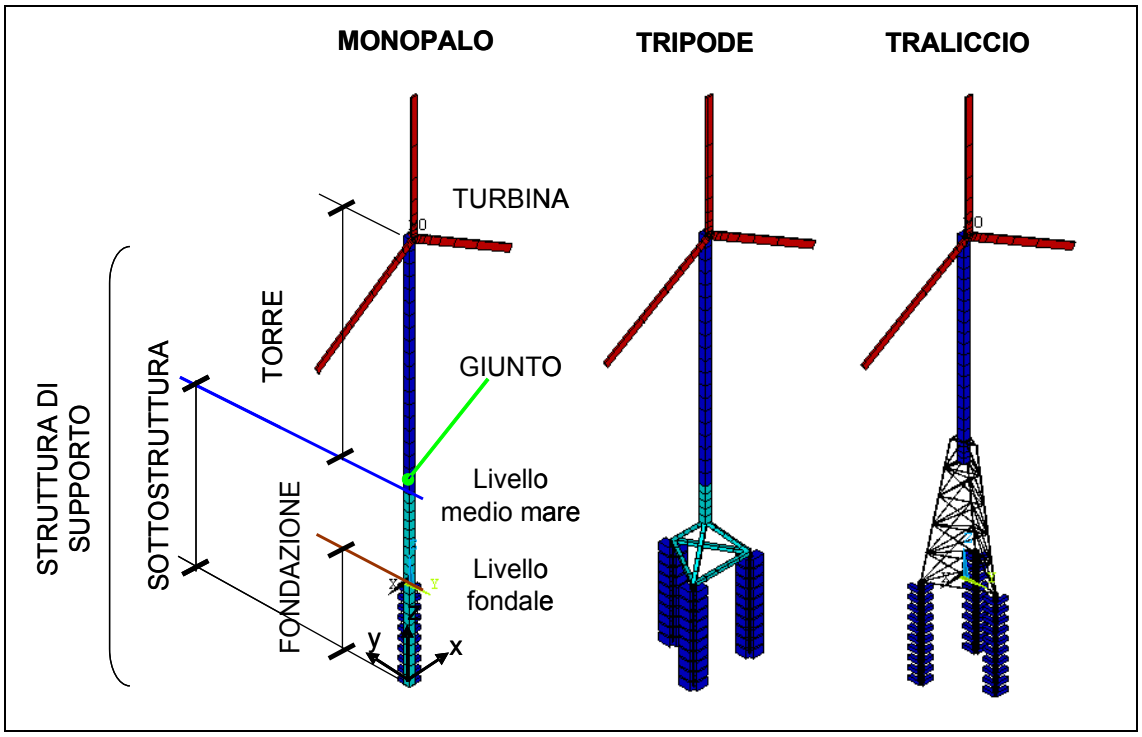


Figura 2. Tipologie di struttura di supporto analizzate.

La rigidezza della struttura generalmente aumenta dalla tipologia monopalo a quella tripode: la scelta, oltre che incidere sull'economia dell'opera, ha riflessi significativi anche sul comportamento dinamico che dipende dal rapporto tra la frequenza naturale della struttura e quella delle principali forzanti esterne (e.g. vento, onde).
I tipi descritti trovano comunemente applicazione tecnica per impieghi in intervalli di profondità che sono compresi tra 15 metri per il monopalo e 40 metri per il tripode ed il traliccio. Al di sopra della sottostruttura è collocata in ogni caso una torre di acciaio a sezione tubolare con massimo diametro di 5m e spessore di 50mm.
Nella modellazione strutturale che è stata condotta nello studio presentato in questa memoria si è fatto riferimento ad una tipologia di turbina eolica a tre pale, rappresentando questa una soluzione comune nelle moderne applicazioni. In particolare è stata considerata una turbina del tipo Vestas-V90 con diametro del rotore 100m e suo asse a 100m sopra il livello medio mare.

3. DECOMPOSIZIONE PRESTAZIONALE

In linea con l'approccio di progettazione su base prestazionale, le analisi condotte in questo studio per le tre tipologie di struttura di supporto illustrate in precedenza hanno avuto l'obiettivo di verificare i seguenti requisiti generali di resistenza e robustezza (Fig.3):

- *Esercizio* (Serviceablity): le caratteristiche di resistenza ed inerzia devono essere correttamente ripartite e bilanciate;
- *Sicurezza* (Safety): il sistema strutturale deve essere verificato per evitare il collasso in condizioni di carico estremo. Devono essere scongiurati anche eventuali fenomeni di

instabilità delle componenti strutturali e per queste ultime sono da analizzare anche le fasi di trasporto ed assemblaggio;

- *Durabilità* (Durability): le componenti strutturali devono essere verificate rispetto ai danni potenzialmente indotti da fenomeni di fatica e corrosione;
- *Robustezza* (Robustness): il sistema strutturale deve mostrare un adeguato legame tra eventi di rottura che possono manifestarsi e perdita di integrità strutturale e capacità portante.

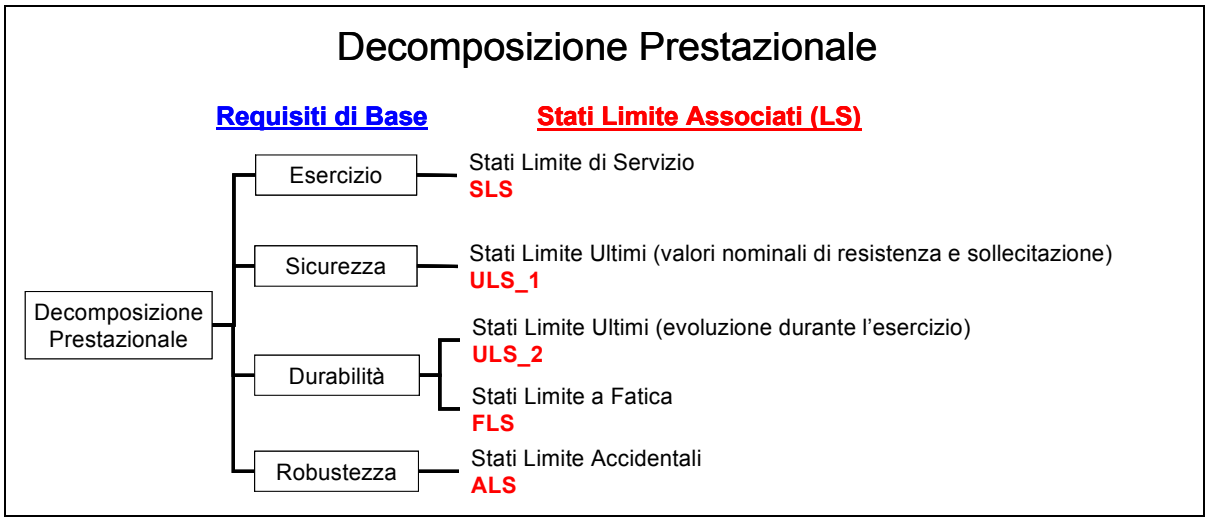


Figura 3. Schema di scomposizione prestazionale.

In relazione ai predetti requisiti di base, per le turbine eoliche offshore devono essere soddisfatti i seguenti criteri prestazionali e stati limite:

○ definizione dei *requisiti del comportamento dinamico* per l'esercizio della turbina, come ad esempio: l'analisi delle frequenze di vibrazione del sistema strutturale tenendo in conto sia della massa idrodinamica aggiunta che di eventuali variazioni dello spessore delle componenti per effetto della corrosione e dell'accrescimento di incrostazioni marine; l'analisi delle frequenze di eccitazione delle principali forzanti dinamiche ambientali (e.g. vento e onde, parti meccaniche rotanti e sistemi di controllo) e la verifica che esse siano sufficientemente lontane da quelle proprie della struttura. Il suo comportamento dinamico deve essere correttamente indagato in tutte le possibili condizioni operative, tenendo conto di effetti simultaneità ed interazione delle forzanti e verificando l'entità delle ampiezze ed accelerazioni del moto.

○ analisi del comportamento strutturale relativo all'*esercizio della turbina* (SLS), verificando ad esempio che si manifestino limitate deformazioni e che sia scongiurata la decompressione dei giunti.

○ Mantenimento dell'*integrità strutturale* nel tempo (FLS), in relazione alle strategie di manutenzione ed alle dinamiche dei fenomeni di corrosione. La perdita di integrità e la diminuzione della capacità resistente dei membri strutturali deve essere accuratamente stimata realizzando una analisi degli stati limite a fatica (e.g. simulazione del processo stocastico di carico per effetto dell'azione di vento ed onde).

○ analisi del *comportamento strutturale a rottura* (ULS), prendendo in considerazione gli effetti di azioni localizzate su singoli componenti o giunti strutturali così come di sollecitazioni risultanti sull'intero complesso strutturale. Queste verifiche comprendono anche l'analisi di resistenza a fenomeni di instabilità locale e globale.

○ analisi del *comportamento strutturale in scenari accidentali* (ALS), quali ad esempio le collisioni di navi con la struttura di supporto per le quali deve essere verificato che quest'ultima sia in grado di assorbire l'energia d'urto con una perdita di capacità resistente proporzionale al danno subito.

4. DECOMPOSIZIONE DELLE AZIONI E COMBINAZINI DI CARICO

La procedura di scomposizione applicata al sistema strutturale oggetto dell'analisi (struttura di supporto e turbina eolica) ed alle prestazioni che esso deve garantire durante la sua vita di esercizio viene estesa anche alla definizione delle azioni agenti sulla struttura.
Seguendo le indicazioni comuni a molte delle linee guida internazionali per la progettazione e la certificazione delle turbine eoliche offshore (si vedano ad esempio: GL, 2005; IEC, 2005; BSH, 2007; DNV, 2007) è possibile distinguere le seguenti tipologie di azioni/carichi:

- *Gravitazionali - inerziali*: tra cui la forza di gravità e l'azione del sisma;
- *Aerodinamici*: inerenti all'azione del vento su parti fisse e mobili;
- *Idrodinamici*: quali l'effetto delle onde e delle correnti marine, influenzati dalle escursioni del livello medio mare;
- *Funzionali*: relativi alle forze indotte da componenti meccaniche in movimento come il rotore e gli organi di controllo;
- *Vari*: in questa categoria rientrano tipologie di azioni di natura eterogenea che non rientrano tra le precedenti, come ad esempio quelle generate da collisioni di natanti (Biehl, 2006) o di banchi di ghiaccio, i fenomeni di maremoto, la formazione di scie di vortici a tergo di una struttura di supporto investita dalla corrente fluida all'interno di un parco eolico offshore.

Le predette tipologie hanno in comune il fatto di essere direttamente generate, o quanto meno influenzate, dall'ambiente esterno.

CONDIZIONE DI PROGETTO	D.L.C.	CONDIZIONI VENTO	CONDIZIONI ONDE	TIPO DI ANALISI	FATTORI AMPLIFICATIVI	
					Ambient.	Gravit.
Rotore inattivo (*Parked*)	6.1b	$U_{hub}=U_{e\,100}$	$H=H_{red\,100}$	Ultimate strength	1.35	1.1
	6.1c	$U_{hub}=U_{red\,100}$	$H=H_{max\,100}$	Ultimate strength	1.35	1.1
	6.3b	$U_{hub}=U_{e\,1}$	$H=H_{red\,100}$	Ultimate strength	1.35	1.1

Tabella 1. Combinazioni di carico estreme e fattori di amplificazione per l'analisi strutturale.

La scelta delle combinazioni di carico da adottare nella modellazione delle turbine eoliche offshore rappresenta una fase molto delicata del processo di progettazione in quanto la resistenza strutturale deve essere verificata per condizioni che risultino rappresentative, da un punto di vista statistico, degli effetti legati alla variabilità delle azioni nel tempo; in particolare si tiene conto di: 1) situazioni estreme con fissato tempo di ritorno (Tr=100anni) e dunque particolarmente gravose per l'entità dello stato di sollecitazione indotto (ULS), 2) condizioni che, pur caratterizzate da intensità minore rispetto alle precedenti (Tr=1anno), risultano potenzialmente nocive per la elevata frequenza di accadimento durante la vita di esercizio della struttura (FLS).
Nella fase del lavoro descritta nella presente memoria sono state prese in esame e verificate le condizioni di carico schematizzate nella Tab.1: assumendo una condizione di inattività della turbina eolica vengono definite, in accordo con le specifiche contenute in GL, 2005 ed in IEC, 2005, tre situazioni di carico estremo con azione statica delle forzanti di vento ed onde.
In via cautelativa per le condizioni estreme è stato assunto un tempo di ritorno pari a 100 anni e doppio rispetto alle prescrizioni contenute nelle linee guida citate in precedenza. I valori di altezza d'onda significativa (H) e di velocità media del vento alla quota dell'asse del rotore (U_{hub}) sono stimati a partire dall'analisi delle caratteristiche ambientali dello specifico sito di installazione, come descritto in Bontempi *et al.*, 2008.

Per quanto concerne la definizione dei carichi indotti dal campo di vento e di moto ondoso, risulta preliminarmente necessario distinguere se l'analisi da condurre è di tipo stazionario o meno: nel primo caso infatti i due parametri statistici H ed U_{hub} sono sufficienti per definire la cinematica del campo di onda e di vento; nel secondo caso invece è necessario assumere un modello spettrale per valutare la distribuzione in frequenza della densità di energia delle due forzanti (e.g. modelli spettrali di tipo *Kaimal* e *Jonswap* per vento ed onde rispettivamente) e attraverso di esso generare la storia di sollecitazione statisticamente equivalente alla forzante spettrale di progetto.
Occorre precisare che, come nel caso trattato in questa memoria, quando si fa riferimento a condizioni di mare estreme è necessario effettuare una scelta appropriata della teoria cinematica dell'onda: gli effetti di non linearità indotti dal fondale in relazione alle caratteristiche dell'onda di progetto (altezza H e lunghezza L) devono essere presi in considerazione, pena una stima non conservativa delle sollecitazioni sulla struttura di supporto della turbina (Henderson et al., 2004). Peraltro è necessario accertare il verificarsi della condizione di frangimento in quanto essa produce sollecitazioni di natura differente rispetto alle precedenti ed in generale più gravose (Wienke, 2004).

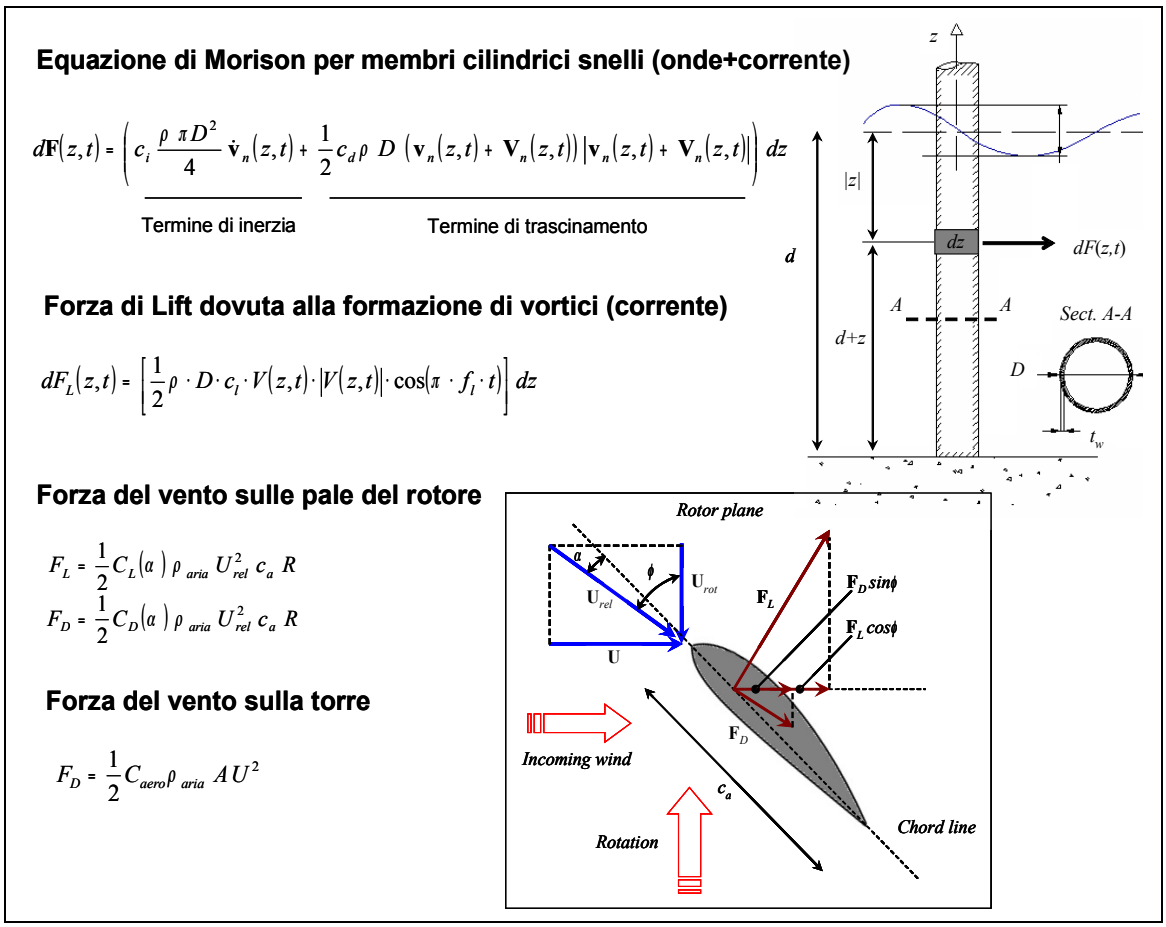


Figura 4. Calcolo delle azioni sulla struttura.

La fase finale della caratterizzazione dei carichi concerne il calcolo delle spinte indotte sulla struttura: gli Standards citati in precedenza consigliano l'adozione delle ben note relazioni sintetizzate nella Fig.4.
Per membri cilindrici snelli (i.e. rapporto tra diametro del palo e lunghezza d'onda inferiore a 0.2) la sollecitazione idrodinamica di onde e correnti viene calcolata attraverso la relazione proposta da Morison *et al*., 1950. Per il caso di flussi attorno al membro cilindrico caratterizzati da elevati valori del numero di Reynolds occorre prendere in considerazione anche le forze di lift generate dalla formazione della scia di vortici a tergo della struttura.
Le componenti esposte all'azione del vento sono soggette ad una forza di trascinamento per unità di lunghezza la cui formulazione analitica è riportata in Fig.4; a questa deve aggiungersi la componente di lift sulle pale del rotore: per quest'ultimo le sollecitazioni sono calcolate facendo riferimento alla velocità relativa secondo lo schema riportato in Fig.4. Particolare cura è rivolta alla

stima dei coefficienti impiegati nelle predette formule che dipendono dal campo fluidodinamico, dalla forma e dalla scabrezza delle superfici investite dal flusso di aria e acqua.

5. ANALISI STRUTTURALE

Per le tre tipologie di struttura di supporto descritte in precedenza (Fig.2) sono state condotte delle analisi aventi lo scopo di caratterizzarne il comportamento dinamico e lo stato di sollecitazione e deformazione nelle combinazioni di carico descritte in Tab1.
Nel corso delle differenti fasi del processo di progettazione vengono adottati modelli numerici diversificati, ciascuno con un proprio grado di complessità in rapporto alla specifica prestazione o al comportamento strutturale da analizzare.
In riferimento alla nomenclatura definita nella Sezione 2 sono stati pertanto realizzati:

- *modelli di macro-livello*: l'analisi viene condotta mediante il codice di calcolo agli elementi finiti ANSYS e la schematizzazione del sistema strutturale (sotto struttura-torre-pale) viene effettuata mediante elementi di tipo *beam*. La resistenza sulla superficie laterale delle pile offerta del mezzo di fondazione viene schematizzata mediante molle non-lineari che agiscono nelle due direzioni coordinate del piano orizzontale: i parametri meccanici sono stati definiti sulla base delle caratteristiche del suolo;
- *modelli di meso-livello*: l'analisi viene condotta realizzando il modello del sistema strutturale (sotto struttura-torre-turbina) mediante il codice agli elementi finiti STRAUS7 utilizzando sia elementi di tipo *beam* che *shell*; ciò permette di modellare sia la geometria della navicella che delle pale del rotore. Il mezzo di fondazione è rappresentato mediante elementi lineari di tipo *brick*: la sua estensione è stata definita in maniera da minimizzare gli effetti di bordo mantenendo sotto controllo l'onere computazionale.

Entrambi i modelli sono stati impiegati per analizzare la risposta modale di ciascuna delle tre tipologie di struttura di supporto inizialmente individuate e operare la scelta in modo da mantenerne le frequenze naturali sufficientemente lontane da quelle tipiche delle azioni dinamiche (i.e. vento ed onde).
Successivamente è stato realizzato il modello di meso-livello per investigare possibili situazioni di criticità della struttura di supporto sia nel suo complesso che per i singoli componenti, come ad esempio la zona di transizione tra la sottostruttura e la torre. Le combinazioni di carico adottate per questa analisi prevedono le azioni di tipo stazionario che sono specificate nella Tab.1.

5. Analisi modale

Un importante punto di differenziazione della progettazione di turbine eoliche offshore risiede nel fatto che, a differenza di quelle collocate a terra, esse risultano soggette a molteplici forzanti dinamiche, ciascuna delle quali è caratterizzata da una diversa frequenza di picco della densità spettrale di energia: per tale ragione una analisi modale deve essere preliminarmente condotta per assicurare che le frequenze naturali di oscillazione della struttura si collochi lontano da quelle che possono indurre fenomeni di risonanza con conseguenti amplificazioni dinamiche dei carichi e delle deformazioni.

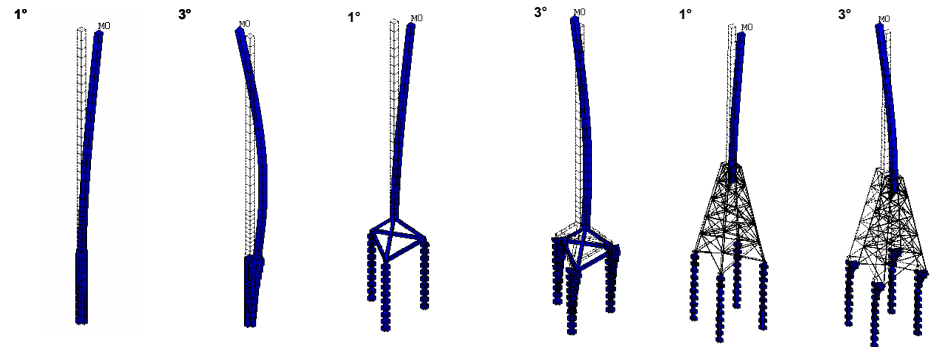


Figura 5. Deformate corrispondenti al 1° e 3° modo per le tre tipologie di strutture di supporto.

Per quanto concerne l'azione del vento, una componente dinamica è dovuta all'attraversamento, da parte delle pale del rotore, dei vortici turbolenti ivi presenti; possono così essere definite due frequenze caratteristiche di eccitazione: quella corrispondente alla frequenza di rotazione dell'elica della turbina, indicata generalmente con il simbolo 1P, e quella relativa al passaggio di una singola pala. Quest'ultima, per le turbine a tre eliche che rappresentano lo stato attuale della tecnica, è tripla rispetto alla precedente e viene dunque indicata col simbolo 3P.
In Fig.5 sono rappresentati il primo ed il terzo modo per le tre tipologie di strutture di supporto, mentre in Fig.6 sono indicati i valori delle frequenze naturali dei primi cinque modi di vibrare desunte dall'analisi modale condotta sui modelli di *macro-livello*; avendo trascurato la massa delle pale in questa fase di analisi, i due piani verticali coordinati risultano di simmetria per le tre tipologie: ne consegue che il generico modo (i+1)-esimo (con i=1, 3, 5) è caratterizzato dalla medesima frequenza del modo i-esimo ma la deformata giace sul piano ortogonale.

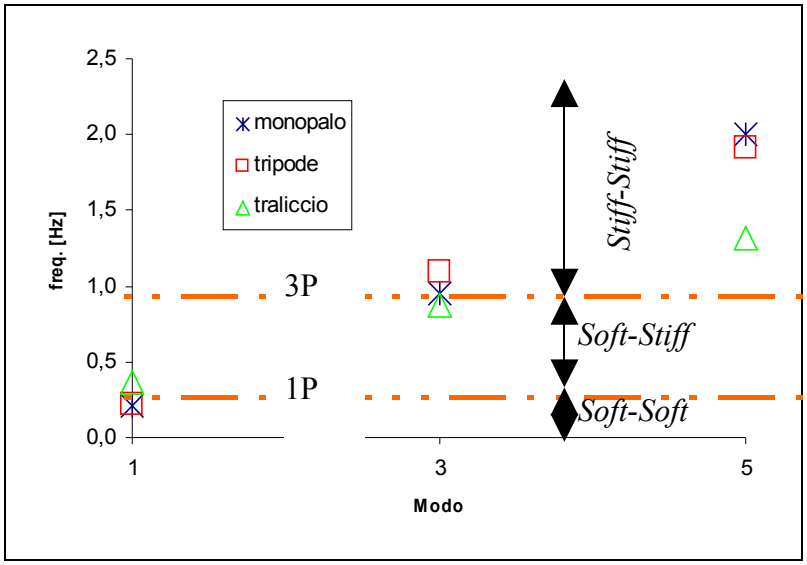


Figura 6. Confronto dei primi cinque modi naturali della struttura (solo i dispari).

Dall'esame della Fig.6, in cui è stata riportata indicazione delle frequenze 1P e 3P, si nota che le strutture monopalo e tripode presentano una frequenza fondamentale molto simile mentre il traliccio appare significativamente più rigido delle precedenti con una frequenza superiore a quella di rotazione delle pale: quest'ultimo tipo di struttura ricade dunque nell'intervallo comunemente definito *soft-stiff*. Si osserva inoltre che per i modi terzo e quinto le strutture monopalo e traliccio risultano caratterizzate da frequenze di vibrazione superiori rispetto al traliccio.

6. *Analisi statica*

Sulle precedenti tipologie di struttura di supporto sono state condotte ulteriori analisi assumendo le tre combinazioni di carico sintetizzate nella Tab.1.
In accordo con le prescrizioni degli Standard internazionali, in questa fase della modellazione sono stati presi in considerazione un campo di vento stazionario e un campo di onda regolare agenti nella medesima direzione; nessun carico funzionale è presente, la turbina essendo in condizioni di riposo.
La distribuzione delle sollecitazioni prodotte sul rotore (ridotta all'asse di rotazione) e sulla struttura di supporto sono riprodotte nella Fig.7 e vengono calcolate secondo le modalità riportate in Fig.4.
L'analisi condotta mediante i modelli di macro-livello consente di calcolare le reazioni alla base (i.e. quota di fondo) e lo spostamento alla quota dell'asse del rotore.
I risultati ottenuti indicano che: 1) la massima componente di taglio alla base della struttura viene prodotta dalla combinazione di carico 6.1c caratterizzata dal valore estremo dell'altezza d'onda e velocità ridotta del vento (Tab.1); 2) il massimo momento ribaltante si manifesta in corrispondenza della combinazione 6.1b in cui è considerata la velocità estrema del vento e campo di onda ridotto.
Pertanto si conclude che l'azione del vento risulta critica per il momento ribaltante, mentre l'azione dell'onda esercita influenza prevalente sullo sforzo di taglio risultante alla base della struttura.

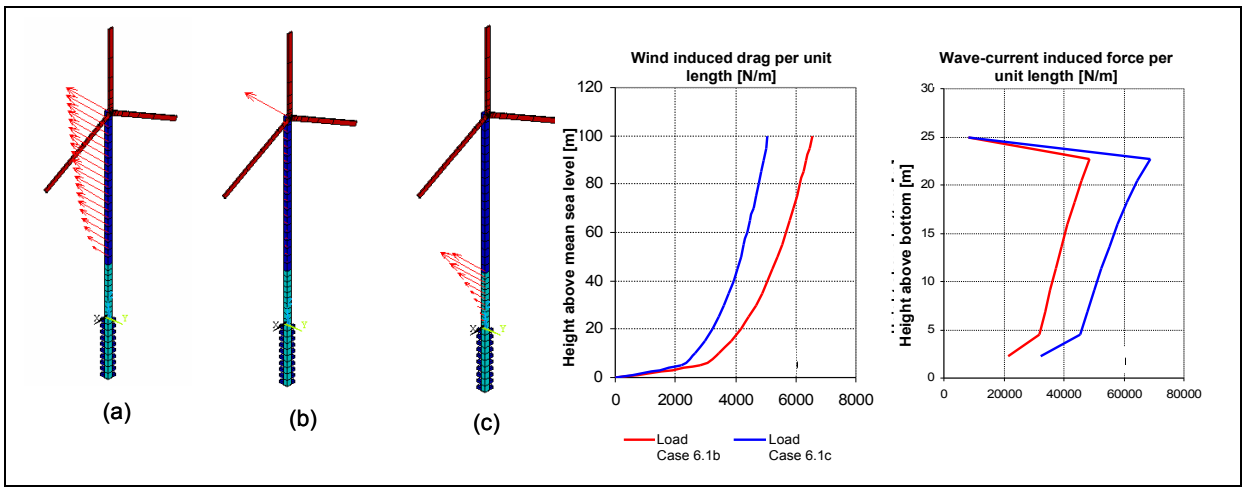


Figura 7. Distribuzione delle sollecitazioni indotte da vento (a, b) e onde (d) per le combinazioni di carico in Tab.1.

Inoltre i risultati in Fig.8 evidenziano che sia lo sforzo di taglio che il momento risultante sono approssimativamente della stessa entità per tutte e tre le tipologie di supporto in ciascuna delle combinazioni di carico analizzate: fa eccezione il tipo a traliccio che mostra un valore mediamente più elevato del momento ribaltante nelle condizioni 6.1c e 6.3b rispetto alle altre due tipologie.
Per quanto concerne lo spostamento orizzontale alla quota del rotore, si osserva una significativa riduzione passando dal tipo monopalo al traliccio per tutte e tre le combinazioni di carico. In generale il massimo spostamento si manifesta sempre per la combinazione 6.1b che, come osservato sopra, produce il massimo momento ribaltante.

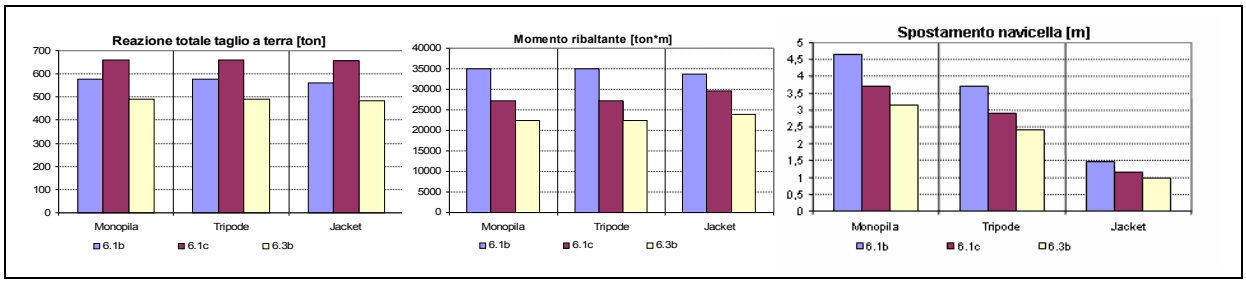


Figura 8. Caratteristiche di sollecitazione alla base e spostamenti orizzontali alla quota del rotore.

Da quanto riscontrato appare che la struttura a traliccio offre le migliori prestazioni in relazione alle altre due: per tale ragione ne è stato realizzato un modello di maggiore dettaglio (*meso-livello*) che include anche una porzione del mezzo di fondazione (cinque strati con caratteristiche meccaniche differenziate a seconda della profondità) modellato con elementi di tipo *brick*.
La connessione tra la torre, realizzata con elementi *shell*, e la struttura a traliccio è modellata facendo uso di elementi *beam* di tipo rigido (Fig. 9).
L'analisi condotta per mezzo di tale tipologia di modello riguarda la combinazione di carico 6.1b in Tab.1 che, sulla base dei precedenti risultati, è apparsa risultare la più gravosa per il comportamento statico della struttura.
La simulazione fornisce una previsione dello spostamento orizzontale della navicella di circa 2m ed una tensione massima nella torre pari a 178MPa localizzata in corrispondenza della connessione con il traliccio.
Tali risultati appaiono in buon accordo con quelli ottenuti in precedenza dal modello di macro-livello; le modeste differenze sono probabilmente da attribuire al fatto che tra i due tipi vi è un diverso grado di dettaglio per cui in quello di meso-livello sono state modellate sia la variazione del diametro della torre (da 5m nel tronco inferiore a 3.4m in quello superiore) che del suo spessore in corrispondenza di una fissata sezione di transizione (Fig. 10c).

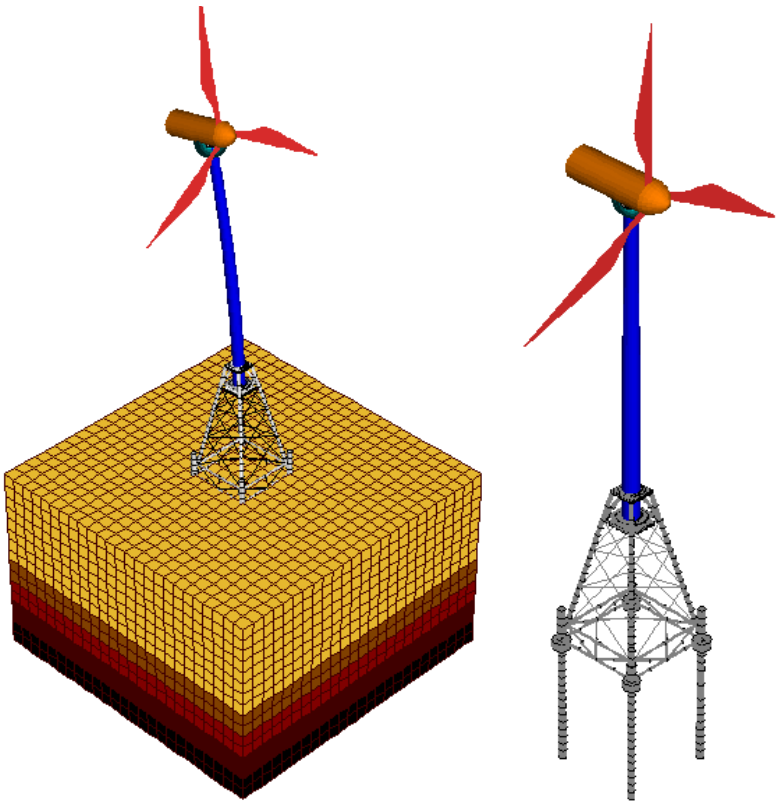


Figura 9. Particolari del modello di meso-livello realizzato per la struttura di supporto del tipo a traliccio.

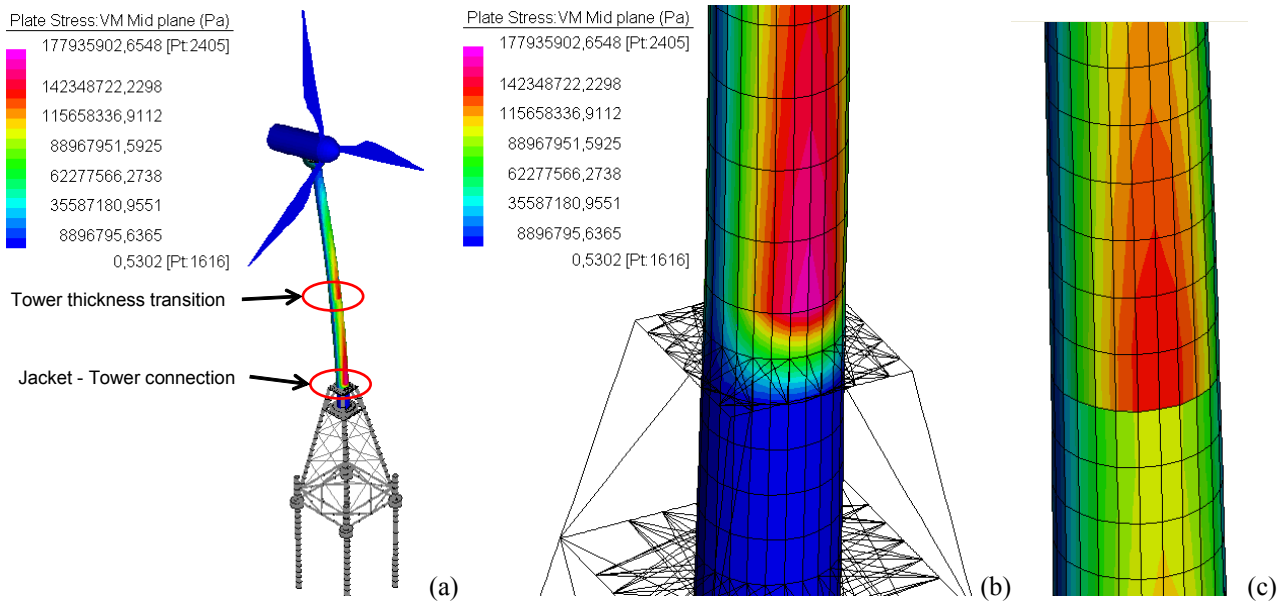


Figura 10. Risultati dell'analisi strutturale per la combinazione di carico 6.1b: stato tensionale alla connessione traliccio-torre (b) ed attorno alla sezione di transizione delle caratteristiche geometriche della torre (c).

6. CONCLUSIONI

Questa memoria ha avuto lo scopo di presentare una possibile metodologia per l'analisi e la progettazione della struttura di supporto per la realizzazione di turbine eoliche offshore in acque di profondità intermedia.

Con lo scopo di renderne competitiva la realizzazione per la produzione di energia elettrica, è stato seguito un approccio sistemico secondo il quale l'analisi del problema parte da una preliminare decomposizione delle parti strutturali, delle prestazioni richieste alla struttura e delle principali azioni cui essa è sottoposta durante la vita di esercizio.

Inizialmente state esaminate tre tipologie di struttura di supporto comunemente impiegate facendo ricorso a modelli di macro-livello. La prima fase di studio ha riguardato l'analisi dinamica per determinare i modi naturali di vibrare di ciascuna di esse onde evitare che le frequenze proprie delle forzanti ambientali (vento e onde) risultino vicine a quelle naturali e causino perciò l'innesco di dannosi fenomeni di risonanza.
La fase successiva ha riguardato l'analisi del comportamento strutturale, per indagare il quale sono state prese in considerazione tre combinazioni di carico conformemente a quanto prescritto dagli Standards internazionali.
Le analisi sono state eseguite per le tre differenti tipologie di struttura di supporto. Il calcolo delle sollecitazioni agenti per ciascuna combinazione di carico è stato condotto facendo uso di ben note relazioni analitiche: in questa fase dello studio sono state prese in esame le azioni indotte dal vento e dal campo d'onda il cui contributo appare cruciale per la valutazione del comportamento strutturale del sistema.
Dopo aver individuato la soluzione progettuale migliore, si è passati ad analizzare la presenza di possibili aspetti critici come ad esempio nelle sezioni in cui si manifestano variazioni concentrate delle caratteristiche meccaniche, geometriche o di carico: ciò ha richiesto l'adozione di un modello di meso-livello caratterizzato da un grado di dettaglio più elevato rispetto al precedente.
In conclusione è possibile affermare che il ricorso iniziale a modelli con livello di risoluzione minore è utile per orientare la scelta progettuale, mentre per valutare con maggiore affidabilità l'influenza di aspetti specifici e per l'ottimizzazione strutturale è inevitabile il ricorso a modelli con grado di dettaglio superiore.

7. BIBLIOGRAFIA

API, American Petroleum Institute (1993). R*ecommended Practice for Planning, Designing and Constructing Fixed Offshore Platforms–Load and Resistance Factor Design*, (suppl. 1997), RP 2A-LRFD.

Biehl F., Lehmann E. (2006). *Collisions of Ships and Offshore Wind Turbines: Calculation and Risk Evaluation,* Proc. Int. Conf. on Offshore Mech. & Arctic Engng (OMAE), Hamburg.

BSH (2007). *Design of Offshore Wind Turbines.*

Bontempi F, Li H, Petrini F, Manenti S, (2008). *Numerical modeling for the analysis and design of offshore wind turbines*. ASEM Int. Conf.

Bontempi F., Li H., Petrini F., Gkoumas, K. (2008). *Basis of Design of Offshore Wind Turbines by System Decomposition*. The 4th International Conference on Advances in Structural Engineering and Mechanics (ASEM'08). 26-28 May 2008, Seoqwipo KAL Hotel, Jeju, Korea.

DNV-OS-J101 (2007). *Design of Offshore Wind Turbine Structures*. Det Norske Veritas

GL-OWT (2005). *Germanischer Lloyd Wind Energie GmbH: Guideline for the Certification of Offshore Wind Turbines.*

Haritos N. (2007). *Introduction to the Analysis and Design of Offshore Structures– An Overview*, EJSE Special Issue: Loading on Structures.

Henderson A.R., Zaaijer M.B. (2004). *Hydrodynamic Loading on Offshore Wind Turbines*, ISOPE Conference, Toulon, France, 23-28 May 2004.

Henderson A. R. (2003). *Design Methods for Offshore Wind Turbines at Exposed Sites-Hydrodynamic Loading on Offshore Wind Turbines*, Hydrodynamic Loading on Offshore Wind Turbines, March 2003.

IEC 61400-3 (2005). *Wind Turbines - Part 3: Design Requirements for Offshore Wind Turbines*, Committee Draft, December 2005.

Morison J.R., O'Brien M.P., Johnson J.W., Schaaf S.A., (1950). *The force exerted by surface waves on piles*, Petrol. Trans. AIME 189.

van der Tempel J., Zaaijer M.B., SubrotoH. (2004). T*he effects of Scour on the design of Offshore Wind Turbines,* Delft University of Technology, The Netherlands.

Westgate Z.J., DeJong J.T. (2005). *Geotechnical considerations for offshore wind turbines*. Report for MTC OTC Project.

Wienke J., *Druckschlagbelastung auf Schlanke Zylindrische Bauwerke durch Brechende Wellen – Slamming an Offshore Windkraftanlagen. Dissertation*, Technische Universität Carolo-Wilhelmina zu Braunschweig.

Bending fatigue in stay-cables: Parametric investigation

Antonino Recupero[a], Giuseppe Ricciardi [a], Fernando Saitta [a]

[a]Dipartimento di Ingegneria Civile, Università di Messina, C.da di Dio, 98166 Villaggio S. Agata, Messina

SOMMARIO

In questo lavoro viene svolta una indagine parametrica sulla fatica per flessione, per stralli di comune applicazione, esposti alla azione del vento. In particolare viene mostrata una forma adimensionale delle equazioni del moto e i parametri che governano il problema vengono valutati in funzione della lunghezza e sezione trasversale dello strallo. L'azione del vento viene modellata attraverso la definizione della densità spettrale di potenza e della funzione di coerenza. La valutazione della fatica si basa sulle indicazioni del Post Tensioning Institute per i diagrammi di Wöhler e sul conteggio dei cicli di carico mediante l'ipotesi di processo a banda stretta, validato attraverso il metodo Rain-Flow. Si mostrano risultati al variare di pochi parametri, che possono dare utili indicazioni progettuali.

ABSTRACT

In this paper a parametric investigation on the bending fatigue in usually employed stay-cables, exposed to wind action, is presented. In particular, a non dimensional form of the non linear equations of motion of the cable is derived, showing that, with some simplification, the governing parameters involved in the problem can be represented as dependent from cable length and cross section diameter. In this manner, it is possible to obtain graphs useful for design. Wind action is modelled by means of the Power Spectral Density (PSD) and coherence function. Bending fatigue at stay anchorage is treated on the basis of a non dimensional formulation, obtaining generally applicable results. Fatigue life is estimated through Palmgreen-Miner accumulation rule, assuming as Wöhler diagram the one proposed by the Post Tensioning Institute (PTI), and by means of narrow-band assumption in cycle counting, after the procedure has been validated using the Rain-Flow cycle-counting (RFC) method.

KEYWORDS: Stay-Cables, Bending Fatigue, Wind.

1. INTRODUCTION

Stay-cables vibration under turbulent wind or in the case of combined rain-wind excitation represents a key problem for researchers, so as for bridge owners in the context of bridge maintenance. In fact, fatigue damage due to cables vibration has been reported by several authors, due to bending at cable anchorage (Dowd *et al.*, 2001), whereas a study related with axial fatigue on cables has been reported in the work by Cluni *et al.* (2007). Usually, stay-cables are modelled by means of the assumption of pure cable behaviour, i.e. the bending stiffness is neglected; hovewer, bending stiffness cannot be neglected at the boundaries. Besides, bending stiffness has to be considered in higher modes (Ricciardi & Saitta, 2008). Recently, some authors showed the importance in modelling stay-cables taking bending stiffness into account. In particular, it has been shown as in cables with dampers, modelling cable anchorage as clamped leads to a lowering in modal damping added by the dampers, which becomes a half of the one obtained for pinned cables (Main & Jones, 2007); usually, cables are modelled as pinned and dampers are designed by means of the well known optimum damping curve (Pacheco, 1993).

Previously works from the authors tackled the fatigue problem in stays, with or without damper, exposed to the along wind component of turbulence (Recupero & Ricciardi, 2004; Recupero *et al.*, 2006); methods have been developed for evaluating fatigue damages for cables with linear or nonlinear structural behaviour.
Research about fatigue life of structures subjected to cyclic varying loads started in the 19th century with Wöhler's studies that led to the widely known S-N curves. For a structure under cyclic load with constant amplitude, the curve gives the number of cycles corresponding to fatigue failure. However, stresses often vary during structural life and damage in the whole structural life can be estimated superposing damage contributions by means of the classical linear Palmgreen-Miner accumulation rule. Damage contributions are related to load cycle number; several methods were developed to evaluate cycle number from loading histories. In the case of stationary narrow band processes one local maximum and a stress cycle corresponds to every up-crossing of the mean level and can be defined as a part of the process between two consecutive up-crossings of the mean level. When the bandwidth increases the definition of load cycle is not so obvious. Among others, the most widely accepted, as the best method in cycle counting of complex load histories, is Rain-Flow Counting (RFC) (Matsuishi, and Endo, 1968). In its initial definition, RFC was a complicated recursive algorithm; the first non-recursive definition was given by Rychlik for smooth functions (Rychlik, 1987). RFC defines a correspondence between the sequence of local maxima and minima in the loading time history, allowing one to take both slowly and rapidly varying load cycles into account. Fatigue analysis on wind excited linear slender vertical structures has been treated by Repetto & Solari (2001), by an approach based on the narrow band approximation.
In this paper, a parametric investigation on bending fatigue, for usually employed stays, subjected to wind action, is presented. Nonlinear equation of motion are written in non dimensional form and the governing parameters are written as dependent of only two quantities: cable length and cross-section diameter. In this way it is possible to represent results by curves of general applicability, useful for design. The wind load is represented as a linear combination of one-variate uncorrelated stochastic processes, in the form proposed for one-dimensional continuous structures by Carassale and Solari (2002), known as Proper Orthogonal Decomposition (POD). In the case of a non-linear structural model, the solution can be looked for in the time domain; the fluctuating part of each generalized component of wind load is modelled as the output of an appropriate linear digital filter, selected on the basis of the particular shape of the eigenvalues of the CPSD function of wind velocity fluctuation.
In this way, moment differential equations of the response process are obtained simply by the Gaussian Stochastic Linearization (GSL). If the PSD model is the one formulated by Davenport generalized loads can be modelled as the velocity of the response of second order linear filters subjected to white noise of suitable intensity (Ricciardi and Sofi, 2003).
A stochastic analysis can be performed, determining the Liapunov-type non-linear differential equations in terms of statistic moments. If the system is subjected to Gaussian white noises, by making the assumption of weak non-linearity, the averages appearing in the stochastic differential problem are evaluated by considering a Gaussian probability density function; the adopted technique is the well-known afore mentioned GSL.
Fatigue damage is then calculated by means of narrow band approximation, even if more than one structural mode is used to compute the dynamic response to wind action; this fact leads to an overestimation of evaluated damage as has been shown by several authors. However, a comparison has been made with the results obtained by MonteCarlo (MC) simulation and the RFC method on the simulated stress time history. The analysis shows that also in this case narrow band approximation leads to a more conservative analysis on the safe side.

2. CABLE MODEL

2.1 General model

Stay cables are constituted by the assemblage of wires or strands, generally parallel, encased inside cement grout or flexible epoxy grout in High Density Polyethylene (HDPE) stay pipe. For the global model of bridge structure, bending stiffness of stay cables can be neglected, but, in the study of local effects, this hypothesis becomes inconsistent and in general, restrictive. Then, in the

generation of the non-linear stay model, it is necessary to take the bending stiffness of the stay cable into account. Recently, a continuos model has been proposed, which takes into account bending stiffness (Ricciardi and Saitta, 2008). This model is adopted in this work, particularised for the case of inclined cable. The cable is considered as a one-dimensional structure, i.e. all the cross section points have the same non-linear strain, and flexural rigidity is added as a beam-like structure, assuming a small rotation of cross-section that maintains its planarity; these assumptions lead to suppose fully stuck wires, i.e. there are no slidings between close wires. This work focuses its attention on parallel-wire cables or parallel-strand cables, such as those used in major recent constructions: for instance, the longest cables of the Normandy Bridge are composed of 53 parallel strands (Flamand, 1995).

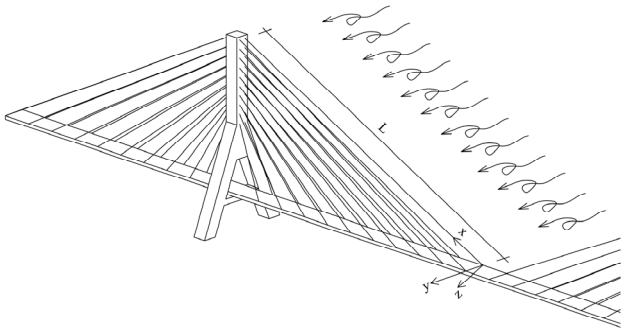


Figure 1. Cable scheme.

Let us assume that v, w are the dynamic cable out-of-plane and in-plane displacement components starting from static deformed shape. For the cable static profile, the following expression, which is valid for sag to span ratio less than 1/8, is adopted (Irvine, 1981):

$$y(x) = \frac{mgL^2 \cos\vartheta}{2H}\left(\frac{x}{L} - \frac{x^2}{L^2}\right) \tag{1}$$

in which g is the gravity acceleration, m is the cable mass per unitary length, L is the undeformed cable length, H is the horizontal component of initial cable tension, ϑ is the cable angle with respect to horizontal plane. The equations governing motion along y and z axes, are (Ricciardi & Saitta, 2008):

$$\frac{\partial}{\partial x}\left\{H\frac{\partial v}{\partial x} + EA\left(\frac{dy}{dx} + \frac{\partial v}{\partial x}\right)\varepsilon^{(c)}(t) - EI\frac{\partial^3 v}{\partial x^3}\right\} - \mu_y \dot{v} + f_y(x,t) = m\ddot{v} \tag{2a}$$

$$\frac{\partial}{\partial x}\left\{H\frac{\partial w}{\partial x} + EA\left(\frac{\partial w}{\partial x}\right)\varepsilon^{(c)}(t) - EI\frac{\partial^3 w}{\partial x^3}\right\} - \mu_z \dot{w} + f_z(x,t) = m\ddot{w} \tag{2b}$$

In which the additional strain can be written as follows:

$$\varepsilon^{(c)}(t) = \frac{1}{L_e}\int_0^L \left[\frac{\partial v}{\partial x}\frac{dy}{dx} + \frac{1}{2}\left(\frac{\partial v}{\partial x}\right)^2 + \frac{1}{2}\left(\frac{\partial w}{\partial x}\right)^2\right] dx \tag{3}$$

In Eq. 3, it has been assumed (Irvine, 1981):

$$L_e = \int_0^L \left(\frac{ds}{dx}\right)^3 dx \cong L\left[1+\frac{1}{8}\left(\frac{mgL\cos\vartheta}{H}\right)^2\right] \tag{4}$$

which is the cable length in the static deformed configuration; $v(x,t)$ and $w(x,t)$ are the components of displacement along the y and z axes, respectively. Eq. 2a is related to the vibrations in the vertical plane and Eq. 2b to the out of plane. In the previous equations, the dot denotes derivative with respect to time t; μ_y and μ_z are the damping coefficients of the cable; $f_y(x,t)$ and $f_z(x,t)$ denote the components of the aerodynamic loads along the y and z directions.

2.2 Non dimensional form

All the previously reported expressions can be usefully written into a non dimensional form. The following position can be done:

$$\hat{x} = x/L; \quad \hat{v} = v/d; \quad \hat{w} = w/d; \quad \hat{t} = \Omega_0 t; \quad \hat{y} = y/d \tag{5a-e}$$

The equations of motion become:

$$\frac{\partial^4 \hat{v}}{\partial \hat{x}^4} - \xi^2 \frac{\partial^2 \hat{v}}{\partial \hat{x}^2} - \beta\left(\frac{d^2\hat{y}}{d\hat{x}^2} + \frac{\partial^2 \hat{v}}{\partial \hat{x}^2}\right)\hat{\varepsilon}^{(c)}(\hat{t}) + \hat{\mu}_y \dot{\hat{v}} + \hat{m}\ddot{\hat{v}} = \hat{f}_y(\hat{x},\hat{t}) \tag{6a}$$

$$\frac{\partial^4 \hat{w}}{\partial \hat{x}^4} - \xi^2 \frac{\partial^2 \hat{w}}{\partial \hat{x}^2} - \beta\frac{\partial^2 \hat{w}}{\partial \hat{x}^2}\hat{\varepsilon}^{(c)}(\hat{t}) + \hat{\mu}_z \dot{\hat{w}} + \hat{m}\ddot{\hat{w}} = \hat{f}_z(\hat{x},\hat{t}) \tag{6b}$$

in which the following quantities have been defined:

$$\xi = L\sqrt{H/EI}; \quad \beta = AL^2/I; \quad \hat{\mu}_y = \mu_y \Omega_0 L^4/EI; \quad \hat{m} = m\Omega_0^2 L^4/EI; \quad d = mgL^2\cos\vartheta/2H \tag{7a-e}$$

$$\hat{\varepsilon}^{(c)}(\hat{t}) = \frac{d^2}{L_e L}\int_0^1 \left[\frac{\partial \hat{v}}{\partial \hat{x}}\frac{d\hat{y}}{d\hat{x}} + \frac{1}{2}\left(\frac{\partial \hat{v}}{\partial \hat{x}}\right)^2 + \frac{1}{2}\left(\frac{\partial \hat{w}}{\partial \hat{x}}\right)^2\right] d\hat{x} \tag{8}$$

$$\hat{y}(\hat{x}) = 4d\left(\hat{x} - \hat{x}^2\right) \tag{9}$$

The quantity Ω_0 is a suitable frequency, which will be defined in the follows. The numerical solution of the equations of motion has been derived by applying the Galerkin procedure, using the following decomposition for displacements:

$$\hat{v} = \sum_{i=1}^{n_v} \varphi_i(\hat{x}) q_i(\hat{t}); \qquad \hat{w} = \sum_{i=1}^{n_w} \psi_i(\hat{x}) r_i(\hat{t}) \tag{10}$$

3. WIND MODEL

3.1 General model

The instantaneous wind velocity $W(x,t)$ can be expressed as the sum of a macro-meteorological component $\overline{W}(x)$, the mean value upon an opportune time range and a micro-meteorological component $\tilde{W}(x,t)$, defined as the wind turbulence:

$$W(x,t) = \overline{W}(x) + \tilde{W}(x,t) \tag{11}$$

The turbulent component $\tilde{W}(x,t)$ along height above ground is a zero mean Gaussian stationary random process described in the frequency domain by the Cross Power Spectral Density (CPSD) function. Characterization of CPSD function between different points in space is performed by the definition of the coherence function. If $\overline{W}(h)$ is the mean value of wind velocity at medium level *h*, for the coherence function the following expression is assumed:

$$Coh_{\tilde{W}}(x_j, x_k, \omega) = \exp\left(-\frac{|\omega| \cdot C_x \cdot |x_k - x_j|}{2\pi \overline{W}(h)} \right) \tag{12}$$

where C_x is the exponential decay coefficient, ω is the circular frequency, x_j and x_k coordinates along *x* of points *j* and *k*. Then, the CPSD function is given by:

$$S_{\tilde{W}_j \tilde{W}_k}(x_j, x_k, \omega) = S_{\tilde{W}\tilde{W}}(\omega) Coh_{\tilde{W}}(x_j, x_k, \omega) \tag{13}$$

in which $S_{\tilde{W}\tilde{W}}(\omega)$ is the PSD of turbulent component of wind velocity. A simplification has been made by using a unique height *h*; in this case it has been settled as the mean height. POD can be used as a tool in order to reduce computational effort (Simiu and Scanlan, 1996). If $\tilde{W}(x,t)$ is a zero mean Gaussian stationary process that models the longitudinal component of wind turbulence in the domain [0,L], it can be substituted by the following summation of fully coherent independent stochastic fields $\tilde{V}_r(x,t)$:

$$\tilde{W}(x,t) = \sum_{r=1}^{\infty} \tilde{V}_r(x,t) = \sum_{r=1}^{\infty} \int_{-\infty}^{+\infty} \sqrt{\lambda_r(\omega)} \phi_r(x,\omega) e^{i\omega t} dB_r(\omega) \tag{14}$$

where *i* is the imaginary unit and $B_r(\omega)$ are Gaussian random complex processes with orthogonal frequency increments, i.e. $E[dB_r(\omega)] = 0$ and $E[dB_r(\omega_m) dB_s^*(\omega_n)] = \delta_{rs}\delta_{mn} d\omega_m$, where δ_{rs} is the Kronecker symbol, * denotes the conjugate, $E[\cdot]$ is the stochastic mean operator and $dB_r(\omega) = dB_r^*(-\omega)$. The definition of $\tilde{V}_r(x,t)$ is consistent with the spectral decomposition of the CPSD function in the following manner:

$$S_{\tilde{W}_j \tilde{W}_k}(x_j, x_k, \omega) = \sum_{p=1}^{\infty} \lambda_p(\omega) \phi_p(x_j, \omega) \phi_p(x_k, \omega) \tag{15}$$

where $\lambda_p(\omega)$ and $\phi_p(x,\omega)$ are the frequency-dependent eigenvalues and eigenfunctions of CPSD function of wind velocity fluctuation, respectively, solution of the following integral equation:

$$\int_0^L S_{\tilde{W}_j \tilde{W}_k}(x_j, x_k, \omega) \phi_p(x_j, \omega) dx_j = \lambda_p(\omega) \phi_p(x_k, \omega) \tag{16}$$

As the CPSD function is symmetric and definite positive, therefore the eigenvalues are real and positive on the whole field of frequency. The eigenfunctions and the eigenvalues used in the present work are those proposed in (Carassale, and Solari, 2002).

3.2 Non dimensional form

The quantity Ω_0, defined in Eq. 5d, can be expressed as follows:

$$\Omega_0 = 2\pi \overline{W} / LC_x \tag{17}$$

By means of Eqs. 12-13, the following expressions for the wind coherence function and PSD are derived:

$$Coh^*_{\tilde{W}}(\hat{x}_j,\hat{x}_k,\alpha)=\exp\left(-\alpha\left|\hat{x}_k-\hat{x}_j\right|\right) \tag{18}$$

$$S^*_{\tilde{W}_j\tilde{W}_k}(\hat{x}_j,\hat{x}_k,\alpha)=\Omega_0 S^*_{\tilde{W}\tilde{W}}(\alpha)\,\mathrm{Coh}^*_{\tilde{W}}(\hat{x}_j,\hat{x}_k,\alpha) \tag{19}$$

in which the position $\hat{t}=\Omega_0 t$ determines $\alpha=\omega/\Omega_0$.

3.3 Determination of wind forces acting upon stay cables

If a quasi-static approach is adopted, by making the hypothesis of turbulence in *z* direction only, the wind turbulence load in *z* direction can be written as follows:

$$f_z(x,t)=\frac{1}{2}\rho c_D b\left[\overline{W}+\tilde{W}(x,t)-\dot{w}(x,t)\right]^2 \tag{20}$$

where ρ is air density, c_D is the drag coefficient and *b* denotes the diameter of cable cross-section. Neglecting non-linear aerodynamic and aeroelastic terms $\dot{w}^2(x,t)$, $\tilde{W}^2(x,t)$ and $\dot{w}(x,t)\cdot\tilde{W}(x,t)$, Eq. 20 can be divided in two parts: an aerodynamic contribution to the whole damping, with coefficient $\mu_z^a=\rho c_D b\overline{W}$, and a distributed force, which is, in non dimensional form:

$$\hat{f}_z(\hat{x},\hat{t})=\frac{L^4}{2EId}\rho c_D b\left[\overline{W}^2+2\overline{W}\hat{W}(\hat{x},\hat{t})\right] \tag{21}$$

where $\hat{W}(\hat{x},\hat{t})=\tilde{W}(\hat{x}L,\hat{t}/\Omega_0)$. In the *y* direction aerodynamic damping is $\mu_y^a=0.5\rho c_D b\overline{W}$ (Pasca et al., 1998). The expression of the generalized forces, obtained by the substitution of the modal expansion into the motion equation, and by using the previous equation, can be expressed as follows:

$$F_{z,k}(\hat{t})=\int_{-1/2}^{1/2}\hat{f}_z(\hat{x},\hat{t})\psi_k(\hat{x})d\hat{x}=\overline{F}_{z,k}+\tilde{F}_{z,k}(\hat{t}) \tag{22}$$

After having set $D_{kr}(\alpha)=\int_{-1/2}^{1/2}\hat{\psi}_k(\hat{x})\hat{\phi}_r(\hat{x},\alpha)d\hat{x}$, in which $\hat{\phi}_r(\hat{x},\alpha)=\phi_r(\hat{x}L,\alpha)$; the second term on the right-hand side of the Eq. 22 writes:

$$\tilde{F}_{z,k}(\hat{t})=A_k\left[\sum_{r=1}^{M}\int_{-\infty}^{+\infty}\sqrt{\lambda_r(\alpha)}D_{kr}(\alpha)e^{i\alpha\hat{t}}dB_r(\alpha)\right] \tag{23}$$

with the position $A_k=L^4\rho c_D b\overline{W}\sqrt{\Omega_0}/EId$. The associated PSD becomes:

$$S_{\tilde{F}_{z,k}}(\alpha)=A_k^2 D_{kk}^2(\alpha_c)\lambda_k(\alpha) \tag{24}$$

3.4 Modelling aerodynamic loads as filtered white noises

It has been previously shown that the PSD of the generalized force are proportional to the *k*-th eigenvalue of the PSD of turbulent component of wind velocity. In the case in which the PSD model is the one proposed by Davenport, all the eigenvalues assume zero value at $\alpha=0$ and therefore the generalized force can be conveniently modelled as the output velocity of the response of a second order linear filter excited by a white noise $\boldsymbol{W}_k(\hat{t})$ of suitable intensity. The expression of the linear differential equation for a second order filter is:

$$\ddot{Y}_k(\hat{t}) + 2\zeta_{Fk}\alpha_{Fk}\dot{Y}_k(\hat{t}) + \alpha_{Fk}^2 Y_k(\hat{t}) = \boldsymbol{W}_k(\hat{t}) \tag{25}$$

where the parameters α_{F_k} and ζ_{F_k}, and the PSD of the white noise S_k can be determined by the equivalence between the PSD of the *k*-th generalized force $S_{\tilde{F}_{zk}}(\alpha)$ and the PSD of output velocity of filter response $S_{\dot{Y}_k}(\alpha)$, that is given by:

$$S_{\dot{Y}_k}(\alpha) = \frac{\alpha^2 S_k}{(\alpha_{Fk}^2 - \alpha^2)^2 + 4\zeta_{Fk}^2\alpha_{Fk}^2\alpha^2} \tag{26}$$

The parameter of the filter and the white noise power spectrum can be determined by imposing the equivalence of the PSD at peak frequency value and for another opportune frequency.

4. FATIGUE DAMAGE EVALUATION

4.1 Fatigue damage model

Stress contributions, not produced by wind action, have been neglected; therefore the stress value is composed of three contributions: i) the permanent part due to the initial prestressing of the stay; ii) the contribution caused by the mean wind velocity, constant upon an interval of time ΔT; iii) the part due to wind turbulence. Given $\overline{S}_i$ the mean stress, for a selected point of cross section, due to wind reference velocity $v_{ref,i} = i \cdot \delta v$ (δv is a chosen interval of wind velocity, for example 1 m/sec), we can write stress fluctuations as s_i; if this is a stationary Gaussian process it is possible to represent the mean number of S_j threshold up-crossing with positive slope as:

$$N_{s_i}^+(S_j) = \nu_{s_i}^+ \exp\left(-\frac{S_j^2}{2\sigma_{s_i}^2}\right) \tag{27}$$

where σ_{s_i} is the standard deviation of process s_i, and $\nu_{s_i}^+$ is the expected frequency, i.e. the mean number of crossing with positive slope of time axis, in the time unit:

$$\nu_{s_i}^+ = \frac{1}{2\pi}\frac{\sigma_{\dot{s}_i}}{\sigma_{s_i}} \tag{28}$$

Dealing with cables, which are notoriously flexible and slightly damped structures, the response processes are considered as narrow-band; the evaluation of number of stress cycles is, consequently, coupled with the peak distribution; thus, a cycle of amplitude $\Delta s \geq 2S$ corresponds to every up-crossing of an *S* threshold. In general, it is demonstrated (Repetto and Solari, 2001) that narrow-band treatments lead to more conservative evaluations than those based on broad-band general methods. Considering several thresholds $S_j = j \cdot \delta s$ *(j=1, 2, ..)*, with δs an opportune stress interval, the cycles defined above can be associated with a stress amplitude $\Delta s_j = S_{j-1} + S_j = (2j-1)\delta s$ around the mean level $\overline{S}_i$. In this manner, it is possible, therefore, to compute the mean number of stress cycles $n_{ij} = n(\overline{W}_i, \Delta s_j)$, for a default structural life T_L (75 years for bridge cables):

$$n_{ij} = T_L P_i \nu_{s_i}^+ \left\{ \exp\left(-\frac{((j-1)\delta s)^2}{2\sigma_{s_i}^2}\right) - \exp\left(-\frac{(j\delta s)^2}{2\sigma_{s_i}^2}\right) \right\} \quad (i, j = 1, 2, ..) \tag{29}$$

P_i is the probability that wind velocity assumes value $v_{ref,i}$, related to the distribution function of v_{ref} (Recupero and Ricciardi, 2002; Repetto, and Solari, 2001):

$$F_{v_{ref}}(v_{ref}) = F_0 + (1 - F_0)\left\{1 - e^{-\left(\frac{v_{ref}}{c}\right)^k}\right\} \tag{30}$$

where F_0, k and c are constant parameters. The presence of a mean stress, that is different from zero, can be taken into account by substituting the amplitude Δs_j with an equivalent stress amplitude $\Delta s_{j,equiv}$ that can be obtained by a simple linearization (Recupero and Ricciardi, 2002). The equivalent stress amplitude provides the maximum number of tolerable cycles N_{ij} according to the opportune diagram of Wöhler. Using the Palmgren-Miner linear accumulation law, total damage D in structural life T_L is the sum of the contributions to damage of mean number of cycles; it is given by:

$$D(T_L) = \sum_i \sum_j \frac{n_{ij}}{N_{ij}} \tag{31}$$

As illustrated in literature (Recupero and Ricciardi, 2002; Repetto, and Solari, 2001), in fact, total damage can be calculated by taking into account the occurrence of probability of the fluctuating stress processes linked with different values of mean wind velocity. Therefore, for an appropriate evaluation of the damage, we need to have information on the statistic of the stress process. It is worth noting that the assumption of Gaussian response can be considered true in the case of linear systems; however, as will be shown in the next few pages, for weakly non-linear systems it is possible to apply solution methods which imply the expression of statistical moments of an order which is higher than second as functions of moments of first and second order, that coincide with the hypothesis of Gaussian response.

4.2 GSL approach

Differential equations of cable and filters can be written in matrix form by introducing first derivatives of modal coordinates and filters as further variables, i.e. $\dot{q}_j(\hat{t}) = p_j(\hat{t})$, $\dot{r}_h(\hat{t}) = s_h(\hat{t})$, $\dot{Y}_k(\hat{t}) = Z_k(\hat{t})$:

$$\dot{\boldsymbol{X}}(\hat{t}) = \boldsymbol{A}\boldsymbol{X}(\hat{t}) + \boldsymbol{f}[\boldsymbol{X}(\hat{t})] + \boldsymbol{C} + \boldsymbol{V}\boldsymbol{W}(\hat{t}) \tag{32}$$

where $\boldsymbol{X} = [q_1,..,q_{n_v}, p_1,..,p_{n_v}, r_1,..,r_{n_w}, s_1,..,s_{n_w}, Y_1,..,Y_{n_w}, Z_1,..,Z_{n_w}]^T$, $\boldsymbol{A}$ is a vector collecting coefficients of linear terms, $\boldsymbol{f}[\boldsymbol{X}(\hat{t})]$ is a vector collecting non-linear terms, $\boldsymbol{C}$ is a vector collecting the constant part of excitation. n_v, n_w are the considered number of in-plane and out-of-plane modes, respectively; thus, the total number of equations is equal to $n = 2n_v + 4n_w$. Following the classical approach of Stochastic Linearization (SL), Eq. 32 is replaced by:

$$\dot{\boldsymbol{X}}(\hat{t}) = \boldsymbol{A}_{eq}\boldsymbol{X}(\hat{t}) + \boldsymbol{C} + \boldsymbol{V}\boldsymbol{W}(\hat{t}) \tag{33}$$

where the matrix $\boldsymbol{A}_{eq}$ must be chosen in such a way that difference between the systems given in Eqs. 32 and 33 is minimum in some statistical sense. In this way it follows:

$$\boldsymbol{A}_{eq} = \boldsymbol{A} + E[\boldsymbol{f}(\boldsymbol{X})\boldsymbol{X}^T]\left\{E[\boldsymbol{X}\boldsymbol{X}^T]\right\}^{-1} \tag{34}$$

In the classical GSL, adopted here, the averages appearing in Eq. 34 are evaluated by considering a Gaussian probability density function. Eq. 34 can be rewritten as:

$$\boldsymbol{A}_{eq} = \boldsymbol{A} + \boldsymbol{F} \cdot \boldsymbol{\Sigma}_X^{-1} \tag{35}$$

where $\boldsymbol{F} = E[\boldsymbol{f}(\boldsymbol{X})\boldsymbol{X}^T]$ and $\boldsymbol{\Sigma}_X = E[\boldsymbol{X}\boldsymbol{X}^T]$. The statistical moments up to the second order of the response can be evaluated as solution of the following non-linear Liapunov-type differential equation:

$$\dot{\boldsymbol{\Sigma}}_X(\hat{t}) = \boldsymbol{A}_{eq}\boldsymbol{\Sigma}_X(\hat{t}) + \boldsymbol{\Sigma}_X(\hat{t})\boldsymbol{A}_{eq} + \boldsymbol{C}\cdot E[\boldsymbol{X}^T] + E[\boldsymbol{X}]\cdot\boldsymbol{C}^T + \boldsymbol{V}\boldsymbol{Q}\boldsymbol{V}^T \tag{36}$$

in which $\boldsymbol{Q}$ is a matrix collecting the strengths of the white noise processes. In the stationary case, the covariance matrix is the solution of the following system of non-linear algebraic equations:

$$\boldsymbol{A}_{eq}\boldsymbol{\Sigma}_X(\hat{t}) + \boldsymbol{\Sigma}_X(\hat{t})\boldsymbol{A}_{eq} + \boldsymbol{C}\cdot E[\boldsymbol{X}^T] + E[\boldsymbol{X}]\cdot\boldsymbol{C}^T + \boldsymbol{V}\boldsymbol{Q}\boldsymbol{V}^T = \boldsymbol{0} \tag{37}$$

The above written equation is non-linear, because matrix $\boldsymbol{A}_{eq}$ depends on the covariance matrix, as has been shown in Eq. 35.

5. VALIDATION

The model has been validated through a first example on a stay cable with the following geometric and mechanical characteristics: m=74.75 Kg/m, g=9.8 m/sec^2, L=500 m, H=4.00 MN, E=200 GPa, A=6.66839 10^{-3} m^2, I=5.27877 10^{-6} m^4; the breaking stress is: $f_{sy} = 1770\,MPa$. The wind turbulence has been defined by Davenport PSD, with the following parameters: shear velocity $u_* = 0.08 v_{ref}$, Von Karman coefficient $\kappa = 0.4$, roughness length $z_0 = 0.01$, decay coefficient C_x=10, air density $\rho = 1.225$ Kg/mc. For the reference velocity v_{ref}, 30 values, at intervals of 1 m/sec, between 0.5 and 29.5 m/sec have been considered. For characterization of the mean velocity part of wind action, which is treated as a random variable, the following parameters of distribution function for v_{ref}, given in Eq. 30 have been selected: $F_0 = 0.1943$, $c = 4.629$, $k = 1.549$ .The stay-cable middle point altitude is m 70. The cable drag coefficient is $c_D = 1.2$. The structural damping of the stay cable is defined through a damping ratio equal to 0.004.

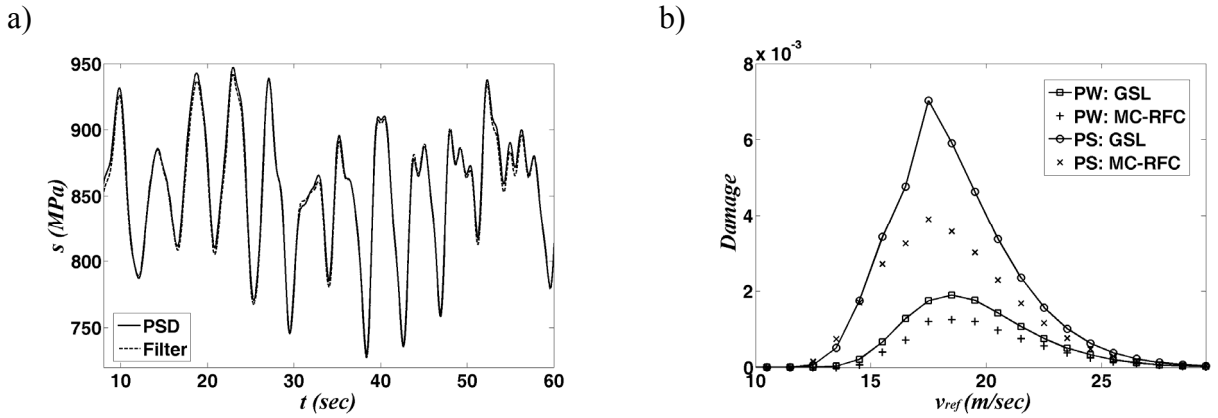


Fig. 2. Validation of numerical procedure. a) Stress in a wire at anchorage: exact and by filtering; b) Fatigue damage by GSL and narrow band assumption and by MC with RF cycle counting.

Simulation has been developed by taking into consideration the first three in-plane modes and the first three out-of-plane, and accordingly, the first three modes of the wind. To obtain the filter, the coincidence between approximate PSD and target PSD for a frequency equal to that of function peak has been imposed, and for resonance frequency chosen in correspondence to *k-th* mode out-of-plane of the linearized equation. Although it is possible to realize a better approximation, the imposition of equality of PSD via filter and an exact one at resonance frequency, guarantees a good performance of the filter, without increasing computational effort due to an increase of system degrees of freedom. The simulation has been performed by means of Shinozuka technique, superposing harmonic components with increasing frequency and random phases; to compare the

two simulations obtained with filtered white noise or with correct PSD the same phase angles for correspondent samples has been used. Figs. 2a shows a very good fit in stress time history in a wire. Fatigue damage was calculated by means of Wohler S-N curves recommended by the committee on cable-stayed bridges at the Post Tensioning Institute (PTI) in the USA. To validate the pursued method based on narrow-band assumption, fatigue damage has been independently evaluated by means of MC simulation with RFC method. Results in terms of damage contributions, and varying reference wind velocity, are reported in Fig. 2b. The figure shows non-linear GSL solution, for Parallel Wire (PW) cable and Parallel Strand (PS) cable. Results from MC simulation with RFC are reported also by crosses. As stated previosly the narrow-band approach leads to an overestimation of fatigue damage with respect to that calculated by MC-RFC.

6. PARAMETRIC INVESTIGATION

In order to show a useful comparison of fatigue damage for usually employed stay-cables, some consideration can be done. The Young modulus of cable steel is assumed in this work to be fixed with constant value E=200 GPa. A set in the range $0.15 \div 0.25$ m has been chosen for the value of external cable diameter b; these values are typical for actual cables. Further, two values for cable length L have been adopted: 500 and 600 m.

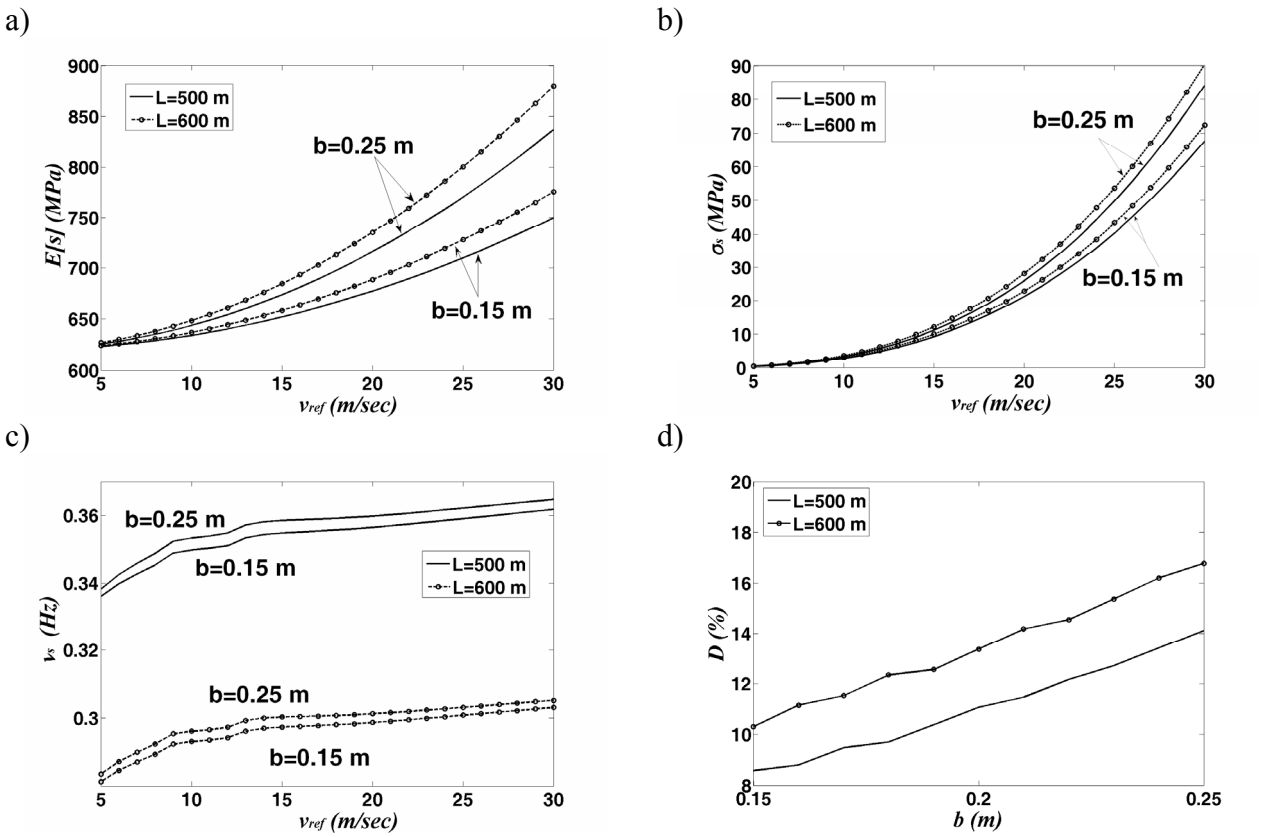


Fig. 3. PW cable with $\Lambda = 0.67$. Stress in a wire at anchorage: a) Mean value; b) Standard deviation; c) Expected frequency. d) Damage in 75 years versus cable diameter b for two values of length.

The first one is about equal to the longest stay-cable used in the most recent realizations; as an example the Normandy Bridge has cables length in the range $95 \div 460$ m; the second has been shown in the perspective of increasing cable stayed bridges span length. Denoting with A the cable cross-section steel area and A_t the total cross-section area, the coefficient $\Lambda = A / A_t$ can be defined; thus, the steel area depends only from b: $A = \Lambda \pi b^2 / 4$. Besides, the inertia momentum is written as follows: $I = \Lambda \pi b^4 / 64$; the quantity Λ, assumes values depending from the cable type: Three values have been adopted, typically for Parallel Wire (PW) cables ($\Lambda = 0.67, 0.46$), or Parallel Strand (PS) cables ($\Lambda = 0.33$).

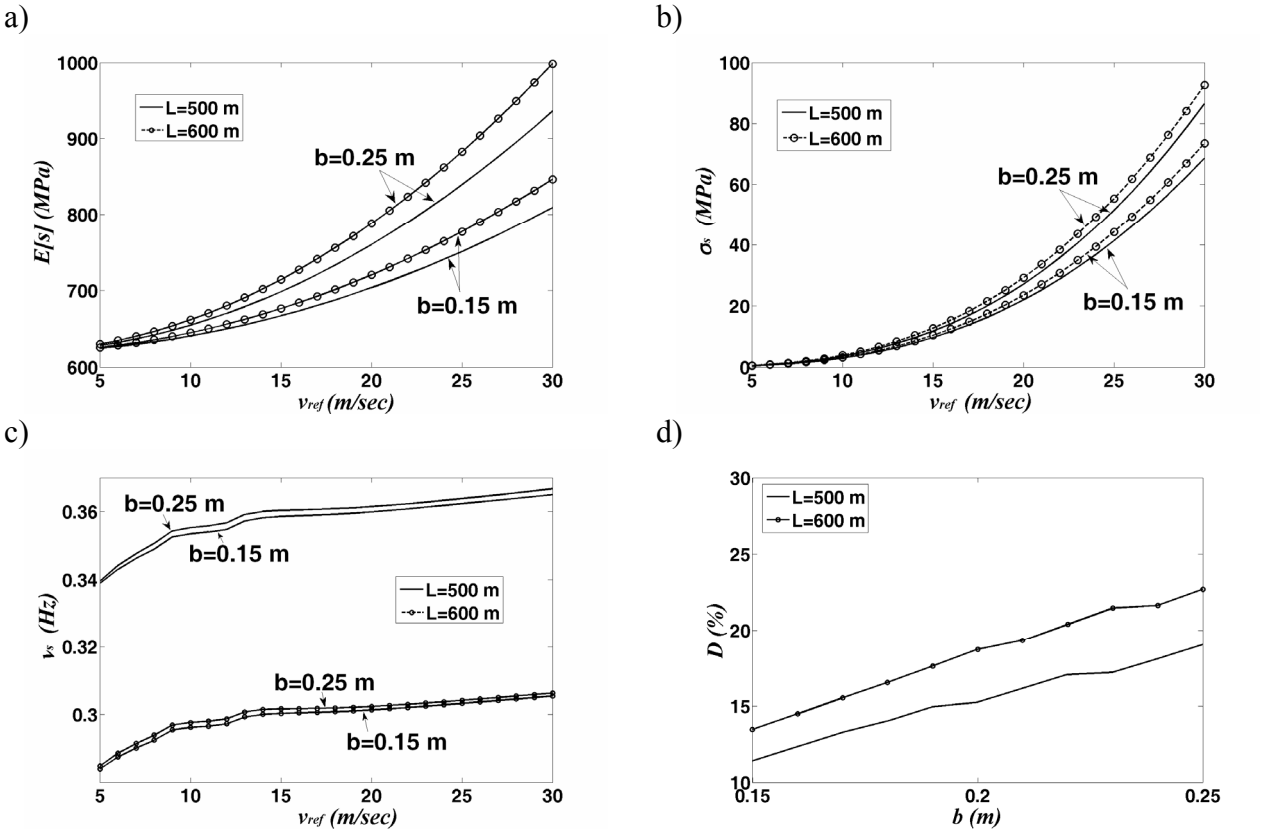


Fig. 4. PW cable with $\Lambda = 0.46$. Stress in a wire at anchorage: a) Mean value; b) Standard deviation; c) Expected frequency. d) Damage in 75 years versus cable diameter *b* for two values of length.

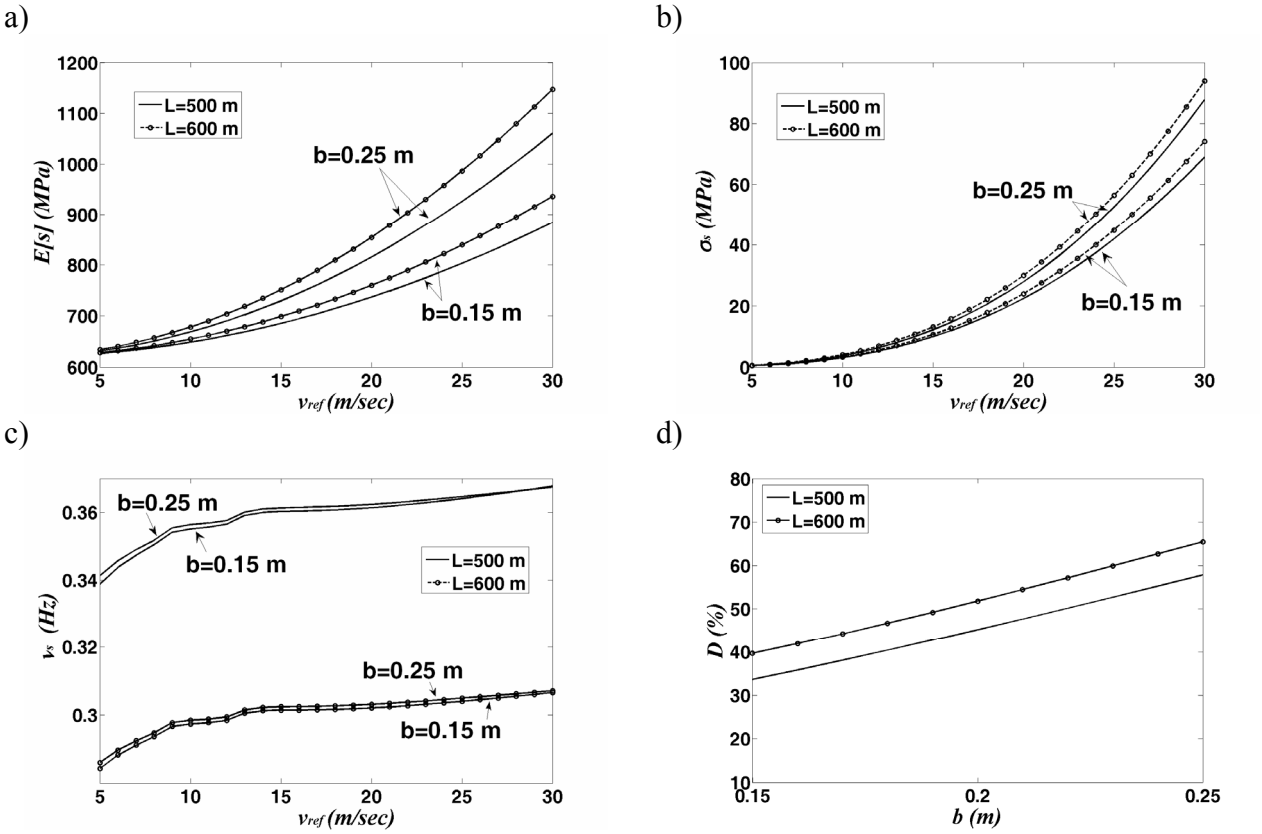


Fig. 5. PS cable with $\Lambda = 0.33$. Stress in a wire at anchorage: a) Mean value; b) Standard deviation; c) Expected frequency. d) Damage in 75 years versus cable diameter *b* for two values of length.

Cable tension *H* can be assumed as dependent on the cable cross section. In fact, according to the PTI recommendations (2001), design stress of stay cables is equal to 0.45 f_y, where f_y denotes the breaking stress; in service an averaged cable tension $H = 0.35 f_y A$ is adopted. Figs. 3-5 shows for

the three type of cables, mean value, standard deviation, expected frequency and fatigue damage. The fatigue plots allow us to evaluate the damage immediately, for a chosen diameter and cable length.

7. CONCLUSIONS

Wind-excited vibrations of stay cables produce fluctuating stresses in cable wires, which lead to damage accumulation. The objective of this work has been the parametric investigation of bending fatigue due to along wind action. It has been supposed that the wind direction was transversal in comparison with the main span of the bridge. For this purpose, a mathematical model of the cable capable of representing the local effects due to bending stresses near anchorages has been used. The simulations performed on a set of stay cables allow us to formulate the following considerations. Long stay-cables with large diameter could be very exposed to fatigue damages; besides, it is worth noting that only wind action has been considered, and fatigue due to traffic loads has to be added. The work proposes results dependent by few parameters, which could be utilized for an estimate of bending fatigue in usually employed cables.

8. REFERENCES

Dowd J., Poser M., Frank K.H., Wood S.L., and Williamson E.B. (2001). Bending fatigue of cable stays, *Journal of Bridge Engineering*, Vol. 6, pp. 639-644.

Cluni F., Gusella V., Ubertini F. (2007). A parametric investigation of wind-induced cable fatigue, *Engineering Structures*, Vol. 29, pp. 3094-3105.

Ricciardi G., Saitta F. (2008), A continuous vibration analysis model for cables with sag and bending stiffness. *Engineering Structures*,Vol. 30, pp. 1459-1472.

Main, J.A., and Jones, N.P. (2007). Vibration of Tensioned Beams with Intermediate Damper. II: Damper near a Support, *Journal of Engineering Mechanics*, Vol. 133, pp. 379-388.

Pacheco, B. M., Fujino, Y., Sulekh, A. (1993). Estimation curve for modal camping in stay cables with viscous damper. *Journal of Structural Engineering*, Vol. 119, pp. 1961-1979.

Recupero A., Ricciardi G. (2004). Comportamento non lineare degli stralli da ponte nello studio dei fenomeni di fatica, *Atti della Conferenza nazionale di Ingegneria del Vento IN-VENTO'04, Reggio Calabria, Giugno 2004*.

Recupero A., Ricciardi G., Saitta F. (2006). Stralli soggetti all'azione eolica: efficacia dei dispositivi di protezione, *Atti della Conferenza nazionale di Ingegneria del Vento IN-VENTO'06, Pescara, Giugno 2006.*

Matsuishi, M., and Endo, T., (1968). Fatigue of metals subject to varying stress, *Proc. Kyushu Branch of Japan Society of Mechanical Engineers*, Fukuoka 37-40.

Rychlik, I., (1987). A new definition of the rainflow cycle counting method, *Int. J. Fatigue,* Vol. 9, pp. 119-121.

Repetto, M.P., and Solari, G., (2001). Dynamic alongwind fatigue of slender vertical structures, *Engineering Structures*, Vol. 22, pp. 1622-1633.

Carassale, L., and Solari, G., (2002). Wind modes for structural dynamics: a continuous approach, *Probabilistic Engineering Mechanics*, Vol. 17, pp. 157-166.

Ricciardi, G., and Sofi, A., (2003). Moment equation method for the non-linear stochastic dynamic analysis of a wind-excited suspended cable, *Fifth International Symposium on Cable Dynamics,* Santa Margherita (Italy) 15-18 September.

Flamand, O., (1995). Rain-wind induced vibration of cables. *J. Wind Eng. & Ind. Aerodyn.*, Vol. 57, pp. 353-362.

Irvine, H.M., (1981). *Cable Structures*, The MIT Press, Cambridge.

Simiu E., Scanlan R. (1996). *Wind effects on Structures*. John Wiley & Sons, New York.

Pasca, M., Vestroni, F., Gattulli, V., (1998). Active longitudinal control of wind induced oscillations of a suspended cable. *Meccanica*, 33, 255-266.

PTI Recommendations For Stay Cable Design, Testing and Installation, 2001.

Caratterizzazione sperimentale del comportamento aerodinamico di un trinato

Marco Belloli[a], Stefano Giappino[a], Lorenzo Rosa[a], Paolo Siboni[a], Giacomo Squicciarini[a], Alberto Zasso[a]

[a]Politecnico di Milano, Dipartimento di Meccanica, Milano

ABSTRACT

Il lavoro descrive i risultati sperimentali ricavati allo scopo di valutare le forze aerodinamiche agenti su un trinato equilatero, caratterizzato da un rapporto interasse-diametro S/D pari a 1.92 e di studiare possibili fenomeni di instabilità. Innanzitutto, utilizzando un modello rigido, si valuta l'entità delle forze agenti su una sezione caratteristica della struttura. Il passo successivo consiste invece nella sperimentazione con un modello sezionale sospeso, libero di oscillare secondo i gradi di libertà verticale, torsionale e orizzontale. Si valuta l'energia introdotta o dissipata dal vento in termini di variazione di smorzamento del modello. Le prove sono state eseguite in galleria del vento con flusso a bassa turbolenza (2 %) e numeri di Reynolds (riferiti al singolo diametro) compresi tra 1.41E4 e 9.88E4. Da ultimo viene eseguita una prova su un modello aeroelastico a 1 grado di libertà, lo scopo è quello di osservare problemi di natura aeroelastica associati a fenomeni di interazione tra i cilindri in assenza di vincoli strutturali tra gli stessi.

This paper presents the results of a study carried out to evaluate the aerodynamic forces and to verify the occurrence of aeroelastic instability phenomena on an equilateral triangular array of cylinders, characterized by a spacing ratio S/D (distance between adjacent cylinders vs cylinders diameter) of 1.92.
Using a rigid model set up on an external force balance, the aerodynamic forces were measured, after that free motion tests using a suspended model, free to oscillate along its vertical and rotational degrees of freedom, were carried out. The energy introduced, or dissipated, by the wind has been evaluated in terms of damping variation (structural and aerodynamic) of the mechanical system.
The experiments have been carried out in a wind tunnel having smooth flow conditions in a Reynolds Number Range between 1.41E4 and 9.88E4. Finally a test on a 1 degree of freedom aeroelastic model has been performed in order to evaluate aeroelastic effects due to the interaction between the non connected cylinders.

PAROLE CHIAVE: Modelli sezionali, Coefficienti aerodinamici, Instabilità dinamica, Distacco di vortici, Trinato.

1. INTRODUZIONE

Il presente lavoro prende le mosse dal progetto di un edificio (*Millenium Cultural Center* - Abuja, Nigeria) costituito da tre torri cilindriche di diametro 5.2 m poste ai vertici di un triangolo equilatero di lato 10 m. Le torri sono alte rispettivamente 161.4 m, 146.4 m e 125.4 m e ciò comporta un'estrema snellezza della struttura. Tra le quote 99 m e 110 m è posizionata una struttura asimmetrica che ospita un ristorante. La particolare forma di tale struttura fornisce l'occasione per studiare il comportamento aerodinamico di un trinato equilatero caratterizzato da un rapporto interasse diametro S/D pari a 1.92. Fino ad oggi è stata studiata in modo approfondito l'aerodinamica di uno e di due cilindri sia fissati rigidamente sia liberi di oscillare andando a valutare il campo di pressioni e la possibile insorgenza di vibrazioni su ciascun corpo. Per quanto riguarda invece un fascio di tre cilindri posti ai vertici di un triangolo equilatero la maggior parte degli studi si limita alla valutazione del campo di pressione e al calcolo dei coefficienti aerodinamici di lift e di

drag agenti su ogni singolo cilindro (cfr. [1][2][3][4]). In questa sede, data la finalità del lavoro, occorre considerare il trinato come un corpo unico e, oltre alla misura di tutti e tre i coefficienti aerodinamici, si propone un metodo sperimentale atto a valutare possibili instabilità aerodinamiche su un modello oscillante. Lo studio descritto in questa sede si inserisce in un progetto più vasto che ha portato anche alla realizzazione di un modello aeroelastico completo della struttura, in questa fase si affronteranno le problematiche tipiche di cilindri in scia e quelle relative al wind engeneering con attenzione alla specificità della sezione.

E' ben noto che se un fascio di cilindri viene investito da un flusso perpendicolare al loro asse possono insorgere delle vibrazioni anche di notevole entità [5]. Inoltre la particolare forma della sezione fa nascere forze in direzione parallela e perpendicolare al vento e viene generata un coppia che tende a far ruotare la sezione stessa. In genere sono fenomeni quali il galloping e il distacco di vortici che portano all'insorgere di vibrazioni; nel presente lavoro si riportano i risultati sperimentali raccolti allo scopo di valutare le forze aerodinamiche agenti su un trinato e di studiare le possibili instabilità. Innanzitutto, utilizzando un modello rigido, si valuta l'entità delle forze agenti su una sezione caratteristica della struttura e la possibile insorgenza di instabilità aerodinamiche. Le forze vengono espresse in termini di coefficienti adimensionali (coppia C_M, lift C_L e drag C_D), in funzione dell'angolo di esposizione al vento. Osservando il valore di tali coefficienti e delle loro derivate si possono effettuare alcune previsioni sulla stabilità della struttura in corrispondenza dei diversi angoli di attacco [6]. Le curve dei coefficienti aerodinamici vengono poi confrontate con quelle ottenute da altri autori in sperimentazioni precedenti. Si può osservare un sostanziale accordo tra l'andamento delle diverse curve. Il passo successivo consiste nella sperimentazione con un modello sezionale sospeso, libero di oscillare secondo i gradi di libertà verticale e torsionale. Tale prova deve fornire al progettista una risposta circa il rischio di instabilità dovute alla forma caratteristica di una sezione dell'edificio. Vengono osservati il tipo e l'ampiezza delle oscillazioni a vari angoli di incidenza e velocità del vento: si può così valutare l'energia introdotta, o dissipata, dal vento stesso in termini di variazione di smorzamento totale (somma di quello strutturale e aerodinamico) del modello. Nel caso in cui l'azione del vento introduca energia nel sistema lo smorzamento aerodinamico risulta negativo; in questo caso c'è il rischio che risulti negativo anche lo smorzamento totale, con il conseguente insorgere di un'instabilità dinamica. Analisi successive mostrano la natura del fenomeno che ha generato tale instabilità. Se da una parte infatti la derivata negativa del coefficiente di lift o di coppia può portare a un valore negativo dello smorzamento totale dall'altra si riscontra, soprattutto a basse velocità ridotte, il fenomeno del distacco di vortici. Vengono quindi eseguite prove a diversi valori di smorzamento strutturale per individuare quello in grado di impedire l'espansione delle oscillazioni, noto questo è possibile risalire al valore di smorzamento strutturale che la struttura al vero dovrà avere perché l'instabilità non insorga e perchè le oscillazioni dovute al distacco di vortici siano contenute. Da ultimo viene eseguita una prova su un modello aeroelastico a un grado di libertà, lo scopo è quello di osservare problemi di natura aeroelastica associati a fenomeni di interazione tra i cilindri in assenza di vincoli strutturali tra gli stessi.

I criteri di progettazione e realizzazione del modello in scala 1/54, rappresentato in Fig. 1, sono finalizzati alla realizzazione delle prove sopra descritte. In particolare il modello è stato allestito in modo tale da poter considerare bidimensionale il flusso e trascurabili eventuali effetti di bloccaggio. Le prove sono state eseguite in galleria del vento con flusso a bassa turbolenza e numeri di Reynolds (riferiti al singolo diametro) compresi tra 1.41E4 e 9.88E4. Come spesso accade nelle prove in galleria non pressurizzata il numero di Reynolds della prova è più piccolo rispetto al vero; in questo caso riteniamo la situazione di prova cautelativa, pur essendo consapevoli del fatto che non sono presenti in letteratura studi approfonditi riguardo la dipendenza dal numero di Reynolds dei fenomeni aerodinamici associati a un trinato e che andrebbero sviluppati ulteriori studi in materia.

2. DESCRIZIONE DELLE PROVE

Misura delle forze aerodinamiche
Un modello sezionale rigido servirà alla definizione dei coefficienti aerodinamici in funzione dell'angolo di attacco del vento e alla valutazione dell'energia associata all'azione del vento (vedi Figura 1).

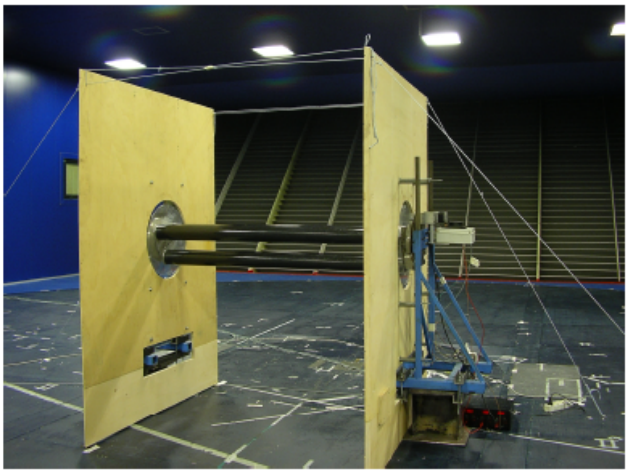


Figura 1 – Modello sezionale su bilancia dinamometrica

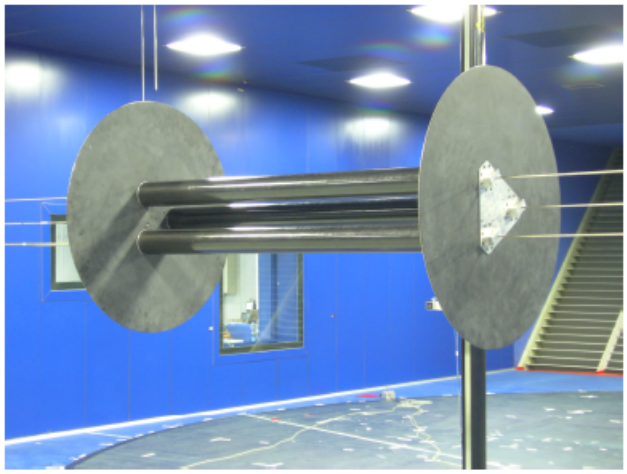


Figura 2 – Modello sezionale sospeso elasticamente

Il modello è realizzato mediante tubi in carbonio posti ai vertici di un triangolo equilatero; alle loro estremità sono incollati tappi di alluminio che serviranno a fissare i tre tubi a una piastra triangolare che ha lo scopo di fissare la posizione relativa dei cilindri. Tenendo conto delle dimensioni della galleria e della bilancia dinamometrica si stabilisce una scala delle lunghezze pari a 1/54. Le dimensioni della sezione del modello possono essere calcolate di conseguenza come mostrato in Tabella 1; per quanto riguarda la lunghezza dei tubi non è necessario rispettare alcun vincolo sulle scale per cui si è ritenuto adeguato un allungamento L/B dell'ordine di 5, ottenendo così una lunghezza pari a 1.5 m. l sistema dinamometrico utilizzato per le prove statiche in galleria del vento è un dispositivo specificatamente progettato per la definizione dei coefficienti di drag, lift e coppia di modelli sezionali al variare dell'angolo di incidenza del flusso (vedi Figura 1). Il modello è collegato tramite opportuni giunti a due dinamometri esterni che ne controllano la posizione angolare e garantiscono una corretta trasmissione delle forze aerodinamiche [7]. I dinamometri consentono di misurare le forze in direzione orizzontale e verticale Fx e Fz e la coppia C per ognuno dei due lati del modello per un totale di sei misure. Sono invece insensibili alle altre componenti, peraltro piccole a causa della bidimensionalità del flusso.

Tabella 1 – Dimensioni del modello

	Valore	Descrizione
D	0.096 m	Diametro dei cilindri
B	0.2815 m	Lunghezza di riferimento
S = B - D	0.1855 m	Distanza tra i cilindri
L	1.5 m	Lunghezza del modello
Dep,1	0.045 m	Diametro degli *end plate* prova 1
Dep,2	0.9 m	Diametro degli *end plate* prova 2
m_u	7 Kg/m	Massa lineare
$m^*=\rho_m/\rho_a$	257 [-]	Mass ratio
$V^*=U/(fB)$		Velocità ridotta

Modello sospeso

Per effettuare questa seconda prova si utilizza lo stesso modello allestito in maniera leggermente diversa (vedi Figura 2). Si aggiungono alle estremità due end-plates di carbonio del diametro di 90 mm forati in modo da poter attraversare i tre tubi con cavi tesati di acciaio. I cavi attraversano il modello in modo da non creare tensioni sullo stesso e vengono tirati su un supporto a muro che consente una rotazione di 360°. Viene così creata una molla equivalente per i tre gradi di libertà parallelo, perpendicolare al vento e torsionale. Il modello viene strumentato con accelerometri in modo da poter leggere la traslazione verticale, la rotazione e l'angolo di inclinazione. In fase di allestimento si è cercato di ridurre al minimo gli attriti in modo che lo smorzamento strutturale finale fosse il più basso possibile, in questa situazione è infatti più facile individuare eventuali forme di instabilità. In fase di esecuzione, al fine di scoprire il valore di smorzamento in grado di arrestare le oscillazioni, si sono via via aggiunti degli smorzatori aumentando così lo smorzamento strutturale del modello. In Tabella 2 si riassumono tutte le configurazioni e i rispettivi valori di smorzamento adimensionale e frequenza propria valutati da prove di decay.

Tabella 2 – Configurazioni degli smorzatori aggiunti

Sigla	Caratteristiche	
	Torsionale; f=2 Hz	Verticale; f=3.57 Hz
r0	h=4.8e-4	h=3.3e-4
r1		h=1.1e-3
r2	h=2.1e-3	h=5.6e-3
r3	h=2.5e-3	h=6.5e-3
r4		h=0.01
r5	h=5.48e-3	h=0.012
r6	h=3.2e-3	h=0.069
r7		h=0.031

Modello aeroelastico a 1 gdl

Il set-up di prova in questa fase dello studio è stato mirato ad identificare l'insorgere di problemi di natura aeroelastica associati a fenomeni di interazione tra le tre torri libere, ovvero in assenza di vincoli strutturali tra le torri stesse. Il modello realizzato semplifica il comportamento dinamico della struttura al vero ed è mirato a riprodurre le sole frequenze proprie associate ai primi modi di vibrare, ovvero i due modi flessionali ad uguale frequenza. Nel modello ogni torre è costituita da un cilindro rigido in fibra di carbonio significativo della geometria della torre (lo stesso elemento utilizzato nei precedenti set-up di prova sezionali), vincolato a terra mediante un elemento elastico (vedi Figura 4). Tale elemento costituisce una molla torsionale che è stata opportunamente tarata per ottenere la frequenza propria desiderata.

Dato il set-up di prova semplificato il modo di vibrare ottenuto sul modello in scala non coincide con quello della struttura al vero, che si comporta come una trave incastrata a terra, ma ha una deformata lineare con l'altezza in quanto la cedevolezza del sistema è localizzata alla base del modello stesso. Tale approssimazione può essere accettata in quanto si tratta di uno studio preliminare. La Figura 3 mostra i due diversi comportamenti nel primo modo di vibrare, avendo normalizzato allo spostamento in sommità.

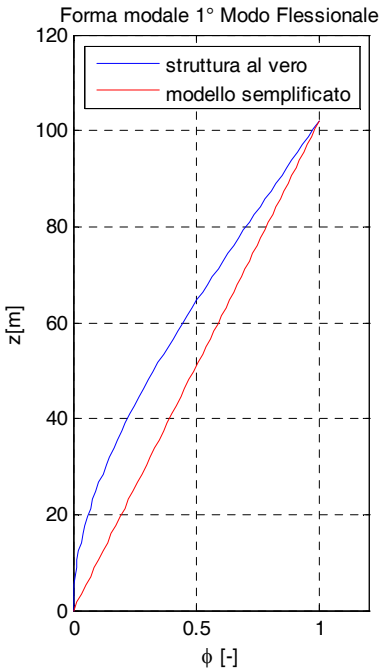


Figura 3 - Confronto tra la forma del primo modo flessionale per la struttura al vero e la semplificazione adottata nel presente studio sul modello semplificato.

La strumentazione installata sul modello in scala prevede il monitoraggio delle accelerazioni in sommità mediante due accelerometri per ogni torre disposti in direzioni ortogonali per definire lo spostamento in un piano orizzontale.

3. RISULTATI SPERIMENTALI

Misura delle forze aerodinamiche

Considerando come lunghezza caratteristica B = 0.2815 m, i numeri di Reynolds a cui vengono eseguite le prove sono compresi tra 4.1E4 e 2.9E5. Facendo riferimento invece al diametro della singola torre (D = 0.096 m) si ottengono numeri di Reynolds compresi tra 1.4E4 e 9.9E4. Vengono eseguite prove a diverse velocità e angoli di attacco compresi tra +90° e -90° secondo la convenzione di Figura 5, ottenendo le curve dei coefficienti aerodinamici (Figura 6 ,Figura 7 e Figura 8) per mezzo delle relazioni di eq. (1).

$$C_D(\alpha) = \frac{F_D(\alpha)}{\frac{1}{2}\rho_{air}U^2BL} \quad ; \quad C_L(\alpha) = \frac{F_L(\alpha)}{\frac{1}{2}\rho_{air}U^2BL} \quad ; \quad C_M(\alpha) = \frac{C(\alpha)}{\frac{1}{2}\rho_{air}U^2B^2L} \tag{1}$$

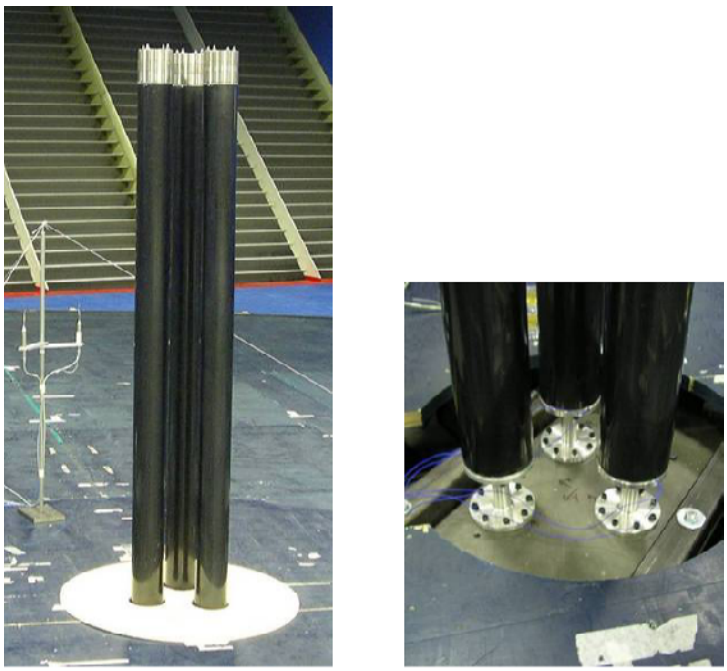


Figura 4 – Allestimento del modello aeroelastico a un grado di libertà

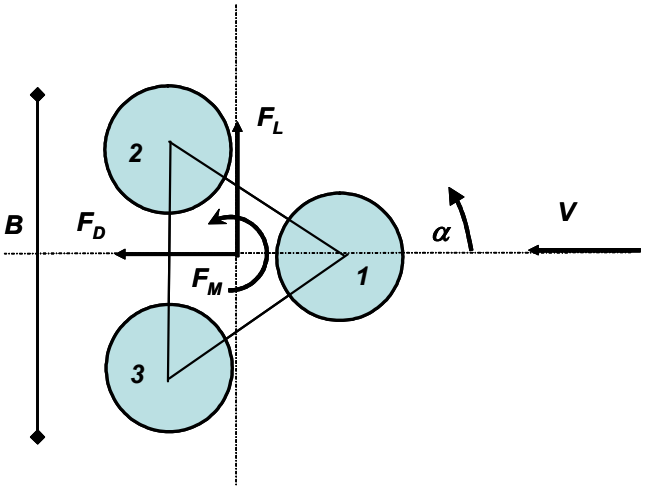


Figura 5 – Convenzioni di misura delle forze aerodinamiche

Le osservazioni più significative possono essere così riassunte:

- Il valore massimo del coefficiente di drag viene misurato per un angolo di attacco pari a 60° ed è pari a 1.05. In questa configurazione due cilindri si trovano allineati e perpendicolari alla direzione del vento.
- Il valore massimo del coefficiente di lift viene misurato per un angolo pari a 30° e vale 0.5. In questa configurazione due cilindri si trovano allineati lungo la direzione del vento.
- Vi sono alcuni intervalli (vedi eq. (2)) in cui la derivata del coefficiente di lift risulta essere negativa, in corrispondenza di questi angoli è possibile che insorgano delle instabilità dovute a uno smorzamento aerodinamico negativo.

$$\frac{dC_L}{d\alpha} = K_L < 0 \quad (-5° < \alpha < 5°) \cup (40° < \alpha < 80°) \tag{2}$$

∞ Gli angoli di attacco in cui invece risulta negativo il coefficiente di coppia sono evidenziati in (3), in questo caso potrà insorgere un'instabilità sul grado di libertà torsionale .

$$\frac{dC_M}{d\alpha} = K_M < 0 \quad (-30° < \alpha < -5°) \cup (5° < \alpha < 30°) \tag{3}$$

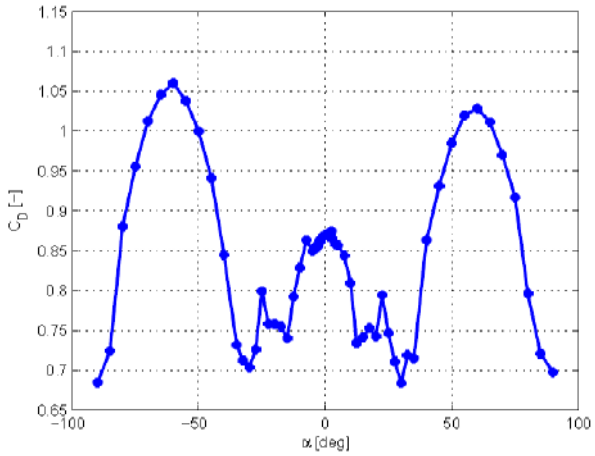


Figura 6 – Coefficiente di Drag

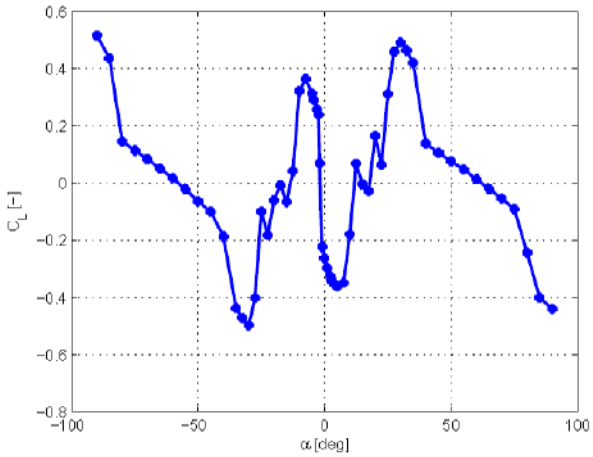


Figura 7 – Coefficiente di lift

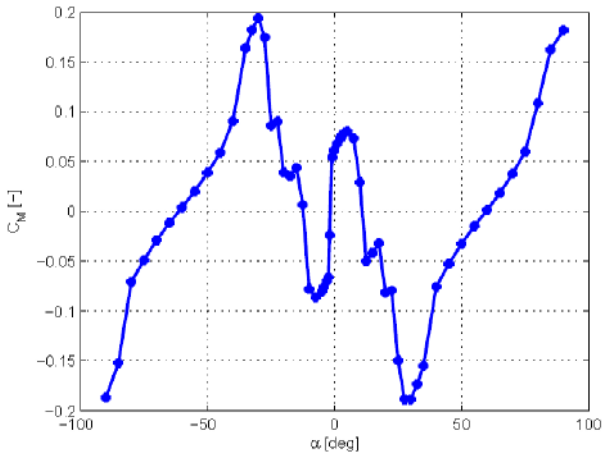


Figura 8 – Coefficiente di coppia

Le prove vengono eseguite con una velocità del vento incidente pari a 14 m/s. Andamenti analoghi del coefficiente di lift e di drag sono stati trovati anche da altri autori; in Figura 9 e in Figura 10 ne proponiamo un confronto.
Possiamo notare come le varie curve siano analoghe negli andamenti ma presentino alcune discrepanze non trascurabili nei valori numerici. Tali differenze non possono essere imputate alle piccole differenze nel numero di Reynolds ma piuttosto ai diversi rapporti interasse diametro e ai differenti set-up di prova. Per quanto riguarda il coefficiente di drag sembrerebbero più sensate quelle curve che mostrano il valore massimo per un angolo di attacco pari a 60°, angolo in cui il trinato offre al vento la superficie maggiore.

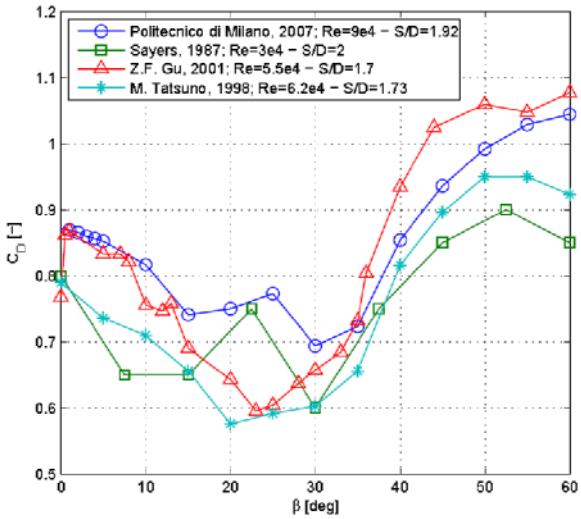


Figura 9 – Confronto C_D con dati di letteratura

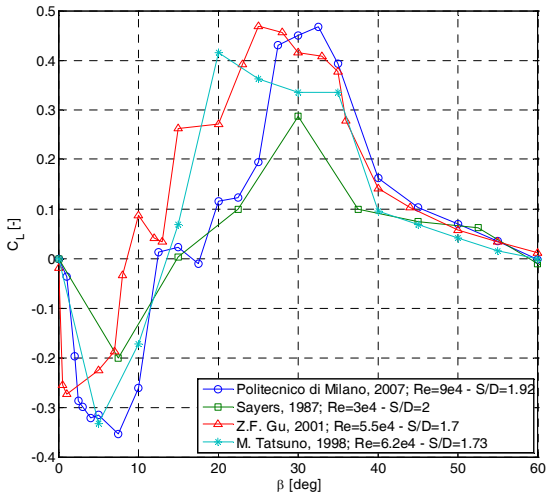


Figura 10 – Confronto C_L con dati di letteratura

Comportamento dinamico

Vengono eseguite prove di build-up e prove di decay sul grado di libertà verticale e su quello torsionale. Dalle prove di decay in aria ferma si risale allo smorzamento strutturale, che sarà sempre positivo, mentre dalle prove di decay o build-up con velocità del vento non nulla si può misurare l'andamento dello smorzamento totale definito come somma di quello strutturale e di quello aerodinamico, in funzione dell'ampiezza di oscillazione (vedi eq. (4)).

$$h_{tot}\left(V^*, \frac{z}{B}\right) = h_{str}\left(\frac{z}{B}\right) + h_{aer}\left(V^*, \frac{z}{B}\right) \qquad (4)$$

Noto lo smorzamento strutturale si può risalire al valore di smorzamento aerodinamico, indice della quantità di energia introdotta o dissipata dal vento. Le figure da Figura 11 a Figura 18 riassumono l'andamento dello smorzamento aerodinamico in funzione della velocità ridotta per varie ampiezze di oscillazione. Valori di smorzamento aerodinamico negativi e in modulo superiori dello smorzamento strutturale portano il modello a oscillare secondo il grado di libertà di interesse. Tali oscillazioni potranno essere causate sia da instabilità dovute a derivate dei coefficienti aerodinamici negative sia da altri fenomeni di interazione fluido struttura quali ad esempio il distacco di vortici. Pertanto si potranno osservare valori positivi dello smorzamento anche per angoli che l'analisi dei coefficienti aerodinamici ha mostrato essere non critici. Infatti se gli andamenti dei coefficienti aerodinamici (C_D, C_L, C_M) danno una valida indicazione riguardo l'insorgenza di instabilità alla Den-Hartog, da questi non è possibile vedere altri fenomeni di interazione fluido struttura. Per piccoli valori di velocità, la teoria quasi statica, secondo la quale è possibile capire se il modello viene portato in instabilità dal vento a seconda del segno delle derivate dei coefficienti, non è più valida e inoltre questo metodo non tiene assolutamente conto delle oscillazioni dovute al distacco di vortici e al lock-in. Il metodo proposto prevede invece di osservare possibili instabilità anche al variare della velocità ridotta.

Di seguito vengono riassunti i commenti relativi alla prova sul modello sospeso. Vengono riportati solo gli angoli più significativi.

- Angolo di attacco 0°. Confrontando i grafici di Figura 11 e Figura 12 si può notare come alle basse velocità ridotte per una configurazione r0 parta un'oscillazione sul grado di libertà torsionale, probabilmente dovuta al distacco di vortici. Per velocità ridotte più alte l'andamento crescente, in modulo, pressoché linearmente con la velocità permette di

affermare che l'introduzione di energia avviene per effetto di una instabilità dinamica: la configurazione r2 è in grado di arrestarla, mentre quella r0 no.

- Angolo di attacco 10°, Figura 13 e Figura 14. Il campo di forze dovuto al vento modifica le caratteristiche di smorzamento sia sul moto verticale che su quello torsionale. In pratica quello che nella configurazione a 0° avveniva per il moto verticale avviene ora per quello torsionale e viceversa. Per il moto verticale si ha, per basse velocità ridotte, un'instabilità dovuta al distacco di vortici, visibile solo nella configurazione r0, mentre per velocità ridotte più alte il vento ha effetti dissipativi. Per il moto torsionale si ha invece una forte introduzione di energia nel sistema da parte del vento. Per bloccare queste oscillazioni si è dovuta usare la configurazione r6 che presenta, infatti, elevati valori di smorzamento strutturale. Si può ora prendere in esame il grafico in Figura 14 per spiegare una situazione particolare, ma allo stesso tempo emblematica, che mostra la fondamentale dipendenza dello smorzamento aerodinamico dall'ampiezza di oscillazione. Osservando i valori relativi a V*=14.2 si osserva che per un'ampiezza di oscillazione pari a 17° (quadrato viola) lo smorzamento aerodinamico ha un effetto dissipativo (segno positivo), mentre per un'ampiezza pari a 2.9° (quadrato verde) esso introduce energia nel sistema. A dimostrazione della non linearità del fenomeno le oscillazioni si portano infatti su un ciclo limite di ampiezza massima.
- Angolo di attacco 40°, Figura 15 e Figura 16. Il vento ha un effetto smorzante su entrambi i gradi di libertà, solo un piccolo contributo dovuto al distacco di vortici può essere osservato sul grado di libertà verticale per V*=4. La configurazione di smorzamento r3 è in grado di arrestare questi effetti.
- Angolo di attacco 60°, Figura 17 e Figura 18. Le prove effettuate con angolo di incidenza pari a 60° hanno mostrato chiari effetti dissipativi dovuti al campo di forze per quanto riguarda il moto torsionale: in Figura 18 si vede l'andamento crescente dello smorzamento aerodinamico con la velocità. Per quanto riguarda il moto verticale (Figura 17), è evidente la presenza di un intervallo di sincronizzazione dovuto al distacco di vortici per V^*=4, evidenziata da valori di smorzamento aerodinamico negativi e dipendenti dall'ampiezza del moto.

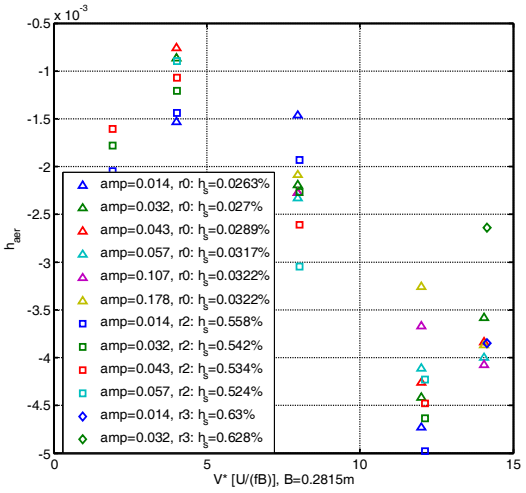


Figura 11 – Smorzamento aerodinamico in funzione della velocità ridotta per diverse configurazioni di smorzamento e per diversi valori di ampiezza sul moto verticale, α=0°

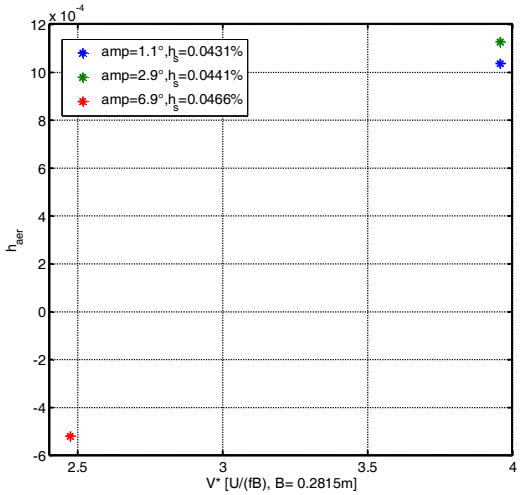


Figura 12 – Smorzamento aerodinamico in funzione della velocità ridotta per diverse configurazioni di smorzamento e per diversi valori di ampiezza sul moto torsionale, α=0°

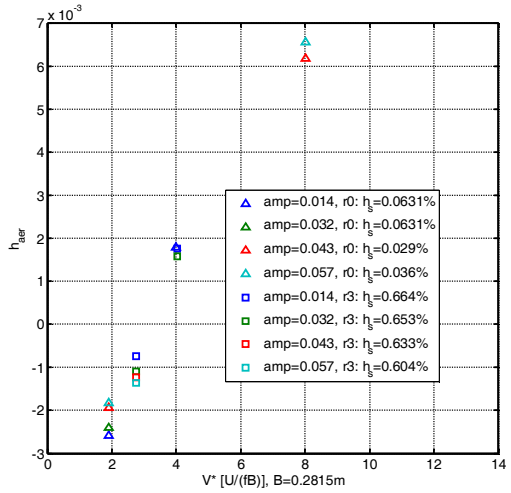


Figura 13 – Smorzamento aerodinamico in funzione della velocità ridotta per diverse configurazioni di smorzamento e per diversi valori di ampiezza sul moto verticale, a=10°

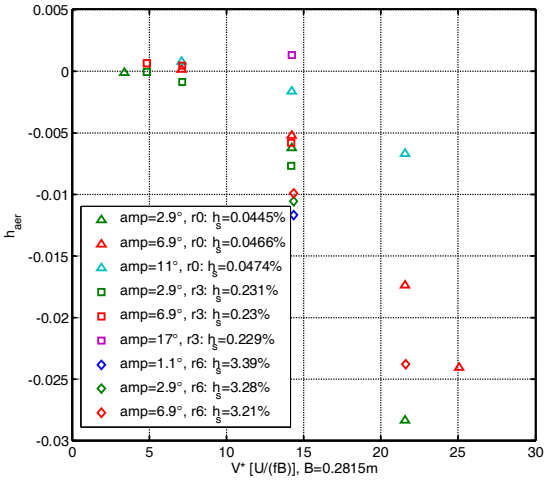


Figura 14 – Smorzamento aerodinamico in funzione della velocità ridotta per diverse configurazioni di smorzamento e per diversi valori di ampiezza sul moto torsionale, a=0°

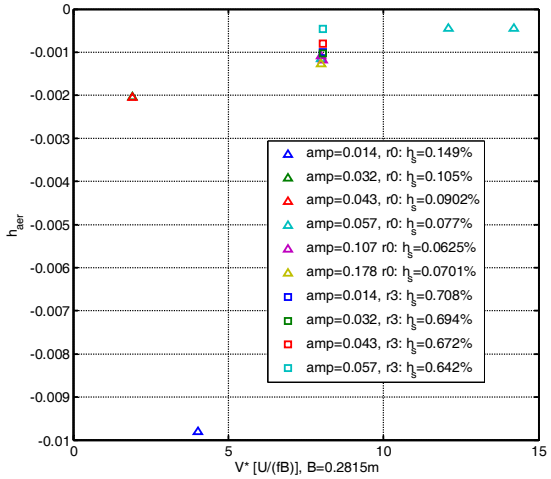


Figura 15 – Smorzamento aerodinamico in funzione della velocità ridotta per diverse configurazioni di smorzamento e per diversi valori di ampiezza sul moto verticale, α=40°

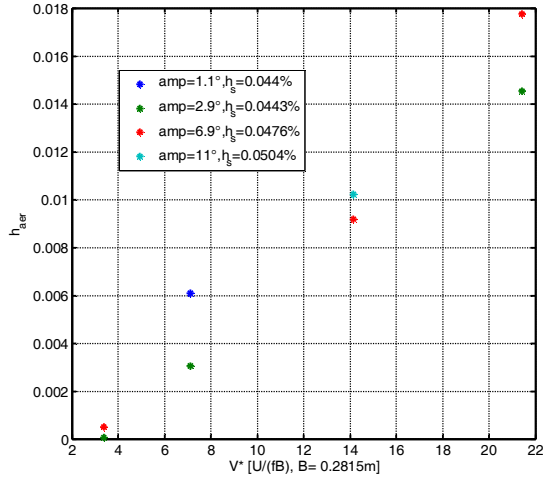


Figura 16 – Smorzamento aerodinamico in funzione della velocità ridotta per diverse configurazioni di smorzamento e per diversi valori di ampiezza sul moto torsionale, α=0°

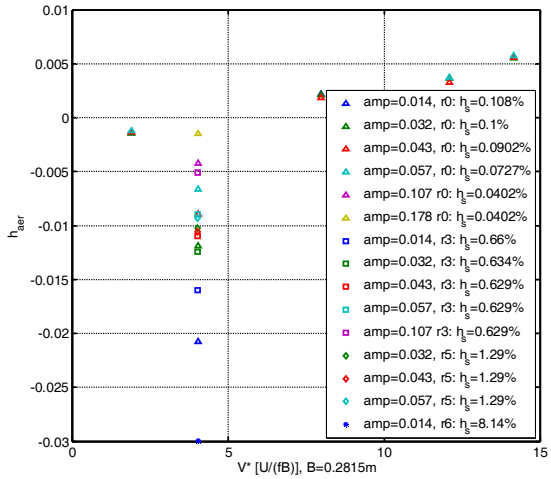


Figura 17 – Smorzamento aerodinamico in funzione della velocità ridotta per diverse configurazioni di smorzamento e per diversi valori di ampiezza sul moto verticale, α=60°

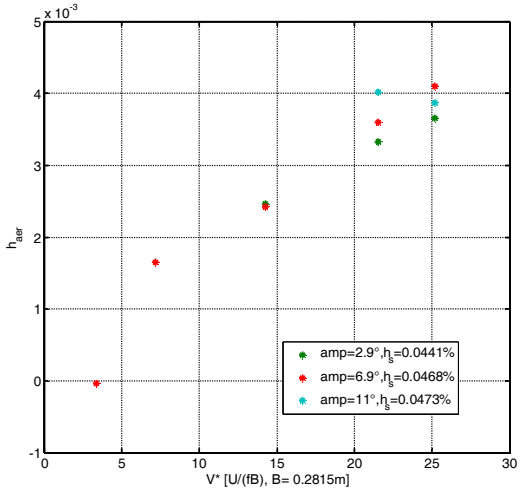


Figura 18 – Smorzamento aerodinamico in funzione della velocità ridotta per diverse configurazioni di smorzamento e per diversi valori di ampiezza sul moto torsionale, α=0°

Modello aeroelastico a un grado di libertà

Dai risultati di spostamenti/accelerazioni ottenuti sul modello in scala si possono valutare le corrispondenti grandezze attese per la struttura al vero con gli opportuni fattori di scala. Tali fattori dipendono dalle proprietà del modello e della struttura al vero. Il modello in scala è stato opportunamente dotato di masse aggiunte in sommità per ottenere il corretto *mass-ratio* della struttura al vero. Lo smorzamento del modello è stimato da prove di decay in aria ferma e pari a $\xi_{S\,Mod} = 3E-3$. Tale valore è presumibilmente minore del valore atteso sulla torre al vero ovvero il Numero di Scruton corrispondente sul modello in scala è minore rendendo quindi i risultati ottenuti cautelativi.

Una seconda richiesta per soddisfare la similitudine tra la struttura al vero ed il modello in scala è la conservazione del parametro adimensionale velocità ridotta. Da tale richiesta segue il legame tra i fattori di scala riportato in eq. (5):

$$\left[\frac{V}{f\cdot B}\right]_{Real} = \left[\frac{V}{f\cdot B}\right]_{Mod} \Rightarrow \frac{\lambda_V}{\lambda_f\cdot\lambda_L} = 1 \tag{5}$$

Ovvero, assegnato il fattore di scala geometrico λ_L ed un secondo fattore λ_f o λ_V, il terzo risulta essere univocamente determinato.

Per il modello in esame si è definito il fattore di scala λ_f come rapporto tra la frequenza propria del primo modo flessionale $f_S = 4.2\,Hz$ sul modello in scala e la corrispondente frequenza sulla torre al vero.

La Tabella 3 riassume i fattori di scala utilizzati:

Tabella 3 - Fattori di scala delle varie grandezze fisiche e loro valore numerico.

λ_L	$\lambda_L = \frac{L_{Mod}}{L_{Real}}$	$\frac{1}{54}$	fattore di scala geometrico.
λ_f	$\lambda_f = \frac{f_{Mod}}{f_{Real}}$	$\frac{4.2}{0.26} = 16.1$	fattore di scala delle frequenze.
λ_V	$\lambda_V = \frac{V_{Mod}}{V_{Real}} = \lambda_L\cdot\lambda_f$	0.30	fattore di scala delle velocità.
λ_a	$\lambda_a = \frac{a_{Mod}}{a_{Real}} = \lambda_L\cdot\lambda_f^2$	4.8	fattore di scala delle accelerazioni.
λ_{m_u}	$\lambda_{m_u} = \frac{m_{u,Mod}}{m_{u,Real}} = \lambda_L^2$	$\frac{1}{2916}$	fattore di scala delle masse lineari (massa per unità di lunghezza).

La procedura di prova consiste in una successione di test a velocità del vento crescenti, misurando l'accelerazione in sommità del modello. In Tabella 4, a titolo di esempio, viene riportato uno dei valori più critici misurato durante la prova.

Tabella 4 – Prove su modello aeroelastico a 1 gdl

Grandezza	Unità di misura	Valore	
		Modello	Vero
Accelerazione	[m/s^2]	6.1	3.79
Spostamento	[m]	0.018	0.97

4. CONCLUSIONI

Lo scopo di tale prova è quello di dare informazioni utili in fase di progettazione preliminare di strutture civili, infatti i coefficienti aerodinamici da modello sezionale hanno evidenziato la possibile presenza di fenomeni di instabilità. Le successive prove su modello libero di vibrare hanno caratterizzato lo smorzamento aerodinamico in funzione delle ampiezze di oscillazione per diversi valori di velocità andando così a identificare lo smorzamento necessario a limitare le ampiezze di oscillazione e si evidenziata nello stesso angolo di esposizione la contemporanea presenza di fenomeni di instabilità e distacco di vortici. Le prove eseguite su un modello aeroelastico a 1 gdl hanno invece permesso di valutare fenomeni di natura aeroelastica dovuti all'interazione tra le torri in assenza di vincoli strutturali tra di esse.

RINGRAZIAMENTI

Si ringrazia per il fattivo supporto nello studio la società Salini Costruttori S.p.A. nella persona dell'Ing. Mauro Solazzi e lo studio Ingegneri Associati S.r.L. nella persona dell' Ing. Mario Salabè

BIBLIOGRAFIA

[1] Z.F. Gu and T.F. Sun (2001), Classification of flow pattern on three circular cylinders in equilateral-triangular arrangements, *J. Wind Eng. Ind. Aerodyn*., vol. 89 pp. 553-568.
[2] K. Lam and W.C. Cheung (1988). Phenomena of vortex shedding and flow interference of three cylinders in different equilateral arrangements, *J. Fluid Mech*., vol. 196, pp.1-26.
[3] A.T. Sayers (1987), Flow interference between three equispaced cylinders when subjected to a cross flow, Journal of Wind Engineering and Industrial Aerodynamics, vol. 26, pp. 1-19.
[4] M. Tatsuno, H. Amamoto, and Koji Ishi-i (1998), Effects of interference among three equidistantly arranged cylinders in a non uniform flow, *Fluid. Dyn. Res*., vol. 22, pp. 297-315.
[5] Chen (1987), Flow-induced vibration of circular cylindrical structures, *Hemisphere*.
[6] E. Simiu and R.H. Scanlan (1996), Wind Effects on Structures - Fundamentals an Applications to Design. *John Wiley & Sons, New York [etc.]*.
[7] Zasso and A. Cigada (2001), Development of new systems to measure the aerodynamic forces on section models in wind tunnel testing, *J. Wind Eng. Ind. Aerodyn*., 2001.

Confronto tra il potenziale eolico di "La Ventosa" calcolato mediante un modello mass-consistent ed un BZ-model lineare

Massimiliano Burlando[a], Marco Milanesi[a], Federico Cassola[a], Corrado F. Ratto[a]

[a] Dipartimento di Fisica, Università di Genova, Genova

ABSTRACT

In the present paper, it is shown a comparison between the two diagnostic wind models WAsP (Wind Atlas Analysis and Application Program) and WINDS (Wind-field Interpolation by Non-Divergent Schemes), which are used to evaluate the wind potential of La Ventosa region, in the state of Oaxaca, southeast Mexico. The site of La Ventosa has a particularly interesting wind climate due to the complexity of the territory and its geographical location. Moreover, La Ventosa has one of the highest wind energy potentials in the world. According to the Wind Atlas of Oaxaca, this region has an estimated average wind power density greater than 800 Wm^{-2}. The comparison between the mean wind speeds simulated by the models shows that the values are very similar over the least complex terrain, while the discrepancies increase in the highest and steepest areas. In general, WAsP predicts lower values over valleys and depressed areas, and higher values over ridges.

SOMMARIO

Nella presente memoria viene presentato un confronto tra due codici diagnostici di simulazione numerica di campi di vento su terreno complesso utilizzati per valutare il potenziale eolico di La Ventosa, nella regione di Oaxaca, in Messico. I modelli oggetto dello studio sono il codice WAsP (Wind Atlas Analysis and Application Program) ed il codice WINDS (Wind-field Interpolation by Non-divergent Schemes). La scelta del sito per eseguire il suddetto confronto è ricaduta su La Ventosa poiché questo risulta particolarmente interessante in termini di climatologia del vento e potenziale eolico, sia a causa della complessità del territorio circostante sia per la sua localizzazione geografica. Inoltre, dall'atlante eolico di Oaxaca risulta che il sito di La Ventosa abbia un valore medio della densità di potenza eolica superiore a 800 Wm^{-2}. Il confronto tra i campi di velocità media del vento prodotti mediante i due modelli presenta un buon accordo nelle zone con orografia più dolce, mentre le differenze aumentano nelle zone in cui l'orografia diviene più. In generale, WAsP prevede valori più bassi nelle valli e più alti sui crinali, rispetto a WINDS.

PAROLE CHIAVE: Simulazione di campi di vento; Terreno complesso; Modelli mass-consistent; WAsP; Calcolo del potenziale eolico; La Ventosa (Messico).

1. INTRODUCTION

One of the most important issues in wind energy to deal with is the choice of an adequate site, which always represents the first phase in the development of a wind farm. This is the reason why wind energy researches directly deal with statistical properties of wind, coming from in-situ measurements. However, spatial density of measurements is usually insufficient to directly deduce adequate high-resolution wind maps and to be used directly for the siting purpose.

Different methodologies have been developed to investigate and define the wind climate of a region, starting from measured data. Diagnostic wind field models are a class of numerical models

suitable to calculate numerical wind atlases and individuate the best sites for installation of wind turbines, with a percentage of uncertainty in the predictions as low as possible.
The aim of the present research is to compare the performance of two diagnostic wind flow models to produce the numerical wind atlas of the region of La Ventosa (Mexico). The considered models are WAsP (Wind Atlas Analysis and Application Program) and WINDS (Wind-field Interpolation by Non-Divergent Schemes), which are briefly introduced in Section 2, in particular regarding their theoretical bases and the methodology followed to calculate the wind atlas. Section 3 concerns the analysis of the available wind data in the region of La Ventosa with the aim of providing a picture of its very interesting wind climatology. Section 4 describes the simulations performed over this region with WINDS and WAsP. The comparison between the results is then reported in Section 5. Section 6 summarizes conclusions and results.

2. THE WAsP AND WINDS CODES

In the present section, the main features of the two simulation codes are described. The models are based on two very different approaches: the former is developed according to the Jackson and Hunt theory (1975), while the latter is a so-called mass-consistent model (Ratto *et al.*, 1990; Ratto *et al.*, 1994). The main difference between the two models is that in the former the Navier-Stokes equations of motion are considered, while in the latter only the equation of mass conservation, or continuity equation, is taken into account.
The different approaches that the models follow to perform wind field simulations and the way simulations are used to calculate the numerical wind atlas are also described.

2.1. Wind Atlas Analysis and Application Program (WAsP)

WAsP (Troen & Petersen, 1989) is a program for the vertical and horizontal extrapolation of wind climate statistics. It contains several models to describe wind flow over different terrains and close to sheltering obstacles. WAsP utilises the linear BZ-model (Bessel expansion on a Zooming grid) of Troen (1990) to calculate the wind velocity perturbations induced by orographic features such as single hills or more complex terrain. The BZ-model belongs to a family of models related to the Jackson and Hunt theory for flow over hills (1975), based on the resolution of the linearized equations of motion for neutral flow.
WAsP was developed with the specific purpose of detailed wind energy siting and has the following general features:

- it employs a high-resolution, zooming, polar grid coupled with a map analysis routine in order to calculate the potential flow perturbation profile at the central point of the model domain;
- it integrates the roughness conditions of the terrain surface into the spectral or scale decomposition: the inner-layer structure is calculated using a balance condition between surface stress, advection and the pressure gradient;
- it uses an atmospheric boundary layer thickness of about 1 km to force the large scale (say, more than a few kilometres) flow around high-elevation areas.

The basic theory behind the model assumes the upstream wind speed to vary logarithmically with height, and flow perturbations introduced by the complex terrain are treated as small perturbations on the basic state wind profile. Theoretically, this should work only for small perturbations, but in practice a ratio of perturbations over basic flow up to about 0.5 still works well. It cannot calculate detached flow, however.
According to Petersen *et al.* (1998), WAsP is mainly a wind climate model, and it is certainly the most widely used tool for wind energy resource assessment (see for example Troen & Petersen, 1989). A time series of wind measurements is firstly analysed to provide statistical summary of the observed, site specific wind climate. Then, the analysed wind data can be converted into a wind atlas data set or regional wind climate. In a wind atlas data set, wind observations are cleaned with respect to site specific conditions and wind distributions are reduced to some standard conditions.

Otherwise, it is possibile to estimate the wind climate at specific sites, if the surrounding terrain has been properly described. The program can estimate the wind climate at any specific point by performing the inverse calculation as it is used to generate a wind atlas. The description of the terrain around the predicted site allows the models to predict the actual, expected wind climate at that site. Some references relevant to the WAsP models and the wind data methodology are in http://www.wasp.dk/Support/Literature.html. A detailed analysis of the limitation of the wind climate approach can be found in Bowen & Mortensen (1996), Mortensen & Petersen (1997), and Petersen *et al.* (1998). An improvement of WAsP predictions can be obtained in the most recent versions of the code using the ruggedness index concept as described in Mortensen *et al.* (2006, 2008).

2.2. Wind-field Interpolation by Non Divergent Schemes (WINDS)

Mass-consistent models are a class of diagnostic models that produce three-dimensional wind fields based on the satisfaction of the physical constraint of mass-conservation (Sherman, 1978). These models solve numerically only the three-dimensional continuity equation and generate an Eulerian wind field by satisfying the mass-conservation constraint in every node of the computational domain. A review of mass-consistent models and relative techniques is provided by Ratto *et al.* (1994).

WINDS (Ratto *et al.*, 1990; Georgieva *et al.*, 2003; Burlando *et al.*, 2007) is a diagnostic mass-consistent model for calculation of three dimensional wind fields in complex terrain, using observations which are arbitrarily located within the model domain. During the last decade it has been extensively used for many geophysical and engineering applications like dispersion modelling on the local scale (Canepa & Builtjes, 2001), wind energy potential evaluations (Burlando *et al.*, 2002) and applied wind engineering problems (Castino *et al.*, 2003). The code has been validated both against wind tunnel data (Trombetti *et al.* 1991) and data obtained from field campaigns in coastal mountainous terrains (Canepa *et al.*, 1999).

The model performs the simulations in two steps:

- a “first guess” wind field is built by both horizontal and vertical interpolation of available initial data, i.e. wind speed upon the ground, wind aloft, vertical wind profiles, etc.;
- the final field is calculated with the least possible variation with respect to the ”first guess” wind field, by imposing the constraint of mass conservation.

In general, diagnostic models based on observations represent actual atmospheric states if the data reflect the influence of all scales of motion and physical processes affecting the measurement sites. However, direct measurements are costly to obtain, may omit key variables, and often lack sufficient spatial or temporal density to describe the field adequately. A way to construct the initial field in the absence of, or in addition to, field measurements is the systematic use of outputs of larger scale and lower resolution numerical weather prediction models, like limited area models (LAM). The diagnostic model is nested into the LAM and it is used to downscale the wind field produced by the prognostic model (see for instance Chandrasekar *et al.*, 2003; Furunoa *et al.*, 2004). An alternative or complementary way of initializing diagnostic codes consists on requiring that the wind field be in barotropic balance with the geostrophic or gradient wind aloft. Following this approach, vertical profiles of the wind velocity, based on similarity-theory formulations (Zilitinkevich *et al.*, 1998), can be used at the initialization step to define the first-guess wind field. This is the case that we will focus on in the present paper as it does not require a great number of wind measurements but makes widely use of PBL parameterisations.

The interpolated field is then adjusted by the minimum possible number of modifications (Sasaki 1958, 1970) to satisfy the mass conservation constraint, in order to obtain the “final” 3D wind field: mass is conserved over the entire domain, both accounting for flow through the boundaries and imposing mass conservation locally everywhere.

In the present context, the code is applied to evaluate the wind potential of La Ventosa following an approach that consists in performing a large number of three-dimensional wind flow simulations by means of first-guess flow fields obtained through interpolation/extrapolation of measurements in

available stations in the simulated area (Finardi *et al.*, 2001). Then, a methodology called statistical-dynamical downscaling is applied (Frey-Buness *et al.*, 1995; Mengelkamp, 1999) to obtain a numerical wind atlas of the territory under study. This approach requires the atmospheric conditions (wind initialisation data and stability conditions of the low atmospheric layers) and the geometry of the domain (the topography and the land cover of the domain, parameterized through the roughness length) as input data. The volume of the 3D simulation domain is discretized by Cartesian coordinates (with constant grid spacing) for the horizontal directions, and by conformal coordinates (Phillips, 1957) along the vertical axis. As a result, the volume is described by surfaces which are terrain following close to the surface, while they become flatter and flatter towards the top of the computational volume. This type of conformal coordinates is advisable for wind field simulations in complex terrain areas, where the topography varies substantially.

3. THE REGION OF LA VENTOSA

The region of La Ventosa, in the state of Oaxaca, southeast Mexico, is located in the southern part of the Isthmus of Tehuantepec, a narrow region that separates the Gulf of Mexico from the Pacific Ocean (Fig.1). The mountain range Sierra Madre del Sur has a mean height of 2000 m above sea level (asl), but in the central part of the Isthmus the mean height drastically drops to 250 m forming a gap of approximately 40-km width known as Chivela Pass.

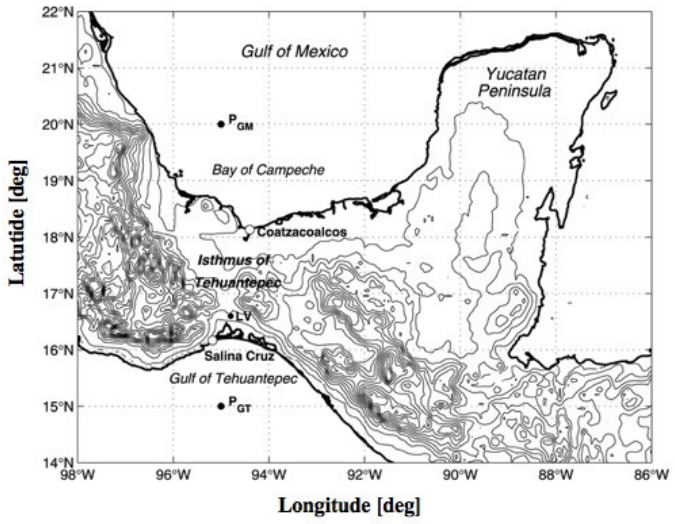


Figure 1. Location of the Isthmus of Tehuantepec.

3.1. Wind climatology of La Ventosa

In this region, strong gap winds are generated as a result of the combination of large-scale meteorological conditions and local topographic characteristics. Studies have shown that high pressure systems formed over the Great Plains of North America move southeastward crossing the United States getting as far as the Bay of Campeche, developing a large pressure difference between the Gulf of Mexico and the Gulf of Tehuantepec. This pressure gradient produces strong northerly winds through the mountain gap that may last for several hours to a few days, with wind speeds often exceeding 20 ms^{-1} and gusts up to 30 ms^{-1}, typically followed by periods of light winds.
These strong winds, known as Tehuantepecers, Tehuanos or Nortes spread hundreds of kilometers into the Pacific producing a considerable drop of the sea surface temperature in the Gulf of Tehuantepec. Romero-Centeno *et al.* (2003) investigated the seasonal and inter-annual variability of the particular wind climate of the area, showing that Tehuantepecers are more frequent and intense during winter, with maxima usually in January and February, and that a considerable inter-annual variability exists in their frequency.

Thanks to the Tehuantepecers, the region of La Ventosa represents the main wind resource of Oaxaca, having an estimated average wind power density greater than 800 Wm^{-2} according to the Wind Atlas of Oaxaca realized by the NREL (Elliott *et al.*, 2003). It has been estimated that around 2000 MW of wind power plants could be installed. This windy region is a coastal plain, shaped by plenty of plain terrain, thus finding optimal sites for wind turbines installation is easy; furthermore, several areas with annual average wind speed of 7 ms^{-1}, or more, can be found.

3.2. Wind speed and direction data at the station of La Venta

An anemometric station, called La Venta, is located north of La Venta town at 16°34.748'N, 94°48.981'W NAD27-Mexico. Wind speed is measured at both 15 and 32 m above the ground level (agl) with a three-cup anemometer, while direction is measured only at 32 m agl with a wind vane. Data consist in ten-minute averaged wind speed (ms^{-1}) and direction (°). The data set from La Venta station that we used covers a time range of more than 6 years, more precisely from May 2000 to August 2006.

The statistical behaviour of the non-directional wind speed time series at La Venta station is shown in Fig.2. The International Standard IEC 61400-12 and other international recommendations suggest the use of the two-parameter Weibull probability distribution function (Weibull, 1951) to fit wind speed data for wind energy purposes. Furthermore, most of the commercial software, included WAsP, use this distribution as the default option to carry out their estimations. Unfortunately, the distribution of La Venta is not unimodal, as it shows two different maxima, so that the classical Weibull distribution has to be replaced by a bimodal distribution (Jaramillo & Borja, 2004), as shown in Fig.2 (left), where a bi-normal and a bi-Weibull distributions are compared with one single Weibull distribution. Besides, the frequency of occurrence of incoming wind direction is also shown in Fig.2 (right), considering sixteen 22.5° wide sectors centred in 0°, 22.5°, …, 337.5°. Frequencies are considerably higher in the first and last sectors, 0.20 and 0.49 respectively, that is for N and NW directions.

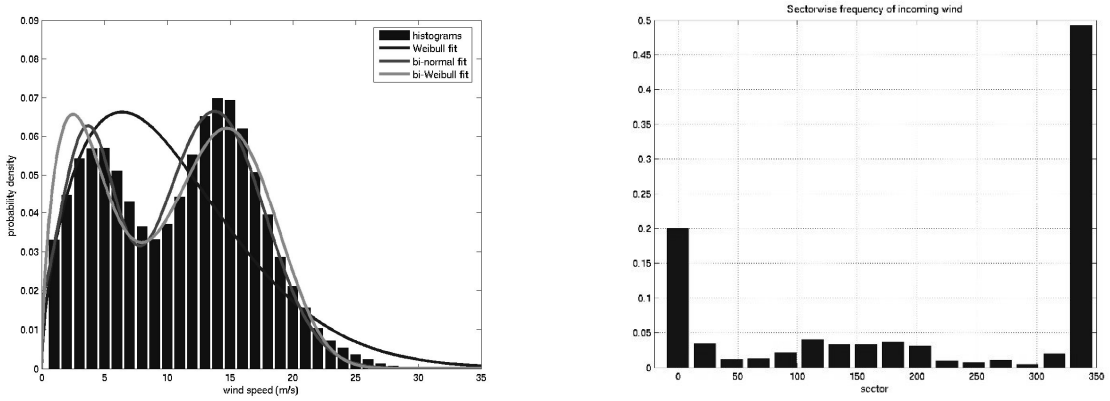


Figure 2. Weibull, bi-normal, and bi-Weibull fits for La Venta wind speed time series (left), and sector-wise frequency of incoming wind (right).

The reason of this behaviour is primarily due to the strong Tehuantepecers winds, which flow mainly during winter from the northern sectors and are characterised by a probability distribution completely different from the distribution of the much lighter winds blowing during summer from the southern sectors.

4. CALCULATION OF THE WIND POTENTIAL

To evaluate the wind potential of La Ventosa region, a simulation domain of 20 x 20 km^2 centred on the meteorological station of La Venta has been chosen. The digital terrain model of this area has been obtained from SRTM (Shuttle Radar Topography Mission) data. SRTM data are referenced by

geographical coordinates with reference system WGS84 and EGM96 geoid as vertical reference. The original horizontal resolution of this database is 30 arc-second, but it has been interpolated in order to obtain a resolution equal to 200 m. Fig.3 (left) shows the obtained map of topography: the altitude ranges between 10 and 700 m above the sea level. In Fig.3 (centre) the map of the ruggedness index (RIX), defined as the fractional extent of the surrounding terrain which is steeper than a certain critical slope (Bowen & Mortensen, 1996), is also reported. It can be seen that in two main areas, corresponding to the mountain ranges northwest and northeast of La Venta, the steepness increases up to RIX equal to 0.18. It is noted that, being the RIX index at the measurement mast site equal to 0, the ΔRIX value at each point of the grid coincides with the absolute value of the RIX. RIX values different from ~ 0% correspond to areas out of the operational envelope of WAsP. However, using the ΔRIX as performance indicator, significant WAsP prediction errors occur for ΔRIX values smaller than -5% or greater than 5% (Mortensen *et al.* 2006; 2008).

As far as the definition of the roughness length map over the considered domain, a raster image from Google Earth has been used as map of land cover. Then, different land cover types have been identified through the digitalisation of their boundaries and a vector map of land cover types has been created. It is worth noting that the typical land uses of this region are agriculture and cattle-breeding, which have been given the roughness length values z_0 of 0.03 and 0.4-0.6 m respectively. The obtained map of roughness length is shown in Fig.3 (right).

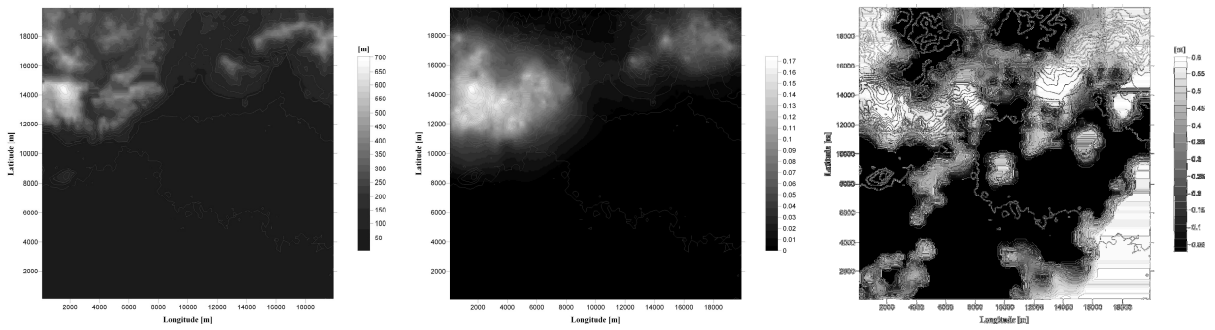


Figure 3. Maps of topography (left), ruggedness index (centre), and roughness length (right) of the simulation domain. In each panel the contours represent topography.

4.1. Simulations with WAsP

The first step in the simulation procedure in WAsP has been to create an observed wind climate for the meteorological station: the whole available time range of almost 6 years has been used, for a total amount of 325,757 wind speed and wind direction observations.

The default fitting function adopted by WAsP is the Weibull distribution, which has been shown in Fig.2 to poorly represent the wind climate in this region. For instance, the single Weibull fit leads to estimate a mean wind speed equal to 11.25 ms^{-1}, while the obtained value from the data is equal to 10.50 ms^{-1}, with a discrepancy of about 7%. However, the used version of WAsP (WAsP 8.3) has been improved with respect to the previous versions, in such a way that the distribution used in the calculations is actually the so-called emergent distribution, defined as the weighted sum of the Weibull distributions from all the directional sectors. In general, this distribution is not a Weibull distribution and it could be also bi-modal in case of two dominant sectors with very different mean speeds. Older versions were based on a combined Weibull distribution, i.e. a two parameters Weibull distribution, matching the mean wind speed and power density with the weighted sum of the sector-wise mean speeds and power densities respectively. The emergent distribution and the combined Weibull distribution still have the same mean speed and power density, but can lead to considerably different results.

Once the observed wind climate has been calculated, it is straightforward to evaluate the wind potential of the area under study through the production of the corresponding wind atlas. Fig.4 (left) shows an example of map of mean wind speed at 40 m agl all over the simulation domain.

4.2. Simulations with WINDS

Analogously to the calculation of the so-called observed wind climate, as described in the previous section, the procedure to evaluate the wind potential with WINDS requires the calculation of a frequency table of the joint frequency distribution of wind speed and direction at La Venta station. In the present study, we have chosen twelve 30° wide sectors and thirty-six 1 ms^{-1} wide wind speed intervals. It is worth noting, however, that a large number of these frequencies is very low as the prevailing wind directions correspond to northerly and southerly winds (see Section 3).
More than 200 simulations have been performed by choosing the proper input wind speed and direction aloft such that each simulated wind field corresponds to one cell in the aforementioned frequency table. The least frequent cells have not been taken into account, however. Finally, all the simulations have been weighted with the frequency of the corresponding cells and added up in order to obtain the three-dimensional mean wind field inside the simulation domain. It is then straightforward to calculate a map of the mean wind speed at whatever height above the ground level from this 3D mean wind field. Fig.4 (right) shows the map of mean wind speed at 40 m agl obtained through this procedure.

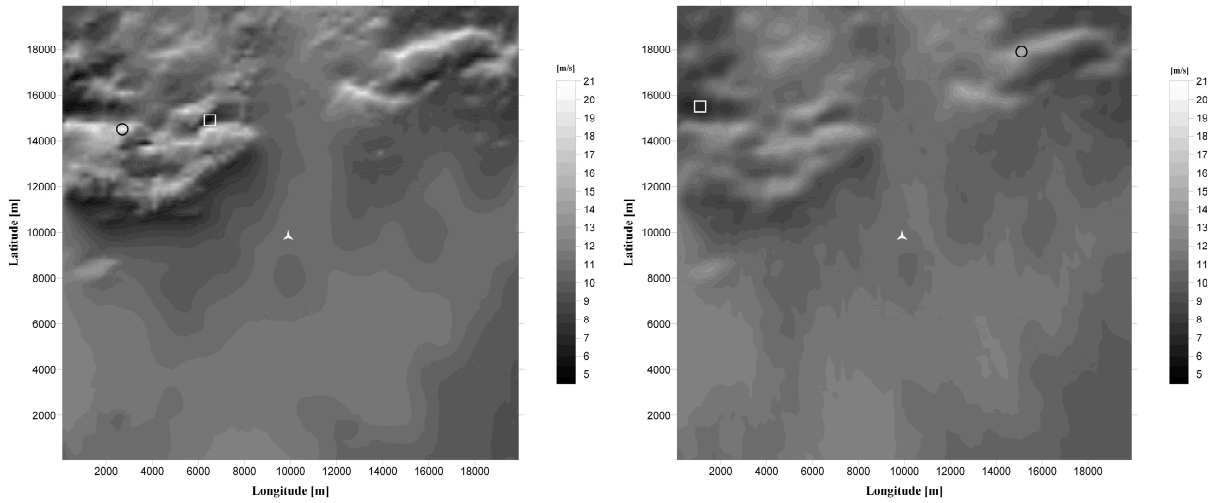


Figure 4. Maps of the mean wind speed at 40 m agl obtained by means of WAsP (left) and WINDS (right). Topography is also contoured. The position of the anemometric station, in the middle of the domain, is remarked, as well as the sites where the highest (black circle) and lowest (white square) speeds are evaluated.

5. COMPARISON BETWEEN THE TWO WIND POTENTIALS

At first, the mean wind speeds simulated at La Venta station have been compared with the mean wind speeds calculated by means of measurements, namely at the heights of 15 and 32 m agl. As expected, simulated and measured values are almost coincident at the highest anemometer. On the contrary, both predictions at the lower anemometer show a slight underestimation with respect to the observed values. This is due to the fact that the very local roughness length at La Venta is a little lower than the value of 0.03 m used in the present study for the land cover type corresponding to agriculture. Actually, the local value of z_0 calculated by extrapolation of the measured values with a purely logarithmic law-of-the-wall turned out to be 0.02 m. At higher elevations, e.g. 40, 50 and 70 m agl, the two models continue to predict values very close each other, as reported in Tab.1.
As far as the bi-dimensional fields of the mean wind speed shown in Fig.4 are concerned, in both the complex areas northwest and northeast of La Venta station, WAsP predicts higher values over the ridges with respect to WINDS and lower values in valleys and depressed areas. For instance, the

maximum (minimum) value predicted by WAsP is 20.60 (4.97) ms^{-1} while WINDS predicts 15.45 (6.64) ms^{-1}. It is worth noting that the maximum wind speed by WAsP is found over the highest ridge northwest of La Venta, and the minimum in a deep valley in the same area, where the ruggedness index (see Fig.3) shows high values that can negatively influence the WAsP predictions. Indeed, in such kind of terrain the software is forced to operate in conditions that it has not been designed for. Furthermore, Rathmann *et al.* (1996) and Mortensen *et al.* (2008) state that WAsP simulations over rugged terrain generally lead to even large prediction errors due to the fact that, when the flow is detached from the ground, the effective terrain is modified to something that is less rugged than the actual terrain. If the reference and predicted sites are equally rugged ($\Delta RIX \sim 0\%$) the prediction errors are relatively small. If the reference site is rugged and the predicted site less rugged or flat ($\Delta RIX < -5\%$) the overall prediction is underestimated with a significant negative error. Conversely, if the reference site is flat or less rugged than a rugged predicted site ($\Delta RIX > 5\%$), the overall prediction is overestimated with a significant positive error (Mortensen et al. 2006). Linear numerical models such as WAsP, which assume attached flows, are therefore expected to significantly mispredict the wind speed over rugged terrains.

Table 1. Mean wind speed values at La Venta obtained by means of WAsP and WINDS simulations.

	Simulated meaṇ wind speed (m/s)	
Height a.g.l. (m)	WINDS	WAsP
40	10.88	10.87
50	11.27	11.24
70	11.83	11.88

In general, the sheltering effect due to the presence of the mountains appears to be modelled much smoother by WINDS than WAsP. Furthermore, the difference is more pronounced in the southern part of the ridges, corresponding to the lee side with respect to Tehuantepecers. This behaviour is not surprising, however, as mass-consistent models produce smooth flow fields when mass conservation is imposed. On the contrary, the WAsP approach leads to much sharper discontinuities downstream of very steep topographies due to its mathematical formulation. It cannot be stated, however, which of the two models is closer to the real conditions due to the lack of other anemometric station within the considered simulation domain. Measurements taken in the rugged areas should be needed to get better understanding and explaining of the obtained results.

Finally, Fig.5 shows the relation between the ratios occurring among the predicted mean wind speeds by WAsP over WINDS at 40 m agl, and the terrain elevation (left) or ruggedness index (right). As far as the role of the elevation is concerned, it can be noted that the ratio assumes values smaller than 1 at low height above ground level, while it tends to sensibly increase as the elevation increases, as shown by the linear fit (blue line) which has an angular coefficient equal to 3×10^{-4}. This means that WAsP predictions grow with the terrain elevation faster than WINDS predictions. However, if this relation is considered for different heights above the ground level, e.g. 50 and 70 m (not shown), the differences decrease as the height increases, as though the models had a tendency to get closer results as the distance from the terrain increases.

As far as the role of the ruggedness is concerned, according to the previous considerations, Fig.5 (right) give evidence to three main features:

- for low values of the ΔRIX (RIX) index, i.e. smaller than 0.02, discrepancies between the models remain quite low, values of the ratio being well concentrated around the value 1;
- for larger ruggedness indices, values of the ratio are shown to be more spread, with a tendency to assume larger values at the highest ΔRIX (RIX);
- predictions become more similar while the height above the ground level increases.

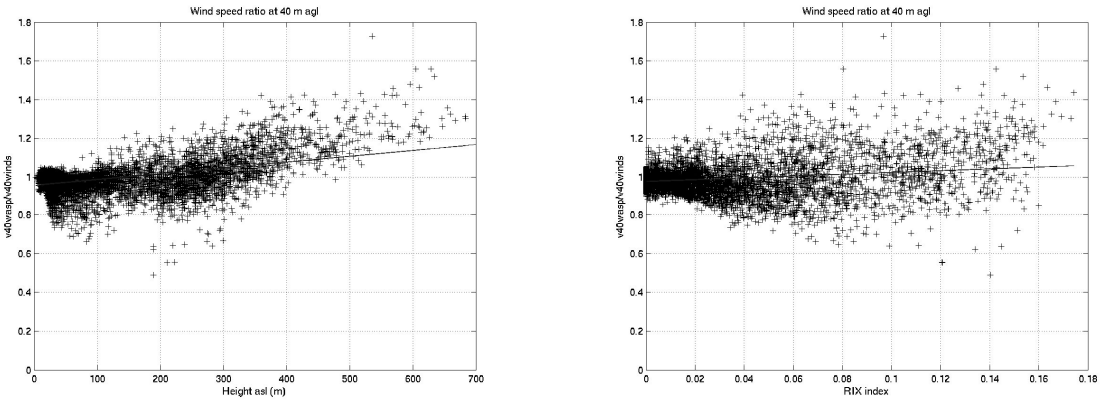


Figure 5. Relations between the ratio among mean wind speeds predicted by WAsP and WINDS at 40 m agl and terrain elevation (left) and ruggedness index (right). Blue lines are linear best fits of the data.

6. CONCLUSIONS AND FUTURE PERSPECTIVES

In the present paper, the wind potential of the region called La Ventosa in Mexico, which is one of the sites in the world where the highest wind resources are available, has been evaluated using two different numerical models to perform wind flow simulations and following two different methodologies to calculate the mean wind field. Both the models and the methodologies proved to be suitable for managing the very peculiar wind climatology of this region, which shows a bi-modal non-directional frequency distribution of the wind speed due to the presence of two distinct wind regimes during winter and summer respectively.

The simulations performed by means of WAsP and WINDS have been compared with observations from the anemometric mast of La Venta, situated in the centre of the considered simulation domain, which measures the wind speed at two heights above the ground level, i.e. 15 and 32 m. Both models turned out to perform well in correspondence to these anemometers, and the mean wind speed values obtained through the two different methodologies were absolutely comparable. Unfortunately only these data were available over this region and further comparison and validation with data collected over the mountains in the northern part of La Ventosa, i.e. the most complex areas, have not been possible.

However, the main aim of this paper was to perform a comparison between the models. In general, the simulated mean wind fields turned out to be fairly comparable, even though the following remarks can be highlighted. Over the ridges, WAsP predictions have been shown to be higher than WINDS predictions, while in the valleys or in the lee side of areas sheltered from the winter northerly winds the opposite situation occurs. Furthermore, these discrepancies have been shown to become much smoother as the distance from the ground level increases and where the ruggedness index is low.

At this stage, it cannot be stated which of the two methodologies is closer to the real conditions due to the lack of measurements within the considered domain. Therefore, the next step will be to repeat the same analysis over an area as complex as La Ventosa, even though not necessarily with as complex a wind climatology as at La Venta, but with a much larger number of anemometers.

7. BIBLIOGRAFIA

Bowen A.J., Mortensen N.G. (1996). Exploring the limits of WAsP; the Wind Atlas Analysis and Application Program. *Proceedings of the 1996 European Union Wind Energy Conference*, 20-24 May, Goteborg, Sweden, pp. 584-587

Burlando M., Georgieva E., Ratto C.F. (2007). Parameterisation of the planetary boundary layer for diagnostic wind models. *Boundary-Layer Meteorol.*, Vol. 125, pp. 389-397

Burlando M., Podestà A., Castino F., Ratto C.F. (2002). The wind map of Italy. *Proceedings of The World Wind Energy Conference and Exhibition*, 2-6 July, Berlin, Germany

Canepa E., Builtjes P.J.H. (2001). Methodology of model testing and application to dispersion simulation above complex terrain. *Int. J. Environment and Pollution*, Vol.16, pp. 101–115

Canepa E., Ratto C.F., Zannetti P. (1999). Calibration of the dispersion code SAFE_AIR using a release in nocturnal low wind conditions. In *Air Pollution VII*, C. A. Brebbia, M. Jacobson, and H. Power, eds., Computational Mechanics Publications, Southampton, UK, pp. 3–11

Castino F., Rusca L., Solari G. (2003). Wind climate micro-zoning: A pilot application to Liguria Region (North-Western Italy). *J. Wind Engng. Ind. Aerod.*, Vol. 91, pp. 1353–1375

Chandrasekar A., Philbrick C.R., Clark R., Doddridge B., Georgopoulos P. (2003). Evaluating the performance of a computationally efficient MM5/CALMET system for developing wind field inputs to air quality models. *Atmos. Environ.*, 37, pp. 3267–3276

Elliott D., Schwartz M., Scott G., Haymes S., Heimiller D., George D. (2003). *Wind Energy Resource, Atlas of Oaxaca*. National Renewable Energy Laboratory, USA

Furuno A., Terada H., Chino M., Yamazawa H. (2004). Experimental verification for real-time environmental emergency response system: WSPEEDI by European tracer experiment. *Atmos. Environ.*, Vol. 38, pp. 6989–6998.

Georgieva E., Canepa E., Bonafè G., Minguzzi E. (2003). Evaluation of ABLE mixing height algorithms against observed and modelled data for the Po Valley Italy. *Preprint of 26th NATO/CCMS International Technical Meeting on Air Pollution Modelling and its Applications*, 26-30 May, Istanbul, Turkey, pp. 396–403

Jackson P.S., Hunt J.C.R. (1975). Turbulent wind flow over a low hill. *Quart. J. Roy. Meteorol. Soc.*, Vol. 101, pp. 929-955

Jaramillo O.A., Borja M.A. (2004). Bimodal versus Weibull wind speed distributions: an analysis of wind energy potential in La Venta, Mexico. *Wind Engineering*, Vol. 28, pp. 225-234

Mortensen N. G., Petersen E.L. (1997). Influence of topographical input data on the accuracy of wind flow modelling in complex terrain. *Proceedings of the 1997 European Wind Energy Conference and Exhibition*, Dublin, Ireland, pp. 317-320

Mortensen N.G., Heathfield D.N., Myllerup L., landberg L., Rathmann O., Troen I., Petersen E.L. (2003). *Getting started with WAsP 8*. Risø-I-1950(EN)

Mortensen N.G., Jansen J.C., Bowen J., Antoniou I. (2006). Improving WAsP predictions in (too) complex terrain. *Proceedings of the 2006 European Wind Energy Conference and Exhibition*, Athens, Greece.

Mortensen N.G., Rathmann O., Tindal A., Landberg L. (2008). Field Validation of the ΔRIX performance indicator for flow in complex terrain. *Proceedings of the 2008 European Wind Energy Conference and Exhibition*, Bruxelles, Belgium

Petersen E.L., Mortensen N.G., Landberg L., Højstrup J., Frank H.P. (1998). Wind Power Meteorology. Part II: Siting and Models. *Wind Energy*, Vol. 1, pp. 55-72

Phillips N.A. (1957). A coordinate system having some special advantages for numerical forecasting. *J. Meteor.*, Vol. 14, pp. 184–185

Rathmann O., Mortensen N.G., Landberg L., Bowen A.J. (1996). Assessing the accuracy of WAsP in non-simple terrain. *BWEA18*, 24-27 September, Exeter, UK

Ratto C.F., Festa R., Nicora O., Mosiello R., Ricci A., Lalas D.P., Frumento O.A. (1990). Wind field numerical simulations: a new user friendly code. *European Community Wind Energy Conference*, 10-14 September 1990, Madrid, Spain, pp. 130-134

Ratto C.F., Festa R., Romeo C., Frumento O.A., Galluzzi M. (1994). Mass-consistent models for wind fields over complex terrain: the state of the art. *Environ. Software*, Vol. 9, pp. 247-268

Romero-Centeno R., Zavala-Hidalgo J., Gallegos A., O'Brien J.J. (2003). Isthmus of Tehuantepec wind climatology and ENSO signal. *J. Climate*, Vol. 16, pp. 2628-2639

Sasaki Y. (1958). An objective analysis based on the variational method. *Journal Met. Soc. Japan*, Vol. 36, pp. 77-88

Sasaki Y. (1970). Some basic formalism in numerical variational analysis. *Mon. Wea. Rev.*, Vol. 98, pp. 875-883

Sherman C.A. (1978). A mass-consistent model for wind fields over complex terrain. *J. Appl. Meteor.*, Vol. 17, pp. 312–319

Troen I. (1990). A high resolution spectral model for flow in complex terrain. *Proc. Workshop on Turbulence and Diffusion*, May 1990, Risø, Denmark, American Meteorological Society, Boston

Troen I., Petersen E.L. (1989). *The European Wind Atlas*. Risø National Laboratories, Roskilde, Denmark

Trombetti F., Martano P., Tampieri F. (1991). *Data sets for studies of flow and dispersion in complex terrain: 1) the "RUSHIL" wind tunnel experiment (flow data)*. Technical Report FISBAT-RT-91/1, Bologna, Italy

Zilitinkevich S.S., Johansson P.-E., Mironov, D.V., Baklanov A. (1998). A similarity-theory model for wind profile and resistance law in stably stratified planetary boundary layers. *J. Wind Engng. Indust. Aerodyn.*, Vol. 74-76, pp. 209–218

Corotational Cable Elements to Simulate the Behaviour of Suspended Cables under Wind Loading

Mariagrazia Di Pilato[a], Francesco Martelli [b], Luca Martinelli [a]

[a]Department of Structural Engineering, Politecnico di Milano, Milan
[b]Structural Engineer, Milan

ABSTRACT

Si propone una procedura numerica per la simulazione della risposta dinamica non lineare di elementi snelli (tipicamente cavi sospesi) soggetti ai fenomeni di galoppo ed all'effetto della turbolenza. La procedura numerica consente l'integrazione al passo delle equazioni del moto ottenute mediante una discretizzazione della struttura ad elementi finiti. Il criterio di modellazione proposto prevede la sovrapposizione di due elementi finiti diversi: 'meccanico' e 'aerodinamico'. Quello 'meccanico' calcola le forze di richiamo elastiche mediante un elemento finito corotazionale di trave tenendo conto le proprietà assiali, flessionali e torsionali del cavo. Tale approccio è valido nell'ambito dei grandi spostamenti e rotazioni ma piccole deformazioni, coerentemente con l'approccio usato per la definizione delle forze aerodinamiche. L'elemento aerodinamico, isoparametrico a tre nodi e formulato in grandi spostamenti, valuta le forze aerodinamiche nodali nella configurazione deformata. Esso è basato sulla formulazione corotazionale per definire l'orientazione rispetto al vento incidente. La modellazione meccanica e aerodinamica mediante la formulazione corotazionale consente di simulare fenomeni di galoppo per i quali risulta fondamentale tener conto della risposta torsionale del cavo dovuta anche all'effetto del momento aerodinamico, e considerare gli effetti della non linearità geometrica.

This paper describes the development of a numerical procedure for modelling the nonlinear motion of a flexible structure (i.e. a suspended cable) interacting with a fluid flow. The large displacements and rotations related to the behaviour of flexible systems require a particular Finite Element formulation to describe the exact position and orientation of each part of the system during the motion. The numerical procedure is based on a step-by-step integration method for the equations of motion and on cable finite elements capable of modelling the structural response and the interaction forces induced by a steady or random fluid flow (wind). Two different Finite Elements are superimposed for this purpose: an isoparametric element ('aerodynamic element') is adopted to evaluate the aerodynamic forces at the nodes in the varied dynamic configuration occupied by the structure in motion; in addition, a corotational beam element ('mechanical element') is used to compute the mechanical response of the cable itself, taking into account its flexural and torsional properties and considering large nodal displacements and rotations. The elements and the integration procedure are applied to some numerical examples; the results are compared to those obtained by a traditional cable modelling approach.

KEY WORD: finite element models, wind turbulence loading, fluid structure interaction.

1. INTRODUCTION

Cables are very efficient structural members and hence have been widely used in many applications like mechanical, civil, electrical and ocean engineering. Due to their slenderness and inherent flexibility, the dynamic behaviour of cable structural systems is strongly affected by various nonlinear phenomena. To reach a fundamental understanding of cable behaviour, classical and modern theoretical methods are often combined with numerical tools (see the review papers by Migliore & Webster, 1979,1982).

Under these premises, in this work a numerical procedure is developed to study the nonlinear interaction between flexible structures (i.e. suspended cables) and fluid flow. The numerical procedure is based upon the Newmark method, modified according to Hilber, Hughes and Taylor, and on finite elements capable of computing the cable mechanical response as well as the interaction forces induced by a steady or random fluid flow (wind).

A three-node cable isoparametric finite element (FE) in the small strain and large displacement regime, was formerly used in Martinelli & Perotti, 2001,2004; however, whenever rotations are large, C_0 models based on nodal displacements are inappropriate for capturing the system response since they cannot fully describe the system orientation. Moreover, when these models are augmented with local degrees of freedom to describe the cable twist, the nodal equilibrium conditions are not fully satisfied.

Recent studies on cable dynamics show that flexural stiffness plays an important role, especially in low-tension cables. It can be also noted that neglecting flexural stiffness can lead to singularities as numerical algorithms may become unstable when the tension approaches zero anywhere along the cable. Moreover unacceptable errors in the prediction of high order frequencies can also arise (Koh & Rong, 2004).

These problems were initially faced in Di Pilato *et al.*, 2007, where the cable was described using two different superimposed FEs: a corotational 3D beam element used to compute the nodal restoring forces considering large displacements and rotations, and a second corotational 'aerodynamic' element (three-node isoparametric FE) for evaluating the aerodynamic nonlinear forces within the Quasi-Stationary theory in the varied dynamic configuration. The formulation presented, however, was restricted to the case of small increments for the nodal rotations, which implies the use of small time steps whenever the cable oscillations are large. Here, this limitation is removed by improving the mechanical model with the adoption of the Euler angles framework for describing the nodal rotations.

The corotational formulation here described has been implemented in the FORTRAN code "NONDA" (Martinelli *et al.*, 1996). To validate the numerical model and the integration scheme, nonlinear dynamic analyses have been performed on meaningful examples. The results obtained for both the traditional and the corotational cable models are compared to available analytical and numerical data. The capability and the accuracy of the procedures to predict and simulate the complexity of the dynamic response of flexible structures under fluid forces is further discussed.

2. CABLE MODELING

Two different FEs are superimposed to model the cable under forces induced by fluid flow: a corotational beam element ('mechanical element') is used to compute the mechanical response and a second isoparametric element ('aerodynamic element') is adopted to evaluate aerodynamic forces at nodes in the varied dynamic configuration of the cable during motion. The evaluation is based on a complete treatment of the local (sectional) aerodynamic forces in the field of the quasi-steady approach.

The main idea of the corotational formulation is to decompose the motion of the element into rigid body and pure deformational parts through the use of a local (corotational) reference

system. The geometric non-linearity due to large displacements and rotations is incorporated in the transformation matrices relating local to global coordinates.

The transformation procedure proposed by Di Pilato *et al.*, 2007 and performed defining a conventional rigid body motion (mainly based on the Oran, 1973 approach) suffers from the drawback of being valid only for small incremental rotations, hence leading to very small time steps and high computational cost when applied to cable dynamics. The procedure is reported in the following paragraph, summarized in steps, in order to clarify where the hypothesis of small rotation increments was assumed and how it has been removed in this paper. The refined procedure here proposed, based on the Euler angles for describing the nodal rotations, allows handling of large incremental rotations typical of slack cable dynamics.

2.1. Mechanical element: corotational beam element

According to the classical corotational (CR) approach (first proposed by Crisfield, 1990), the motion of the 3D element is split into rigid body and pure deformational contributions, through the use of a body attached system which continuously rotates and translates with the element. With respect to this moving frame, local (deformational) displacements (shown in Fig.1a) are thus defined by removing the rigid body motion from the global displacements (Fig.1b).

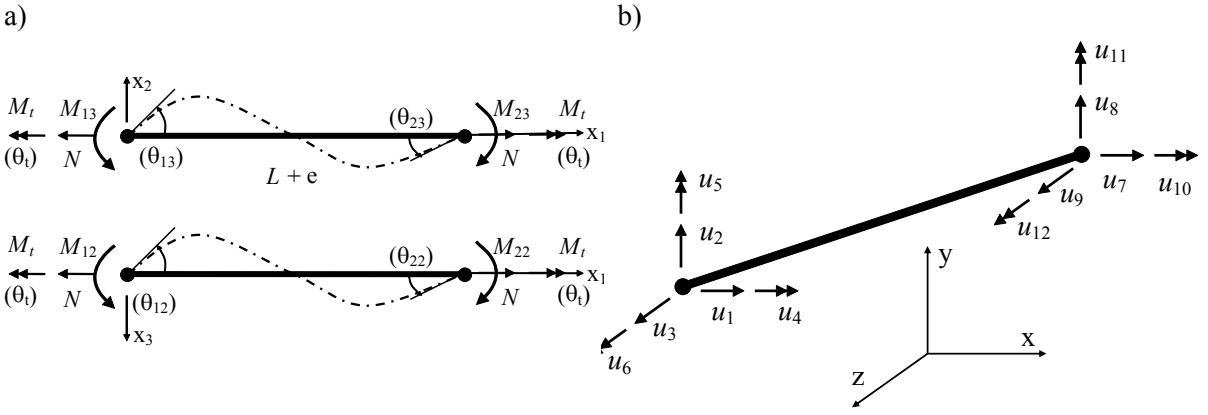


Figure 1. (a) Member basic displacements and forces (principal system); (b) Global reference system displacements.

The deformational response is described in the local reference frame (Fig.1a), whereas the geometric non-linearity due to large rigid motion is accounted for the transformation matrices relating global to local quantities. The element is formulated in the framework of Euler-Bernoulli hypothesis, taking into account its torsional properties and assuming linear elastic material behaviour.

A local frame of reference is defined taking axes x_2 and x_3 as the principal inertia axes of the cross-section in the reference (undeformed) configuration. The generalized deformations of a typical frame member, of initial length L, can be represented by end rotations θ_{ij}, measured with respect to the element chord, total twist θ_t (relative rotation of the member ends), and relative axial displacement, named e (Fig.1a). This deformational part of the motion is always assumed to be small and leads to a low order non linearity due to account the non linear effect of bending on the axial force (bowing effect).

Linear interpolation is assumed along the element length for the axial displacement and the twist angle, while cubic shape functions describe the lateral displacements in each of the two principal directions. The adopted definition of local strains leads to an internal force vector (whose components are listed in Fig.1a) and to a standard 3D beam element tangent stiffness matrix k (elastic + consistent geometric Clough & Penzien, 1975) which is configuration dependent through the axial force value.

The remainder of this section describes the transformation of coordinates from local to global system, mainly taken from Oran, 1973. This is performed, by the use of the member orientation matrix **r**, defining a conventional rigid body motion of the element which involves several reference systems (Fig.2): first, a global reference system defined by a triad of unit orthogonal vectors **e** and second, a local corotational system, which continuously rotates and translates with the element, defined by the orthonormal basis vectors listed in **r**. In addition, **α** (the joint orientation matrix) and **p (**the end section orientation matrix) denote two direction cosines triads of local orthogonal axis systems, which are rigidly attached to the end nodes and end sections of the element, respectively. In the initial (undeformed) configuration, the local system is denoted as $\mathbf{r}^{(0)}$.

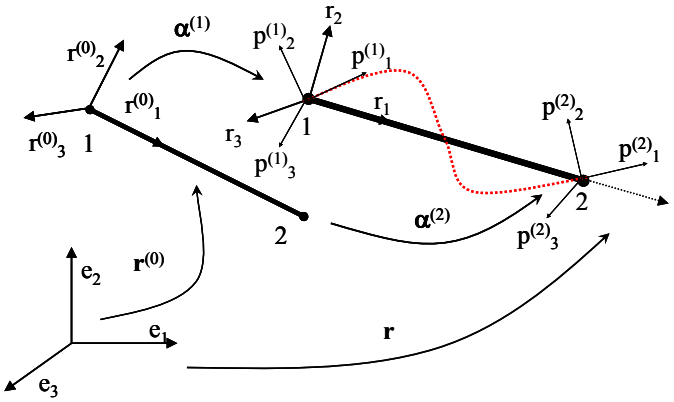


Figure 2. Beam kinematics and coordinate systems.

The steps needed to determine the generalized member deformations (θ_{ij}, θ_t, e) and the orientation matrix **r, (**described in Di Pilato *et al.*, 2007 and illustrated in Fig.2) are here recalled to highlight the inherent hypotheses of small incremental rotations and the proposal to remove them. Making reference to a generic (k-th) increment of nodal displacements and rotations, the steps are:

step a) From displacement increments determine: 1) the joint position vectors $\mathbf{X_1}$ and $\mathbf{X_2}$ in the global reference system (these list the coordinates of the joints of the structure displaced from the original configuration); 2) the unit vector of the principal axis x_1 (that is to say the 1St column of the member orientation matrix: $\mathbf{r}^{(k)}\mathbf{e}_1$); 3) the relative axial displacement $e^{(k)}$.

step b) Update the joint orientation matrices:

$$\boldsymbol{\alpha}^{(1,k)} = \boldsymbol{\alpha}^{(1,k-1)} + \boldsymbol{\Delta\Omega}^{(1,k)}\,\boldsymbol{\alpha}^{(1,k-1)}, \text{ at node 1} \tag{1a}$$

$$\boldsymbol{\alpha}^{(2,k)} = \boldsymbol{\alpha}^{(2,k-1)} + \boldsymbol{\Delta\Omega}^{(2,k)}\,\boldsymbol{\alpha}^{(2,k-1)}, \text{ at node 2} \tag{1b}$$

Due to the assumed smallness of the rotation increments with respect to the global axes, the joint orientation matrix can be updated by using the following incremental rotation matrix $\boldsymbol{\Delta\Omega}^{(i,k)}$:

$$\boldsymbol{\Delta\Omega}^{(i,k)} = \begin{bmatrix} 0 & -\Delta\Omega_3^{(i,k)} & \Delta\Omega_2^{(i,k)} \\ \Delta\Omega_3^{(i,k)} & 0 & -\Delta\Omega_1^{(i,k)} \\ -\Delta\Omega_2^{(i,k)} & \Delta\Omega_1^{(i,k)} & 0 \end{bmatrix} \tag{2}$$

where i=1, 2 denotes the element end and the terms of **ΔΩ** are:

$$\Delta\Omega_1^{(1,k)} = u_4^{(k)} - u_4^{(k-1)};\ \Delta\Omega_2^{(1,k)} = u_5^{(k)} - u_5^{(k-1)};\ \Delta\Omega_3^{(1,k)} = u_6^{(k)} - u_6^{(k-1)}, \tag{3a}$$

$$\Delta\Omega_1^{(2,k)} = u_{10}^{(k)} - u_{10}^{(k-1)};\ \Delta\Omega_2^{(2,k)} = u_{11}^{(k)} - u_{11}^{(k-1)};\ \Delta\Omega_3^{(2,k)} = u_{12}^{(k)} - u_{12}^{(k-1)}. \tag{3b}$$

step c) Update the end section orientation matrices: $\mathbf{p}^{(1,k)} = \boldsymbol{\alpha}^{(1,k)}\ \mathbf{r}^{(0)}$; $\mathbf{p}^{(2,k)} = \boldsymbol{\alpha}^{(2,k)}\ \mathbf{r}^{(0)}$. The matrices $\mathbf{p}^{(1,k)}$ and $\mathbf{p}^{(2,k)}$ contain the direction cosines of the normal and of the inertia principal axes of the end sections. They are obtained by rotating the initial (undeformed) element orientation $\mathbf{r}^{(0)}$ by the same angles as the ones defining the adjacent joints orientation matrices $\boldsymbol{\alpha}^{(i,k)}$.

step d) Determine the relative deformations (θ_{13}, θ_{23}, θ_{12}, θ_{22}, θ_t) from the approximate relations:

$$\mathbf{p}^{(1,k)T}(\mathbf{r}^{(k)}\mathbf{e}_1) \approx \{1, -\theta^{(k)}{}_{13}, \theta^{(k)}{}_{12}\}^T;\quad \mathbf{p}^{(2,k)T}(\mathbf{r}^{(k)}\mathbf{e}_1) \approx \{1, -\theta^{(k)}{}_{23}, \theta^{(k)}{}_{22}\}^T; \tag{4a}$$

$$\theta^{(k)}{}_t \approx (\mathbf{p}^{(1,k)}\mathbf{e}_3)^T\,(\mathbf{p}^{(2,k)}\,\mathbf{e}_2) = -\,(\mathbf{p}^{(1,k)}\mathbf{e}_2)^T\,(\mathbf{p}^{(2,k)}\,\mathbf{e}_3) \tag{4b}$$

Conceptually, relative end-angles (θ_{ij}, θ_t) are defined by rotating backwards the member orientation, given by $\mathbf{r}^{(k)}$, by the end sections orientations, given by $\mathbf{p}^{(i,k)}$. A small rotation matrix, containing the generalized flexural deformations, is obtained as the product of the first column of $\mathbf{r}^{(k)}$, which is known from step a), with the appropriate column of the relevant end orientation matrix, while torsional deformation is directly a function of the end orientation matrices.

step e) Update the end deformation matrices $\boldsymbol{\Theta}^{(1,k)}$, $\boldsymbol{\Theta}^{(2,k)}$ according to the matrices of the small relative end rotations (Eq.2):

$$\boldsymbol{\Theta}^{(1,k)} = \begin{bmatrix} 1 & \theta_{13}^{(k)} & -\theta_{12}^{(k)} \\ -\theta_{13}^{(k)} & 1 & 0 \\ \theta_{12}^{(k)} & 0 & 1 \end{bmatrix};\quad \boldsymbol{\Theta}^{(2,k)} = \begin{bmatrix} 1 & \theta_{23}^{(k)} & -\theta_{22}^{(k)} \\ -\theta_{23}^{(k)} & 1 & 0 \\ \theta_{22}^{(k)} & 0 & 1 \end{bmatrix} \tag{5}$$

step f) Update the member orientation matrix: $\mathbf{r}^{(k)} = 0.5\ (\mathbf{p}^{(1,k)}\,\boldsymbol{\Theta}^{(1,k)} + \mathbf{p}^{(2,k)}\,\boldsymbol{\Theta}^{(2,k)})$. In order to define the member orientation, at each element's end the section is (slightly) rotated backwards about the local (x_2, x_3) axes in order to make it orthogonal to the element chord. The two end orientation matrices so obtained differ only for the rotation (twist) about the x_1 axis, which is aligned to the chord itself. The member orientation is thus defined by simply averaging these rotations.

With respect to this 'small incremental' procedure an improvement is introduced in this paper. As pointed out at step b), the joint orientation matrices update (Eq.1a,b) requires small incremental rotations. This limitation can be easily overcome using Euler's decomposition theorem. Accordingly, the rotation matrix that describes the orientation of any frame in the space can be decomposed as a product of three elemental rotations described by the Euler angles. In this framework, the Euler angles became the rotational variables. Since the sequence of subsequent elemental rotations cannot be arbitrary, the resulting rotation matrix, called $\boldsymbol{\Omega}^{(i,k)}$ has been chosen from a proper set of matrices mapping a vector of Euler angles according to the convention (1,3,2) (Diebel, 2006). Whenever Euler angles are small, the rotation variables assume the same meaning as in the previous approach.

A more refined process for updating the joint orientation matrices, now valid for arbitrarily large incremental rotations, is illustrated in the following step b'), which substitutes the original step b). The implications of both procedures are further discussed and tested in numerical examples.

step b') Update the joint orientation matrices:

$$\boldsymbol{\alpha}^{(1,k)} = \boldsymbol{\Omega}^{(1,k)}\, \boldsymbol{\alpha}^{(1,k\text{-}1)}, \text{ at node 1} \tag{1a'}$$

$$\boldsymbol{\alpha}^{(2,k)} = \boldsymbol{\Omega}^{(2,k)}\, \boldsymbol{\alpha}^{(2,k\text{-}1)}, \text{ at node 2} \tag{1b'}$$

where the rotation matrices $\boldsymbol{\Omega}$ are obtained as a product of three proper elemental rotations and defined as follows:

$$\Omega^{(i,k)} = \begin{bmatrix} c_2 c_3 & -c_2 s_3 c_1 + s_2 s_1 & c_2 s_3 s_1 + s_2 c_1 \\ s_3 & c_3 c_1 & -c_3 s_1 \\ -s_2 c_3 & s_2 s_3 c_1 + c_2 s_1 & -s_2 s_3 s_1 + c_2 c_1 \end{bmatrix} \tag{2'}$$

In this matrix the following compact notation is used: $c_1 = \cos(\Delta\Omega_1^{(i,k)})$, $s_1 = \sin(\Delta\Omega_1^{(i,k)})$ and the subscripts i=1,2 denotes the end element nodes, while the generic $\Delta\Omega_n^{(i,k)}$ are obtained as it follows:

$$\Delta\Omega_1^{(1,k)} = u_4^{(k)} - u_4^{(k-1)};\ \Delta\Omega_2^{(1,k)} = u_5^{(k)} - u_5^{(k-1)};\ \Delta\Omega_3^{(1,k)} = u_6^{(k)} - u_6^{(k-1)}, \tag{3a'}$$

$$\Delta\Omega_1^{(2,k)} = u_{10}^{(k)} - u_{10}^{(k-1)};\ \Delta\Omega_2^{(2,k)} = u_{11}^{(k)} - u_{11}^{(k-1)};\ \Delta\Omega_3^{(2,k)} = u_{12}^{(k)} - u_{12}^{(k-1)}. \tag{3b'}$$

Both procedures imply a further hypothesis of smallness; the application of Eq.3a-3b, or Eq.3a'-3b', requires that successive incremental rotations must be commutative to each other, that is to say they must be small to be summed up as vectors. The second approach, however, avoids the orientation errors which will be discussed with reference to Fig.7c.

Within the time integration scheme adopted (Martinelli & Perotti, 2001), based on Newmark method and the modified Newton-Raphson iteration, the above procedure is used both at the beginning of a time step, when the tangent stiffness must be evaluated and at the beginning of a new iteration cycle, when generalized internal forces must be evaluated to compute the equilibrium error. In the first case nodal coordinates increments are the ones obtained in the last iteration of the previous time step. In the second, the increments are the ones resulting from the previous iteration; once **r** is obtained, the generalized deformations result from steps a) and d). From these, local forces are computed making use of the local stiffness and subsequently transformed to the global reference system.

2.2. Aerodynamic element

The aerodynamic element is a 3-nodes isoparametric element derived by extending the formulation in Martinelli & Perotti, 2001 for the aerodynamic forces. Conceived without any mechanical properties, this element is designed to be superimposed to a ‘mechanical’ element (in this work, corotational beam elements); its geometric development representing the ideal area of fluid-structure interaction. The aerodynamic interaction forces per unit length are evaluated in terms of drag, lift and torque and are integrated along the element to compute the equivalent global generalised aerodynamic forces components, applied at the element nodes (Fig.3a). In computing the aerodynamic forces the exact position and orientation of the element with respect to the impinging wind is required. Details of the procedure are given in Martinelli & Perotti, 2001. Once the relative orientation of the element with respect to the direction of the average wind velocity is known, sectional aerodynamic forces are evaluated as in Martelli, 2006.

The presence of the middle node allows for parabolic shape functions when the mechanical counterpart is a 3-nodes cable element, like that in Martinelli & Perotti, 2001. When applied

to two nodes CR elements, however, as it is here the case, the end nodes of the aerodynamic element are coincident with CR beam nodes and share the same degrees of freedom. Conversely, the central node has no correspondent in the mechanical element and its geometrical properties (position, orientation, velocity) are calculated interpolating those of end nodes.

The formulation here adopted to define the configuration of the aerodynamic element, is similar to that described for the mechanical beam element, although a different local axes system, (body attached), is defined (Fig.3b).

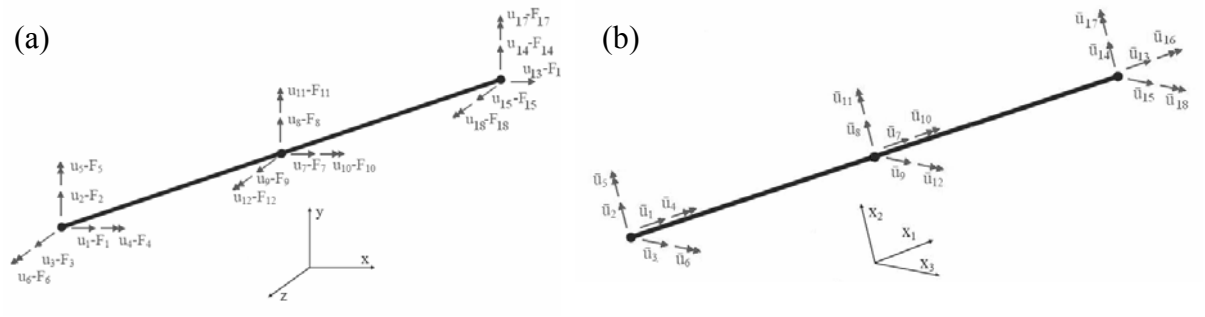


Figure 3. (a) Nodal displacements and forces in the global reference system. (b) Nodal displacements in the local reference system.

At each time step, the mutually orthogonal axes of the local system are defined as follows: x_1 connecting the two end nodes, x_2 in the plane defined by the average wind velocity and x_1, while x_3 is orthogonal to both x_1 and x_2. Thus x_2 (or, which is the same, $\mathbf{r}\ \mathbf{e}_2$) is defined as always coincident with the component of the average wind velocity **W** in the cross-section (W_{un} in the following). With reference to a generic (k-th) increment of nodal displacements and rotations, the procedures required to update the joint position vectors $\mathbf{X_1}$, $\mathbf{X_2}$, $\mathbf{X_3}$ and the joint orientation matrices $\boldsymbol{\alpha}^{(1,k)}$, $\boldsymbol{\alpha}^{(2,k)}$, $\boldsymbol{\alpha}^{(3,k)}$ are the same as described in steps a) and b) in the previous section and the section orientation matrices $\mathbf{p}^{(1,k)}$, $\mathbf{p}^{(2,k)}$, $\mathbf{p}^{(3,k)}$ are evaluated, as described in step c); then, the member orientation matrix $\mathbf{r}^{(k)}$ is computed on the base of $\mathbf{X_1}$ and $\mathbf{X_3}$ by imposing the stated definition of the axes x_1, x_2, x_3.

The rotation of the cross-section, with respect to W_{un}, can be measured as the angle between the initial direction of W_{un}, rigidly rotated by the nodal orientation matrix ($\mathbf{p}^{(i,k)}\ \mathbf{e}_2$), and its current direction ($\mathbf{r}^{(k)}\ \mathbf{e}_2$). At each nodal position $i = 1\ldots3$, the scalar product:

$$(\mathbf{p}^{(i,k)}\ \mathbf{e}_2)^{\mathrm{T}}\ \mathbf{r}^{(k)}\ \mathbf{e}_2 / \|(\mathbf{p}^{(i,k)}\ \mathbf{e}_2)\| \cdot \|\mathbf{r}^{(k)}\ \mathbf{e}_2\| \tag{6}$$

provides the cosine of the angle $\vartheta_k^{(i)}$ formed by axis 2 of the section attached reference system with W_{un} and allows for defining the orientation of the cross-section with respect to **W**. Eq.6 is exact when the section normal ($\mathbf{p}^{(i,k)}\ \mathbf{e}_1$) is parallel to x_1, otherwise it is approximate.

Once the relative orientation of the element with respect to the average wind velocity is known, sectional aerodynamic forces are evaluated as in Martinelli & Perotti, 2001.
Inside the cross-section, local axes u_d and u_l, in along and across instantaneous wind direction respectively, are introduced as well as an orthogonal set of axes u_n (parallel to average wind velocity W_{un}) and u_m, according to which the local components of wind turbulence (v_{un} and v_{um}) and cable's velocities (V_{un} and V_{um}) are defined (see Fig.4).
In the framework of quasi-steady aerodynamic approach, local forces per unit length acting along u_n, u_m and the torque f_m are evaluated according to the following formulas:

$$f_{un} = \tfrac{1}{2}\,\rho\, d\, V_r^2 C_{un};\quad f_{um} = \tfrac{1}{2}\,\rho\, d\, V_r^2 C_{um};\quad f_m = \tfrac{1}{2}\,\rho\, d^2\, V_r^2 C_m \tag{7}$$

where $C_{un} = C_d \cos(\gamma_t) - C_l \sin(\gamma_t)$; $C_{um} = C_d \sin(\gamma_t) + C_l \cos(\gamma_t)$. Here ρ is air density, d a characteristic dimension of the aerodynamic cross-section, C_d (γ_r) and C_l (γ_r) the drag and lift coefficients, C_m (γ_r) the moment coefficient.

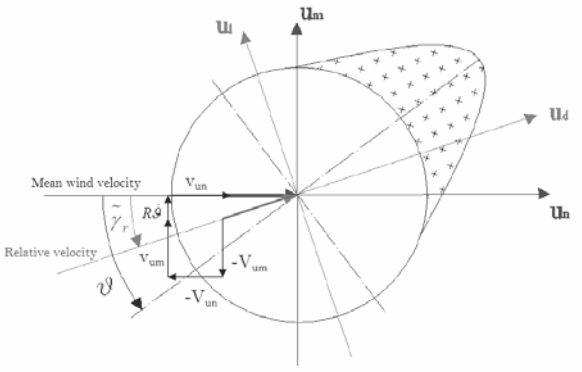


Figure 4. Definition of sectional coordinate systems

The angle of attack γ_r, formed by the instantaneous relative velocity V_r of the fluid with a reference direction, in the cross-section is computed at each node as:

$$\gamma_r^{(i)}(t) = \tilde{\gamma}_r^{(i)}(t) - \vartheta_0^{(i)} - \vartheta_k^{(i)} \tag{8}$$

being ϑ_k the cross-section rotation, previously defined, ϑ_0 the same rotation in the initial configuration and finally $\tilde{\gamma}_r$ represents the fluctuating angle related to turbulences and body motion in the flow:

$$V_r = (W_{un} + v_{un} - V_{un})\mathbf{e}_{un} + (v_{um} - V_{um})\mathbf{e}_{um}; \quad \tilde{\gamma}_r = \mathrm{tg}^{-1}[(v_{um} - V_{um}) / (W_{un} + v_{un} - V_{un})] \tag{9}$$

Local components f_{un} and f_{um} are referred to the global coordinate system, then the Gauss integration is performed to evaluate nodal forces and finally, through virtual work expression, generalized components are obtained by Martelli, (2006). A slightly different treatment is reserved for the local action f_m; this is numerically integrated along the element to get nodal torques and, subsequently, the nodal components are referred to the global coordinate system through a proper rotation matrix, containing the member orientation matrix **r**.

3. NUMERICAL APPLICATIONS

The proposed formulation has been implemented in a procedure for the dynamic step-by-step analysis, and applied to a suspended cable with horizontal supports, already investigated by Luongo & Piccardo, 1998 and Martinelli & Perotti, 2001-2004, respectively by means of the perturbation method and finite element technique. In Martinelli & Perotti, 2001-2004, cable finite elements were used to model the structure, assuming no relative rotation between the cross-section and the average direction of incident wind.

Numerical simulations on the cable modelled using CR beam elements superimposed to aerodynamic elements (CR cable element), have been carried out on two cases named: twist-constrained and twist-allowed. In the first case, cross-section rotation is constrained at both cable ends and the aerodynamic coefficients are evaluated as per freezing the cross-sections in the static equilibrium configuration for no-wind condition. In the second case considered the sections rotation is allowed and the aerodynamic coefficients are computed in the effective cable spatial configuration. The dynamic response of the cable under either steady or multi-correlated turbulent wind flow is reported in order to investigate the effects of aerodynamic coupling between flexural and torsional behaviour.

The studied cable is characterized by the following parameters: EA/H =1165 and mgL/H = 0.185, being EA = 29700 kN the axial stiffness, H the horizontal component of the reaction force at the supports due to self-weight, L the cable undeformed length, m=1.8 kg/m the mass per unit length and g the acceleration of gravity. Furthermore, other parameters have been assumed torsional stiffness GJ = 750 Nm^2, bending stiffness EI = 2100 Nm^2, span between the supports l = 266.9484 m, cable diameter 0.0281 m.

With these properties, the cable is initially close to the first cross-over point (Irvine, 1981), with an internal resonance condition of 2:1 type. The aerodynamic properties of the cable are those of the U-shaped section in Yu *et al.*, 1993, schematically depicted in Fig.5 as well as the lift, drag and moment coefficients versus angle of attack.

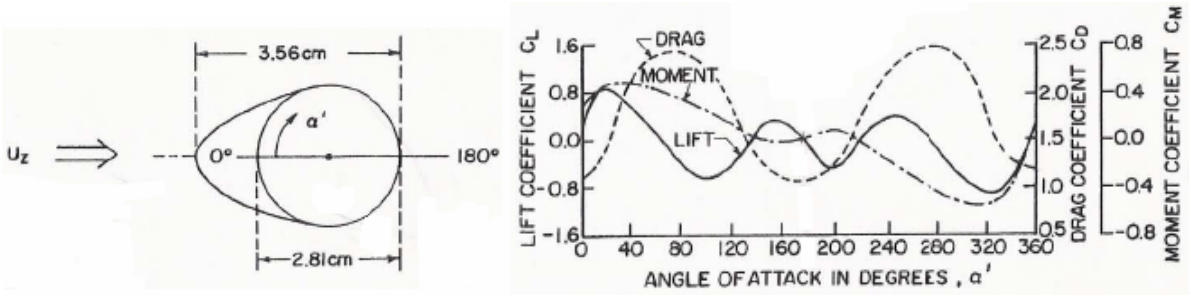


Figure 5. U-shape aerodynamic cable section and aerodynamic coefficients vs angle of attack (Yu *et al.*, 1993)

The same discretization has been used for all the load conditions analyzed: 16 CR beam elements exactly superimposed to the same number of aerodynamic elements, while an 8 cable elements discretization is used for the traditional cable solution (Martinelli & Perotti, 2001) sometimes reported for comparison purposes. In the numerical models, the supports are on the global x axis, while the wind blows in the direction of the global y axis; the global z axis is therefore vertical (Fig.6a). The cable model has been subjected to steady-flow excitation, considering average velocities of the wind field in the range W=5÷18 m/s and to a turbulent wind field. Turbulence was modelled by generating artificial velocity time histories according to the criteria described in Martinelli & Perotti, 2001. Two possible configurations are considered: cross-section rotation constrained (case Twist-Constrained, TC in the Fig.6b) and cross-section rotation allowed (case Twist-Allowed, TA in the Fig.6c).

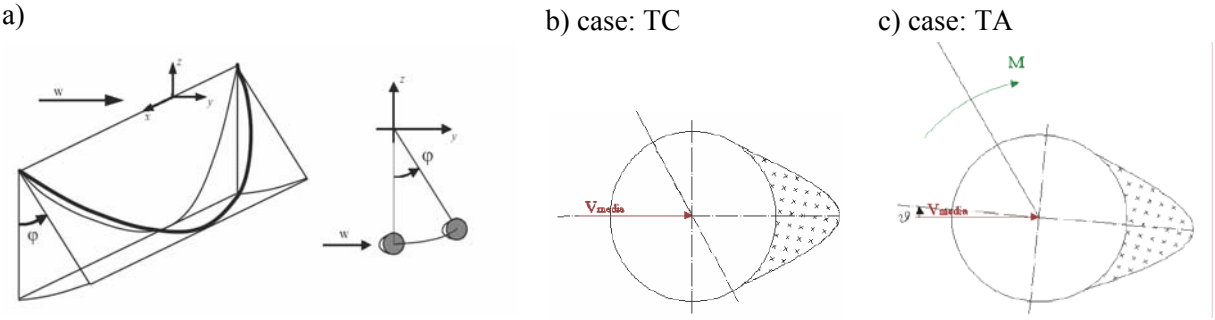


Figure 6. a) Geometric configuration of the cable; b) U-shape aerodynamic cable section for twist-constrained case, TC; c) U-shape aerodynamic cable section for twist-allowed case, TA

In the subsequent figures, the time histories of the cable response to wind excitation are presented; the examples given show interesting facets related to the incremental rotation approaches explained in previous section, i.e. small and large. These results have been compared to those obtained by the traditional cable finite elements discretization proposed in Martinelli & Perotti, 2001, valid in the twist-constrained configuration, to underline important aspects related to the modelling approaches.

Fig.7 depicts the along-wind (y-direction) and cross-wind (z-direction) components of the mid-span cable displacement under a steady wind velocity of magnitude W= 6 m/s, for both

cases twist-constrained (Fig.7a) and twist-allowed (Fig.7b). The mid-point position of the cable is obtained by summing to the displacements depicted in Fig.7, the displacements for the initial configuration under self weight (i.e. y = 0 m and z = -4.37680 m respectively in the along and cross-wind directions). The cable is induced into galloping oscillations by perturbing its equilibrium configuration under self weight and steady wind. Since at 6 m/s the section rotation is practically negligible, the vertical (z) component of the mid-span cable motion is almost the same for the two cases (TA and TC).

Even though similar, the along-wind cable response (y) is better simulated using the large incremental rotations approach. The slightly disagreement, clearly showed in the enlargement of Fig.7c for the TC case, reflects the limits due to adoption of a small incremental rotation matrix for updating the cable orientation; as time goes by, this leads to a larger value of the attack angle and, hence, of the value of C_d. This aspect has been resolved by using the Euler angles approach, recovering the response obtained by modelling the cable as in Martinelli & Perotti, 2001, also reported in the Fig.7c. This assures about the reliability of the procedure to simulate galloping phenomena in terms of both amplitude and frequency content.

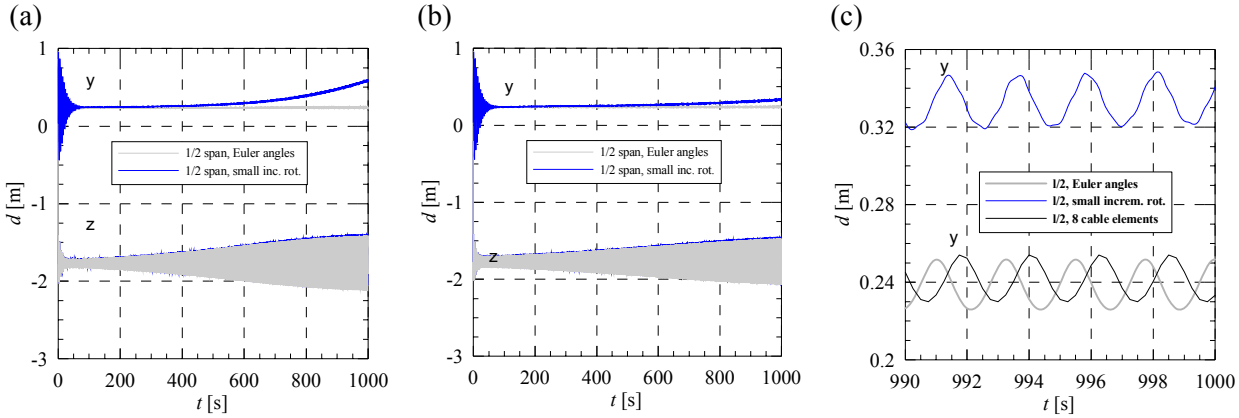


Figure 7. Time histories at the mid-span cable displacement under steady wind, W= 6 m/s. (a) twist-constrained case; (b) twist-allowed case; (c) enlargement of along-wind displacement component of (a)

The next set of figures is related to the steady wind cable response at W=18 m/s, for the twist-allowed case. As a matter of fact, the corotational approach is compared to the traditional cable modelling approach, the second able to reproduce the twist-constrained condition only; hence two extreme modelling scenarios are here compared.

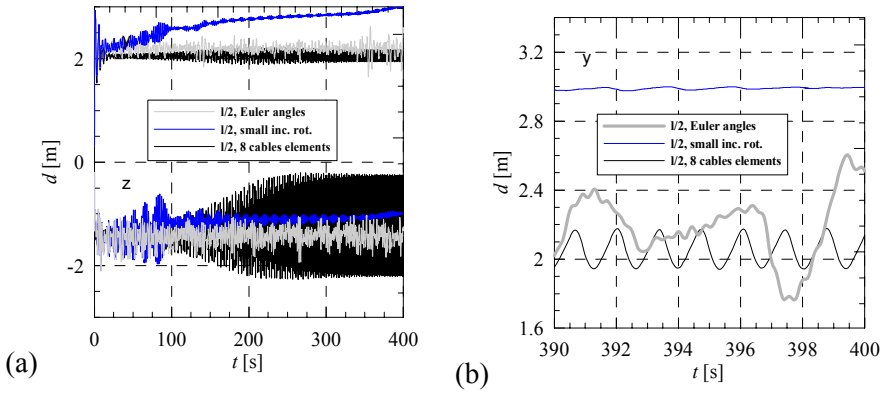


Figure 8. Time histories at the mid-span cable displacement under steady wind, W= 18 m/s. (a) twist-allowed case; (b) enlargement of alongwing displacement component of (a)

Examination of Fig.8a immediately shows that at increasing wind velocity, twist restrained conditions can significantly affects the cable response. Compared to the previous load condition, a more pronounced disagreement about the galloping response can be highlighted

in the along-wing components of the cable displacement (see Fig.8b). This disagreement, due to the "small-increment" updating procedure for the cable orientation, is reduced and reasonable results are obtained in the framework of the large incremental rotations. The enlargement depicted in Fig.8b, also shows the higher frequency content associated to the corotational modelling approach together with a loss of regularity in the response with respect to the traditional cable modelling approach. It is finally worth to mention that, in the cases here analyzed, the aerodynamic couple leads to negligible differences in the structural response.

The cable response under wind loading in the form of a multi-correlated 3D turbulent flow, with mean velocity W=6 m/s, is shown in Fig.9. The cross-wind displacement component at mid-span of the cable, assuming both small and large incremental rotation formulations has been respectively compared in Fig. 9a, b. TA and TC restraint conditions, have been considered for the cable model discretized using the corotational cable elements and compared to the traditional cable modelling approach.

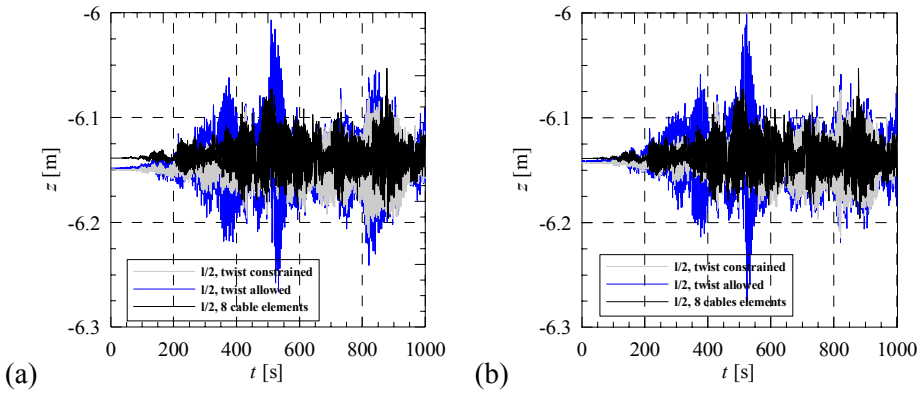


Figure 9. Time histories of cross-wind (vertical z) mid-span cable displacement under turbulent wind excitation with mean velocity W= 6 m/s. (a) small incremental rotation approach; (b) large incremental rotation approach

Looking at both figures, it can be seen that despite the irregularity due to the turbulence, the response in terms of displacement amplitudes is almost comparable, for both cases analyzed (TC and TA). Slightly larger amplitudes can be detected for the TA case where the effects of torsion and static rotation are taken into account; these follow from the larger values of aerodynamic drag and lift coefficients in the rotated section configuration.

In order to reduce the high computational cost of classical static analysis, the dynamic relaxation method, associated to a larger tolerance, was adopted for computing the static equilibrium configuration for the small incremental rotations approach (Fig.9a). As a consequence a slight difference of the static configuration respect to the traditional cable solution, can be noticed in the Fig.9a; this can be properly overcome if the large incremental rotations approach is adopted (Fig.9b).

4. CONCLUSIONS

Within a numerical procedure for the dynamic analysis of flexible structures, the paper is focused on the nonlinear interaction between the structure (i.e. a suspended cable) and steady or turbulent fluid flow. Two corotational FEs are superimposed to model the cable under fluid flow induced forces: a corotational beam finite element as a "mechanical element" and an isoparametric finite element as an "aerodynamic element". The resulting numerical procedure has been implemented in a computer code.

Numerical simulations of a well studied suspended cable have been performed to examine the capabilities and accuracy of the proposed procedure. The results obtained have been compared to those of a previous numerical procedure based on a traditional cable modelling

approach, confirming the validity and reliability of the proposed corotational approach. It is worth pointing out that in the structural case here studied, the effects of the aerodynamic couple were negligible. On the contrary, section twist has a remarkable effect on the structural response. In fact when induced by static rotation of the cable, section twist leads to results that differ from the predictions of the galloping theory, according to which the phenomenon takes place for any velocity larger than the critical one. This suggests that the galloping theory has to be applied in the deformed configuration to correctly predict the structural response.

This new finding will spur further research into several possible improvements. First of all, the relationship between structural response and the initial undeformed reference configuration must be further investigated. A comprehensive study on the effects of initial conditions has been made, showing the importance of this feature not only in the structural results but also in the duration and convergence of the simulation. Secondly, remarkable improvements in the numerical efficiency have been reached by implementing the large incremental rotation approach; simulation time cost is reduced by about 50%, and even larger computational savings could be derived by removing the last smallness hypothesis related to the computation of the rotation increments.

5. ACKNOWLEDGMENTS

This work was partially supported by MIUR (Ministry of Education, University and Research) under the project: Dynamic response of structural systems subject to phenomena of fluid-structure interaction (PRIN 2005). The Authors thankfully acknowledge the fruitful discussions with Prof. Federico Perotti of Politecnico di Milano.

6. REFERENCES

Clough R.W., Penzien J. (1975). *Dynamics of Structures*. McGraw-Hill, New York

Crisfield M.A. (1990). A consistent co-rotational formulation for non-linear, three-dimensional, beam-elements, *Comput. Methods Appl. Mech. Engrg.*, Vol. 81, pp. 131-150.

Diebel J. (2006). Representing Attitude: Euler Angles, Unit quaternions, and Rotation Vectors.

Di Pilato M., Martelli F., Martinelli L. (2007). Corotational Cable Element for the Study of Fluid-Structure Interaction, *7th Int. Symposium on Cable Dynamics*, Vienna, Austria, (CD-ROM).

Irvine M. (1981). *Cable structures*, The M.I.T. Press, Cambridge, MA, U.S.A.

Koh C.G., Rong Y. (2004). Dynamic analysis of large displacement cable motion with experimental verification, *Journal of Sound and Vibration*, Vol. 272, pp. 187-206.

Luongo A., Piccardo G. (1998). Non-linear galloping of sagged cables in 1:2 internal resonance, *J. of Sound and Vibration*, Vol. 214(5), pp. 915-940.

Martelli F. (2006). *Un elemento finito co-rotazionale per l'interazione fluido/struttura e analisi numeriche*, (in Italian), Thesis presented in partial fulfilment for the bachelor's degree in Civil Engineering, Politecnico di Milano, Milano, Italy.

Martinelli L., Mulas M.G. and Perotti F. (1996). The seismic response of concentrically braced moment-resisting steel frames, *Earth. Eng, & Struct. Dyn.*, Vol. 25, pp. 1275-1299.

Martinelli L., Perotti F. (2001). Numerical Analysis of the non-linear dynamic behaviour of suspended cables under turbulent wind excitation, *Int. J. of Struct. Stab. and Dyn*., Vol. 1(2), pp. 207-233.

Martinelli L., Perotti F. (2004). Numerical analysis of the dynamic behavior of cables under turbulent wind, *2nd Int. Conf. Struct. Eng. Mech. & Comput. (SEMC 2004)*, Cape Town, South Africa.

Migliore H.J., Webbster R.L. (1979). Current methods for analyzing dynamic cable response, *Shock Vib. Dig*., Vol. 11, pp. 3-16.

Migliore HJ, and Webster RL (1982). Current methods for analyzing dynamic cable response - 1979 to the present, *Shock Vib. Dig.*, Vol. 14, pp. 19-24.

Oran C. (1973). Tangent stiffness in space frames, *J. Struct. Div. ASCE*, Vol. 99(ST6), pp. 987-1001.

Yu P., Desai Y.M., Shah A.H., Popplewell N. (1993). Three-degree-of-freedom model for galloping, part II: solutions, *Journal of Engineering Mechanics*, Vol. 119, pp. 2426-2448.

Downscaling NWP wind fields by means of a diagnostic mass-consistent model

Federico Cassola [a], Luca Villa [a], Massimiliano Burlando [a], Corrado F. Ratto [a]

[a]Department of Physics, University of Genoa – National Consortium of Universities for Physics of Atmospheres and Hydrospheres (CINFAI), Via Dodecaneso 33, 16146 Genoa, Italy

ABSTRACT

In the present paper, a methodology for the computation of the local wind flow on spatial scales of the order of a few hundred meters through a diagnostic mass-consistent code is described. The proposed methodology belongs to the category of downscaling techniques based on nested models, as it is used to refine the wind field produced by a Numerical Weather Prediction (NWP) model in the Planetary Boundary Layer (PBL) by means of a higher-resolution model. In particular, two different procedures to obtain high-resolution wind fields over Liguria are discussed, both based on the mass-consistent code WINDS (Wind-field Interpolation by Non Divergent Schemes), nested in the hydrostatic meteorological model BOLAM (BOlogna Limited Area Model). The former procedure, taken as a benchmark, consists in a simple interpolation of the coarser wind field, whereas the latter is more sophisticated, starting from PBL physics considerations in the construction of the initial wind profile. A validation of the proposed new downscaling methodology is currently ongoing. Some preliminary results from a number of test-cases are presented here, showing a quite remarkable improvement in the prediction of wind speed, especially for strong wind events over complex topography, typically underestimated by hydrostatic NWP models.

SOMMARIO

Nella presente memoria viene descritta una metodologia per il calcolo di campi di vento su scale spaziali dell'ordine delle centinaia di metri tramite un codice diagnostico a conservazione di massa. La metodologia proposta rientra nella categoria delle tecniche di *downscaling* basate sul nesting di modelli a risoluzione crescente, in quanto infittisce il campo di vento prodotto da un modello numerico di previsione meteorologica nel Planetary Boundary Layer per mezzo di un modello a più elevata risoluzione. In particolare, due diverse procedure per ottenere campi di vento ad alta risoluzione sulla Liguria sono introdotte, entrambe basate sul codice a conservazione di massa WINDS (Wind-field Interpolation by Non Divergent Schemes), innestato nel modello meteorologico idrostatico BOLAM ((BOlogna Limited Area Model). La prima procedura, presa come riferimento, consiste in una semplice interpolazione del campo di vento a più larga scala, mentre la seconda, più sofisticata, parte da considerazioni fisiche nella costruzione del campo di vento iniziale. Una validazione della nuova procedura di *downscaling* proposta è attualmente in corso. Alcuni risultati preliminari ottenuti da una serie di casi studio e qui presentati indicano un notevole miglioramento nella previsione della velocità del vento, specialmente per venti intensi su orografia complessa, tipicamente sottostimati dai modelli meteorologici idrostatici.

PAROLE CHIAVE: Wind field Downscaling; Planetary Boundary Layer parameterisation; Mass-consistent modeling; Forecast verification

1. INTRODUCTION

At present, Numerical Weather Prediction (NWP) models can provide wind forecast information on scales up to a few kilometres but for several applications, such as coastal management, safe operation of all air traffic at an airport, wind power forecasting, simulation of pollutant dispersion

and so on, wind information on scales smaller than 1 km is desirable. In principle, increasing the NWP model resolution might provide considerable improvement in the representation of smaller-scale flows. Nevertheless, an open question remains as to whether the increasing computational requirements for running very high-resolution NWP models are compensated by a corresponding improvement of the forecast skill (Mass *et al.* 2002). In order to overcome these drawbacks, diagnostic models can be used to simulate three-dimensional wind fields over complex terrain (Chandrasekar *et al.*, 2003). Such models can be nested in a NWP model to obtain higher-resolution wind fields on a smaller integration domain. Moreover, thanks to their simplicity, the computational effort needed by diagnostic codes is considerably reduced.

The downscaling methodology we propose here is based on the diagnostic mass-consistent model WINDS (Wind-field Interpolation by Non Divergent Schemes), cascaded to the meteorological model BOLAM (BOlogna Limited Area Model).

BOLAM has been developed at the Institute of Atmospheric Sciences and Climate (ISAC) of the Italian National Research Council (CNR) and is used operationally by many national and international institutions, like at the Meteo-Hydrological Centre of the Liguria Region and at the Department of Physics of the University of Genoa. In particular, at DIFI one version of BOLAM, covering western Europe with 0.20° horizontal grid spacing, runs operationally every 24 hours using the forecast fields with one degree horizontal grid spacing produced by the Global Forecast System (GFS) global model (1200 UTC run) of the National Center for Environmental Prediction (NCEP) as initial and boundary conditions. Another higher-resolution version of BOLAM, with 0.06° horizontal grid spacing (corresponding to about 7 km), is nested in the previous model, covering the inner domain of Northern Italy. Validity time of the inner domain forecast starts at 0600 UTC, forecast range is 42 hours, and operational outputs are available every 3 hours.

WINDS is a diagnostic mass-consistent code developed at DIFI to perform three-dimensional wind flow simulations over complex terrain (Ratto *et al.*, 1990; Ratto *et al.*, 1994; Burlando *et al.*, 2007). This model performs the simulation in two steps: a first guess wind field is built by both horizontal and vertical interpolation of measured or assumed data of various kinds (wind speed upon the ground, aloft wind, vertical wind profiles, etc.); the final field is then calculated by imposing the constraint of mass conservation. The code requires the atmospheric conditions (wind initialisation data and stability conditions of the low atmospheric layers) and the geometry of the domain (the topography and the land cover of the domain, parameterized through the roughness length).

In order to downscale the BOLAM wind fields, defined on a 7 km-spaced horizontal grid and on constant pressure surfaces, essentially flat, along the vertical, a new procedure has been implemented in WINDS, following two main steps. The interpolation is applied not only to the wind velocity components, but also to all the variables of interest in the description of the PBL physics, such as surface heat flux, Monin-Obukhov length and friction velocity. Then, the meteorological information provided by BOLAM can be combined with the WINDS topography and roughness data, in order to build the initial wind profiles on every node of the WINDS horizontal grid. In particular, the profiles in the surface layer (SL) are constructed starting from classical profiles derived from the Monin-Obukhov similarity theory (Garratt, 1992; Kaimal & Finnigan, 1994) under the constraint of a minimal modification of the original BOLAM profiles. The final field is then obtained by imposing to the first guess wind field the mass conservation.

A validation of the proposed downscaling methodology, through a comparison with anemometrical measurements from six stations located on the Ligurian territory, is still ongoing. Preliminary results from a number of test-cases indicate a remarkable improvement in the prediction of wind speed, especially for strong wind events over complex topography, typically underestimated by BOLAM.

The present paper is organised as follows. In Section 2 the main features of the BOLAM model and the characteristics of the DIFI meteorological chain are presented, while WINDS is introduced in Section 3. The proposed downscaling methodology is discussed in Section 4. A simpler nesting procedure, taken as a reference, is also described. In Section 5 results from the comparison of simulations with observations for a few test-cases are presented. Finally, conclusions are drawn in Section 6.

2. THE BOLAM MODEL

The mesoscale meteorological model BOLAM (BOlogna Limited Area Model) has been developed at the Institute of Atmospheric Sciences and Climate (ISAC) of the Italian National Research Council (CNR) and is used operationally at the Department of Physics of the University of Genoa thanks to a special agreement between these institutions. It is a grid point, hydrostatic model in sigma coordinates, computing zonal and meridional wind components, potential temperature, specific humidity and surface pressure as prognostic variables.

Horizontal discretization adopts the Arakawa C-grid, while the vertical discretization is of Lorenz type, with a variable spacing such as to give higher resolution near the surface and, to a smaller extent, near the tropopause. Time discretization is based on a two time-level scheme, with time split integration technique, forward for the horizontal diffusion terms, pseudo-implicit for the vertical diffusion, forward-backward for the gravity wave motion and advection terms (Buzzi *et al.*, 1994; Buzzi & Malguzzi, 1997). The advection equation is solved using the forward-backward advection scheme (FBAS) implemented by Malguzzi & Tartaglione (1999). FBAS is equivalent to applying a leapfrog scheme twice with half the time step. Thus, using FBAS it is possible to save half the computer time needed to compute advection. A fourth-order horizontal diffusion term (for numerical stability) based on the ∇^4 spatial operator is added to all prognostic equations except for the tendency of surface pressure (Buzzi *et al*., 1998). This procedure, adopted by all numerical modelers, has strong impact on surface wind, leading to a systematic underestimation of the wind speed (Chéruy *et al.*, 2004).

The boundary-layer scheme parameterizing momentum, latent and sensible heat turbulent fluxes at the surface is based on the drag coefficient formulation. Exchange coefficients are represented by analytic formulae dependent on the Richardson number and on the roughness and mixing lengths (Louis *et al.*, 1982). Surface roughness length is different for momentum and latent-sensible heat over land. It is also dependent on orography height in order to parameterize aerodynamic drag. Charnock's (1955) formula is used to parameterize roughness length over sea and is the same for both momentum and heat parameters. The Geleyn (1988) vertical interpolation scheme is used to find wind at 10-m height using surface pressure and the wind, temperature and specific humidity at the lowest model level and at the surface.

Since June 2003, several versions of BOLAM with different spatial horizontal resolution and on different domains, from a larger scale one covering Central and Western Europe and the Northern coast of Africa, with a spatial resolution of about 21 km (BOLAM 21) to the smallest scale one, centred over Northern Italy, with a resolution of about 6.5 km (BOLAM 7), are run daily at DIFI (see Fig. 1). In particular, the main features of the modeling chain considered for the present paper are the following:

- BOLAM 21: resolution of about 21 km on Western and Central Europe:
  - Initials and boundary conditions provided every 6 hours by NCEP global model GFS (12 UTC run) at one degree horizontal resolution;
  - Forecast horizon of 72 hours with outputs available every 3 hours from 00 UTC;
  - Horizontal rotated grid of 154 x 144 points with a resolution of 0.20º; 30 vertical levels;

- BOLAM 7: resolution of about 7 km on Northern Italy:
  - Initials and boundary conditions provided by BOLAM 21 every 90 minutes;
  - Forecast horizon of 42 hours with outputs available every 3 hours from 06 UTC;
  - Horizontal rotated grid of 140 x 130 points with a resolution of 0.06º; 40 vertical levels.

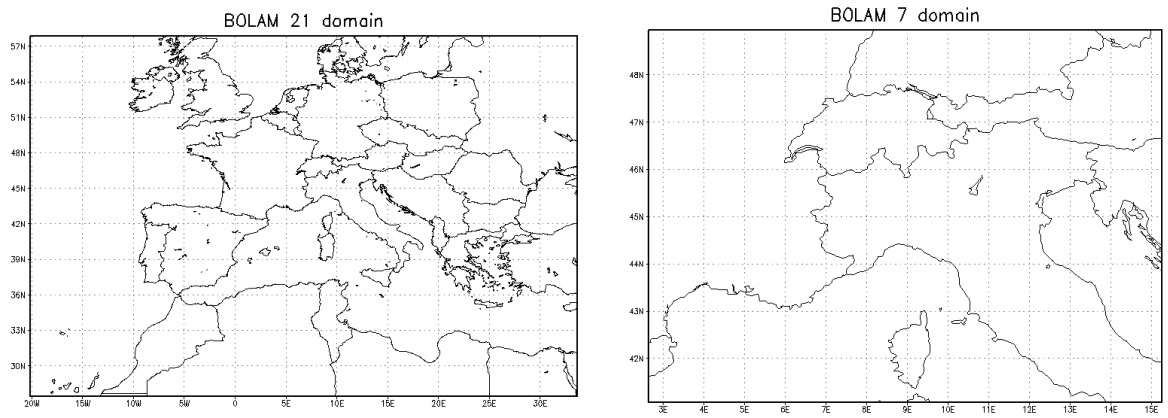


Figure 1. Computational domains of BOLAM 21 (left) and BOLAM 7 (right)

3. THE WINDS CODE

The WINDS code has been implemented at DIFI starting from AIOLOS code (Lalas, 1985; Lalas *et al.*,1988), and has experienced over time constant evolution and continuous updating (see for example Ratto *et al.*, 1990, Mazzino *et al.*, 1994; Conte *et al.*, 1998; Georgieva *et al.*, 2003; Burlando *et al.*, 2007). Furthermore, WINDS has already been used in the past in many applications both of engineering and geophysical nature (see for example Canepa *et al.*, 2000; Burlando *et al.*, 2002; Castino *et al.*, 2003).
WINDS is a diagnostic mass-consistent model for calculation of three dimensional wind fields in complex terrain, using observations which are arbitrarily located within the model domain.
The model performs the simulations in two steps:

- a "first-guess" wind field is built through the interpolation of wind velocity data (ground station data, wind aloft values, one or more vertical wind profiles, etc) by means of law-of-the-walls (see for example Zilitinkevich, 1989; Zilitinkevich *et al.*, 1998) taking into account the atmospheric stability conditions, the Coriolis parameter and the roughness of the terrain;

- the final wind field (named "non-diverging" or "mass-consistent") is calculated by imposing to the first-guess wind field the constraint of mass conservation, taking into account the effects of the topography on the atmospheric flow.

The code requires the atmospheric conditions (wind initialisation data and stability conditions of the low atmospheric layers) and the geometry of the domain (the topography and the land cover of the domain, parameterized through the roughness length) as input data.
The volume of the 3D simulation domain $\Omega(x,y,z)$ is discretized by Cartesian coordinates (with constant grid spacing) for the horizontal directions, and by σ coordinates along the vertical axis (Phillips, 1957). As a result, the volume is described by surfaces which are terrain following close to the surface, while they become flatter and flatter towards the top of the computational volume. This type of coordinates is advisable for wind field simulations in complex terrain areas, where the topography varies substantially. Furthermore, the use of terrain following surfaces gives a better description of wind fields close to the terrain, and allows a simplification of the boundary conditions for the equations, close to the ground.
The mathematical formulation of the mass-consistent model WINDS uses a calculus of variations approach. The variational problem is to minimize the variance of the difference between the adjusted and the initial wind field by imposing that the divergence vanishes.

4. DOWNSCALING BOLAM WIND FIELDS

The output of the highest resolution version of BOLAM (BOLAM 7) running at DIFI consists of forecasts on a space scale just under 50 km^2, that is too coarse for many applications. From BOLAM 7 wind fields, higher-resolution wind fields, e.g. down to 1 km or less, can be obtained with a quite limited computational effort by means of a diagnostic model. In particular, two different nesting procedures to ingest BOLAM 7 information into WINDS in order to downscale the wind field over Liguria are discussed here. The former procedure refines BOLAM fields through a mere interpolation, while the latter is more sophisticated since it performs the calculation of initial vertical wind profiles starting from physical considerations and taking into account several meteorological variables produced by BOLAM. In both cases the WINDS simulation domain covers the entire Ligurian territory, with a horizontal resolution of 800 m (Fig.2). The number of cells is 39032, 287 in longitude and 136 in latitude. Simulations of the three components of wind velocity with the same forecast range as BOLAM 7, that is starting from 06 UTC up to 42 hours ahead, are performed. More detailed information about the aforementioned downscaling procedures is given in the following.

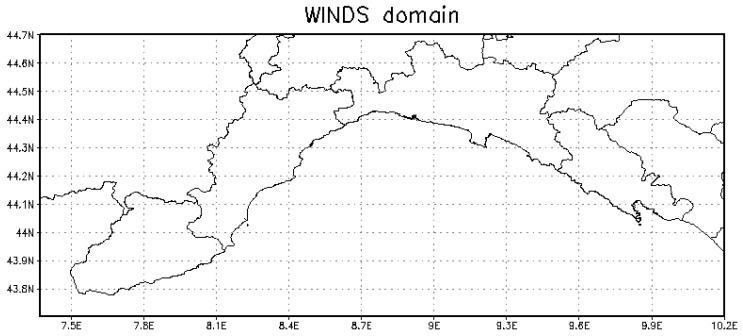


Figure 2. The WINDS computational domain

4.1 Nesting procedure based on a purely mathematical interpolation

This simple downscaling procedure (hereafter DSC1) to obtain high-resolution wind fields over the Ligurian territory initially selects a portion of the BOLAM 7 simulation domain and identifies the computational grid nodes from which it can read the values of the variables of interest to be passed to WINDS at each forecast interval, namely terrain elevation, wind velocity components and geopotential heights of the five lowest BOLAM pressure levels. Obtained this information, the WINDS code, by appropriate interpolation algorithms, refines the BOLAM fields in order to draw the values of a "first-guess" wind field on the 3D WINDS computational grid.

The interpolation of BOLAM fields onto the WINDS grid is performed in two subsequent steps. First of all, the wind velocity $V = (u,v,w)$ values calculated by BOLAM at the nodes of its grid (x_B,y_B,z_B) are interpolated along the z axis at the WINDS σ surfaces (z_W). More specifically, a linear interpolation of wind velocity values from BOLAM pressure levels to the WINDS σ surfaces is performed everywhere apart from the lowest pressure level to the ground, where wind speed profiles are built following a logarithmic law. Then, a bi-linear interpolation is executed on the σ surfaces, in order to define the wind field on the whole WINDS grid (x_W,y_W,z_W).

The last step is the "adjustment" phase that consists in a correction applied to the initial wind field so that the final field satisfies the mass conservation law at each node of the computational grid, as explained in Section 3.

This kind of procedure has two drawbacks: firstly, starting with the vertical interpolation, the mass-consistency of the BOLAM wind field is not retained; secondly, the roughness of the WINDS nodes is taken into account only during the horizontal interpolation. A new downscaling methodology has recently been developed at DIFI and is currently being validated also to overcome these problems. The main features of this procedure are discussed in the next subsection.

4.2 Nesting procedure based on PBL parameterisations

The downscaling methodology we propose here (hereafter DSC2), implemented at DIFI at the beginning of 2008, adopts a different approach, both in the interpolation of BOLAM fields onto the WINDS grid and in the construction of the initial wind profiles.

The first step of the procedure consists in refining horizontally, through a inverse-square-distance interpolation, the BOLAM wind fields. In such a way, the mass-consistency of this BOLAM field can be conserved at a very good approximation. All the following variables, of interest in the description of the PBL physics and calculated by BOLAM, are interpolated as well:

- terrain elevation, h_B;
- geopotential height, h_P, of each pressure level;
- horizontal velocity components, u_B and v_B, at 10 m above ground level;
- horizontal velocity components, u_P and v_P, on the pressure levels;
- surface heat flux, Q;
- Monin-Obukhov length, L;
- friction velocity, u_*;
- PBL height, H_{BL};

Moreover, on the WINDS horizontal grid a high-resolution roughness length field, z_0, is defined, and the height $h_{BL} = h_W + H_{BL}$, where h_W is the high-resolution WINDS topography, is calculated.

The subsequent and more critical step is the vertical interpolation of BOLAM wind profiles at every node of the WINDS computational grid. Due to the complexity of the Ligurian territory the difference between BOLAM and WINDS topography can locally exceed 1000 m, so that particular care is needed when refining the vertical wind profiles. The horizontal components of the initial wind velocity profiles of WINDS are defined with respect to a reference height, h_{aloft}, in such a way that above h_{aloft} the original BOLAM wind field remains essentially unchanged, whereas below this level the wind intensity and direction values on the WINDS σ surfaces are constructed *ad hoc* in order to keep the mass flow between the ground and h_{aloft} conserved with respect to the original BOLAM profiles. In particular, from h_{aloft} to the top of the simulation domain, the wind intensity and direction values defined on the BOLAM pressure levels of BOLAM are linearly interpolated on the WINDS σ surfaces, so that the wind field remains essentially unchanged in the transition from the BOLAM field to the WINDS initial wind field. From h_W to h_{aloft} WINDS profiles are constructed through classical wind profiles derived from the Monin-Obukhov similarity theory (Garratt, 1992), making use of all the aforementioned BOLAM variables describing the PBL physics.

The exact definition of h_{aloft} turned out to be very critical. After a great number of numerical tests, in correspondence to each node of the horizontal grid (x_W, y_W), h_{aloft} has been chosen to be $h_{aloft} = h_{BL}$ if $500 \leq H_{BL} \leq 1000$, or one of these extreme values otherwise.

Note in particular that the wind profiles used to initialise the WINDS code are built in such a way that the integral wind speed flux from the ground to the top of the simulation domain is conserved. This is expressed through the following relations:

$$\begin{aligned} \int_{h_W}^{h_{aloft}} u_W(z)\,dz + \int_{h_{aloft}}^{top} u_W(z)\,dz &= \int_{h_B}^{top} u_B(z)\,dz \\ \int_{h_W}^{h_{aloft}} v_W(z)\,dz + \int_{h_{aloft}}^{top} v_W(z)\,dz &= \int_{h_B}^{top} v_B(z)\,dz \end{aligned} \qquad (1)$$

The final profiles are then obtained imposing the mass conservation to this initial wind field as explained in Section 3.

5. COMPARISON BETWEEN SIMULATIONS AND OBSERVATIONS

A validation of the proposed new downscaling methodology, through a comparison with anemometrical measurements from six stations located on the Ligurian territory (Section 5.1), is currently ongoing. We discuss here (Section 5.2) some preliminary results from a number of case

studies showing a quite remarkable improvement in the prediction of wind speed, especially for strong winds over complex topography, typically underestimated by BOLAM. In particular, we selected four case studies, characterised by strong southerly (2-3 October 2006 and 8-9 December 2006) or northeasterly (18-19 December 2006 and 20-21 March 2007)) winds over Liguria. The synoptic situation for each event is shown in Fig.3. It can be seen that southerly wind events are associated with low pressure systems coming from the West, whereas northeasterly flows are driven by Mediterranean cyclogeneses.

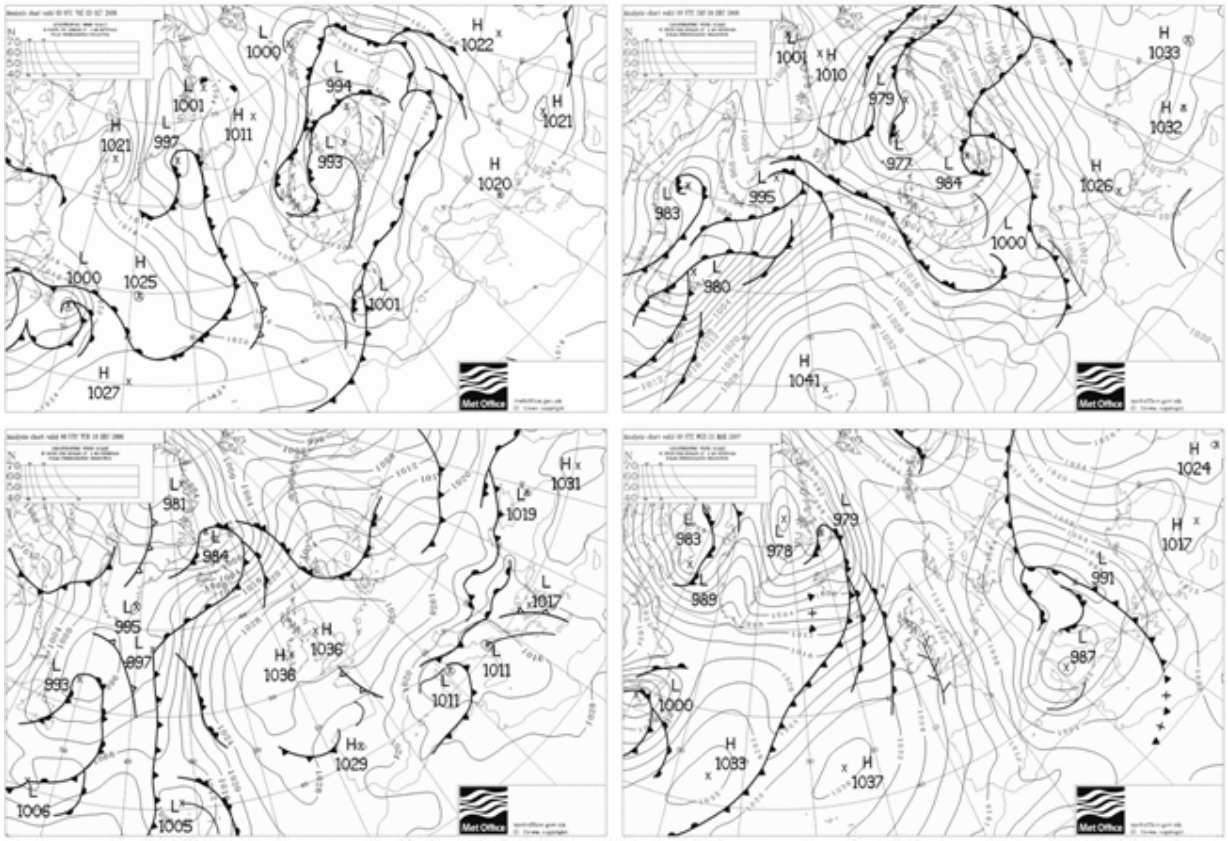


Figure 3. Sea level pressure and fronts at 00 UTC of 3 October 2006 (top left), 9 December 2006 (top right), 19 December 2006 (bottom left), 21 March 2007 (bottom right). Met Office Analyses, courtesy of www.wetterzentrale.de

5.1 The anemometrical measurements

The database at our disposal consists in wind intensity and direction measurements at 10 m above ground level from six anemometrical stations located on the Ligurian territory. Such data set is 1-year long, namely from 1 June 2006 to 31 May 2007, with a sampling rate every ten minutes. All the stations belong to the Meteo-Hydrological Observatory of Liguria Region (OMIRL), managed by the Regional Agency for Environmental Protection (ARPAL). In Tab.1 the geographical coordinates and the elevation of each considered station are reported, while in Fig.4 an image of the Ligurian territory highlighting the position of the six station is presented. It can be seen that three stations, namely Monte Maure, Capo Vado and Monte Rocchetta, are essentially coastal ones, whereas Lago di Giacopiane and Casoni di Suvero are sited in a mountainous environment, both exceeding 1000 m in altitude. Finally, the Fontanafresca station, although located quite close to the shoreline, is actually found on a ridge more than 700 m high and, as a consequence, presents anemological features typical of coastal areas, such as breezes, as well as higher elevation ones, like frequent strong wind events.

Table 1. Geographical information about the considered anemometrical stations

STATION	LATITUDE (°)	LONGITUDE (°)	ELEVATION (m)
MONTE MAURE	43.79	7.61	210
CAPO VADO	44.25	8.44	170
FONTANAFRESCA	44.40	9.09	743
LAGO DI GIACOPIANE	44.46	9.38	1016
CASONI DI SUVERO	44.30	9.76	1070
MONTE ROCCHETTA	44.07	9.93	412

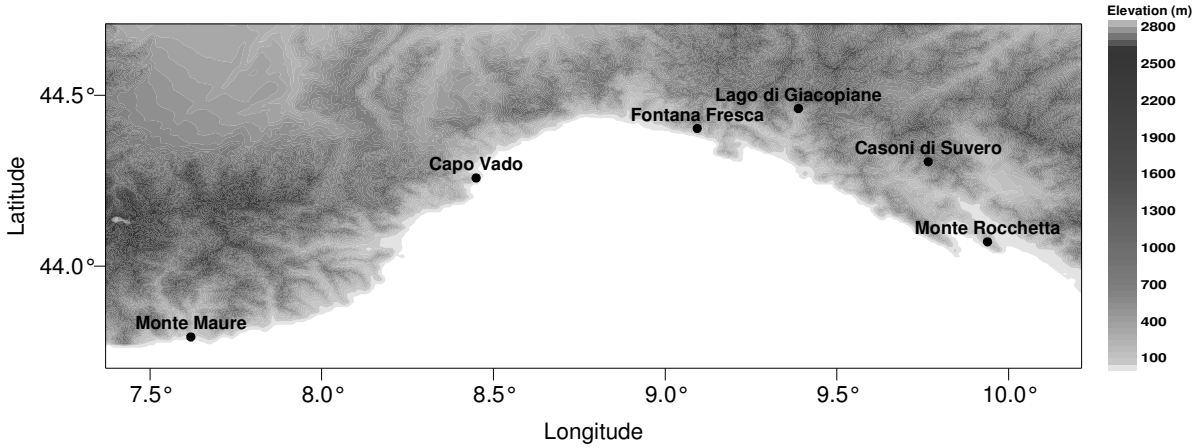


Figure 4. Topography of Liguria and location of the six anemometrical stations

5.2 Results and discussion

For each selected test-case we performed high-resolution wind field simulations by means of the two downscaling techniques described in Section 4. Each simulation is 42-hour long, starting from 06 UTC, with outputs available every 3 hours.

In Fig.5 the temporal evolution of predicted and observed wind speeds at the six anemometrical stations for the case study of 2-3 October 2006, characterised by strong southerly winds over Liguria, is shown. It can be seen that in the coastal, lower elevation stations of Monte Maure and Capo Vado the downscaled wind speed values are essentially coincident with the BOLAM ones. Indeed, above flat terrain the initial WINDS vertical profiles are minimally modified with respect to the original ones. At Monte Maure the temporal evolution of wind speed is fairly well reproduced, apart from isolated peaks, whereas at Capo Vado an underestimation is evident, especially at the beginning of the period. At Monte Rocchetta, again a coastal station but on a higher hill (see Tab.1), the BOLAM trend is followed as well, but values obtained through the downscaling methodology DSC2 are slightly higher and closer to the observations. On the contrary, the DCS1 procedure provides lower wind speeds than BOLAM. Concerning the remaining stations, located at a higher elevation, it can be seen that the downscaling technique DSC2 performs much better than both BOLAM and DSC1. The agreement between predictions and observations is particularly remarkable at Lago di Giacopiane and Casoni di Suvero. At the Fontanafresca station, measurements are quite well reproduced too, except for the highest wind speed values recorded in the second part of the period. This mismatch is probably driven by the quite poor BOLAM performance, not catching the observed wind speed increase.

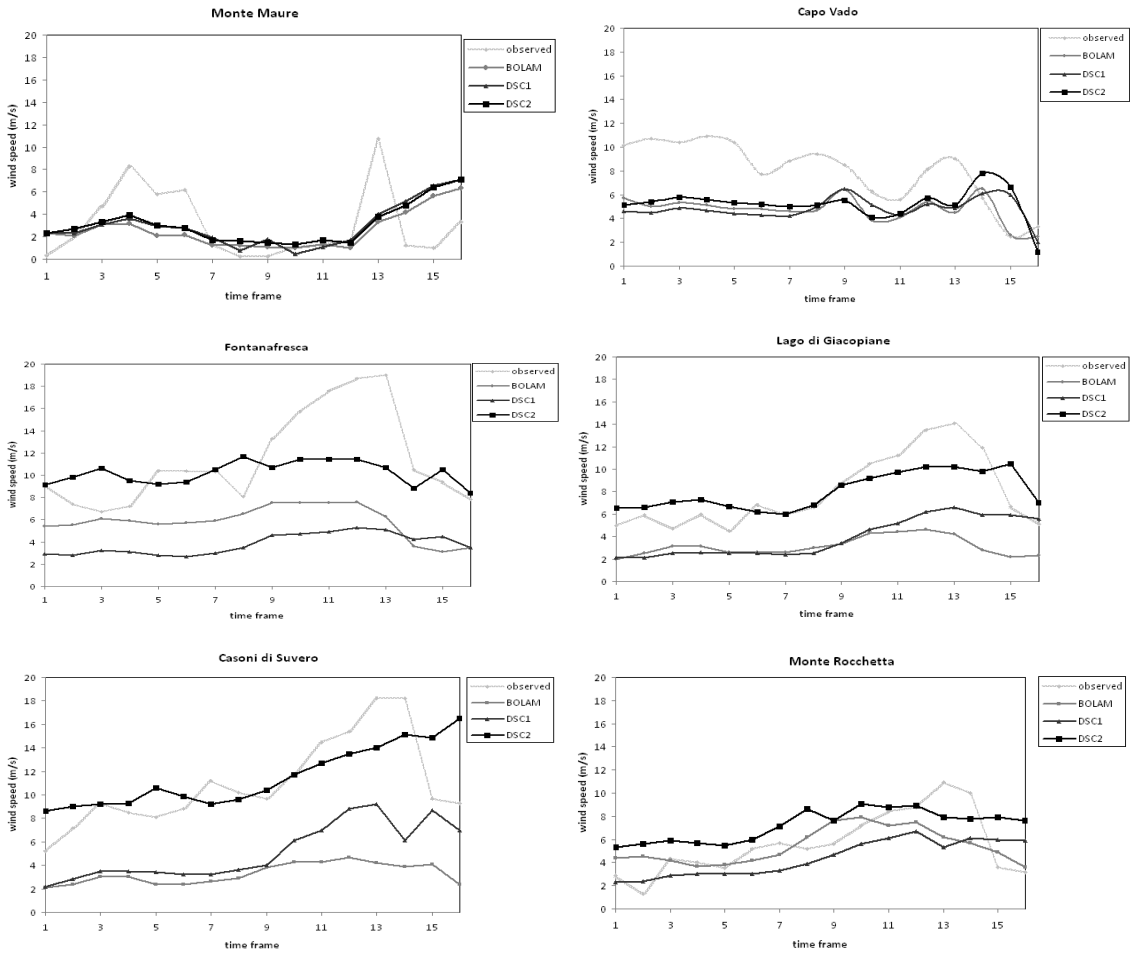


Figure 5. Comparison between simulated and observed wind speeds at the six anemometrical stations for the case study of 2-3 October 2006.

In Fig.6 simulated and measured wind speeds for the case study of 18-19 December 2006, corresponding to a situation of intense northeasterly winds, are presented. Again, wind speed values obtained through DSC2 are in a fairly good agreement with observations at most of the considered anemometrical stations. As already remarked, measurements at the lower elevation stations, are not so well reproduced. In particular, at Monte Maure too high wind speed values are predicted by BOLAM and, as a consequence, also by WINDS. It is worth noting, however, that such station is located in a very complex topography area, being surrounded by the Maritime Alps, whose sheltering effect from northerly winds is not well caught by BOLAM due to its coarser resolution.
Similar considerations can be drawn when analyzing the other selected case studies (not shown). In order to summarize the forecast skill of BOLAM as well as the two downscaling techniques we calculated two simple categorical indices, the mean error (ME) and the mean absolute error (MAE), defined as follows:

$$\mathrm{ME} = \frac{1}{N}\sum_{i=1}^{N}\left(F_i - O_i\right)$$
$$\mathrm{MAE} = \frac{1}{N}\sum_{i=1}^{N}\left|F_i - O_i\right| \qquad (2)$$

where N is the sample size, while F_i and O_i are the forecast and the observed values, respectively.

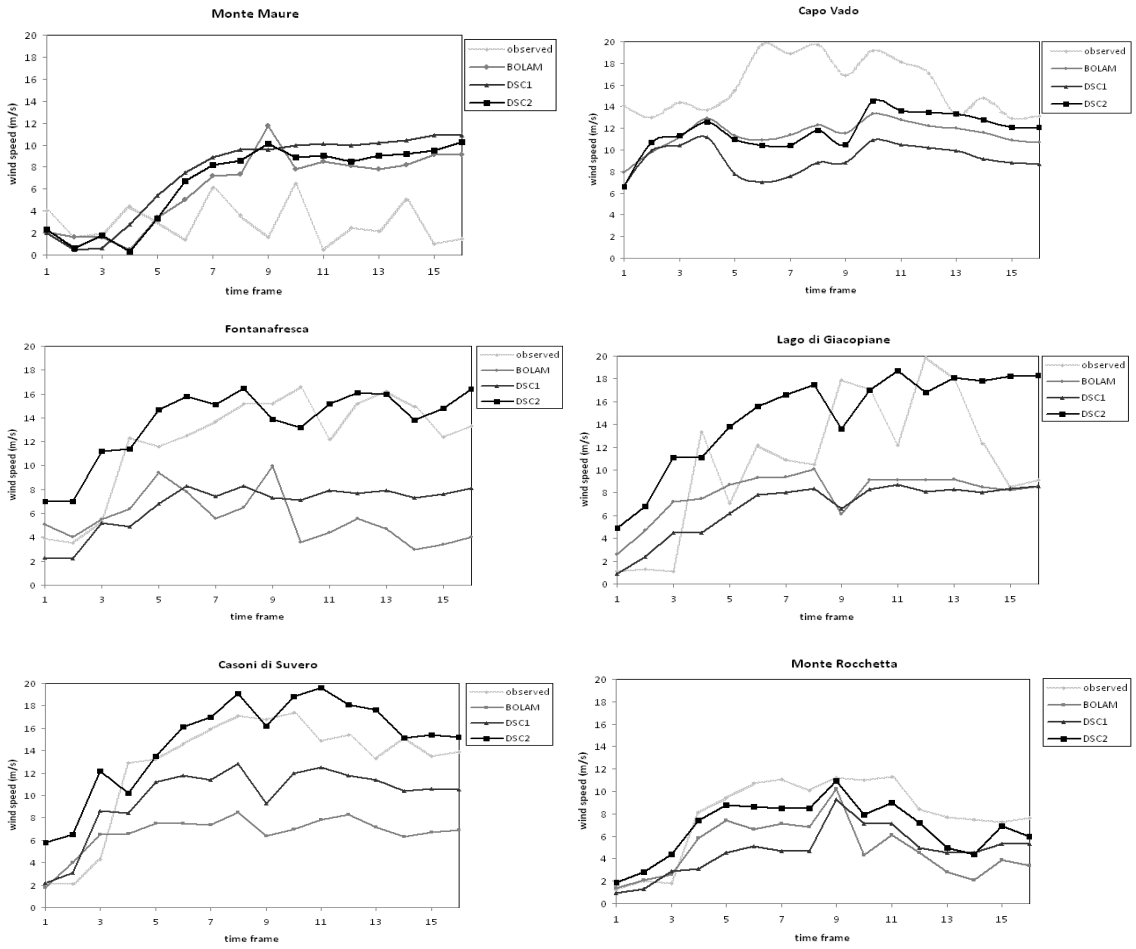


Figure 6. Comparison between simulated and observed wind speeds at the six anemometrical stations for the case study of 18-19 December 2006.

The Mean Error, also named Bias, is useful to find whether a given model underestimates or overestimates the observations, whereas the Mean Absolute Error measures the average magnitude of the errors in a set of forecasts, without considering their direction (Wilks, 1995). The values of the indices for each station, calculated by taking into account all the selected case studies, are reported in Tab.2. It can be seen that, while the performance of DSC1 is comparable or even worse with respect to BOLAM, DSC2 provides significantly better results. As already observed, the improvement in wind speed prediction is particularly evident at higher elevations above sea level (Fontanafresca, Lago di Giacopiane and Casoni di Suvero), where the Mean Error shifts from large negative values (BOLAM), indicating a strong underestimation, to small positive values. Error reduction is not negligible also at Monte Rocchetta, whereas at Monte Maure and Capo Vado only a slight improvement can be noticed.

Table 2 Mean Error (ME) and Mean Absolute Error (MAE) for the six considered stations.

STATION	ME (m/s)			MAE (m/s)		
	BOLAM	DSC1	DSC2	BOLAM	DSC1	DSC2
MONTE MAURE	0.78	1.63	1.03	3.38	3.72	3.28
CAPO VADO	-1.96	-3.73	-1.61	3.45	4.35	3.43
FONTANAFRESCA	-5.60	-6.00	0.15	6.00	6.37	3.46
LAGO DI GIACOPIANE	-5.10	-4.95	0.99	5.62	5.20	3.84
CASONI DI SUVERO	-7.47	-5.97	1.28	7.59	6.13	3.82
MONTE ROCCHETTA	-1.88	-2.28	0.20	2.94	2.89	2.56

6. CONCLUSIONS

In the present paper, a new methodology to downscale the wind fields produced by the NWP model BOLAM by means of the diagnostic mass-consistent code WINDS is presented. Such procedure, as a first step, refines horizontally the BOLAM fields onto the WINDS grid, in order to retain its mass-consistency at a very good approximation. In particular, not only the wind velocity components are taken into account, but also all the variables of interest in the description of the PBL physics, such as surface heat flux, Monin-Obukhov length and friction velocity. Then, an initial wind profile, dependent on the atmospheric stability, is built at every node of the WINDS computational grid in such a way that the integral wind speed flux from the ground to the top of the simulation domain is conserved. The final wind field is obtained by imposing the constraint of mass conservation.
The proposed downscaling methodology is currently being validated over the Ligurian territory through a comparison with anemometrical measurements. However, preliminary results from a number of case studies show a noticeable improvement in the prediction of wind speed. The agreement between predictions and observations is particularly good at the stations located in complex topography areas, where both BOLAM and a simpler downscaling methodology, based on a purely interpolating algorithm, tend to underestimate wind intensity peaks. The agreement is not so good at the lower elevation stations, where BOLAM wind speed values are minimally modified by the downscaling procedure and, as a consequence, the forecast skill depends strongly on the BOLAM performance.

7. REFERENCES

Burlando M., Castino F., Ratto C.F. (2002). Validation of a method for wind power estimation: the case of Bonifacio, The World Wind Energy Conference and Exhibition, 2-6 July, Berlin, Germany

Burlando M., Georgieva E., Ratto C.F. (2007). Parameterisation of the planetary boundary layer for diagnostic wind models. *Bound. Layer Meteor.*, Vol. 125(2), pp. 389–397

Buzzi A., Fantini M., Malguzzi P., Nerozzi F. (1994). Validation of a limited area model in cases of mediterranean cyclogenesis: Surface fields and precipitation scores. *Meteorol. Atmos. Phys.*, Vol. 53(3-4), pp. 137-153

Buzzi A., Malguzzi P. (1997). The BOLAM III model: recent improvements and results. MAP Newsletter 7, pp. 98-99

Buzzi A., Tartaglione N., Malguzzi P., (1998). Numerical simulations of the 1994 Piedmont flood: Role of orography and moist processes. *Mon. Wea. Rev.*, Vol. 126(9), pp. 2369-2383

Canepa E., Corti A., Contini D., Ratto C.F. (2000). Comparison of the SAFE_AIR code numerical results against wind tunnel measurements on a two-stack waste incinerator model. In ENVIROSOFT 2000, 28-30 June 2000, Bilbao, Spain, G. Ibarra-Berastegi, C.A. Brebbia, P. Zannetti (Eds), Development, Application of Computer Techniques to Environmental Studies VIII, pp. 535-544. WIT press, Southampton, UK

Castino F., Rusca L., Solari G. (2003). Wind climate micro-zoning: A pilot application to Liguria Region (North-Western Italy). *J. Wind Eng. Ind. Aerod.*, Vol. 91, pp. 1353–1375.

Conte A., Pavone A., Ratto C.F. (1998). Numerical evaluation of the wind energy resource of Liguria. *J.Wind Eng. Ind. Aerodyn.*, Vol. 74-76, pp. 355–364

Chandrasekar A., Philbrick C.R., Clark R., Doddridge B., Georgopoulos P. (2003). Evaluating the performance of a computationally efficient MM5/CALMET system for developing wind field inputs to air quality models. *Atmos. Environ.*, Vol. 37(*23*), pp. 3267–3276.

Charnock H. (1955). Wind stress on a water surface. *Quart. J. Roy. Meteor. Soc.*, Vol. 81, pp. 639-640

Chéruy F., Speranza A., Sutera A., Tartaglione N. (2004). Surface winds in the Euro-Mediterranean area: The real resolution of numerical grids. *Annales Geophysicae*, Vol. 22, pp. 4043-4048

Garratt J.R. (1992). *The Atmospheric Boundary Layer*. Cambridge University Press

Geleyn J.F. (1988). Interpolation of wind temperature and humidity values from model levels to the height of measurements. *Tellus*, Vol. 40(A), pp. 347-351

Georgieva E., Canepa E., Bonafè G., Minguzzi E. (2003). Evaluation of ABLE mixing height algorithms against observed and modelled data for the Po Valley Italy. Preprint of 26th NATO/CCMS International Technical Meeting on Air Pollution Modelling and its Applications, 26-30 May, Istanbul, Turkey, pp. 396–403.

Kaimal J.C., Finnigan J.J. (1994). *Atmospheric boundary layer flows: their structure and measurement*. Oxford University Press, New York

Lalas D.P. (1985). Wind energy estimation and siting in complex terrain. *Int. J. Solar Energy*, Vol.3, pp. 43-71

Lalas D.P., Tombrou M., Petrakis M. (1988). Comparison of the performance of some numerical wind energy siting codes in rough terrain. In European Community Wind Energy Conference, Herning, Denmark, 6-10 June 1988

Louis J.F., Tiedke M., Geleyn J.F. (1982). A short history of the PBL parameterization at ECMWF, Proc. Workshop on Planetary Boundary Layer Parameterization, Shinfield Park, Reading, United Kingdom, ECMWF, pp. 59-79

Malguzzi P., Tartaglione, N. (1999). An economical second order advection scheme for explicit numerical weather prediction. *Quart. J. Roy. Meteor. Soc.*, Vol. 125, pp. 2291-2303

Mass C.F., Ovens D., Westrick K., Colle B.A. (2002). Does increasing horizontal resolution provide more skillful forecasts? *Bull. Amer. Meteor. Soc.*, Vol. 83(3), pp. 407-430

Mazzino A., Ratto C.F., Benzi R. (1994). Nesting of a mass-consistent model into larger scale models. In Proceedings of EWEC94, 10-14 October 1994, Thessaloniki, Greece

Phillips R. (1957). *Principles of Physical Science*. Addison-Wesley Publishing Co

Ratto C.F., Festa R., Nicora O., Frumento O.A., Mosiello R., Ricci A., Lalas D.P. (1990), Wind field numerical simulations: a new user-friendly code. In European Community Wind Energy Conference, 10-14 September 1990, Madrid, Spain, W.Palz (Ed), pp. 130-134. H.S. Stephens & Associates

Ratto C.F., Festa R., Romeo C., Frumento O.A., Galluzzi M. (1994). Mass-consistent models for wind fields over complex terrain: the state of the art. *Environ. Software*, Vol. 9, pp. 247-268

Zilitinkevich S.S. (1989). Velocity profiles, the resistance law and the dissipation rate of mean flow kinetic energy in a neutrally and stably stratified planetary boundary layer. *Bound. Layer Meteorol.*, Vol. 46, pp. 367-387

Zilitinkevich S.S., Johansson P.E., Mironov, D.V., Baklanov A. (1998). A similarity-theory model for wind profile and resistance law in stably stratified planetary boundary layers. *J. Wind Eng. Indust. Aerodyn.*, Vol. 74-76, pp. 209–218.

Wilks D.S. (1995). *Forecast verification. Statistical Methods in the Atmospheric Sciences*. Academic Press, New York.

Effetti e carico del vento sui ponti di grande luce nella direzione del flusso incidente

Alessandra Fiore[a], Dora Foti [a], Pietro Monaco [a]

[a]Dipartimento di Ingegneria Civile e Ambientale, Politecnico di Bari, Bari

SOMMARIO

Il presente lavoro è incentrato sull'azione e sugli effetti indotti dal vento sugli impalcati dei ponti di grande luce nella direzione del flusso incidente. Vengono considerate sia la forza di buffeting che la forza auto-eccitata, adottando la teoria quasi-stazionaria linearizzata.
I massimi effetti del carico vengono valutati mediante la tecnica del Fattore di Effetto di Gust (GEF). Tale tecnica, sviluppata in letteratura con riferimento alle strutture verticali, nella presente trattazione viene estesa ai ponti di grande luce, caratterizzati da effetti di carico incrociati lungo l'asse dell'impalcato e per i quali non è generalmente sufficiente tener conto solo del primo modo strutturale. Noto il GEF, si può calcolare la Forza Statica Equivalente (ESF) associata ad un determinato effetto massimo; tuttavia la ESF così definita dipende dall'effetto e dalla sezione dell'impalcato considerati.
Pertanto si propone una nuova tecnica che consente di definire una ESF in grado di generare simultaneamente i massimi effetti del carico nella direzione del vento in più sezioni dell'impalcato. La tecnica proposta costituisce una variante del metodo del Carico Globale ed è pertanto basata sulla teoria delle linee di influenza e sulle tecniche del GEF e della Decomposizione Ortogonale Propria; essa consiste nell'eprimere la ESF attraverso una combinazione delle autofunzioni spettrali. La tecnica viene sviluppata anche con riferimento alla parte quasi-statica della ESF, allo scopo di consentirne l'uso nell'ambito dell'approccio della Combinazione di Carico.

ABSTRACT

The present paper deals with the alongwind effects of long-span bridges. Both the buffeting and self-excited forces are considered, according to the linearized quasi-steady theory.
The wind-induced effects acting on the deck are evaluated by the Gust Effect Factor (GEF) technique. This technique, developed in leterature in the case of vertical structures, in the current treatment is extended to long-span bridges, characterized by crossed load effects along the deck and for which it is not sufficient to take into account only the first mode of vibration.
After determining the GEF, the Equivalent Static Force (ESF) that produces a specified maximum effect can be defined; nevertheless the ESF so defined depends on the effect and the section considered.
Therefore a new technique is proposed which allows to define an ESF able to simultaneously reproduce the maximum alongwind effects of the bridge deck. It represents a modified Global Loading technique and is based on the Proper Orthogonal Decomposition (POD), the Influence Function technique and the GEF technique. The proposed technique consists in expressing the alongwind ESF through a combination of the spectral eigenfunctions. It is developed also with reference to the quasi-static part of the ESF, in order to bo utilized within the Load Combination framework.

PAROLE CHIAVE: Ponti di grande luce, direzione parallela al flusso incidente, effetti del vento, Decomposizione Ortogonale Propria, Forza Statica Equivalente.

1. INTRODUZIONE

Lo studio degli effetti indotti dal vento sui ponti di grande luce è uno dei temi di maggior interesse per l'Ingegneria del Vento. Infatti la sottostima dei massimi effetti è pericolosa per i conseguenti problemi di eccessiva deformazione e di fatica, mentre la relativa sovrastima si risolve in costruzioni pesanti ed antieconomiche. Nell'ottica di una progettazione ispirata alla sicurezza e alla qualificazione economica, la corretta valutazione dei massimi effetti indotti dal vento sui ponti di grande luce assume pertanto una notevole importanza.
Strettamente connessa alla stima degli effetti massimi è la definizione della Forza Statica Equivalente (ESF) del vento associata ad essi. La formulazione di una realistica distribuzione spaziale della forzante vento in grado di riprodurre i massimi effetti del carico sui ponti di luci maggiori di 200 (m) è un problema ancora aperto e di crescente interesse. La normativa vigente e la letteratura scientifica su questa materia sono tuttora carenti di dati sperimentali e di criteri di calcolo applicabili con sufficiente confidenza in sede di progetto e/o di verifica.
In particolare l'Eurocodice1 (UNI EN 1991-1-4, 2005) non fornisce indicazioni per la valutazione della forzante vento nel caso di ponti ad arco, ponti strallati e ponti sospesi. In generale prevede delle procedure che perdono di efficacia per i ponti di grande luce poiché si applicano a strutture non suscettibili dell'amplificazione in risonanza oppure a schemi strutturali semplificati, caratterizzati dal primo modo di vibrare di segno costante e per i quali i modi di vibrare superiori al primo non danno un contributo significativo alla risposta. Inoltre tali procedure sono finalizzate alla determinazione della risposta massima esclusivamente in termini di spostamento e ciò costituisce un ulteriore limite; nel caso dei ponti infatti la ESF associata allo spostamento massimo non fornisce generalmente una stima corretta dei valori massimi di altri effetti indotti dal vento, come il momento flettente o il taglio.
A partire dal 1900 sono stati sviluppati numerosi metodi per determinare una ESF in grado di riprodurre, per diverse tipologie strutturali, i massimi effetti indotti dal vento. Tuttavia molti di essi definiscono la ESF mediante una distribuzione di carico dipendente dall'effetto e dalla sezione considerati. La problematica di formulare una realistica distribuzione spaziale dei carichi in grado di riprodurre simultaneamente i massimi effetti indotti dal vento in più sezioni viene affrontata solo negli ultimi anni e limitatamente ad alcune tipologie strutturali. A tal proposito Katsumura *et al.* (2005) hanno proposto una Forza Statica Equivalente Universale (ESWL) che simultaneamente riproduce i massimi effetti del carico sui tetti reticolari di grande luce, utilizzando test in galleria del vento e la Decomposizione Ortogonale Propria (POD). Nel caso delle strutture verticali Repetto & Solari (2004) hanno sviluppato il metodo del Carico Globale (GL), definendo un'unica condizione di carico in grado di fornire, per ogni direzione del moto, tutti i massimi effetti; tale metodo esprime la ESF attraverso una espansione polinomiale.
Nella presente trattazione viene proposta una variante del metodo del GL, consistente nell'esprimere la ESF attraverso una combinazione delle autofunzioni spettrali; lo scopo è individuare una metodologia che consenta di definire correttamente il carico del vento nel caso specifico dei ponti di grande luce.

2. MODELLAZIONE DEL VENTO

La velocità del vento nella direzione del flusso incidente x viene schematizzata mediante la somma di un valore medio, funzione della posizione, e di una fluttuazione stazionaria a media nulla, funzione della posizione e del tempo.
La velocità media del vento viene valutata mediante il profilo di tipo logaritmico:

$$\bar{u}(y) = 2.5u_* \ln\left(\frac{y}{y_o}\right) \tag{1}$$

dove u_* è la velocità di attrito, y_o è la lunghezza di rugosità e y è la quota del punto considerato. Nell'ipotesi di terreno pianeggiante e omogeneo, supponendo che il ponte sia assimilabile ad una struttura monodimensionale a quota costante $y=h$, il valore della velocità media è costante.

La turbolenza atmosferica viene espressa come prodotto della deviazione standard σ_u per la turbolenza ridotta $u'(z,t)$, caratterizzata da varianza unitaria.
La turbolenza ridotta $u'(z,t)$ viene modellata come un processo aleatorio gaussiano, a media nulla, stazionario nel tempo e isotropo nello spazio, definito sul tempo t e su un dominio spaziale mono-dimensionale coincidente con l'asse longitudinale z dell'impalcato del ponte. La completa rappresentazione statistica del processo $u'(z,t)$ è fornita dalla sua funzione di densità di potenza spettrale incrociata (cpsdf) $S_u(z,z',\omega)$, data da (Solari & Piccardo 2001):

$$S_u(z,z',\omega) = \overline{S}_u(\omega)\mathrm{Coh}_u(z,z',\omega); \tag{2}$$

con:

$$\mathrm{Coh}_u(z,z',\omega) = \mathrm{e}^{-\frac{C_{uz}|z-z'|}{2\pi\overline{u}(h)}|\omega|}; \qquad \overline{S}_u(\omega) = \frac{0.546\cdot L_u(h)/\overline{u}(h)}{\left[1+\frac{3\cdot 0.546\cdot L_u(h)}{\overline{u}(h)}|\omega|\right]^{5/3}}; \tag{3}$$

dove ω è la frequenza circolare, mentre C_{uz} e $L_u(h)$ sono rispettivamente il coefficiente di decadimento esponenziale e la scala integrale della componente di turbolenza $u'(z,t)$. I termini σ_u e $L_u(h)$ sono assunti in accordo con le espressioni (Solari & Piccardo 2001):

$$\sigma_u = u_*\sqrt{6-1.1\arctan\left[\ln(y_o)+1.75\right]}; \qquad L_u(h) = 300\left(\frac{h}{200}\right)^{[0.67+0.05\ln(y_o)]}. \tag{4}$$

Le autofunzioni $\theta_k(z,\omega)$ e gli autovalori $\gamma_k(\omega)$ della cpsdf $S_u(z,z',\omega)$ sono espressi nella forma proposta da Carassale & Solari (2002):

$$\theta_k(z,\omega) = \overline{A}_k(\alpha)\sin\left[\frac{(k\pi-2\varepsilon_k(\alpha))}{L_T}z+\varepsilon_k(\alpha)\right]; \quad \gamma_k(\omega) = \overline{S}_u(\omega)\frac{2}{\alpha}\cos^2\left[\varepsilon_k(\alpha)\right]; \quad (k=1,...,N_s) \tag{5}$$

con:

$$\alpha = \frac{C_{uz}L_T}{2\pi\overline{u}(h)}|\omega|; \ \varepsilon_k(\alpha) = \arctan\left[\frac{\mu_k(\alpha)}{\alpha}\right]; \ 2\cot(\mu_k) = \frac{\mu_k}{\alpha}-\frac{\alpha}{\mu_k}; \ \overline{A}_k(\alpha) = \sqrt{\frac{2(k\pi-2\varepsilon_k)}{\sin(2\varepsilon_k)+k\pi-2\varepsilon_k}}. \tag{6}$$

I parametri $\overline{A}_k(\alpha)$ sono introdotti per normalizzare le autofunzioni di carico nel senso specificato dalla seguente relazione:

$$\int_0^{L_T}\theta_h^*(z,\omega)\theta_k(z,\omega)\mathrm{d}z = \delta_{hk} \tag{7}$$

dove δ_{hk} è l'operatore di Kronecker e l'asterisco denota il complesso coniugato.
L'intero insieme delle autofunzioni $\theta_k(z,\omega)$ e degli autovalori $\gamma_k(\omega)$ della cpsdf $S_u(z,z',\omega)$ consente la POD del campo di velocità del vento $u'(z,t)$, che risulta così decomposto in una sommatoria di N_s termini non correlati tra loro dal punto di vista statistico, chiamati i modi del processo di carico.
Applicando la POD, la turbolenza ridotta $u'(z,t)$ e la cpsdf $S_u(z,z',\omega)$ assumono la forma:

$$u'(z,t) = \sum_{k=1}^{N_s}\int_{-\infty}^{+\infty}\mathrm{e}^{\mathrm{i}\omega t}\theta_k(z,\omega)\sqrt{\gamma_k(\omega)\mathrm{d}\omega}W_k(\omega); \ S_u(z,z',\omega) = \sum_{k=1}^{N_s}\theta_k(z,\omega)\theta_k^*(z',\omega)\gamma_k(\omega) \tag{8}$$

dove l'asterisco * denota il complesso coniugato, i è l'unità immaginaria e W_k (k=1,...,N_s) sono rumori bianchi a valori complessi non correlati, a media nulla e varianza unitaria.

3. METODO PROPOSTO

3.1. Valutazione degli effetti massimi

L'azione del vento nella direzione del flusso incidente viene schematizzata mediante la sovrapposizione della forza media $\overline{F}_x$, della forza di buffeting $F_x'(z,t)$ e della forza auto-eccitata $F_{xa}(z,t)$. Sia la forza di buffeting che la forza auto-eccitata sono valutate in accordo con la teoria quasi-stazionaria linearizzata. Infatti la risposta lungo la direzione del vento è poco influenzata dal fenomeno del distacco dei vortici, per cui la teoria quasi-stazionaria è sostanzialmente attendibile (Simiu & Scanlan, 1996). Si suppone inoltre nullo l'angolo di incidenza della velocità media del vento rispetto all'asse inerziale baricentrico trasversale della sezione dell'impalcato. Si adottano pertanto le seguenti espressioni:

$$\overline{F}_x = \frac{1}{2}\rho \overline{u}^2 B c_D; \quad F_x'(z,t) = \rho \overline{u}\, \sigma_u u'(z,t) B c_D; \quad F_{xa}(z,t) = \rho \overline{u} B c_D \dot{u}_T(z,t); \tag{9}$$

dove B rappresenta la larghezza dell'impalcato; c_D è il coefficiente aerodinamico di drag; $u_T(z,t)$ rappresenta lo spostamento nella direzione del vento del baricentro della sezione dell'impalcato. Inoltre il punto $\dot{\bullet}$ denota la derivata rispetto al tempo.

Per la modellazione del ponte, si suppone un approccio al continuo. I massimi effetti $\overline{e}_{x,\max}(r)$ nella direzione del vento possono essere calcolati applicando la tecnica del Fattore di Effetto di Gust (GEF). Questa tecnica è stata sviluppata in letteratura nel caso delle strutture verticali, caratterizzate da effetti di carico di segno costante e per le quali il contributo dei modi di vibrare superiori al primo è trascurabile (Repetto & Solari, 2004). Nella presente trattazione la tecnica del GEF viene estesa ai ponti, caratterizzati da effetti di carico incrociati lungo l'asse dell'impalcato e per i quali non è generalmente sufficiente tener conto solo del primo modo strutturale.

Ogni effetto e del carico nel punto di ascissa r dovuto all'azione del vento nella direzione x è un processo stocastico Gaussiano stazionario, definito come:

$$e_x(r,t) = \overline{e}_x(r) + e_x'(r,t) \tag{10}$$

dove $\overline{e}_x$ è il valore medio di e_x ed e_x' è la fluttuazione a media nulla di e_x intorno a $\overline{e}_x$; inoltre $0 \le r \le L_T$, essendo L_T la luce totale dell'impalcato del ponte.

Lo scarto quadratico medio della fluttuazione e_x' può essere espresso come:

$$\sigma_x^e(r) = \sqrt{\left[\sigma_{Qx}^e(r)\right]^2 + \left[\sigma_{Dx}^e(r)\right]^2} \tag{11}$$

dove $\sigma_{Qx}^e(r)$ e $\sigma_{Dx}^e(r)$ sono rispettivamente gli scarti quadratici medi delle parti quasi-statica e risonante di e_x'. I termini $\sigma_{Qx}^e(r)$ e $\sigma_{Dx}^e(r)$ vengono ricavati nelle ipotesi che il contenuto armonico del processo $u'(z,t)$ decresca rapidamente all'aumentare della frequenza circolare e che il coefficiente di smorzamento viscoso strutturale sia ≤1. Applicando la tecnica delle Funzioni di Influenza (IFT), le quantità statica $\overline{e}_x$ e quasi-statica σ_{Qx}^e possono essere espresse nella forma:

$$\overline{e}_x(r) = \int_0^{L_T} \overline{F}_x \eta_x^e(r,z)\,\mathrm{d}z; \tag{12}$$

$$\left[\sigma_{Qx}^e(r)\right]^2 = \int_0^{n_{x1}} \int_0^{L_T} \int_0^{L_T} S_{Fx}(z,z',n)\eta_x^e(r,z)\eta_x^e(r,z')\,\mathrm{d}z\,\mathrm{d}z'\,\mathrm{d}n; \tag{13}$$

dove n_{x1} è la prima frequenza naturale in direzione x; $S_{Fx}(z,z',n)$ è la cpsdf della forza di buffeting $F_x'(z,t)$; $\eta_x^e(r,z)$ è la funzione di influenza di e_x, ossia il valore di e_x nel punto di ascissa r dovuto ad un'azione statica unitaria applicata nel punto di ascissa z nella direzione x. La cpsdf $S_{Fx}(z,z',n)$ è data da:

$$S_{Fx}(z,z',n)=(\rho\bar{u}\,\sigma_u Bc_D)^2\,S_u(z,z',n). \tag{14}$$

con $S_u(z,z',n)=4\pi S_u(z,z',\omega)$ ed $\omega=2\pi n$, essendo n la generica frequenza.
La quantità risonante $\sigma^e_{Dx}(r)$ può essere determinata definendo un carico dinamico inerziale, ossia un carico proporzionale all'accelerazione della struttura, che permetta l'utilizzo delle funzioni d'influenza. Tale carico, applicando l'analisi modale e supponendo che solo un numero limitato N_t di modi strutturali sia significativo per la valutazione della risposta, si può esprimere come segue:

$$F_{Dx}(z,t)=m_x(z)\ddot{U}_T(z,t)=m_x(z)\sum_{i=1}^{N_t}\varphi_{xi}(z)\ddot{\Phi}_{xi}(t)=m_x(z)\sum_{i=1}^{N_t}\varphi_{xi}(z)\omega_{xi}^2\Phi_{xi}(t) \tag{15}$$

dove $m_x(z)$ rappresenta la funzione di massa per unità di lunghezza dell'impalcato del ponte; $\varphi_{xi}(z)$ e $\Phi_{xi}(t)$ rappresentano rispettivamente l'i-esima autofunzione strutturale e l'i-esima coordinata principale in direzione x; ω_{xi} è l' i-esima frequenza circolare naturale in direzione x.
In base alla IFT, la varianza $\left[\sigma^e_{Dx}(r)\right]^2$ assume la forma:

$$\left[\sigma^e_{Dx}(r)\right]^2=\int_0^{+\infty}\int_0^{L_T}\int_0^{L_T}S_{F_{Dx}}(z,z',n)\eta^e_x(r,z)\eta^e_x(r,z')\mathrm{d}z\mathrm{d}z'\mathrm{d}n \tag{16}$$

dove $S_{F_{Dx}}(z,z',n)$ è la cpsdf del carico $F_{Dx}(z,t)$, data da:

$$S_{F_{Dx}}(z,z',n)=\sum_{j=1}^{N_t}\sum_{k=1}^{N_t}m_x(z)m_x(z')\omega_{xj}^2\omega_{xk}^2\varphi_{xj}(z)\varphi_{xk}(z')S_{\Phi_{xj}\Phi_{xk}}(n). \tag{17}$$

In questa equazione il termine $S_{\Phi_{xj}\Phi_{xk}}(n)$ rappresenta la cpsdf delle fluttuazioni delle coordinate principali $\Phi'_{xi}(t)$ (i=1,…,N_t). L'equazione del moto dell'impalcato in coordinate principali $\Phi'_{xi}(t)$ si può scrivere nella seguente forma:

$$\ddot{\Phi}'_{xi}(t)+2\left(\tilde{\xi}_{xi}+\tilde{\xi}^o_{xi}\right)\omega_{xi}\dot{\Phi}'_{xi}(t)+\omega_{xi}^2\Phi'_{xi}(t)=\frac{1}{m_{xi}}\int_0^{L_T}F'_x(z,t)\varphi_{xi}(z)\mathrm{d}z \tag{18}$$

dove con m_{xi}, $\tilde{\xi}_{xi}$ e $\tilde{\xi}^o_{xi}$ si sono indicati rispettivamente la massa, il coefficiente di smorzamento strutturale ed il coefficiente di smorzamento aerodinamico dell'i-esimo modo di vibrare. Il coefficiente $\tilde{\xi}^o_{xi}$ rappresenta il contributo che la forza aeroelastica aggiunge allo smorzamento dell'impalcato. I termini $\tilde{\xi}^o_{xi}$ e m_{xi} sono dati da:

$$m_{xi}=\int_0^{L_T}m_x(z)\varphi^2_{xi}(z)\mathrm{d}z;\quad \tilde{\xi}^o_{xi}=\int_0^{L_T}\frac{\rho\bar{u}Bc_D}{2m_{xi}\omega_{xi}}\varphi^2_{xi}(z)\mathrm{d}z\,. \tag{19}$$

La cpsdf $S_{\Phi_{xj}\Phi_{xk}}(n)$ si ricava esprimendo i processi $u'(z,t)$ e $\Phi'_{xi}(t)$ tramite l'integrale di Fourier-Stieltjes, ottenendo la seguente espressione:

$$S_{\Phi_{xi}\Phi_{xj}}(n)=H_{xi}(n)H^*_{xj}(n)\int_0^{L_T}\int_0^{L_T}\varphi_{xi}(z)\varphi_{xj}(z')S_{Fx}(z,z',n)\mathrm{d}z\mathrm{d}z' \tag{20}$$

dove $H_{xi}(n)$ rappresenta la funzione di risposta in frequenza a valori complessi associata alla i-esima coordinata principale:

$$H_{xi}(n)=\frac{1}{m_{xi}4\pi^2\left[n_{xi}^2-n^2+2\mathrm{i}\left(\tilde{\xi}_{xi}+\tilde{\xi}^o_{xi}\right)n_{xi}n\right]}\,. \tag{21}$$

Nell'ipotesi che le frequenze naturali del ponte siano ben separate, considerando insieme le Eqq. (16) e (17), si ricava la seguente espressione:

$$\left[\sigma_{Dx}^{e}(r)\right]^2 \cong \sum_{k=1}^{N_t} \frac{\left[m_{xk}^{e}(r)\right]^2}{\left[m_{xk}\right]^2} \frac{\pi n_{xk}}{4\left(\widetilde{\xi}_{xk}+\widetilde{\xi}_{xk}^{o}\right)} \int_0^{L_T}\int_0^{L_T} S_{Fx}(z,z',n_{xk})\varphi_{xk}(z)\varphi_{xk}(z')\mathrm{d}z\mathrm{d}z' \tag{22}$$

con:

$$m_{xk}^{e}(r) = \int_0^{L_T} m_x(z)\varphi_{xk}(z)\eta_x^{e}(r,z)\mathrm{d}z\,. \tag{23}$$

Ogni effetto e_x sotto l'azione del vento può assumere valori compresi tra un massimo ed un minimo. Pertanto nella formulazione della tecnica del GEF si considerano i valori medi degli effetti di carico massimo e minimo in valore assoluto e si introducono le seguenti espressioni:

$$\bar{e}_{x,\max}(r) = \bar{e}_x(r)G_{x,\max}^{e}(r); \qquad G_{x,\max}^{e}(r) = 1 + g_x^{e}(r)\frac{\sqrt{\left[\sigma_{Qx}^{e}(r)\right]^2 + \left[\sigma_{Dx}^{e}(r)\right]^2}}{\left|\bar{e}_x(r)\right|}; \tag{24}$$

$$\bar{e}_{x,\min}(r) = \bar{e}_x(r)G_{x,\min}^{e}(r); \qquad G_{x,\min}^{e}(r) = 1 - g_x^{e}(r)\frac{\sqrt{\left[\sigma_{Qx}^{e}(r)\right]^2 + \left[\sigma_{Dx}^{e}(r)\right]^2}}{\left|\bar{e}_x(r)\right|}; \tag{25}$$

con:

$$g_x^{e}(r) = \sqrt{2\ln\left[\nu_x^{e}(r)T\right]} + \frac{0.5772}{\sqrt{2\ln\left[\nu_x^{e}(r)T\right]}}; \quad \nu_x^{e}(r) = \sqrt{\frac{\left[\nu_{Qx}^{e}(r)\sigma_{Qx}^{e}(r)\right]^2 + \sum_{k=1}^{N_t}\left[n_{xk}\sigma_{Dx,k}^{e}(r)\right]^2}{\left[\sigma_{Qx}^{e}(r)\right]^2 + \left[\sigma_{Dx}^{e}(r)\right]^2}}; \tag{26}$$

$$\left[\nu_{Qx}^{e}(r)\right]^2 = \frac{1}{\left[\sigma_{Qx}^{e}(r)\right]^2}\int_0^{n_{x1}}\int_0^{L_T}\int_0^{L_T} n^2 S_{Fx}(z,z',n)\eta_x^{e}(r,z)\eta_x^{e}(r,z')\mathrm{d}z\mathrm{d}z'\,\mathrm{d}n; \tag{27}$$

dove $g_x^{e}(r)$ è il fattore di picco di $e_x^{'}$; $\nu_x^{e}(r)$ e $\nu_{Qx}^{e}(r)$ sono le frequenze attese rispettivamente di $e_x^{'}$ e della sua parte quasi-statica; $G_{x,\max}^{e}(r)$ e $G_{x,\min}^{e}(r)$ sono i GEF relativi agli effetti di carico massimo e minimo dovuti all'azione del vento nella direzione *x*.
Focalizzando l'attenzione sugli effetti massimi, la ESF che produce l'effetto $\bar{e}_{x,\max}(r)$ nella sezione *r* è data da:

$$F_{x,eq}^{e}(r) = G_{x,\max}^{e}(r)\bar{F}_x\,. \tag{28}$$

La ESF così definita dipende dall'effetto e_x e dalla sezione *r* considerati. La risposta indotta dal vento varia infatti nel tempo e nello spazio, per cui i massimi effetti del carico non si verificano contemporaneamente nelle diverse sezioni di una struttura.
La formulazione sviluppata si basa sull'assunzione che le parti quasi-statica e risonante dell'effetto di carico siano non correlate e tale ipotesi è attendibile in quanto le due parti sono composte principalmente da contributi con frequenze ben separate.
Se si separano le parti quasi-statica $F_{Qx}^{e}(r)$ e risonante $F_{Dx}^{e}(r)$ della ESF, la forza $F_{x,eq}^{e}(r)$ che produce l'effetto $\bar{e}_{x,\max}(r)$ si può riscrivere nella forma:

$$F_{x,eq}^{e}(r) = \bar{F}_x + g_x^{e}(r)\left[W_Q(r)F_{Qx}^{e}(r) + W_D(r)F_{Dx}^{e}(r)\right] \tag{29}$$

con:

$$F_{Qx}^{e}(r)=\overline{F}_x\sqrt{Q_x^{e}(r)};\quad W_Q(r)=\frac{\sqrt{\left[\sigma_{Qx}^{e}(r)\right]^2}}{\sqrt{\left[\sigma_{Qx}^{e}(r)\right]^2+\left[\sigma_{Dx}^{e}(r)\right]^2}};\tag{30}$$

$$F_{Dx}^{e}(r)=\overline{F}_x\sqrt{D_x^{e}(r)};\quad W_D(r)=\frac{\sqrt{\left[\sigma_{Dx}^{e}(r)\right]^2}}{\sqrt{\left[\sigma_{Qx}^{e}(r)\right]^2+\left[\sigma_{Dx}^{e}(r)\right]^2}}.\tag{31}$$

Con riferimento agli effetti dello spostamento (e=d), del momento flettente (e=b) e del taglio (e=s), in generale nel caso dei ponti di grande luce in ogni sezione risulta che $G_{x,\max}^{d}(r)\neq G_{x,\max}^{b}(r)$ e $G_{x,\max}^{d}(r)\neq G_{x,\max}^{s}(r)$; pertanto la ESF associata allo spostamento massimo non fornisce una stima corretta dei valori massimi del momento flettente e del taglio.

3.2. Valutazione della Forza Statica Equivalente

Alla luce delle precedenti considerazioni, si propone una variante del metodo del GL, che definisce un'unica ESF in grado di produrre simultaneamente i massimi effetti del carico nella direzione del vento in più sezioni degli impalcati dei ponti di grande luce.
La tecnica proposta consiste nell'esprimere la ESF lungo la direzione del vento attraverso una combinazione delle autofunzioni spettrali $\theta_k(z,\omega_{x1})$:

$$F_{x,eq}(z)=\overline{F}_x\sum_{k=1}^{N}p_{xk}\theta_k(z,\omega_{x1})\tag{32}$$

dove p_{xk} (k=1,2,....N) sono N coefficienti introdotti per imporre che l'Eq. (32) fornisca i corretti valori degli N effetti di carico considerati; ω_{x1} (rad/s) è la prima pulsazione naturale del ponte nella direzione x.
In accordo con la IFT, per produrre gli N effetti massimi $\overline{e}_{x,\max}(r)$ specificati, la ESF $F_{x,eq}(z)$per ognuno di essi deve soddisfare la seguente relazione:

$$\overline{F}_x\sum_{k=0}^{N}p_{xk}\int_0^{L_T}\theta_k(z,\omega_{x1})\eta_x^{e}(r,z)\mathrm{d}z=\overline{e}_{x,\max}(r).\tag{33}$$

Applicando la tecnica del GEF e considerando insieme le Eqq. (12), (24) e (33), si ottiene un sistema di N equazioni nelle N incognite p_{xk}:

$$\overline{F}_x\sum_{k=1}^{N}p_{xk}\int_0^{L_T}\theta_k(z,\omega_{x1})\eta_x^{e}(r,z)\mathrm{d}z=G_{x,\max}^{e}(r)\overline{F}_x\int_0^{L_T}\eta_x^{e}(r,z)\mathrm{d}z.\tag{34}$$

Si è scelto di esprimere la ESF tramite una combinazione delle autofunzioni della cpsdf $S_u(z,z',\omega)$ affinché, utilizzando funzioni fisicamente significative come le forme spettrali ricavate con la tecnica della POD, si potesse ottenere una realistica distribuzione del carico.
La tecnica proposta può essere applicata anche relativamente alla parte quasi-statica della ESF. In questo caso la parte quasi-statica della ESF si esprime come:

$$F_{Qx,eq}(z)=\overline{F}_x\sum_{k=1}^{N}q_{xk}\theta_k(z,\omega_{x1})\tag{35}$$

dove q_{xk} (k=1, 2,…, N) sono N coefficienti non-dimensionali. Per ognuno degli N effetti considerati, la ESF $F_{Qx,eq}(z)$ deve generare la corrispondente deviazione standard $\sigma_{Qx}^{e}(r)$, per cui risulta:

$$\overline{F}_x \sum_{k=1}^{N} q_{xk} \int_0^{L_T} \theta_k(z,\omega_{x1}) \eta_x^e(r,z)\mathrm{d}z = \sigma_{Qx}^e(r). \tag{36}$$

Il termine quasi-statico $\sigma_{Qx}^e(r)$ mediante la tecnica del GEF si può esplicitare come:

$$\sigma_{Qx}^e(r) = \sqrt{Q_x^e(r)}\overline{F}_x \int_0^{L_T} \eta_x^e(r,z)\mathrm{d}z\,. \tag{37}$$

Infine considerando insieme le Eqq. (36) e (37), si ottiene un sistema di N equazioni nelle N incognite q_{xk}:

$$\overline{F}_x \sum_{k=1}^{N} q_{xk} \int_0^{L_T} \theta_k(z,\omega_{x1}) \eta_x^e(r,z)\mathrm{d}z = \sqrt{Q_x^e(r)}\overline{F}_x \int_0^{L_T} \eta_x^e(r,z)\mathrm{d}z. \tag{38}$$

4. APPLICAZIONE NUMERICA

L'applicazione numerica di seguito illustrata fa riferimento ad un un ponte strallato auto-ancorato, a due campate, con sospensione a cortina, avente gli stralli disposti a ventaglio e un solo pilone a forma di A (Fig. 1). L'equazione del moto dell'impalcato nella direzione del flusso incidente è stata ricavata mediante una formulazione variazionale al continuo in campo non lineare basata sull'applicazione del principio di Hamilton. In particolare si pone l'attenzione sulla sua forma linearizzata, ottenuta in Monaco & Fiore, 2005.
Lo spostamento nella direzione del vento $u_T(z,t)$ del baricentro della sezione dell'impalcato, in termini di modi normali di vibrare, può essere espresso come segue:

$$u_T(z,t) = \sum_{i=1}^{N_t} \varphi_{xi}(z)\Phi_{xi}(t) = \overline{u}_T(z) + u_T'(z,t) \tag{39}$$

con:

$$\overline{u}_T(z) = \sum_{i=1}^{N_t} \varphi_{xi}(z)\overline{\Phi}_{xi}; \qquad u_T'(z,t) = \sum_{i=1}^{N_t} \varphi_{xi}(z)\Phi_{xi}'(t); \tag{40}$$

dove $\overline{u}_T(z)$ e $u_T'(z,t)$ sono rispettivamente il valore medio e la fluttuazione a media nulla di $u_T(z,t)$, mentre $\overline{\Phi}_{xi}$ e $\Phi_{xi}'(t)$ sono rispettivamente il valore medio e la fluttuazione a media nulla della i-esima coordinata principale $\Phi_{xi}(t)$.
Le autofunzioni strutturali $\varphi_{xi}(z)$ (i=1,...,N_t) sono state ottenute applicando il metodo numerico proposto in Monaco & Fiore, 2005. Mediante l'applicazione delle condizioni di ortogonalità delle autofunzioni strutturali, l'equazione trasversale del moto dell'impalcato è proiettata nello spazio principale, ottenendo infinite equazioni disaccoppiate in termini di coordinate principali.
Separando le parti media $\overline{F}_x$ e fluttuante $F_x'(z,t)$ della forza del vento, per il valore medio della i-esima coordinata principale $\overline{\Phi}_{xi}$ si ricava la seguente espressione:

$$\overline{\Phi}_{xi} = \frac{1}{m_{xi}\omega_{xi}^2} \int_0^{L_T} \overline{F}_x \varphi_{xi}(z)\mathrm{d}z \qquad (i = 1,...,N_t) \tag{41}$$

con:

$$\overline{F}_x = \frac{1}{2}\rho\overline{u}^2(2b_T)c_D; \qquad m_{xi} = \int_0^{L_T} m_x(z)\varphi_{xi}^2(z)\mathrm{d}z; \tag{42}$$

$$m_x(z)=\left\{\frac{2}{3}\frac{\gamma_C}{g}a_C s_C^{(\circ)}(z)\left[1+\left(\frac{C_V(z)b_T}{h_P}\right)^2\right]+m_T\left[1+\left(\frac{C_V(z)b_T^2}{h_P^2}\right)\right]\right\};\tag{43}$$

dove b_T è la semi-larghezza dell'impalcato; γ_C è il peso specifico degli stralli; $s_C^{(\circ)}(z)=\sqrt{b_T^2+h_P^2+(z-l_1)^2}$ è la lunghezza del generico cavo di cortina; a_C è l'area per metro lineare dei cavi di sospensione; m_T è la massa per unità di lunghezza dell'impalcato; $C_V(z)=\left[h_P^2/\left(h_P^2+(z-l_1)^2\right)\right]$. Espressioni semplificate delle funzioni $C_V(z)$ e $s_C^{(\circ)}(z)$ sono state ricavate in Monaco & Fiore (2005).
La fluttuazione della *i*-esima coordinata principale è invece soluzione dell'equazione differenziale:

$$\ddot{\Phi}_{xi}'(t)+2\left(\tilde{\xi}_{xi}+\tilde{\xi}_{xi}^{o}\right)\omega_{xi}\dot{\Phi}_{xi}'(t)+\omega_{xi}^2\Phi_{xi}'(t)=\frac{1}{m_{xi}}\int_0^{L_T}F_x'(z,t)\varphi_{xi}(z)\mathrm{d}z\qquad(i=1,...,N_t)\tag{44}$$

con:

$$F_x'(z,t)=\rho\bar{u}\sigma_u u'(z,t)2b_T c_D;\qquad \tilde{\xi}_{xi}^{o}=\int_0^{L_T}\frac{\rho\bar{u}(2b_T)c_D}{2m_{xi}\omega_{xi}}\left[\varphi_{xi}(z)\right]^2\mathrm{d}z;\tag{45}$$

$$\tilde{\xi}_{xi}=\frac{1}{m_{xi}}\int_0^{L_T}\left\{\xi_C\frac{2}{3}\frac{\gamma_C a_C}{g}s_C^{(\circ)}(z)\left[1+\left(\frac{C_V(z)b_T}{h_P}\right)^2\right]+\xi_T m_T\left[1+\left(\frac{C_V(z)b_T^2}{h_P^2}\right)\right]\right\}\left[\varphi_{xi}(z)\right]^2\mathrm{d}z;\tag{46}$$

dove ξ_C and ξ_T sono rispettivamente i coefficienti di smorzamento degli stralli e dell'impalcato, per cui $\tilde{\xi}_{xi}$ esprime lo smorzamento complessivo dell'impalcato tenendo in conto anche l'influenza degli stralli. Si assumono le caratteristiche geometriche ed inerziali riassunte nella Fig. 1 e nella Tab. 1. Inoltre si pone ρ=1.25 kg/m^3, y_o=0.01 m, u_*=2.38 m/s, C_{uz}=10 e, sulla base di dati di letteratura, c_D=0.1 (Larose & Livesey, 1997).
Le Figg. 2, 3a e 3b mostrano ripettivamente i diagrammi degli spostamenti (*e*=*d*), dei momenti flettenti (*e*=*b*) e dei tagli (*e*=*s*) massimi e minimi in valore assoluto lungo l'asse dell'impalcato del ponte, ottenuti applicando le Eqq. (24) e (25).

Tabella 1. Caratteristiche geometriche ed inerziali del ponte strallato

l_1=147.42 [m]	L_T=358.02 [m]	h_P=74.2 [m]	H_P=114.6 [m]	b_T=11.73 [m]	m_T=19.68 [kNs^2/m^2]
g=9.81 [m/s^2]	Δz=21.06 [m]	ξ_C=0.001	ξ_T=0.004	a_C=0.000537 [m^2/m]	γ_C=7.85 10^{-5} [kN/cm^3]

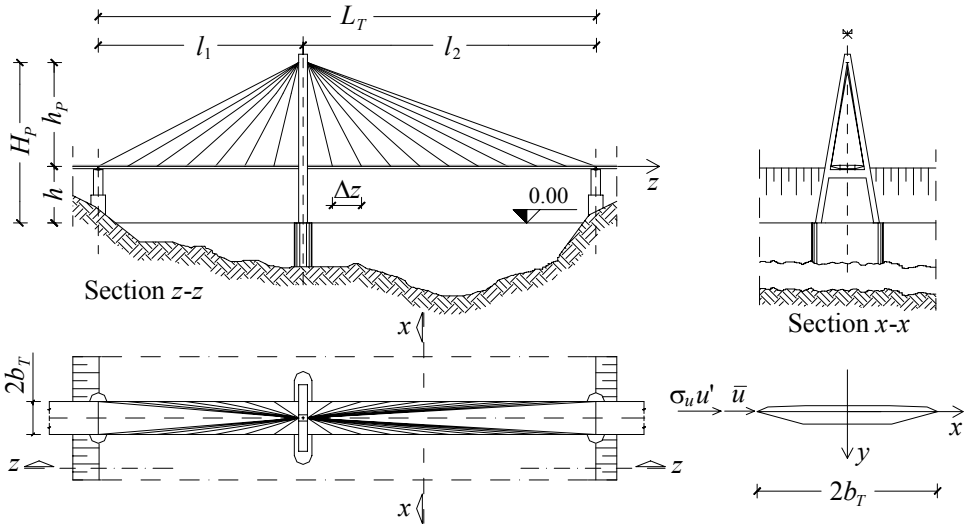


Figura 1. Ponte strallato auto-ancorato a due campate

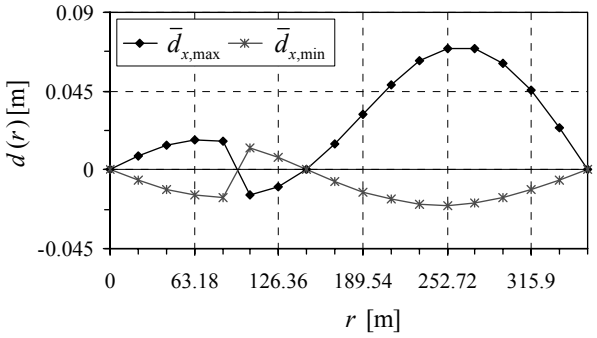


Figura 2. Diagramma degli spostamenti $\bar{d}_{x,\max}(r)$ e $\bar{d}_{x,\min}(r)$

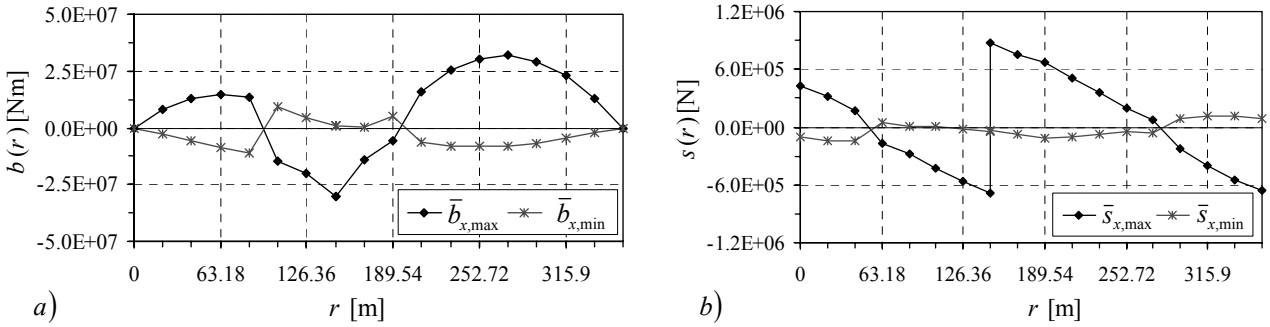


Figura 3. a) Diagramma dei momenti flettenti $\bar{b}_{x,\max}(r)$ e $\bar{b}_{x,\min}(r)$; b) diagramma dei tagli $\bar{s}_{x,\max}(r)$ e $\bar{s}_{x,\min}(r)$

Il metodo descritto nel par. 3.2. viene inizialmente applicato per ricercare la distribuzione di carico che in una determinata sezione *r* generi simultaneamente i valori massimi medi dello spostamento, del momento flettente e del taglio. Le Figg. 4a e 4b mostrano le distribuzioni delle ESF $F_{x,eq}(z)$ che generano simultaneamente gli effetti $\bar{e}_{x,\max}(r)$ (*e*=*d*,*b*,*s*) rispettivamente nelle sezioni r=147.42$_{\mathrm{R}}$ (m) e *r*=252.72 (m) (i pedici R o L indicano immediatamente a destra o a sinistra dell'appoggio interno del ponte). In ognuno dei grafici sono rappresentate anche le forze $F^{e}_{x,eq}(r)$ (*e*=*d*,*b*,*s*) uniformemente distribuite che singolarmente generano i valori massimi dello spostamento, del momento flettente e del taglio in ognuna delle sezioni *r* considerate; tali forze sono state ricavate applicando l'Eq. (28).

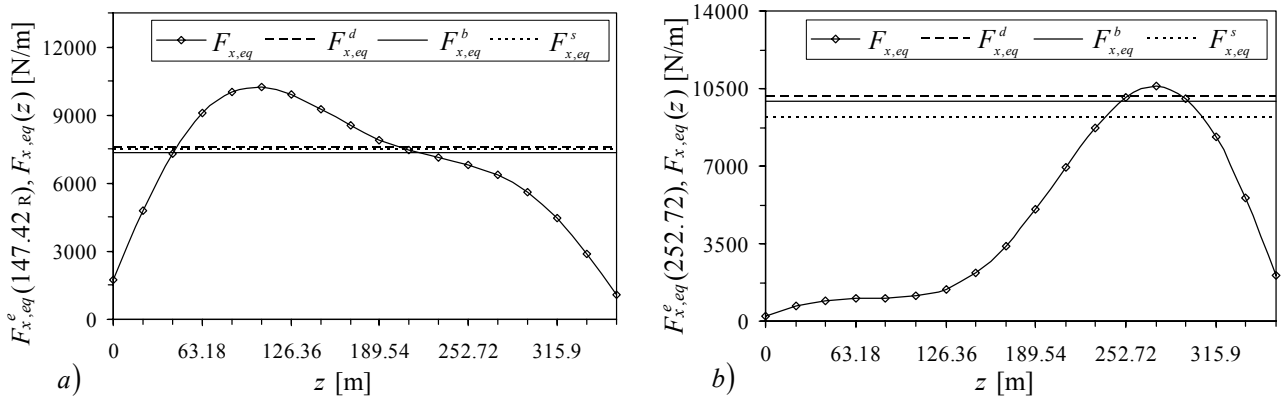


Figura 4. Diagrammi di $F^{e}_{x,eq}(r)$ (*e*=*d*, *b*, *s*) e $F_{x,eq}(z)$ nella sezione a) r=147.42$_{\mathrm{R}}$ (m); b) r=252.72 (m)

Successivamente si è ricercata una distribuzione di carico che applicata all'impalcato del ponte strallato fornisse dei diagrammi dello spostamento, del momento flettente e del taglio che si avvicinassero alle mappature dei valori massimi di tali effetti rappresentate nelle Figg. 2, 3a e 3b. Considerando i seguenti effetti massimi:

$\bar{b}_{x,\max}(21.06)$ $\bar{b}_{x,\max}(126.36)$ $\bar{b}_{x,\max}(147.42_{\mathrm{s}})$ $\bar{b}_{x,\max}(147.42_{\mathrm{d}})$ $\bar{b}_{x,\max}(189.54)$ $\bar{b}_{x,\max}(252.72)$ $\bar{b}_{x,\max}(273.78)$
$\bar{s}_{x,\max}(0)$ $\bar{s}_{x,\max}(63.18)$ $\bar{s}_{x,\max}(147.42_{\mathrm{s}})$ $\bar{s}_{x,\max}(147.42_{\mathrm{d}})$ $\bar{s}_{x,\max}(252.72)$ $\bar{s}_{x,\max}(315.9)$ $\bar{s}_{x,\max}(336.96)$

si ottiene un sistema di N=14 equazioni la cui risoluzione porta alla determinazione delle N=14 incognite p_{xk}. Nella Tab. 2 sono riportati i valori dei coefficienti p_{xk} (k=1,2,…,14) ottenuti risolvendo il relativo sistema (Eq. (34)). La Fig. 5a mostra l'andamento della ESF $F_{x,eq}(z)$ ricavata imponendo queste 14 condizioni. Nelle Figg. 5b, 6a e 6b si può invece osservare di quanto i diagrammi degli spostamenti e delle caratteristiche della sollecitazione generati dalla ESF $F_{x,eq}(z)$ si discostano in ogni sezione r dell'impalcato del ponte dai relativi effetti massimi.

Tabella 2. Coefficienti p_{xk} (k=1,2,…,14)

p_{x1}	p_{x2}	p_{x3}	p_{x4}	p_{x5}	p_{x6}	p_{x7}	p_{x8}	p_{x9}	p_{x10}	p_{x11}	p_{x12}	p_{x13}	p_{x14}
1.90	-0.31	1.53	-0.021	0.77	0.55	0.23	-2.3	-0.049	1.06	0.81	0.15	0.79	-1.74

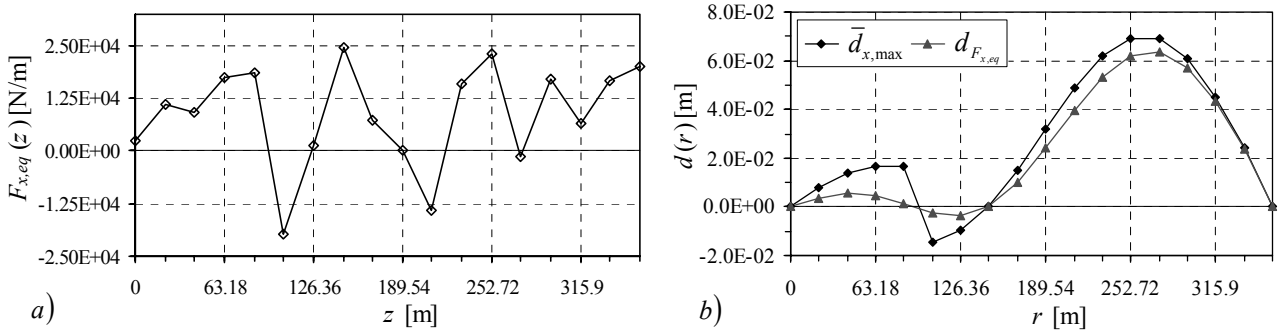


Figura 5. a) ESF $F_{x,eq}(z)$ ottenuta con 14 condizioni; b) Diagrammi di $\bar{d}_{x,\max}(r)$ e degli spostamenti generati da $F_{x,eq}(z)$

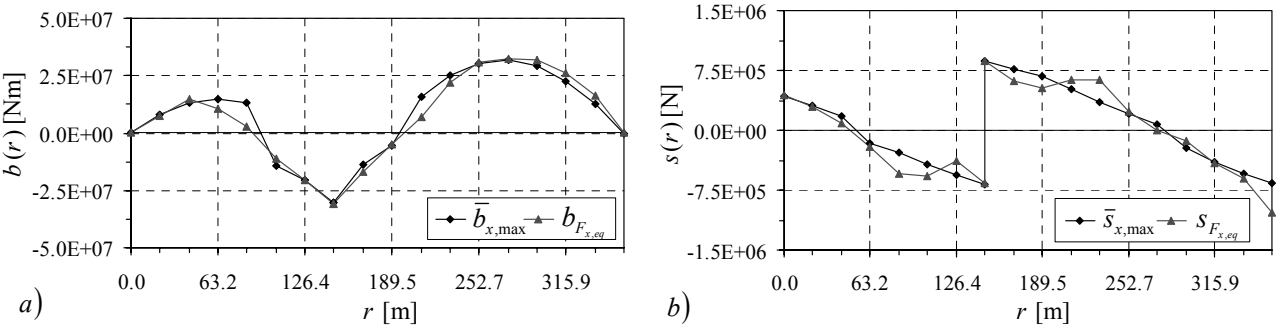


Figura 6. Diagrammi di $\bar{e}_{x,\max}(r)$ e degli effetti generati dalla forza $F_{x,eq}(z)$: a) e=b; b) e=s

L'applicazione del metodo proposto consente un'interpretazione fisica del meccanismo di eccitazione prodotto dal vento. Tramite l'analisi degli integrali $\int_0^{L_T}\theta_k(z,\omega_{x1})\eta_x^e(r,z)\mathrm{d}z$ è infatti possibile quantificare l'influenza dei modi spettrali sui diversi effetti considerati.
Nelle Figg. 7, 8a e 8b sono riportati al variare di k i valori di tali integrali nel caso rispettivamente di e=d, e=b ed e=s, calcolati in corrispondenza di alcuni valori di r. Si può notare come mentre per lo spostamento i valori di tali integrali sono già trascurabili per k≥5, per il momento flettente e soprattutto per il taglio sono significativi anche per k>5; ciò vuol dire che più modi di carico influiscono sulle caratteristiche della sollecitazione.

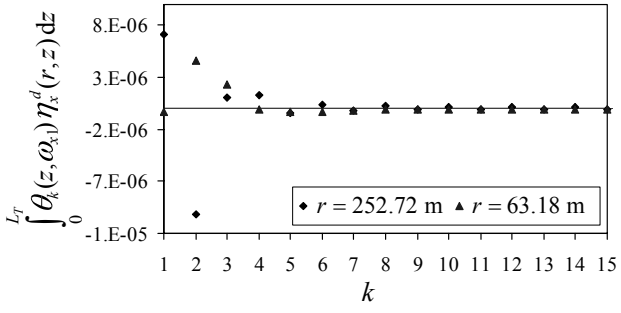


Figura 7. Integrali $\int_0^{L_T}\theta_k(z,\omega_{x1})\eta_x^d(r,z)\mathrm{d}z$ (k=1,…,15)

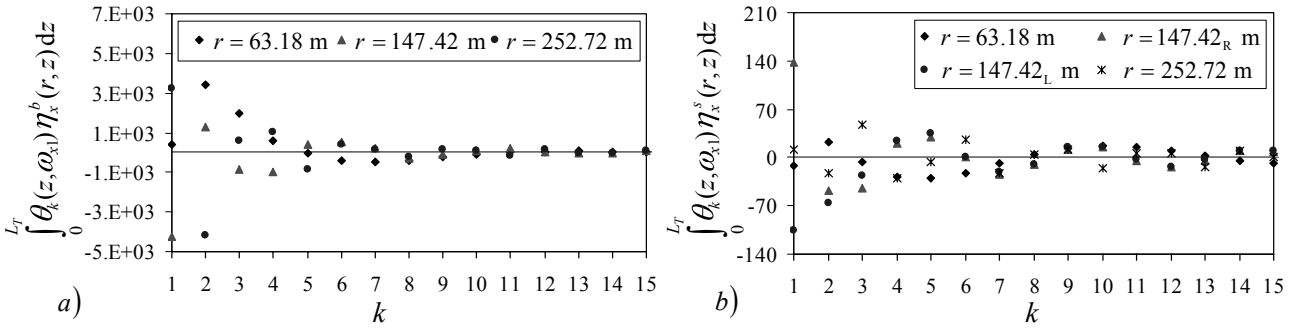


Figura 8. a) Integrali $\int_0^{L_T} \theta_k(z,\omega_{x1})\eta_x^b(r,z)\mathrm{d}z$ (k=1,…,15); b) integrali $\int_0^{L_T} \theta_k(z,\omega_{x1})\eta_x^s(r,z)\mathrm{d}z$ (k=1,…,15)

5. CONCLUSIONI

Nel presente lavoro è stato affrontato il problema, lasciato irrisolto dalla normativa vigente, della definizione di una ESF del vento in grado di generare i massimi effetti del carico nel caso dei ponti di grande luce.

Lo studio illustrato fa riferimento alla direzione parallela al flusso incidente. Inizialmente, allo scopo di determinare i massimi effetti indotti dal vento, la tecnica del GEF è stata estesa ai ponti di grande luce, caratterizzati da effetti di carico incrociati lungo l'asse dell'impalcato e per i quali non è generalmente sufficiente tener conto solo del primo modo strutturale per la valutazione della risposta. La tecnica del GEF consente anche di calcolare la ESF associata ad un determinato effetto massimo; la ESF così definita dipende dall'effetto e dalla sezione dell'impalcato considerati. Dall'analisi condotta è risultato che in genere in ogni sezione il GEF associato allo spostamento massimo non coincide con i GEF relativi al taglio e al momento flettente massimi; di conseguenza la ESF associata allo spostamento massimo non fornisce una stima corretta dei valori massimi delle caratteristiche della sollecitazione.

Pertanto è stata proposta una nuova tecnica che definisce una ESF in grado di generare simultaneamente i massimi effetti del carico nella direzione del vento in più sezioni dell'impalcato. La tecnica proposta consiste nell'esprimere la ESF attraverso una combinazione delle autofunzioni spettrali ed è basata sulla teoria delle linee di influenza e sulle tecniche del GEF e della POD. La tecnica sperimentata consente inoltre un'interpretazione fisica del meccanismo di eccitazione prodotto dal vento, in quanto permette di quantificare l'influenza dei singoli modi spettrali sui diversi effetti di carico considerati.

6. BIBLIOGRAFIA

Carassale L., Solari G. (2002). Wind modes for structural dynamics: a continuous approach. *Prob. Engng. Mech.*, Vol. 17, pp. 157-166

Katsumura A., Tamura Y., Nakamura O. (2005). Universal wind load distribution simultaneously reproducing maximum load effects in all subject members on large-span cantilevered roof. *Proceedings of the Fourth European & African Conference on Wind Engineering*, Prague, July

Larose G.L., Livesey F.M. (1997). Performance of streamlined bridge decks in relation to the aerodynamics of a flat plate. *J. Wind Engng. Ind. Aerodyn.*, Vol. 69-71, pp. 851-860

Monaco P. and Fiore A (2005). A method to evaluate the frequencies of free transversal vibrations in self-anchored cable-stayed bridges. *Computers and Concrete*, Vol. 2 (2), pp. 125-146

Repetto M.P. and Solari G. (2004). Equivalent static wind actions on vertical structures. *J. Wind Engng. Ind. Aerodyn.*, Vol. 92, pp. 335-357

Simiu E., Scanlan RH. (1996). *Wind Effects on Structures*. John Wiley and Sons, USA.

Solari G., Piccardo G. (2001). Probabilistic 3-D turbulence modeling for gust buffeting of structures. *Prob. Engng. Mech.*, Vol. 16, pp. 73-86

UNI EN 1991-1-4 (2005). *Actions on structures - Parte 1-4: General actions - Wind actions*. Eurocode 1

Evaluation of aerodynamic coefficients of a multi cell concrete deck using wind tunnel test and CFD analysis

S. Hernández[a], J. A. Jurado[b] & F. Nieto[c]

[a]School of Civil Engineering of the University of La Coruña, SPAIN (*hernandez@udc.es*)
[b]School of Civil Engineering of the University of La Coruña, SPAIN (*jjurado@udc.es*)
[c]School of Civil Engineering of the University of La Coruña, SPAIN (*fnieto@udc.es*)

ABSTRACT

Aerodynamic coefficients are important information required to carry out aeroelastic analysis aimed to identify the safety level of cable supported bridges against wind induced phenomena. They are present in the expression of buffeting forces, so therefore studies of bridge behaviour under turbulent flow need to obtain previously that set of coefficients. So far these coefficients were usually obtained by using a sectional model of a deck segment and testing it in a wind tunnel having the reduced model firmly fixed at both sides of the test chamber. By modifying the attack angle and the flow speed three coefficients CL, CM, CD contained in the relationship of wind speed and lift, moment and drag force can be obtained.

Since recently, a computacional approach based in the current capabilities of the Computacional Fluid Dynamics (CFD) techniques can be used for obtaining such set of coefficients. That approach represents a numerical simulation of the wind tunnel experiments and solves the Navier Stokes equations having in account the fluid structure interaction existing when a body is located into a viscous flow. In this paper both approaches will be used to identify the set of aerodynamic coefficient of a multi cell box deck of a cable stayed bridge to be built in Spain and numerical values obtained from both approaches will be compared.

KEY WORDS: Aerodynamic coefficients, wind tunnel test, computational fluid dynamics, cable stayed bridges.

INTRODUCTION AND BRIDGE CHARACTHERISTICS

A new cable stayed bridge which has significant dimensions has been design at south ring road of Talavera de La Reina village, near to Toledo in Spain. The bridge cross the Tagus River at the approximate position showed in figure 1. Because the structure importance, it has been necessary to know its precise behaviour under wind actions. A set of wind related studies have been programmed, for instance:

- Flutter analysis
- Buffeting analysis
- Computer animation of aeroelastic behaviour
- Pylon stability analysis
- Sensitivity analysis of flutter speed
- Deck optimization

Some of these analysis required the arodynamic coeficients of the bridge deck and their variation with regard to the angle of attack (Simiu & Scanlan, 1996). This paper describes the methodology

to obtend them experimentaly in a wind tunnel and computationaly working with a CFD commercial program.



Figure 1. Bridge Location.

In the figure 2 several images of the structure are showed. The bridge has only one span of 318 m. At one side there is a pylon which has 164 m of height and careful designed geometry. From the pylon two plane of cable connect the both sides of the deck and at its back zone there are others two set of cables which balance the pylon by transmitting the forces to the foundation. The ruled surfaces shape of these set of cable results very attractive. As it is shown at figure 3, the deck is a multi-cell box girder of concrete with two lateral cantilevers. Its width is 36 m and its depth is 2.77 m. The upper slab of the deck resists the traffic of vehicles and cantilevers are for the pedestrians. The bridge constitutes a design with aesthetic dimensions and as can be appreciated in the several images of a virtual model that figure 4 shows.

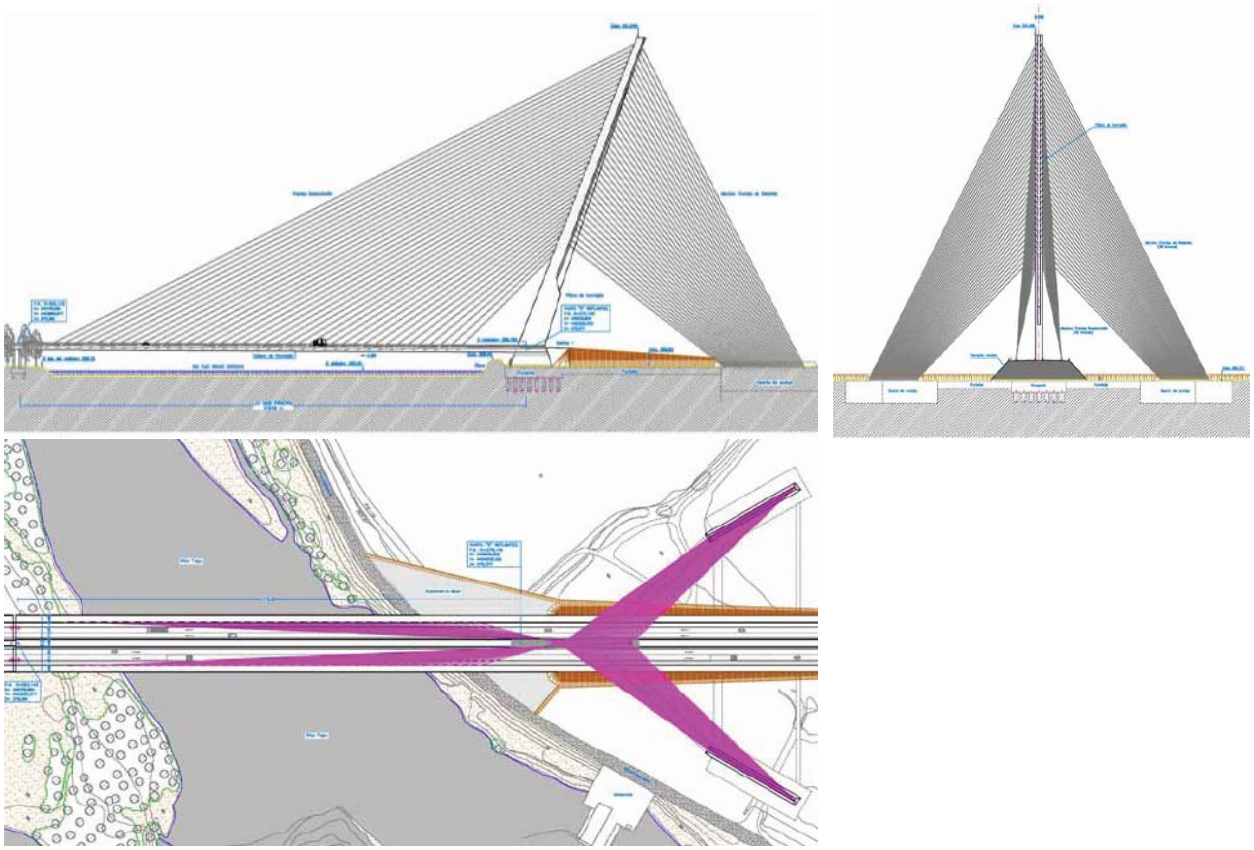


Figure 2. Lateral, front and plan views of the Talavera Bridge.

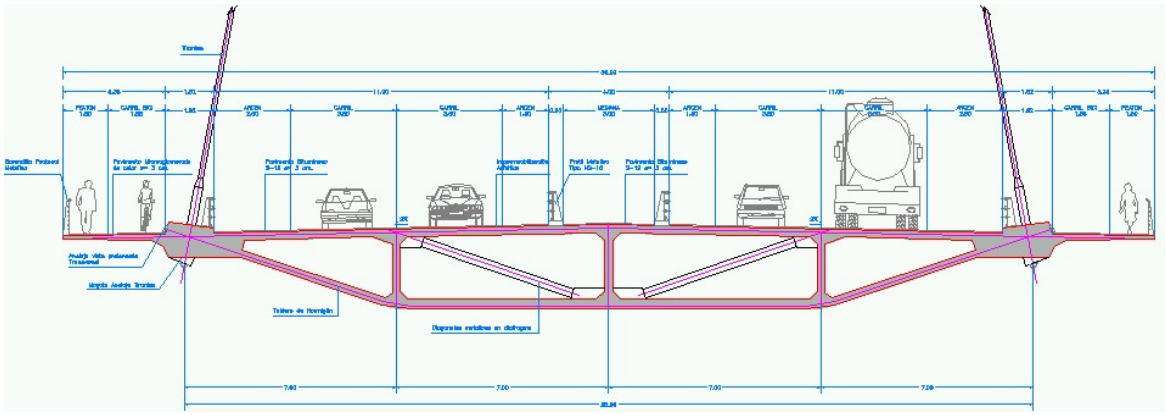


Figure 3. Deck of the Talavera Bridge.



Figure 4. Images of a virtual model.

2. EXPERIMENTAL IDENTIFICATION OF AERODYNAMIC COEFFICIENTS

The aerodynamic coefficients are obtained by carrying out a testing of a fixed deck sectional model measuring inside the wind tunnel drag force D, lift L and moment M (see figure 5) that exerts air flow over the model. The dimensionless values of theses actions using the dynamic pressure of wind and the deck width B determine the following coefficients:

$$C_D = D/(\tfrac{1}{2}\rho U^2 B)$$
$$C_L = L/(\tfrac{1}{2}\rho U^2 B) \qquad (1)$$
$$C_M = M/(\tfrac{1}{2}\rho U^2 B^2)$$

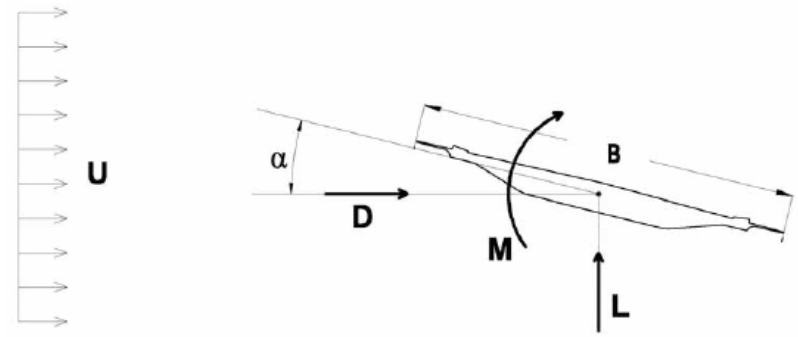


Figure 5. Aerodynamic forces.

The wind tunnel of the School of Civil Engineering of the University of La Coruña used for the experiments appears on figure 6. The test section of the tunnel has one meter square, which is enough for testing the sectional model of the Talavera Bridge of a scale 1/100. A picture of the model is shown in figure 7 and it has the same shape of the real prototype considering barriers and any element which can affect to aerodynamic responses. The mass does not need to be scaled to the

original bridge since the displacements are constrained and there are no inertial forces. We simply search for simulating the real boundary conditions that determine the air flow around the deck. An important problem for obtaining the aerodynamic coefficients is its dependence on Reynolds number ($Re = \rho UB/\mu$.; ρ: air density, μ: air viscosity; U: wind velocity, B: deck width). As a consequence the aerodynamic forces and the aerodynamic coefficients change noticeably when the wind velocity increases. From a certain wind velocity value, the coefficient values are quite stable. It is essential to determine the correct air flow velocity in the wind tunnel to obtain the aerodynamic forces. Once the velocity is determined, 9 m/s for Talavera Bridge which corresponds to Re = 216000, the testing were carried out varying the angle of attack to obtain the aerodynamic coefficients graphs like figure 8 shows for this case.

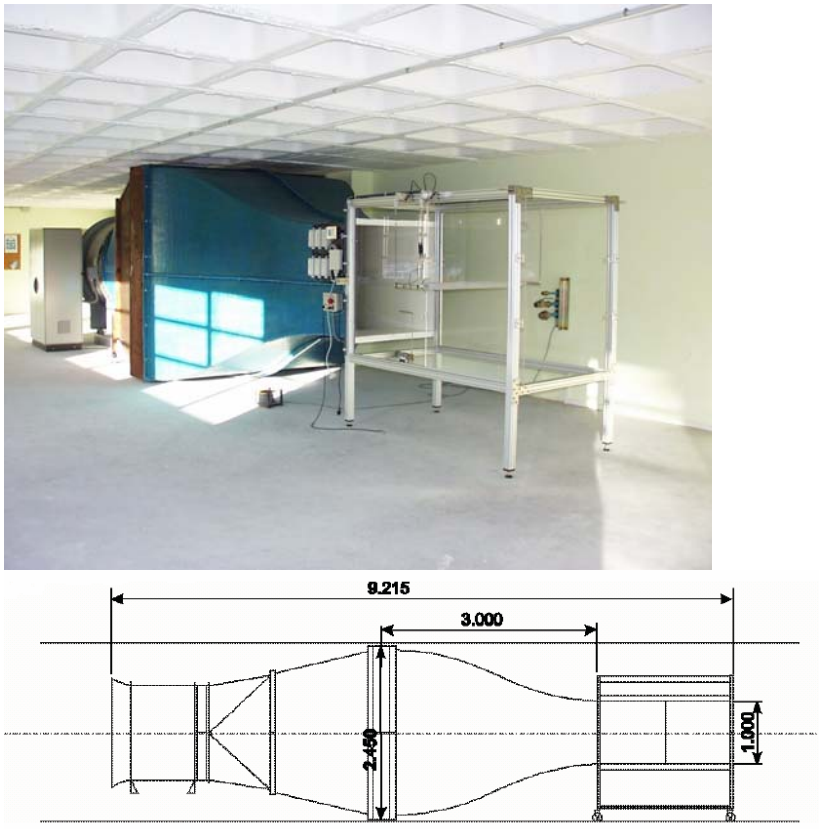


Figure 6. Wind tunnel of the School of Civil Engineering of the University of La Coruña.

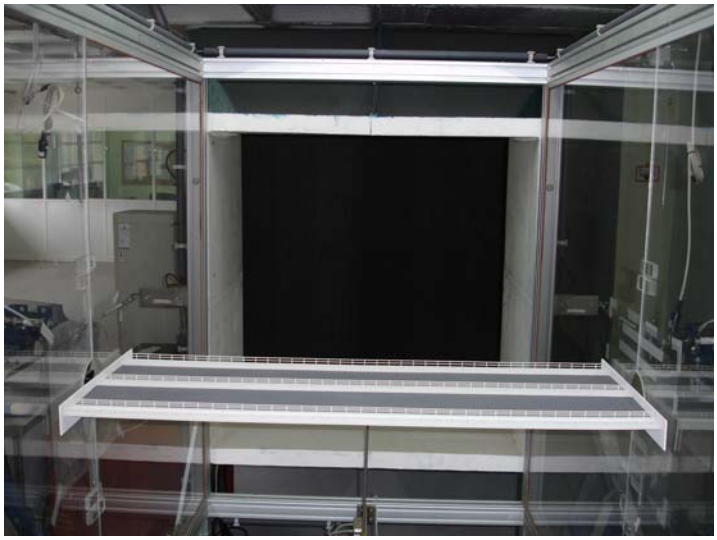


Figure 7. Sectional model of Talavera Bridge in the wind tunnel.

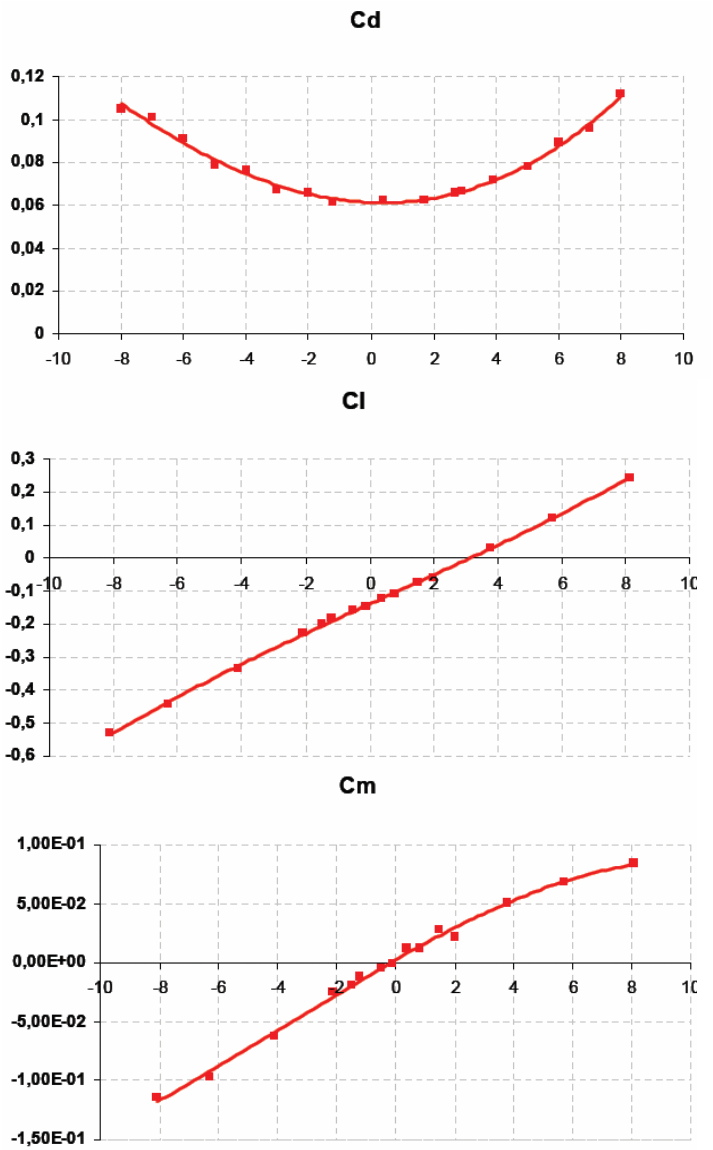


Figure 8. Aerodynamic coefficients of Talavera Bridge.

3. CFD ANALYSIS

In recent years a lot of work has been done in the evaluation of the aerodynamic responses of the structures by means of computational fluid dynamics (CFD). As a complementary task the aerodynamic coefficients of the Talavera Bridge have been obtained employing a CFD commercial package. Thus, 2D CFD simulations considering steady state have been carried for a number of angles of atack. In these simulations the bare cross-section without barriers has been considered. The incompresible turbulent flow around the section has been modeled by the classical Navier-Stokes equations, along with the two equations RANS κ-ε model with enhaced wall treatment. Dirichlet conditions have been considered at the inlet and outlet boundaries while no-slip condition has been imposed at the deck surface. The turbulent characteristics of the flow have been defined in terms of intensity and length scale.

The mesh has been generated using Gambit by ANSYS. A quadrilateral mesh adopting the map scheme near walls and the pave scheme in the general flow domain has been employed. The total number of cells in the computational grid to be presente is 406458. In figure 9 a general view of the grid around the deck is depicted while in figure 10 a detail of the mesh attached to the deck surface is presented.

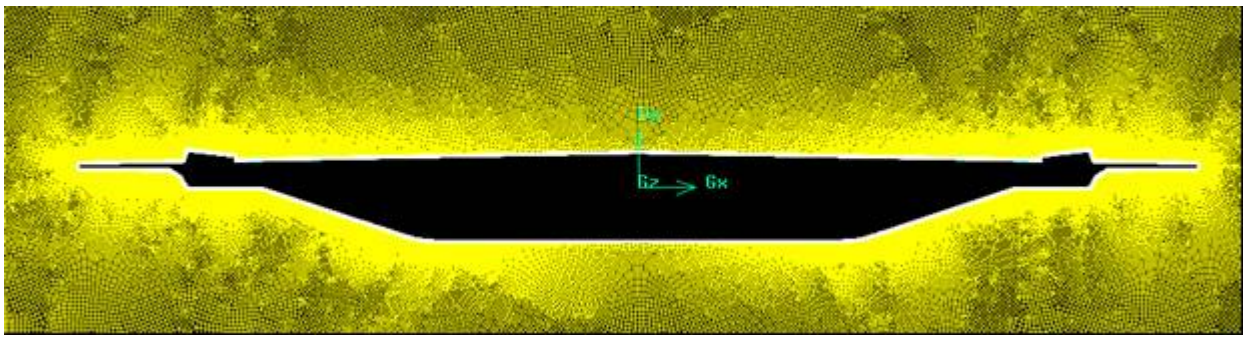


Figure 9. General view of the grid around the Talavera Bridge deck.

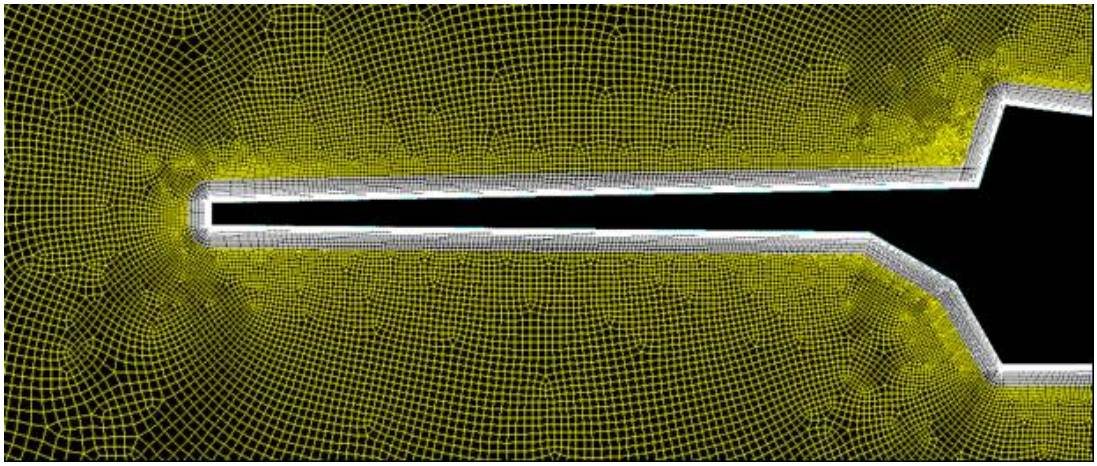


Figure 10. Close view of the mesh attached to the deck.

The finite volume solver Fluent by ANSYS has been used to numerically evaluate the flow field. Computations have been carried out on a cluster with 16 CPU's of 64 bits architecture and 64 GB of overall RAM memory wich allows the simultaneous resolution of the problem for all the analyzed angles of attack. In figure 11 the pressure field and the velocty vectors for a 4º angle of attack in steady state are presented.

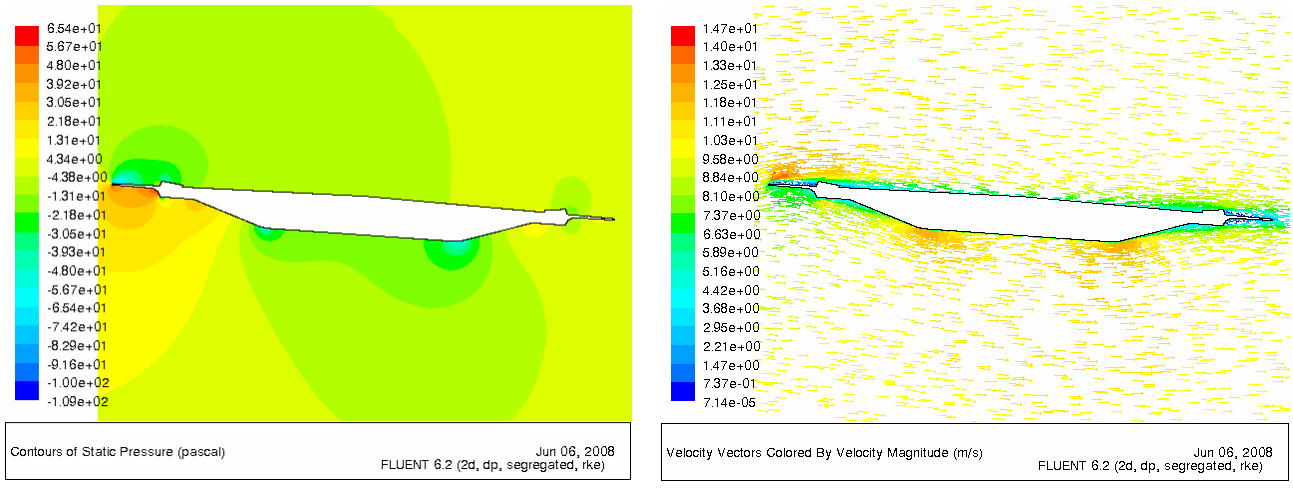


Figure 11. Pressure field and velocity vectors for a 4º angle of attack.

In figure 12 the aerodynamic coefficients evaluated computationally are plotted along with the experimental ones. It can be seen that for the drag coefficient both approach offer nearly identical results. However for the lift and moment coefficients the computational approach offers coefficients with a higher slope than the experimental one. Nevertheless the CFD verification can be considered as satisfactory as it has been able to reproduce, at least qualitatively, the aerodynamic coefficients.

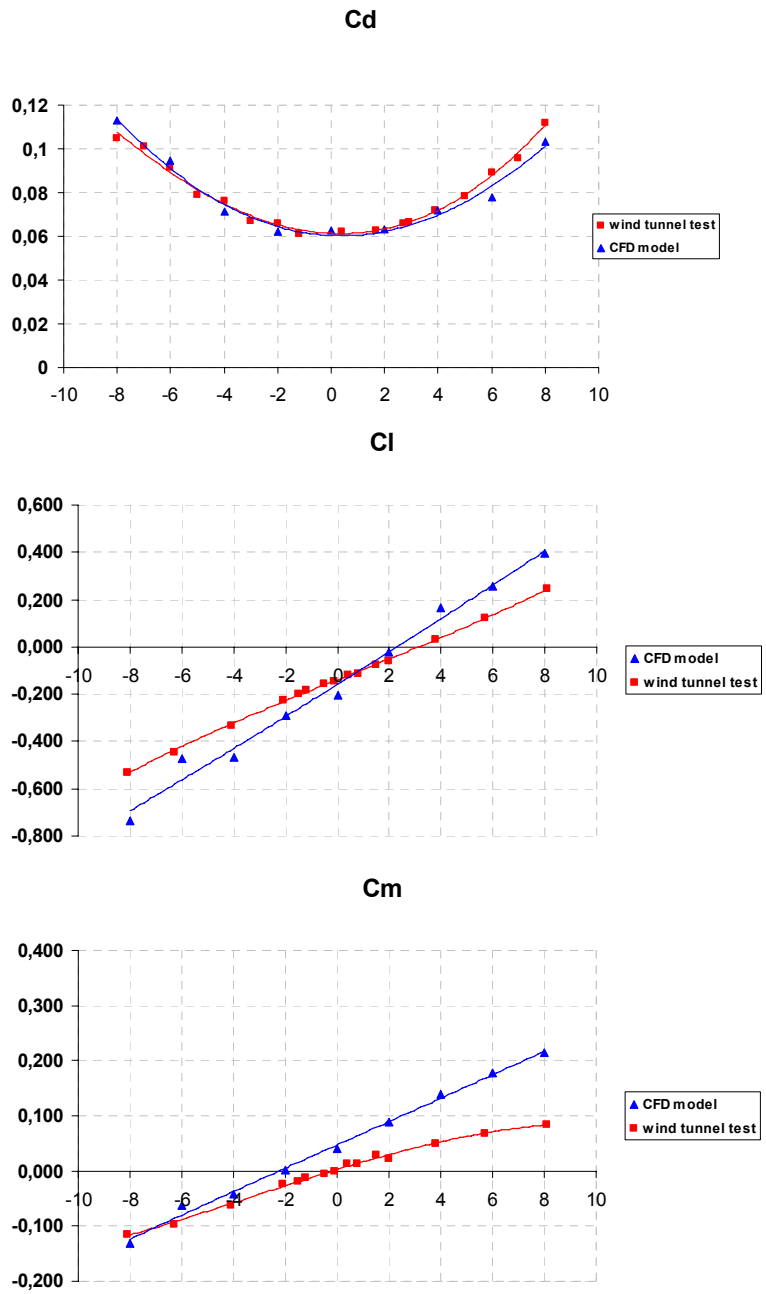


Figure 12. Comparison between CFD and experimental aerodynamic coefficients of the Talavera Bridge.

The authors believe that it is possible to obtain a closer aproximation between CFD and experimental results. Therefore we are currently working in the refinement of the geometry of CFD model including the barriers. In figure 13 an image of the aforementioned refined model is shown along with a detail in figure 14. Additionally, in some cases diferent turbulent models such as the κ-ω have proved to perform better than the employed κ-ε (Sun et al., 2005), thus several turbulence models will be tested for this bridge in the future.

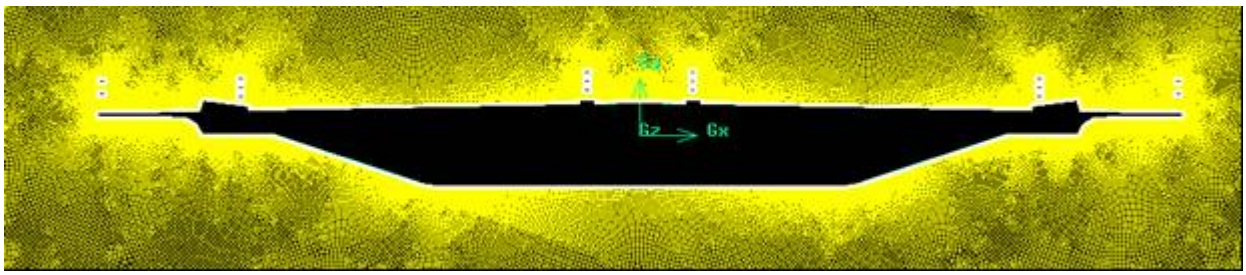


Figure 13. General view of the refined grid around the Talavera Bridge deck.

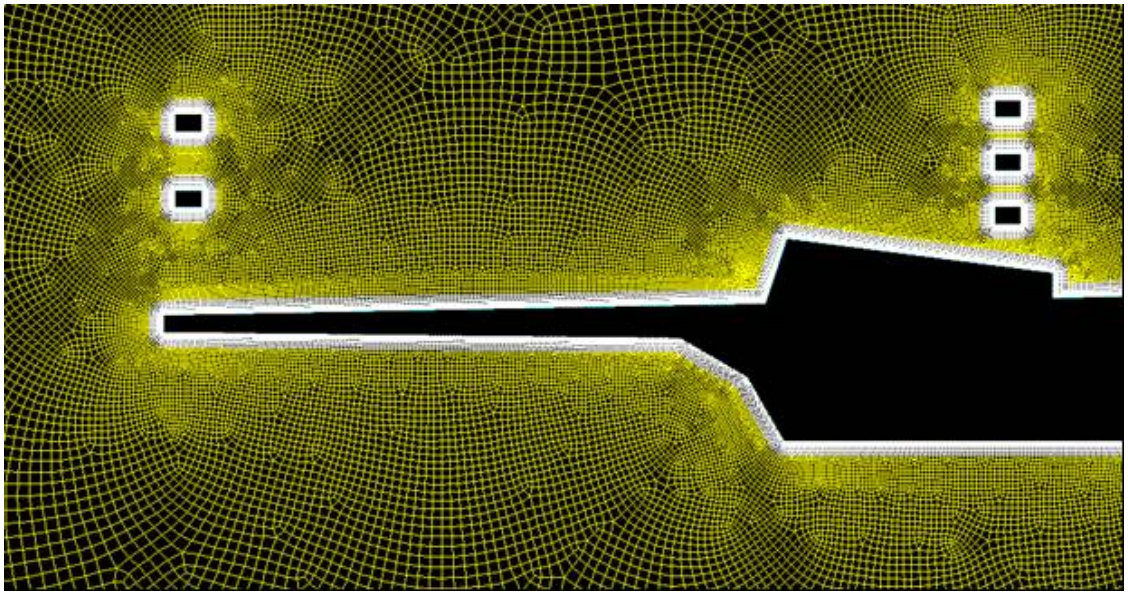


Figure 14. Close view of the refined mesh attached to the deck and the barriers.

CONCLUSIONS

- A general overview of the Talavera cable-stayed Bridge in Spain has been presented
- Work included in this paper is part of a set of wind related studies to be carried out for that bridge.
- Aerodynamic coefficients C_D, C_L and C_M of the deck have been obtained by a wind tunnel test and a CFD simulation.
- Comparison of numerical results shows similarity of qualitative behaviour of bridge deck in wind flow.
- Values of drag coefficient C_D present good accuracy between the test and the computational model. On the other hand, values of C_L and C_M are less similar.
- Therefore, more effort is needed to produce a CFD model that could reproduce wind tunnel tests results. This can be tried by improving geometrical accuracy, mesh discretization and turbulence modelling.

ACKNOWLEDGEMENT

This research has been funded by the Spanish Sciences and Technology Ministry, under project BIA2007-66698.

REFERENCES

Simiu E., Scanlan R. (1996). *Wind effects on Structures*. John Wiley & Sons, New York

Sun D., Wright N.G., Owen J.S. & LiawK. (2005). Identification of 18 flutter derivatives using CFD turbulence modelling, *The foutht European & African conference on Wind Engineering,* Prague, Czech Republic.

Evaluation of flutter derivatives and flutter speed of a cable stayed bridge in Talavera de la Reina (Spain)

J. A. Jurado[a], F. Nieto[b] & S. Hernández[c]

[a]School of Civil Engineering of the University of La Coruña, SPAIN (*jjurado@udc.es*)
[b]School of Civil Engineering of the University of La Coruña, SPAIN (*fnieto@udc.es*)
[c]School of Civil Engineering of the University of La Coruña, SPAIN (*hernandez@udc.es*)

ABSTRACT

The set of eighteen flutter derivatives is an important information required to carry out aeroelastic analysis aimed to identify the safety level of cable supported bridges against wind induced phenomena. In the case of flutter derivatives are the components of the aeroelastic damping and stiffness matrices that relate the left, drag and moment forces to the vector of displacements and velocities of bridge deck. So far flutter derivatives are usually obtained by testing a reduced model of a deck segment in a wind tunnel. For doing that, two different alternatives exist:

a) Forced vibration approach
b) Free vibration approach

In this occasion the free vibration approach with the sectional model of the deck supported by eight vertical and four horizontal springs was used and by carrying out test for different speed flow. The complete set of eighteen coefficients A^*_i, P^*_i, H^*_i (i = 1,…6) was identified. Once flutter derivatives are obtained, flutter speed of the complete bridge can be calculated as it was explained in Jurado and Hernández (2000), by the computational solving of a non linear eigen-problem which comes from the dynamic equilibrium equation for the deck.

In this paper the task of obtaining flutter derivatives and the computer evaluation of flutter speed was carried out for a cable stayed bridge of 315 m of span length to be built in Spain. Such bridge, which has a quite special configuration, has been designed over the Tajo River in Spain. The structure has only a main span, a single pylon, two central planes of stays supporting the deck and two lateral planes of rear cables that allow the overall balance of the construction. The bridge is located in a very windy site and therefore some studies are required to find out the safety level against flutter aeroelastic phenomena.

KEY WORDS: Wind tunnel test, aeroelastic phenomena, flutter speed, cable stayed bridges.

INTRODUCTION

To avoid experimental tests of completed bridge models in large wind tunnels that are complicated and expensive, it is necessary to use an hybrid method which is computational based but needs experimental parameters. Sectional models of the deck are initially tested in an aerodynamic wind tunnel of smaller dimensions to obtain the flutter derivatives. These coefficients are then used in the computational analysis of the aeroelastic behaviour of the completed bridge. Fgure 1 shows the three forces acting on a deck. According to Simiu and Scanlan (1996) formulation, these actions are linealized as functions of the displacements and velocities of the system for vertical w, lateral v and torsional rotation φ_x degrees of freedom. The expressions can be written as

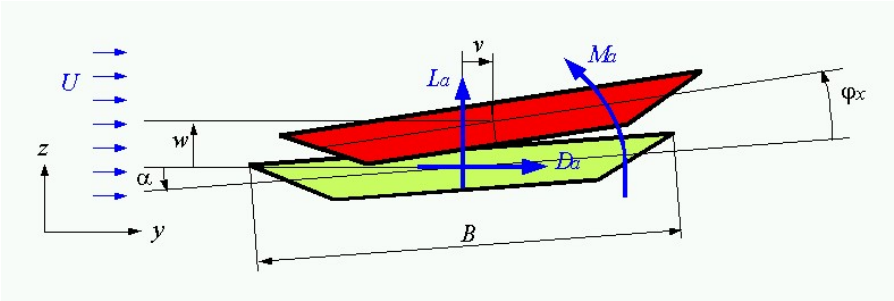


Figure 1. Forces and displacements of a sectional model.

$$\mathbf{f}_a = \begin{Bmatrix} D_a \\ L_a \\ M_a \end{Bmatrix} = \frac{1}{2}\rho U^2 KB \cdot \begin{pmatrix} P_1^* & -P_5^* & -BP_2^* \\ -H_5^* & H_1^* & BH_2^* \\ -BA_5^* & BA_1^* & B^2A_2^* \end{pmatrix} \begin{Bmatrix} \dot{v} \\ \dot{w} \\ \dot{\varphi}_x \end{Bmatrix} + \frac{1}{2}\rho U^2 K^2 \cdot \begin{pmatrix} P_4^* & -P_6^* & -BP_3^* \\ -H_6^* & H_4^* & BH_3^* \\ -BA_6^* & BA_4^* & B^2A_3^* \end{pmatrix} \begin{Bmatrix} v \\ w \\ \varphi_x \end{Bmatrix} \qquad (1)$$

$$\mathbf{f}_a = \mathbf{C}_a\dot{\mathbf{u}} + \mathbf{K}_a\mathbf{u}$$

where B is the deck width, ρ is the air density, U is the mean wind speed, $K = B\omega/U$ is the reduced frequency with ω the frequency of the response, and $P^*_i(K)$, $H^*i(K)$, $A^*_i(K)$ $i = 1...6$ are the flutter derivatives which are functions of K. $\mathbf{K}_a$ and $\mathbf{C}_a$ are called aeroelastic matrices.

2. SECTIONAL TEST OF TALAVERA DE LA REINA BRIDGE

Sectional tests of bridge desks are carried out in aerodynamic wind tunnels. One meter square of working section is enough. The model must have the same shape of the real prototype considering barriers, aerodynamic appendages and any element which can affect to aerodynamic responses. Typical geometric scales for this tunnel size are 1/50 to 1/150. It is recommendable a model three times longer than wider, so a deck with great width requires smaller scales.

As figure 2 shows, the support system is set up by means of vertical and horizontal springs which permit the three considered degrees of freedom v, w, φ_x. The frequency similarity is not necessary to evaluate flutter derivatives because they are functions of the reduced velocity $U^* = 2\pi U / \omega B$. Changing the wind speed in the tunnel and the stiffness constants of the springs, a wide range of reduced velocities can be simulated. A more detailed description of sectional tests can be found in Nieto, Jurado and Hernández (2005). The dynamic balance equation for the sectional model is

$$\mathbf{M}\ddot{\mathbf{u}} + (\mathbf{C} - \mathbf{C}_a)\dot{\mathbf{u}} + (\mathbf{K} - \mathbf{K}_a)\mathbf{u} = \mathbf{0}\,, \qquad (2)$$

where $\mathbf{u} = (v,w,\varphi_x)^T$. Multiplying by $\mathbf{M}^{-1}$ and denoting $\mathbf{C}_m = \mathbf{M}^{-1}(\mathbf{C}\text{-}\mathbf{C}_a)$ and $\mathbf{K}_m = \mathbf{M}^{-1}(\mathbf{K}\text{-}\mathbf{K}_a)$ becomes

$$\ddot{\mathbf{u}} + \mathbf{C}_m\dot{\mathbf{u}} + \mathbf{K}_m\mathbf{u} = \mathbf{0}\,. \qquad (3)$$

To obtain the flutter derivatives, all terms of $\mathbf{C}_m$ and $\mathbf{K}_m$ matrices are evaluated from the time history of the model displacements at free vibration. It is necessary to identify the natural frequency ω and the damping ratio ξ of each degree of freedom. From them, the terms of $\mathbf{K}_m$ and $\mathbf{C}_m$ are calculated. Denoting K^U_{ij} and C^U_{ij} the terms for a wind speed U in the tunnel and denoting K^0_{ij} and C^0_{ij} the terms for zero speed $U = 0$, which correspond to null aeroelastic matrices ($\mathbf{K}_a = \mathbf{C}_a = \mathbf{0}$), any flutter derivative can be evaluated by subtraction. For example, A^*_2. is obtained from

$$\left(C^0_{22} - C^U_{22}\right) = \frac{1}{2I}\rho U^2 B^2 \left(\frac{B\omega}{U}\right) A^*_2 \frac{B}{U}\,. \qquad (4)$$

where I is the polar inertia of the deck which appears in the mass matrix. From (4)

$$A_2^*(K) = -\frac{2I}{\rho B^4 \omega}\left(C_{22}^0 - C_{22}^U\right). \tag{5}$$

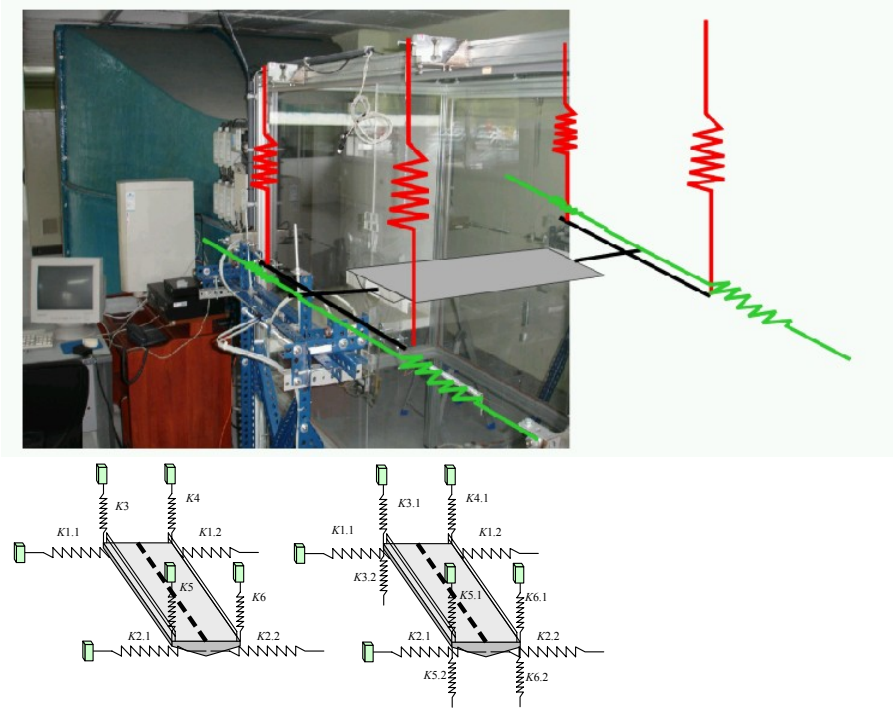


Figure 2. Spring support system of a sectional model deck in the University of La Coruña wind tunnel.

The model is elastically sustained using eight to twelve springs: four or eight vertical and four horizontal ones. The stiffness of the springs determines the vibration frequencies ($2\pi f = \omega$) of the system that together with the wind velocity in the tunnel, U and the model width, B, determines the range of reduced velocities, U^*, in order to be able to obtain flutter functions. Two spring sets were used in order to vary the natural frequencies of the model and include a wider range of reduced velocities. For both, the model was sustained with twelve springs. The sectional model of the Talavera de la Reina Bridge appears on the figure 3 and its properties are summaried in the table 1. The testings were carried out for wind velocities between 6 and 15 m/s. The minimum and maximum reduced velocities with which flutter functions can be obtained are shown in table 2.

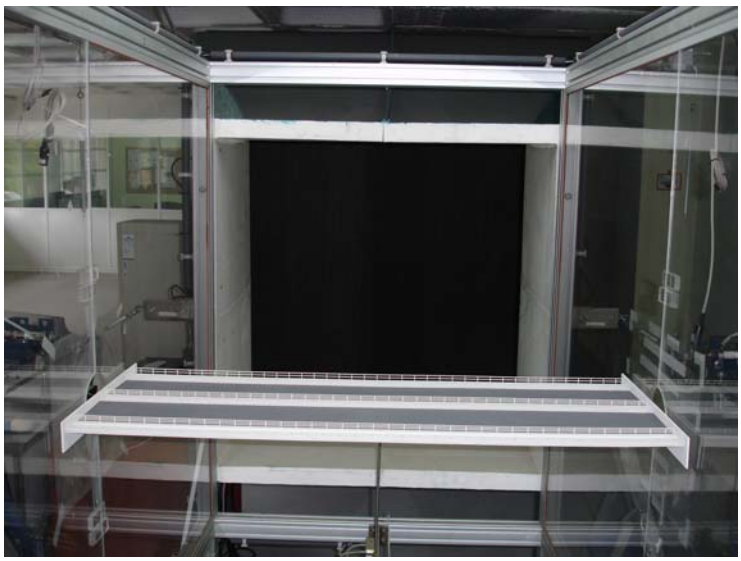


Figure 3. Spring support system of a sectional model deck in the University of La Coruña wind tunnel.

Table 1: Properties and natural frequencies of the sectional model of Talavera Bridge.

	SECTIONAL MODEL MASS			3.2 kg		
	SECTIONAL MODEL INERTIA			5.1 kgm^2		
	MODEL WIDTH			0.36 m		
	DISTANCE d			0.47 m		
	VERTICAL SPRINGS		HORIZONTAL	MODEL FREQUENCIES (rad/s)		
	TOP	BOTTOM	SPRING	LATERAL	VERTICAL	TORSIONAL
TEST 1	130 N/m	96 N/m	102 N/m	13.6	16.6	35.7
TEST 2	600 N/m		300 N/m	21.1	26.1	67.9

Table 2: Range of reduce velocity for flutter derivatives.

	RANGE OF REDUCED VELOCITY		
	A5,A6,H5,H6,P1,P4	A1,A4,H1,H4,P5,P6	A2,A3,H2,H3,P2,P3
TEST 1	8<U*<26	6<U*<21	3<U*<7
TEST 2	5<U*<16	4<U*<10	1<U*<4

2.1 Frequency and damping identification method

One of the most efficient methods to obtain the frequency and damping properties of a free vibration system was proposed by Sarkar, Jones and Scanlan (1992) and it is based on Ibrahim and Mikulcik time domain method (1977). This method is also used for this investigation. The solution of the equation (2) is assumed to be

$$\mathbf{u} = \mathbf{p}e^{\lambda t}. \tag{6}$$

Substituting in (2) and transforming it into an eigen- problem results

$$\left[\begin{pmatrix} \mathbf{0} & \mathbf{I} \\ -\mathbf{K}_m & -\mathbf{C}_m \end{pmatrix} - \lambda \begin{pmatrix} \mathbf{I} & \mathbf{0} \\ \mathbf{0} & \mathbf{I} \end{pmatrix}\right]\begin{Bmatrix} \mathbf{p} \\ \lambda\mathbf{p} \end{Bmatrix} = \mathbf{0}. \tag{7}$$

It can be proved that there is another eigen-problem which has eigenvalues directly related with those of the original problem expressed in (7). This is

$$\left[\mathbf{A} - \exp(\lambda n_1 \Delta t)\mathbf{I}\right]\mathbf{q} = \mathbf{0} \tag{8}$$

The matrix **A** of this new problem is built with the time history of the sectional displacements,

$$\mathbf{A} = \frac{1}{2}\left[\left(\hat{\mathbf{Y}}\mathbf{Y}^T\right)\left(\mathbf{Y}\mathbf{Y}^T\right)^{-1} + \left(\hat{\mathbf{Y}}\mathbf{Y}^T\right)\left(\mathbf{Y}\mathbf{Y}^T\right)^{-1}\right] \tag{9}$$

where

$$\mathbf{Y} = \begin{bmatrix} \mathbf{X}_0 \\ \mathbf{X}_{n_2} \end{bmatrix}, \quad \hat{\mathbf{Y}} = \begin{bmatrix} \mathbf{X}_{n_1} \\ \mathbf{X}_{n_1+n_2} \end{bmatrix} \tag{10}$$

and the matrices $\mathbf{X}_n$ are built with the responses at *l* sampled times as

$$\mathbf{X}_0 = \left[\mathbf{u}(t_1), \mathbf{u}(t_2) \ldots \mathbf{u}(t_l)\right] \tag{11}$$

$$\mathbf{X}_n = \left[\mathbf{u}(t_1 + n\Delta t), \mathbf{u}(t_2 + n\Delta t) \ldots \mathbf{u}(t_l + n\Delta t)\right] \tag{12}$$

The eigen-vectors of the both problems are also related as

$$\mathbf{q} = \begin{Bmatrix} \mathbf{p} \\ \exp(\lambda n_1 \Delta t)\mathbf{p} \end{Bmatrix} \tag{13}$$

The frequency ω and the damping ξ for each degree of freedom of the sectional model is calculated from the eigenvalues $a + ib$ of $\mathbf{A}$ considering that

$$a + ib = \exp(\lambda n_1 \Delta t) = \exp\left[\left(-\xi\omega - i\omega\sqrt{1-\xi^2}\right) n_1 \Delta t\right] \tag{14}$$

The modification that Sarkar, Jones and Scanlan (1992) proposed consists on rebuilding signals using the fitting curves for each degree of freedom and iterative applying of the method until the convergence.

2.2 Software PCTUVI

PCTUVI is the control software for the wind tunnel of the School of Civil Engineering of the University of La Coruña (Spain). The structure of the program consists on two parts. First one is the data acquisition and uses Microsoft Visual Basic programming language. The second part is the data analysis which is programmed on MATLAB language for technical computing. The computer program can control two kind of possible tests: aerodynamic or aeroelastic. The aerodynamic test measures the lift, drag and moment that wind action causes on the fix sectional model. Curves for the aerodynamic coefficients C_L, C_D and C_M are obtained as a funtion of the angle of attack. The most interesting achievement of PCTUVI is the simultaneous calculus of all the flutter derivatives.

The user defines the values the properties of the model, the stiffness and distances among the springs, the sampling frequency and finally the atmospheric parameters. The following step is to evaluate the equilibrium position of the model as reference of the coordinates. Then, the displacements of free vibration are registered (figure 4) without speed of wind in the tunnel. From them, the stiffness $\mathbf{K}_m$ and damping $\mathbf{C}_m$ matrices of the system are evaluated. Afterward a serial of tests increasing the wind speed in the tunnel are carried out. Each test correspond to one point on the curves of the flutter derivatives. When the speed of wind is not zero, the obtained flutter derivatives are saved together with the test. Figure 5 shows the obtained flutter functions for Talavera de la Reina Bridge. H^*_1 and A^*_1 flutter derivatives have quit high values respect to other aerodynamic box decks. Un explanation could be that the top side of this deck is flat so has a worst aerodynamic behaviour.

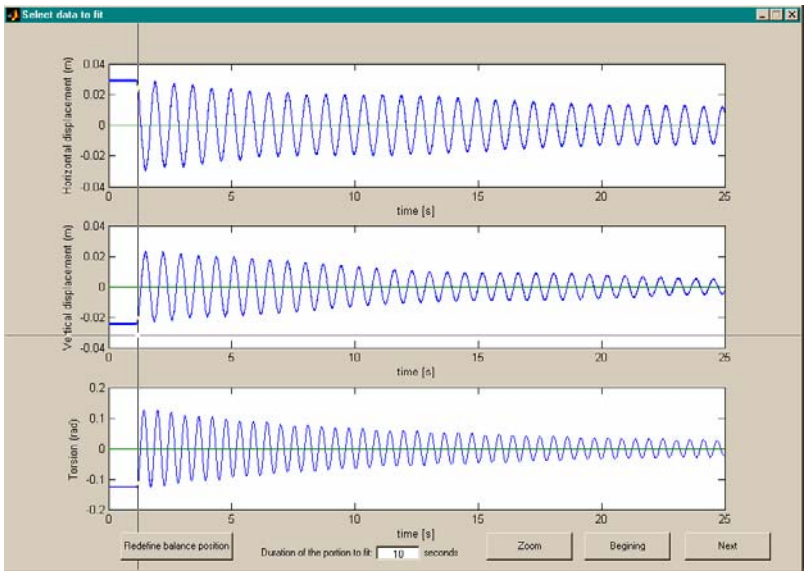


Figure 4. Widow for selecting the data interval of free vibration response.

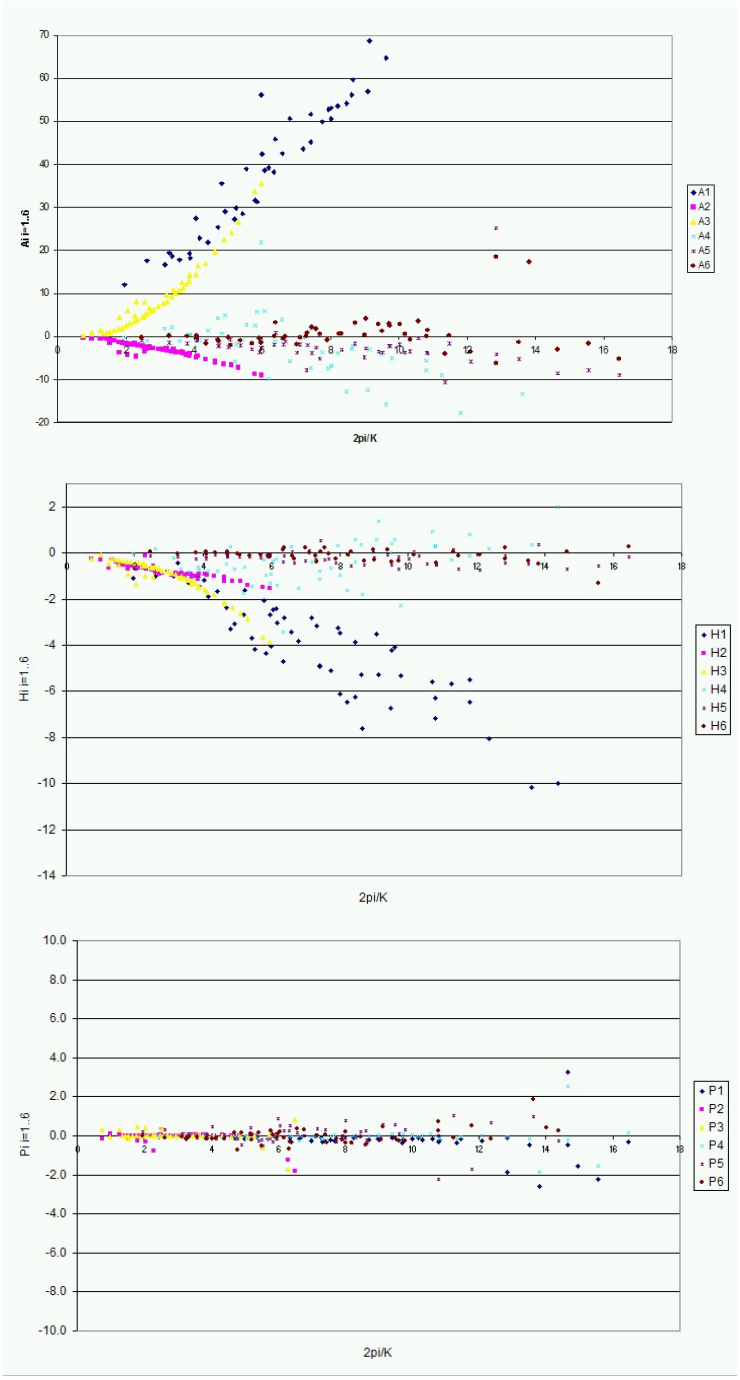


Figure 5. Flutter derivatives of the Talavera de la Reina Bridge.

3 FLUTTER ANALYSIS OF THE TALAVERA DE LA REINA BRIDGE

To consider the flutter instability during the project of a cable stayed bridge is very important. There are many investigations about this topic for example the studies of Mendes and Branco (1998) for the Vasco da Gama Bridge in Lisbon, or more recently the analysis of Jurado et al. (2007) about efficient configurations of cables to avoid the flutter instability.

The new bridge crossing the Tajo River in Talavera de la Reina (Spain) will be a cable stayed bridge of 315 m of span length, which has a quite special configuration. The structure has only a main span, a single pylon, two central planes of stays supporting the deck and two lateral planes of rear cables that allow the overall balance of the construction. In Figure 6 two images of the bridge are presented. A three-dimensional model of the structure has been developed using beam elements. In this model the bridge deck is connected to the plane of cables by mean of fictitious beams of high

stiffness. In figure 7, a picture of the deck cross-section and an image of this structural model are presented. Up to twenty modes have been obtained in order to evaluate the flutter response of the structure. In table 2 the natural frequencies of the modes are presented along with the type of displacements associated. Only the modes which have movements for the deck are considered in the flutter analysis.

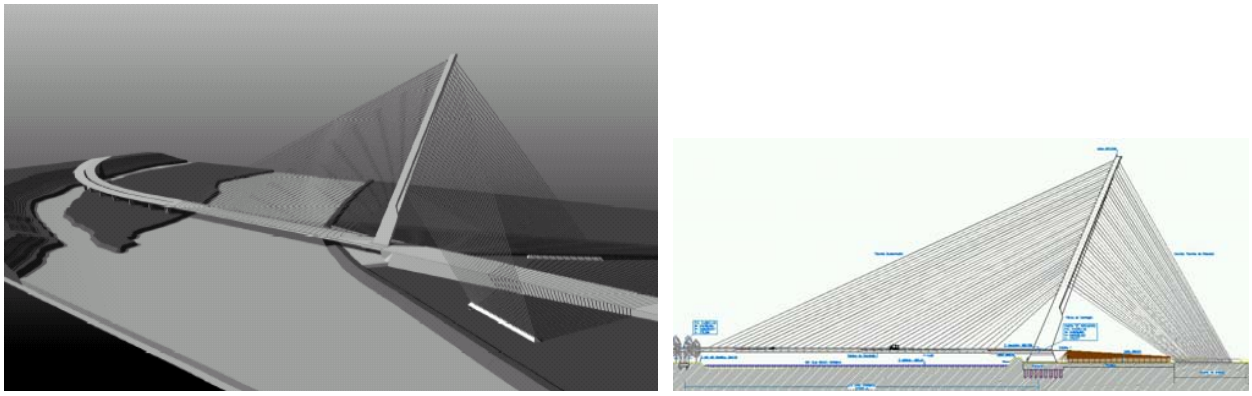


Figure 6. Virtual images of the Talavera Bridge.

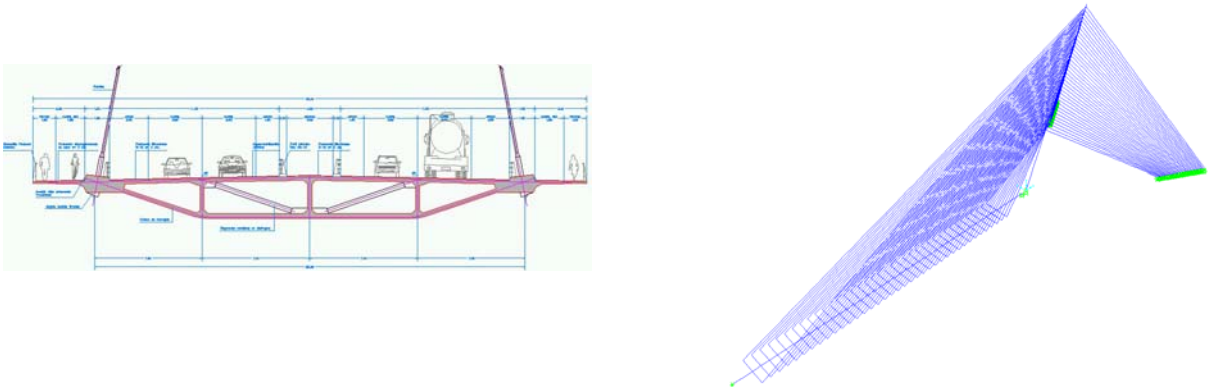


Figure 7. Bridge cross-section and structural model.

Table 2. Natural eigenresponses of the Talavera Bridge.

Nº	f (Hz)	w (rad/s)	Type
1	0.29	1.82	VERTICAL DECK 1
2	0.45	2.85	VERTICAL DECK 2
3	0.59	3.71	LATERAL PYLON 1
4	0.6	3.77	LATERAL DECK 1
5	0.71	4.44	VERTICAL DECK 3
6	0.77	4.83	LATERAL PYLON 2
7	0.91	5.72	TORSION DECK 1
8	1.08	6.79	VERTICAL DECK 4
9	1.3	8.19	VERTICAL PYLON 1
10	1.31	8.25	LATERAL PYLON 3
11	1.42	8.93	LATERAL DECK 2
12	1.49	9.39	TORSION DECK 2
13	1.57	9.86	VERTICAL DECK 5
14	1.62	10.18	VERTICAL PYLON 2
15	2.13	13.36	VERTICAL DECK 6
16	2.14	13.46	TORSION DECK 3
17	2.31	14.49	LATERAL DECK 3
18	2.33	14.65	VERTICAL PYLON 3
19	2.42	15.21	VERTICAL PYLON 4
20	2.76	17.31	VERTICAL DECK 7

In the present work, a coherent matrix formulation has been used for the computational phase of hybrid flutter analysis. Jurado and Hernandez (2004) explain this formulation stems from the equation (2) ensambling the matrices and vector for the full structural model. Through modal analysis it is possible to approximate the deck displacements by means of a linear combination of the most significant mode shapes. Assembling them in columns into the modal matrix $\mathbf{\Phi}$, the displacement vector can be expressed as $\mathbf{u} = \mathbf{\Phi q}$. Each element of the vector $\mathbf{q}$ represents the participation of each mode shape in the displacement vector $\mathbf{u}$. Premultiplying (2) by $\mathbf{\Phi}^T$ it becomes

$$\mathbf{I}\ddot{\mathbf{q}} + \mathbf{C}_R\dot{\mathbf{q}} + \mathbf{K}_R\mathbf{q} = \mathbf{0} \tag{15}$$

where $\mathbf{C}_R = \mathbf{\Phi}^{\mathrm{T}}(\mathbf{C} - \mathbf{C}_a)\mathbf{\Phi}$, $\mathbf{K}_R = \mathbf{\Phi}^{\mathrm{T}}(\mathbf{K} - \mathbf{K}_a)\tilde{\mathbf{\Phi}}$ and $\mathbf{\Phi}^T\mathbf{M}\mathbf{\Phi} = \mathbf{I}$ Using mass normalized modes. Knowing that the solution of this equation has the form $\mathbf{q}(t) = \mathbf{w}e^{\mu t}$, becomes

$$\left(\mu^2\mathbf{I}\mathbf{w} + \mu\mathbf{C}_R\mathbf{w} + \mathbf{K}_R\mathbf{w}\right)e^{\mu t} = \mathbf{0} \tag{16}$$

which can be transformed into an eigenvalue problem by adding the identity $-\mu\mathbf{I}\mathbf{w}+\mu\mathbf{I}\mathbf{w} = \mathbf{0}$:

$$\left[\mu\begin{pmatrix}\mathbf{I} & \mathbf{0}\\ \mathbf{0} & \mathbf{I}\end{pmatrix}\begin{pmatrix}\mu\mathbf{w}\\ \mathbf{w}\end{pmatrix} + \begin{pmatrix}\mathbf{C}_R & \mathbf{K}_R\\ -\mathbf{I} & \mathbf{0}\end{pmatrix}\begin{pmatrix}\mu\mathbf{w}\\ \mathbf{w}\end{pmatrix}\right]e^{\mu t} = \mathbf{0} \tag{17}$$

or in short

$$\left(\mathbf{A} - \mu\mathbf{I}\right)\mathbf{w}_\mu e^{\mu t} = \mathbf{0} \tag{18}$$

The imaginary part β of the eigenvalues μ counts on the frequency ω, while the real part α of the eigenvalues is associated with the damping ratio ξ. The condition of flutter corresponds to the lowest wind speed U_f which gives one eigenvalue with vanished real part. However, the problem (18) is non-linear because the matrix $\mathbf{A}$ assembles the aeroelastic matrices $\mathbf{K}_a$ and $\mathbf{C}_a$. These matrices contain the flutter derivatives, which are functions of the reduced frequency $K = B\omega/\bar{U}$, and the frequency for each eigenvalue ω remains unknown until the problem has been solved. Figure 8 shows graphs with the evolution of the eigenvalues of the problem for increasing wind velocities. It is observed that the critical flutter velocity for the Talavera Bridge is 77 m/s.

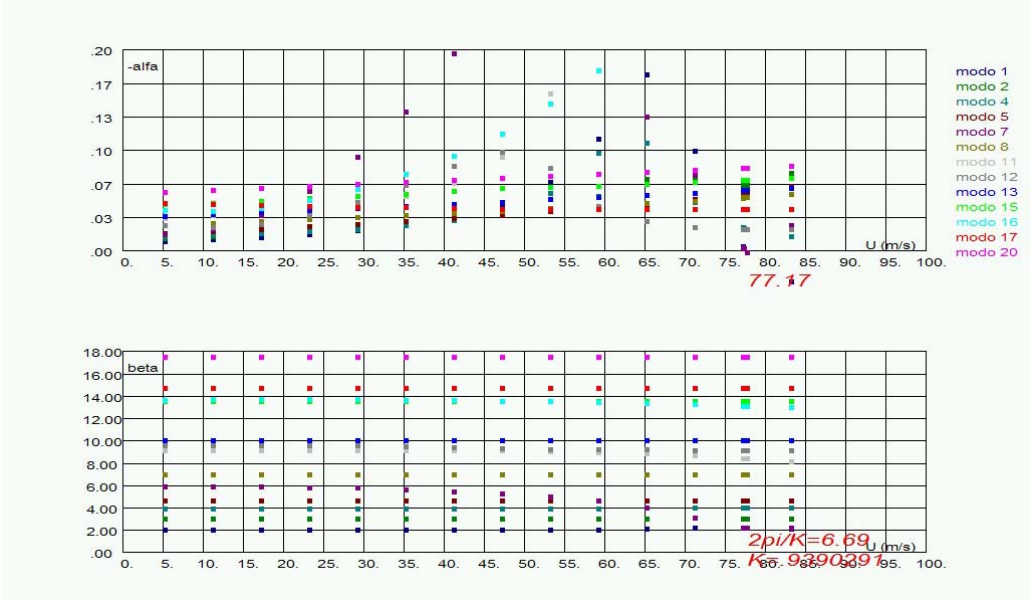


Figure 8. Evolution of eigenvalues with respect to wind velocity U until flutter condition with a null damping.

4 CONCLUSIONS

- Hybrid methods facilitate the calculation of flutter velocity for long-span bridges since it only requires tests of the deck sectional model and moreover, its cost is a lot less than the entire bridge model tests.
- If various sets of springs are used in the aeroelastic sectional tests, a bigger range of reduced velocities can be included in obtaining the flutter derivatives.
- *PCTUVI* software has been used efficiently to control the wind tunnel of the School of Civil Engineering of the University of La Coruña for aeroelastic experiments with sectional model bridges.
- The Modified Ibrahim Time Domine method (MITD) is satisfactorily used by the program to obtain the 18 flutter derivatives at the same time.
- The box cross section of the Talavera Bridge deck is flat at the top side so it has worse behaviour than others aerodynamic decks.
- The flutter velocity for the Talavera de la Reina Bridge is 77 m/s = 277 km/h which is enough for the zone.

5 ACKNOWLEDGEMENT

This research has been funded by the Spanish Sciences and Technology Ministry, under project BIA2004-01898.

6 REFERENCES

Jurado J. A. and Hernández S. (2000). Theories of Aerodynamic Forces on Decks of Long Span Bridges. J. of Bridge Eng. 5, n1 8-13.

Simiu E., Scanlan R. (1996). *Wind effects on Structures*. John Wiley & Sons, New York

Jurado J. Á., León A., Hernández S. (2005) Wind Tunnel Control Software for Identification of Flutter Derivatives on Bridge Sectional Tests. EACWE 4. 4º European and African Congress in Wind Eng. Prague, Check Republic.

Sarkar P. P., Jones N. P. y Scanlan R. H. (1992) System identification for estimation of flutter derivatives, Journal of Wind Engineering and Industrial Aerodynamics 41-44 1243-1254.

Ibrahim S.R. y Mikulcik E. C. (1977) A Method for the Direct Identification of Vibration Parameters from the Free Response, The Shock and Vibration Bulletin, bulletin 47, Part 4.

Mendes P. A. Branco F. A. (1998) Numerical wind studies for the Vasco de Gama Bridge, Portugal. Structural Engineering International Vol 8, Nº2, 124-128.

Jurado J. Á., Nieto F., Hernández S. and Mosquera A. (2007) Efficient cable arrangement in cable stayed bridges based on sensitivity analysis of aeroelastic behavior. Advances in Engineerin Software, doi:10.1016/j.advengsoft.2007.10.004.

Jurado, J. Á., Hernandez S. (2004) Sensitivity analysis of bridge flutter with respect to mechanical parameters of the deck. Structural and Multidisciplinary Optimization Vol. 27, Nº 4. June, 2004.

Experimental evaluation of the mean and fluctuating forces on triangular prisms in cross-flow

Giacomo Valerio Iungo, Guido Buresti, Giovanni Lombardi

Department of Aerospace Engineering, University of Pisa, Italy

SOMMARIO

Vengono descritti i risultati della misura delle forze medie e fluttuanti agenti su prismi posizionati verticalmente su un piano, aventi sezione triangolare isoscele con angoli al vertice di 60° o 90° ed allungamento variabile da 1.0 a 3.0. Le misure sono state eseguite in galleria del vento al variare della direzione del flusso asintotico, θ, fra 0° e 180°, ad un numero di Reynolds $Re \cong 1.2 \times 10^5$. Per il modello con angolo al vertice di 60° ed allungamento 3.0 sono state inoltre effettuate misure del flusso di scia con anemometria a filo caldo e visualizzazioni mediante fili, allo scopo di caratterizzare la morfologia della scia e di individuare le frequenze di distacco alternato di vortici al variare della direzione del flusso. Le misure di forza hanno mostrato variazioni rilevanti dei valori medi delle forze al variare di θ. Si sono inoltre osservate significative variazioni delle fluttuazioni della forza trasversale, connesse con il distacco di vortici, sia in termini di frequenza che di entità; in particolare, questa ultima è risultata essere legata all'estensione in direzione del flusso della parte del modello immersa nella scia. E' stato infine riscontrato un generale aumento della frequenza di distacco alternato di vortici riducendo l'allungamento dei modelli.

ABSTRACT

The results are described of the measurement of the mean and fluctuating forces acting on triangular prisms placed vertically on a plane, having isosceles triangular cross-section with 60° or 90° apex angles and aspect ratio ranging from 1.0 to 3.0. The tests are carried out in a wind-tunnel by varying the wind direction, θ, between 0° and 180°, at a Reynolds number $Re \cong 1.2 \times 10^5$. Furthermore, for the model with apex angle of 60° and aspect ratio 3.0, hot-wire measurements and flow visualizations with tufts are performed, in order to characterize the wake morphology and to determine the vortex shedding frequency as a function of the wind direction. The results show that large variations in the mean values of the drag and cross-flow forces occur by varying θ. Moreover, the fluctuations of the cross-flow force, connected with vortex shedding, are found to vary significantly with flow orientation, both in terms of frequency and intensity; in particular, the latter is a function of the streamwise projection of the body surface immersed in the separated wake. Moreover, an increasing vortex shedding frequency is generally found with decreasing aspect ratio.

KEYWORDS: Bluff body aerodynamics, aerodynamic forces, prisms, wakes.

1. INTRODUCTION

The aerodynamic forces acting on finite-length cylindrical or prismatic bluff bodies placed vertically on a plane and immersed in a cross-flow are strictly dependent on the characteristics of the wakes they produce. In particular, the presence of velocity fluctuations induces fluctuating pressure forces on the bodies, which are a function, in general, of the body cross-section shape, of the body aspect ratio and of the incoming wind direction. Cross-flow force components are present when the average or instantaneous symmetry of the flow is lost, due to the intrinsic geometry of the cross-section or to the presence of regular alternate vortex shedding.

The information regarding the effects of reducing the aspect ratio of the bodies may not yet be considered as complete, and is sometimes even contradictory. In particular, regarding the flow

around circular cylinders of large aspect ratio, Farivar, 1981, Ayoub & Karamcheti, 1982, and Fox *et al.*, 1993, showed the presence, for $h/d > 10$ (where h is the height and d is the diameter of the cylinder), of a clear alternate vortex shedding from most of the cylinder span, with Strouhal numbers of the same order as those typical of two-dimensional flow. However, a decrease of the frequency was found in a zone approaching the free-end of the cylinders, probably due to an increase in the formation length of the shed vortices. The relative extent of this zone increases with decreasing aspect ratio, and for $h/d < 5$ the vortex shedding from the whole body takes place at a frequency that is lower than in the corresponding two-dimensional case (Sakamoto & Arie, 1983*a*). Budair *et al.*, 1991, found that alternate vortex shedding disappeared at a Reynolds number $Re = dU_\infty/\nu = 15000$ when $h/d \leq 7$. On the other hand, Zdravkovich *et al.*, 1989, noted that vortex shedding was still present in the wake generated from a cylinder with $h/d = 2$, although it was irregular and intermittent. Park & Lee, 2000, observed that as the cylinder aspect ratio decreases, the vortex shedding frequency is decreased and the vortex formation region is elongated.

Sakamoto & Arie, 1983*a* and 1983*b*, found a switching from an alternate vortex shedding to a symmetrical shedding of arch-type vortices for a circular cylinder below a critical aspect ratio, i.e. for $h/d \leq 2.5$. In these experiments the two different types of shedding were detected through smoke-wire visualizations, with the bodies immersed in an incoming boundary layer with thickness of the same order as the height of the models. Furthermore, Okamoto & Sunabashiri, 1992, through visualizations in a water tunnel, showed that, even with a presumably lower value of the boundary layer thickness, the alternate type of shedding occurred for a circular cylinder for $h/d \geq 4$ and the symmetrical one when $h/d \leq 2$.

This variation of the vortex-shedding mode was not confirmed by Buresti *et al.*, 1998, and Buresti & Lombardi, 2000, who analysed, through hot-wire measurements, the wake flow fields of triangular prisms. They considered bodies having two different isosceles cross-sections (with apex angles of 60° and 90°) and aspect ratio, h/w (where w is the width of the base side of the triangular cross-sections), ranging from 1.0 to 3.0. By analysing the phase difference between the dominating fluctuations of velocity signals acquired at opposite sides of the wake, they found that alternate vortex shedding occurred for all the models, even for an aspect ratio as low as $h/w = 1.0$. Two wind directions, θ, were considered, and the alternate vortex shedding from the lateral vertical edges of the prisms was found to be characterized by a Strouhal number $St = fw/U_\infty \cong 0.16$ when the incoming flow was directed against the apex edge of the prisms ($\theta = 180°$), whereas a dominant frequency corresponding to $St \cong 0.1$ was detected when the wind impinged orthogonally to the vertical largest face of the models ($\theta = 0°$). Moreover, for both wind orientations the vortex shedding frequency was found to slightly increase with reducing model aspect-ratio or, for each model, by moving upwards towards the model free-end. Both these features were attributed to a general narrowing of the wake cross-width, by moving from relative low heights towards the free-end, due to an interference of the flow that passes over the body free-end with the regular vortex shedding mechanism. An increase of the vortex shedding frequency by reducing the model aspect ratio was also found by Tamura & Miyagi, 1999, for the case of finite prisms with square cross-section.

In Iungo & Buresti, 2007, the fluctuating wake flow field of a prism with equilateral triangular cross-section, $h/w = 3$, and placed vertically on a plane with its apex edge against the incoming flow ($\theta = 180°$) was deeply characterized. For this body shape and this flow direction, flow fluctuations at three prevailing frequencies were singled out, with different relative intensities depending on the wake regions. In particular, the frequency connected to alternate vortex shedding from the lateral vertical edges of the prism, corresponding to a Strouhal number $St \cong 0.16$, was found to dominate in the regions just outside the lateral boundary of the wake. On the other hand, a lower frequency, at $St \cong 0.05$, was found to prevail in the velocity fluctuations on the whole upper wake. Fluctuations with a dominating frequency significantly below that of vortex shedding had already been detected in the upper portions of the wake of finite circular cylinders with higher aspect ratio, e.g. Kitagawa *et al.*, 1997, and Park & Lee, 2000. Simultaneous measurements carried out at symmetrical locations with respect to the wake symmetry plane showed that these fluctuations correspond to a vertical, in-phase, oscillation of the axial vortices detaching from the front edges of the free-end. A LES simulation of the same flow configuration, described in Camarri *et al.*, 2006, confirmed the connection between this lower frequency and the oscillation of the counter-rotating axial vortices detaching from the body tip, and highlighted the complex topology of the upper near-wake

produced by the vorticity sheets shed from all the edges of the prism. In Iungo & Buresti, 2007, wake velocity fluctuations were also observed at an intermediate frequency $St \cong 0.09$, and were found to prevail in the symmetry plane. By using as a reference the numerical information provided by the abovementioned LES simulation, it was suggested that they may be caused by a flag-like oscillation of the sheet of transversal vorticity shed from the rear edge of the body free-end, and approximately lying along the downstream boundary of the recirculation region in the central part of the near wake.

The aim of the present work is to better understand the influence of the variation of the wind direction, θ, on the wake flow features and on the mean and fluctuating forces acting on low aspect-ratio triangular prisms. First, flow visualizations with tufts were performed for an equilateral model with aspect ratio $h/w = 3.0$, by varying the wind direction from 0°, i.e. with the free-stream directed orthogonally to a vertical face, to 60°, i.e. with the incoming flow directed against the apex edge of the prism. These tests allowed the flow features in proximity to the faces of the model to be characterized; in particular, the presence of flow recirculation regions and reattachment areas was assessed. Subsequently, hot-wire measurements were carried out for the same model in order to characterize the wake width and position for different wind directions. Finally, force measurements were performed by varying the wind direction, θ, from 0° up to 180°; tests at three different free-stream velocities were preliminarily carried out only for the equilateral prism with $h/w = 3.0$, in order to check the constancy of the Strouhal number corresponding to the spectral component connected with vortex shedding. Subsequently, measurements were performed at $Re = wU_\infty/\nu \cong 1.2\times10^5$ by varying the aspect ratio in the range $1.0 \leq h/w \leq 3.0$, for both the equilateral prisms and for the prisms having isosceles cross-section with 90° apex angle.

2. EXPERIMENTAL SET-UP

The tests were carried out in a closed-return subsonic wind tunnel, with circular open test section 1.1 m in diameter and 1.48 m in length, and free-stream turbulence level of 0.9%. The general set-up of the tests is shown in Fig. 1.

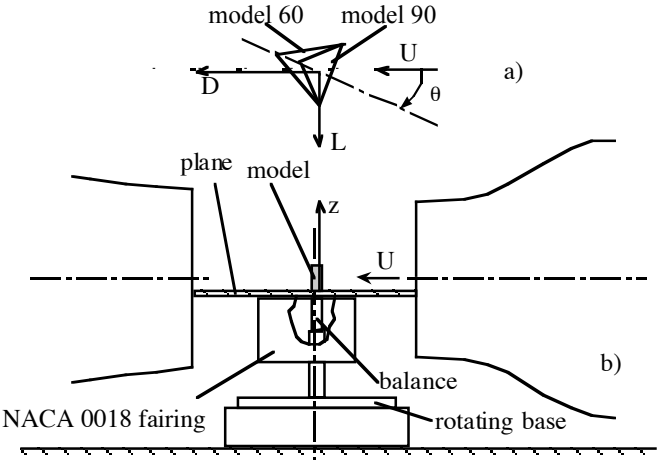


Figure 1: Experimental layout.

Prismatic bodies with two different isosceles triangular cross-sections were used, with apex angles of 60° (i.e. with equilateral section, denoted as model 60) or 90° (model 90), and with aspect ratios $h/w = 1.0$, 1.5, 2.0 and 3.0 (where $w = 90$ mm). The models were placed vertically on a horizontal plane, and were mounted on a six-component strain-gage balance supported by a rotatable base placed underneath, so that they could easily be orientated in different wind directions. A NACA 0018 fairing was used to shield the balance and the relevant support. The used coordinate system is shown in Fig.1a; the analysed flow directions generally varied in 10° intervals from $\theta = 0°$ to $\theta = 180°$. Flow visualizations and hot-wire measurements were performed at $U_\infty = 25$ m/s. Preliminary force measurements for model 60 with $h/w = 3$ were carried out by varying the velocity in the range 15 - 25 m/s, in order to check the constancy of the Strouhal numbers of the spectral components of interest. Subsequently, all models were tested at a free-stream velocity $U_\infty = 20$ m/s, corresponding to a Reynolds number $Re = wU_\infty/\nu \cong 1.2 \times 10^5$. The thickness of the turbulent boundary layer on

the plane, δ, was of the order of 10 mm, so that the parameter h/δ ranged from 9 to 27, and, according to Sakamoto & Arie, 1983b, should not significantly influence the flow field features.
Velocity measurements were performed with single-component hot-wire anemometry. The probes used were Dantec type 55, connected to an IFA *AN* 1003 A.A. Lab System test module. A sampling frequency of 2 kHz and a time-length of 33 s were chosen after extensive preliminary tests.
The six signals from the balance, each comprising 65536 samples, were simultaneously acquired at a sampling rate of 1 kHz, and were processed by means of the balance calibration matrix to obtain the time histories of the load components acting on the models.

3. FLOW VISUALIZATIONS

Flow visualizations were carried out by positioning tufts on the vertical faces of model 60 with $h/w = 3$. The objective of these tests was to qualitatively characterize the wake in proximity of the vertical faces of the model for different free-stream directions, θ.
The model faces were covered with a very smooth plastic film, and 10 mm long tufts were fixed over their surface through aluminium tape, at a distance of 5 mm between two consecutive tufts. All flow visualizations were performed at a free-stream velocity $U_\infty = 25$ m/s. The free-stream direction, θ, was varied from 0° up to 60°, because the flow field is symmetric with respect to the wind direction $\theta = 60°$ in the range $0° \leq \theta \leq 120°$, and the configuration replicates after a rotation of 120° due to the equilateral triangle cross-section of the model.
For the first tests three horizontal rows of tufts were placed over the leeward vertical face at heights of $z/h = 1/4$, 2/4 and 3/4. Starting from $\theta = 60°$, the flow is found to be directed against the apex edge of the prism and well attached to the two lateral vertical surfaces, as shown in Fig. 2a. By reducing θ, an increase of the cross-wind velocity component in correspondence to the front vertical edge, where the flow detaches, occurs. Therefore, at $\theta = 54°$ a small separation bubble is already observed in proximity to the front sharp edge of the leeward face, but the larger separation area for $\theta = 50°$ is shown in Fig. 2b. For this configuration the reattachment of the wake on the leeward surface is located at a distance about 15 mm ($\cong 0.17\ w$) from the front edge. Further reducing of θ produces a widening of the wake, so that the reattachment on the leeward face takes place more downstream; in fact, for $\theta = 44°$ it occurs at a distance from the front vertical edge of about 50 mm ($\cong 0.55\ w$), while for $\theta = 38°$ the flow reattaches at a distance of 85 mm ($\cong 0.94\ w$), see Figs. 2c and 2d, respectively. With a wind direction corresponding to $\theta = 35°$ the wake width is increased in such a way that no reattachment is practically observed anymore on the leeward face (Fig. 2e).

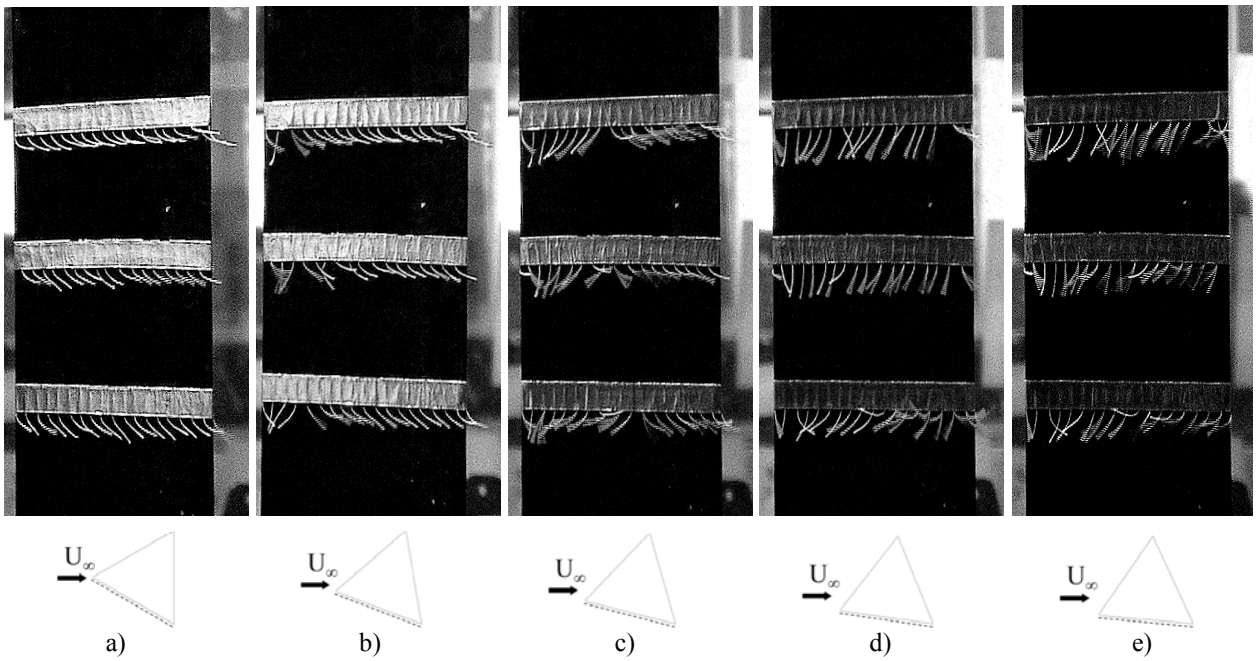


Figure 2: Flow visualizations on the leeward vertical face of model 60 with $h/w = 3$, for different free-stream directions: a) $\theta = 60°$; b) $\theta = 50°$; c) $\theta = 44°$; d) $\theta = 38°$; e) $\theta = 35°$. (Wind is directed from left to right).

From these tests some differences on the streamwise location of the flow reattachment area were observed for the three different heights; thus, a further series of visualizations was performed by setting the tufts on vertical rows at different streamwise positions.
First, the visualizations carried out by fixing the tufts at a distance of 10 mm ($\cong 0.11\ w$) from the front vertical edge are presented. With the wind direction $\theta = 49°$ the tufts are practically attached to the model surface at the considered streamwise location for the whole height of the model (Fig. 3a), whereas for $\theta = 48°$ (shown in Fig. 3b) a separation of the flow occurs, but only in the region with $z/h \leq 2/3$. Moving the tufts downstream to a distance of about 0.5 w from the front edge, an attached flow is observed for $\theta = 44°$ (Fig. 3c), whereas setting the wind direction at $\theta = 42°$ (Fig. 3d) the flow is generally separated, except for two narrow areas in proximity of the model free-end and base. This flow feature is very similar to what observed for a circular cylinder by Pattenden *et al.*, 2005; in that case the flow detachment occurring more downstream in proximity of the free-end was considered to be the result of the up-wash induced by the tip-vortices generated over the model free-end. The presence of well-concentrated tip-vortices was also clearly assessed for model 60, with $h/w = 3$ and $\theta = 60°$, in Iungo & Buresti, 2007, and was observed in the range $30° \leq \theta \leq 60°$ through the hot-wire measurements that will be presented in the next section. Therefore, the flow reattachment on the leeward face of the prism in proximity to the model free-end may reasonably be ascribed to the up-wash generated by the tip-vortices, analogously to what already observed for the circular cylinder. Regarding the wake reattachment in proximity to the model base, in Pattenden *et al.*, 2005, it was explained as the result of the flow field generated by the horseshoe vortex present in this region. For the triangular prisms no deeper investigations were carried out in this area to assess the presence of a horseshoe vortex, but a reattachment for a height comparable to the boundary layer thickness, i.e. about $h/27$, suggests that the presence of the boundary layer could indeed be responsible for this flow feature.

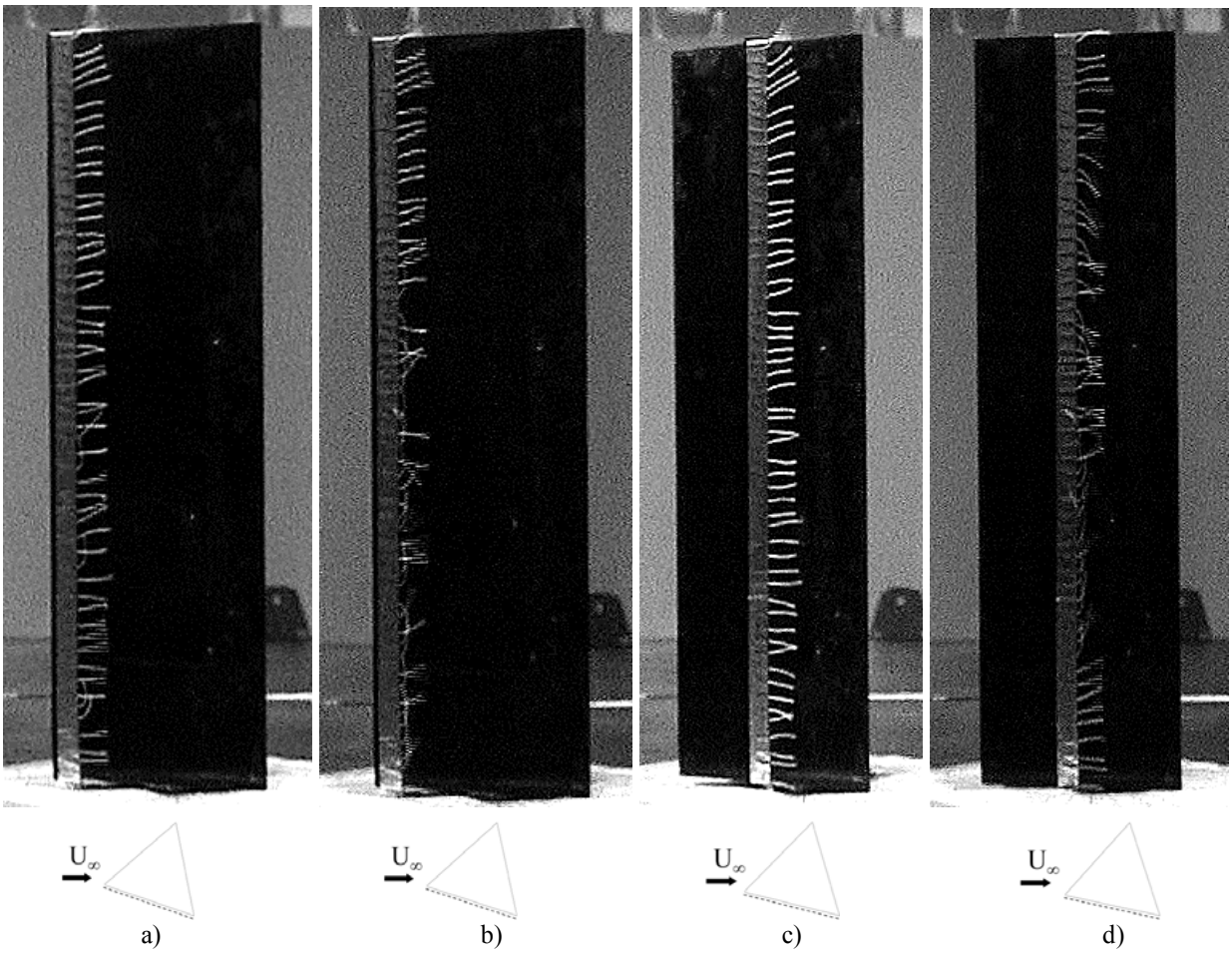


Figure 3: Flow visualizations on the leeward vertical face of model 60 with $h/w = 3$: a) distance from the front edge of about 0.11 w and $\theta = 49°$; b) distance from the front edge of about 0.11 w and $\theta = 48°$; c) distance from the front edge of 0.5 w and $\theta = 44°$; d) distance from the front edge of 0.5 w and $\theta = 42°$. (Wind is directed from left to right).

4. HOT-WIRE MEASUREMENTS

Hot-wire measurements were carried out for model 60 with $h/w = 3$, in order to characterize the width and position of the wake by varying the wind direction in the range $0° \leq \theta \leq 60°$. Moreover, the dominating spectral components of the velocity field were detected for each wind direction. As suggested in Iungo & Buresti, 2007, traverses were performed at $x/w = 2.5$ and $z/h = 0.3$, a wake region where the spectral component connected with vortex shedding typically prevails. Tests were performed for $-2.5 \leq y/w \leq 2.5$, with a space-step of 0.125 w.

An example of the traverses performed is reported in Fig. 4a for the wind direction $\theta = 0°$. A general reduction of the velocity modulus is observed in correspondence of the wake, while the profile of the standard deviation of the velocity signals, *Std*, exhibits the typical presence of two peaks located near the lateral boundary of the wake. The transverse distance between the two peaks, denoted as w_{wake}, is considered to be representative of the cross-width of the wake, and in Fig. 4b it is compared with the geometrical cross-width of the model, w_{geo}, as a function of wind direction. By varying θ from 0° to 30° the wake width, w_{wake}, is reduced, following the decrease of the model cross-width, w_{geo}. For $\theta \geq 30°$ w_{geo} inverts its trend, i.e. it grows with increasing θ, whereas w_{wake} continues to decrease up to $\theta = 40°$, due to the reattachment of the separated wake on the leeward vertical face of the model. For $\theta \geq 40°$ the flow is always well attached on the vertical lateral faces and an increase of w_{wake} is observed with growing θ, mainly due to the increase of w_{geo}.

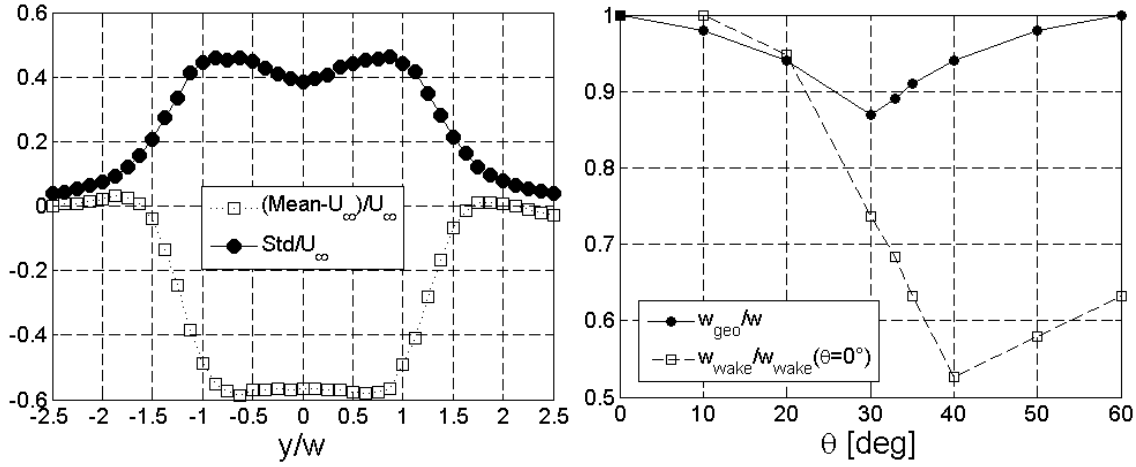


Figure 4: Hot-wire measurements for model 60 with $h/w = 3$, at $x/w = 2.5$ and $z/h = 0.3$: a) statistics for the traverse carried out with $\theta = 0°$; b) wake width, w_{wake}, and model cross-width, w_{geo}, as a function of the wind direction, θ.

The spectral analysis of the velocity signals showed the presence of a dominating component for each tested wind direction; as deeply assessed in Buresti *et al.*, 1998, Buresti & Lombardi, 2000, and Iungo & Buresti, 2007, this spectral peak can confidently be attributed to alternate vortex shedding from the vertical edges of the model. In Fig. 5a the wavelet spectra of the velocity signals acquired at a cross-distance of 1 w from the wake boundary are shown for different wind directions. As shown in Fig. 5b, an increase of the vortex shedding frequency is observed by varying θ from 0° up to 30°, due to a decrease of the wake width. By increasing θ from 30° to 40°, a further reduction of the vortex shedding frequency is observed in spite of the increase of the model cross-width because, as already mentioned, the wake width is still reducing due to the flow reattachment on the leeward vertical surface. Subsequently, for $\theta > 40°$ a gradual reduction of the vortex shedding frequency is observed due to the widening of the cross-width of the model, w_{geo}, and, thus, of w_{wake}. We may then conclude that the variation of the vortex shedding frequency is roughly proportional to the inverse of w_{wake}.

In Fig. 5a a reduction of the intensity of the fluctuations can be observed with increasing θ; in effect, the wavelet spectra related to the configurations with $\theta = 50°$ and $\theta = 60°$ are not reported because their fluctuation energy is one order of magnitude smaller than for the remaining wind directions. This feature might be due to a reduction, with increasing θ, of the velocity in correspondence of the vertical edges of the model where flow separation occurs, which reduces the amount of vorticity instantaneously shed in the wake, and thus the strength of the resulting vortices.

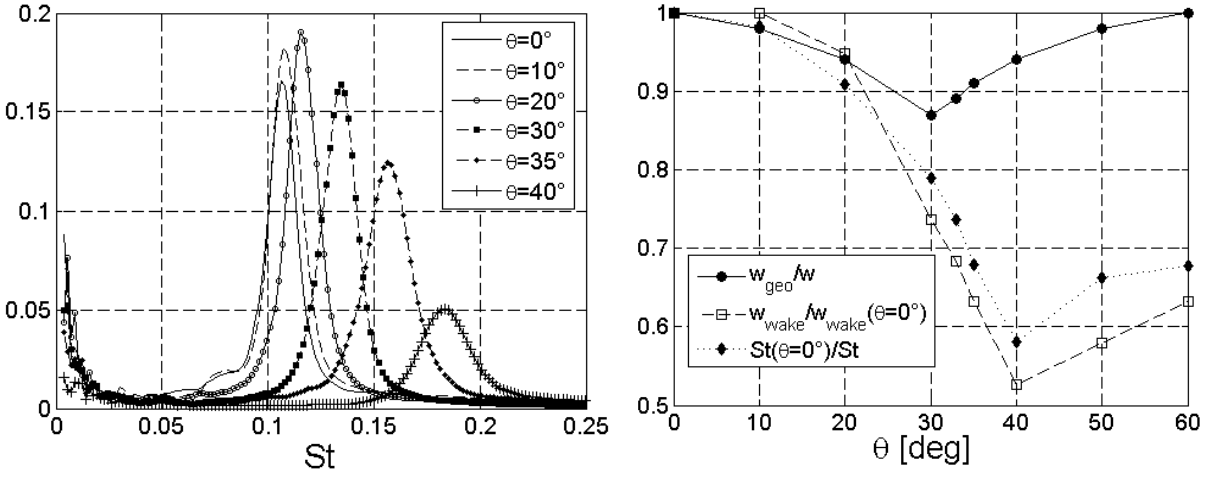


Figure 5: Spectral analysis of the hot-wire measurements: a) wavelet spectra evaluated for the velocity signals acquired at a cross-distance of 1 w from the wake boundary and with different wind directions; b) comparison of the model cross-width, w_{geo}, wake cross-width, w_{wake}, and vortex shedding frequency, St, for different wind directions θ.

5. FORCE MEASUREMENTS

Measurements were performed through a strain-gage balance in order to evaluate the mean and fluctuating drag and cross-flow forces with varying wind direction, θ, from 0° to 180°. The tests were performed at $Re = wU_\infty/\nu \cong 1.2\times10^5$ for both model 60 and model 90, with aspect ratio varying in the range $1.0 \leq h/w \leq 3.0$. However, tests were also carried out at three different free-stream velocities for model 60 with $h/w = 3$, in order to check the constancy of the Strouhal number corresponding to the spectral components of interest.

5.1 Mean forces

The variation with wind direction and aspect ratio of the mean drag and cross-flow force coefficients, C_D and C_L, is shown in Fig. 6 for model 60, while the analogous data for model 90 are given in Fig. 7. The reference surface for the coefficients in these figures is hw.

As can be seen, the absolute values of the force coefficients tend to slightly decrease with decreasing aspect ratio due to the three-dimensionality of the flow generated by the body free-end; however, this trend is certainly not a remarkable one.

Considering the two extreme flow orientations, for $\theta = 0°$ the two model types are characterized by a different streamwise extension of the afterbody (i.e. of the portion of body surface immersed in the separated wake), while they are identical as regards the forebody (which is a rectangular flat surface orthogonal to the free-stream). Conversely, for $\theta = 180°$ the forebodies are different and the afterbody is the same. For these orientations the corresponding drag coefficients for the two-dimensional case are available (E.S.D.U., 1979), and are $C_D = 1.96$, 1.56 and 1.32, respectively for both models at $\theta = 0°$, for model 90 at $\theta = 180°$ and for model 60 at $\theta = 180°$ (or $\theta = 60°$). From the present results it is seen that the ratios between the measured values for $h/w = 3.0$ and the two-dimensional ones show non-negligible differences between the various cases. In effect, they are 0.71, 0.65 and 0.6, respectively for the three above-mentioned cases.

The profile of the mean drag coefficient, C_D, for model 60 is confirmed to be roughly symmetric with respect to the wind direction $\theta = 60°$, due to the model symmetry. A monotonic reduction of C_D is observed for wind directions $0° \leq \theta \leq 60°$: up to $\theta = 40°$ this feature can be attributed directly to a reduction of the wake width, w_{wake}, as assessed in Fig. 4b from the hot-wire measurements carried out at $z/h = 0.3$. Although for $\theta > 40°$ a widening of the wake is observed, a reduction of C_D is found, which can be ascribed to a more marked thee-dimensionality of the wake flow. Indeed, when model 60 is orientated with $30° \leq \theta \leq 60°$ a couple of counter-rotating axial vortices detaches from the front edges of the free-end, as confirmed by the presence of a small component corresponding to $St \cong 0.05$ in the spectra of the hot-wire signals presented in Section 4, which was ascribed to a vertical, in-phase, oscillation of the couple of axial vortices in Iungo & Buresti, 2007. These vortices produce a significant downwash flow, which interacts with the wake and with the

shedding of vortices from the sides of the models, and generates a reduced wake cross-width near the model free-end.
Regarding model 90, the profile of C_D generally follows the model cross-width, except for particular wind directions, e.g. θ = 70° and θ = 130°, for which flow reattachments on the vertical faces most probably occur.
It should be noted that the extreme values of the cross-flow force coefficient (which correspond to high asymmetries in the flow) may be significantly higher than the values of the drag coefficient for the same orientations, and that they occur at wind directions which roughly correspond to the wake reattaching on the leeward surface and, thus, to a narrowing of the wake cross-width.

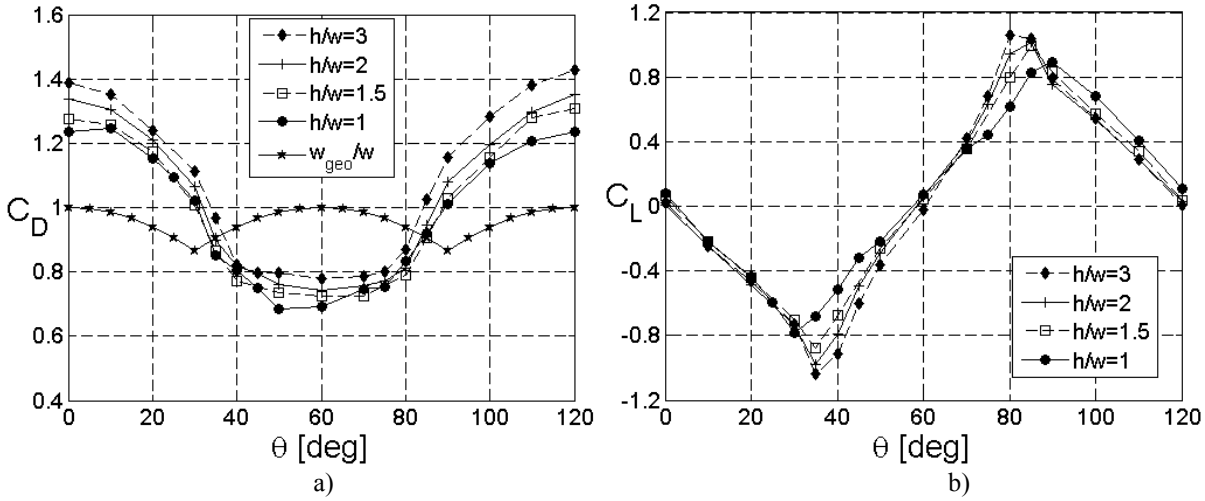


Figure 6: Mean forces acting on model 60 with different aspect ratios, as a function of wind direction, θ: a) mean drag coefficient, C_D; b) mean cross-flow force coefficient, C_L.

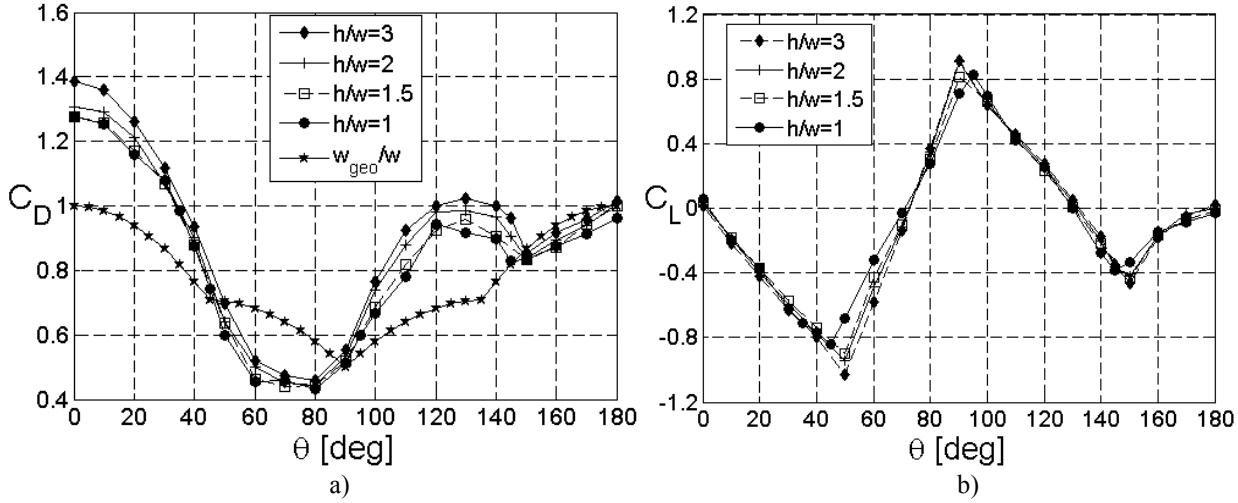


Figure 7: Mean forces acting on model 90 with different aspect ratios, as a function of wind direction, θ: a) mean drag coefficient, C_D; b) mean cross-flow force coefficient, C_L.

5.2 Fluctuating forces for model 60, aspect ratio 3.0 and different free-stream velocities

In order to check the constancy of the Strouhal number connected with vortex shedding, preliminary force measurements were carried out for model 60 and h/w = 3 by varying the wind direction in the range $0° \leq \theta \leq 120°$ and setting the free-stream velocity, U_∞, at 15, 20 and 25 m/s. The drag and cross-flow force signals were analysed statistically and by applying wavelet and Fourier transforms. A dominating spectral component, which can be confidently ascribed to vortex shedding, is detected from the wavelet spectra of the cross-flow force measured for different wind directions. Conversely, the drag spectra generally do not exhibit any dominating frequency, except for wind directions corresponding to the flow reattachment on the leeward vertical surface of the model ($30° \leq \theta \leq 40°$). In this range of θ, a peak at the same frequency as that of the cross-flow force appears also in the drag signals; this feature is probably due to the large streamwise distance,

for these configurations, between the two vertical edges where the vortices are generated, which implies a greater influence of one of the two shed vortices on the afterbody, and thus a significant fluctuation at the vortex shedding frequency also for the drag force.
In Fig. 8a wavelet spectra of the cross-flow force measured at U_∞ = 20 m/s and different wind directions are shown. Starting from θ = 0°, an increase of vortex shedding frequency is confirmed to occur with growing θ due to the narrowing of the wake width. The fluctuation energy of this spectral component seems to roughly follow the trend of the mean value of the cross-flow force coefficient, C_L, reported in Fig. 6b. For θ > 40°, no dominating spectral components are observed from the wavelet spectra of the cross-flow force, although vortex shedding still exists, as assessed from the hot-wire measurements presented in Section 4. This feature is most probably due to the reattachment of the flow on the two lateral surfaces of the model involving a negligible streamwise extent of the afterbody, i.e. of the portion of body surface immersed in the separated wake. In effect, in these conditions the pressure fluctuations induced by the separated shear layers, detaching from the two rear vertical edges of the model, cannot produce significant fluctuating cross-flow forces.
The general good agreement between the Strouhal numbers detected from the wavelet spectra of the cross-flow force with those obtained from the hot-wire measurements carried out for U_∞ = 25 m/s, x/w = 2.5 and z/h = 0.3, is shown in Fig. 8b. From the same figure, as well as from the spectra relating to several wind directions reported in Fig. 9, the good constancy of the Strouhal number that was found for all configurations by varying the free-stream velocity may also be appreciated.

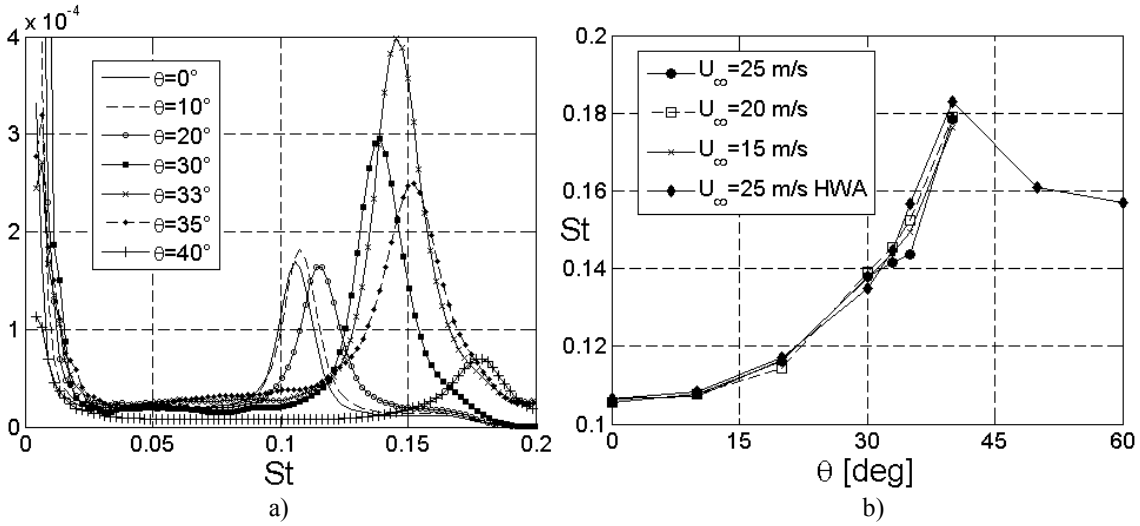


Figure 8: Spectral characterization of cross-flow force for model 60 with h/w = 3: a) wavelet spectra measured at free-stream velocity U_∞ = 20 m/s and different wind directions; b) Strouhal number connected with vortex shedding and comparison with the results obtained from the hot-wire measurements (*HWA*) as a function of the wind direction, θ.

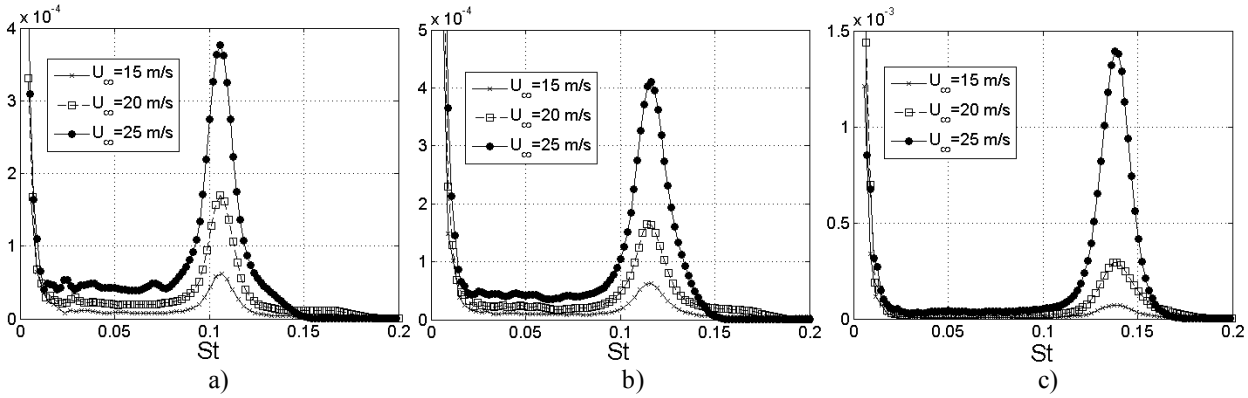


Figure 9: Wavelet spectra of the cross-flow force acting on model 60, with h/w = 3 and different wind directions: a) θ=0°; b) θ = 20°; c) θ = 30°.

5.3 Fluctuating forces for model 60 and model 90 with different aspect ratios

The objective of these tests is to highlight the possible variation of the fluctuating forces acting on the different models as a function of the aspect ratio. As previously described, dominating spectral components could be singled out only from the wavelet spectra of the cross-flow force.

As for model 60, and considering the range of wind directions $0° \leq \theta \leq 60°$, the spectral component related to vortex shedding could be detected only for $\theta \leq 40°$, because, as already pointed out, for higher values of θ the flow reattachment on the leeward vertical surface of the model produces a very small streamwise projection of the afterbody and, thus, negligible fluctuations of the cross-flow force.

Figure 10a shows that the Strouhal number trends as a function of θ for model 60 with h/w = 2.0 and 3.0 well reproduce the results obtained from the hot-wire measurements performed for the same model with h/w = 3.0 at U_∞ = 25 m/s, for wind directions $0° \leq \theta \leq 30°$. Conversely, for the aspect ratios h/w = 1.5 and 1.0 a generally higher Strouhal number is found for each wind direction; actually, this feature is enhanced, for all aspect ratios, approaching the wind directions at which the flow reattachment on the leeward surface occurs, as can be appreciated from Fig. 10b, where the spectra for the orientation θ = 30° are reported. This result may be ascribed to the narrowing of the wake width occurring in proximity of the model free-end, due to the flow passing over the body; thus, this three-dimensional flow characteristic seems to produce an increasing effect on the average vortex shedding frequency as the aspect ratio of the model is decreased.

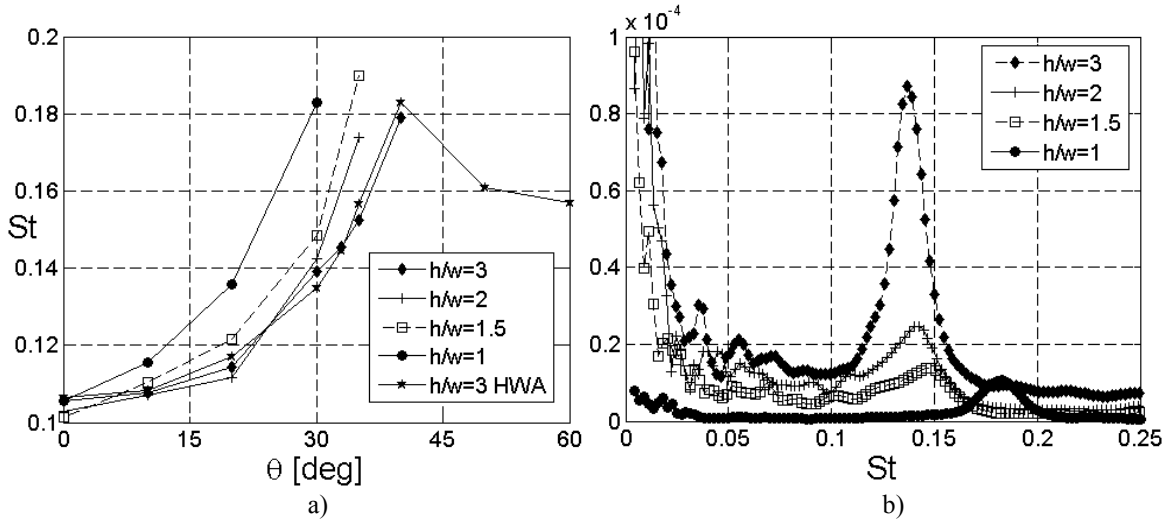
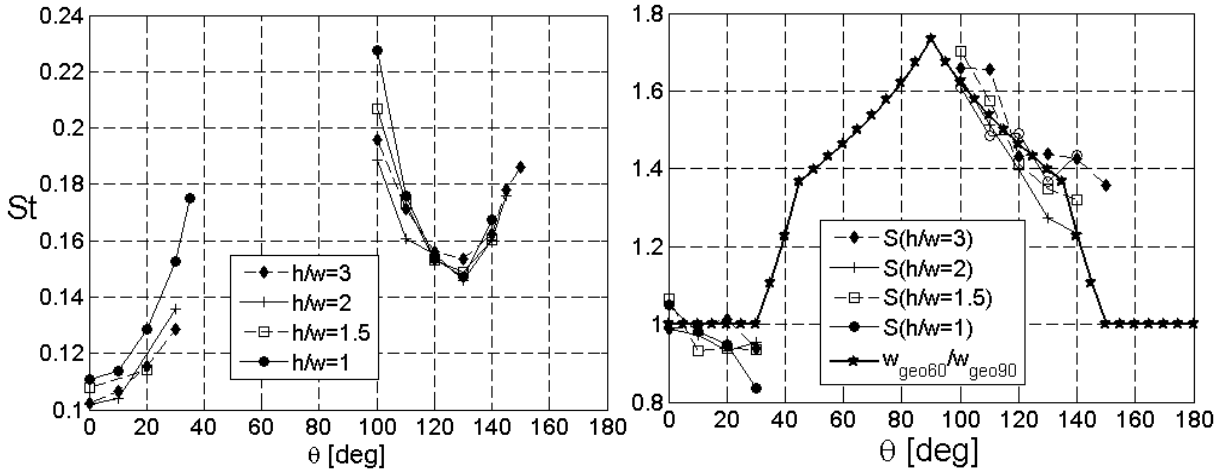


Figure 10: Spectral characterization of the cross-flow force for model 60 and different aspect ratios: a) Strouhal number connected with vortex shedding and comparison with the results obtained from the hot-wire measurements (*HWA*) as a function of the wind direction, θ; b) wavelet spectra measured at free-stream velocity U_∞ = 20 m/s and θ = 30°.

As regards model 90, dominating spectral components on the fluctuations of the cross-flow force were singled out for two different ranges of wind direction: $0° \leq \theta \leq 35°$ and $100° \leq \theta \leq 150°$ (Fig. 11a). These configurations correspond to a separated flow on the leeward surface of the model and, thus, to the presence of a significant streamwise projection of the afterbody. An increase of Strouhal number with reducing aspect ratio is also confirmed for model 90, and this feature is enhanced for wind orientations for which the reattachment of the flow on the leeward surface occurs, i.e. $\theta \cong 33°$ and $\theta \cong 100°$.

Considering that no hot-wire measurements of the wake flow were carried out for model 90, the only way to verify whether the dominating frequencies singled out from the cross-flow force can be attributed to vortex shedding is to compare, for each wind direction, θ, the ratio between the Strouhal numbers detected for model 90 and for model 60, denoted as $S = St_{Mod90}/St_{Mod60}$, with the ratio between the cross-width of model 60 and the one of model 90, denoted as w_{geo60}/w_{geo90}. Similar trends of S and w_{geo60}/w_{geo90} are expected because, except at wind orientations for which reattachment of the flow occurs, vortex shedding is proportional to the inverse of the wake width and, thus, to the model cross-width. In effect, from Fig. 11b it is seen that for $0° \leq \theta \leq 35°$ model 60 and model 90 are characterized by roughly the same cross-width, so that also the measured Strouhal numbers are almost the same. Conversely, for wind directions with $100° \leq \theta \leq 150°$, higher Strouhal

numbers are detected for model 90 due to its smaller cross-width with respect to that of model 60; indeed, in this range of orientations, S and w_{geo60}/w_{geo90} are characterized by almost the same values for each θ. Therefore, also the spectral components detected from the cross-flow force acting on model 90 can reasonably be ascribed to vortex shedding.



a) b)

Figure 11: Spectral characterization of the cross-flow force for model 90 and different aspect ratios: a) Strouhal number as a function of the wind direction, θ; b) ratio between the Strouhal number detected for model 90 and the one related to model 60, $S = St_{Mod90} / St_{Mod60}$, evaluated for different aspect ratios, and comparison with the ratio between the cross-width of model 60 with the one of model 90, w_{geo60} / w_{geo90}, as a function of wind direction, θ.

6. CONCLUSIONS

Triangular prisms placed vertically on a plane, having isosceles cross-section with 60° or 90° apex angles and aspect ratio, h/w, ranging from 1.0 to 3.0, were tested for wind directions, θ, varying between 0° and 180°, at a prevailing Reynolds number of $Re = wU_\infty/\nu \cong 1.2\text{x}10^5$.

Preliminary flow visualizations through tufts, performed only for model 60 and $h/w = 3.0$, allowed the flow in proximity of the model to be characterized. Proceeding from the configuration with the wind directed against the apex edge of the prism ($\theta = 60°$) to lower values of θ, a flow recirculation region on the leeward vertical surface of the model in proximity of the front vertical edge was detected. This recirculation region increased its streamwise extent with reducing θ, and at $\theta = 35°$ the flow can be considered as completely separated on the leeward vertical face of the prism.

Subsequently, hot-wire measurements were performed for the same model, in order to characterize the wake width and position. The vortex shedding frequency was singled out for each tested wind direction, and it was found to be roughly proportional to the inverse of the wake width evaluated through the maxima of the velocity fluctuations.

Force measurements carried out with a strain-gage balance showed that the mean force coefficients acting on the bodies decrease slightly with decreasing h/w, and that for wind orientations at which the wake reattaches on the leeward vertical surface of the models the mean cross-flow force may be definitely higher than the mean drag.

The analysis of the fluctuating force signals permitted to ascertain that the vortex shedding frequency was present in the cross-flow force signals at all wind directions for which the streamwise projection of the portion of body surface immersed in the separated wake was significant. Furthermore, it was found that the amplitude of the corresponding fluctuations is proportional to this afterbody extent, and that the vortex shedding frequency varies as a function of flow orientation in strict correlation with the variation of the width of the wake. Finally, an increase of the vortex shedding frequency was generally found with reducing aspect ratio.

Acknowledgements

Thanks are due to A. Agresta, M. Capurro and F. Schepis for their contribution to the execution of the tests. The financial support of the Italian Ministry of University and Research, M.U.R, and of the National Research Council, C.N.R., is also gratefully acknowledged.

REFERENCES

Ayoub A., Karamcheti K. (1982). An experiment on the flow past a finite circular cylinder at high subcritical and supercritical Reynolds numbers. *J. Fluid Mech*., Vol. 118, pp. 1–26

Budair M., Ayoub A., Karamcheti K. (1991). Frequency measurements in a finite cylinder wake at a subcritical Reynolds number. *AIAA J.*, Vol. 29, pp. 2163-2168

Buresti G., Lombardi G. (2000). Application of wavelet transforms to the analysis of velocity fluctuations in the wake of triangular prisms. *Atti 6^o Convegno Nazionale di Ingegneria del Vento*, SGE Ed., pp 301–308

Buresti G., Lombardi G., Talamelli A. (1998). Low aspect-ratio triangular prisms in cross-flow: measurements of the wake fluctuating velocity field. *J. Wind Eng. Ind. Aerodyn*., Vol. 74-76, pp. 463–473

Camarri S., Salvetti M.V., Buresti G. (2006). Large-eddy simulation of the flow around a triangular prism with moderate aspect-ratio. *J. Wind Eng. Ind. Aerodyn.*, Vol. 94 (5), pp. 309-322

E.S.D.U. (1979). Mean fluid forces and moments on cylindrical structures: Polygonal sections with rounded corners including elliptic shapes. *E.S.D.U*., Item 79026

Farivar D.J. (1981). Turbulent uniform flow around circular cylinders of finite length. *AIAA J*., Vol. 19, pp. 275–281

Fox T.A., Apelt C.J.,West G.S. (1993). The aerodynamic disturbance caused by the free-ends of a circular cylinder immersed in a uniform flow. *J. Wind Eng. Ind. Aerodyn.*, Vol. 49, pp. 389–400

Kitagawa T., Wakahara T., Fujino Y., Kimura K. (1997) An experimental study on vortex-induced vibration of a circular cylinder tower at a high wind speed. *J. Wind Eng. Ind. Aerodyn*., Vol. 69 (71), pp. 731-744

Iungo G.V., Buresti G. (2007). Experimental investigation on the wake generated from a low aspect-ratio triangular prism in cross-flow. *Atti del Dipartimento di Ingegneria Aerospaziale di Pisa* N. ADIA 2007-4

Okamoto S., Sunabashiri Y. (1992). Vortex shedding from a circular cylinder of finite length placed on a ground plane. *ASME J. Fluid Eng*., Vol. 114, pp. 512–521

Park C.W., Lee S.J. (2000). Free end effects on the near wake flow structure behind a finite circular cylinder. *J. Wind Eng. Ind. Aerodyn.*, Vol. 88, pp. 231–246

Pattenden R.J., Turnock S.R., Zhang X. (2005). Measurements of the flow over a low-aspect-ratio cylinder mounted on a ground plane. *Exp. Fluids*, Vol. 39, pp. 10-21

Sakamoto H., Arie M. (1983a). Flow around a normal plate of finite width immersed in a turbulent boundary layer. *J. Fluids Eng*., Vol. 105, pp. 98–104

Sakamoto H., Arie M. (1983b). Vortex shedding from a rectangular prism and a circular cylinder placed vertically in a turbulent boundary layer. *J. Fluid Mech*., Vol. 126, pp. 147–165

Tamura T., Miyagi T. (1999). The effect of turbulence on aerodynamic forces on a square cylinder with various corner shapes. *J. Wind Eng. Ind. Aerodyn.*, Vol. 83, pp. 135–145

Zdravkovich M.M., Brand V.P., Mathew G., Weston A. (1989). Flow past short circular cylinders with two free ends. *J. Fluid Mech*., Vol. 203, pp. 557–575

Higher mode contributions to the response of tall buildings with regular and irregular profiles

S. M. J. Spence, M. Gioffrè, V. Gusella

CRIACIV/Dipartimento di Ingegneria Civile e Ambientale, Università degli Studi di Perugia

SOMMARIO

Gli edifici alti vengono tradizionalmente progettati considerando la risposta dinamica dei soli primi tre modi di vibrare. Questa ipotesi viene generalmente accettata per edifici alti di forma regolare con modi di vibrare disaccoppiati per i quali si considerano noti gli eventuali errori che ne derivano. Le tendenze recenti nella progettazione di edifici alti sono tuttavia rivolte verso proposte di strutture con forme articolate che risultano in modi tridimensionali complessi e con una maggiore sensibilità all'azione del vento. In questo articolo viene investigato l'effetto del troncamento dei modi sulla risposta di edifici alti di forma irregolare e con forme modali complesse e i risultati vengono confrontati con quelli ottenuti per edifici regolari.

Traditionally tall buildings are designed considering the dynamic response given only by the first three fundamental modes of vibration. This hypothesis is generally accepted for regular tall buildings with uncoupled modes of vibration as any error is generally considered to be known. However recent trends in the design of tall buildings have seen many proposals for structures with complex forms resulting in complex 3D modes and greater sensitivity to wind direction. In this paper the effects of mode truncation on the response of irregular tall buildings with complex 3D mode shapes is investigated and compared to those occurring for regular tall buildings.

KEYWORDS: tall buildings; structural response; modal analysis; time domain analysis.

1. INTRODUZIONE

Over the past few years proposals for tall buildings with significantly complex geometries have become common place. However classic techniques for estimating the response of tall buildings subject to wind loads are based on a number of assumptions, among which is the hypothesis that the dynamic response is governed almost entirely by the first three modes of vibration. For regular tall buildings with rectangular cross sections the errors committed by this simplification are generally known and accepted for the alongwind and acrosswind responses when considering wind blowing from a direction normal to a building face, Kareem, 1981; Simiu, 1976; Huang *et al.*, 2007a. However, the most severe wind effects may occur for wind blowing from any angle. Indeed the sensitivity of a structure to a certain wind direction depends on many factors including the local wind climate, flow interaction with eventual surrounding buildings and the complexity of its geometrical form. It is therefore important to better understand the effect of mode truncation on the response of tall buildings when considering a full range of wind directions. This is especially true for buildings with complex geometries which are potentially more sensitive to small changes in wind direction.

In this paper Synchronous Multi-Pressure Sensing Systems (SMPSS) wind tunnel measurements are carried out on rigid models of both the Bank of China Building located in Hong Kong and a regular tall building of the same roof height and square footprint. For both buildings direct integration of the equations of motion of an equivalent dynamical system is performed, Kareem, 1992. In particular the equivalent dynamical system of the Bank of China building is

calibrated in order to achieve the first three non linear coupled mode shapes and eigenvalues as determined experimentally for the actual building, Li *et al.*, 2003. Higher mode contributions to various response quantities such as top displacement, shear force, bending moments, torque and top acceleration are investigated for a full range of wind directions revealing the high sensitivity of the results to the particular wind direction. The relative importance of the background and resonant dynamic responses and their sensitivity to higher mode contributions is also evaluated. Finally the results for the two buildings are compared.

2. ANALYSIS FRAMEWORK

2.1. Mechanical model

The global behavior of tall buildings can be modeled by an equivalent dynamical system considering each floor to have three degrees of freedom (i.e. two orthogonal displacements relative to the ground and θ-rotation about a vertical axis). If the centers of mass and stiffness for each floor are coincident and lay on a vertical axis then the building will experience uncoupled vibration modes in three principal directions, two orthogonal translational directions and a rotational direction. However if the centers of mass and stiffness do not comply to the above mentioned conditions the building will, in general, experience 3D coupled modes. By hypothesizing that the principal directions of each floor do not vary over the entire height of the building, then the dynamic equilibrium of an N story building with mass and stiffness eccentricities which can vary from floor to floor is given by:

$$\begin{bmatrix} \mathbf{M} & \mathbf{0} & -\mathbf{a_y M} \\ \mathbf{0} & \mathbf{M} & \mathbf{a_x M} \\ -\mathbf{a_y M} & \mathbf{a_x M} & \mathbf{I} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \ddot{\mathbf{X}} \\ \ddot{\mathbf{Y}} \\ \ddot{\mathbf{\Theta}} \end{Bmatrix} + \begin{bmatrix} \mathbf{C_{xx}} & \mathbf{0} & \mathbf{C_{x\theta}} \\ \mathbf{0} & \mathbf{C_{yy}} & \mathbf{C_{y\theta}} \\ \mathbf{C_{x\theta}^T} & \mathbf{C_{y\theta}^T} & \mathbf{C_{\theta\theta}} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \dot{\mathbf{X}} \\ \dot{\mathbf{Y}} \\ \dot{\mathbf{\Theta}} \end{Bmatrix} + \begin{bmatrix} \mathbf{K_{xx}} & \mathbf{0} & \mathbf{K_{x\theta}} \\ \mathbf{0} & \mathbf{K_{yy}} & \mathbf{K_{y\theta}} \\ \mathbf{K_{x\theta}^T} & \mathbf{K_{y\theta}^T} & \mathbf{K_{\theta\theta}} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \mathbf{X} \\ \mathbf{Y} \\ \mathbf{\Theta} \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} \mathbf{F_x} \\ \mathbf{F_y} \\ \mathbf{F_\theta} \end{Bmatrix} \tag{1}$$

where the displacement response sub-vectors are $\mathbf{X}=(x_1,x_2,\ldots,x_N)^T$, $\mathbf{Y}=(y_1,y_2,\ldots,y_N)^T$ and $\mathbf{\Theta}=(\theta_1,\theta_2,\ldots,\theta_N)^T$; the mass sub-matrix is $\mathbf{M}=diag[m_i]$ in which m_i is the lumped mass of floor i, while the sub-matrix of mass moment of inertias of the floor diaphragms is $\mathbf{I}=diag[I_i]$ in which I_i represents the polar moment of inertia of floor i with respect to the vertical axis of the global reference system. The off diagonal sub-matrixes $-\mathbf{a_x M}$ and $-\mathbf{a_y M}$ which are inevitably present if the mass centers are not aligned on a vertical axis are given by the multiplication of the mass sub-matrix by the vectors $\mathbf{a_x}=(a_{x1},a_{x2},\ldots,a_{xN})^T$ and $\mathbf{a_y}=(a_{y1},a_{y2},\ldots,a_{yN})^T$ containing the positions of the centers of mass of each floor with respect to the global reference system. $\mathbf{K}_{xx}$, $\mathbf{K}_{yy}$, $\mathbf{K}_{\theta\theta}$, $\mathbf{K}_{x\theta}$, $\mathbf{K}_{y\theta}$ and $\mathbf{C}_{xx}$, $\mathbf{C}_{yy}$, $\mathbf{C}_{\theta\theta}$, $\mathbf{C}_{x\theta}$, $\mathbf{C}_{y\theta}$ are the sub-matrixes of the stiffness and damping of the building respectively. The off diagonal terms of both the damping and stiffness matrixes are defined by the vectors $\mathbf{e_x}=(e_{x1},e_{x2},\ldots,e_{xN})^T$ and $\mathbf{e_y}=(e_{y1},e_{y2},\ldots,e_{yN})^T$ containing the positions of the centers of stiffness for each floor with respect to the vertical axis of the global reference system. The $3N\times 1$ vector of floor loads $\mathbf{F}=(\mathbf{F_x},\mathbf{F_y},\mathbf{F_\theta})^T$ in the directions x, y and θ are given by the sub-vectors $\mathbf{F_x}=(F_{x1},F_{x2},\ldots,F_{xN})^T$, $\mathbf{F_y}=(F_{y1},F_{y2},\ldots,F_{yN})^T$ and $\mathbf{F_\theta}=(F_{\theta 1},F_{\theta 2},\ldots,F_{\theta N})^T$.

These coupled equations of motion can be solved through modal analysis. In this framework the response displacements in the global reference system can be expressed in terms of the contributions of $j=1,2,\ldots,n\leq 3N$ modes as:

$$\mathbf{X}=[\Phi_x]_{N\times n}\{q_j\}_{n\times 1} \tag{2a}$$

$$\mathbf{Y}=[\Phi_y]_{N\times n}\{q_j\}_{n\times 1} \tag{2b}$$

$$\mathbf{\Theta}=[\Phi_\theta]_{N\times n}\{q_j\}_{n\times 1} \tag{2c}$$

where $[\Phi_s]$ denotes the mode shape sub-matrix for s=x,y,θ,. while q_j is the j_{th} generalized displacement. Due to the orthogonality of the mode shapes, if linear damping is considered then the equations of motion maybe transformed into a set of *j=1,2,...,n* uncoupled equations:

$$M_j\left[\ddot{q}_j(t)+2\xi_j\omega_j\dot{q}_j(t)+\omega_j^2 q_j(t)\right]=Q_j(t) \tag{3}$$

where M_j, ξ_j, and ω_j are the generalized mass damping ratio and circular frequency. While $Q_j(t)$ is the generalized force which is given by:

$$Q_j(t)=\sum_{i=1}^{N}\left(\Phi_{ijx}F_{ix}(t)+\Phi_{ijy}F_{iy}(t)+\Phi_{ij\theta}F_{i\theta}(t)\right) \tag{4}$$

in which Φ_{ijs} for $s=x,y,\theta$ is the 3D mode shape in terms of the i_{th} floor motion while $F_{is}(t)$ for $s=x,y,\theta$ for are the components of i_{th} floor load due to the external wind load determined through multiple point synchronous scanning on the building model surface during wind tunnel tests.
In this study the Bank of China building is considered due to its irregular external geometry and 3D coupled mode shapes. Care was taken to model the equivalent dynamic system in Eq. (1) so as to obtain the same first three natural frequencies of vibration and associated mode shapes as reported in Li *et al.*, 2003. This was achieved considering the effective number and position of the floors with a building density which varies from 200 kg/m^3 at the base to 170 kg/m^3 at the top. The mode shapes and associated frequencies are shown in Fig. (1) referred to the global reference system fixed at the geometric centre of the building's base and shown in Fig. (3). The centers of mass and stiffness of each floor are modeled as coincident which, due to the buildings irregular geometry, do not lay on a vertical axis so causing 3D coupled mode shapes. The regular building assumes the same floor locations and relative densities as the irregular building. However, due to the regular nature, it possesses coincident centers of mass and stiffness resulting in uncoupled fundamental mode shapes as shown in Fig. (2) with respect to the global reference system of Fig. (3). The stiffness matrix was calibrated to achieve the same natural frequencies as the irregular building.

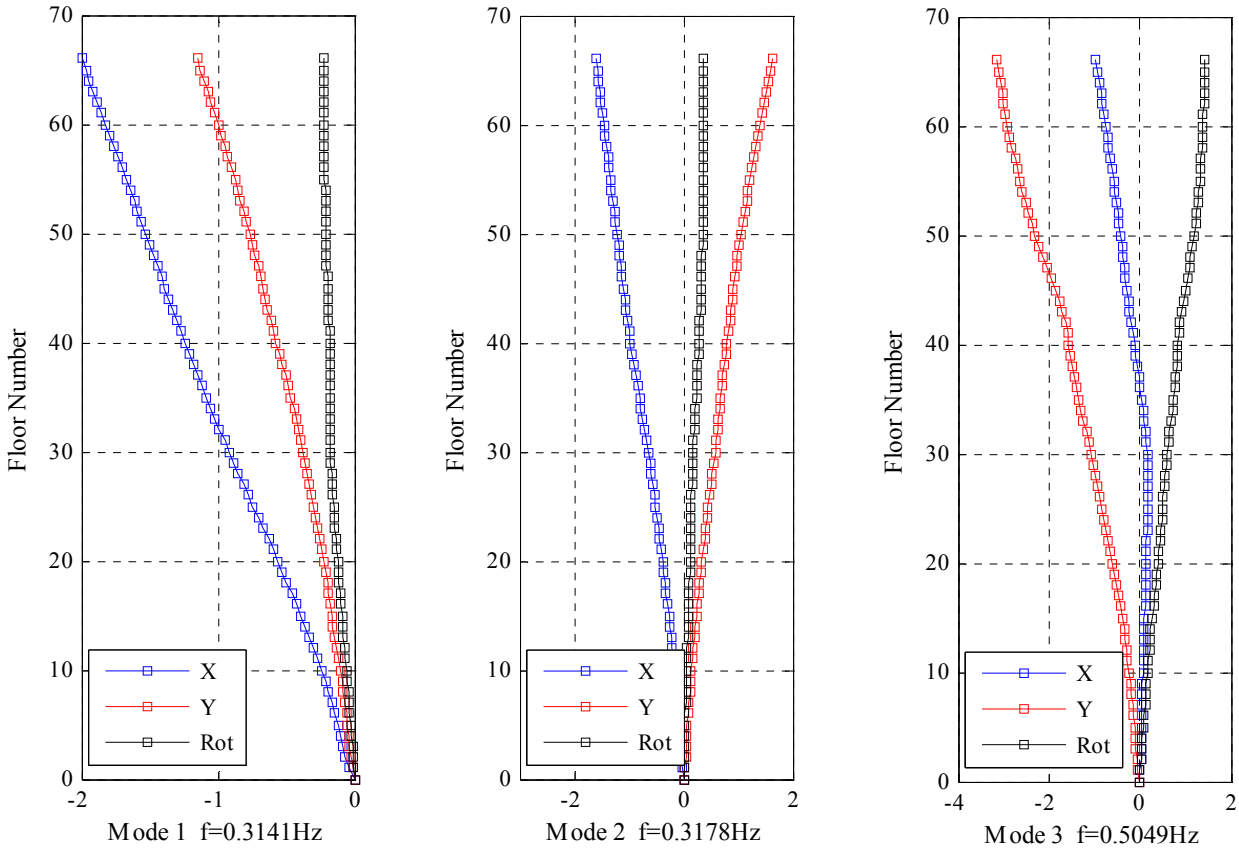


Figure 1: First three mode shapes of the bank of China building and relative frequencies.

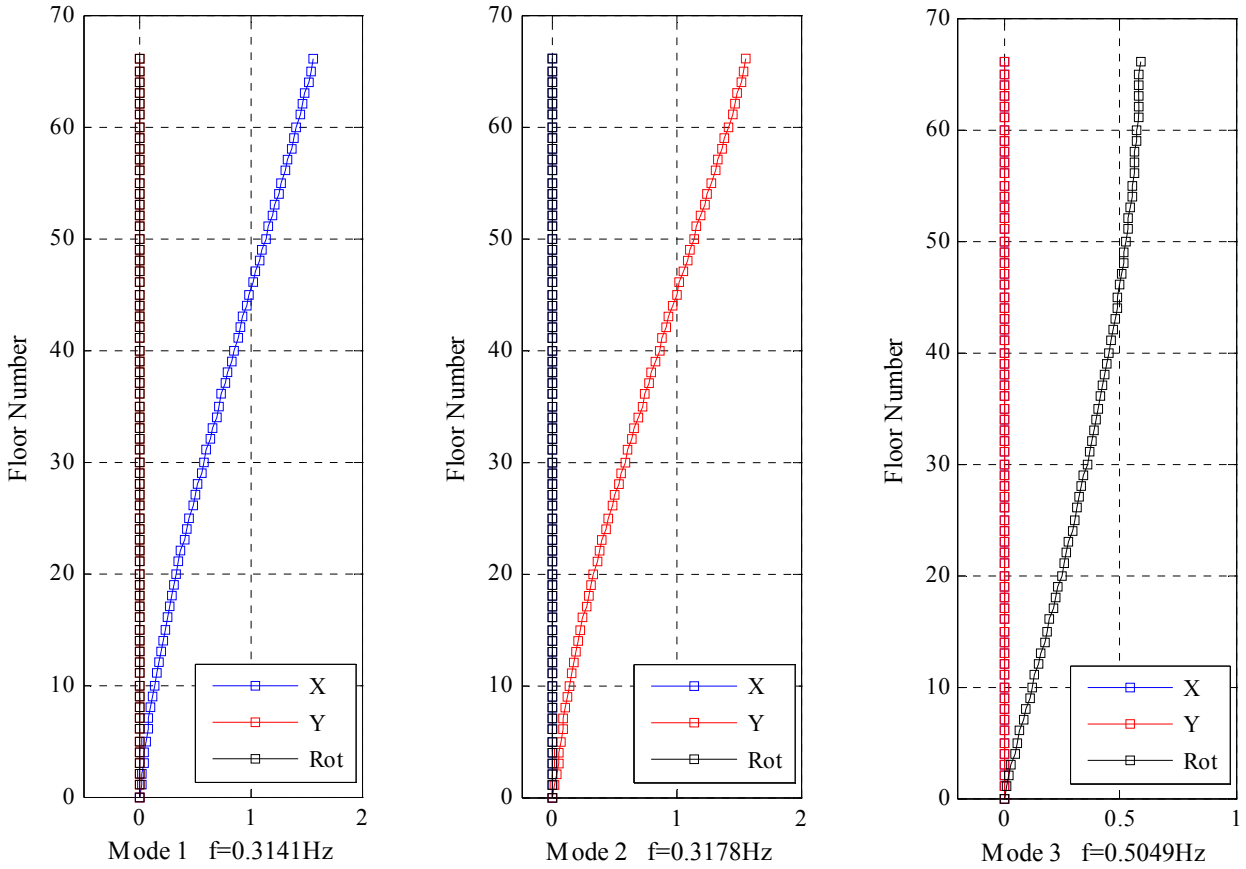


Figure 2: First three mode shapes of the regular building and relative frequencies.

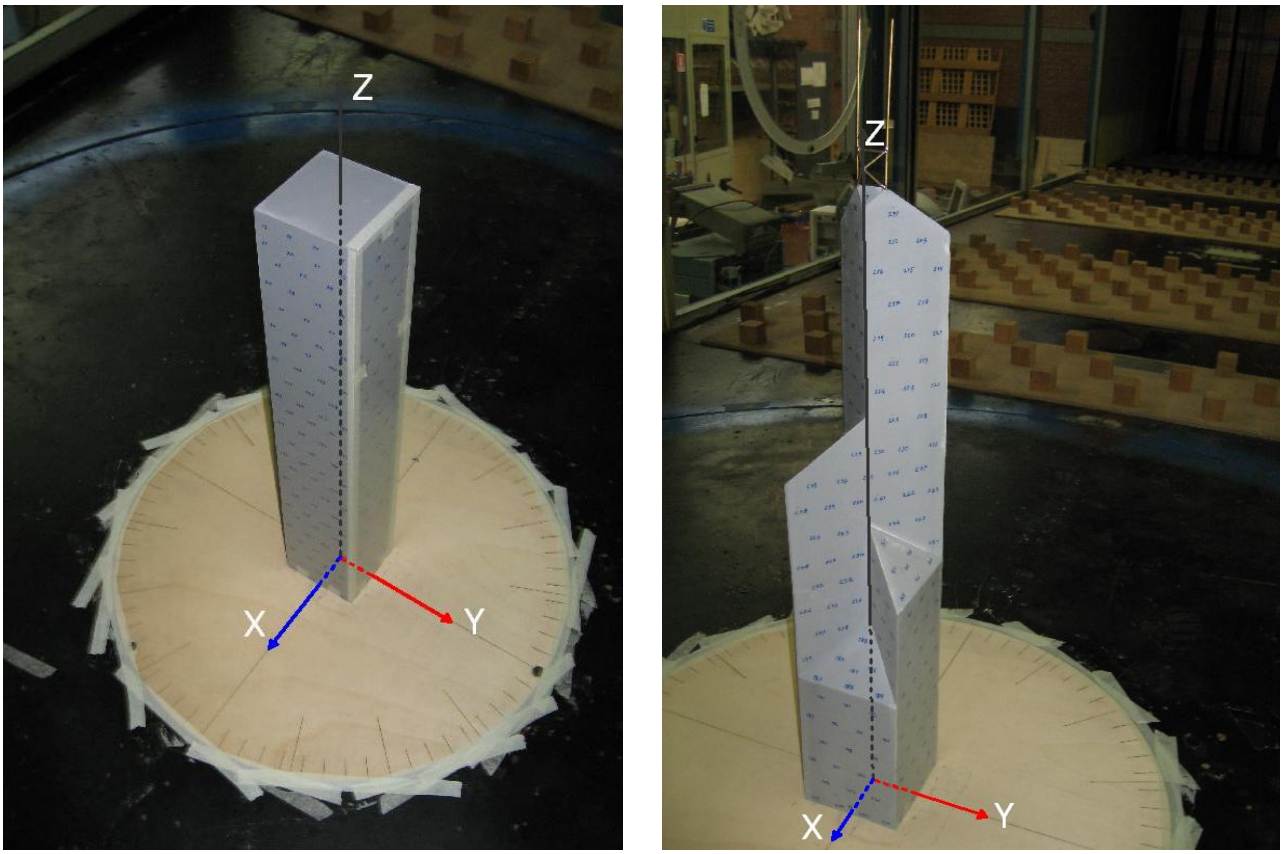


Figure 3: Reference systems used for the regular and irregular buildings.

2.2. *Wind tunnel testsl*

Wind tunnel tests on two 1:500 scale rigid models, one of the Bank of China building and another of the regular prismatic building, where carried out at the Boundary layer wind tunnel of the CRIACIV (Inter-university Research centre on Buildings Aerodynamics and Wind Engineering) in Prato Italy Fig. (3).
The experiments where carried out for a suburban terrain where the power law exponent of the mean wind profile was 2/9. SMPSS measurements were taken using 126 carefully positioned pressure taps located over the models various surfaces. The sampling frequency adopted for the acquisition was 250 Hz for a total of 30s of recoded data. These measurements were repeated with 10° increments from 0 to 360° for a total of 36 wind directions in the case of the Bank of China building while for the regular building only increments from 0 to 90° were considered due to the buildings symmetry. The measurements commence with wind blowing in the global X-direction as shown in Fig. (3). The average wind speed at the top of the model V_m in the wind tunnel during the tests was 20 m/s.
The average wind speed at the top of the building at prototype scale V_p was also chosen to be 20 m/s. The prototype sampling frequency was calculated by respecting the similitude on the reduced frequency:

$$\frac{n_m D_m}{V_m} = \frac{n_p D_p}{V_p} \Rightarrow \frac{D_m}{\Delta t_m V_m} = \frac{D_p}{\Delta t_p V_p} \tag{5}$$

where $n=1/\Delta t$ is the sampling frequency; D is a representative geometric dimension. This condition gives a prototype sampling frequency of 1Hz. This is to low for quantifying the contribution of the resonant response of higher modes. To alleviate this problem points were added to the scaled time histories using the sampling method, Grigoriu, 1993. In particular the sampling frequency was taken to 40 Hz.
The translational forces and torques at each floor level are determined by integrating wind pressures within the tributary area. The forces at which there is no pressure tap located are determined by linear interpolation of the story forces acting on two adjacent stories.

2.3. *Response analysis*

The response analysis carried out in this study was performed in the time domain, therefore allowing for the proper evaluation of the complex 3D response given by the 3D coupled mode shapes due to the irregular geometry of the Bank of China building. Indeed, opposed to the frequency domain approach, the time domain approach does not have the need to define correlation coefficients between the various modal responses which, in the case of tall buildings having complex 3D response, are extremely important for its proper prediction, Huang *et al.*, 2007b. Also any probabilistic parameter of interest, such as the Root Mean Square (RMS) of the response, can be directly determined considering the contribution of any number of modes. Therefore in light of the fact that the focus of this study is on accurately quantifying the effects of mode truncation, and not other approximations, the time domain approach was adopted.
The response time histories are quantified using the Newmark integration scheme with a time step of 0.025s. This was chosen as the total response is considered to be adequately estimated by the first 15 modes of vibrations. The validity of this conclusion lays in the fact that the 15th vibrational mode has a natural frequency of 2.2413Hz which is grater than 2Hz which is generally accepted as the upper limit after which the energy content of wind storms practically ceases. Therefore adopting a time step of 0.025s ensures a good representation up to and including the 15th mode.

3. RESULTS AND DISCUSSION

3.1. *Effects of mode truncation on the RMS response*

In order to investigate the effects of mode truncation on the RMS response the following parameter was considered:

$$\sigma_{R3}(\theta)/\sigma_{R15}(\theta) \tag{6}$$

where $\sigma_{R3(\theta)}$ is the Root Mean Square (RMS) of a particular response component R considering only the contribution of the first three modes for a wind direction θ while $\sigma_{R15(\theta)}$ is its counterpart considering the contribution of 15 modes. The results are derived from 10 minutes of prototype scale time history.

In Fig. (4a–f) and Fig. (5a–d) the variation of $\sigma_{R3(\theta)}/\sigma_{R15(\theta)}$ for the top floor acceleration, top floor displacement, top and base shear forces, bending moments and torque are shown and compared for both the regular (Re) and irregular (Ir) buildings. The results of this study clearly show the importance of considering the contribution of higher modes to the dynamic response of tall buildings with an irregular geometric profile. Indeed, as can be seen in Figs. (4-5) the effects of mode truncation for all the response components is far greater in the case of an irregular geometric profile (Ir) compared to a regular profile (Re).

In the particular case of the top floor acceleration, Tab. 1, errors of up to 23% can be seen which is over three times what is observed for the regular building. Similar results can be seen for all the other response components. The unstable nature of the irregular building response components demonstrates the sensitivity of the effects of mode truncation to wind direction. It is observed that the higher mode contributions have different effects on different response components. Indeed considering only the first three fundamental modes does not necessarily mean that a response of interest is underestimated as can be clearly seen for the base torque of the irregular building which is overestimated by 42% for a wind direction 240°. This difference in behavior is due to the various modal correlations that exits between the response components and points out the importance of properly describing the modal correlation for tall buildings with complex 3D mode shapes. The particular sensitivity of the torsional response to mode truncation of the irregular building, reassumed in Tab. 2 and compared to the regular building, is note worthy. Indeed the overestimates in the base torque are combined with severe underestimates of up to 65% for the top floor torque. This is far greater than that seen for the regular building. These results show the importance of considering higher mode contributions for properly describing the torsional response of irregular tall buildings. The adequacy of considering only the first three vibration modes in the case of regular geometry is clear and reconfirms what can be found in literature. In particular from Fig (4c) it is possible to observe the importance of the alongwind and acrosswind responses when describing the translational acceleration. Figs. (6-8) show the variation with height of the maximum and minimum of $\sigma_{R3(\theta)}/\sigma_{R15(\theta)}$ for all wind directions. In general the difference between the responses of the two buildings tends to decrease towards the base of the structures. However, this is not seen for the torque and rotational response where far greater errors can be observed for all floors Fig. (7c) and Fig. (8c). The bending moments display a tendency to be insensitive to higher mode contributions towards the base of the structure Tab. 3. This is true for both the regular building and the irregular building and highlights the adequacy of the base bending moments in giving estimates of the generalized forcers of the first two fundamental modes. The shear forces display a behavior similar to that seen for the displacements with however greater errors.

Table 1. Influence of higher mode truncation on the translational acceleration.

	Translational acceleration X		Translational acceleration Y	
	σ_{R3}/σ_{R15}	$\theta°$	σ_{R3}/σ_{R15}	$\theta°$
Max Ir	0.97	110	0.94	290
Min Ir	0.85	240	0.77	230
Max Re	1.00	100	1.00	100
Min Re	0.93	10	0.93	10

Table 2. Influence of higher mode truncation on the torsional response.

	Top rotation		Top angular acceleration		Top Torque		Base Torque	
	σ_{R3}/σ_{R15}	$\theta°$	σ_{R3}/σ_{R15}	$\theta°$	σ_{R3}/σ_{R15}	$\theta°$	σ_{R3}/σ_{R15}	$\theta°$
Max Ir	0.89	320	0.94	310	0.64	340	1.42	240
Min Ir	0.65	220	0.81	210	0.35	50	1.01	170
Max Re	1.04	90	0.98	100	1.14	100	0.93	60
Min Re	1.02	30	0.97	40	0.87	90	0.85	10

Table 3. Influence of higher mode truncation on the *X*-direction bending moments.

	Base moment Ir		Base moment Re		Top moment Ir		Top moment Re	
	σ_{R3}/σ_{R15}	$\theta°$	σ_{R3}/σ_{R15}	$\theta°$	σ_{R3}/σ_{R15}	$\theta°$	σ_{R3}/σ_{R15}	$\theta°$
Max	1.04	160	0.98	90	1.46	70	1.06	20
Min	0.9	180	0.94	30	0.66	40	0.75	70

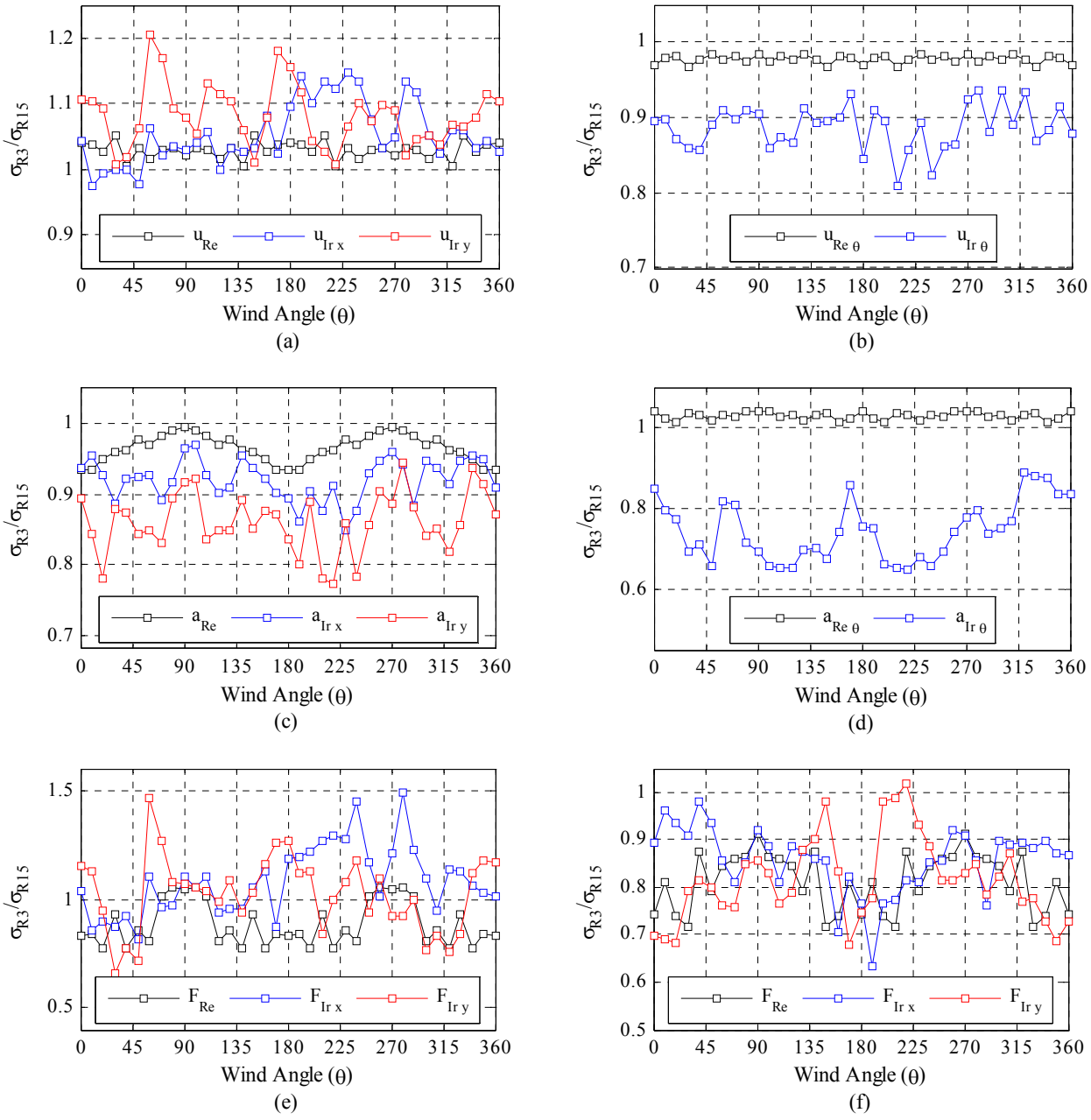


Figure 4: $\sigma_{R3}(\theta)/\sigma_{R15}(\theta)$ for: (a) top displacment; (b) top rotation; (c) top acceleration; (d) top angular acceleration; (e) top shear; (f) base shear.

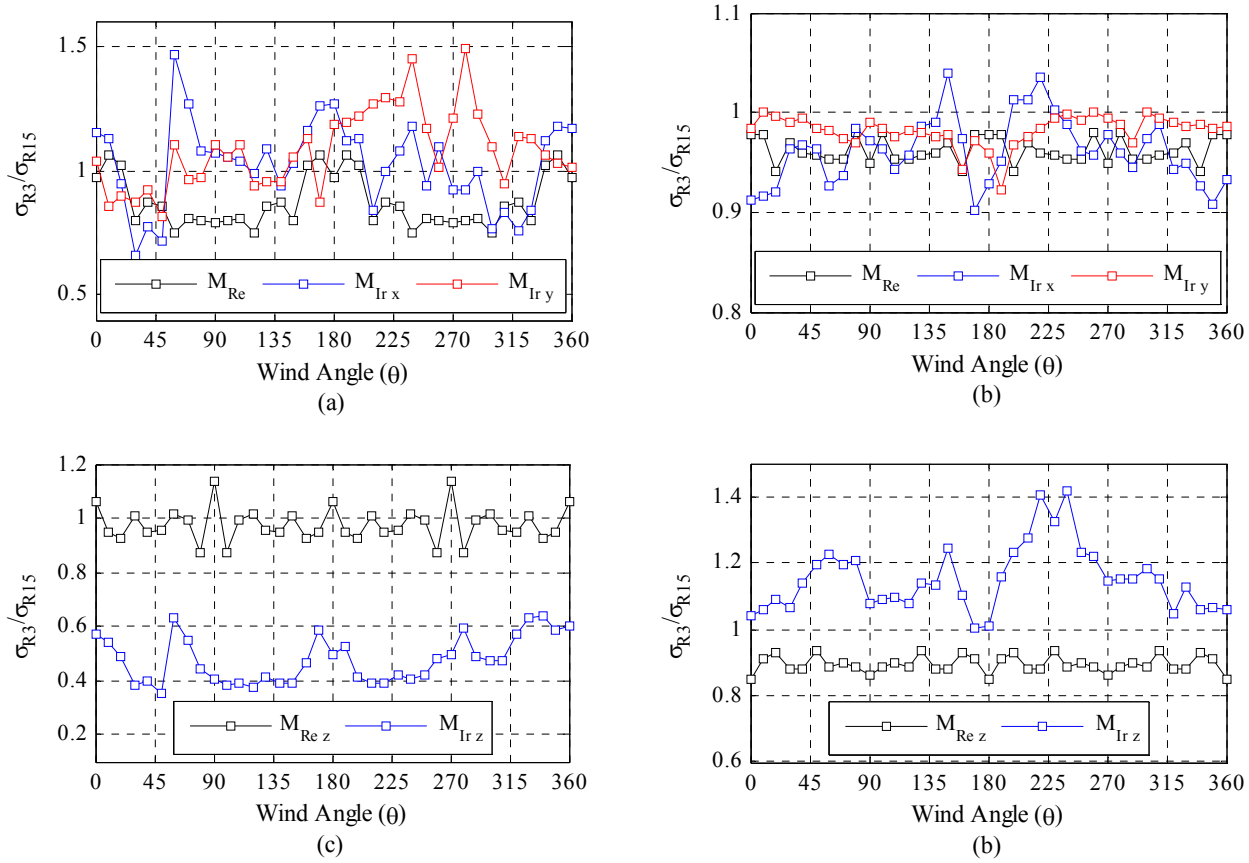


Figure 5: $\sigma_{R3}(\theta)/\sigma_{R15}(\theta)$ for: (a) top bending moment; (b) base bending moment; (c) top torque; (d) base torque.

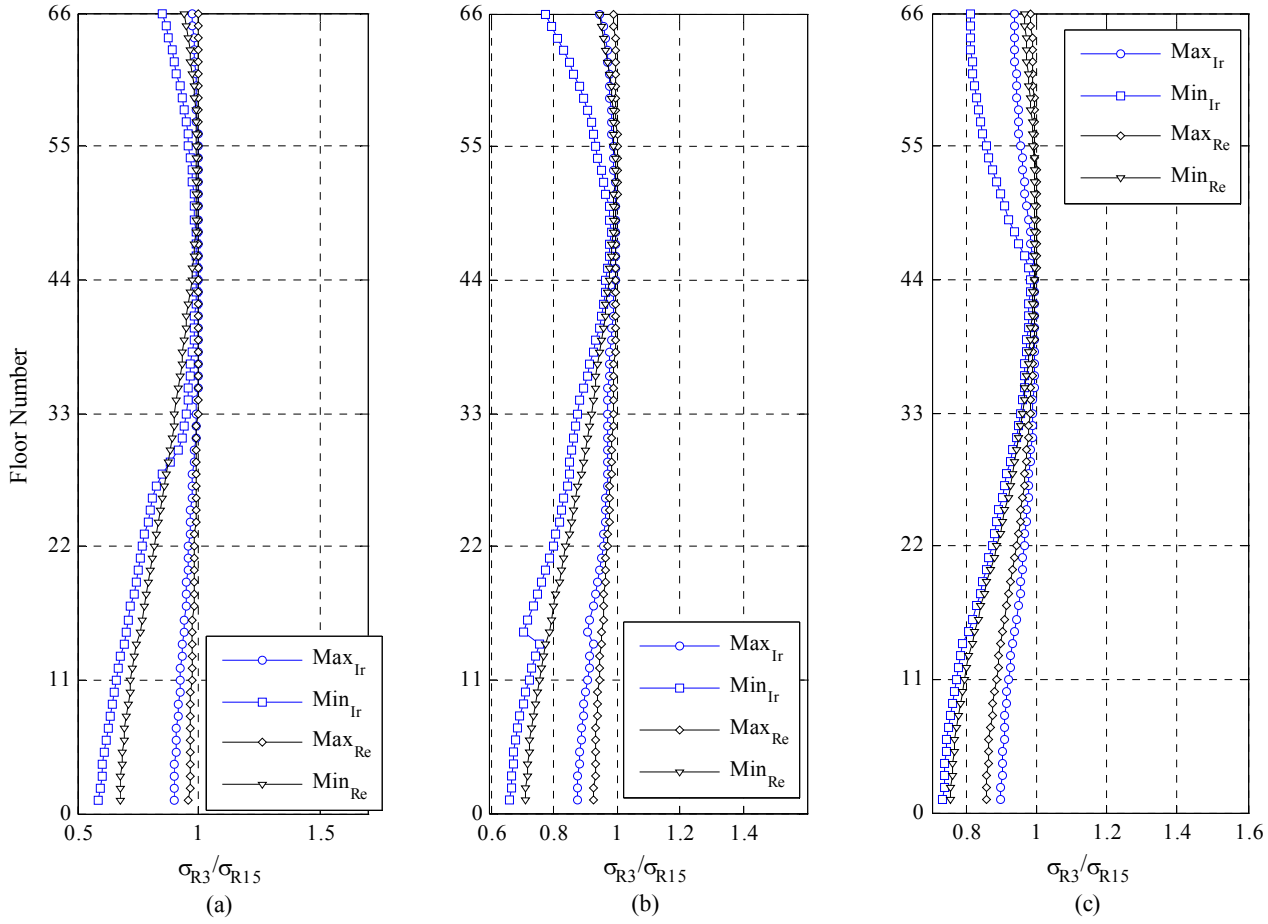


Figure 6: Acceleration extremes of $\sigma_{R3}(\theta)/\sigma_{R15}(\theta)$ over height: (a) x-direction; (b) y-direction; (c) θ-direction.

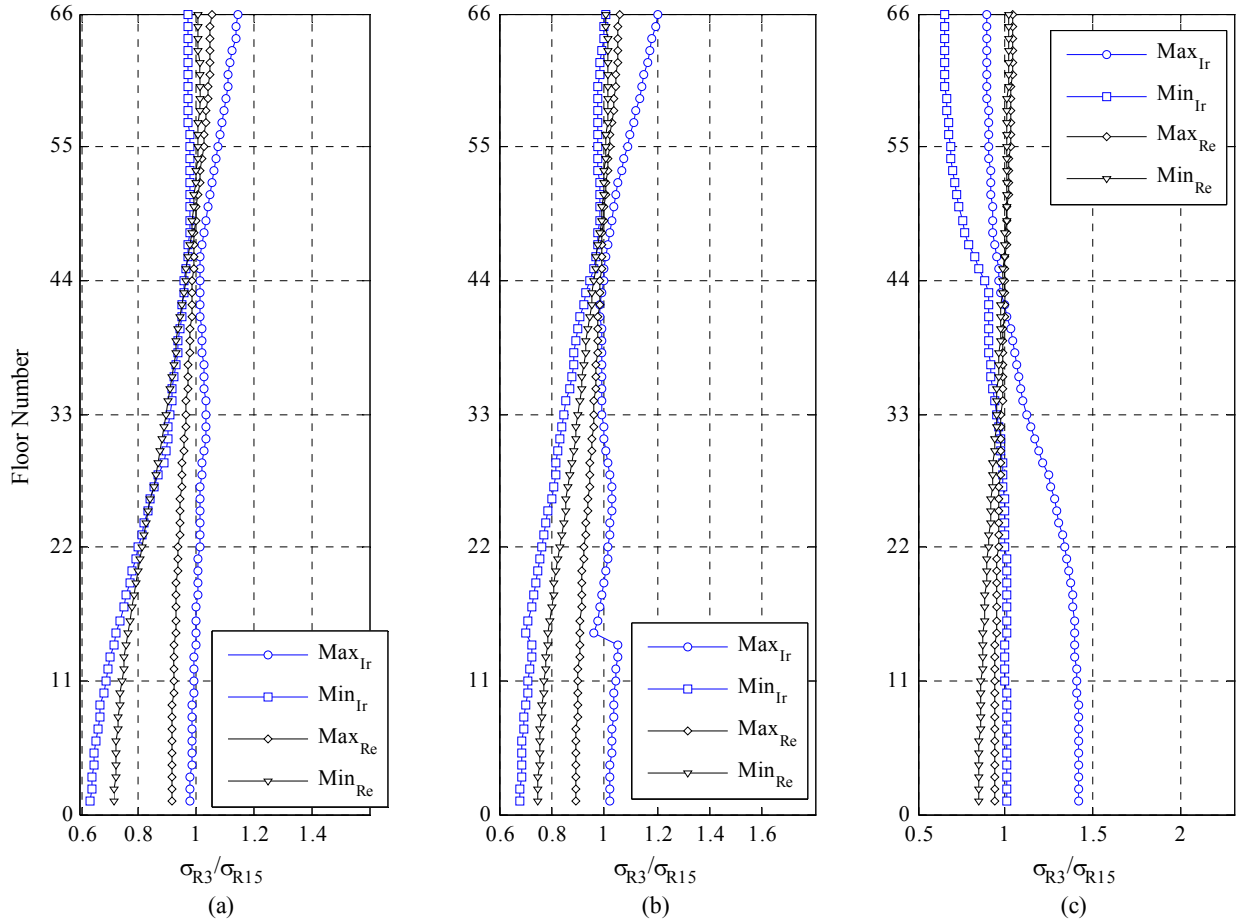


Figure 7: Displacement extremes of $\sigma_{R3}(\theta)/\sigma_{R15}(\theta)$ over height: (a) x-direction; (b) y-direction; (c) θ-direction.

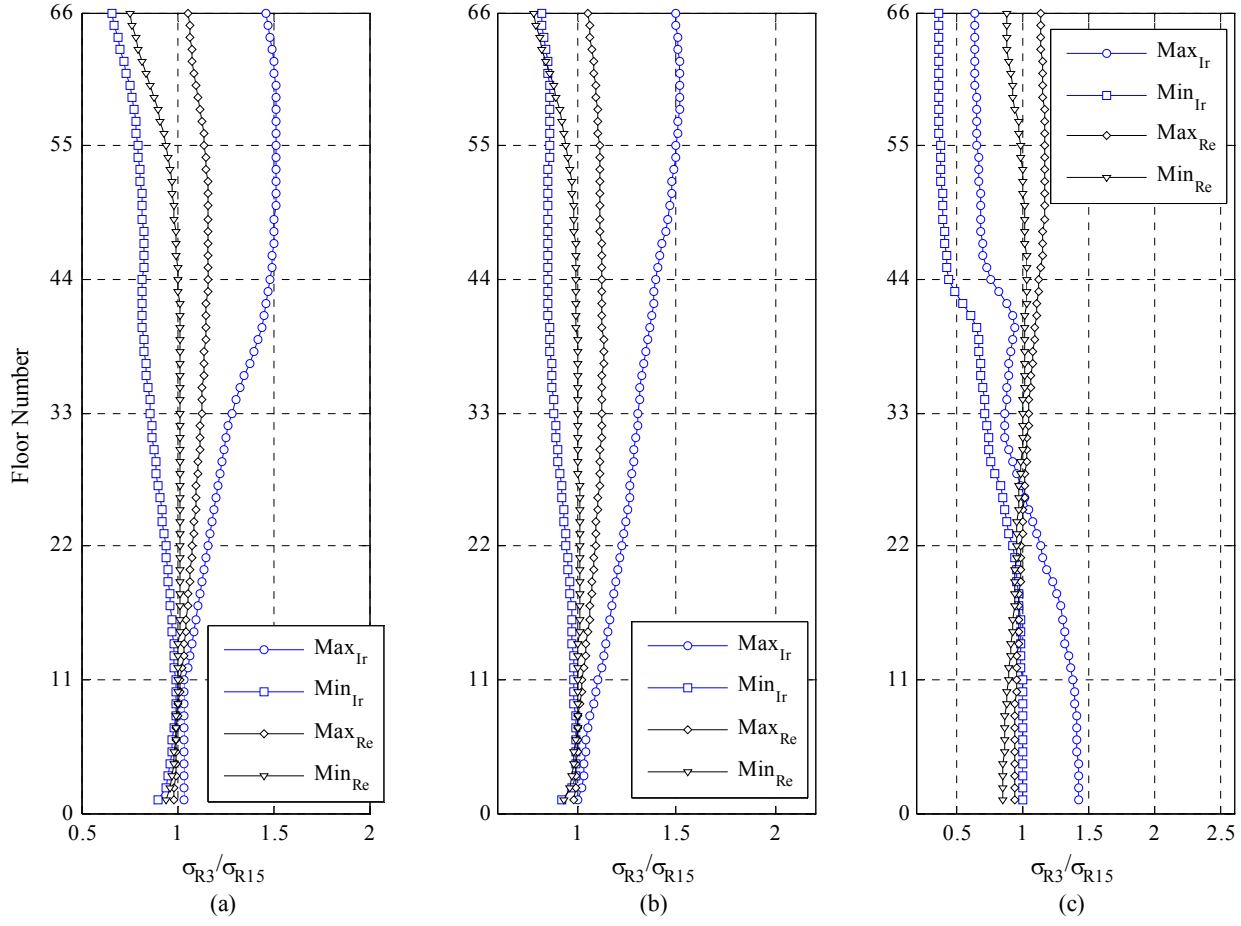


Figure 8: Moment extremes of $\sigma_{R3}(\theta)/\sigma_{R15}(\theta)$ over height: (a) x-direction; (b) y-direction; (c) θ-direction.

3.2. *RMS and the background response*

To study the importance of the background response the following parameter was considered:

$$\sqrt{\sigma_{Rr3}^2(\theta)+\sigma_{Rb15}^2(\theta)}\Big/\sigma_{R15}(\theta) \tag{7}$$

where $\sigma_{Rr3}(\theta)$ is the RMS of a particular response component R considering only the resonant response of the first three modes for a wind direction θ while $\sigma_{Rb15}(\theta)$ is the background response considering the contribution of first 15 modes of vibration.

The influence of the background response is significant. Indeed by considering a full background representation the errors in the estimation of the dynamic response are dramatically decreased for all response components except the acceleration which has a negligible background contribution. Examples of this behavior are shown in Fig. (9) for the top floor and base torque, top floor displacements and top floor and base shear forces. Similar results are found for the bending moments which are not shown simply for the sake of brevity. As can be seen the errors are generally reduced to within 10% of the full response with the background of 15 modes of vibration.

The relative importance of the background torsional response is noteworthy in light of what is reported in literature for traditional regular mechanically uncoupled tall buildings, Chen & Kareem, 2005. It is seen that the lack of a full background representation can be the source of significant errors when attempting to estimate the torsional response of geometrically complex tall buildings.

The results of this paragraph convey an important consideration. While for traditional mechanically uncoupled and geometrically regular tall buildings the background response may be, to a certain extent, adequately estimated from fundamental modes, this is definitely not true for coupled geometrically irregular buildings. This important observation has not yet been fully appreciated. Indeed, it is still common to assume the background response for irregular mechanically coupled buildings adequately estimated form the fundamental modes, Chen & Kareem, 2004. This result is particularly significant within the context of High Frequency Force Balance (HFFB), Tschanz & Davenport, 1983; Vickery *et al.,* 1985, measurements where only the first three generalized forces can be estimated.

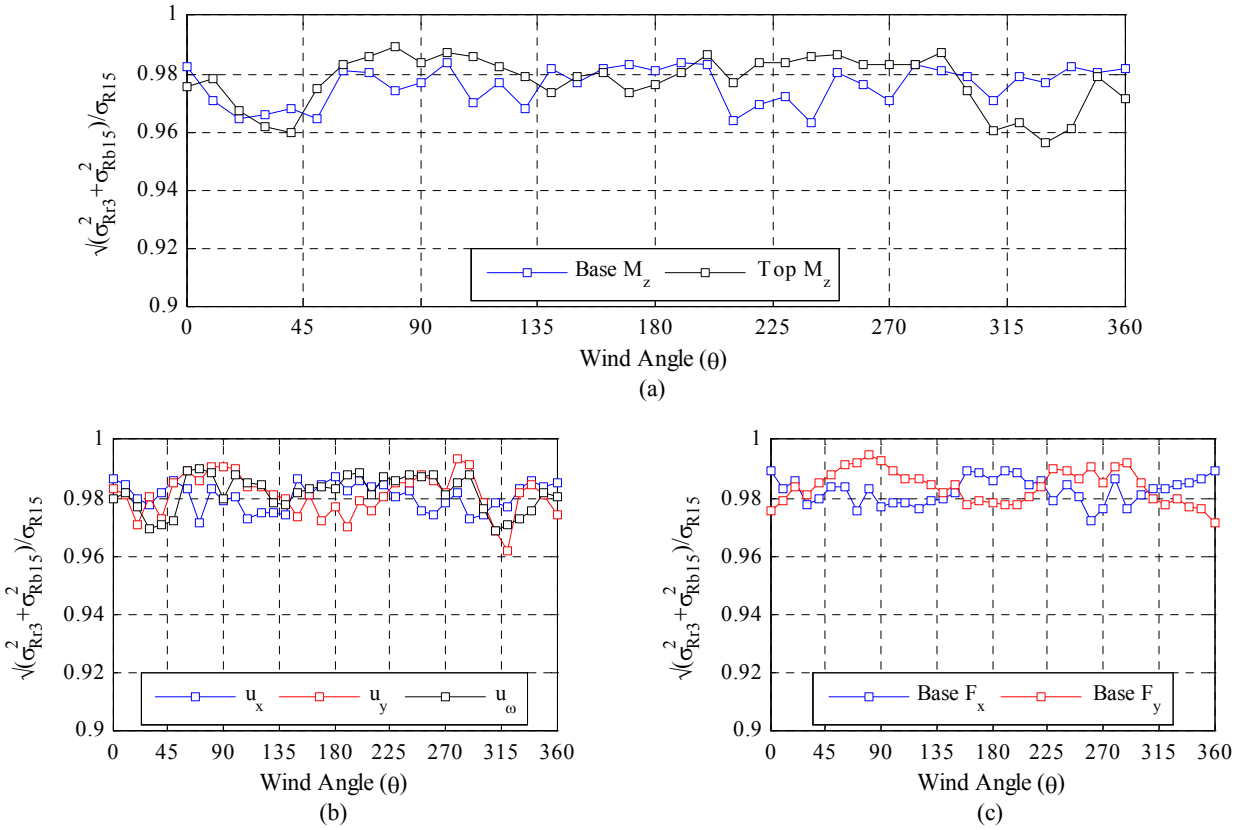


Figure 9: Dependency of $\sqrt{(\sigma^2_{Rr3}(\theta)+\sigma^2_{Rb15}(\theta))}/\sigma_{R15}(\theta)$ on wind direction: (a) top floor and base torque; (b) top floor displcaements and rotation; (c) base shear forces.

4. CONCLUDING REMARKS

In this paper the influence of the wind direction and modal truncation on the structural response of regular and irregular tall buildings was evaluated. The responses were estimated considering forcing functions derived from wind tunnel tests carried out on two 1:500 scale models of the regular and irregular building respectively. In particular the irregular tall building was the Bank of China building located in Hong Kong. SMPSS measurements were performed for incident wind directions varying from 0 to 360° with 10° increments. The regular tall building was characterized by the same square footprint and height as seen for the Bank of China building. Care was taken to calibrate equivalent dynamic system of the irregular building so as to have the same natural frequencies and complex mode shapes experimentally determined for the actual Bank of China building. Numerical analysis was performed in the time domain. Direct integration of the generalized equations of motion were carried out considering firstly the three fundamental modes shapes of the structures and successively for all modes having a natural frequency inferior to 2Hz.

The study clearly highlighted the susceptibility of irregular tall buildings to the influence of higher modes. In particular the top floor acceleration was seen to be very sensitive where errors were tripled compared to the regular building. Also the importance of wind directionality on the errors committed by mode truncation was seen for all response components with the possible exception of the base bending moments. The important role played by the correlation of the modal response was observed by the presence of both over and underestimates sometimes accruing for the same response component by simply varying the incident wind direction or the floor at which the response was being calculated. The particular sensitivity of the torsional response to higher modes was significant with errors of up to 70% in the estimation of the top floor torque. The contribution of the higher modes seems to affect mainly the background response for all components, except the acceleration. In these cases, the error associated with resonant response truncation is found to be confined to within about 10% of the full response. This result is particularly significant as it challenges the conventional notion that the background response of tall buildings with complex geometries and mechanically coupled systems may be adequately estimated from the fundamental mode shapes.

5. REFERENCES

Chen X., Kareem A., (2004). Equivalent static wind loads on tall buildings: New model. *Journal of Structural engineering, ASCE*, Vol. 130(10), pp.1425-35.

Chen X., Kareem A. (2005). Coupled dynamic analysis and equivalent static wind loads on buildings with three-dimensional modes. *J. Struct. Eng. ASCE*, Vol. 131(7), pp. 1071-1082.

Grigoriu M. (1993). Simulation of stationary process via a sampling theorem. *Journal of Sound and Vibration*, Vol. 166(2), pp. 301-313.

Huang G., Chen X.. (2007a). Wind loads effects and equivalent static wind loads of tall buildings based on synchronous pressure measurements. *Engineering Structures*, Vol. 29, pp. 2641-2653.

Huang M.F., Chan C.M., Kwok K.C.S., Hitchcock P.A. (2007b). Dynamic analysis of wind-induced lateral-torsional response of tall buildings with coupled modes. *Proceedings of the ICWE12*, Cairns, Australia.

Kareem A. (1992). Dynamic response of high-rise buildings to stochastic. *Journal of Wind Engineering and Industrial Aerodynamics*, Vol. 41-44, pp. 1101-1112.

Kareem A.. (1981). Wind-excited response of buildings in higher modes. *Journal of Structural Division, ASCE,* Vol. 107, pp. 701-706.

Li Q.S., Yang K., Wong C.K., Jeary A.P. (2003). The effect of amplitude-dependent damping on wind-induced vibrations of a super tall building. *Journal of Wind Engineering and Industrial Aerodynamics*, Vol. 91, pp. 1175-1198.

Simiu E. (1976). Equivalent static wind loads for tall building design. *Journal of Structural Division, ASCE,* Vol. 104, pp. 719-737.

Tschanz T., Davenport A.G.. (1983). The Base Balance Technique for the Determination of Dynamic Wind Loads. *Journal of Wind Engineering and Industrial Aerodynamics*, Vol. 13, pp. 1983.

Vickery P.J., Steckley A.C., Isyumov N., Vickery B.J. (1985). The effect of mode shape on the wind induced response of tall buildings, *Proceedings of the 5th United States National Conference on wind engineering*, Lubbock, Texas, 1B-41-1B-48.

I coefficienti di pressione per gli edifici nelle recenti Normative italiane ed internazionali

Gianni Bartoli[a], Francesco Ricciardelli[b]

[a] *CRIACIV/DICeA, Università degli studi di Firenze*
[b] *CRIACIV/DIMET, Università degli studi Mediterranea di Reggio Calabria*

SOMMARIO

La definizione dei carichi da vento proposta dalle diverse Normative presenti nel panorama internazionale non è omogenea, e ciò non consente un immediato confronto tra queste. Con particolare riferimento ai coefficienti di pressione per gli edifici, è impossibile fare un paragone diretto tra i valori forniti dalle varie Norme. Tuttavia, è possibile effettuare un confronto sulla base delle forze calcolate con ciascuna Norma, e valutare i coefficienti di pressione che fornirebbero le stesse risultanti se utilizzati con una unica Norma di riferimento. Un tale esercizio è stato condotto con riferimento all'Eurocodice 1, ed ha sorprendentemente evidenziato un'elevatissima dispersione dei valori dei coefficienti di pressione. Sulla base di questo risultato, nella stesura delle recenti Istruzioni CNR-DT 207/2008 si è scelto di recepire i valori dei coefficienti di pressione forniti dall'Eurocodice 1, ma anche di aggiungere a questi un ulteriore insieme di valori, indicati come "globali" che consentano un calcolo più spedito e comunque quasi sempre a vantaggio di sicurezza. In questo articolo viene illustrata la genesi dei coefficienti di pressione esterna ed interna per gli edifici proposti nelle nuove Istruzioni CNR.

ABSTRACT

The definition of the wind loads suggested by the existing Codes of Practice is not homogeneous, which does not allow direct comparison between these. In particular, it is impossible to directly compare the values of the pressure coefficients for buildings suggested by the different Codes. Nevertheless, it is possible to make a comparison based on the aerodynamic forces evaluated following different Codes, when these are translated into pressure coefficients that applied within one reference Code produce the same resultant force. Such "equivalent" pressure coefficients were evaluated with reference to Eurocode 1 for three other Codes of Practice, and it was found a fairly large scatter of the results. Based on this surprising finding, the choice was made to incorporate in the newly released CNR Guidelines CNR-DT 207/2008 the pressure coefficients of Eurocode 1. In addition to these, a second set of coefficients is given, allowing quicker calculations usually on the safe side. In this paper some of the criteria adopted in the definition of the external and internal pressure coefficients for buildings given in the CNR Guidelines are presented.

PAROLE CHIAVE: CNR-DT 207/2008, Coefficienti di Pressione, Normative Tecniche, Pressioni Esterne, Pressioni Interne, Forze Aerodinamiche.

1. INTRODUZIONE

L'evoluzione delle Normative sui carichi da vento, su scala nazionale così come internazionale, ha visto negli anni una crescita della complessità con cui sono definiti i coefficienti aerodinamici. Ciò è legato da un lato alla necessità di ampliare il repertorio dei coefficienti disponibili, al fine di allargare l'ambito di applicabilità della Normativa. Dall'altro, è legato alla ricerca di definizioni che siano sempre più accurate e vicine alla natura fisica del fenomeno aerodinamico. Ciò, tuttavia, va spesso in contrasto con l'altrettanto stringente esigenza di rendere la Normativa di facile comprensione e applicabilità, pertanto gradita al Progettista.

Per quanto concerne gli edifici, la definizione delle proprietà aerodinamiche si traduce nell'individuazione dei coefficienti di pressione esterna relativi alle superfici verticali e alle coperture, e dei coefficienti di pressione interna. Questi vengono usualmente forniti dalle Normative per gli edifici a pianta rettangolare, mentre solitamente nulla viene detto circa gli edifici con pianta non rettangolare, per i quali il problema viene rimandato all'utilizzo di dati eventualmente disponibili dalla letteratura tecnico-scientifica, oppure all'esecuzione di prove in galleria del vento.
La definizione dei coefficienti di pressione esterna è legata alle modalità con cui viene espresso il carico eolico, e pertanto non è possibile effettuare un confronto immediato tra i valori prescritti dalle varie Normative. Tuttavia, se le prescrizioni della singola Normativa sono omogeneizzate a quelle di una Normativa di riferimento, è possibile effettuare tale confronto. A tal fine, sono state considerate tre normative straniere, che sono state messe a confronto con l'Eurocodice 1 (CEN 2005). In particolare sono state considerate le Normative giapponese (AIJ 2005), inglese (BSI 1997) e statunitense (ASCE/SEI 2005).
Il confronto è stato effettuato su un capannone industriale a pianta rettangolare con dimensioni di base di 20 m x 50 m, altezza di 8 m e un tetto a doppia falda con pendenza del 3% (α = 1.7°). L'altezza delle pareti laterali risulta di 7.7 m, e per quanto prescritto dall'Eurocodice 1 la copertura è da considerarsi come piana (α < 5°). La procedura utilizzata è la seguente:

a. viene definita una velocità di riferimento ed una categoria di esposizione secondo l'Eurocodice 1. In particolare è stata scelta una velocità di riferimento di 27 m/s, ed una esposizione di Categoria II, associata ad un terreno pianeggiante e privo di ostacoli;
b. vengono calcolate le forze aerodinamiche risultanti sulle pareti verticali e sulla copertura dell'edificio secondo l'Eurocodice 1;
c. per le tre normative giapponese, inglese e statunitense vengono individuati i parametri che descrivono un flusso eolico analogo a quello definite al punto (a) per l'Eurocodice 1;
d. vengono calcolate, applicando le normative giapponese, inglese e statunitense, le forze aerodinamiche risultanti sulle pareti verticali e sulla copertura dell'edificio;
e. per le quattro normative in esame, e per ciascuna faccia dell'edificio, vengono calcolati i valori dei coefficienti di pressione che se applicati in maniera uniforme alla faccia in esame forniscono la stessa risultante calcolata ai punti (b) e (d).

I coefficienti così ottenuti sono omogenei, in quanto tali da fornire, per la stessa esposizione definita in base all'Eurocodice 1, le stesse risultanti aerodinamiche che deriverebbero dall'applicazione di ciascuna norma.
Il risultato dell'applicazione delle procedura esposta è mostrato in Fig. 1, per il caso di flusso ortogonale alla parete lunga dell'edificio. La figura mostra in maniera evidente quanto i valori dei coefficienti di pressione varino da Norma a Norma.
Nella caratterizzazione dell'aerodinamica degli edifici risulta determinante non solo la scelta del valore del coefficiente di pressione, ma anche, laddove questo voglia essere mantenuto costante lungo l'altezza, la scelta della quota di riferimento. Una opportuna scelta della quota di riferimento, infatti, consente di portare in conto in maniera fittizia la variazione verticale di pressione negli edifici alti, dovuta ad un comportamento aerodinamico che, sostanzialmente bidimensionale alla

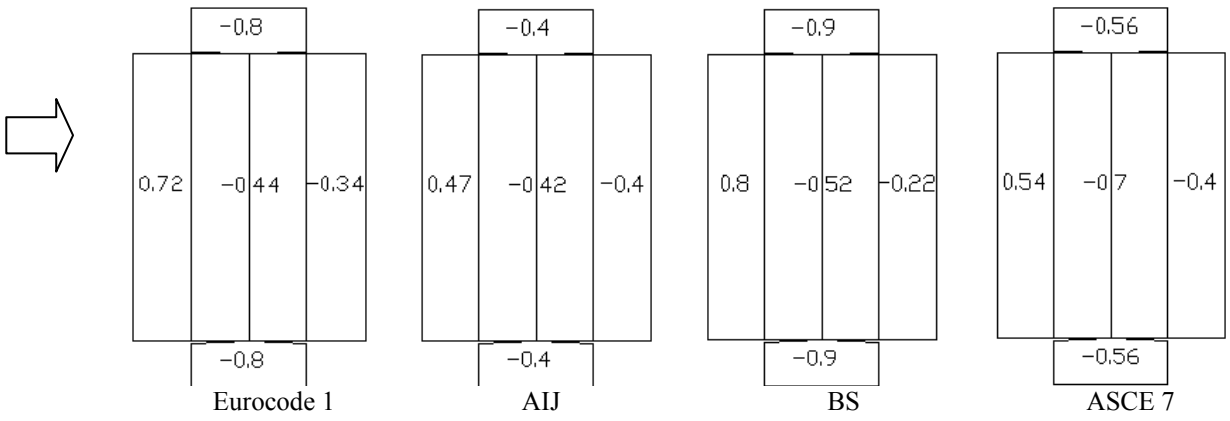


Figura 1. Confronto tra i coefficienti di pressione omogeneizzati all'Eurocodice 1.

base, acquista caratteristiche di tridimensionalità all'approssimarsi alla sommità dell'edifico. In particolare, tra le Normative considerate:

a. l'Eurocodice 1 fornisce dei valori dei coefficienti di pressione costanti in altezza, e ai fini dal calcolo dalla pressione sulla faccia sopravento, prescrive che per gli edifici bassi l'altezza di riferimento sia pari all'altezza dell'edificio, mentre gli edifici medio-alti vengano suddivisi in tronchi e che per ciascun tronco venga presa come altezza di riferimento l'altezza del limite superiore del tronco stesso, ad eccezione della zona più bassa dell'edificio in cui, per un'altezza pari alla larghezza della base, l'altezza di riferimento coincide con la dimensione della base; viceversa per le facce laterali e sottovento suggerisce che l'altezza di riferimento venga sempre presa pari all'altezza dell'edificio, rimandando agli allegati nazionali per ulteriori indicazioni;
b. la Normativa giapponese considera un'altezza di riferimento sempre pari all'altezza media della copertura dell'edificio, e per gli edifici medio-bassi ($h \leq 45$m) fornisce dei valori dei coefficienti di pressione costanti con l'altezza, con esclusione del caso della faccia sopravento di edifici ad elevata snellezza, mentre per gli edifici medio-alti (h>45m) fornisce un valore del coefficiente di pressione per la faccia sopravento variabile con l'altezza, ed un valore costante per la faccia sottovento, nulla dicendo circa le facce laterali;
c. la Normativa inglese prevede dei valori dei coefficienti di pressione costanti con l'altezza, e sceglie le altezze di riferimento con lo stesso criterio previsto dell'Eurocodice 1;
d. la Normativa americana fornisce dei valori dei coefficienti di pressione costanti con l'altezza, da abbinare ad una quota di riferimento che è pari all'altezza corrente (altezza ove si calcola la pressione) per la faccia sopravento, e pari all'altezza dell'edificio per le facce sottovento e laterali.

Inoltre, nella valutazione dell'azione totale nella direzione del vento, assume importanza la non perfetta correlazione che vi è tra le fluttuazioni di pressione sulle facce direttamente esposte al flusso e quelle sottovento. In particolare, nell'Eurocodice viene suggerito l'utilizzo di un coefficiente riduttivo della forza longitudinale totale, funzione del rapporto h/d tra l'altezza e la profondità dell'edificio. Questo coefficiente è pari a 0.85 per $h/d < 1$, varia linearmente tra 0.85 e 1 per $1 \leq h/d \leq 5$, ed è pari ad uno per $h/d > 5$. Nella Normativa inglese viene anche introdotto un coefficiente che tiene conto delle dimensioni dell'edificio (*size effect factor*), che assume valori inferiori ad 1 in funzione della dimensione diagonale caratteristica dell'edificio. Viceversa né la Normativa giapponese né la normativa americana fanno alcuna menzione alla possibilità di ridurre la parte variabile della forza per portare in conto la mancanza di correlazione (Bartoli et al. 2006).

Per quanto concerne le pressioni interne, risulta rilevante le modalità con cui vengono valutate le differenti condizioni di porosità delle superfici esterne. In particolare, delle quattro Normative considerate:

1. l'Eurocodice 1 considera tre casi; (a) nel caso in cui la porosità supera il 30% l'edificio non viene più considerato come tale, e le forze agenti sulle pareti verticali e sulla copertura vengono calcolate come se queste fossero rispettivamente dei muri e delle tettoie; (b) nel caso in cui la porosità sia inferiore al 30%, e fortemente concentrata su una faccia, la pressione interna viene calcolata come un'aliquota della pressione esterna sulla faccia porosa; (c) nel caso in cui la porosità sia inferiore al 30%, e distribuita in maniera pressappoco omogenea tra le varie facce, la pressione interna viene calcolata in funzione della geometria dell'edificio e della disposizione delle aperture tra le facce in sovrapressione e quelle in depressione;
2. la Normativa giapponese considera due casi; il primo è quello degli edifici a porosità distribuita, per i quali suggerisce due possibili valori del coefficiente di pressione interna; il secondo è quello degli edifici con delle aperture dominanti, per i quali si limita a dire che il coefficiente di pressione interna va calcolato in base alle dimensioni ed alla posizione delle aperture, senza tuttavia fornire delle indicazioni numeriche;
3. la Normativa inglese considera tre diverse possibilità: (a) edifici sigillati, (b) edifici con un'apertura dominante (se l'estensione dell'apertura è almeno pari al doppio della somma delle aperture sulle altre facce), (c) edifici con una o più pareti laterali aperte; per il primo caso vengono forniti valori costanti per i coefficienti di pressione interna, mentre negli altri due, i valori sono definiti in funzione dell'estensione delle aperture;
4. la Normativa americana suddivide gli edifici in (a) aperti, ovvero con porosità di tutte le

pareti superiore al 80%, (b) parzialmente sigillati, ovvero con una consistente (> 0.37 m^2 e > dell'1% dell'area della faccia) area totale delle aperture sulle facce in sovrapressione, che inoltre ecceda almeno del 10% l'area totale delle aperture sulle facce in depressione, e (c) sigillati, ovvero non appartenenti né alla categoria degli edifici aperti né a quella degli edifici sigillati; per ciascuno dei tre casi fornisce dei valori del coefficiente di pressione interna.

Nel presente lavoro vengono illustrati i criteri che hanno portato alla definizione dei coefficienti di pressione esterna ed interna riportati nelle recenti Istruzioni CNR (CNR-DT 207/2008).

Una scelta di indirizzo effettuata dal Gruppo di Studio preposto alla redazione delle Istruzioni è stata quella di mantenere, laddove possibile, una conformità con l'Eurocodice 1, lasciando, tuttavia, aperta la possibilità di discostarsi da questo in tutti quei casi in cui se ne vedesse un valido motivo. In particolare, difformità dall'Eurocodice sono nate (a) per semplificare procedure ritenute eccessivamente laboriose, (b) per ampliare il campo di azione della Norma a casi non contemplati dall'Eurocodice 1 e (c) per introdurre concetti di recente acquisizione, non ancora recepiti dall'Eurocodice 1. Tale scelta trova una sua applicazione anche nella definizione dei coefficienti di pressione per gli edifici di cui si discute di seguito.

2. COEFFICIENTI DI PRESSIONE ESTERNA PER GLI EDIFICI A PIANTA RETTANGOLARE

Per quanto concerne i coefficienti di pressione esterna per gli edifici, l'Eurocodice 1 si limita al caso degli edifici a pianta rettangolare, e per questi fornisce i valori da utilizzare per il progetto delle pareti verticali e delle coperture di varia geometria. Per ciascuna superficie dell'edificio vengono fornite due serie di coefficienti, rispettivamente definiti come $c_{pe,10}$ e $c_{pe,1}$, da applicare nel caso in cui le aree delle superfici caricate siano rispettivamente maggiori di 10 m^2 e minori di 1 m^2, con la possibilità di interpolazione per le superfici con aree comprese tra questi due valori. Di fatto il primo coefficiente viene utilizzato per il calcolo delle membrature principali e secondarie, mentre il secondo per il calcolo di elementi non strutturali e/o di finitura. Le due serie di coefficienti risultano, pertanto, di interesse per figure professionali differenti, essendo solitamente e con l'esclusione di pochi casi solo i primi ad uso del progettista delle strutture. In aggiunta, le superfici laterali e le coperture vengono suddivise in aree cui competono differenti valori dei coefficienti di pressione. Ciò, per quanto coerente con il reale andamento delle pressioni, crea non poche difficoltà nell'applicazione della Normativa, costringendo il progettista ad esaminare un elevatissimo numero di condizioni di carico.

Alla luce di quanto sopra, nella stesura della CNR- DT 207/2008 si è scelto di riproporre i valori dei coefficienti di pressione forniti dall'Eurocodice 1, affinché questi possano essere utilizzati per il calcolo di elementi non strutturali e/o di finitura, o per il calcolo delle membrature principali e secondarie, laddove questo voglia essere effettuato in maniera più rigorosa (a spese di un maggior onere di calcolo). Questi coefficienti di pressione vengono forniti nell'Appendice H "Coefficienti aerodinamici locali e dettagliati". D'altro canto, si è reputato di fornire anche dei valori di sintesi che, sebbene meno accurati, consentano una definizione più immediata del carico eolico. Questa seconda serie di coefficienti viene fornita nell'Appendice G "Coefficienti aerodinamici globali". I coefficienti aerodinamici globali si presentano come costanti su ciascuna superficie dell'edificio o su ciascuna delle due parti in cui la superficie viene suddivisa, riducendo così notevolmente il numero di condizioni di carico da considerare, e sono generalmente a vantaggio di sicurezza.

Ad esempio, nel caso specifico delle superfici verticali, i coefficienti di pressione forniti dall'Eurocodice 1 vengono riportati in Tab. 1, con riferimento alla Fig. 2. Da queste si evince come il coefficiente di pressione sulla facce sopravento (D) e sottovento (E) dipenda esclusivamente dal rapporto tra l'altezza h e la profondità d dell'edificio. Al contrario, i coefficienti di pressione sulle superfici laterali dipendono anche dalla larghezza b dell'edificio. Al fine di semplificare la dipendenza al solo rapporto h/d, sono stati considerati un numero di edifici con diversi rapporti tra le dimensioni in pianta e in elevazione (scelti in maniera da coprire gli intervalli pratici di tali rapporti), e per ciascuno di essi è stato valutato il valore del coefficiente di pressione medio, ossia il valore che applicato all'intera superficie laterale fornisca la stessa risultate che si ottiene con l'applicazione dei coefficienti dell'Eurocodice 1. Il risultato di questa analisi viene mostrato in Fig. 3, insieme all'andamento del coefficiente globale proposto nella CNR-DT 207/2008. Se ne evince

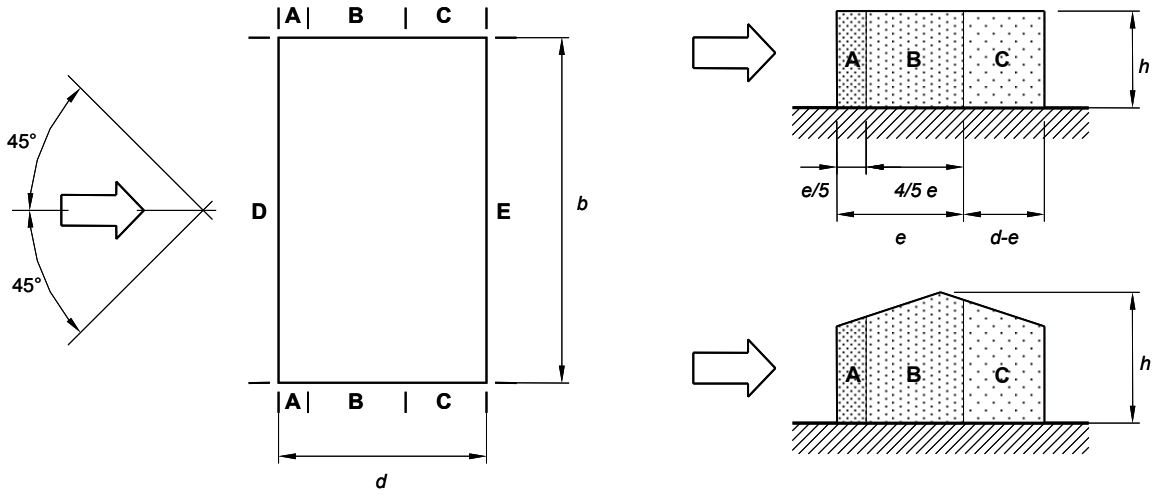


Figura 2. Schematizzazone delle superfici verticali degli edifici secondo l'Eurocodice 1.

Tabella 1. Coefficienti di pressione esterna per le superfici laterali degli edifici secondo l'Eurocodice 1

Zona	A		B		C		D		E	
h/*d*	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$
5	**−1,2**	−1,4	**−0,8**	−1,1	**−0,5**		**+0.8**	+1,0	**−0,7**	
1	**−1,2**	−1,4	**−0,8**	−1,1	**−0,5**		**+0,8**	+1,0	**−0,5**	
≤ 0,25	**−1,2**	−1,4	**−0,8**	−1,1	**−0,5**		**+0,7**	+1,0	**−0,3**	

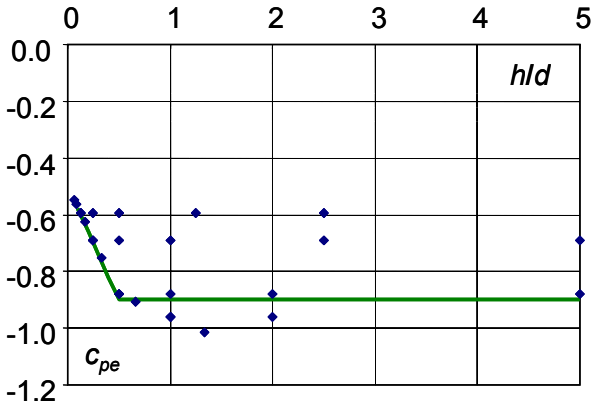


Figura 3. Coefficienti di pressione per le superfici laterali degli edifici.

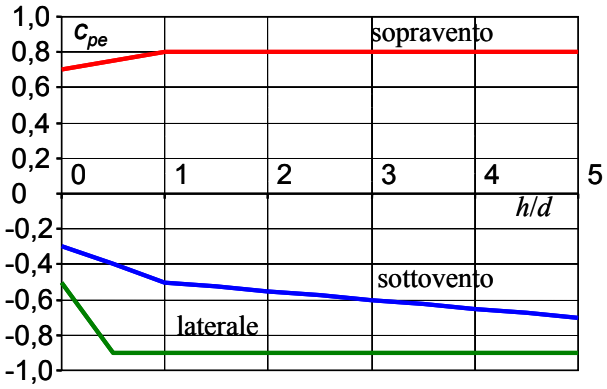


Figura 4. Coefficienti di pressione per le superfici verticali degli edifici.

come questo sia solitamente cautelativo, con l'esclusione di pochi casi per i quali risulta leggermente a svantaggio di sicurezza. I coefficienti globali per le superfici verticali sono sintetizzati in Fig. 4, in funzione del rapporto *h*/*d*.

Per quanto concerne l'altezza di riferimento $\bar{z}_e$, la CNR-DT 207/2008 suggerisce che questa venga presa pari all'altezza dell'edificio per il calcolo delle forze agenti sulle superfici laterali e sottovento (coerentemente a quanto indicato dall'Eurocodice 1), mentre per il calcolo delle forze agenti sulle superfici sopravento si propone che l'edificio venga suddiviso in conci. Il primo concio ha altezza pari alla larghezza dell'edificio (o alla sua altezza se $h < b$), e gli compete un'altezza di riferimento pari al valore minore tra *b* e *h*. La parte rimanente degli edifici con $h > b$ può essere suddivisa in un numero arbitrario di conci, ed a ciascun concio compete un'altezza di riferimento pari all'altezza massima del concio rispetto alla base dell'edificio.

In Fig. 5 viene mostrata la definizione dell'altezza di riferimento nel caso di un edificio con $h < b$, ed una doppia possibilità di scelta nel caso di un edificio con $h > b$. Questo modo di procedere, leggermente difforme da quanto prescritto dall'Eurocodice 1, presenta la pecca di non riuscire a

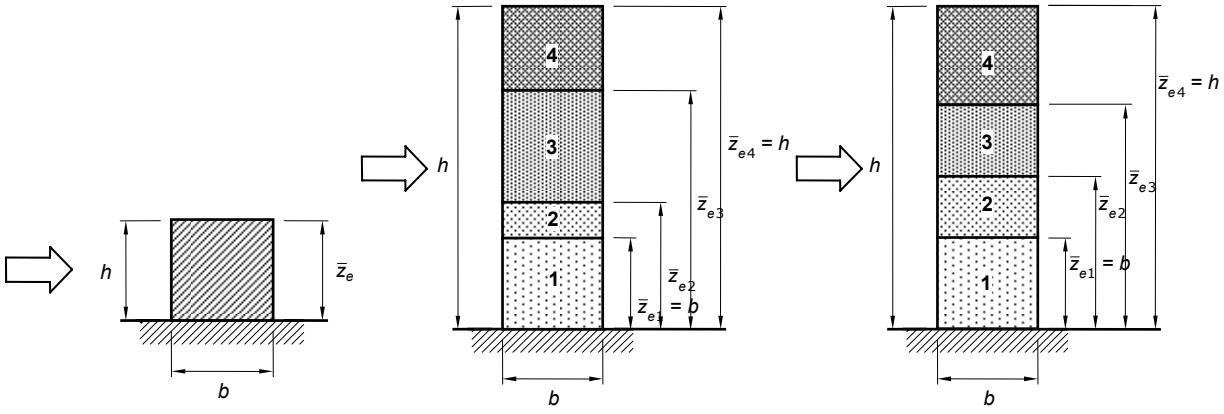


Figura 5. Definizione dell'altezza di riferimento nel caso di un edificio con $h<b$, ed doppia possibilità di scelta nel caso di un edificio con $h>b$.

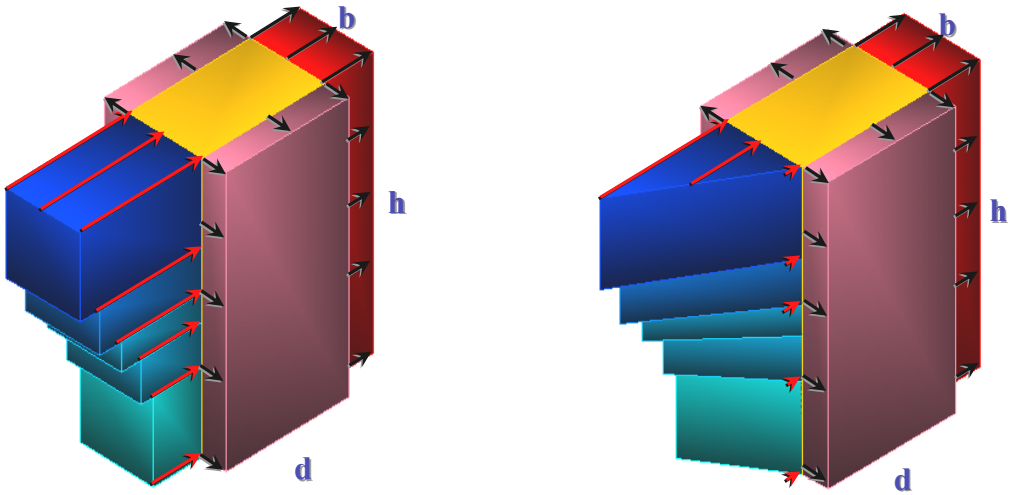


Figura 6. Condizoni per le superfici verticali di carico per un edificio alto.

cogliere la riduzione di pressione che si verifica in sommità all'edificio ad effetto del flusso tridimensionale che ivi si instaura, in quanto ciascun concio presenta una pressione eolica maggiore di quello sottostante, indipendentemente dall'altezza del concio. Tuttavia, l'arbitrarietà che vi è nella scelta dell'altezza dei conci (anche dell'ultimo, contrariamente a quanto prescritto dall'Eurocodice 1) consente di ridurre sostanzialmente l'errore, che comunque resta a vantaggio di sicurezza. Inoltre, la possibilità di scegliere altezze arbitrarie dei conci consente di adeguare queste alla geometria dell'edificio, ad esempio utilizzando conci di altezza pari a uno o più interpiani. In ogni caso resta la possibilità di effettuare un calcolo semplificato, scegliendo un solo ulteriore concio al di sopra dell'altezza $z = b$, al prezzo di sovrastimare (anche di parecchio) il carico totale.
In conformità con l'Eurocodice 1, la CNR-DT 207/2008 individua una seconda condizione di carico che, sebbene conduca ad una forza risultante longitudinale inferiore, porti in conto i possibili effetti torcenti derivanti dalla non piena correlazione delle pressioni sulla faccia sopravento. Questa condizione di carico prevede che le pressioni sulla faccia sopravento abbiano un andamento triangolare in pianta, con valore massimo pari a quello calcolato nella condizione di carico principale. Le due condizioni di carico sono illustrate in maniera schematica in Fig. 6.
Un criterio analogo è stato adottato per la definizione dei coefficienti di pressione sulle coperture.
Ad esempio, in Fig. 7 viene mostrato un confronto tra la distribuzione dei coefficienti di pressione per le coperture piane (ossia le coperture con inclinazione non superiore a 5°) proposta dall'Eurocodice 1 e ripresa dalla CNR-DT 207/2008 sotto forma di coefficienti dettagliati, e la distribuzione dei coefficienti di pressione globali. Se ne evince immediatamente la maggiore

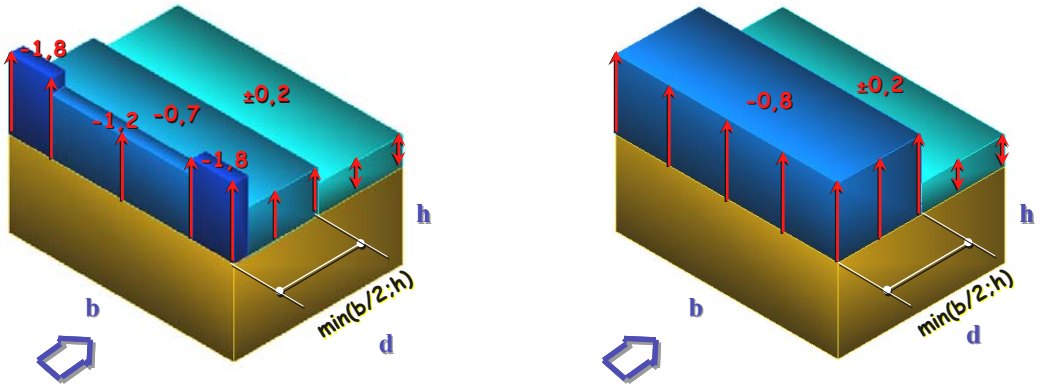


Figura 7. Coefficienti di pressione per le coperture piane: confronto tra Eurocodice 1 e valori globali della CNR-DT 207/2008.

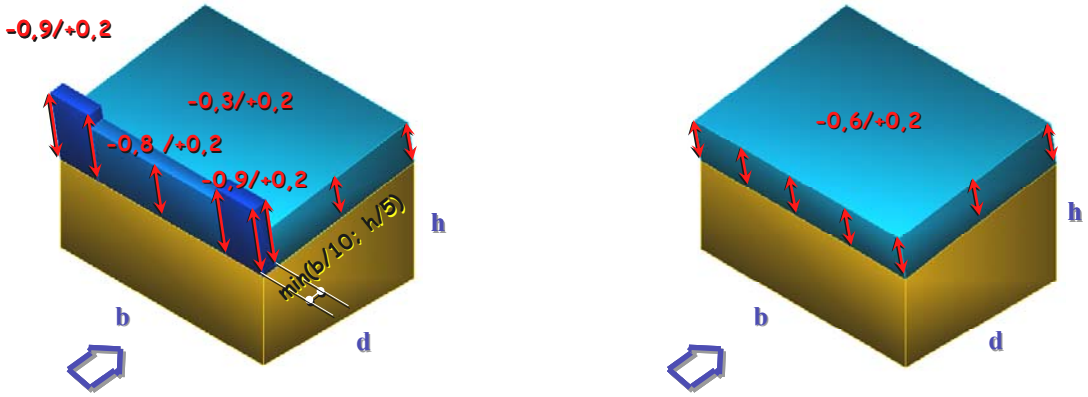


Figura 8. . Coefficienti di pressione per le coperture monofalda con inclinazione di α=15°: confronto tra Eurocodice 1 e valori globali della CNR-DT 207/2008 per vento incidente ortogonalmente al colmo.

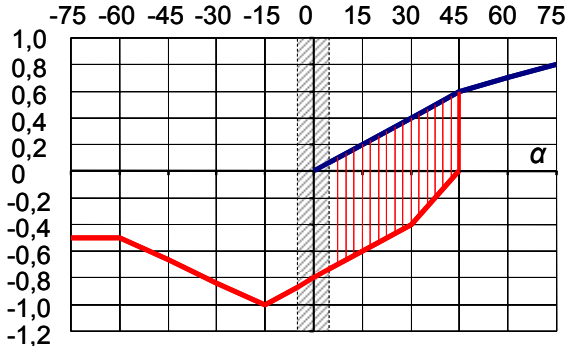


Figura 9. Coefficiente di pressione per le coperture monofalda nel caso di vento incidente ortogonalmente al colmo.

semplicità dello schema di carico.

Nel caso delle coperture inclinate monofalda, per incidenza ortogonale al colmo, il flusso e di conseguenza i valori dei coefficienti di pressione sono fortemente dipendenti dall'angolo di inclinazione α. Risulta, pertanto, necessario esprimere i coefficienti in funzione di tale angolo. In Fig. 8 viene mostrato un esempio di confronto tra la distribuzione dei coefficienti di pressione proposta dall'Eurocodice 1 e ripresa dalla CNR-DT 207/2008 sotto forma di coefficienti dettagliati, e l'andamento costante dei coefficienti di pressione globale. Tale valore viene fornito in funzione

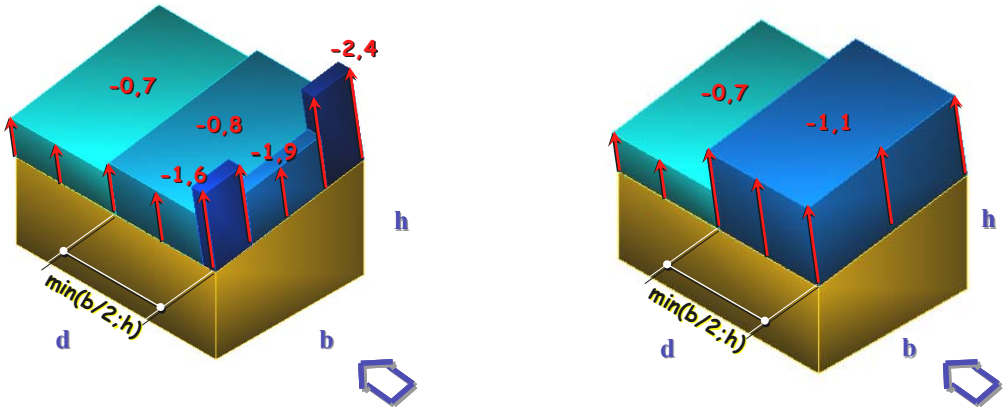


Figura 10. Coefficienti di pressione per le coperture monofalda con inclinazione di α=15°: confronto tra Eurocodice 1 e valori globali della CNR-DT 207/2008 per vento incidente parallelamente al colmo.

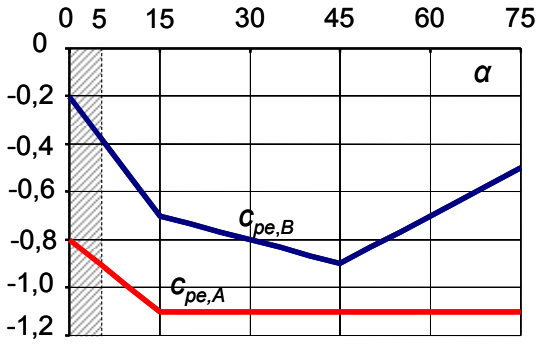


Figura 11. Coefficiente di pressione per le coperture monofalda nel caso di vento incidente parallelamente al

dell'angolo di inclinazione della falda (Fig. 9). Si noti come per valori dell'inclinazione della falda compresi tra 5° e 45° occorra considerare due differenti valori, uno negativo e l'altro positivo. Ciò in quanto per queste geometrie il flusso può risultare attaccato ovvero separato, in relazione agli altri parametri geometrici dell'edificio ed alle caratteristiche del flusso incidente. Attesa la forte incertezza che caratterizza il flusso in queste condizioni, si sente l'esigenza di effettuare un doppio calcolo, considerando un valore negativo ed uno positivo del coefficiente di pressione, che inviluppino tutti i valori che si possono verificare per un dato angolo di inclinazione della copertura. Nel caso di incidenza parallela al colmo occorre individuare due zone in cui suddividere la copertura, così come fatto nel caso delle coperture piane. Tuttavia i valori dei coefficienti di pressione nelle due zone in cui la copertura resta divisa sono funzione dell'inclinazione di questa. In Fig. 10 viene mostrato un confronto tra la distribuzione dei coefficienti di pressione proposta dall'Eurocodice 1 e ripresa dalla CNR-DT 207/2008 sotto forma di coefficienti dettagliati, e la distribuzione dei coefficienti di pressione globali. In Fig. 11 i valori del coefficienti relativi alle due zone in cui è divisa la copertura vengono mostrati in funzione dell'angolo di inclinazione di questa. Criteri analoghi sono stati adottati per le coperture a più falde (due o più di due), per le coperture a padiglione e per le coperture cilindriche.

3. COEFFICIENTI DI PRESSIONE ESTERNA PER GLI EDIFICI A PIANTA IRREGOLARE

L'Eurocodice 1 si limita trattare i coefficienti di pressione esterna relativa agli edifici su pianta rettangolare, trascurando del tutto le altre possibili geometrie. In accordo con la Normativa giapponese e inglese, nelle Istruzioni CNR-DT 207/2008 vengono forniti dei criteri per applicare i coefficienti aerodinamici definiti per gli edifici a pianta rettangolare ad alcune famiglie di edifici che possano essere considerati come l'assemblaggio di blocchi a pianta rettangolare. In particolare vengono considerati i casi degli edifici di altezza costante che abbiano una pianta riducibile

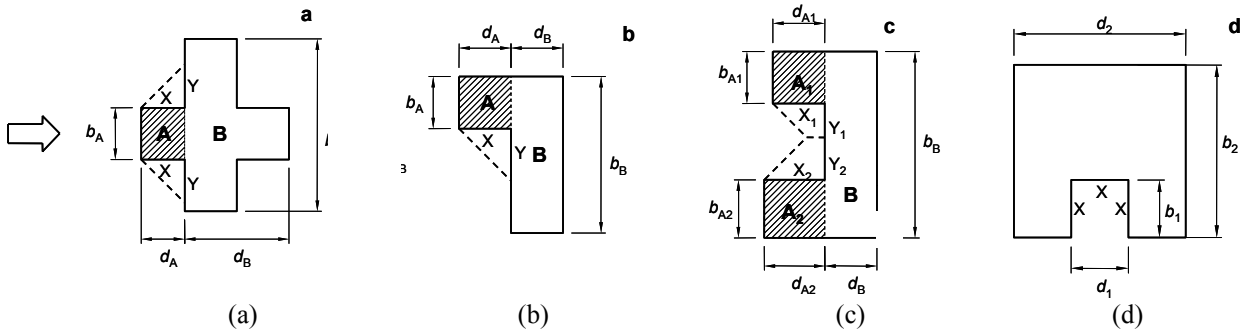


Figura 12. Edifici irregolari in pianta

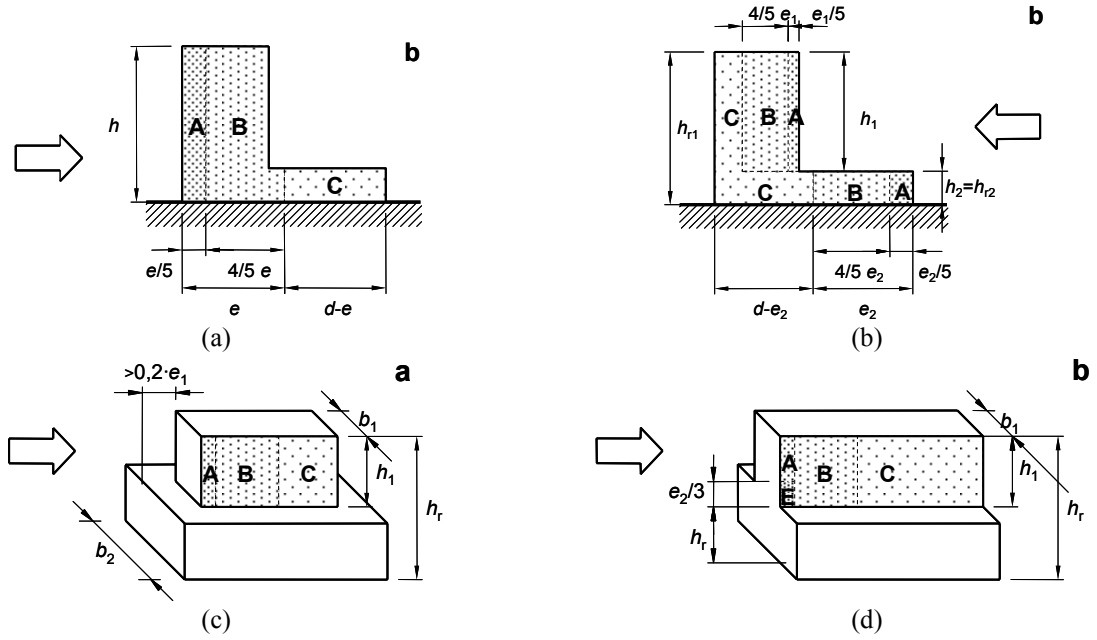


Figura 13. Edifici irregolari in elevazione

all'assemblaggio di rettangoli (edifici irregolari in pianta), ovvero gli edifici a pianta rettangolare che presentino zone con altezze diverse (edifici irregolari in elevazione).

Per quanto concerne gli edifici irregolari in pianta, vengono considerati i casi di corpi rettangolari aggettanti l'uno dall'altro (Figg. 12a, 12b e 12c) e di edificio rettangolare con una rientranza, anch'essa rettangolare (Fig. 12d). Nel primo caso si individua il blocco sopravento come quello principale, sul quale la pressione è la stessa che si avrebbe in assenza dei blocchi secondari. Sui blocchi secondari la pressione può essere tanto quella che si avrebbe in assenza del blocco principale, quanto un valore equalizzato a quello che agisce sulla adiacente parete del blocco principale. Nel secondo caso, la pressione sulle pareti della rientranza si equalizza alla pressione della copertura, nel caso in cui la rientranza sia di piccole dimensioni; in caso contrario si suggerisce di fare riferimento a dati specifici o a misurazioni in galleria del vento.

Per quanto concerne gli edifici irregolari in elevazione, vengono considerati i casi di due corpi rettangolari di differente altezza (Figg. 13a e 13b) e di presenza di corpi arretrati (Figg. 13c e 13d). Nel primo caso se il corpo basso è posto sottovento (Fig. 13a) le pressioni sulla faccia sopravento si calcolano considerando solo il corpo alto, in assenza del corpo basso, mentre le pressioni sulle restanti facce vengono calcolate come se l'edificio fosse regolare, con altezza pari all'altezza del corpo maggiore, e dimensioni in pianta pari alle dimensioni totali dell'edificio. Viceversa, se il corpo basso è posto sopravento (Fig. 13b), le pressioni sulle facce sopravento e sottovento di ciascun blocco vengono calcolate come se l'altro blocco fosse assente, mentre le pressioni sulle facce laterali vengono calcolate per la parte bassa con riferimento alla dimensione longitudinale

totale dell'edificio, mentre per la parte alta con riferimento alla dimensione longitudinale della sola parte alta.
Nel secondo caso se l'arretramento del blocco sovrastante è notevole, allora le pressioni che agiscono su questo vengono calcolate come se fosse regolare, e con base posta all'altezza della copertura del blocco sottostante (Fig. 13c). Viceversa, se l'arretramento del blocco sovrastante è modesto, si identifica un'ulteriore zona (sopravento in corrispondenza al punto di attacco tra i due edifici, zona E in Fig. 13d) in cui le pressioni vengono valutate con riferimento ad un coefficiente di pressione esterna pari a -2.0. In ogni caso la pressione sulla copertura del corpo sottostante si calcola come in assenza del corpo sovrastante, fatta salva una zona attorno al blocco sovrastante, dove le pressioni si equalizzano a quelle dell'adiacente superficie verticale di questo.

4. COEFFICIENTI DI PRESSIONE INTERNA

Le Istruzioni CNR-DT 207/2008 forniscono criteri per la scelta dei coefficienti di pressione interna, da utilizzarsi per gli edifici non stagni, ossia per gli edifici che presentino una quantità totale di aperture superiore allo 0.02% della superficie esterna totale, e vengono considerati tre casi.
Coerentemente con quanto prescritto dall'Eurocodice 1, il primo caso è quello degli edifici che presentino una elevata percentuale di aperture (Fig. 14). In particolare, se almeno due delle superfici verticali presentano aperture per più del 30% della loro area, allora si assume che le pareti verticali siano praticamente trasparenti al vento, e la copertura va trattata come se si fosse in presenza di una tettoia (Fig. 14a). Al contrario, se è la copertura a presentare aperture per più del 30% della propria area, allora si assume che questa non sia in grado di confinare il volume d'aria interno all'edificio, le cui superfici verticali vanno trattate come se fossero dei muri (Fig. 14b).
Il secondo caso, sempre coerentemente con le prescrizioni fornite dall'Eurocodice 1, è quello degli edifici che, non ricadendo nel caso precedente, presentino una superficie notevolmente più porosa delle altre. Questa è definita una superficie dominante, e deve possedere aperture (concentrate e/o distribuite) per un'area totale pari ad almeno il doppio dell'area totale delle aperture sulle rimanenti superfici. In presenza di una superficie dominante, la pressione all'interno dell'edificio tende ad equalizzarsi alla pressione esterna sulla superficie dominante. In particolare, maggiore è l'area di aperture sulla superficie dominante rispetto alle rimanenti aperture, più il coefficiente di pressione interna si avvicina al valore medio del coefficiente di pressione esterna sulla superficie dominante. Per portare in conto questo fenomeno le Istruzioni CNR prescrivono che se l'area totale delle aperture sulla superficie dominante è pari al doppio delle aperture sulle rimanenti superfici, allora il coefficiente di pressione interna è pari al 75% del coefficiente di pressione esterna sulla superficie dominante. Se, viceversa, l'area totale delle aperture sulla superficie dominante è uguale o maggiore del triplo delle aperture sulle rimanenti superfici, allora il coefficiente di pressione interna è pari al 90% del coefficiente di pressione esterna sulla superficie dominante. Quando l'area totale delle aperture sulla superficie dominante è compresa tra il doppio ed il triplo delle aperture sulle rimanenti superfici è possibile interpolare tra il 75% ed il 90% del coefficiente di pressione esterna sulla superficie dominante.
Il terzo caso è quello degli edifici che presentino una porosità distribuita tra le varie superfici in maniera alquanto uniforme, e viene trattato in maniera differente da quanto fatto dall'Eurocodice 1. Per questo caso le Istruzioni CNR suggeriscono che il coefficiente di pressione interna venga calcolato come media pesata dei valori medi dei coefficienti di pressione esterna sulle superfici soggette rispettivamente a sovrapressione (superfici sopravento ed eventualmente parte della

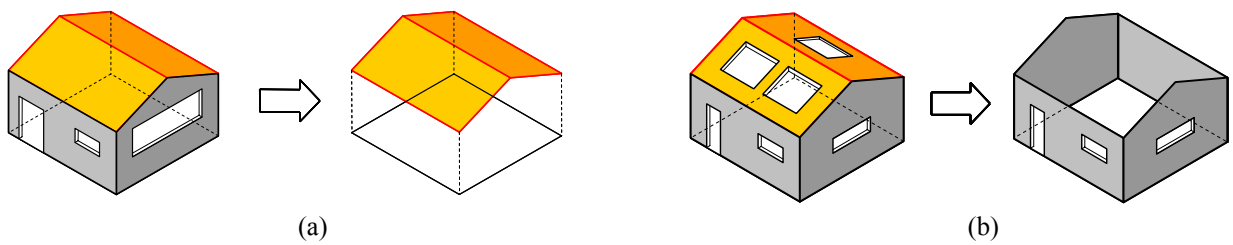


Figura 14. Edifici con aperture superiori al 30%.

copertura, soggette a flusso attaccato) e a depressione (superfici sottovento e laterali e parte della copertura, soggette a flusso separato). In definitiva il coefficiente di pressione interna è dato da:

$$c_{pi} = \frac{A_p^2 \cdot c_{pe,p} + A_n^2 \cdot c_{pe,n}}{A_p^2 + A_n^2} \tag{1}$$

in cui A_p ed A_n sono rispettivamente le aree totali delle aperture presenti sulle facce soggette a sovrapressione e a depressione, e:

$$c_{pe,p} = \frac{\sum_{\text{superfici con } c_{pe}>0} A_{p,j} \cdot c_{pe,p,j}}{\sum_{\text{superfici con } c_{pe}>0} A_{p,j}} = \frac{\sum_{\text{superfici con } c_{pe}>0} A_{p,j} \cdot c_{pe,p,j}}{A_p} \tag{2a}$$

$$c_{pe,n} = \frac{\sum_{\text{superfici con } c_{pe}<0} A_{n,j} \cdot c_{pe,n,j}}{\sum_{\text{superfici con } c_{pe}<0} A_{n,j}} = \frac{\sum_{\text{superfici con } c_{pe}<0} A_{n,j} \cdot c_{pe,n,j}}{A_n} \tag{2b}$$

sono rispettivamente i valori medi dei coefficienti di pressione esterna sulle superfici soggette a sovrapressione e depressione. Nelle eq.ni (2) $A_{p,j}$ e $A_{n,j}$ sono rispettivamente le aree della j-esima apertura, cui compete un coefficiente di pressione esterna positivo $c_{pe,p,j}$ e della j-esima apertura, cui compete un coefficiente di pressione esterna negativo $c_{pe,n,j}$.
L'approccio proposto deriva dall'applicazione delle equazioni di continuità e di efflusso, che nell'ipotesi di incompressibilità dell'aria e di costanza del volume interno all'edificio (derivante dalla rigidezza delle superfici esterne dell'edificio), se linearizzate forniscono appunto l'eq. (1).

5. CONCLUSIONI

Le nuove Istruzioni CNR-DT 207/2008 "*Istruzioni per la valutazione delle azioni e degli effetti del vento sulle costruzioni*" sono state redatte con l'obiettivo di fornire al Progettista di strutture uno strumento completo ed aggiornato per la progettazione nei confronti dell'azione eolica. Nell'intento di perseguire tale obiettivo, nelle Istruzioni è stato recepito lo stato dell'arte dell'Ingegneria del Vento. Contemporaneamente, il Gruppo di Studio che ne ha curata la redazione si è proposto di dare al documento un taglio "istruttivo", ossia tale da fornire al fruitore un minimo di informazioni necessarie ala comprensione dei fenomeni e delle procedure utilizzate.
Nella redazione delle Appendici G ed H, contenenti i coefficienti aerodinamici, si è cercato di conformarsi, laddove possibile, ai dati forniti dall'Eurocodice 1. In alcuni casi, tuttavia, si è scelto di discostarsi da questi, o per ampliare il repertorio di casi trattabili o per aggiornare e/o sintetizzare alcuni dati.
A tale fine è stato condotto uno studio comparativo tra quattro differenti normative, tra cui l'Eurocodice 1, che ha messo in luce un'elevatissima dispersione dei valori dei coefficienti di pressione esterna per gli edifici. Pertanto, nel caso specifico dei coefficienti di pressione esterna per gli edifici su pianta rettangolare e con altezza costante si è scelto di conservare i dati forniti dall'Eurocodice 1, ma di suggerirne l'utilizzo esclusivamente per il calcolo di elementi non strutturali e/o di finitura, e per il calcolo di dettaglio delle strutture principali e secondarie. Viceversa, vengono forniti dei coefficienti, detti "globali", volti ad un calcolo più spedito di queste. In aggiunta, vengono forniti dei criteri per adattare i coefficienti forniti per gli edifici su pianta rettangolare ad edifici che presentino delle semplici irregolarità in pianta ed elevazione. Infine, vengono forniti criteri per la stima del coefficiente di pressione interna, leggermente discosti da quelli proposti dal'Eurocodice 1.
In questo articolo sono stati illustrati i criteri utilizzati nella definizione dei coefficienti di pressione esterna ed interna per gli edifici, al fine di giustificare al potenziale fruitore alcune scelte effettuate.

6. RINGRAZIAMENTI

La ricerca i cui risultati vengono qui presentati è stata in parte svolta all'interno delle attività del Gruppo di Studio del CNR, coordinato dal Prof. Giovanni Solari, con il compito di predisporre un documento relativo alle Istruzioni per la valutazione delle azioni e degli effetti del vento sulle costruzioni (CNR 207/2008). Gli autori ringraziano i componenti il Gruppo di Studio per gli utili commenti offerti.

7. BIBLIOGRAFIA

AIJ (2005), *Recommendations for loads on buildings*, Architectural Institute of Japan.

ASCE/SEI (2005), *Minimum design loads for buildings and other structures*, Standard N. 7-05, American Society of Civil Engineers, Structural Engineering Institute.

Bartoli, G., Costanzo, C., Ricciardelli, F. (2007). Caratterizzazione delle pressioni sulle superfici di edifici esposte a flusso separato, *L'Ingegneria del Vento in Italia*, Atti del 9° Convegno Nazionale di Ingegneria del Vento, IN-VENTO-2006, a cura di P. D'Asdia, V. Sepe, S. Febo, 13-24.

BSI (1997), *Loading for buildings. Part 2: Code of practice for wind loads*, British Standards Institution, BS 6399, Part 2.

CEN (2005), *Eurocode 1: Actions on structures - General actions. Part 1-4: Wind actions*, Comité Européen de Normation, EN 1991-1-4.

CNR (2008), *Istruzioni per la valutazione delle azioni e degli effetti del vento sulle costruzioni*, Consiglio Nazionale delle Ricerche, CNR-DT 207/2008

Il Filtro Integrale Auto-Regressivo Continuo (I-ARC) per l'Analisi di Strutture Esposte al Vento

Mario Di Paola, Antonina Pirrotta, Massimiliano Zingales

Dipartimento di Ingegneria Strutturale e Geotecnica, Università di Palermo, Palermo.

SOMMARIO

In questo studio viene proposto un metodo per la rappresentazione di processi aleatori Gaussiani e stazionari, utile a modellare la turbolenza della velocità del vento, introducendo la versione integrale del modello auto-regressivo discreto già proposto in precedenza. La rappresentazione di un processo aleatorio di assegnata funzione di correlazione viene condotta integrando un'equazione integro-differenziale in cui viene coinvolto un nucleo, che rappresenta la memoria del processo, in presenza di un rumore bianco Gaussiano. La soluzione dell'equazione rappresenta un campione del processo aleatorio della turbolenza della velocità del vento. E' stato mostrato che il modello I-ARC fornisce, nei casi in cui effettivamente il processo è filtrato, statistiche coincidenti con quelle del processo obiettivo mentre fornisce risultati molto accurati qualora il processo non è filtrato come nel caso della velocità del vento. Inoltre una formulazione discreta del filtro I-ARC coincide con il modello ARC precedentemente discusso dagli autori

ABSTRACT

In this paper a novel method to represent Gaussian stationary processes describing wind velocity fluctuations has been introduced. The technique proposed is the extension of the well-known continuous-time ARC model to generate Gaussian processes to with an integral representation. Digital simulation of a Gaussian random process with assigned correlation function is provided by means of a stochastic integro-differential equation with memory kernel enforced by a Gaussian white noises. The solution of the integro-differential equation is a specific sample of the target Gaussian wind process. It has been proved that the proposed I-ARC model yields second-order statistics coinciding with those of the target process. Moreover it has been shown that a particular approximate version of the I-ARC coincides with the previous ARC filter already introduced by the authors.

PAROLE CHIAVE: Digital simulation, Autoregressive-Continuous Filters, Gaussian Processes, Stochastic Differential Calculus.

1. INTRODUZIONE

I metodi di analisi dell'ingegneria del vento che prevedono la determinazione della risposta strutturale in presenza di forze orizzontali prodotte dalla pressione del vento è stata studiata a lungo negli ultimi anni. In particolare, i metodi avanzati di analisi strutturale in presenza di azioni del vento utilizzano algoritmi digitali per la rappresentazione di campi aleatori di pressione del vento.
In questo contesto i metodi più utilizzati per analizzare strutture esposte a campi di vento sono metodi Monte-Carlo o metodi basati sull'analisi nel dominio delle frequenze.
I metodi Monte-Carlo possono essere facilmente codificati in algoritmi digitali e forniscono simulazioni di campioni di campi di pressione del vento che possiedono funzioni di auto-correlazione e densità spettrali di potenza (DSP) in buon accordo con quelle obiettivo.
Tuttavia, le analisi di tipo Monte-Carlo di sistemi dinamici soggetti a forzanti esterne o forzanti parametriche sono affidabili solo a prezzo di condurre decine di migliaia o spesso centinaia di migliaia di analisi, una per ogni nuova generazione della forzante.

Una alternativa allo studio Monte-Carlo delle strutture è fornita dalle analisi nel dominio delle frequenze che spesso, previa una linearizzazione preliminare delle equazioni del moto della struttura, possiedono soluzioni analitiche in forma chiusa.
Tali strategie di soluzione, tuttavia, sono spesso fonte di sovrastime o sottostime significative delle statistiche della risposta strutturale, a causa degli errori di approssimazione prodotti dalla linearizzazione delle equazioni del moto della struttura.
Le tecniche di analisi strutturale di tipo Monte-Carlo sono, quindi, un metodo molto versatile per lo studio delle statistiche della risposta strutturale e, conseguentemente, per produrre analisi di affidabilità realistiche. Tali analisi sono onerose da un punto di vista computazionale e possono richiedere, in alcuni casi, la generazione di moltissimi campioni del campo aleatorio da rappresentare che spesso, nell'ambito dell'ingegneria del vento, viene modellato come stazionario e gaussiano (Maeda & Makino 1992; Smith & Mehta, 1993).
In questa ottica sono stati proposti diversi algoritmi iterativi per la generazione digitale di campi aleatori come, per esempio, i metodi auto-regressivi (AR), o quelli auto-regressivi a media mobile (ARMA). Tali metodologie, sebbene molto utilizzate nella generazione di processi aleatori, sono tuttavia poco efficienti in presenza di alcune peculiarità nelle funzioni di correlazione o nelle densità spettrali di potenza del processo da rappresentare (Mignolet & Spanos 1991).
Inoltre la rappresentazione iterativa dei campi aleatori di velocità del vento produce processi aleatori colorati ai quali non è possibile applicare le regole del calcolo differenziale stocastico di Itô.
Recentemente è stato proposto, un approccio molto diverso che coinvolge gli aspetti positivi della teoria dei filtri nonchè della simulazione recursiva di processi stazionari e Gaussiani (Di Paola & Zingales, 2008). L'algoritmo può essere considerato come la controparte continua dei modelli auto-regressivi e, per questa ragione, è stata definito come filtro auto-regressivo continuo (ARC). Il processo aleatorio, stazionario e gaussiano, ottenuto con il metodo ARC, di ordine intero *m* è descritto dalla soluzione di una equazione differenziale lineare con *m* termini di ritardo e forzata da un rumore bianco. I coefficienti di questa equazione si possono ottenere risolvendo un sistema di equazioni algebrico, del tutto analogo al sistema di Yule-Walker utilizzato nel modello AR, che fornisce i coefficienti da utilizzare nel modello.
In questo articolo quest'ultima considerazione verrà ulteriormente approfondita modellando il processo aleatorio Gaussiano che rappresenta le fluttuazioni della velocità del vento indotte dalla turbolenza come soluzione di una equazione integro-differenziale forzata da una processo bianco Gaussiano. Questo approccio rappresenta l'estensione naturale del modello di filtro ARC ed è stato denominato approccio auto-regressivo continuo e integrale I-ARC.
L'approccio proposto è robusto, nel senso che fornisce le statistiche esatte del processo modellato con I-ARC se questo viene rappresentato dalla soluzione di una o più equazioni di filtro e coincide con il modello ARC come caso particolare. Alcune applicazioni che illustrano la formulazione del modello I-ARC e le rispettive soluzioni sono riportate nel corso dell'articolo.

2. INTRODUZIONE AL MODELLO AUTOREGRESSIVO CONTINUO (ARC)

In questa sezione verrà sinteticamente descritto il modello auto-regressivo continuo (Di Paola, Zingales, 2008) al fine di fornire gli elementi essenziali che verranno utilizzati nella sezione 3 per introdurre il modello integrale auto-regressivo continuo.

Si consideri un processo aleatorio stazionario e Gaussiano $X(t)$ caratterizzato da media nulla ed assegnata funzione di correlazione $R_X(\tau)$, dove τ è la finestra temporale, o in alternativa dalla funzione densità spettrale di potenza (PSD) $S_X(\omega)$ con ω frequenza circolare. La funzione di correlazione e la PSD sono legate dalle note relazioni di Wiener-Kintchine:

$$R_X(\tau) = \frac{1}{2\pi}\int_{-\infty}^{\infty} S_X(\omega)\exp[i\omega\tau]d\omega$$
$$S_X(\omega) = \int_{-\infty}^{\infty} R_X(\tau)\exp[-i\omega\tau]d\tau \qquad (1\text{ a, b})$$

dove $i=\sqrt{-1}$ è l'unità immaginaria.

Il processo $X(t)$ viene modellato nel seguito con un processo $\tilde{X}(t)$ ottenuto dall'integrazione dell'equazione differenziale con ritardo temporale:

$$\frac{d\tilde{X}(t)}{dt} = \sum_{j=0}^{m} c_j \tilde{X}(t-t_j) + d_0 W(t) \qquad (2)$$

dove *m* è un numero intero che rappresenta l'ordine del modello ARC scelto, c_j e d_0 sono numeri reali che devono essere ottenuti imponendo che la funzione di autocorrelazione del processo $\tilde{X}(t)$ rappresenti bene la funzione di autocorrelazione $R_X(\tau)$ del processo obiettivo $X(t)$, mentre $W(t)$ è un processo bianco gaussiano caratterizzato come:

$$E[W(t)] = 0 \;;\; R_W(\tau) = E[W(t_1)W(t_1+\tau)] = q_2\delta(\tau) \qquad (3)$$

essendo $E[\bullet]$ l'operatore media , q_2 l'intensità del rumore bianco e $\delta(\tau)$ la funzione delta di Dirac. L'osservazione diretta dell'eq.(3) mostra una differenza tra il modello ARC e le teorie classiche dei filtri visto che la funzione incognita nell'eq.(2) è contenuta al secondo membro calcolata anche ad istanti precedenti: $\tau_0 = t-t_0,\ \tau_1 = t-t_1,\ ...,\tau_m = t-t_m$. Il confronto tra l'equazione differenziale che rappresenta un processo modellato con l'ARC ed un processo AR (M. Mignolet & Spanos P. D., 1991) mostra che l'eq.(2) può essere interpretata come la versione continua di un filtro AR discreto. I parametri c_j e d_0 che appaiono nell'eq.(3) devono essere determinati costruendo un sistema di equazioni algebrico che coinvolge le funzioni di correlazione $R_X(\tau_j),\ (j=0,1,...,m)$ e le derivate prime delle correlazioni $\dot{R}_X(\tau_j),\ (j=0,1,...,m)$ come verrà indicato nel seguito. A tal fine l'eq.(2) viene riscritta nella forma di Itô come:

$$d\tilde{X}(t) = \sum_{j=0}^{m} c_j \tilde{X}(t-t_j)dt + d_0 dB(t) \qquad (4)$$

dove $dB(t)$ rappresenta l'incremento del processo di Wiener la cui derivata formale coincide con il processo bianco gaussiano $W(t) = dB(t)/dt$. Le statistiche del primo e secondo ordine degli incrementi del processo di Wiener sono date dalle:

$$E[dB(t)] = 0 \;;\; E[dB(t_1)dB(t_2)] = q_2\delta(t_2-t_1)dt_1dt_2 \;;\; E\left[dB(t)^2\right] = q_2 dt \qquad (5)$$

L'eq.(4) può essere riscritta moltiplicando ambo i membri per $\tilde{X}(t-t_k)$ come:

$$d\tilde{X}(t)\tilde{X}(t-t_k) = \sum_{j=0}^{m} c_j \tilde{X}(t-t_k)\tilde{X}(t-t_j)dt + d_0\tilde{X}(t-t_k)dB(t) \qquad (6)$$

L'operatore media $E[\bullet]$ ad ambo i membri dell'eq.(6) consente di scrivere l'eq.(6) nella forma:

$$\frac{E\left[d\tilde{X}(t)\tilde{X}(t-t_k)\right]}{dt} = \sum_{j=0}^{m} c_j E\left[\tilde{X}(t-t_k)\tilde{X}(t-t_j)\right] + d_0 E\left[\tilde{X}(t-t_k)\right] E\left[\frac{dB(t)}{dt}\right] \tag{7}$$

che nell'eq.(7) è stata riscritta utilizzando la proprietà non anticipativa (Itô, 1956) che rimane valida per $t_j > 0 \ \ \forall j$. Il primo membro dell'eq.(7) può essere riscritto come:

$$\frac{E\left[d\tilde{X}(t)\tilde{X}(t-t_k)\right]}{dt} = \frac{E\left[d\tilde{X}(\tau_k+t_k)\tilde{X}(\tau_k)\right]}{d\tau_k} = \frac{dE\left[\tilde{X}(\tau_k+t_k)\tilde{X}(\tau_k)\right]}{d\tau_k} = \dot{R}_{\tilde{X}}(\tau)\Big|_{t_k} \tag{8}$$

dove è stato posto $\tau_k = t - t_k$ che sostituita nell'eq.(8) fornisce una equazione differenziale per le correlazioni del modello ARC nella forma:

$$\dot{R}_{\tilde{X}}(t_k) = \sum_{j=0}^{m} c_j R_{\tilde{X}}(t_k - t_j) \tag{9}$$

L'eq.(9) può essere utilizzata per la valutazione dei coefficienti c_j imponendo che agli istanti t_k con $k = 0,1,...,m$ le correlazioni del modello ARC e le derivate prime coincidano, rispettivamente, con le correlazioni del processo obiettivo $R_{\tilde{X}}(t_k - t_j) = R_X(t_k - t_j)$ e con le derivate prime delle correlazioni del processo obiettivo $\dot{R}_{\tilde{X}}(t_k) = \dot{R}_X(t_k)$ fornendo il sistema di equazioni lineari algebriche:

$$\begin{cases} \dot{R}_X(t_0) = c_0 R_X(0) + c_1 R_X(t_1 - t_0) + c_2 R_X(t_2 - t_0) + ... + c_m R_X(t_m - t_0) \\ \dot{R}_X(t_1) = c_0 R_X(t_0 - t_1) + c_1 R_X(0) + c_2 R_X(t_2 - t_1) + ... + c_m R_X(t_m - t_1) \\ \dot{R}_X(t_2) = c_0 R_X(t_0 - t_2) + c_1 R_X(t_1 - t_2) + c_2 R_X(0) + ... + c_m R_X(t_m - t_2) \\ ... \\ \dot{R}_X(t_m) = c_0 R_X(t_0 - t_m) + c_1 R_X(t_1 - t_m) + c_2 R_X(t_2 - t_m) + ... + c_m R_X(0) \end{cases} \tag{10}$$

nelle incognite rappresentate dai coefficienti $c_0, c_1, c_2, ..., c_m$. Il sistema di equazioni riportate nell'eq.(10) è simile al noto sistema di equazioni di Yule-Walker per la determinazione dei coefficienti di un modello AR discreto. La differenza tra il sistema di Yule-Walker e il sistema di equazioni riportato nell'eq.(10) consiste nel primo membro dell'eq.(10) che contiene le derivate della funzione di autocorrelazione $\dot{R}_X(t_k)$ mente nel modello AR contiene invece i valori della funzione di autocorrelazione $R_X(t_k)$. Il sistema di equazioni riportato nell'eq.(10) mette in relazione i valori delle correlazioni $R_X(t_k)$ calcolate agli istanti $t_0, t_1, ..., t_k, ..., t_m$ con i valori della derivata prima della funzione di correlazione e mediante questa considerazione è possibile raggiungere notevole accuratezza già con pochi coefficienti c_j riportati nell'eq.(4). La determinazione del coefficiente d_0 riportato nell'eq.(4) può essere condotta mediante l'analisi di Fourier. A questo proposito la PSD del processo aleatorio $\tilde{X}(t)$ è fornita dalla ben nota relazione fondamentale della dinamica:

$$S_{\tilde{X}}(\omega) = d_0^2 \left| H_{\tilde{X}}(\omega) \right|^2 S_0 \tag{11}$$

essendo $H_{\tilde{X}}(\omega)$ la funzione di trasferimento del modello ARC data nella forma:

$$H_{\tilde{X}}(\omega) = \frac{1}{i\omega - \sum_{j=0}^{m} c_j \exp\left[i\omega t_j \right]} \tag{12}$$

e $S_0 = q_2 / 2\pi$ rappresenta la PSD uniforme del processo bianco gaussiano. Imponendo che la varianza del processo $\tilde{X}(t)$ coincida con la varianza del processo obiettivo $X(t)$ con la relazione:

$$\sigma_{\tilde{X}}^2 = \int_{-\infty}^{\infty} S_{\tilde{X}}(\omega) d\omega = \int_{-\infty}^{\infty} S_X(\omega) d\omega = \sigma_X^2 \tag{13}$$

e sostituendo nell'eq.(13) l'espressione riportata nell'eq.(11) il coefficiente d_0 viene ottenuto mediante l'espressione:

$$d_0 = \sqrt{\frac{\int_{-\infty}^{\infty} S_X(\omega) d\omega}{\int_{-\infty}^{\infty} \left| H_{\tilde{X}}(\omega) \right|^2 d\omega}} \tag{14}$$

ed il suo valore numerico dipende dall'espressione della PSD assegnata del processo obiettivo $S_X(\omega)$ e dal numero m di coefficienti c_j usati per descrivere il modello ARC.

3. IL MODELLO INTEGRALE AUTO-REGRESSIVO CONTINUO (I-ARC)

Il filtro ARC descritto nell'Eq.(2) fornisce processi aleatori, stazionari e Gaussiani $\tilde{X}(t)$ che possiedono statistiche, di primo e secondo ordine, in buon accordo con le statistiche del processo obiettivo $X(t)$, una volta ottenuti i coefficienti c_j dall'Eq.(10) $(j = 1, 2, ..., m)$.

La soluzione del sistema di equazioni riportato nell'Eq.(10) può essere ottenuta solo se, preliminarmente, vengono scelti gli *m* istanti t_j che contribuiscono maggiormente alla correlazione del processo all'istante *t*, con $t > t_m$. Il numero *m* gli istanti da considerare t_j dipendono dalla funzione di correlazione del processo obiettivo ed, in generale, all'aumentare del numero *m* di istanti si ottengono statistiche sempre migliori del processo simulato $\tilde{X}(t)$ (Di Paola, Zingales; 2008) . Inoltre la particolare forma algebrica del sistema di equazioni riportato nell'Eq.(10), in cui il coefficiente generico c_j viene pesato con il vettore delle varianze incrociate $\sigma_{j0}^{(X)} = R_X(t_j - t_0)$, $\sigma_{j1}^{(X)} = R_X(t_j - t_1), \ldots, \sigma_{jm}^{(X)} = R_X(t_j - t_m)$ del processo obiettivo è formalmente simile al sistema risolvente delle equazioni integrali Tali considerazioni portano a concludere che la particolare forma sistema algebrico riportato nell'Eq.(10) sia rappresentativa della soluzione approssimata di una equazione integrale opportunamente definita.

Questa interpretazione porta alla rappresentazione del processo $\tilde{X}(t)$ modellato mediante una evoluzione del filtro ARC, in cui vengono considerati infiniti istanti e che, corrisponde a questo ultimo come caso particolare. Infatti, includendo infiniti istanti t_j nella sommatoria riportata nell'Eq.(2) è possibile sostituire all'equazione differenziale con termini di ritardo riportata nell'Eq.(2) una equazione integro-differenziale forzata da un processo bianco Gaussiano del tipo:

$$\frac{d\tilde{X}(t)}{dt} = \int_0^\infty g(\xi)\,\tilde{X}(t-\xi)d\xi + d_0 W(t) \tag{15}$$

che rappresenta l'equazione di governo del filtro I-ARC. La funzione $g(\xi)$ descrive la modulazione della memoria del processo $\tilde{X}(t)$ e deve essere selezionata opportunamente.

Il processo aleatorio descritto dall'Eq.(15) è un processo Gaussiano, colorato, ed è Markoviano di ordine infinito a cui possono essere applicate le regole del calcolo differenziale stocastico di Itô perché soddisfa la proprietà non anticipativa. Infatti l'Eq.(15) può essere riscritta nella forma di Itô come:

$$d\tilde{X}(t) = \left(\int_0^\infty g(\xi)\,\tilde{X}(t-\xi)d\xi \right) dt + d_0 dB(t) \tag{16}$$

che diventa, moltiplicando ambo i membri dell'Eq.(16) per $\tilde{X}(t-\tau)$ $(\tau > 0)$ ed applicando l'operatore media:

$$E\left[d\tilde{X}(t)\,\tilde{X}(t-\tau) \right] = \left(\int_0^\infty g(\xi)\,E\left[\tilde{X}(t-\xi)\,\tilde{X}(t-\tau) \right] d\xi \right) dt + d_0 E\left[\tilde{X}(t-\tau)\,dB(t) \right] \tag{17}$$

L'eq.(17) può essere ulteriormente semplificata, in analogia a quanto visto nella Sez.(2) fornendo le correlazioni del processo $\tilde{X}(t)$ come soluzione dell'equazione integro-differenziale:

$$\dot{R}_{\tilde{X}}(\tau) = \int_0^\infty g(\xi)\,R_{\tilde{X}}(\tau-\xi)d\xi \tag{18}$$

L'Eq.(18) può essere utilizzata per selezionare la funzione $g(\xi)$ sotto l'ipotesi che le correlazioni del secondo ordine del filtro I-ARC coincidano con le correlazioni del processo obiettivo, assumendo quindi $\dot{R}_{\tilde{X}}(\tau) = \dot{R}_X(\tau)$ e $R_{\tilde{X}}(\tau) = R_X(\tau)$. In questo caso l'Eq.(18) diventa una equazione integrale di Freedholm a ciclo chiuso nella funzione incognita $g(\xi)$.

La funzione $g(\xi)$ può quindi essere ottenuta risolvendo l'Eq.(18), ad esempio ricorrendo alla trasformata ed anti- trasformata di Laplace, rispettivamente $\wp[\bullet]$ e $\wp[\bullet]^{-1}$ definite come:

$$\wp\left[R_X(\tau) \right] = \hat{R}_X(p) = \int_0^\infty R_X(\tau)\, e^{-p\,\tau} d\tau \;\; ; \;\; \wp^{-1}\left[\hat{R}_X(p) \right] = R_X(\tau) = \int_{-i\infty}^{i\infty} \hat{R}_X(p)\, e^{p\,\tau} dp \tag{19 a, b}$$

La trasformata di Laplace del prodotto di convoluzione (faltung) gode della proprietà distributiva $\wp\left[g(\tau) * R_X(\tau)\right] = \wp\left[g(\tau)\right]\wp\left[R_X(\tau)\right]$ che può essere usata, applicando l'operatore di Laplace ad ambo i membri dell'Eq.(18), ottenendo la relazione algebrica:

$$\sigma_X^2 - p\,\hat{R}_X(p) = \hat{g}(p)\hat{R}_X(p) \tag{20}$$

La trasformata di Laplace della funzione di modulazione della memoria, $g(\xi)$, può quindi essere ottenuta, mediante l'Eq.(20), nella forma:

$$\hat{g}(p) = p + \frac{1}{\hat{\rho}_V(p)} \tag{21}$$

dove è stata introdotta la trasformata di Laplace del coefficiente di correlazione $\hat{\rho}_V(p)$, come:

$$\hat{\rho}_X(p) = \frac{1}{\sigma_X^2}\int_0^{\infty} \hat{R}_X(\tau)\, e^{-p\,\tau} d\tau \tag{22}$$

La trasformata inversa dell'Eq.(22) fornisce la funzione di modulazione come:

$$g(\xi) = -\delta'(\xi) + \int_{-i\infty}^{i\infty} \frac{e^{p\,\xi}}{\hat{\rho}_X(p)} dp \tag{23}$$

dove $\delta'(\xi) = d\delta(\xi)/d\xi$ rappresenta la derivata prima della funzione delta di Dirac $\delta(\xi)$.

La funzione $g(\xi)$ fornita dalla relazione nell'Eq.(23) mostra che qualsiasi processo Gaussiano, stazionario e Markoviano può essere ottenuto dalla rappresentazione I-ARC con statistiche del secondo ordine coincidenti con le correlazioni obiettivo.

La forma chiusa della funzione $g(\xi)$ può, però, essere calcolata solo quando la trasformata inversa di Laplace nell'eq.(23) è nota in forma chiusa. Ad esempio, qualora il processo da rappresentare sia la soluzione di una equazione di filtro del primo o del secondo ordine, rispettivamente rappresentate dalle equazioni differenziali:

$$\begin{aligned} &\dot{X}(t) = -\alpha X(t) + W(t)\ ;\ \alpha > 0 \\ &\ddot{X}(t) + 2\varsigma\omega_0 \dot{X}(t) + \omega_0^2 X(t) = W(t)\ ;\ \varsigma > 0\ ,\ \omega_0 > 0 \end{aligned} \tag{24 a, b}$$

a cui corrispondono le funzioni di correlazione, rispettivamente dell'Eq.(24 a) e dell'Eq.(24 b):

$$R_X(\tau) = \sigma_X^2 e^{-\alpha|\tau|} \quad ; \quad R_X(\tau) = e^{-\varsigma\omega_0|\tau|}\left[\cos(\omega_d\tau) + \frac{\varsigma\omega_0}{\omega_d}\sin(\omega_d|\tau|)\right] \tag{25 a, b}$$

La funzione di modulazione della memoria, ottenuta per trasformata inversa dall'Eq.(23) assume, per le funzioni di correlazione nell'Eq.(25 a,b) rispettivamente, la forma:

$$\begin{aligned} &g(\xi) = e^{\alpha\,\xi} - \delta'(\xi) \\ &g(\xi) = e^{-2\,\xi\,\varsigma\,\omega_0}\left(\varsigma^2\omega_0^2 - \omega_d^2\right) \end{aligned} \tag{26 a, b}$$

Selezionando le funzioni di modulazione della memoria del processo come nelle eq.(26 a, b) il processo aleatorio Gaussiano e stazionario ottenuto dal filtro I-ARC possiede funzioni di correlazione esattamente coincidenti con quelle riportate nelle Eq.(25 a,b).

La funzione di modulazione $g(\xi)$ ottenuta dall'Eq.(23) rappresenta, tuttavia, solo una soluzione formale al problema relativo alla determinazione della funzione di modulazione perché, nella maggior parte dei casi di interesse ingegneristico la trasformata inversa di Laplace non si può ottenere in forma chiusa. In questo caso, la soluzione dell'equazione integrale riportata nell'Eq.(18) deve essere ottenuta ricorrendo ad una soluzione approssimata. Tale soluzione può essere cercata in forma globale, ricorrendo ad una approssimazione della funzione di modulazione mediante funzioni interpolanti, ad esempio mediante polinomi di Laguerre o ricorrendo ad una soluzione approssimata mediante un metodo di collocazione. Quest'ultimo metodo sarà utilizzato nel seguito per mostrare che il filtro ARC rappresenta un caso particolare del filtro I-ARC.

La soluzione dell'Eq.(18) verrà quindi ottenuta approssimando la funzione di modulazione della memoria , mediante una sequenza di $\delta(\bullet)$ nella forma:

$$g(\xi) \cong \sum_{j=1}^{m} \delta(\xi - \xi_j) g_j \quad ; \quad \xi_j = (j-1)\Delta\xi \tag{27}$$

dove $\Delta\xi$ rappresenta il passo di discretizzazione usato nella griglia, g_j sono i valori, incogniti della funzione $g(\xi)$ in corrispondenza degli istanti m ξ_j.

Introducendo l'approssimazione riportata nell'Eq.(27) nell'Eq.(18) , la funzione di correlazione del filtro I-ARC viene rappresentata nella forma:

$$\dot{R}_{\tilde{X}}(\tau) = \sum_{j=1}^{m} g_j R_{\tilde{X}}(\tau - \xi_j) \tag{28}$$

dove gli m coefficienti g_j dell'approssimazione nell'Eq.(27) devono essere ancora determinati. Sotto la condizione che in corrispondenza degli istanti $\tau = \tau_j = \xi_j \ (j = 0,1,2,...,m)$ la funzione di correlazione del modello I-ARC e la sua derivata prima, coincidano con quelle obiettivo è possibile determinare i coefficienti g_j come soluzione del sistema di equazioni:

$$\begin{cases} \dot{R}_X(\xi_1) = g_1 R_X(0) + g_2 R_X(\xi_2 - \xi_1) + g_3 R_X(\xi_3 - \xi_1) + ... + g_m R_X(\xi_m - \xi_1) \\ \dot{R}_X(\xi_2) = g_1 R_X(\xi_2 - \xi_1) + g_2 R_X(0) + g_3 R_X(\xi_3 - \xi_2) + ... + g_m R_X(\xi_m - \xi_2) \\ \dot{R}_X(\xi_3) = g_1 R_X(\xi_1 - \xi_3) + g_2 R_X(\xi_1 - \xi_2) + g_3 R_X(0) + ... + g_m R_X(\xi_m - \xi_3) \\ ... \\ \dot{R}_X(\xi_m) = g_1 R_X(\xi_m - \xi_1) + g_2 R_X(\xi_m - \xi_2) + g_3 R_X(\xi_m - \xi_3) + ... + g_m R_X(0) \end{cases} \tag{29}$$

L'osservazione del sistema di equazioni riportato nell'Eq.(29) confrontata con quella del sistema riportato nell'Eq.(10) mostra che selezionando gli istanti $\xi_j = t_j$ i due sistemi di equazioni coincidono. Inoltre sostituendo l'approssimazione della funzione di modulazione riportata nell'Eq.(27) nell'Eq.(15), si ottiene esattamente l'equazione del filtro ARC che quindi è un caso particolare del filtro I-ARC presentato in questa sezione.

4. APPLICAZIONI NUMERICHE

In questa sezione il modello I-ARC utilizzato per descrivere il processo Gaussiano della velocità del vento verrà applicato ad un processo $X(t)$ che rappresenta la turbolenza, ovvero la fluttuazione rispetto al valor medio della velocità del vento, descritta mediante la PSD (Kaimal J.C. *et al.*, 1972):

$$S_X(\omega) = \frac{200}{4\pi}\frac{v^* z_0}{\overline{v}}\left(\frac{1}{1+50|\omega| z_0/(2\pi\overline{v})}\right)^{5/3} \tag{30}$$

essendo z_0 l'altezza a cui è stata misurata la velocità media del vento, $\overline{v}$ il valore della velocità media, v^* un coefficiente di riduzione della velocità $X(t)$ che dipende dall'altezza a cui è posto l'oscillatore elementare e dalla velocità media secondo la relazione: $v^* = 0.4\overline{v}/\ln(z_0/k)$ essendo k un coefficiente che tiene in conto la rugosità del sito in cui viene caratterizzata la turbolenza della velocità media del vento. La funzione di autocorrelazione del processo $X(t)$, $R_X(\tau)$ ottenuta per trasformata di Fourier della funzione PSD nell'eq.(28) e la funzione PSD $S_X(\omega)$ sono state riportate a tratto continuo nelle fig.(1a) e fig.(1b) rispettivamente. La rappresentazione digitale del processo velocità del vento con il modello I-ARC è stata condotta considerando diversi ordini di approssimazione del modello I-ARC. Gli istanti scelti per caratterizzare il processo I-ARC ed i valori dei coefficienti corrispondenti sono stati riportati nella tab.1 per ordini del modello $m = 10,\ m = 40$. Nelle fig.(1a, b) sono state riportate le approssimazioni ottenute con il modello I-ARC del processo velocità del vento obiettivo con linea discontinua. In questi grafici può essere osservato che all'aumentare dell'ordine di approssimazione del filtro I-ARC, migliora la rappresentazione della PSD e della funzione di correlazione. Tuttavia, a causa della presenza di una discontinuità nella derivata prima all'origine della funzione PSD nell'eq.(28) e della funzione di correlazione $R_X(\tau)$ per ottenere una buona rappresentazione della funzione di autocorrelazione e DSP occorre aumentare l'ordine *m* .

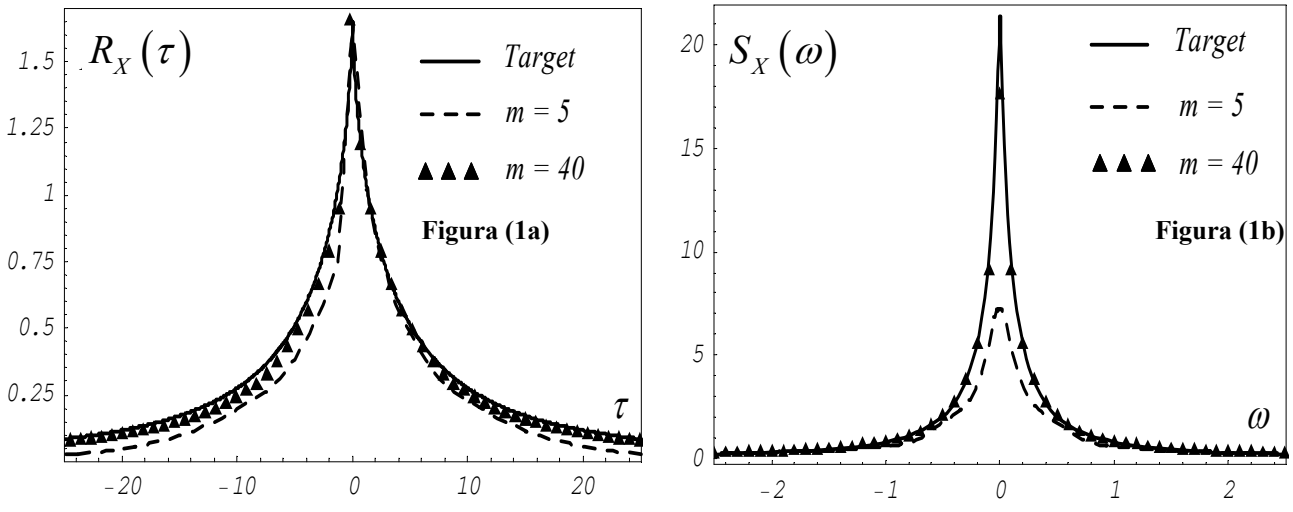


Figura 1: 1a)Funzione di autocorrelazione obiettivo (linea continua) confrontata con la funzione di correlazione del modello ARC con *m*=10 (linea tratteggiata) e *m*=40 (triangoli); 1b) Funzione PSD obiettivo (linea continua) confrontata con la PSD del modello ARC con *m*=10 (linea tratteggiata) e *m*=40 (triangoli).

5. CONCLUSIONI

In questo studio è stato proposto un metodo per la rappresentazione di processi aleatori stazionari e Gaussiani denominato modello I-ARC che rappresenta una evoluzione del filtro autoregrassivo

continuo ARC, già proposto dagli autori in studi precedenti. La descrizione del processo velocità del vento viene ottenuta integrando una equazione integro-differenziale lineare con termini di retroazione in presenza di un rumore bianco Gaussiano. Lo studio ha mostrato che il modello I-ARC può essere utilizzato efficacemente anche per descrivere campi aleatori rappresentativi della turbolenza della velocità del vento, caratterizzata da una funzione densità spettrale di potenza con discontinuità nella derivata prima.

E' stato mostrato che il modello I-ARC proposto fornice, in alcuni casi particolari, statistiche del secondo ordine coincidenti con le statistiche del processo obiettivo. Tuttavia, nei casi di pratico interesse ingegneristico si è stato mostrato che è necessario utilizzare una forma approssimata del filtro I-ARC che coincide con il filtro ARC precedentemente discusso dagli autori.

Le applicazioni numeriche riportate hanno mostrato l'importanza dell'ordine di approssimazione del modello I-ARC utilizzato e degli istanti a cui vengono calcolati i termini di retroazione sull'errore introdotto con la rappresentazione I-ARC della turbolenza della velocità del vento.

m = 10		m = 40		m = 40		m = 40		m =40	
t_j	c_j	t_j	c_j	t_j	c_j	t_j	c_j	t_j	c_j
10^{-6}	−701.14	10^{-17}	$-1.27\ 10^{15}$	10^{-4}	$1.31\ 10^{6}$	3.0	53.2	38	0.88
10^{-2}	699.04	10^{-15}	$1.12\ 10^{15}$	10^{-3}	$2.0\ 10^{5}$	5.0	57.99	39	2.24
0.5	17.646	10^{-14}	$1.28\ 10^{14}$	10^{-2}	$2.87\ 10^{4}$	10.	35.01	40.	0.71
1.0	3.603	10^{-13}	$2.02\ 10^{13}$	5.10^{-2}	$5.12\ 10^{3}$	15.	17.5	41.	4.34
1.5	1.435	10^{-11}	$8.34\ 10^{11}$	10^{-1}	$2.24\ 10^{3}$	20.	11.2	42.	−0.45
2.0	0.806	5.10^{-9}	$6.94\ 10^{9}$	5.10^{-1}	$6.98\ 10^{2}$	25.	7.70	43.	−3.31
2.5	0.566	10^{-8}	$1.82\ 10^{9}$	1.0	$2.23\ 10^{2}$	30.	4.00	44.	4.14
3.0	0.657	10^{-7}	$3.65\ 10^{8}$	1.5	$1.05\ 10^{2}$	32.	1.95	45.	3.49
5.0	0.715	10^{-6}	$5.56\ 10^{7}$	2.0	62.9	34.	3.05	45.5	−5.17
10.	0.485	10^{-5}	$8.52\ 10^{6}$	2.5	45.7	36.	1.28	46.	5.06

Tabella 1: Istanti scelti e coefficienti del modello ARC di ordine $m = 10$ ed $m = 40$

6. BIBLIOGRAFIA

Di Paola M., Zingales M. (2008). Stochastic Differential Calculus for Wind-Exposed Structures via Autoregressive Continuous Filters (ARC), Journal of wind Engineering & Industrial Aerodynamics, 96, pp.2403-2417.

Di Paola M., Pirrotta A. (2004). Direct Derivation of Corrective Terms in SDE Through Nonlinear Transformation on Fokker–Planck Equation, *Non-Linear Dynamics,* Vol. 36(2), pp.349-360.

Kaimal J.C., Wingard J.C., Izumi Y., Cote O.R. (1972). Spectral characteristic of surface layer turbolence, *Journal of Royal Methereological Society,* Vol. 98, pp. 563-589.

Maeda J. Makino M., (1992), Characteristics of gusty winds simulated by A.R.M.A. model, J. of Wind Eng. & Ind. Aer., Vol.41 (1-3), pp.427-436.

Mignolet P. M. , Spanos P. D. (1991). Autoregressive spectral modeling: Difficulties and remedies, *International journal of non-linear mechanics*, Vol.26 (6), pp. 911-930.

Samaras E., Shinozuka M. (1985). ARMA representation of random process, *Journal of Engineering Mechanics*, Vol. 111 (3), pp. 449-461.

Smith D.A., Mehta K.C., (1993), Investigations of stationary and nonstationary wind data using the classical Box-Jenkins models, J. of Wind Eng. & Ind. Aer., Vol. 49 (1-3),pp. 319-328.

Instabilità aeroelastica di impalcati da ponte: un caso di studio

Filippo Ubertini [a], Franco Bontempi [b]

[a] Dipartimento di Ingegneria Civile e Ambientale, Università degli Studi di Perugia, Perugia
[b] Dipartimento di Ingegneria Strutturale e Geotecnica, Università di Roma "La Sapienza", Roma

SOMMARIO

In questo lavoro viene presentato un caso di studio relativo alla determinazione della velocità critica di flutter di un ponte sospeso, utilizzando un opportuno modello delle forzanti aeroelastiche e un modello tridimensionale ad elementi finiti della struttura. Il modello considerato è rappresentativo dello Tsing Ma Bridge di Hong Kong, Cina. Per generalità, vengono assunte nelle analisi le derivate aeroelastiche della lamina piana. Pertanto, è implicito che i risultati ottenuti non corrispondono in alcun modo all'effettiva capacità e sicurezza del ponte reale.
Preliminarmente all'analisi di stabilità aeroelastica tridimensionale, viene considerato un modello sezionale di impalcato da ponte realistico, assunto come benchmark per confrontare i risultati ottenuti analiticamente, nel dominio delle frequenze, utilizzando il metodo classico basato sulle derivate aeroelastiche e quelli ottenuti, nel dominio del tempo, mediante funzioni indiciali approssimate con gruppi esponenziali. A tale scopo si propone un metodo alternativo per l'identificazione delle funzioni indiciali dalle derivate aeroelastiche, basato sull'utilizzo di algoritmi genetici. I risultati mostrano la buona attendibilità del metodo nel dominio del tempo rispetto alla soluzione "esatta" ottenuta nel dominio delle frequenze. Tuttavia, si evidenzia come l'incremento a priori del numero di gruppi esponenziali nella rappresentazione delle funzioni indiciali non si traduca direttamente in una migliore stima della velocità critica.

ABSTRACT

A case study for the evaluation of the critic flutter velocity of a suspension bridge is presented, utilizing a suitable model of the self-excited loads and a tridimensional finite element model of the structure. For the sake of generality, the aeroelastic derivatives of the thin airfoil are assumed in the analysis. Therefore, the obtain results do not correspond to the safety and capacity of the real structure.
Before presenting the full-bridge aeroelastic stability analysis, a preliminary bidimensional deck model is assumed as a realistic benchmark for comparing the classic frequency domain formulation based on aeroelastic derivatives and the time-domain formulation based on indicial functions. An efficient optimization method to identify indicial functions from flutter derivatives via evolutionary algorithms is presented. The results obtained by means of the two aforementioned approaches are compared, thus highlighting advantages and disadvantages of the time domain method using indicial functions. Particularly, the results confirm the capability of the time domain method to furnish reliable estimates of the critic flutter condition if compared to the "exact" solution obtained in the frequency domain. However, it is evidenced how increasing the number of exponential groups does not directly reflect on a more accurate estimate of the critic velocity.

PAROLE CHIAVE: flutter, derivate aeroelastiche, funzioni aerodinamiche indiciali, modellazione ad elementi finiti, algoritmi genetici.

1. INTRODUZIONE

La condizione critica di flutter di un ponte di grande luce può essere prevista analiticamente o numericamente utilizzando modelli sezionali bidimensionali (Bontempi & Malerba, 1994;

Bontempi *et al.*, 2000; Bartoli & Mannini, 2008) o modelli tridimensionali. In questo contesto la rappresentazione delle forzanti aeroelastiche nel dominio del tempo (Salvatori & Borri, 2007) assume un'importanza strategica in quanto è adatta ad essere introdotta in modelli classici ad elementi finiti che tengono conto delle non linearità geometriche della struttura e degli effetti della turbolenza atmosferica (Salvatori & Spinelli, 2006; Cluni *et al.*, 2007; Petrini *et al.*, 2007; Ubertini, 2008). Il metodo più promettente per rappresentare le forzanti aeroelastiche nel dominio del tempo è, probabilmente, quello basato sulle funzioni aerodinamiche indiciali originariamente proposte da Jones, 1940 e da Bisplinghoff *et al.*, 1955, in campo aeronautico. Tale approccio è stato esteso al caso degli impalcati da ponte da Scanlan *et al.*, 1974 e, recentemente, ha ricevuto l'attenzione della comunità scientifica (Caracoglia & Jones, 2003; Costa & Borri, 2006).
In questo lavoro viene presentato un caso di studio rappresentativo dello Tsing Ma Bridge di Hong Kong, Cina. L'analisi di stabilità aeroelastica viene svolta utilizzando un modello tridimensionale ad elementi finiti della struttura e approssimando le funzioni indiciali mediante filtri esponenziali. Preliminarmente a tale analisi viene considerato un modello sezionale di impalcato da ponte realistico, che consente di tarare la scelta del numero di gruppi esponenziali da adottare nell'approssimazione delle funzioni indiciali. A tale scopo vengono confrontati i risultati ottenuti analiticamente, nel dominio delle frequenze, utilizzando il metodo classico basato sulle derivate aeroelastiche (Simiu & Scanlan, 1996; Robertson *et al.*, 2003) e quelli ottenuti, nel dominio del tempo, mediante funzioni indiciali. Si propone inoltre un metodo alternativo per l'identificazione delle funzioni indiciali dalle derivate aeroelastiche, basato sull'utilizzo di algoritmi genetici. I risultati mostrano la buona attendibilità del metodo nel dominio del tempo evidenziando comunque l'incertezza residua introdotta dall'identificazione delle funzioni indiciali mediante "curve fitting" delle derivate aeroelastiche.

2. MODELLI SEZIONALI AEROELASTICI

Si consideri il modello sezionale di un impalcato da ponte rappresentato in Fig. 1, soggetto ad un vento stazionario avente velocità media U che produce le forzanti autoeccitate di lift L e di momento M. In questa sede le fluttuazioni turbolente della velocità del vento vengono trascurate e pertanto le forzanti di buffeting sono assunte nulle. Anche le componenti stazionarie delle forzanti aerodinamiche vengono trascurate e, inoltre, si prescinde dal contributo del drag. Seguendo tale approccio, L e M possono essere espresse come funzioni lineari dello spostamento verticale h, della rotazione α e delle corrispondenti derivate prime nel tempo (di seguito indicate con il punto):

$$\begin{aligned} L &= \frac{1}{2}\rho U^2 B\left(KH_1^*\frac{\dot{h}}{U} + KH_2^*\frac{B\dot{\alpha}}{U} + K^2H_3^*\alpha + K^2H_4^*\frac{h}{B}\right) \\ M &= \frac{1}{2}\rho U^2 B^2\left(KA_1^*\frac{\dot{h}}{U} + KA_2^*\frac{B\dot{\alpha}}{U} + K^2A_3^*\alpha + K^2A_4^*\frac{h}{B}\right) \end{aligned} \tag{1}$$

in cui ρ rappresenta la densità dell'aria. L'Eq. (1) è la classica espressione proposta da Scanlan *et al.*, 1974, facente uso delle derivate aeroelastiche Hi^* e Ai^* (i=1,…,4), funzioni della frequenza ridotta K. Come è noto le derivate aeroelastiche vengono determinate su base sperimentale mediante opportune prove di oscillazione forzata in galleria del vento (Diana *et al.*, 2004).
Per derivare il classico problema ad autovalori e determinare la soluzione critica di flutter, si scrivono dapprima le equazioni del moto dell'impalcato nel modo seguente:

$$\begin{aligned} m\left(\ddot{h} + 2\xi_h\omega_h\dot{h} + \omega_h^2 h\right) &= L \\ I\left(\ddot{\alpha} + 2\xi_\alpha\omega_\alpha\dot{\alpha} + \omega_\alpha^2\alpha\right) &= M \end{aligned} \tag{2}$$

dove m e I rappresentano la massa e l'inerzia rotazionale dell'impalcato, ξ_h, ξ_α sono i coefficienti di smorzamento e ω_h, ω_α sono le frequenze circolari di vibrazione dei gradi di libertà h e α, rispettivamente. Sostituendo la (1) in (2) si ottengono le classiche equazioni di flutter (Simiu & Scanlan, 1996). Si cerca quindi una soluzione armonica al problema espressa nel modo seguente:

$$h(t) = h_0 e^{i\omega t} = h_0 e^{iKs}$$
$$\alpha(t) = \alpha_0 e^{i\omega t} = \alpha_0 e^{iKs} \tag{3}$$

in cui ω rappresenta la frequenza circolare complessa del moto che, per definizione di frequenza ridotta K, è uguale a UK/B mentre $s=Ut/B$ è una conveniente scala temporale adimensionale. Sostituendo le (3) nelle equazioni di flutter e imponendo che il sistema ammetta una soluzione diversa dalla soluzione banale si ottiene il seguente problema ad autovalori:

$$\begin{bmatrix} A(K) & B(K) \\ C(K) & D(K) \end{bmatrix} \begin{bmatrix} h_0/B \\ \alpha_0 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 0 \\ 0 \end{bmatrix} \tag{4}$$

La determinazione dell'autovalore critico K_{crit} mediante la (4) richiede una procedura iterativa in quanto i coefficienti A, B, C e D sono funzioni della stessa frequenza ridotta K e dunque della soluzione K_{crit}. Le espressioni di A, B, C e D sono riportate per esteso in (Simiu & Scanlan, 1996) e in (Robertson *et al.*, 2003).

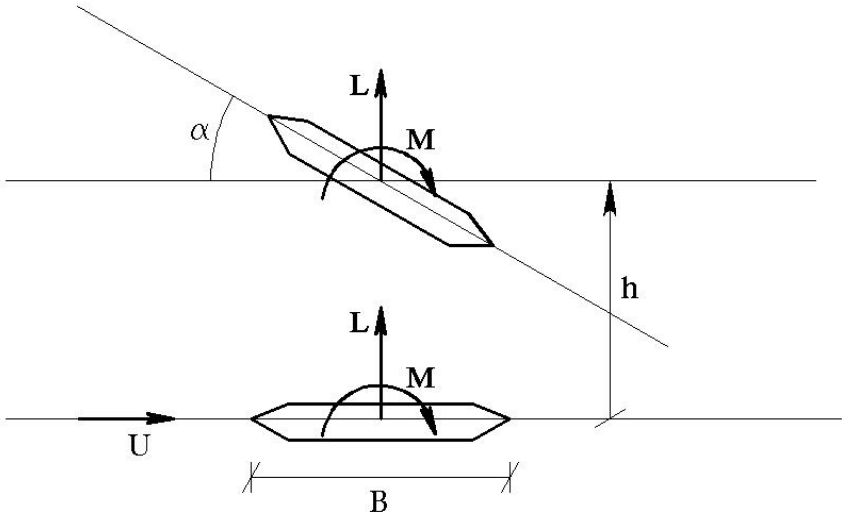


Figura 1. Modello sezionale aeroelastico di un impalcato da ponte

L'Eq. (1) è molto diffusa ma ha lo svantaggio di essere applicabile nel dominio delle frequenze e vale, in principio, solo per moti armonici. Gli approcci nel dominio del tempo, al contrario, appaiono più convenienti in quanto consentono di tenere conto di transitori, non-linearità geometriche, presenza delle componenti turbolente, ecc. Tra questi, uno dei metodi attualmente più diffusi nella letteratura tecnica è rappresentato dall'utilizzo delle funzioni aerodinamiche indiciali Φ_{Lh}, $\Phi_{L\alpha}$, Φ_{Mh} e $\Phi_{M\alpha}$. Secondo tale approccio le forzanti aeroelastiche possono essere espresse nel modo seguente:

$$L = \frac{1}{2}\rho U^2 B C_L' \left(\Phi_{Lh}(0)\frac{\dot{h}}{U} + \Phi_{L\alpha}(0)\alpha + \int_0^t \dot{\Phi}_{Lh}(t-\tau)\frac{\dot{h}(\tau)}{U}d\tau + \int_0^t \dot{\Phi}_{L\alpha}(t-\tau)\alpha(\tau)d\tau \right)$$
$$M = \frac{1}{2}\rho U^2 B^2 C_M' \left(\Phi_{Mh}(0)\frac{\dot{h}}{U} + \Phi_{M\alpha}(0)\alpha + \int_0^t \dot{\Phi}_{Mh}(t-\tau)\frac{\dot{h}(\tau)}{U}d\tau + \int_0^t \dot{\Phi}_{M\alpha}(t-\tau)\alpha(\tau)d\tau \right) \tag{5}$$

In questo lavoro, come consuetudine nella letteratura tecnica di riferimento, le funzioni indiciali vengono approssimate mediante la seguente espressione parametrica basata sull'utilizzo di un conveniente numero N_{hk} di gruppi esponenziali per ciascuna funzione indiciale ($h=L,M$, $k=h,\alpha$):

$$\Phi_{hk}(t) = 1 - \sum_{i=1}^{N_{hk}} a_i^{hk} \exp\left(- b_i^{hk} \frac{2U}{B} t \right) \tag{6}$$

L'utilizzo di funzioni indiciali approssimate mediante gruppi esponenziali consente di riscrivere le equazioni del moto (siano esse lineari o non-lineari) nella forma di un sistema autonomo di equazioni differenziali ordinarie, senza necessità di utilizzare termini integrali. A tale scopo si introducono le seguenti variabili ausiliarie:

$$\begin{aligned}
w_i^{Lh} &= \int_0^t \frac{b_i^{Lh} a_i^{Lh}}{b} \exp\left(- b_i^{Lh} \frac{U}{b} (t-\tau) \right) \dot{h}(\tau) d\tau \\
w_i^{L\alpha} &= \int_0^t \frac{b_i^{L\alpha} a_i^{L\alpha} U}{b} \exp\left(- b_i^{L\alpha} \frac{U}{b} (t-\tau) \right) \alpha(\tau) d\tau \\
w_i^{Mh} &= \int_0^t \frac{b_i^{Mh} a_i^{Mh}}{b} \exp\left(- b_i^{Mh} \frac{U}{b} (t-\tau) \right) \dot{h}(\tau) d\tau \\
w_i^{M\alpha} &= \int_0^t \frac{b_i^{M\alpha} a_i^{M\alpha} U}{b} \exp\left(- b_i^{M\alpha} \frac{U}{b} (t-\tau) \right) \alpha(\tau) d\tau
\end{aligned} \tag{7}$$

Considerando, senza restrizione di generalità, il caso di un singolo gruppo esponenziale per ogni funzione indiciale si può porre:

$$w_1 = w_1^{Lh} \qquad w_2 = w_1^{L\alpha} \qquad w_3 = w_1^{Mh} \qquad w_4 = w_1^{M\alpha} \tag{8}$$

Sostituendo quindi l'Eq. (8) nella prima espressione delle (7) risulta ad esempio:

$$\dot{w}_1 = \frac{b_1^{Lh} a_1^{Lh}}{b} \dot{h}(\tau) - w_1 \tag{9}$$

Le equazioni del moto (2) possono dunque essere scritte come segue:

$$\begin{aligned}
&m\ddot{h} - mb\chi\ddot{\alpha} + k_{h1} h + k_{h2} h^2 + k_{h3} h^3 = \frac{1}{2} \rho U^2 B C_L' \left(\left(1 - a_1^{Lh}\right) \frac{\dot{h}}{U} + \left(1 - a_1^{L\alpha}\right) \alpha + w_1 + w_2 \right) \\
&- mb\chi\ddot{h} + I_\alpha \ddot{\alpha} + k_{\alpha 1} \alpha + k_{\alpha 2} \alpha^2 + k_{\alpha 3} \alpha^3 = \frac{1}{2} \rho U^2 B^2 C_M' \left(\left(1 - a_1^{Mh}\right) \frac{\dot{h}}{U} + \left(1 - a_1^{M\alpha}\right) \alpha + w_3 + w_4 \right) \\
&\dot{w}_1 = \frac{b_1^{Lh} a_1^{Lh}}{b} \dot{h}(\tau) - w_1 \\
&\dot{w}_2 = \frac{b_1^{L\alpha} a_1^{L\alpha} U}{b} \alpha(\tau) - w_2 \\
&\dot{w}_3 = \frac{b_1^{Mh} a_1^{Mh}}{b} \dot{h}(\tau) - w_3 \\
&\dot{w}_4 = \frac{b_1^{M\alpha} a_1^{M\alpha} U}{b} \alpha(\tau) - w_4
\end{aligned} \tag{10}$$

Infine, le Eq. (10) possono essere ridotte in forma del primo ordine come:

$$\dot{x} = f(x, U) \tag{11}$$

in cui x è il vettore dello stato definito come:

$$x = \left(h, \dot{h}, \alpha, \dot{\alpha}, w_1, w_2, w_3, w_4\right)^T \tag{12}$$

Nell'Eq. (12) f rappresenta un campo vettoriale analitico di classe C^{∞}, direttamente ricavabile dalle (10). La soluzione al problema di flutter consiste a questo punto nel ricercare il valore della velocità del vento in corrispondenza della quale una coppia di autovalori complessi-coniugati dello Jacobiano del campo vettoriale f ha parte reale nulla (biforcazione di Hopf). Il procedimento descritto può essere ripetuto analogamente per un numero qualsiasi di gruppi esponenziali. Si noti, in particolare, come ad ogni gruppo esponenziale corrisponda una variabile di stato aggiuntiva nel sistema di equazioni del moto (11).

3. IDENTIFICAZIONE DELLE FUNZIONI INDICIALI MEDIANTE ALGORITMI GENETICI

Le seguenti equivalenze possono essere dimostrate tra derivate aeroelastiche e funzioni indiciali espresse mediante la (6) (Costa & Borri, 2006):

$$\begin{aligned}
H_1^* &= \frac{1}{K} C_L' \left(1 - \sum_{i=1}^{N_{Lh}} a_i^{Lh} \frac{K^2}{b_i^{Lh\,2} 4 + K^2} \right) \qquad H_2^* = -\frac{2}{K^3} C_L' \left(\sum_{i=1}^{N_{Lh}} a_i^{L\alpha} b_i^{L\alpha} \frac{K^2}{b_i^{L\alpha\,2} 4 + K^2} \right) \\
H_4^* &= \frac{2}{K^2} C_L' \left(\sum_{i=1}^{N_{Lh}} a_i^{Lh} b_i^{Lh} \frac{K^2}{b_i^{Lh\,2} 4 + K^2} \right) \qquad H_3^* = \frac{1}{K^2} C_L' \left(1 - \sum_{i=1}^{N_{L\alpha}} a_i^{L\alpha} \frac{K^2}{b_i^{L\alpha\,2} 4 + K^2} \right) \\
A_1^* &= \frac{1}{K} C_M' \left(1 - \sum_{i=1}^{N_{Lh}} a_i^{Mh} \frac{K^2}{b_i^{Mh\,2} 4 + K^2} \right) \qquad A_2^* = -\frac{2}{K^3} C_M' \left(\sum_{i=1}^{N_{Lh}} a_i^{M\alpha} b_i^{M\alpha} \frac{K^2}{b_i^{M\alpha\,2} 4 + K^2} \right) \\
A_4^* &= \frac{2}{K^2} C_M' \left(\sum_{i=1}^{N_{Lh}} a_i^{Mh} b_i^{Mh} \frac{K^2}{b_i^{Mh\,2} 4 + K^2} \right) \qquad A_3^* = \frac{1}{K^2} C_M' \left(1 - \sum_{i=1}^{N_{L\alpha}} a_i^{M\alpha} \frac{K^2}{b_i^{M\alpha\,2} 4 + K^2} \right)
\end{aligned} \tag{13}$$

Come si può osservare dalle (13), i parametri adimensionali a_i^{hk} and b_i^{hk} (h=L,M, k=h,α) vanno identificati per mezzo di un'opportuna operazione di "curve fitting" applicata, di volta in volta, a coppie di derivate aeroelastiche contemporaneamente. Ad esempio le derivate aeroelastiche H_1*e H_4*, nell'Eq. (13), dipendono dagli stessi parametri adimensionali a_i^{Lh} e b_i^{Lh}. Allo scopo di identificare i parametri adimensionali a_i^{Lh} e b_i^{Lh}, si deve quindi definire una opportuna funzione di costo E^{Lh} da minimizzare. La seguente espressione, ad esempio, può essere utilizzata a tale scopo (Costa & Borri, 2006):

$$E^{Lh} = \left\| \widetilde{H}_1^* - H_1^* \right\| + \left\| \widetilde{H}_4^* - H_4^* \right\| \tag{14}$$

in cui $\widetilde{H}_i^*$ rappresenta la i-esima derivata aeroelastica approssimata per mezzo della (13). Analoghe espressioni della funzione di costo possono essere ottenute per le rimanenti coppie di derivate aeroelastiche. In questo lavoro la funzione di costo (14) viene minimizzata utilizzando algoritmi genetici, particolarmente indicati per evitare minimi locali. In mancanza di dati sperimentali attendibili e per il carattere comparativo dei risultati presentati, si assume l'analogia aerodinamica con la lamina piana. Le derivate aeroelastiche sono pertanto note analiticamente e assumono le espressioni riportate in (Simiu & Scanlan, 1996). La procedura di identificazione e "curve fitting" viene applicata separatamente in tre casi. Nel primo caso si utilizza un unico gruppo esponenziale per ogni funzione indiciale, nel secondo due e nel terzo tre. I risultati della procedura di identificazione sono riportati nelle Figg. 2 e 3, in cui U_{red} rappresenta la velocità ridotta definita come $U_{red}=2\pi/K$.

Dall'analisi dei risultati si evince come l'utilizzo di un singolo gruppo esponenziale sia in generale sufficiente per fornire un'approssimazione molto ragionevole delle derivate aeroelastiche considerate. Inoltre, l'utilizzo di un maggior numero di gruppi esponenziali non sempre garantisce

una migliore approssimazione delle funzioni obiettivo (riportate in nero nelle Fig. 2 e 3). Ciò è in particolare evidente nel caso di H_2^*. Allo scopo di indagare come la scelta del numero di gruppi esponenziali si rifletta nella previsione della condizione critica di flutter, un caso di studio preliminare viene presentato nel paragrafo 4.

4. CONFRONTO TRA DIVERSI MODELLI AEROELASTICI

Si considera dapprima un modello sezionale avente le caratteristiche riassunte in Tab. 1. Quest'ultimo costituisce un esempio realistico di modello sezionale di implacato da ponte di grande luce.
Un metodo largamente diffuso per ottenere la soluzione al problema ad autovalori riportato in (3) consiste nel definire l'incognita $X=\omega/\omega_h$ e nell'imporre contemporaneamente che sia soddisfatta la (3) nelle sue parti reale e immaginaria. Ciò si traduce in due equazioni polinomiali indipendenti le cui radici dipendono dalla frequenza ridotta K. Il metodo è diffusamente descritto in (Simiu & Scanlan, 1996). Secondo tale approccio, la condizione critica può essere identificata come il punto in cui le due equazioni ammettono la stessa radice X_{crit} soggetta al vincolo di ammissibilità $X_{crit}>0$. Ciò può anche essere ottenuto rappresentando graficamente le radici delle equazioni in funzione di K. Applicando la procedura descritta al caso di studio preliminare si ottengono i risultati riportati in Tab. 2, che corrispondono graficamente al diagramma presentato in Fig. 4.

Tabella 1. Caratteristiche geometriche e meccaniche del modello sezionale preliminare considerato

B (m)	ω_h (rad/s)	ω_α (rad/s)	m (kg)	I (kg*m^2)	ξ_h	ξ_α
41	0.8859	1.6588	27778	$2.5\cdot10^6$	0.0222	0.0384

Tabella 2. Condizione critica ottenuta risolvendo il problema ad autovalori (3) secondo il metodo descritto in (Simiu e Scanlan, 1996)

K_{crit}	X_{crit}	ω_{crit}(rad/s)	U_{crit}(m/s)
0.603	1.245	1.103	74.913

Sostituendo i risultati ottenuti nelle equazioni del moto ed integrandole nel tempo si ottengono i risultati rappresentati in Fig. 4, in cui si vede che, come previsto in teoria, da condizioni iniziali non nulle si origina, in condizioni critiche, un moto armonico accoppiato flesso torsionale (smorzamento nullo). Un esempio di comportamento post-critico è rappresentato in Fig. 5 dove si riporta anche l'autovalore instabile soluzione di (3) avente parte immaginaria (smorzamento) negativa. Un'alternativa al metodo descritto consiste nel ricercare, variando sia la velocità che la frequenza, la coppia (K_{crit}, U_{crit}) che risolve la (3) imponendo che la parte immaginaria di K_{crit} sia nulla.
La soluzione riportata in Tab. 2 può essere riguardata come "esatta" nell'ambito del semplice problema di benchmark assunto come caso di studio. Tuttavia, come già commentato in precedenza, l'approccio nel dominio del tempo basato sulle funzioni aerodinamiche indiciali garantisce la possibilità di tenere conto di aspetti che non vengono contemplati dall'approccio classico nel dominio delle frequenze tra cui non linearità geometriche, effetti della turbolenza atmosferica, ecc. Assume pertanto rilevanza risolvere il problema nel dominio del tempo utilizzando le funzioni indiciali identificate nel paragrafo 3. A tale scopo, si riportano in Tab. 3 i risultati ottenuti considerando 1 e 2 gruppi esponenziali per ciascuna funzione indiciale.

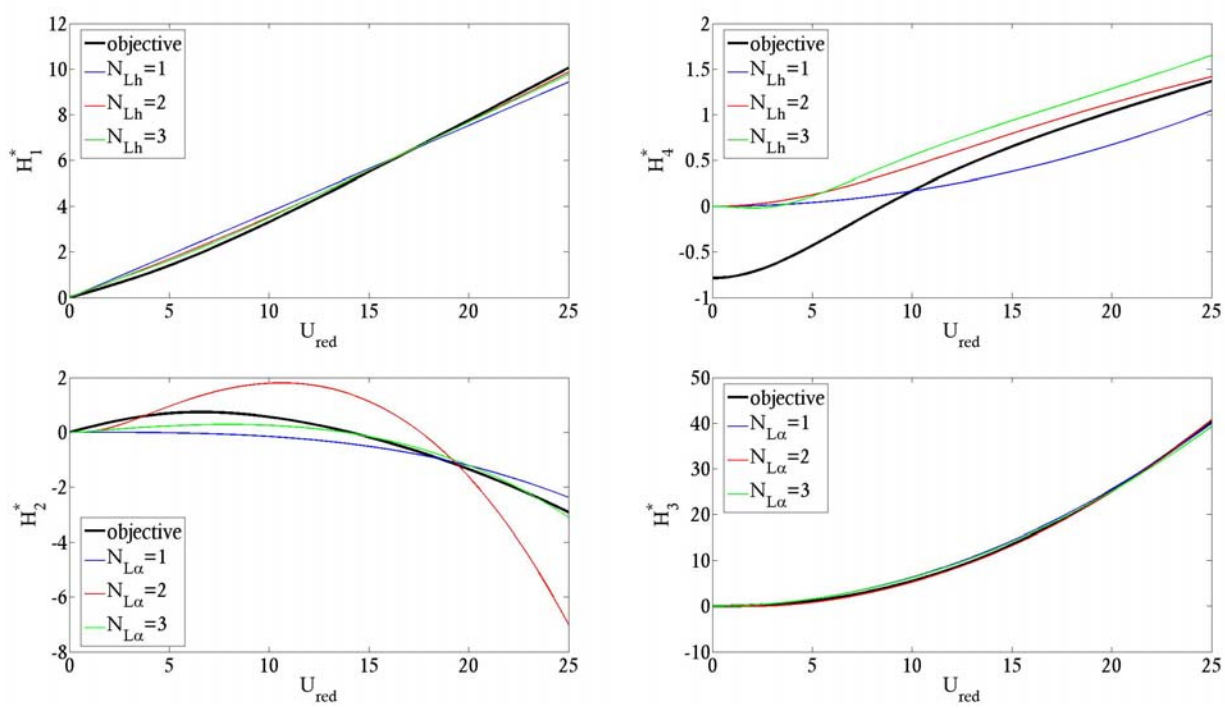


Figura 2. Identificazione delle funzioni indiciali mediante fitting delle derivate aeroelastiche H_i^* via algoritmi genetici utilizzando uno, due o tre gruppi esponenziali

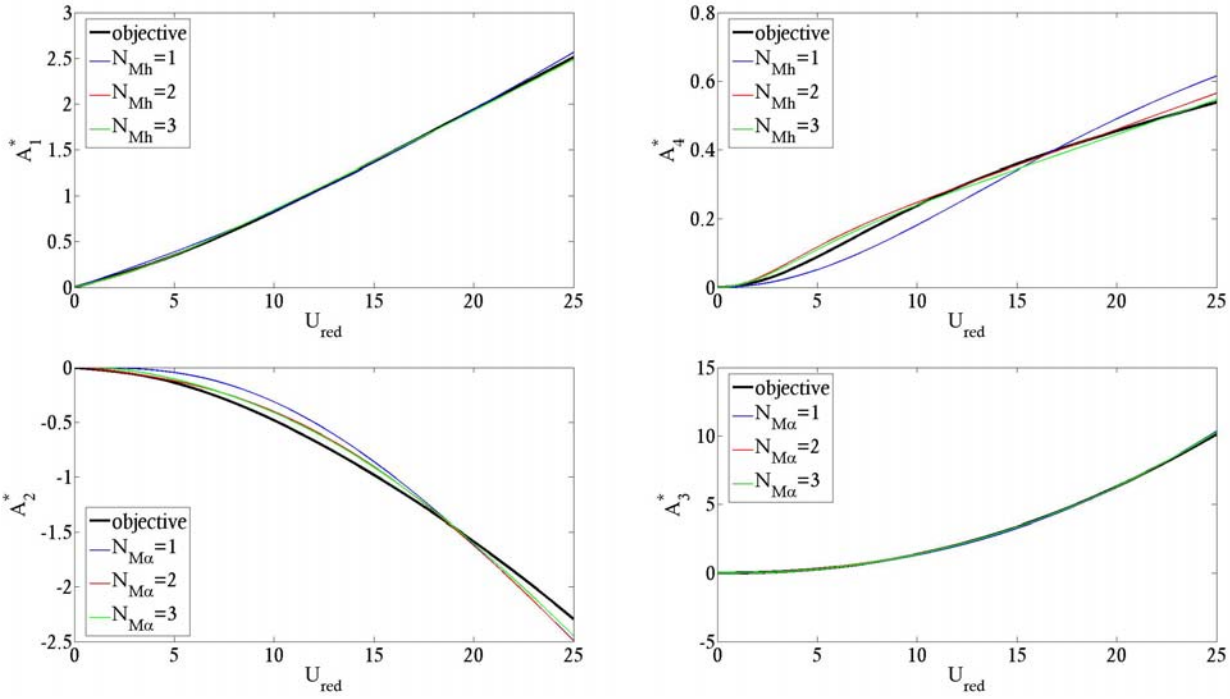


Figura 3. Identificazione delle funzioni indiciali mediante fitting delle derivate aeroelastiche A_i^* via algoritmi genetici utilizzando uno, due o tre gruppi esponenziali

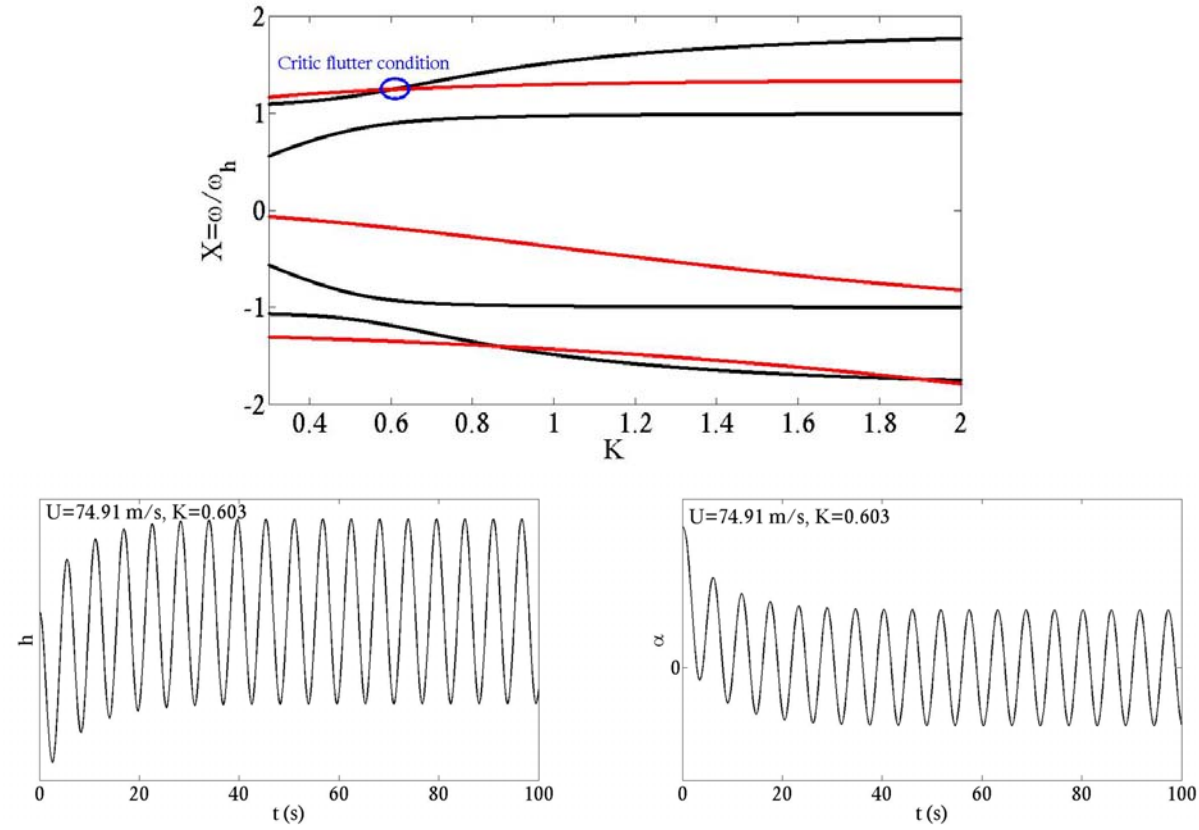


Figura 4. In alto: determinazione grafica della soluzione riportata in Tab. 2; in basso: storie temporali della soluzione critica riportata in Tab. 2

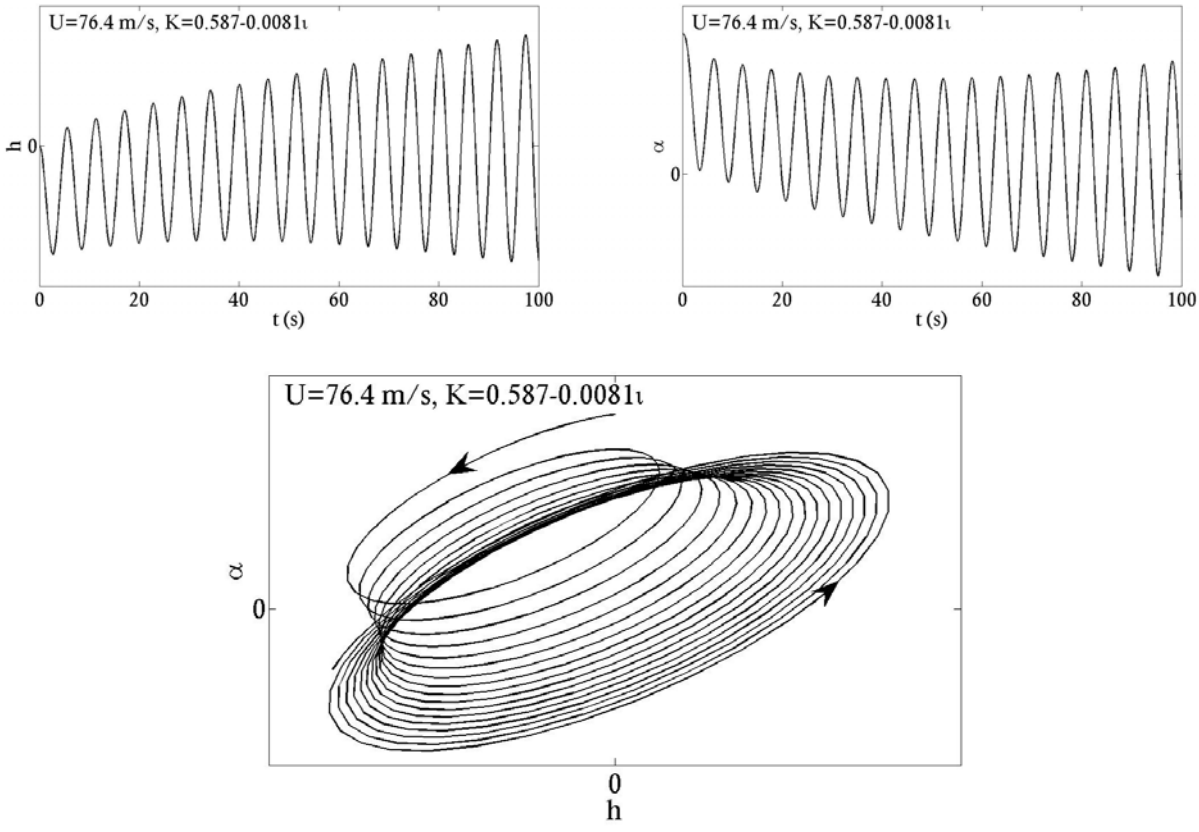


Figura 5. Soluzione post-critica calcolata risolvendo il problema agli autovalori nel dominio delle frequenze

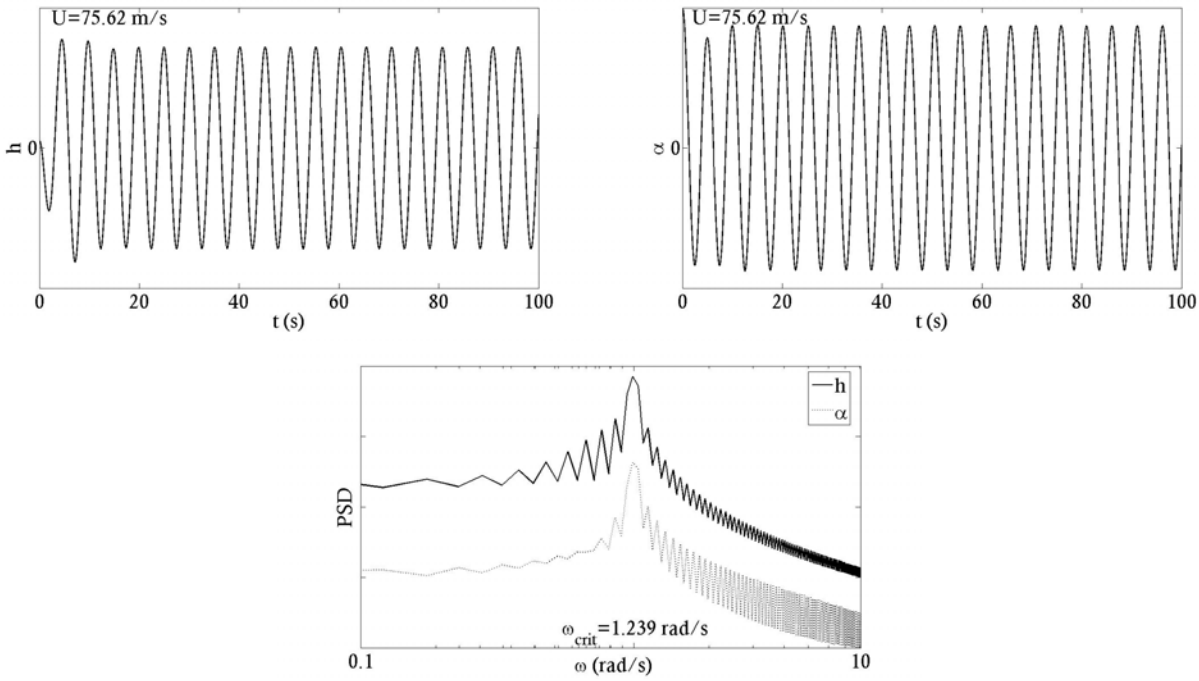


Figura 6. Soluzione critica calcolata nel dominio del tempo con funzioni indiciali ($\omega_{crit}=1.239$ *rad/s*)

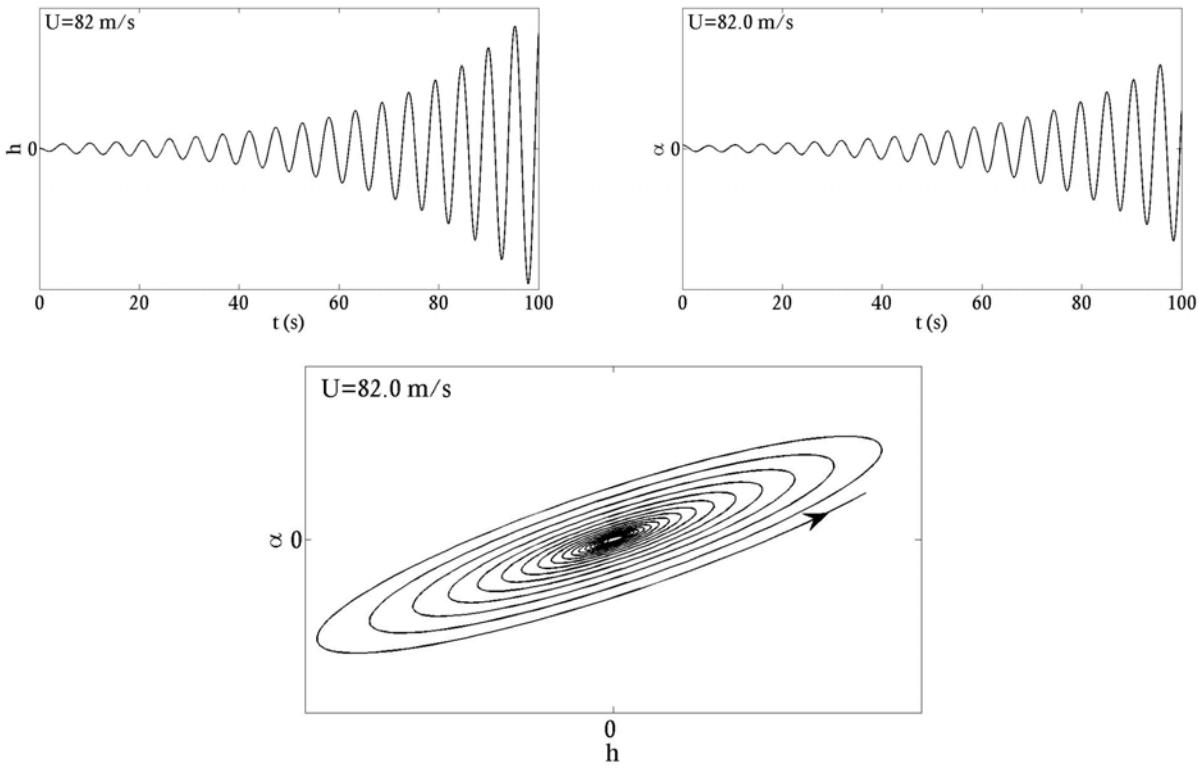


Figura 7. Esempio di soluzione post-critica calcolata nel dominio del tempo con funzioni inidiciali

Dai risultati riportati in Tab. 3 si vede come incrementando il numero di gruppi esponenziali non si ottenga direttamente una migliore stima della velocità critica "esatta" riportata in Tab. 2. Il risultato più accurato si ottiene infatti adottando un solo gruppo esponenziale. Come osservato infatti al paragrafo 3, l'utilizzo di 2 o 3 gruppi esponenziali non sempre fornisce una stima significativamente più accurata delle derivate aeroelastiche. Nelle Figg. 6 e 7 vengono rappresentate

le storie temporali di h e α ottenute integrando le equazioni del moto esprimendo le forzanti aeroelastiche con la (5). In particolare, la Fig. 6 si riferisce alla condizione critica (primo caso in Tab. 3) e la Fig. 7 ad una condizione post-critica. Chiaramente, dalla linearità del modello discende direttamente che il comportamento post-critico è di tipo instabile. Dalle funzioni di densità spettrale di potenza (PSD) di h e α riportate in Fig. 6 si può inoltre notare come il moto in condizione critica sia effettivamente armonico con pulsazione critica $\omega_{crit}=1.239\ rad/s$.
L'incertezza residua nel calcolo della coppia (U_{crit}, ω_{crit}), che si ha utilizzando il metodo delle funzioni indiciali rispetto alla soluzione "esatta", si giustifica con il fatto che l'ottimizzazione mediante "curve fitting" descritta al paragrafo 3 introduce un grado di approssimazione nel sistema che può essere eliminato solo identificando direttamente le funzioni indiciali in galleria del vento. A tale scopo alcuni risultati sono stati recentemente presentati nella letteratura tecnica di riferimento (Caracoglia & Jones, 2003) e rendono particolarmente promettente il metodo descritto.

Tabella 3. Soluzioni critiche ottenute nel dominio del tempo utilizzando funzioni indiciali con un numero variabile di gruppi esponenziali

N_{Lh}	$N_{L\alpha}$	N_{Mh}	$N_{M\alpha}$	U_{crit} (m/s)	ω_{crit} (rad/s)
1	1	1	1	75.62	1.239
2	2	2	2	72.41	1.222

5. ANALISI DI STABILITÀ AEROELASTICA MEDIANTE MODELLI AD ELEMENTI FINITI

Il principale vantaggio della rappresentazione nel dominio del tempo delle forzanti aeroelastiche risiede nella possibilità di analizzare la stabilità aeroelastica con l'ausilio di modelli ad elementi finiti in grado di considerare gli effetti della tridimensionalità della struttura, delle non-linearità geometriche, che influenzano il comportamento post-critico, e della turbolenza atmosferica. A conclusione del presente lavoro si descrive pertanto l'analisi di stabilità aeroelastica di un ponte sospeso, utilizzando un modello tridimensionale ad elementi finiti geometricamente non lineare e la formulazione delle forzanti aeroelastiche mediante funzioni indiciali approssimate con gruppi esponenziali. Il modello considerato è rappresentativo dello Tsing Ma Bridge di Hong Kong, Cina, in cui vengono assunte per generalità le derivate aeroelastiche della lamina piana.

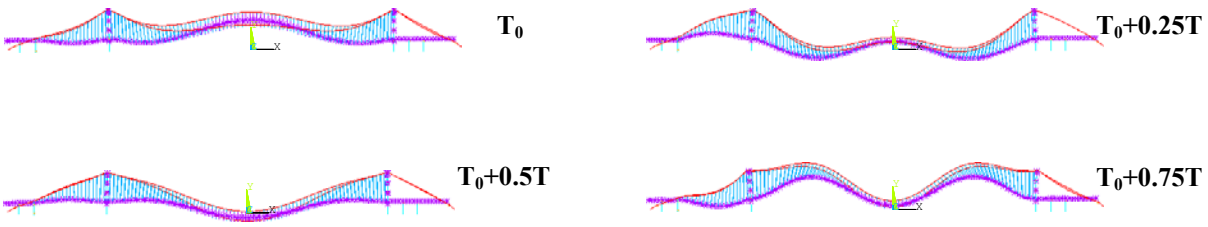


Figura 8. Deformata critica a vari istanti di un generico periodo (T_0 indica un generico istante temporale e T indica il periodo del moto armonico critico)

Il modello ad elementi finiti considerato è stato presentato in (Ubertini & Bontempi, 2008) ed è stato ottenuto come semplificazione di un modello più dettagliato. Esso riproduce i 17 modi identificati in letteratura con un errore percentuale medio del 2.6 %. Le forzanti aeroelastiche (lift e momento) sono state applicate lungo i nodi dell'impalcato, utilizzando un solo gruppo esponenziale. L'analisi dinamica transiente, con passo di integrazione massimo dt=0.05 s, ha consentito di determinare la soluzione critica riportata in Tab. 4.
La Fig. 8 mostra la deformata della struttura a vari istanti di un generico periodo di oscillazione durante il moto critico mentre in Fig. 9 vengono rappresentati gli inviluppi degli spostamenti generalizzati lungo l'impalcato durante il moto critico. Tali risultati evidenziano che il modo di flutter è essenzialmente determinato dall'accoppiamento tra i primi due modi simmetrici flessionali e torsionali. Tuttavia, la partecipazione del secondo modo simmetrico flessionale è evidenziata dalla

quarta immagine (T_0+0.75T) riportata in Fig. 8. Infine, il moto critico in mezzeria dell'impalcato è analizzato in Fig. 10, dalla quale si evince che, come atteso, il moto critico è armonico accoppiato flessionale-torsionale.

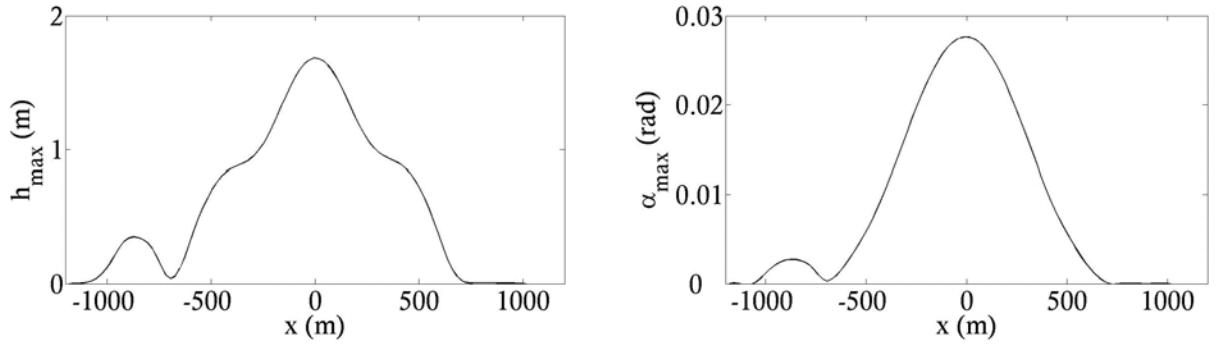


Figura 9. Inviluppi dei massimi spostamenti generalizzati lungo l'impalcato durante il moto critico

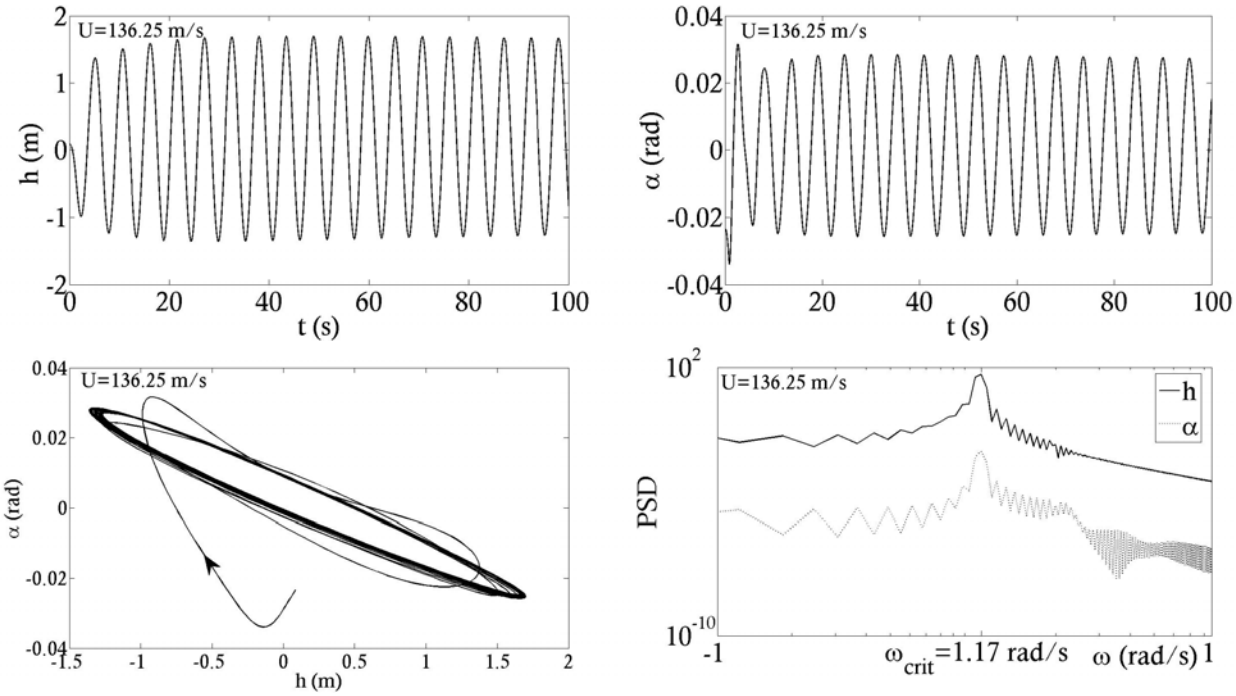


Figura 10. Moto critico in mezzeria dell'impalcato valutato con l'analisi ad elementi finiti

Tabella 4. Soluzione critica ottenuta nel dominio del tempo mediante un modello tridimensionale ad elementi finiti dello Tsing Ma Bridge utilizzando funzioni indiciali con un gruppo esponenziale

N_{Lh}	$N_{L\alpha}$	N_{Mh}	$N_{M\alpha}$	U_{crit} (m/s)	ω_{crit} (rad/s)
1	1	1	1	136.25	1.166

6. CONCLUSIONI

Con riferimento ad un modello sezionale di studio, sono state confrontate le condizioni critiche di flutter previste analiticamente nel dominio delle frequenze con quelle ottenute nel dominio del tempo mediante funzioni aerodinamiche indiciali. L'approccio nel dominio del tempo garantisce una serie di vantaggi rispetto al più classico approccio nel dominio delle frequenze, tra cui la possibilità di tenere conto degli effetti delle non linearità geometriche della struttura (che influenzano il comportamento post-critico) e della turbolenza atmosferica. I risultati mostrano la buona attendibilità del metodo nel dominio del tempo evidenziando, tuttavia, che l'incremento a

priori del numero di gruppi esponenziali nella rappresentazione delle funzioni indiciali non si traduce direttamente in una migliore stima della velocità critica. Inoltre, l'identificazione delle funzioni indiciali mediante "curve fitting" delle derivate aeroelastiche introduce un grado di approssimazione nel problema non sempre a vantaggio di sicurezza e difficilmente eliminabile. Metodi sperimentali per la determinazione diretta delle funzioni indiciali in galleria del vento si stanno recentemente diffondendo nella letteratura tecnica ed appaiono promettenti nell'ottica descritta.

A conclusione del lavoro, è stata condotta l'analisi di stabilità aeroelastica di un ponte sospeso mediante un modello tridimensionale ad elementi finiti. I risultati ottenuti tengono compiutamente conto degli effetti tridimensionali e della effettiva partecipazione dei diversi modi della struttura al modo critico di flutter.

RINGRAZIAMENTI

Gli autori ringraziano il Prof. Y.Q. Ni della Hong Kong Polytechnic University per avere gentilmente fornito le informazioni strutturali riguardanti il ponte Tsing Ma di Hong Kong, Cina.

7. BIBLIOGRAFIA

Bontempi F., Malerba P.G. (1994). Forzanti aerodinamiche nei modelli aeroelastici semplificati dei ponti sospesi e strallati, *Studi e Ricerche*, Vol. 15, Scuola di Specializzazione "F.lli Pesenti.", Politecnico di Milano.

Bontempi F., Malerba P.G., Giudici M. (2000). La formulazione matriciale dei problemi aeroelastici di ponti sospesi e strallati. *Studi e Ricerche*, Vol. 21, Scuola di Specializzazione "F.lli Pesenti.", Politecnico di Milano.

Bartoli G., Mannini C. (2008). A simplified approach to bridge deck flutter, *Journal of Wind Engineering and Industrial Aerodynamics*, Vol. 96, pp. 229–256.

Salvatori L., Borri C. (2007). Frequency- and time-domain methods for the numerical modeling of full-bridge aeroelasticity, *Computers & Structures*, Vol. 85, pp. 675-687.

Salvatori L., Spinelli P. (2006). Effects of structural nonlinearity and along-span wind coherence on suspension bridge aerodynamics: some numerical simulation results, *Journal of Wind Engineering and Industrial Aerodynamics*, Vol. 94, pp. 415-430.

Cluni F., Gusella V., Ubertini F. (2007). A parametric investigation of wind induced cable fatigue, *Engineering Structures*, Vol 29(11), pp. 3094-3105.

Petrini F., Giuliano F., Bontempi F. (2007). Comparison of different time domain techniques for the evaluation of the response and the stability in long span suspension bridges, *Computers & Structures,* Vol. 85, pp. 1032-1048.

Ubertini F. (2008). *Wind effects on bridges: response, stability and control*. PhD Dissertation, University of Pavia, Italy.

Jones R.T. (1940). The unsteady lift on a wing of finite aspect ratio, *NACA Technical Report 681*.

Bisplinghoff R.L., Ahley H., Halfman R.L. (1955). *Aeroelasticity*, New York: Dover Publication Inc.

Scanlan R.H., Béliveau J.G., Budlong K. (1974). Indicial aerodynamics functions for bridge decks, *Journal of Engineering Mechanics*, Vol. 100, pp. 657–72.

Caracoglia L., Jones N.P. (2003). A methodology for the experimental extraction of indicial functions for streamlined and bluff deck sections. *Journal of Wind Engineering and Industrial Aerodynamics*, Vol. 91, pp. 609–36.

Costa C., Borri C. (2006). Application of indicial functions in bridge deck aeroelasticity, *Journal of Wind Engineering and Industrial Aerodynamics*, Vol. 94, pp. 859-881.

Simiu E., Scanlan R.H. (1996). *Wind Effects on Structures*, third ed., New York: John Wiley and Sons.

Robertson I., Sherwin S.J., Bearman P.W. (2003). Flutter instability prediction techniques for bridge deck sections, *International Journal for Numerical Methods in Fluids*, Vol. 43, pp. 1239-1256.

Diana G., Resta F., Zasso A., Belloli M., Rocchi D. (2004). Forced motion and free motion aeroelastic tests on a new concept dynamometric section model of the Messina suspension bridge, *Journal of Wind Engineering and Industrial Aerodynamics*, Vol. 92, pp. 441-462.

Ubertini F., Bontempi F. (2008). Wind-induced fatigue assessment in main cables and hangers of suspension bridges, *Proceedings of IABMAS 2008 Conference*, July 13-17, Seoul, Korea.

La nuova galleria del vento presso la Facoltà di Ingegneria dell'Università degli Studi di Genova

Luigi Carassale[a], Andrea Freda[a], Corrado Ratto[b], Giovanni Solari[a], Alessandro Talamelli[c]

[a]Dipartimento di Ingegneria delle Costruzioni, dell'Ambiente e del Territorio, Università di Genova
[b]Dipartimento di Fisica, Università di Genova
[c]Dipartimento di Ingegneria delle Costruzioni Meccaniche, Nucleari, Aeronautiche e di Metallurgia, Università di Bologna - Forlì

ABSTRACT

Il Dipartimento di Ingegneria delle Costruzioni, dell'Ambiente e del Territorio e il Dipartimento di Fisica dell'Università degli Studi di Genova hanno progettato e realizzato una nuova galleria del vento per prove di tipo civile, ambientale ed industriale. La nuova galleria del vento, sita presso la sede principale della Facoltà di Ingegneria, fa parte di un più ampio progetto di ristrutturazione e recupero edilizio di Villa Cambiaso. La galleria del vento è un impianto a circuito chiuso di tipo subsonico, operante in regime di flusso incomprimibile, in grado di generare in camera di prova una velocità massima del flusso pari a 40 m/s. L'impianto presenta alcuni aspetti innovativi per quanto concerne lo schema generale e i parametri dimensionali.

PAROLE CHIAVE: Galleria del Vento, Misure Aerodinamiche, Aeroelastiche e Ambientali, Strato Limite Sviluppato.

1. INTRODUZIONE

Presso il Dipartimento di Ingegneria delle Costruzioni, dell'Ambiente e del Territorio (DICAT) e il Dipartimento di Fisica (DIFI) dell'Università degli Studi di Genova operano due gruppi di ricerca impegnati da tempo nei campi dell'ingegneria del vento e della fisica dell'atmosfera. Questi gruppi hanno dato vita, congiuntamente, al Laboratorio di Fisica e Ingegneria del Vento (WIND_Lab), al cui interno è stata sviluppata la progettazione e la realizzazione di una galleria del vento costruita presso Villa Cambiaso, nella sede principale della Facoltà di Ingegneria dell'Università degli Studi di Genova.

L'idea di realizzare una galleria del vento a Genova e i primi progetti di massima dell'impianto risalgono al 2001. In quella fase era previsto che la galleria avesse piccole dimensioni e fosse ubicata all'interno del laboratorio per le prove sui materiali e sulle strutture dell'ex Dipartimento di Ingegneria Strutturale e Geotecnica (DISEG), poi confluito nel DICAT. La svolta inerente la realizzazione dell'impianto nella sua configurazione attuale si attua nel 2004, quando nasce a livello di Facoltà la volontà di recuperare una zona degradata di Villa Cambiaso, attigua al laboratorio dell'ex-DISEG. In questo contesto sono poste le basi per creare da un lato nuovi spazi fruibili dagli studenti, dall'altro un'estensione del laboratorio entro cui allocare un impianto di dimensioni maggiori. La progettazione definitiva è avviata nel 2004. I lavori edilizi sono iniziati nel luglio 2005. Purtroppo essi subiscono numerosi ritardi e rinvii anche a causa dell'ubicazione della galleria in un'area protetta dalla Sovrintendenza delle Belle Arti. Una volta ultimate le opere edili, nell'estate del 2007, è iniziata finalmente la costruzione della galleria che è conclusa nell'estate del 2008. L'inaugurazione dell'impianto è avvenuta nel corso di una cerimonia svolta il 28 ottobre 2008. Attualmente sono in corso le prove di calibrazione e l'acquisizione della strumentazione.

Giovanni Solari e Corrado Ratto sono stati i responsabili del progetto rispettivamente per conto di DICAT (inizialmente ex-DISEG) e DIFI. Alessandro Talamelli ha curato il progetto aerodinamico dell'impianto. Il progetto architettonico delle opere edili è stato opera di Sara De Maestri ed Enrico Doria Lamba. Gianfranco Visconti ha eseguito il progetto strutturale. Riccardo Berardi e Pietro Maifredi hanno svolto gli accertamenti geotecnici e geognostici. Enrico Dassori è stato il direttore dei lavori architettonici. Andrea Del Grosso ha svolto il collaudo strutturale in corso d'opera. La progettazione meccanica e la costruzione della galleria del vento sono stati eseguiti da STEM-ISI Impianti. La realizzazione dei lavori edili, la costruzione dell'impianto e l'allestimento dei locali sono stati coordinati da Luigi Carassale con la collaborazione di Andrea Freda. Massimo Di Spigno, Giovanni Tenerini e Gregorio Sauvegeon hanno seguito i lavori e coordinato la sicurezza per conto dell'ateneo genovese.
La realizzazione dell'impianto è stata resa possibile grazie ai fondi di ricerca del gruppo che ha sviluppato l'iniziativa, a un contributo del M.I.U.R. collegato a un Progetto di Interesse Nazionale (FENDIS) nel quale sono impegnate, oltre all'Università degli Studi di Genova, l'Università di Roma La Sapienza, L'Aquila, Messina e il Politecnico di Milano, e ai generosi contributi della Fondazione Carige, di Omba - Gruppo Malacalza, di Elah - Dufour, della Compagnia di San Paolo, della Camera di Commercio di Genova, di Confindustria Genova e della Regione Liguria.
La presente memoria illustra gli interventi edilizi necessari a creare gli spazi nei quali è allocata la galleria, le principali caratteristiche dell'impianto, le analisi svolte in relazione al progetto e nel corso della realizzazione, gli ambiti sperimentali e le prospettive d'impiego del laboratorio. Saranno invece oggetto di future memorie le prove di calibrazione e la taratura della galleria del vento.

2. OPERE CIVILI

La galleria del vento è ubicata presso il laboratorio del DICAT per le prove sui materiali e sulle strutture, in Villa Cambiaso a Genova, nella sede storica della Facoltà d'Ingegneria. L'area in cui si trova la galleria del vento è stata oggetto di un vasto intervento edilizio che ha permesso, oltre alla creazione degli spazi atti ad alloggiarla, il recupero di una zona degradata della villa e la creazione di nuovi spazi aperti e attrezzature fruibili dagli studenti. La galleria è ubicata in un locale ricavato da due aree precedentemente separate.
La prima area, a cielo aperto prima dell'intervento (Figura 1a), consisteva in un'intercapedine delimitata dalla parete perimetrale del laboratorio e dal muro di sostegno del piazzale antistante la villa. Essa è stata oggetto di profondi interventi edilizi consistiti nell'arretramento parziale del muro per creare la sala di controllo della galleria (Figura 1b), nella realizzazione di una pavimentazione (Figura 1c) dove sono state alloggiate, oltre alle canaline impiantistiche, tre fondazioni isolate in corrispondenza del ventilatore e delle due sezioni di prova della galleria, e nell'esecuzione di una soletta di copertura (Figura 1d), sopra la quale sono state realizzate due nuove aule e uno spiazzo conviviale per gli studenti (Figura 1e).
La seconda area consisteva in una serie di stanze contigue al laboratorio del DICAT (Figura 1a). In questa zona sono state rimosse le pareti divisorie fra stanza e stanza e soprattutto sono stati aperti tre varchi di grande luce nelle murature portanti della costruzione (Figura 2b-c): i due varchi che collegano la prima e la seconda area sono stati necessari per allocare l'impianto a circuito chiuso; il terzo varco, quello di dimensioni maggiori, costituisce il collegamento fra il locale galleria e il laboratorio contiguo. L'insieme delle due aree attribuite alla galleria è stato inoltre sede di numerosi lavori atti a creare un sistema di condizionamento e riscaldamento, l'impianto elettrico e il sistema di raffreddamento del ventilatore.



Figura 1 Area interessata dalla trasformazione prima dell'intervento di riqualificazione (a); spostamento muro di sostegno (b), realizzazione della pavimentazione (c), e della soletta di copertura (d) destinata a spazio fruibile (e).

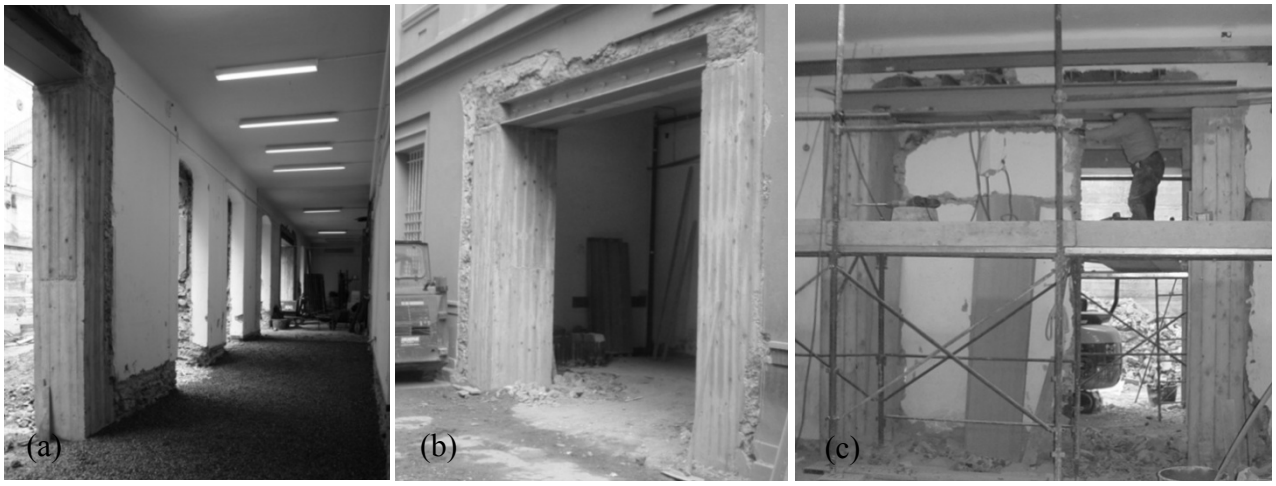


Figura 2 Trasformazione dell'area del laboratorio e apertura dei varchi nella muratura.

3. DESCRIZIONE DELL'IMPIANTO

La galleria del vento è un impianto a circuito chiuso (Figura 3), realizzato in carpenteria metallica, il cui ingombro in pianta è 8x21 m. Anche se la galleria si trova in un ambiente abbastanza ristretto (Figura 4), la scelta è ricaduta sulla tipologia a circuito chiuso per contenere le emissioni acustiche, migliorare la qualità del flusso e operare con una camera di prova a pressione ambiente, aspetto non trascurabile per quanto riguarda la semplicità di utilizzo della galleria. La galleria presenta alcuni

aspetti innovativi per quanto concerne lo schema generale e i parametri dimensionali e prestazionali. La Tabella 1 e la Tabella 2 riportano sinteticamente le dimensioni principali e le prestazioni dell'impianto. La successive Sezioni illustrano i componenti dell'impianto suddivisi per tipologia.

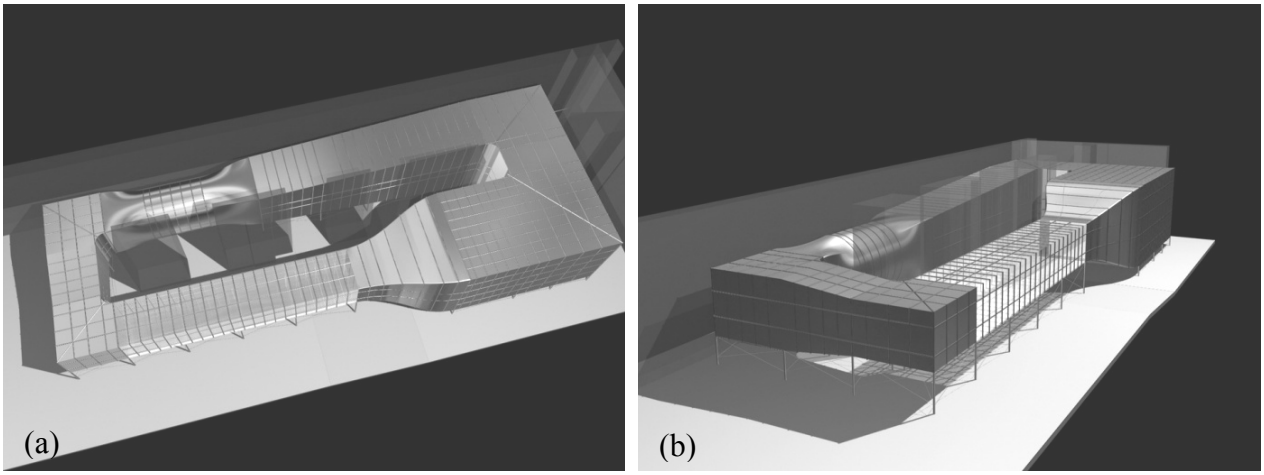


Figura 3 Schema dell'impianto; vista dall'alto (a) e vista laterale (b).

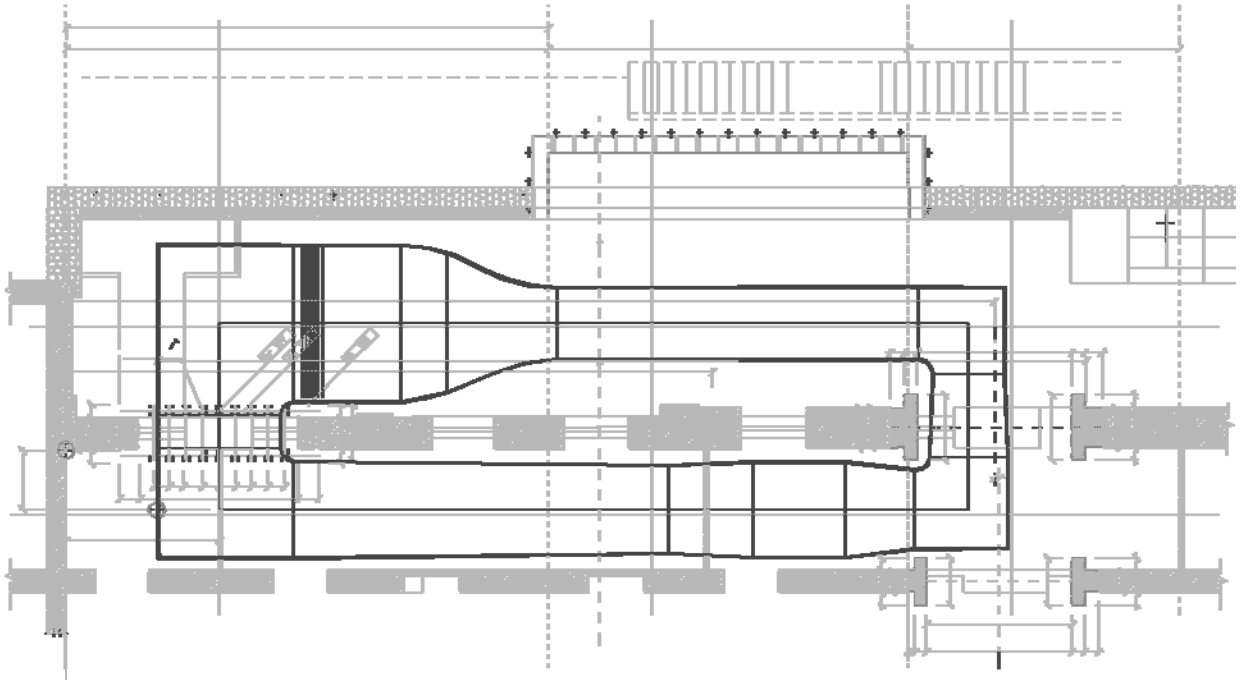


Figura 4 Planimetria dell'impianto e sua collocazione all'interno del laboratorio.

Tabella 1. Dimensioni principali dell'impianto.

Dimensioni	
Larghezza (m)	8
Lunghezza (m)	21
Altezza (m)	3.5
Sezione camera di prova (m)	1.7 x 1.35
Lunghezza camera di prova (m)	8.8
Rapporto di contrazione	5
Diametro del Ventilatore (m)	2.2

Tabella 2. Prestazioni dell'impianto.

Prestazioni	
Velocita' di progetto camera di prova (m/s)	30
Velocita' massima camera di prova (m/s)	40
Potenza necessaria a 40 m/s (kW)	100
Potenza istallata (kW)	132
Perdita di potenza dell'impianto (Power factor)	0.774

3.1. Camera di prova e sezioni di misura

La camera di prova, relativamente lunga in senso assoluto (8.8 m, Figura 5), presenta dimensioni assolutamente ragguardevoli se rapportate alle dimensioni generali dell'impianto. La lunghezza attribuita alla camera di prova è stata ottenuta eliminando il primo divergente, solitamente posto all'uscita della sezione di misura. La sezione trasversale della camera di prova è di 1.7 x 1.35 m (*l*x*h*). Al suo interno si collocano due distinte sezioni di misura.
La prima sezione di misura, situata all'imbocco della camera, 1.5 m a valle del convergente, è rivolta a misure in flusso omogeneo. Di base, essa è caratterizzata da valori ridottissimi dell'indice di turbolenza; è comunque previsto l'impiego di griglie per creare, se necessario, flussi turbolenti. La sezione sarà utilizzata soprattutto per prove aerodinamiche e aeroelastiche su modelli sezionali di elementi e porzioni strutturali quali impalcati da ponte, conci di torre o componenti di costruzioni industriali.
La seconda sezione di misura, nella parte terminale della camera di prova, è dotata di una tavola rotante ed è rivolta a misure in condizioni di flusso tali da riprodurre le proprietà dello strato limite atmosferico mediante generazione artificiale del profilo della velocità media e della struttura della turbolenza, compatibilmente con le dimensioni della sezione e i rapporti di scala che si renderanno di volta in volta opportuni. La sezione sarà utilizzata soprattutto per analizzare i campi di vento, per simulare la diffusione di inquinanti in terreni topograficamente complessi, in centri urbani e nelle aree portuali, per valutare le azioni del vento sulle costruzioni e le condizioni climatiche interne ed esterne agli edifici. Lo sviluppo dello strato limite, inizialmente previsto tramite dispositivi passivi quali blocchi di rugosità, guglie, griglie e barriere, è favorito dalla lunghezza della camera di prova. E' inoltre in fase di studio l'impiego di sistemi attivi di controllo dello sviluppo dello strato limite.
La parte terminale, prima del primo angolo, è posta in comunicazione con l'ambiente mediante un setto poroso che ha il compito di equalizzare la pressione statica della camera di prova con l'ambiente. Oltre alle prove citate in precedenza, l'intera camera di prova sarà resa disponibile all'esecuzione di misure aerodinamiche su mezzi di trasporto viario, ferroviario e navale; sarà inoltre adeguata di volta in volta alle diverse richieste ed esigenze.

3.2. Gruppo motore

Immediatamente dopo il primo divergente e il secondo angolo, a valle del cambio di forma della sezione da rettangolare a circolare, si trova il ventilatore. Il ventilatore (assiale) ha una girante con diametro 2.2 m, azionata da un motore asincrono da 132 kW collocato in posizione anteriore e protetto da un'ogiva (Figura 6a). La potenza installata è stata dimensionata in base alla valutazione delle perdite di carico dell'impianto (Sezione 4), per attuare in camera di prova una velocità superiore a 40 m/s, assumendo un rendimento complessivo del ventilatore pari a 0.7. Il ventilatore, il motore ed il raddrizzatore di flusso (statore) sono collegati ad un basamento in acciaio mediante silent-blocks (Figura 6b); il basamento è ancorato mediante tirafondi a una fondazione rigida in calcestruzzo armato, isolata dal resto della pavimentazione. Il ventilatore, la cui velocità massima è di 900 giri/minuto, è comandato da un convertitore in frequenza che permette di regolare con continuità la velocità in camera di prova con precisione pari a ± 0.1 m/s. L'alimentazione dell'impianto è fornita attraverso un trasformatore di media tensione dedicato. Il raffreddamento del motore è affidato a un ventilatore centrifugo ausiliario collocato all'esterno della galleria. Il blocco

motore è meccanicamente isolato dai cambi di forma, tanto a monte quanto a valle, mediante giunti elastici che impediscono la trasmissione di vibrazioni alle altre sezioni della galleria del vento.

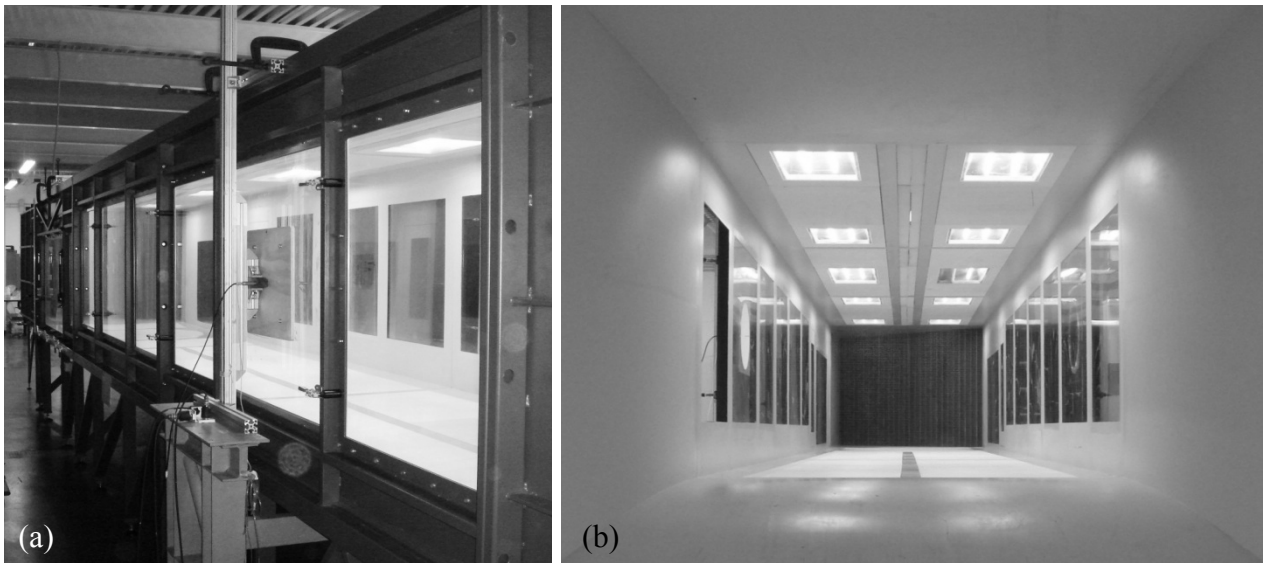


Figura 5 Camera di prova; particolare del telaio di contrasto nella prima sezione di misura (a) e vista dall'interno (b).

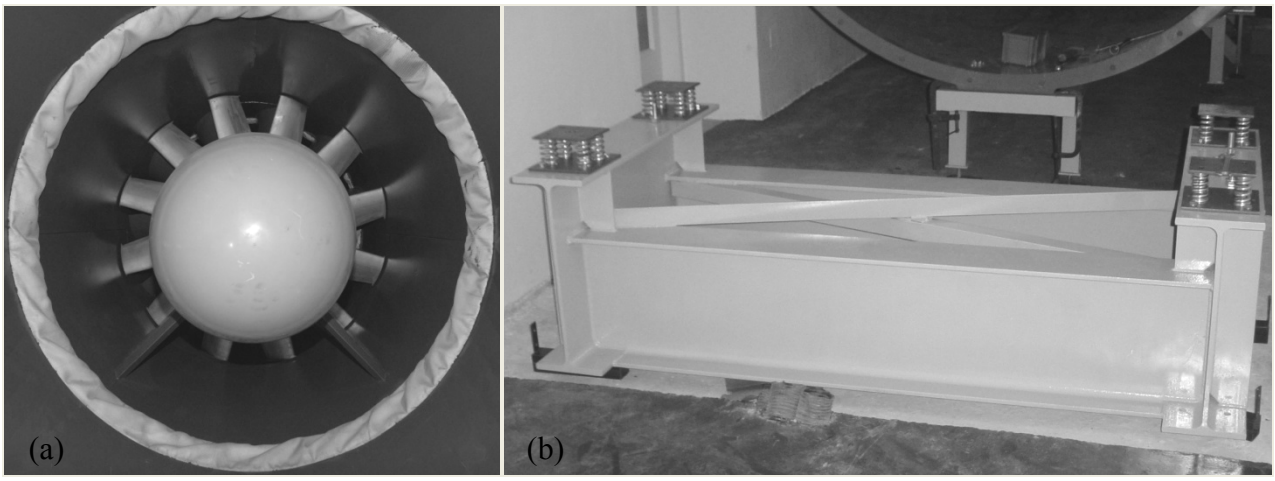


Figura 6 Vista del ventilatore dal cambio di forma a monte (a) e del basamento su fondazione rigida (b).

3.3. Divergenti

Per aumentare la lunghezza della camera di prova, non è stato collocato alcun divergente a valle della seconda sezione di misura. Il primo diffusore, della lunghezza di 1.65 m, è successivo al primo angolo ed è realizzato con un divergente bidimensionale rapido, con un angolo massimo pari a 3 gradi, reso possibile grazie all'installazione di setti interni (Figura 7a). A valle del ventilatore, dopo il raddrizzatore di flusso e il cambio di forma, si trova il secondo canale di espansione (Figura 7b-c) di lunghezza pari a 8.9 m; esso è completamente foderato di materiale fonoassorbente ed è caratterizzato da un angolo di divergenza massimo pari a 3.3 gradi. Tra il terzo e il quarto angolo si trova infine un modesto diffusore che funge principalmente da elemento di raccordo tra gli angoli.

3.4. Angoli

Per ottimizzare gli ingombri e massimizzare la lunghezza della camera di prova, in fase progettuale è stato deciso di evitare il posizionamento di un divergente rapido tanto a monte della camera di ristagno quanto a valle della camera di prova. Gli angoli sono stati quindi progettati in modo innovativo, dando luogo a un'espansione del flusso. In ciascuno dei quattro angoli si trova una batteria di alette (Figura 7a-c) con interasse di 81 mm. Per minimizzare la separazione e ridurre al

massimo le perdite di carico, le alette sono state realizzate con profili alari studiati appositamente e realizzati in alluminio mediante estrusione. L'interasse tra le alette è il compromesso ottimale tra la necessità di evitare la separazione (alette troppo distanziate potrebbero indurre lievi separazioni al bordo d'uscita) e di non aumentare eccessivamente la resistenza di attrito (legata alla superficie complessiva delle alette).

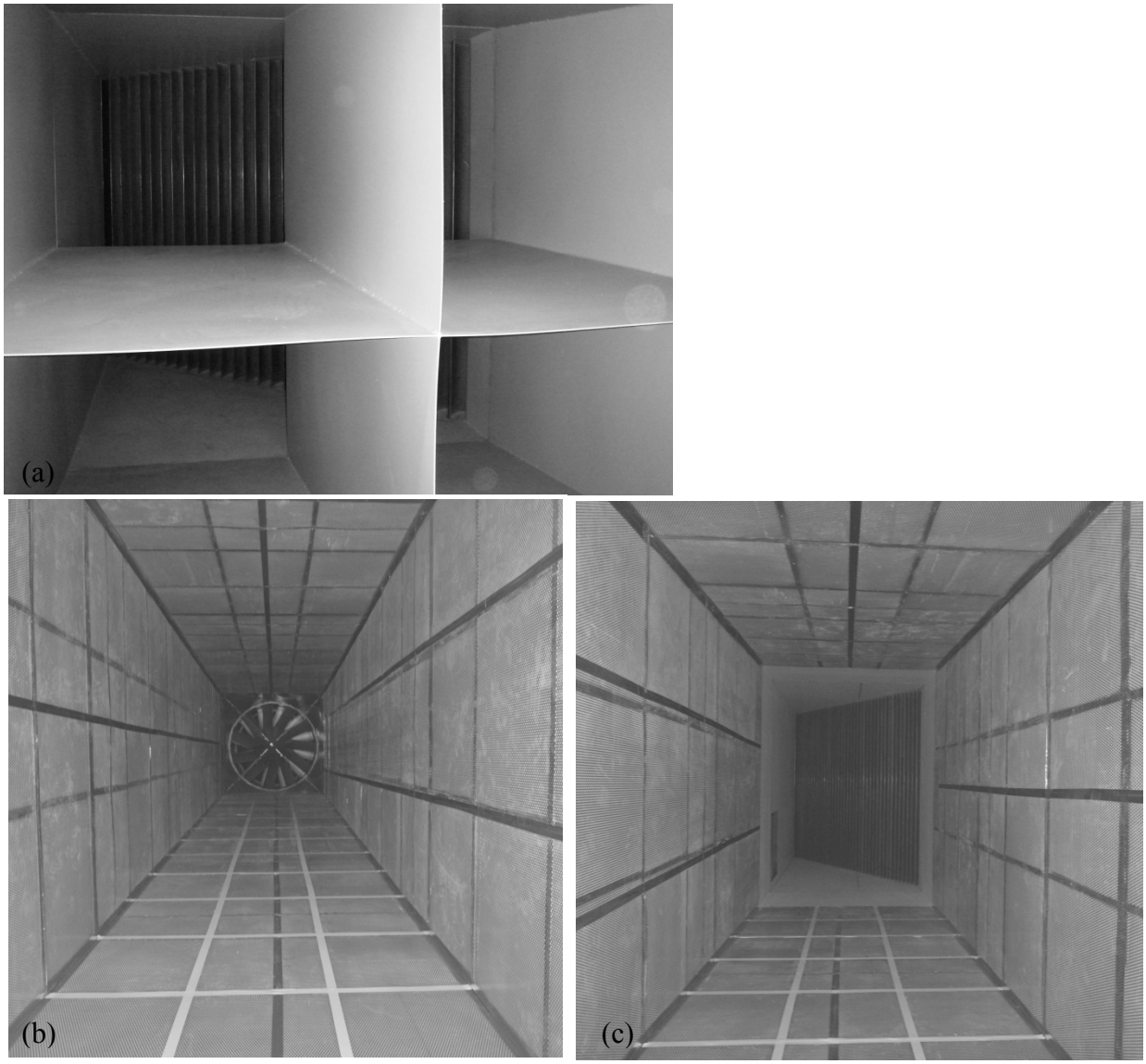


Figura 7 Primo divergente (a; sullo sfondo il secondo angolo) e secondo divergente: vista del ventilatore (b) e del terzo corner (c).

3.5. Camera di ristagno e convergente

All'uscita del quarto angolo, nella camera di ristagno, sono alloggiati una struttura a nido d'ape (honeycomb) e un sistema di cinque reti. Nel loro complesso essi attuano una progressiva riduzione delle scale della turbolenza concorrendo, assieme agli accorgimenti utilizzati nel dimensionamento dei divergenti e degli angoli, a garantire un'elevata qualità del flusso prima del suo ingresso in camera di prova. L'honeycomb e le reti, realizzate senza alcuna discontinuità, sono state calate dall'alto attraverso una botola nel soffitto (Figura 8a). La maglia dell'honeycomb ha dimensione M pari a 6.35 mm; la batteria di reti è a maglia decrescente, variabile da 3.2 a 0.7 mm. La Tabella 3 riporta le dimensioni principali che caratterizzano gli schermi: d è il diametro degli elementi, M è la dimensione caratteristica della maglia, $\beta=(1-d/M)^2$ è il rapporto di solidità.

Tabella 3 Dimensioni caratteristiche dell'honeycomb e delle reti: diametro *d*, larghezza della maglia *M* e rapporto di solidità β.

Elemento	*d* (mm)	*M* (mm)	β
honeycomb	0.1	6.35	0.97
Rete 1	0.71	3.2	0.61
Rete 2	0.56	2.4	0.58
Rete 3	0.56	2.4	0.58
Rete 4	0.16	0.7	0.61
Rete 5	0.16	0.7	0.61

A valle delle reti si colloca la camera di calma (tratto rettilineo); essa ha il compito di ristabilire nel flusso un regime di turbolenza isotropa, prima che questo giunga nel convergente. Il convergente (Figura 8b), dimensionato per evitare fenomeni di separazione o ispessimento indesiderato dello strato limite, ha un fattore di contrazione pari a 5.



Figura 8 Installazione della struttura a nido d'ape e della batteria di reti (a) e vista del convergente e della prima sezione di misura (b).

4. CARATTERIZZAZIONE E MODELLAZIONE DELL'IMPIANTO

In fase progettuale, ogni singolo componente dell'impianto è stato oggetto di analisi finalizzate a verificarne il corretto dimensionamento.
Dal punto di vista fluidodinamico, particolare attenzione è stata posta nella verifica delle perdite di carico che si realizzano nelle diverse sezioni. La Tabella 4 riporta, per tutti i componenti dell'impianto, l'area della sezione, la velocità corrispondente a una velocità di 40 m/s in camera di prova, e i coefficienti di perdita di carico locali e cumulativi; essi forniscono il valore della potenza installata necessaria. Le perdite di carico sono state valutate ipotizzando la presenza di un eventuale scambiatore di calore (per ora non installato). Sono in corso le verifiche di corrispondenza tra le perdite di carico di progetto e quelle effettive nelle diverse sezioni dell'impianto.
Dal punto di vista strutturale, in fase di progetto sono stati realizzati numerosi modelli ad elementi finiti, locali e complessivi, della carpenteria metallica. Essi hanno permesso di perfezionare il dimensionamento di tutti gli elementi, evitando l'insorgenza di vibrazioni risonanti nel campo di frequenza coinvolto nelle misure aerodinamiche. A titolo di esempio, la Figura 9 mostra la seconda forma modale del secondo divergente.

Tabella 4 Caratteristiche delle diverse sezioni dell'impianto, velocità corrispondenti alla velocità di progetto in camera di prova e coefficienti di perdita.

Sezione	Area (m^2)	Velocità ingresso (m/s)	coefficiente di perdita	
			locale	cumulativo
Camera di Prova	2.375	40	0.0520	0.0520
Primo angolo	2.375	39.33	0.0480	0.1000
Primo Diffusore	3.222	39.33	0.0455	0.1455
Secondo angolo	3.222	28.99	0.0480	0.1935
Ventilatore	3.98	28.99	0.1520	0.3455
Secondo diffusore	6.716	23.47	0.0184	0.3639
Scambiatore di calore	6.716	-	0.1000	0.4639
Terzo angolo	8.662	13.92	0.0044	0.4683
Terzo diffusore	8.901	10.49	0.0005	0.4688
Quarto angolo	11.483	8.3	0.0025	0.4713
Honeycomb	11.483	-	0.0237	0.4950
Rete 1	11.483	-	0.0400	0.5350
Rete 2	11.483	-	0.0447	0.5797
Rete 3	11.483	-	0.0447	0.6244
Rete 4	11.483	-	0.0535	0.6779
Rete 5	11.483	8.3	0.0535	0.7314
Camera di calma	11.483	8.13	0.0004	0.7317
Convergente	2.295	41.4	0.0420	0.7737

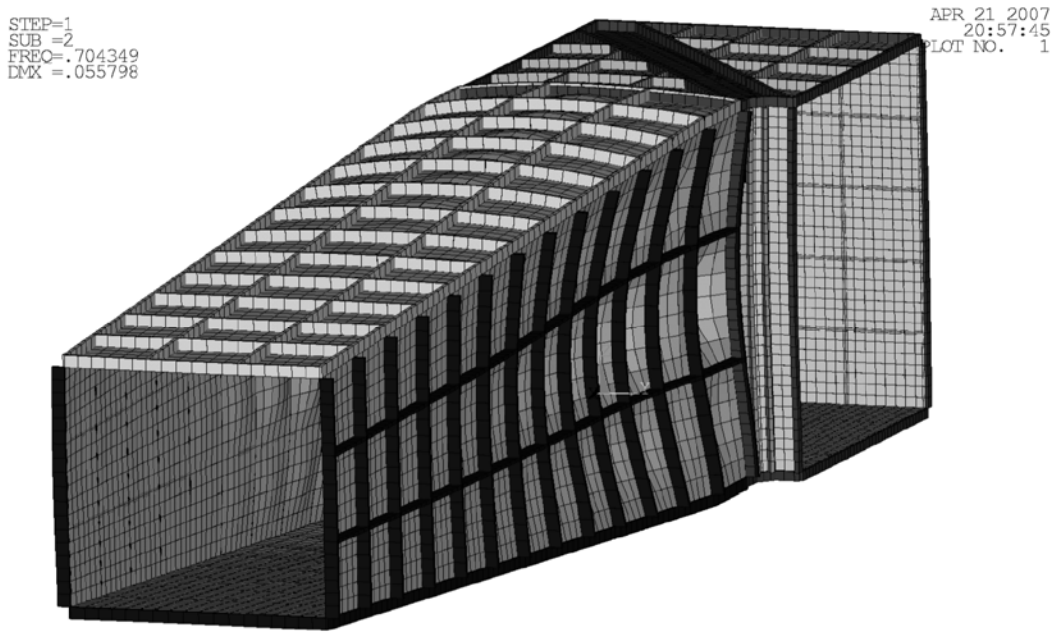


Figura 9 Seconda forma modale del secondo divergente.

Oltre alle misure di caratterizzazione del flusso in camera di prova, è in corso una campagna di misure mediante accelerometri, per verificare il corretto dimensionamento degli elementi strutturali e delle opere accessorie per le misure. A titolo di esempio la Figura 10 mostra, per diverse velocità del flusso in camera di prova, i dati relativi al valore quadratico medio della velocità valutata in corrispondenza della fondazione del motore e sul telaio di contrasto per modelli sezionali, installato

su fondazione isolata in corrispondenza della prima sezione di misura (Figura 5a). Il valore molto contenuto dell'ampiezza di vibrazione del telaio (X: direzione del flusso, Y: trasversale; Z: verticale) in ogni ambito di utilizzo dell'impianto, congiuntamente ad un'elevata rigidezza (prima frequenza propria pari a 80 Hz), consentono di effettuare misure pienamente affidabili.

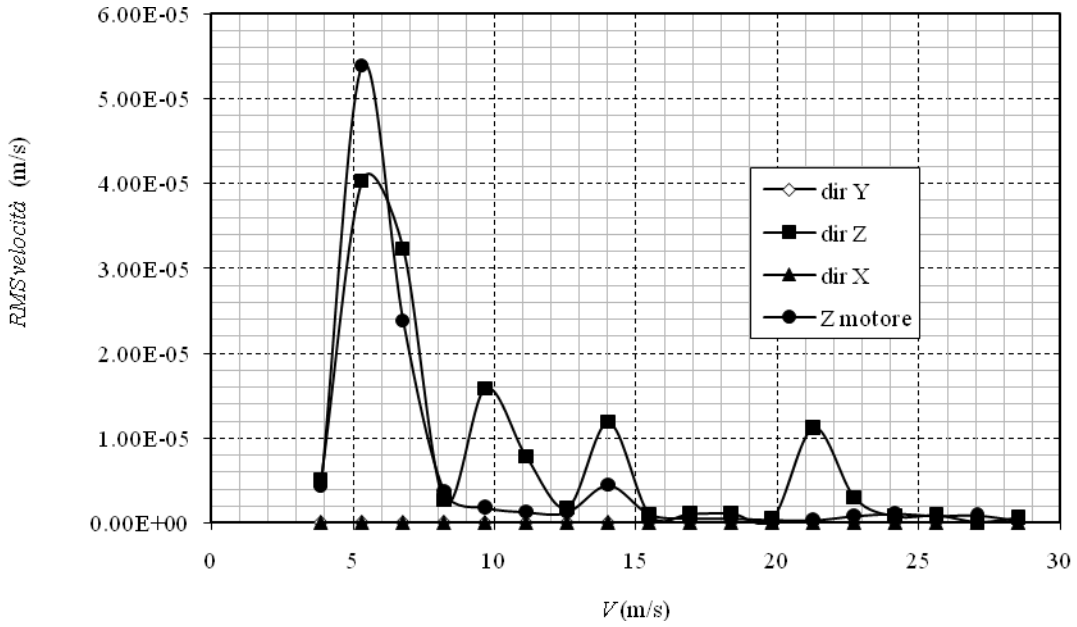


Figura 10 RMS di velocità nelle tre direzioni del telaio di contrasto posto in corrispondenza della prima sezione di misura e verticale in corrispondenza della fondazione del motore.

5. CONCLUSIONI

La nuova galleria del vento della Facoltà di Ingegneria dell'Università degli Studi di Genova è il frutto di un lungo lavoro di progettazione, sviluppato da DICAT e DIFI in diversi ambiti. Dal punto di vista architettonico, la creazione degli spazi atti ad alloggiare l'impianto fanno parte di un vasto intervento di riqualificazione di una zona degradata di Villa Cambiaso. Dal punto di vista aerodinamico, per massimizzare la lunghezza della camera di prova e ottimizzare la qualità del flusso al suo interno, sono stati realizzati angoli ad espansione che hanno permesso di evitare il posizionamento di due divergenti (a monte e a valle della camera di prova) usualmente impiegati.
La nuova galleria del vento è molto versatile per la possibilità di raggiungere in camera di prova elevate velocità caratterizzate da bassa turbolenza, per la presenza di due sezioni di prova studiate per rendere massimamente efficienti un'ampia gamma di misure, e per la ragguardevole lunghezza della camera stessa, che permette di generare artificialmente uno strato limite sufficientemente sviluppato entro la seconda sezione di misura.
Allo stato attuale è stata completata la caratterizzazione del flusso nella prima sezione di prova. E' in corso lo studio dei profili del vento in regime di strato limite sviluppato nella seconda sezione di misura. Numerosi strumenti sono già disponibili; altri sono in fase di realizzazione e assemblaggio; altri ancora sono stati ordinati e saranno in funzione nel settembre 2009. Si prevede che l'impianto sia in condizione di lavorare a regime già negli ultimi mesi del 2009.

La valutazione della risorsa eolica attraverso i dati di modellazione meteorologica: analisi dell'influenza delle caratteristiche del terreno

F. Castellani[a], C. Busillo [b], F. Calastrini [b], G. Gualtieri [b], B. Gozzini [b]

[a]Dipartimento di Ingegneria Industriale, Università degli Studi di Perugia
Via Duranti 67, 06125 Perugia
[b]Laboratory for Meteorological and Environmental Modelling (LaMMA) - CNR-IBIMET
Via Madonna del Piano, 10, 50019 Sesto Fiorentino (FI)

ABSTRACT

Una reale difficoltà allo sviluppo dello sfruttamento della risorsa eolica consiste nel valutare la producibilità eolica di un sito di caratteristiche anemologiche non note. Nel presente lavoro si propone l'utilizzo dei dati ottenuti da modello meteorologico che lavora su grande scala per la applicazione di metodologie di stima della risorsa eolica locale. Sulla base delle esperienze maturate dal La.M.M.A. nell'utilizzo del modello meteorologico WRF e dal Dipartimento di Ingegneria Industriale dell'Università di Perugia nella stima della risorsa eolica su terreno complesso, sono stati analizzati due casi di studio dei quali uno ubicato in un'area pianeggiante limitrofa alla costa e l'altro nell'entroterra in orografia complessa.

I risultati ottenuti hanno evidenziato alcuni aspetti critici nell'impiego dei dati climatologici calcolati dal modello meteorologico WRF:

1. in zone ad orografia poco complessa la quota minima dal suolo, alla quale i dati WRF possono essere considerati attendibili, è relativamente bassa e compatibile con la quota al mozzo delle attuali turbine eoliche di media/grande taglia;
2. in zone a complessità orografica elevata i dati WRF possono essere considerati attendibili solo ad una quota superiore che è funzione del tipo di orografia;
3. il downscaling su scala locale dovrebbe tenere conto anche delle condizioni di stabilità dell'atmosfera e dell'altezza dello strato limite.

An obstacle for the full exploitation of wind energy is the knowledge of the resource distribution in areas where anemometer measurements are unavailable. In present work the use of meteorological data obtained through a large scale numerical meteorological model is proposed for the application of methods for the estimation of the local wind energy potential. The skills of La.M.M.A. on the use of meteorological numerical models and of the Department of Industrial Engineering of the University of Perugia on the characterization of the wind resource in complex terrains were used to analyze two test cases: a flat terrain coastal site and an onshore complex terrain site.

Results revealed some issues on the use of climatology data obtained from the numerical meteorological model WRF:

1. on flat terrain sites WRF data can be considered reliable at low heights from ground, very close to the hub height of the wind turbines;
2. in complex sites WRF data can be considered reliable only at a higher height above ground level which depends on terrain distribution
3. the downscaling process is affected by the atmospheric stability and the boundary layer height.

PAROLE CHIAVE: energia eolica, modellazione meteorologica, downscaling.

1. INTRODUZIONE

Lo studio della distribuzione della risorsa eolica può essere effettuato con diverse metodologie; in linea di principio prima di prevedere fattivamente la costruzione di un impianto eolico, sarebbe infatti necessario effettuare una costosa campagna di misure del vento, per un periodo di almeno un anno, alla quota costruttiva del mozzo della turbina eolica, tipicamente 60-80 metri ed oltre. In alternativa, possono essere utilizzati i dati misurati da stazione a terra o le stime ottenute da modello meteorologico a scala locale. Entrambi gli approcci presentano vantaggi e limiti. L'approccio modellistico si basa su stime e non su dati misurati, ma presenta il vantaggio di fornire valori di vento alla quota desiderata; l'utilizzo di dati misurati da stazioni a terra, apparentemente più attendibili, generalmente prevede per contro un processo di estrapolazione per stimare la velocità del vento alla superiore quota di funzionamento della turbina; inoltre non è possibile determinare la direzione del vento ad una quota superiore a quella di misura attraverso un semplice algoritmo. Tale procedura può infatti presentare criticità differenti a seconda del tipo di terreno e delle caratteristiche climatiche del sito in studio.

Nel presente lavoro si analizza la possibilità di sfruttare i dati di intensità e direzione del vento calcolati dal modello meteorologico WRF per poter caratterizzare la distribuzione della risorsa eolica a livello locale; tale modello viene attualmente utilizzato presso il La.M.M.A. su una griglia di calcolo con passo di 10 km che copre tutto il territorio italiano.

Il modello WRF-NMM (Weather Research and Forecasting - Nonhydrostatic Mesoscale Model) è stato sviluppato dalla NOAA (National Oceanic and Atmospheric Administration) e da NCEP (National Centre for Environmental Prediction) in modo da risultare lo stato dell'arte nel campo della simulazione atmosferica e da risultare uno strumento flessibile, portabile, efficiente.

Il sistema è costituito da:

1. Risolutore delle equazioni fluido dinamiche.

Caratteristiche del solutore sono:

- Equazioni di Navier-Stokes non idrostatiche (con opzione per ipotesi idrostatica) per fluido compressibile.
- Sistema di coordinate verticali ibrido: "terrain-following" e "sigma-pressure".
- Griglia staggerata Arakawa E-grid.
- Stesso passo temporale per tutti i termini.
- La dinamica conserva un elevato numero di termini del primo e del secondo ordine, tra cui energia e entropia.
- Non è ancora implementata la possibilità di nesting delle griglie.
- Propagazione orizzontale con schema "Forward-backward".
- Propagazione verticale delle onde sonore con "Implicit Scheme".
- Avvezione orizzontale e verticale conservative (fino ai termini del secondo ordine).
- Diffusione laterale e verticale. La diffusione verticale nel Boundary Layer e nell'atmosfera libera si esplicita attraverso lo schema del terreno e lo schema "Mellor-Yamada-Janjic". Quella laterale è formulata attraverso l'approccio non lineare di Smagorinsky (con parametro di controllo pari al quadrato della costante di Smagorinsky).

2. Modelli fisici interagenti con il risolutore NMM attraverso una interfaccia standard.

- Microfisica.
- Schema radiativo a onda lunga.

- Schema radiativo a onda corta.
- Parametrizzazione fenomeni convettivi
- Modello di interazione con la superficie

Il vantaggio di questo tipo di modellazione è soprattutto dovuta al fatto che è in grado di fornire dati climatologici su domini molto grandi tenendo conto di numerosi parametri in ingresso. La modellazione meteorologica consente inoltre di calcolare grandezze spesso trascurate dai modelli numerici finalizzati all'esclusivo studio della risorsa eolica; tali grandezze possono essere utili per poter analizzare e definire le condizioni di stabilità dell'atmosfera.

Tabella 1. Principali variabili disponibili in archivio risultanti dal modello WRF

Variabile	**Descrizione**
VV	velocità prevalente del vento orizzontale (m/s)
DV	direzione prevalente del vento orizzontale (°N)
w	componente verticale del vento (m/s)
T	temperatura dell'aria (°C)
Pres	pressione atmosferica (mb)
UmR	umidità relativa (%)
Prec	piovosità (mm)
U*	velocità di frizione (m/s)
Rsw	radiazione solare ad onda corta (W/m2)
Rlw	radiazione solare ad onda lunga (W/m2)
Rswu	radiazione solare ad onda lunga uscente (W/m2)
Ccov	indice di ricoprimento nuvoloso (decimi)

Purtroppo le risorse di calcolo assorbite da questo tipo di modellazione numerica costringono all'uso di una griglia con scarsa risoluzione orizzontale. Tale aspetto limita spesso l'attendibilità dei risultati in prossimità del suolo soprattutto in territori caratterizzati da orografia molto complessa dove è invece necessaria una elevata risoluzione della griglia per poter definire al meglio l'influenza della conformazione del terreno sull'andamento dello strato limite. Su terreni complessi una descrizione dettagliata della distribuzione della risorsa eolica è possibile solamente "innestando" i risultati del modello WRF su un dominio di modellazione locale.

1.1. Analisi dei risultati del modello WRF su un sito costiero pianeggiante

A conferma di quanto esposto in precedenza è stata effettuata una analisi circa l'attendibilità dei dati di intensità e direzione del vento calcolati dal modello meteorologico su un sito ad orografia non complessa. In tale località, situata sulla riviera toscana in prossimità di Livorno, è stato possibile confrontare i risultati di modellazione calcolati a 75 m dal suolo con i dati di un anemometro posto su un sostegno di 10 m sul tetto di un edificio.

I risultati ottenuti dimostrano che i dati forniti da WRF sono sicuramente soddisfacenti per poter effettuare una prima caratterizzazione della risorsa eolica.

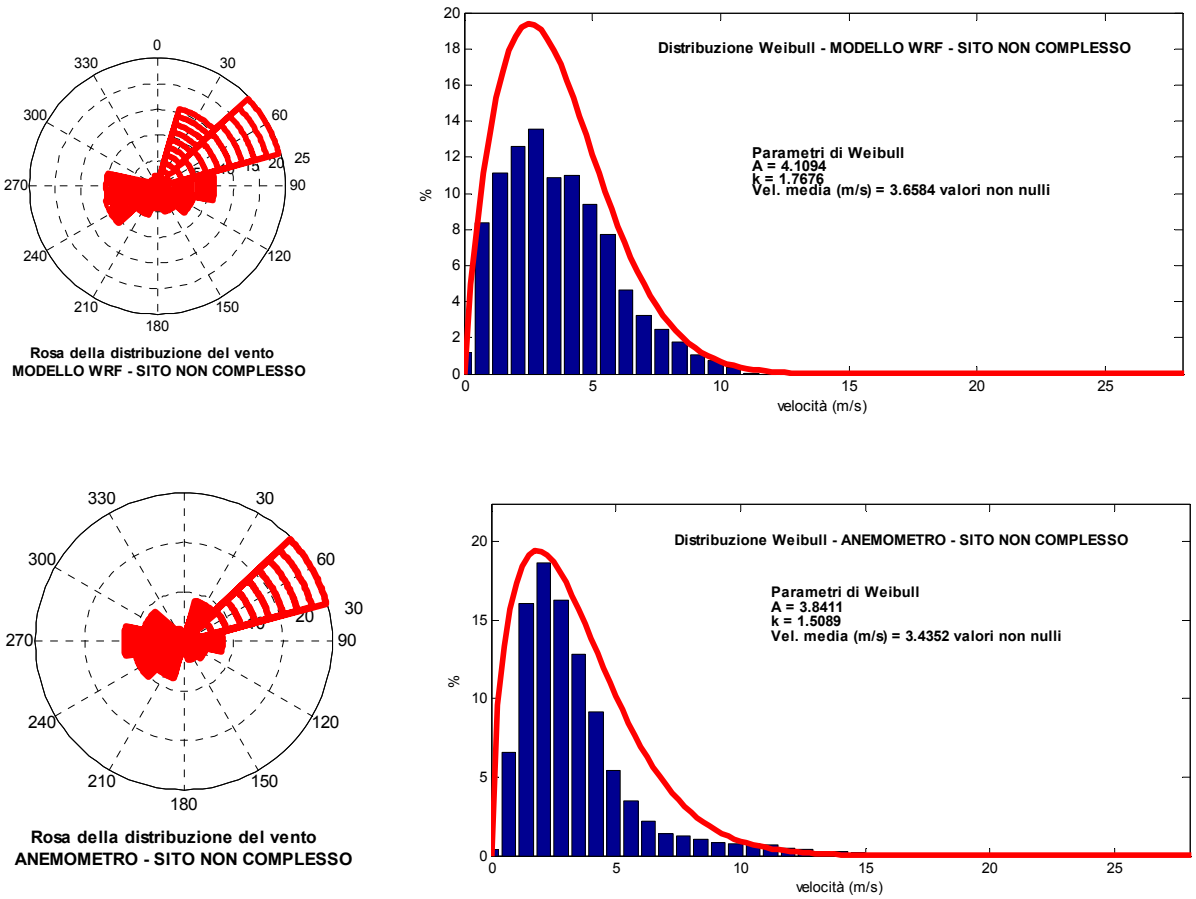


Figura 1. Confronto fra i risultati di WRF a 75 m dal suolo e le misure anemometriche su sito non complesso per l'anno 2007.

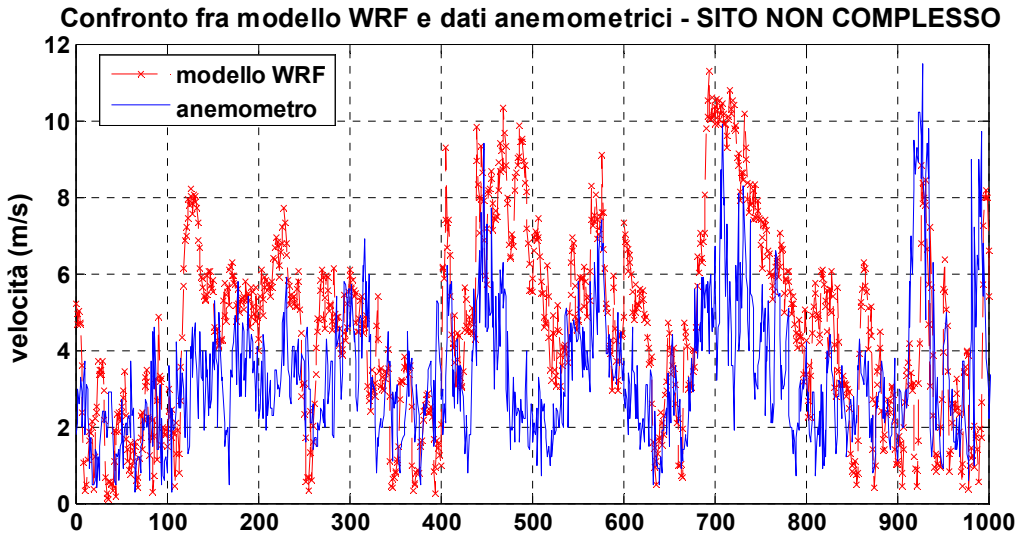


Figura 2. Confronto fra gli andamenti delle velocità ottenute dal modello WRF a 75 m dal suolo e le misure anemometriche su sito non complesso.

In tali condizioni la risoluzione della griglia che definisce la distribuzione della risorsa eolica può essere aumentata mediante l'impiego di modelli lineari in grado di descrivere in maniera affidabile lo strato limite vicino al suolo (Berge *et al.*, 2007).

1.2. Analisi dei risultati del modello WRF su un sito ad orografia complessa

Una analisi più approfondita è stata effettuata su un sito ad orografia complessa posto sulla dorsale appenninica ai confini fra Umbria e Lazio. In tale caso è stata fatta una indagine confrontando i risultati di due punti di modellazione WRF adiacenti (P1 e P2) ed i dati delle relative stazioni anemometriche (A1 e A2) con torri di misura alte 50 m dal suolo; i dati anemometrici sono stati cortesemente messi a disposizione per lo studio dalla società TerniEnergia.

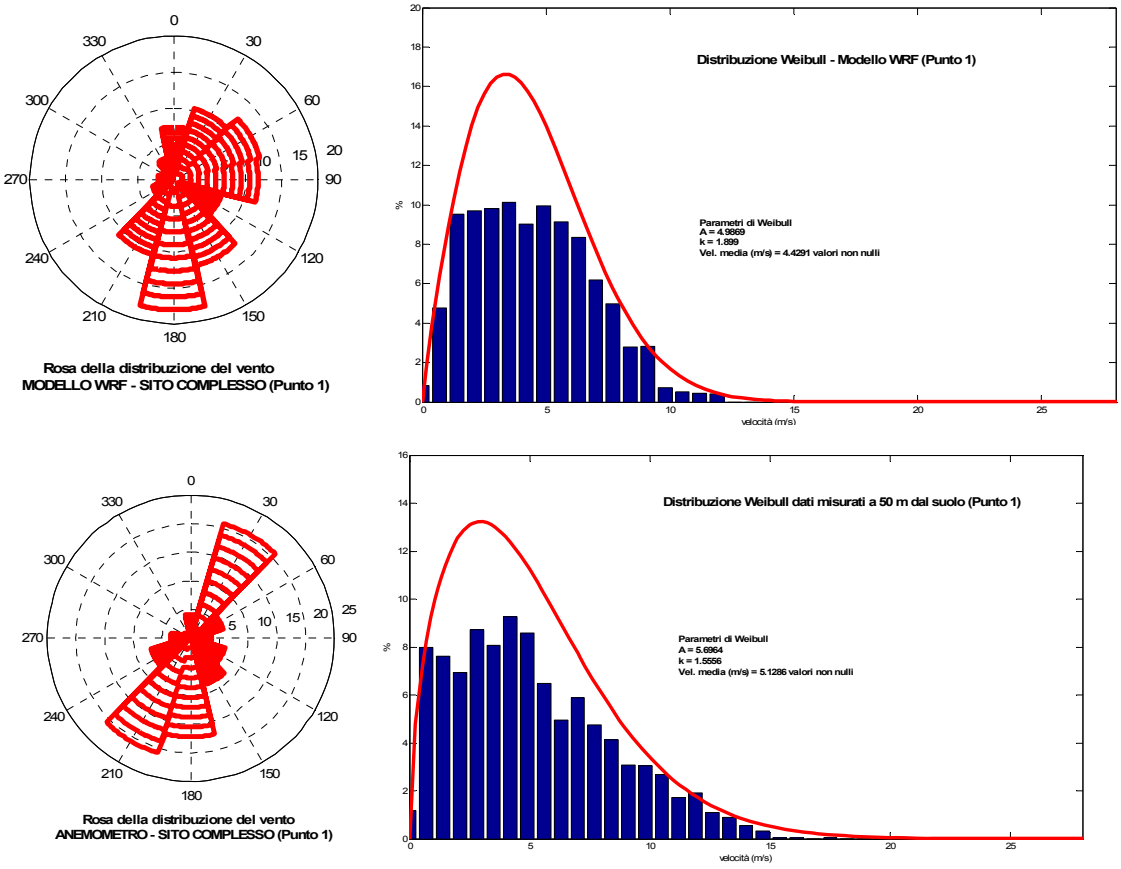


Figura 3. Confronto fra i risultati di WRF a 75 m dal suolo e le misure anemometriche su sito ad orografia complessa.

Come è possibile osservare dai grafici la stima della risorsa eolica utilizzando direttamente i dati forniti dal modello WRF è poco attendibile ed è necessario dunque un downscaling con modello locale che sia in grado di descrivere in modo affidabile l'influenza dell'orografia (Loukal *et al.*, 2006).

2. IL DOWNSCALING CON MODELLO CFD

Il downscaling da un modello meteorologico di grande scala con passo di griglia dell'ordine di qualche chilometro va in genere effettuato in maniera abbastanza graduale. Per questo motivo molto spesso dal primo livello di modellazione meteorologica si passa ad un secondo livello su una maglia di calcolo più risoluta che risulta dell'ordine di qualche centinaio di metri. Molto spesso in questo secondo livello di analisi numerica vengono ancora utilizzati dei codici che elaborano tutti i parametri meteorologici che definiscono lo stato dell'atmosfera e richiedono dunque una procedura di "innesto" piuttosto complessa.

In questo lavoro l'analisi locale del sito ad orografia complessa è stata effettuata per mezzo della modellazione numerica CFD del campo di moto del vento utilizzando il modello Windsim che inizializza il motore di calcolo PHOENICS. Questo codice è in grado di modellare finemente la fluidodinamica locale indotta dall'orografia (Riedel & Durante, 2008) ma non considera lo stato termico dell'atmosfera e tutti gli altri parametri climatici.

Tale tipo di modellazione tuttavia presenta i seguenti vantaggi:

1. velocità e semplicità di calcolo;
2. esaltazione degli effetti orografici;
3. ottima descrizione del profilo in prossimità del suolo;
4. possibilità di raggiungere risoluzione orizzontale elevata;
5. possibilità di controllo delle condizioni al contorno e dell'architettura di griglia.

Modellando dunque il vento con Windsim su un dominio di calcolo che include due nodi di modellazione WRF ed i due anemometri è stato possibile apprezzare come, trasferendo i segnali di velocità e direzione del vento in corrispondenza delle posizioni degli anemometri, è possibile cogliere gli effetti di accelerazione e deviazione del vento indotti dall'orografia locale.

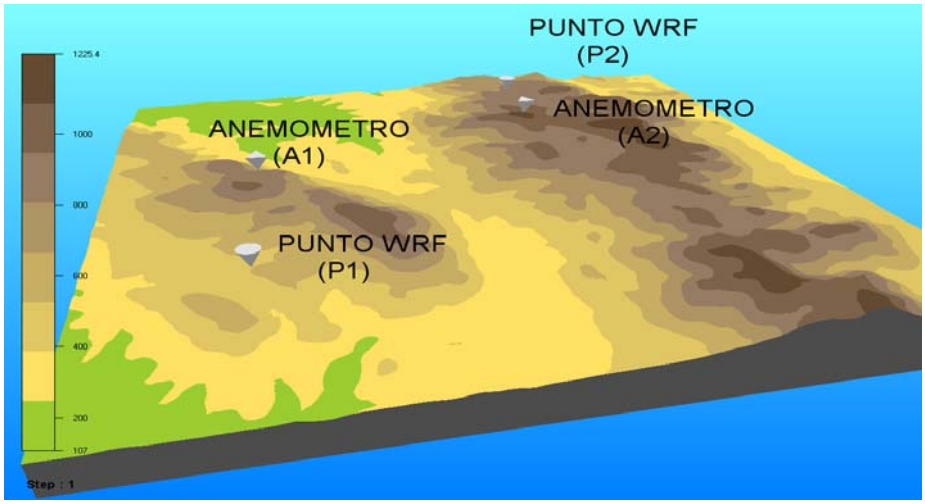


Figura 4. Il dominio di calcolo del codice CFD con le posizioni dei nodi WRF utilizzati e degli anemometri.

Il trasferimento dei dati è stato effettuato calcolando per ciascun settore di direzione il rapporto fra le velocità e la deviazione angolare fra il nodo WRF e la posizione dell'anemometro; applicando tali rapporti a tutta la serie storica relativa all'anno 2007 è stato possibile osservare come il trasferimento fornisca risultati attendibili solo partendo da un livello di almeno 350 m dal suolo per il nodo WRF. La quota minima accettabile per il trasferimento, come già osservato in precedenti lavori (Castellani *et al.*, 2007), è ovviamente funzione della complessità orografica.

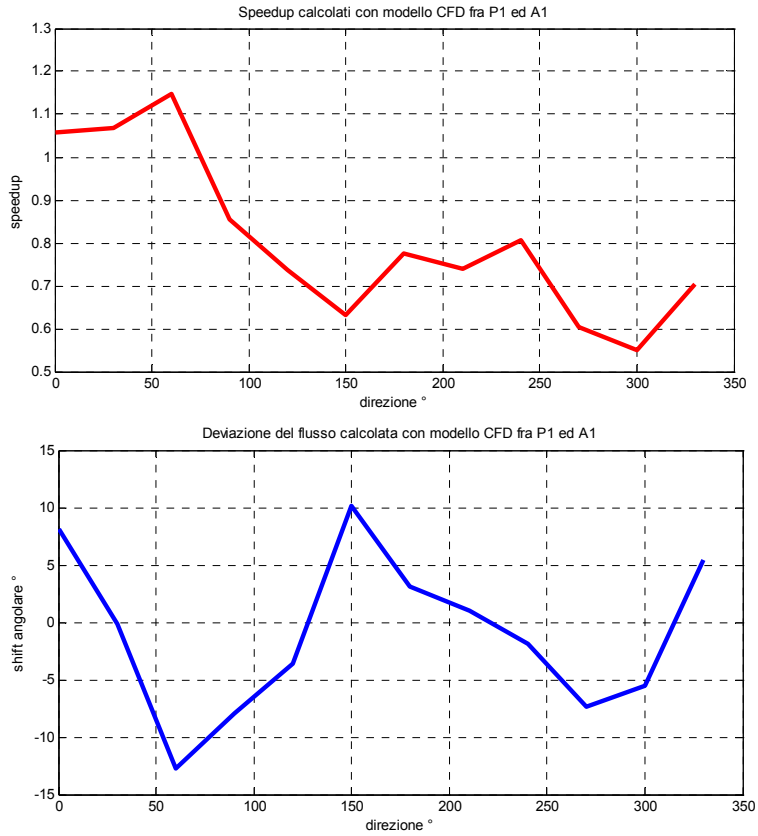


Figura 5. Rapporti fra le velocità (speedup) e deviazioni del flusso ottenute dal modello CFD per i punti P1 ed A1.

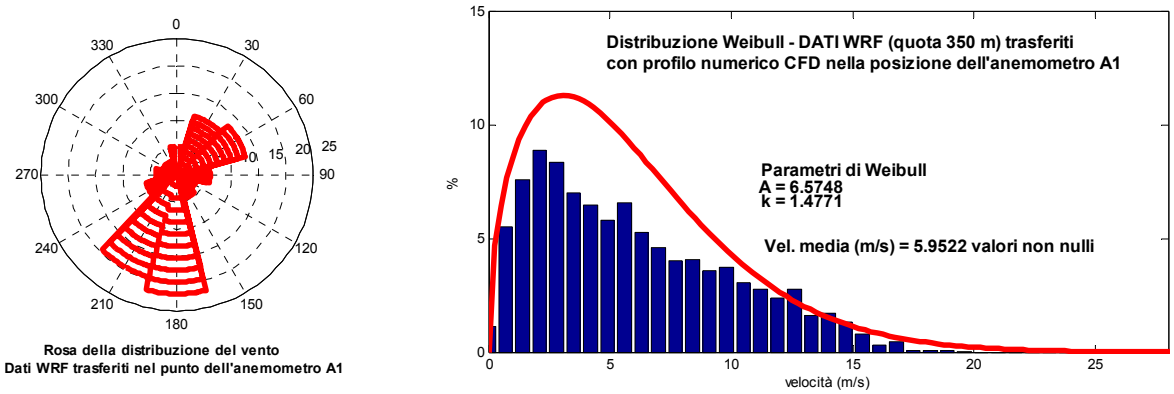


Figura 6. Risultati ottenuti con i downscaling nella posizione dell'anemometro 1.

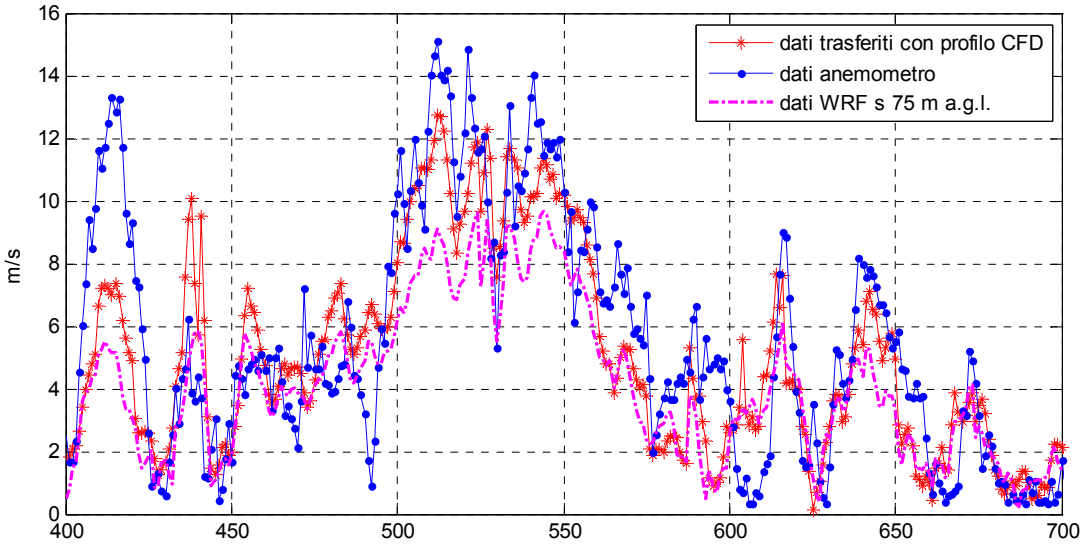


Figura 7. Risultati ottenuti con il downscaling nella posizione dell'anemometro 1 – Andamento della serie storica.

3. ANALISI DELL'INFLUENZA DELLA STABILITA' ATMOSFERICA E DELL'ALTEZZA DELLO STRATO LIMITE

Purtroppo il modello CFD non tiene conto delle diverse condizioni termiche dell'atmosfera; tale codice infatti, essendo nato per lavorare con dati anemometrici rilevati in prossimità del suolo, attualmente risolve in tre dimensioni le equazione di Navier Stokes in condizioni isoterme.

Operando in orografia complessa si è invece costretti, per effettuare correttamente il downscaling, a trasferire i dati da quote non irrilevanti dal suolo (dell'ordine di 300 metri ed oltre); in questo caso risolvendo il campo di moto del vento in condizioni isoterme si introduce sicuramente degli errori.

Attraverso una analisi dei risultati di modellazione fatta considerando i due nodi WRF ad una quota di 350 m dal suolo ed i dati anemometrici è stato possibile osservare come varia l'errore fatto nel calcolo dell'energia producibile da una macchina eolica posizionata in un punto qualsiasi del dominio.

Sincronizzando dunque i database anemometrici dei punti considerati e piazzando delle turbine virtuali in ciascun punto del dominio ove sono disponibili i dati di ventosità è stata fatta una analisi di coerenza della modellazione: infatti se la simulazione numerica fornisse risultati assolutamente attendibili e coerenti con i dati anemometrici forniti l'energia producibile dalle quattro turbine virtuali sarebbe la stessa indipendentemente dalla climatologia utilizzata per calcolarla (A1,A2,P1 o P2). L'errore è stato invece stimato in percentuale considerando esatta l'energia stimata per la turbina di una determinata posizione attraverso i dati anemometrici disponibili nella stessa posizione.

In tale modo è stato possibile costruire delle "matrici di errore" che hanno portato poi alla stima, attraverso il valore assoluto, del valore medio dell'errore commesso.

Tale errore è stato poi valutato in corrispondenza di alcune situazioni di strato limite: altezza di strato limite bassa (inferiore ad 800 m), media (compresa fra 800 e 1300 m) ed alta (superiore a 1300 m).

Tabella 2. Risultati della modellazione locale CFD: stima dell'errore di modellazione sul calcolo dell'energia in funzione dell'altezza dello strato limite.

ALTEZZA DI STRATO LIMITE BASSA				
	A1	A2	P1	P2
A1	0	6.5152	0.6001	13.288
A2	11.605	0	4.6604	5.9701
P1	29.579	6.9397	0	7.7361
P2	11.824	7.791	30.156	0
	ERRORE MEDIO%		***8.5415***	
ALTEZZA DI STRATO LIMITE MEDIA				
	A1	A2	P1	P2
A1	0	10.332	13.829	11.576
A2	12.439	0	20.9	20.753
P1	0.6564	12.865	0	5.2839
P2	11.585	15.956	3.7705	0
	ERRORE MEDIO%		***8.7466***	
ALTEZZA DI STRATO LIMITE ALTA				
	A1	A2	P1	P2
A1	0	3.5161	46.825	36.025
A2	3.0213	0	35.929	31.383
P1	33.455	33.702	0	10.338
P2	30.938	26.754	11.214	0
	ERRORE MEDIO%		***18.944***	

Come è possibile osservare il massimo errore si ha proprio in condizioni di altezza elevata di strato limite; in tali condizioni un trasferimento dei dati da quote molte elevate dal suolo necessita infatti di considerare debitamente gli effetti termici.

Lo stesso tipo di analisi dell'errore è stata fatta sull'intero database dell'anno 2007 per i nodi WRF P1 e P2 classificando i segnali in funzione delle condizioni di stabilità atmosferica. Dividendo il database in due parti, di cui una caratterizzata da condizioni di atmosfera prevalentemente instabile (classi A,B e C) e l'altra da atmosfera neutra (classe D), è stato possibile appurare come l'errore sia maggiore nel primo caso. Windsim infatti è stato ottimizzato per poter lavorare bene nelle condizioni neutre che sono poi quelle statisticamente prevalenti (circa il 70 % della serie storica analizzata) e caratterizzate da intensità del vento più interessanti per la tecnologia di conversione dell'energia eolica.

Tabella 3. Risultati della modellazione locale CFD: stima dell'errore di modellazione sul calcolo dell'energia in funzione della classe di stabilità.

ATMOSFERA INSTABILE		
	P1	P2
P1	0.00	12.08
P2	11.03	0.00
	ERRORE	**11.55**

ATMOSFERA NEUTRA		
	P1	P2
P1	0.00	7.44
P2	5.73	0.00
	ERRORE	**6.59**

4. CONCLUSIONI

In conclusione è possibile affermare che i dati di modellazione numerica meteorologica ottenuti con il modello WRF sono sicuramente utili per la caratterizzazione del potenziale eolico locale.

In siti ad orografia non complessa tali dati possono essere considerati attendibili fino a quote relativamente basse dal suolo (dell'ordine dei 70 m) ed un incremento della risoluzione spaziale può essere ottenuto con modelli lineari che descrivono le condizioni dello strato limite superficiale.

Sicuramente per i siti ad orografia complessa è necessario il downscaling con un modello locale ad elevata risoluzione che sia in grado di cogliere l'influenza dell'orografia locale. Il modello CFD Windsim è in grado di effettuare in maniera affidabile il trasferimento in prossimità del suolo dei dati di intensità e direzione del vento di WRF in orografia complessa. Visto il livello elevato dal suolo dal quale è possibile ricevere dati attendibili dal modello meteorologico, tale trasferimento potrebbe essere ancora più preciso qualora Windsim fosse in grado di descrivere anche situazioni di strato limite e di stabilità atmosferica differenti da quelle di progetto.

5. BIBLIOGRAFIA

Berge E., Bredesen R.E., Mollestad.K. (2007). Combining WAsP with the WRF meso-scale model. Evaluation of wind resource assessment for three Norwegian wind farm areas. *European Wind Energy Conference and Exhibition*, 7-10 May 2007, Milan (Italy).

Louka1 P., Kallos G., Galanis G., Katsafados P., Pytharoulis I. (2006). Resolution issues on NWPs for wind power applications – Downscaling. *European Wind Energy Conference and Exhibition*, Athens 2006, (Greece).

Riedel V., Durante F. (2008). Harvest time in Mountains – Round Robin Numerical Flow Simulation in Wind Energy, Part 2. *Dewi Magazine* No. 32. Pp. 12-27

Castellani F., Busillo C., Calastrini F., Gualtieri G., Molina G., Terzi L. (2007). An hybrid approach for downscaling rams data for wind resource assessment in complex terrains. *European Wind Energy Conference and Exhibition*, 7-10 May 2007, Milan (Italy).

OFFSHORE EOLICO IN ITALIA

G. Gaudiosi, Associazione OWEMES,Via Antonio Serra 62-00191 Roma; Tel/Fax 06 454269060 ; gaudiosi@owemes.org; www.owemes.org

1.0 Introduzione

Gli ultimi avvenimenti sull'eolico offshore in Italia tra i quali si può indicare come esempio la contrastata proposta dell'impianto da 80÷160 MW dell'Effeventi di Milano di fronte alle spiagge di Petacciato (Molise), portano a prevedere nei prossimi sei anni, sia pure tra le presenti incertezze, l'installazione di centrali eoliche offshore per almeno 500 MW.

Più di dieci di proposte in vario stadio d'elaborazione sono in atto per le aree marine, lungo le coste delle regioni meridionali, in particolare della Puglia, sulla base del principio di titolarità del sito per chi primo agisce.

Manca, infatti, una pianificazione nazionale e regionale delle aree offshore, che potrebbe evitare proposte d'impianti eolici in area ambientale sensibile e non supportate da sufficienti dati sul poten- - ziale eolico marino. In Italia esistono le competenze tecniche per pianificare le consistenti aree idonee da mettere a disposizione degli investitori tecnici più accorti.

Il costo del kWh eolico offshore, oggi superiore a quello degli impianti in terraferma ma al di sotto o comunque vicino a quello del fotovoltaico, tende a ridursi notevolmente nei prossimi anni.

Per gli impianti eolici offshore l'incidenza di costo delle fondazioni marine , delle linee elettriche subacquee e delle operazioni d'installazione / rimozione è di circa il 50 % su quello dell'intero impianto. Proprio in tale settore l'industria italiana dell'offshore petrolifero può dare il suo apporto rilevante sia in Italia sia in altri paesi del Mediterraneo, con consistente sviluppo di posti di lavoro.

Nonostante prospettive così incoraggianti e basate su tecnologie in via di rapida affermazione tecnica e commerciale in Italia non c'è, come già detto, un piano nazionale di sviluppo, né la pianificazione delle aree offshore. Si riportano di seguito gli obiettivi di alcuni paesi europei e la situazione italiana.

2.0 Quadro Europeo Generale

Con un potenziale eolico europeo di tutto rilievo l'EWEA prevede lo sviluppo al 2020 di 150 GW e al 2030 di 300GW (Fig. 1) di cui l'eolico offshore dovrebbe coprire una quota del 50% .

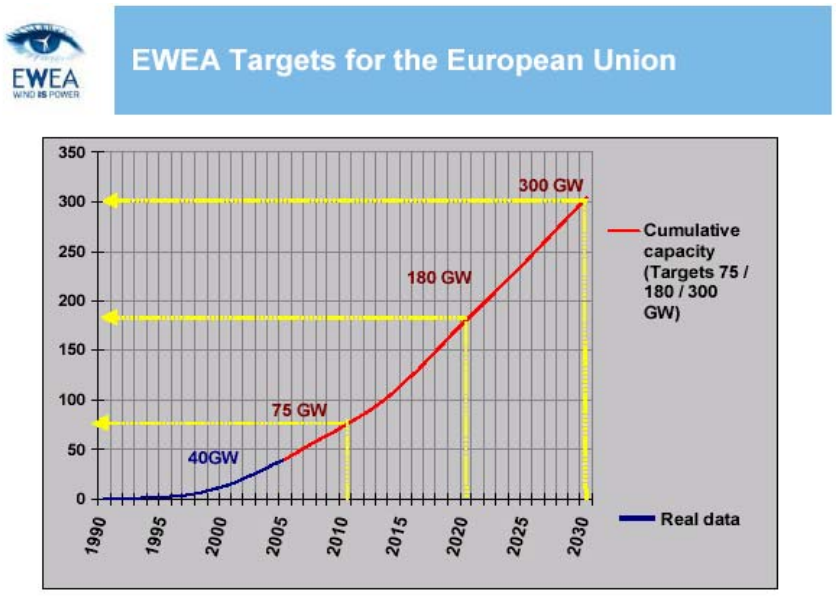


Fig.1, Quadro Unione Europea- (UE) -EWEA Target [1]

2.1 Quadro Europeo - Regno Unito

Potenziale eolico offshore più alto d'Europa,100TWh/anno. Programma nazionale ventennale nato nel 2000 col Round 1; dal primo prototipo di Blyth (3.6 MW) ha impiegato sette anni al 2006 per realizzare 303.6 MW con turbine da 2 ÷ 3 MW e quattro centrali da 60 a 90 MW in medio fondale.

Approvati altri 810 MW per otto centrali da 90 ÷ 180 MW. Presentate domande per 540 MW con turbine da 3MW. Entro il 2010 potrebbero essere in servizio circa 1.500 MW. Altri 7169 MW previsti nel Round 2, iniziato nel 2003, con 15 progetti, potenza compresa da 64 a 1200 MW (media 500 MW) , anche oltre le acque territoriali (12 miglia marine), turbine oltre 3 MW.
Almeno 6000 MW potrebbero essere in servizio al 2015. Obiettivo dei programmi Round 1 e 2 è di coprire al 2015 con l'eolico offshore il 6.5% della generazione di elettricità ; possibilmente 10% con l'ulteriore 3.5 % dell'eolico in terraferma .

2.2 Quadro Europeo (Germania - 2020/2030)
L'Istituto Tedesco per l'Energia Eolica prevede un'accelerazione delle installazioni offshore dal 2010 al 2030 (Fig. 1) e che l'offshore eolico coprirà al 2020 (Fig. 2) circa un terzo (13/ 39 GW) e al 2030 circa il 50% (29/58 GW) della potenza eolica installata. Il Position Paper Italiano prevede che l'offshore eolico coprirà un quinto (2 / 10 GW) della potenza eolica installata al 2020.

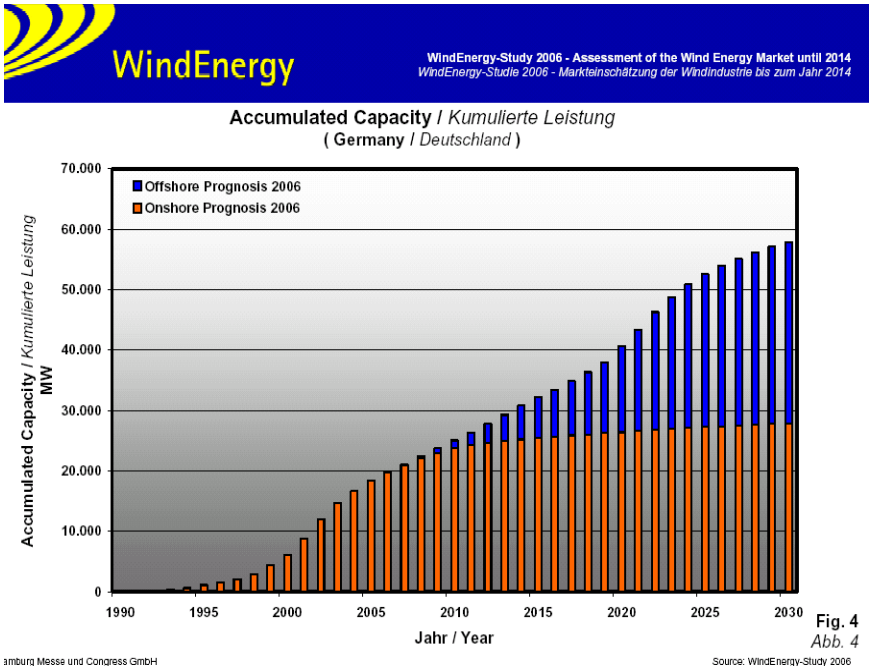


Fig. 2, Potenza eolica onshore e offshore cumulata in Germania al 2030 [2]

2,3 Quadri Europeo (Spagna, 2020-2030)
L'obiettivo è di 1000 MW per impianti eolici dimostrativi offshore nel periodo 2005-2010, superate le barriere amministrative,ambientali, tecnologiche, normative. Oggi progetti offshore per una potenza complessiva di 2800 MW sono in sviluppo con studi preparatori su impatto ambientale, geofisica, batimetria, ingegneria, ecc. sulla costa atlantica di Cadice, Huelva e sulla costa mediterranea di Castellon e Delta dell'Ebro.

3.0 Centrali eoliche offshore - Parametri di progetto
I parametri di progetto offshore più importanti sono: fondale marino, fondazioni, distanza dalla costa, connessioni elettriche, taglia delle turbine.
Il fondale marino utilizzabile per gli impianti eolici offshore con le attuali tecnologie di fondazioni e ancoraggi rientra nella fascia dei 200 m, quindi nella zona di acque basse (Fig. 3) in senso geofisico. Nell'eolico offshore è invece considerata la seguente classificazione: acque basse 0÷30 m, profondità intermedie 30÷50 m, acque profonde 50÷ 200m (Fig. 4). In acque basse si usano fondazioni a gravità o monopalo; per profondità intermedie si usano fondazioni a monopalo con tiranti, tripodi, a traliccio; oltre i 50 m si usano piattaforme galleggianti semisommerse (Tension leg – Fig.5), che ne evitano i movimenti di beccheggio come avviene per le galleggianti in superficie (Fig. 6).

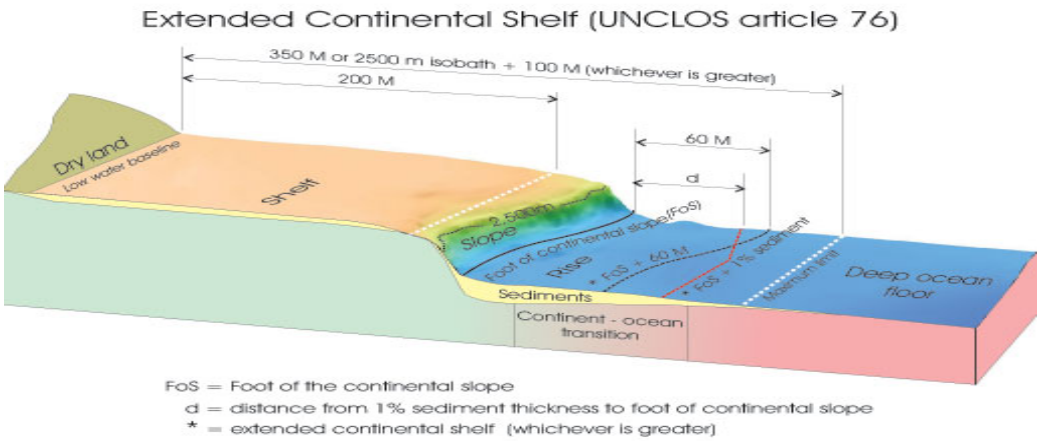


Fig. 3, Zoccolo continentale esteso

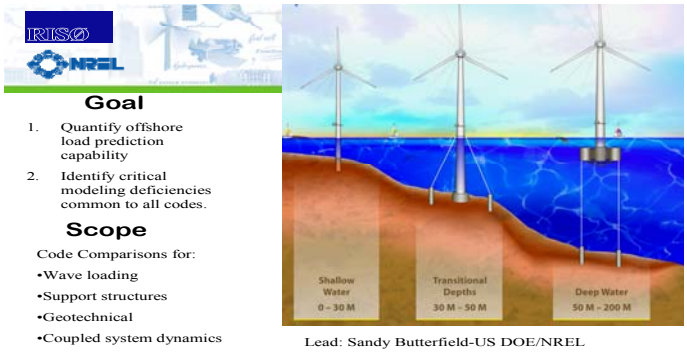


Fig. 4, La tipologia delle fondazioni offshore[3]

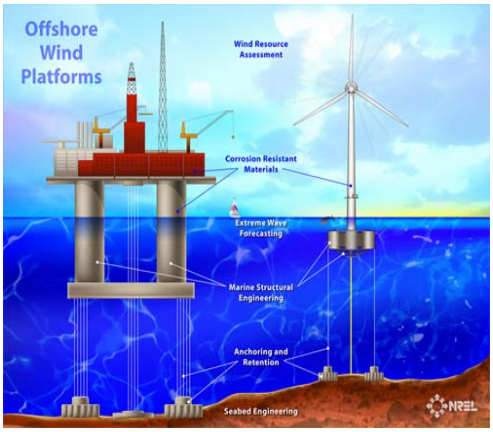


Fig.5, piattaforme galleggianti semisommerse [3]

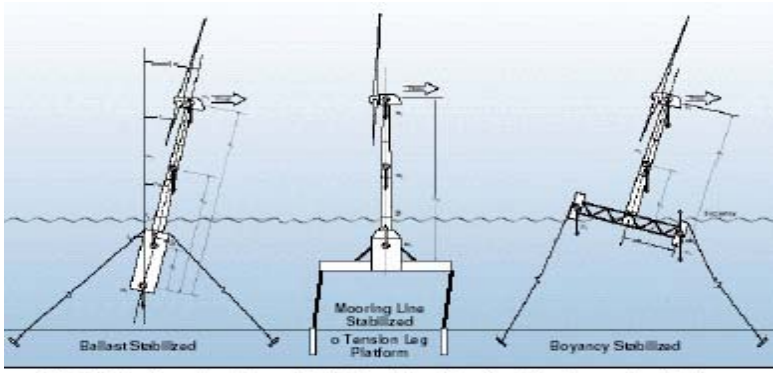


Fig. 17 Azioni e movimenti prevalenti nelle principali strutture di sostegno galleggianti per aerogeneratori offshore

Fig. 6, Piattaforme eoliche offshore galleggianti in superficie e semisommerse (Tension leg) [4]

Le caratteristiche tecniche e il costo della connessione elettrica degli impianti eolici offshore variano con la distanza dalla costa. I cavi elettrici subacquei, sotterrati sul fondale, connettono le turbine tra di loro e quindi al trasformatore e da esso alla stazione elettrica di terraferma con varie configurazioni da ottimizzare per la distanza da quest'ultima (Fig.7).

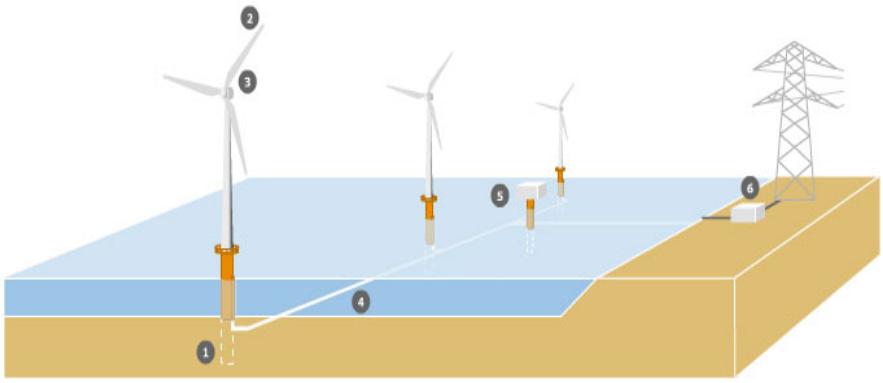


Fig. 7, Connessioni elettriche e distanza dalla costa (1 fondazione, 2 rotore ,3 navicella ,4 cavo elettrico, 5 trasformatore, 6 stazioni elettriche in terraferma)

Le turbine sono state e saranno del tipo onshore dal 1990 al 2010 di taglia fino a 6 MW ; in seguito si svilupperanno con caratteristiche offshore di grande taglia (3.6- 5 MW: Fig. 8,9) ed oltre (5-15 MW: Fig. 8,10) per fondazioni fisse sul fondale , mentre per piattaforme semisommerse su acque profonde avranno caratteristiche di peso di taglia intermedia .

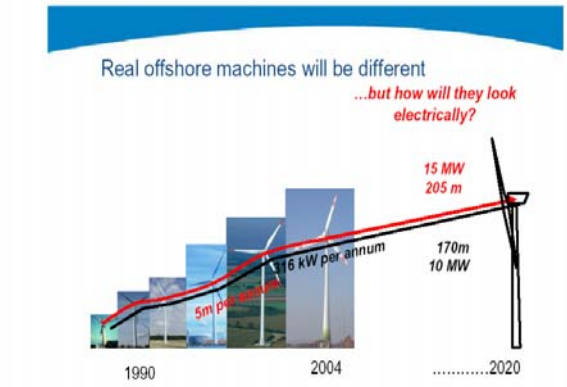


Fig. 8, Turbine eoliche dal 1990 al 2020 Garrad & Hassan2006 [5]

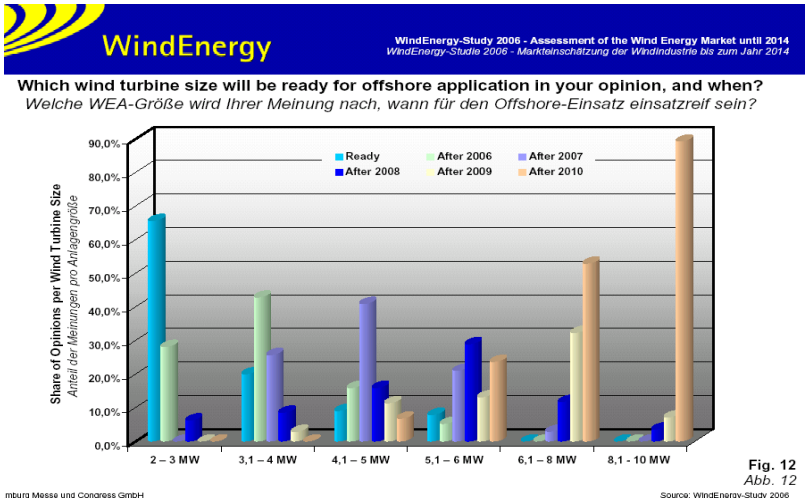


Fig.9, Taglia turbine offshore dal 2006a dopo il 2010 [2]

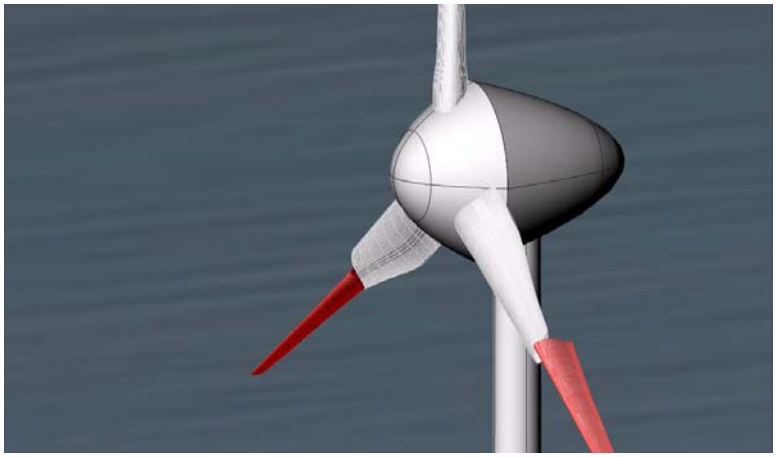


Fig. 10, Turbina Eolica in progetto a controllo parziale del passo
delle pale (Diametro Rotore 200 m, Potenza 13 MW)
(Poster Paper OWC Berlin, December 2007, OWEMES Association
and University of Rome- La Sapienza: Italy) [6]

4.0 Potenziale Eolico Offshore in Italia

Da progetti esplorativi europei (CA- Offshore, NOSTRUM) e nazionali (Mappa offshore del CESI Ricerche) risulta che l'Italia ha un potenziale eolico offshore per oltre il 2.5 % della domanda elettrica nazionale per fondali inferiori ai 50 m, che potrebbe rafforzarsi andando in acque profonde (100÷150 m) con piattaforme semisommerse (Tension leg).

Tali indicazioni si ricavano sovrapponendo le mappe eoliche del mare (Fig. 11, 12), per una tipica altezza-mozzo dal livello del mare delle turbine eoliche offshore, con la mappa batimetrica(Fig.13), scegliendo la massima profondità di riferimento.

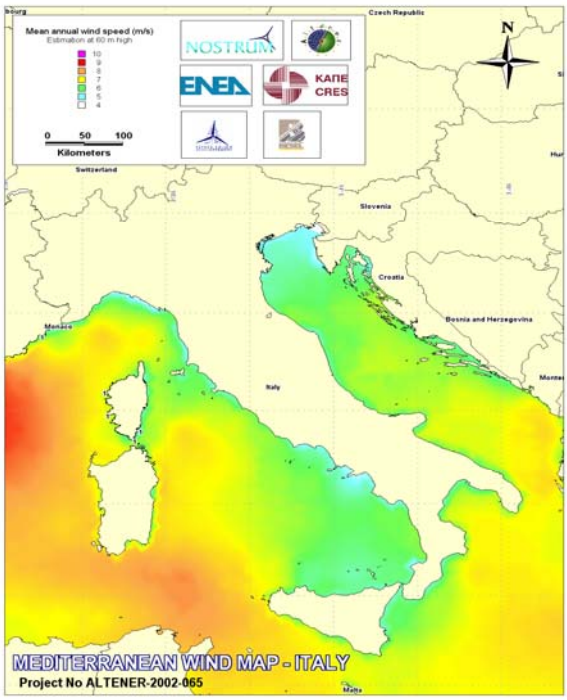


Fig.11, Mappa eolica dei mari italiani a 60 m altezza secondo FP6-NOSTRUM 2002-2005[7]

Applicando in prima approssimazione la metodologia suddetta alle regioni costiere italiane con i parametri indicati di seguito (Tav. 1 e 2) si sono ottenuti i potenziali eolici offshore al 2010 e 2020 (per ogni singola regione - Tav. 3), che non tengono conto degli altri limiti di utilizzo del mare dovuti alla navigazione, alle aree protette o riservate ad altri scopi.

Anno di utilizzo	2010	2020
• Batimetria - Intervallo	0-20m	0-50 m
• Distanza dalla costa	>=3 km	>=3 km
• Altezza mozzo	60 m	60 m
Densità di potenza	8 MW/kmq	8 MW/kmq

Tab. 1, Scenario al 2010 e 2020 in Italia (NOSTRUM) [8]

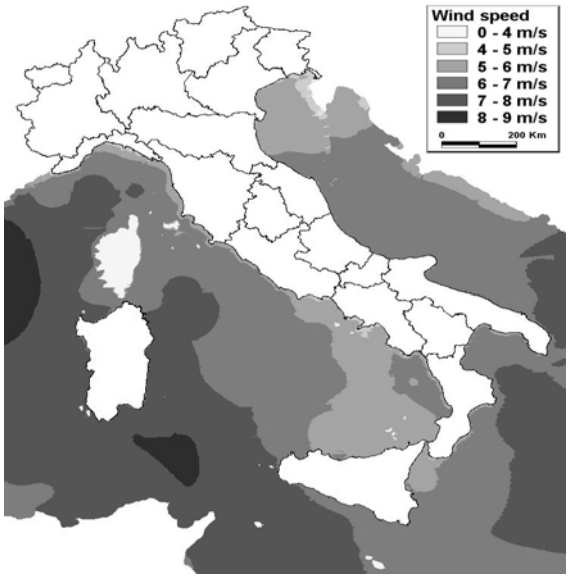


Fig. 12, Italia - Mappa del vento offshore (Nostrum) su griglia regolare di 2 km x 2 km, contenente per ciascun punto la velocità media annuale stimata del vento (m/s) all'altezza di 60 m [8]

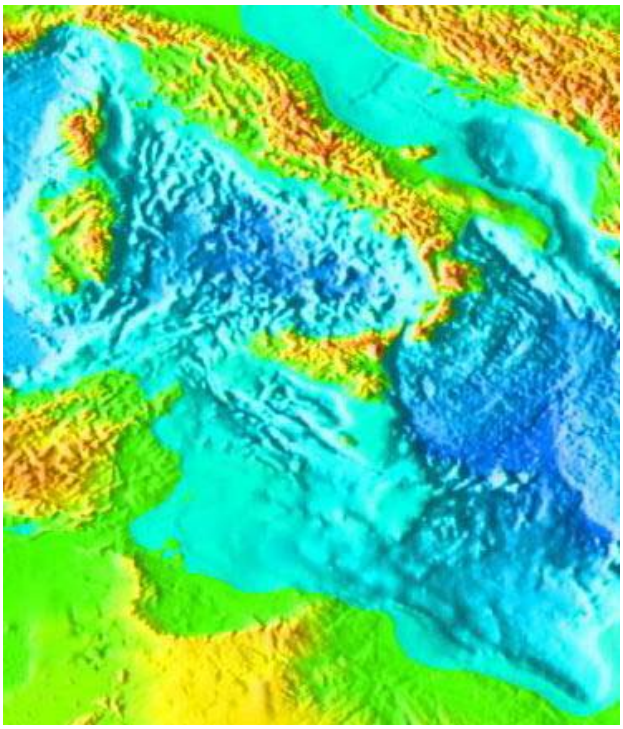


Fig13, Batimetria dei mari italiani

REGIONE - Velocità del vento [m/s]		Scenario 2010	Scenario 2020
Abruzzo	6 –7	354 (kmq)	952 (kmq)
	7– 8	0	0
Emilia-Romagna	6 –7	252	369
	7– 8	0	0
Lazio	6 –7	115	6
	7– 8	0	0
Marche	6 –7	1.075	2717
	7– 8	0	0
Molise	6 –7	80	292
	7– 8	0	0
Puglia	6 –7	1462	2932
	7– 8	0	0
Sardegna	6 –7	0	176
	7– 8	142	1094
Sicilia	6 –7	135	1398
	7– 8	59	374
Toscana	6 –7	99	7
	7– 8	0	0
Total area (kmq)		3773 (kmq)	11686 (kmq)

Tab.2, Area (Kmq) marina potenzialmente utilizzabile per le centrali offshore Scenario 2010 e 2020. (NOSTRUM)- Regioni [8]

Regione	Estensione della costa (km)	Coste basse (km)
Liguria	466	94
Toscana	442	199
Lazio	290	216
Campania	480	224
Calabria	736	692
Sicilia	1623	1117
Sardegna	1897	459
Basilicata	56	38
Puglia	865	302
Molise	36	22
Abruzzo	125	99
Marche	172	144
Emilia Romagna	130	130
Veneto	140	140
Friuli-Venezia	111	76
Totale Italia	7569	3952

Tab.3, Sviluppo costiero delle regioni italiane [8]

Sono indicate nelle rispettive Figure le posizioni delle aree utilizzabili al 2010 (fondali fino a 20 m) e al 2030 (fondali fino a 50 m) con potenziale eolico offshore per la penisola (Fig.14), Sicilia (Fig.15) e per la Sardegna (Fig.16).

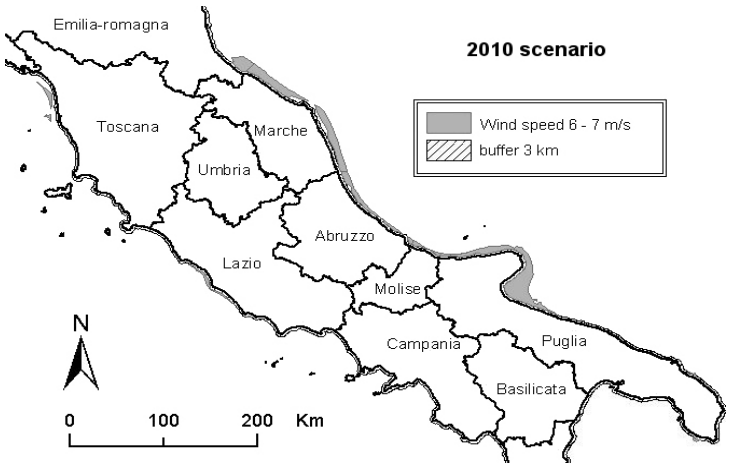


Fig.14, Scenario al 2010 nell'Italia Centrale e Meridionale [8]

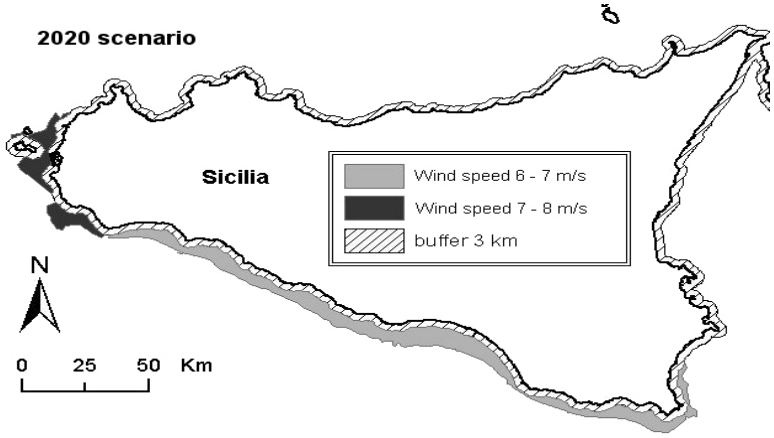


Fig.15 , Scenario al 2020 in Sicilia [8]

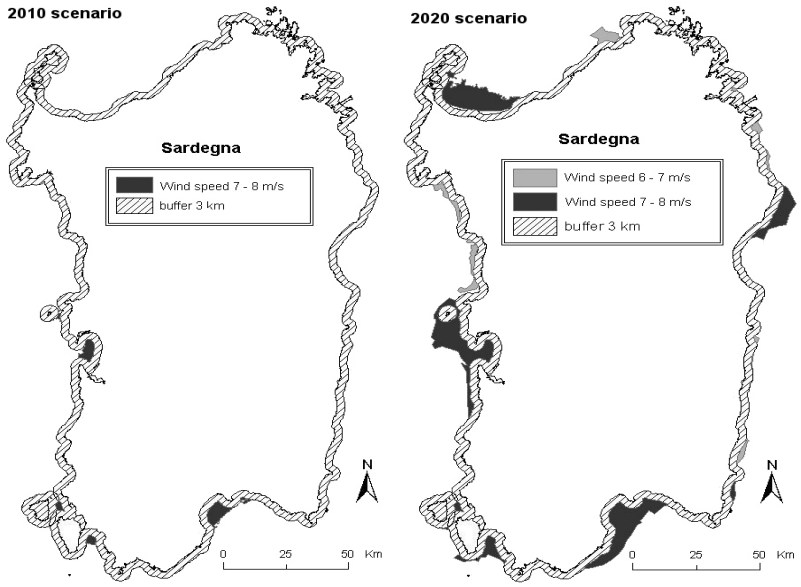


Fig. 16, Scenari al 2010 e 2020 in Sardegna [8]

In Fig .17, sono messi in diagramma i valori delle aree costiere regionali con potenziale eolico offshore al 2010 (fondali fino a 20 m) e al 2030 (fondali fino a 50 m). La Puglia, la Sicilia, la Sardegna e le Marche sono le più favorite.

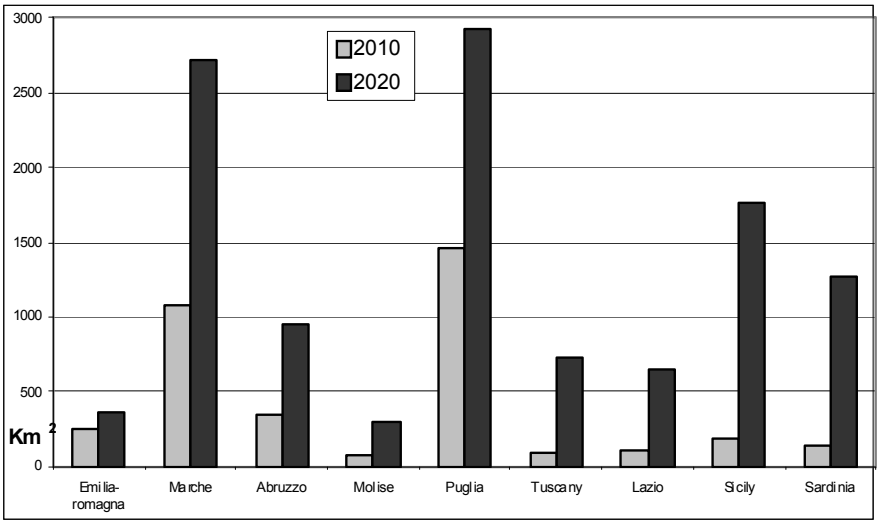


Fig. 17, Aree regionali (Kmq) al 2010 and 2020 (NOSTRUM) [8]

Potenziale Eolico Offshore in Italia –La stima preliminare dà i seguenti risultati:

<u>Fondali 10÷50 m (Utilizzabili al 2020)</u>

-Secondo il Progetto NOSTRUM

Con superficie di 11.700 kmq, utilizzando solo il 5% (585 kmq per limiti ambientali e di uso), con densità di potenza di 8 MW/kmq si ottengono 4,7 GW e 11,5 TWH/anno (2500 ore equivalenti a piena potenza, Fig.18)) con la tecnologia delle fondazioni a gravità , monopalo, tripode

-Secondo lo Studio CESI RICERCA (Tav.5)

Con superficie utile di 408 kmq con densità di potenza di 6.0 MW/kmq si ottengono 2,65 GW e 8,1 TWH/anno (3 400 ore equivalenti a piena potenza) con la tecnologia delle fondazioni a gravità , monopalo, tripode .

<u>Fondali 50÷ 150 m (al 2030)</u>

La tecnologia delle piattaforme semisommerse (Tension Leg) o galleggianti, sviluppata in campo petrolifero, permette l'installazione di centrali eoliche in fondali di oltre 150 m .

- Secondo la valutazione preliminare dell'Autore

La superficie marina disponibile a maggior distanza dalla costa con fondali 50-150 m raddoppia.
il potenziale eolico a costi maggiori del MW,ma contenuti del KWH per il migliore regime eolico offshore (3.600 ore/ anno, Fig.18, 18 bis) ; con ulteriori 12.000 kmq utilizzati a 5% si ottengono 6 GW ed elettricità per 18 TWH/anno.
- Secondo lo Studio CESI RICERCA (Tav. 5)
La superficie marina disponibile a maggior distanza dalla costa con fondali 50÷150 m può raddoppiare il potenziale eolico a costi maggiori del MW, ma contenuti del KWH per il migliore regime eolico off-shore (3.400 ore/ anno, Fig.18) ; con ulteriori 620kmq utilizzati si ottengono 4 GW ed elettricità per 13 TWH/anno.
In definitiva il potenziale eolico offshore è stimabile in 10 GW e 26 TWH/anno; cioè dello stesso ordine dell'onshore in potenza prevista al 2020 nel Position Paper, ma con una maggior generazione elettrica (+40%) (Potenza onshore:18.4 TWH/anno: si veda la tabella di seguito).
Lo Studio del 2008 dell'ANEV (4) individua il potenziale eolico onshore Italiano in 16,2 GW e 27,2 TWH/anno cioè dello stesso ordine do grandezza dell'offshore in termini di produzione.

	State of implementation 31 december 2005		Total potential energy available by 2020	
	Power (MW)	Energy (TWh)	Power (MW)	Energy (TWh)
Hydro power plants > 10MW	14.920	28,50	16.000	30,72
Hydro power plants < 10MW	2.405	7,50	4.200	12,43
TOTAL HYDRO SOURCE	**17.325**	**36,00**	**20.200**	**43,15**
Wind plants on-shore	1.718	2,35	10.000	18,40
Wind plants off-shore	0	0,00	2.000	4,20
TOTAL WIND SOURCE	**1.718**	**2,35**	**12.000**	**22,60**
Building integrated PV plants	27	0,03	7.500	9,00
Power PV plants	7	0,01	1.000	1,20
Solar thermodynamic	0	0,00	1.000	3,00
TOTAL SOLAR SOURCE	**34**	**0,04**	**9.500**	**13,20**
Traditional geothermic	711	5,32	1.000	7,48
New generation geothermic	0	0,00	300	2,24
TOTAL GEOTHERMIC SOURCE	**711**	**5,32**	**1.300**	**9,73**
Plants using biomass coming from crops and other agro-industry waste	389	2,34	769	5,00
Plants using biodegradable part RSU	527	2,62	800	4,00
Plants using landfill gas, sewage treatment plant gas and biogas	285	1,20	492	3,20
Plants using dedicated energy crops	0	0,00	354	2,30
TOTAL BIOMASS, LANDFILL GAS AND BIOLOGICAL PURIFICATION	**1.201**	**6,16**	**2.415**	**14,50**
Wave and tidal energy	0	0,00	800	1,00
TOTAL WAVE AND TIDAL ENERGY	**0,00**	**0,00**	**800**	**1,00**
TOTAL	**20.989**	**49,87**	**46.215**	**104,18**
TOTAL PRIMARY ENERGY REPLACED	**4,29 MTOE**		**8,96 MTOE**	

Tab.4, Position Paper del Governo Italiano - Draft:10 settembre 2007 –Elettricità[10]

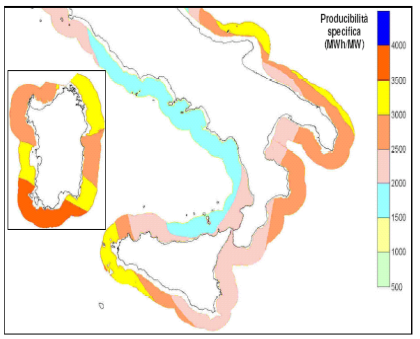


Fig. 37 Mappa con aree con profondità del mare maggiore di 60 m; per possibili centrali in acque profonde no da considerare in linea di massima le aree con producibilità specifica maggiore di 3000÷3500 MWh/MW

Fig.18, Producibilità specifica per fondali oltre i 60 m (altezza mozzo 75 m) [4]

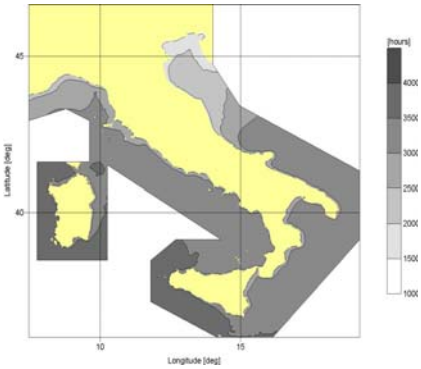


Fig.18 bis Producibilità specifica,turbina

da 1.5 MW (altezza mozzo,60 m)[9]

Stima di massima delle potenzialità eoliche in acque basse			
Regione	Aree più promettenti [km^2]	Potenza stimata [MW]	Energia elettrica stimata [GWh]
Molise	0 ÷ 8	0 ÷ 50	0 ÷ 100
Puglia	75 ÷ 155	500 ÷ 1000	1400 ÷ 2800
Sicilia	30 ÷ 60	200 ÷ 400	600 ÷ 1200
Sardegna	30 ÷ 70	200 ÷ 450	700 ÷ 1500
Totale	**135 ÷ 293**	**900 ÷ 1900**	**2700 ÷ 5600**

Stima di massima delle potenzialità eoliche in acque intermedie			
Regione	Aree più promettenti [km^2]	Potenza stimata [MW]	Energia elettrica stimata [GWh]
Sicilia	0 ÷ 40	0 ÷ 250	0 ÷ 800
Sardegna	40 ÷ 75	250 ÷ 500	800 ÷ 1700
Totale	**40 ÷ 115**	**250 ÷ 750**	**800 ÷ 2500**

Stima di massima delle potenzialità eoliche in acque profonde			
Regione	Aree più promettenti [km^2]	Potenza stimata [MW]	Energia elettrica stimata [GWh]
Puglia	75 ÷ 155	500 ÷ 1000	1600 ÷ 3300
Sicilia	75 ÷ 155	500 ÷ 1000	1600 ÷ 3300
Sardegna	155 ÷ 310	1000 ÷ 2000	3500 ÷ 7000
Totale	**305 ÷ 620**	**2000 ÷ 4000**	**6700 ÷ 13600**

Fig. 34 Stima di massima delle potenzialità eoliche offshore tra 5 e 40 km dalle coste italiane

Tab.5, Potenziale Eolico Offshore Italiano: bassa, media alta Profondità (6÷7 MW/ Kmq) [4]

La domanda di elettricità in Italia al 2015, secondo il GRTN (Fig. 19) dovrebbe attestarsi intorno ai 405÷432 TWH/anno il che porterebbe il contributo dell'energia eolica (offshore e onshore) di 43÷53 TWH/anno a pesare per il 10 ÷ 13 % con un apporto dell'offshore per almeno la metà di detti valori.

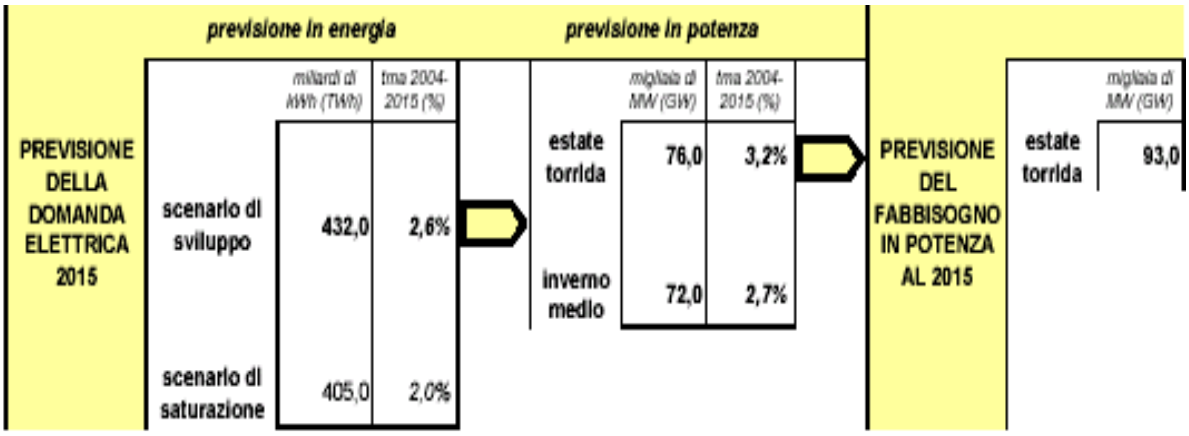


Fig. 19, Domanda di Elettricità in Italia negli Anni 2005 – 2015
PREVISIONI -GRTN_Direzione Rete Statistiche e Previsioni - Settembre 2005

5.0 Impianti Eolici Offshore in Italia

Numerosi e in vario stadio di procedura autorizzativa sono gli studi e i progetti di centrali eoliche offshore proposte finora nel sud del Mar Adriatico, Ionio e Tirreno. Se ne riporta una sintesi di seguito.

Proposte e Studi

Studi esplorativi sin dal 2000 per vari siti marini. Proposte presentate per la costa Adriatica (Manfredonia, Ortona, Tricase, Petacciato, Ravenna, Rimini), Tirrenica (Civitavecchia, Lamezia - Terme, Livorno, Santa Marinella) e per la costa della Sicilia (Agrigento, Gela, Ragusa, Trapani).Le proposte più mature riguardano l'Adriatico meridionale.

Progetti di Centrali Eoliche Offshore- Proposte per VIA*– Mare Adriatico
Emilia-Romagna (Rimini, Regione Emilia Romagna, 2006)
Molise (Petacciato- Effeventi, 2006) 160MW
Molise-Puglia (Chieuti- Trevi, 2008) 150 MW
Puglia (Manfredonia- Gamesa, 2006) 200÷300MW
Puglia (Manfredonia- Trevi,2007) 150 MW
Puglia (Brindisi/Lecce-ENEL, 2007) 50÷200 MW
Puglia (Torre S.Gennaro /Brindisi- Trevi,2008) 150MW
Puglia (Tricase-BlueH**, 2007) 90MW,
Costa Molise- Puglia: Potenza Totale 950 ÷ 1200 MW
* Valutazione Impatto Ambientale
** Attività sperimentale su prototipo in acque profonde

Progetti di Centrali Eoliche Offshore- Mare Ionio
Sicilia (Portello/Ragusa, Garrad & Hassan, Study, 2002)
Sicilia (Butera/Caltanisetta, Mediterranean srl, 2007) 150MW
Sicilia (Gela, Moncada, 2007)
Sicilia (Gela, ENEL, 2007) 50÷200 MW
Sicilia (Porto Empedocle, Moncada, 2006)

Progetti di Centrali Eoliche Offshore–Proposte- Mar Tirreno
Calabria (Lamezia Terme -IVPC, 2006)
Lazio (Civitavecchia- Gamesa?, 2006)
Lazio (Santa Marinella- Consorzio privato, 2005)
Toscana (Livorno -Domus Energy, 2008) 400÷500 MW
Liguria (Port of Genoa- ENEL, 2008) 21 MW

Un'indicazione sulla loro tipologia è riportata di seguito:per i progetti di San Michele della Effeventi (Fig.20), Tricase della Blue H (Puglia), Gela dell'ENEL (Sicilia), Ravenna dell'Università di Bologna (Emilia-Romagna).

Centrale Eolica Offshore " San Michele" dell'Effeventi

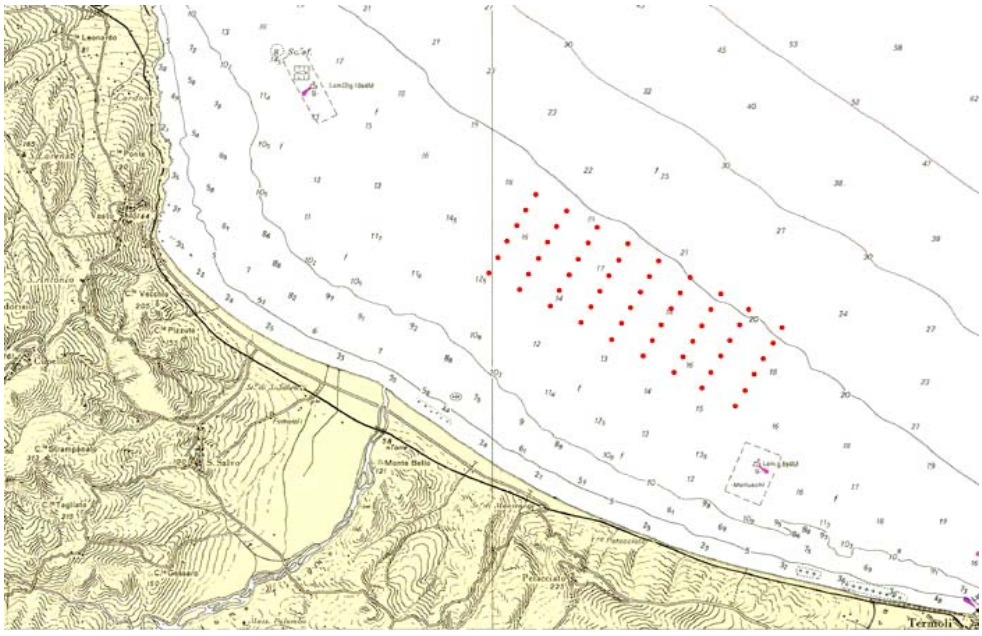


Fig. 20, Proposta 2006-2007- Petacciato (Molise) 54 turbine Vestas da 3 MW – Potenza 164 MW
Sito: acque territoriali del Molise, Capitaneria di Porto di Termoli " San Michele"

- Potenza nominale complessiva: 162 MW
- Velocità media del vento: 6,5 m/s - 7,5 m/s (al mozzo 90 m)

- Distanza: da Termoli, 9 km; da Vasto,13 km; dalle Tremiti, 40km
- Distanza da riva Petacciato: minima: 4,5 – 5 km – massima 8 m
- Profondità del fondale(sabbia e fango): da 12 a 20 metri
- Tre cavi sottomarini da centrale a cabina di trasformazione (33 ÷150 KV)in terraferma
- Vita utile della centrale: 20 ÷25 anni;
- Tempo di costruzione della centrale: circa dodici mesi

Centrale eolica offshore della Blue H in acque profonde - Tricase (Puglia)

Sky Saver Srl per conto della BLUE H olandese sta completando(Dicembre 2007) l'installazione di un prototipo offshore di turbina da 80 kW su piattaforma semisommersa (Tension Leg) a 20 km dalla costa di Tricase su fondale di 108m.

A positiva prova d'installazione, stabilità e di funzionamento Sky Saver proseguirà con l'installazione della prima turbina offshore commerciale e di successive 23 unità da 3.6 MW, costituendo così la prima centrale eolica commerciale (90 MW)) al mondo in acque profonde .

Progetti offshore dell'ENEL- Studio Preliminare

L'ENEL ha un obiettivo di 50 MW offshore entro il 2012.

Progetti eolici offshore per 350 MW sono nella fase iniziale di proposta con altri partners in siti della costa sud di Brindisi (Puglia) e di Gela (Sicilia).

I siti sono stati scelti tra 30 aree di basso fondale analizzate in uno studio preliminare.

Una centrale eolica costiera di 21 MW sarà installata sulla diga foranea del porto di Genova come da un accordo tra ENEL e Regione Liguria

Centrale Eolica offshore nel Nord Adriatico Rimini/ Ravenna

Una Centrale eolica offshore da 100 MW , con turbine da 2.5/3 MW, è stata studiata dal Dienca LIN-Università di Bologna per l'installazione in un sito con fondali da 25/30m e distante 18 Km dalla costa. Lo Studio è stato sponsorizzato dalla Regione Emilia Romagna.

Progetti eolici innovativi

Recentemente è stato proposto il progetto innovativo KiteGen (Fig.21), che può sfruttare l'energia del vento fino a 1000 m di altitudine con possibile applicazione offshore. Las configurazione dell'impianto (Fig. 21, 22) prevede 12 schiere di profili alari, lunghi circa 1000m con assetto aerodinamico al vento controllato da particolari meccanismi sviluppati e provati con il Politecnico di Torino. I tiranti sono connessi a un rotore circolare di 800 m di diametro, ad asse verticale, trainante con la sua rotazione generatori elettrici per una potenza complessiva di 375 MW.

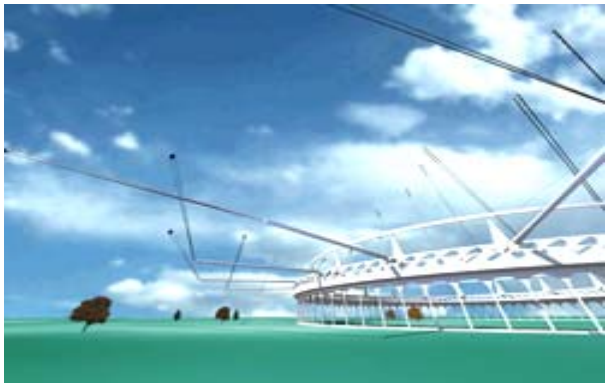


Fig.21, KiteGen [12]

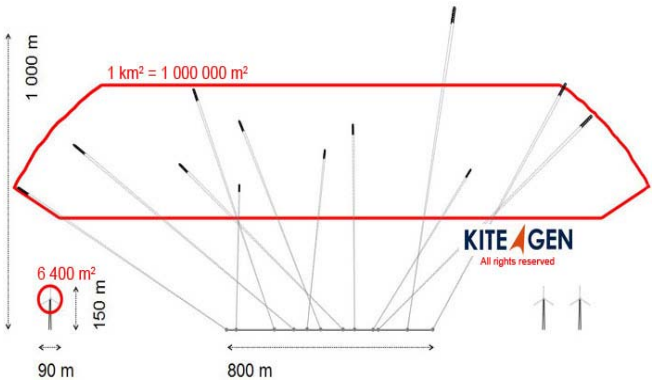


Fig. 22, KiteGen, Potenza 375 MW (area occupata 1Kmq - Spazio aereo occupato fino a 1 km altitudine)(150 turbine da 2.5 MW- Area occupata 1kmq-Area asservita 40 kmq) [12]

6.0 Energia Eolica Offshore in Italia: piani energia , normativa, seminari

I piani energia nazionali, quando predisposti, non danno alcun obiettivo per l'energia eolica offshore in Italia. Solo nel 2007 il Position Paper del Governo ha fissato l'obiettivo di 2000 MW al 2020. Alcune regioni (Sicilia, Puglia, Emilia Romagna) stanno valutando il potenziale eolico delle loro coste e la Puglia ha indicato un obiettivo di 500 MW.

6.1 Normativa e Autorizzazione dei progetti offshore

Non esiste una specifica legislazione per le centrali eoliche offshore eccetto quella generale del Codice della Navigazione, regolamenti sul demanio marittimo, normativa per le piattaforme petrolifere e alcune disposizioni del Doc. Ronchi 2007 entrate nella Legge Finanziaria 2007.

I progetti devono essere presentati per la procedura di VIA al Ministero dell'Ambiente, dove sono esaminati da commissioni comprendenti rappresentanti delle Regioni. Tra gli altri ministeri coinvolti c'è il Ministero dei Trasporti (Direzione Generale Porti) che si avvale delle Capitanerie di Porto locali per le autorizzazioni. Poiché le acque costiere sono di proprietà dello Stato, i promotori devono pagare un canone annuale per l'uso dell'area del demanio marittimo impegnata dalla Centrale eolica. L'Ufficio locale della Capitaneria di Porto formalizza e controlla l'uso dell'area marina impegnata. Le regioni costiere rivendicano un ruolo diretto nel processo autorizzativo.

6.2 Programma Italiano per l'Energia Eolica Offshore

Nei prossimi dodici anni centrali eoliche offshore per circa 2000 MW potrebbero essere installate nei mari italiani. Le autorità devono introdurre nei piani energia nazionali, regionali e collegati la componente eolica offshore per far fronte agli obiettivi europei del Position Paper 2007

6.3 Energia Eolica Offshore in Italia: Seminari Tecnici

Dal 1994 sono state organizzate in Italia cinque edizioni del Seminario Europeo OWEMES (Offshore Wind Energy in Mediterranean and other European Seas); quattro da parte dell'Associazione navale ATENA e l'ENEA con il Contributo della Commissione Europea (Roma 1994, La Maddalena 1997, Siracusa 2000, Napoli 2003) ed una dalla neo fondata Associazione OWEMES (Civitavecchia 2006).

Essendo necessaria in Italia la mobilitazione di Autorità, Centri di Ricerca e Industria per lo sviluppo delle centrali offshore e per un ruolo incisivo dell'industria nazionale, nel rispetto dell'ambiente costiero, come già fatto in molti paesi europei, l'Associazione OWEMES ha in programma per il 2008/2009 i seguenti Seminari:

1) Seminario "Eolico Offshore in Italia" Roma 3 Ottobre 2008- Scopo del Seminario:
Verifica della pianificazione delle autorità italiane per la fattibilità di 2000 MW offshore al 2020.

2) European Seminar OWEMES 2009 sulle energie rinnovabili marine, il 21-23 maggio 2009 a Brindisi Scopo del Seminario presentare lo stato delle proposte progettuali di centrali eoliche offshore in Italia e nel Mediterraneo

Adesione alle iniziative è stata espressa da: ENEA, ArtEnergy, alcune università (La Sapienza - Roma, Univ.di Bologna, Politecnico di Milano), Centri di Ricerca (CRIACIV, CESI Ricerca) e industrie (Trevi, Tozzi-tre), Regione Puglia.

7 - Conclusione

Il potenziale eolico offshore per l'Italia raggiunge i 10 GW e 26 TWH/anno; cioè è dello stesso ordine di grandezza dell'onshore in potenza prevista al 2020 nel Position Paper, ma con una maggior generazione elettrica (+40%)

Lo Studio del 2008 dell'ANEV (11) indica il potenziale eolico onshore Italiano in 16,2 GW e 27,2 TWH/anno cioè dello stesso ordine do grandezza dell'offshore in termini di produzione.

Le molte proposte di progetto in varie fasi autorizzative portano a prevedere nei prossimi sei anni, sia pure tra le presenti incertezze, l'installazione di centrali eoliche offshore per almeno 500 MW.

Bibliografia

1- Wind Power in Europe, A. Zervos, EWEA, EWEC 2007 Milano
2-Wind Energy Study, Hamburg Congress 2006
3- Offshore Wind Technology Overview, M. Robinson, W. Musial, NREL October 2006
4 -Valutazioni preliminari sul potenziale eolo energetico offshore in acque profonde, CISE RICERCA, Dicembre 2006
5 – Presentation Garrad & Hassan 2006
6- OWT-15 proposal of a new rotor configuration of a multi-mw offshore wind turbine- G.Gaudiosi OWEMES Association, F.Rispoli, P.Petaccia, University1-Roma - Offshore Wind Conf. Berlin Dec. 2007
7-Net for Offshore Sustainable Technologies, Resources and Use in the Mediterranean sea" ProgettoEC ALTENER-NOSTRUM 2003-2005 -BESEL (Spagna), ENEA (Italia), Espace Eolienne (France), CRES(Greece).
8- Offshore wind farms along the Italian coasts: a first selection of suitable areas based on wind and bathymetric data – C. Tricoli, M. Barsanti, I. Delbono, OWEMES 2006,20-22 April, Civitavecchia
9- Evaluation of the offshore wind potential along the Italian coasts - F. Cassola, M. Burlando, L. Villa, P. Latona, C. F. Ratto, OWEMES 2006, 20-22 April.
10 - Position Paper del Governo Italiano - Draft:Elettricità' (Piano d'Azione del Consiglio Europeo "Energy policy for Europe, 2007)
11 - Il Potenziale 11- Eolico Italiano, ANEV, Roma 2008
12 - Massimo Ippolito, KiteGen Research srl: www.kitegen.com

Performance-Based Wind Engineering (PBWE): formulazione ed applicazione ad un ponte sospeso di grande luce

Giuliano Augusti[a], Marcello Ciampoli[a], Francesco Petrini[a]

[a] Department of Structural and Geotechnical Engineering, University of Rome "La Sapienza"

ABSTRACT

During the last decades, several authors have been faced with the definition and assessment of structural performances under wind, but have tackled the problems in a fragmented and non homogeneous way, focusing on specific cases and structural typologies. In this paper, starting from the approach proposed by the Pacific Earthquake Engineering Research Center (PEER) for seismic engineering, a general probabilistic procedure for the application of Performances-Based Design concepts to wind engineering is presented.

KEYWORDS: Performance-Based Wind Engineering (PBWE), Performance-Based Earthquake Engineering, Wind Uncertainties, Probabilistic approach, Monte Carlo Simulation.

1. INTRODUCTION

A modern approach to wind engineering problems should consider performance aspects as a base for design procedures. The structural engineering discipline having as principal goal the application of the Performance-Based Design (PBD) concepts to wind engineering problems is named Performance-Based Wind Engineering (PBWE).

Many studies have been conducted on the under-wind structural performances assessment, among others: Unanwa et al. (2000) developed a procedure to asses the wind damage band for the hurricane damage prediction focusing on low and medium rise buildings, Ellingwood et al. (2004) developed a procedure for the fragility assessment of light-frame wood construction subject to hurricanes, Khanduri and Morrow (2003) studied the vulnerability of buildings to windstorms, Garciano et al. (2005) developed a procedure for the assessment of some performances of wind turbines subject to typhoons, Pastò and de Grenet (2005) gave indications on the probability of occurrence of certain wind-induced risks for bridges, Pagnini (2005) focused the attention on the reliability of structures whit uncertainty parameters under wind action, recently Zhang et al. (2008) defined the probability density functions for basic random parameters of a wind field and proposed a procedure for the reliability assessment of tall buildings and Norton (2007) proposed a systematic approach to evaluate the resistance performances under hurricane wind action.

In Italy, after a very preliminary introduction (Paulotto et al., 2004), initial steps in the PBWE direction have been performed within a research project sponsored by the Ministry of University and Research (Bartoli et al. eds., 2006), named PERBACCO project, with specific reference to tall buildings. In the PERBACCO report volume, Augusti and Ciampoli (2006) introduced the use of the PEER equation (Porter 2003) in PBWE procedures; later Sibilio and Ciampoli (2007) studied the performance of a footbridge subject to turbulent wind by using of advanced Monte Carlo techniques; very recently Petrini et al. (2008) have proposed a modified seismic risk assessment procedure for the study of the fatigue damage to the hangers of a long span suspension bridge under wind action.

It is now universally accepted that a performance-based approach must be faced in probabilistic terms, due to the stochastic nature of both resistance and loading parameters.

The goal of the paper is to give a contribution toward setting up a probabilistic procedure for the application of PBD concepts to wind engineering.

2. WIND ENGINEERING UNCERTAINTIES. GENERAL PICTURE

The first step in a probabilistic analysis concerns the evaluation of the uncertainties typology involved in the problem. In wind engineering problems there are many uncertainties that have various origins, and they can influence the structural response in different manners. Figure 1 can give a general picture of the problem. Following the wind flow impacting on a structure, one can distinguish two zones:

- *Environment zone:* it is the physical region which is sufficiently close to the structure in order to assume the same wind-site parameters of the structure, but far enough to neglect the flow field perturbations (in terms of particle's trajectories, pressure field, etc.) induced by the presence of the structure itself. In the environment zone, the wind flow can interact with other environmental agents, changing in its own basic parameters. A typical example of such an interaction is the one between wind and wave in offshore sites. The environment zone propagates both its physical phenomena and its uncertainties in the subsequent regions.
- *Exchange zone*: it is the physical region just attached to the structure. In the exchange zone, the structural and the wind field configurations are strictly correlated. Here, the structural system and the wind field experience the mechanical interchange (aerodynamic and aeroelastic phenomena) from which the wind actions arise. In the exchange zone, some non-environmental solicitations are present; they may change the dynamic or aerodynamic characteristics of the original structure. So the wind actions are generated considering this structural sub-system (original structure plus non-environmental solicitations) instead of regarding to the original structure itself. By definition, the exchange zone cannot propagate both its physical phenomena and its uncertainties in the environment zone.

Referring to this general picture, one can properly establish the relative importance between the three basic types of uncertainties (*aleatoric*, *epistemic* and *model* uncertainties), and the parameters that are affected from these uncertainties can be defined.

The environment zone it is characterized by using of some basic parameters, the aleatoric uncertainties (arising from the unpredictable nature of both the magnitude and the direction of the wind velocity and turbulence) have a great relevance. In the environment zone the epistemic uncertainties (deriving from both the insufficient information and errors in measuring the previously mentioned parameters) are also present. The model uncertainties (deriving from the approximations in our models) are surely relevant: regarding to wind model, for example, considering the turbulent wind velocity field like a Gaussian stochastic process, an uncertainty related to the hypothesis of gaussianity is introduced.

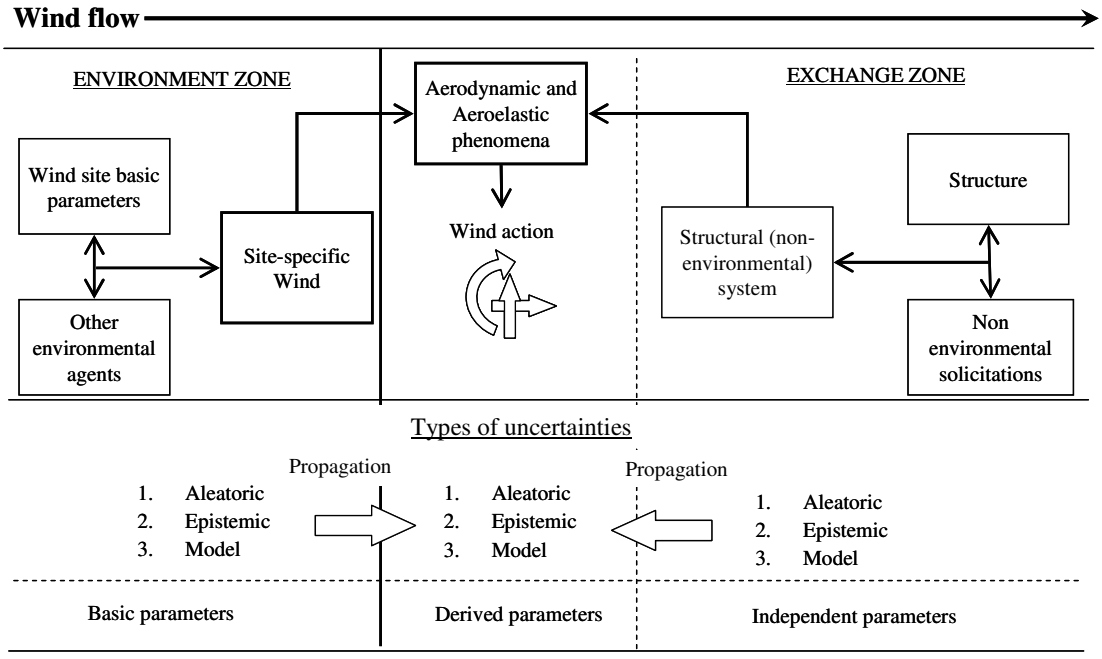


Fig. 1. Wind engineering uncertainties

In the exchanged zone it is important to subdivide the parameters affected by the uncertainties in two main groups:

- *derived parameters*, are those that vary in a significant manner according to the environmental parameters; so they are subjected to a lot of propagated-uncertainties from environment zone. An example is given by the aerodynamic coefficients of a bridge section, because they are very sensitive whit respect to the mean velocity of incoming wind;
- *independent parameters*, are those which have a relatively low variation when the environment zone parameters vary their selves. An example is given by the elastic module of the structural materials.

In the Performance-Based Wind Engineering (PBWE) procedure proposed here, only the aleatoric uncertainties and their propagation are considered. Under this assumption, only the basic wind-site parameters (environment) and the derived parameters (exchange) are treated as stochastic variables.

3. WIND ANALYTICAL MODEL

A Cartesian three-dimensional coordinate system x,y,z, with origin at ground level is adopted. For each spatial point j of the domain, the wind velocity field can be decomposed in the three corresponding components which are time dependent ($V_x^{(j)}(t)$, $V_y^{(j)}(t)$, $V_z^{(j)}(t)$). Considering $V_x^{(j)}$, $V_y^{(j)}$, $V_z^{(j)}$ as the sum of their medium (time invariant) and their turbulent (fluctuating in time) components, orienting the coordinate system in such a way that the wind velocity mean component has nonzero magnitude along one axis only (y axis in the present paper), one can write:

$$V_x^{(j)}(t) = u_j(t)\ ;\ V_y^{(j)}(t) = V_{mj} + v_j(t)\ ;\ V_z^{(j)}(t) = w_j(t) \tag{1}$$

in which $u_j(t)$, $v_j(t)$, $w_j(t)$, represent the three turbulent components, and V_{mj} represents the mean velocity magnitude at location j.
Concerning the mean velocity component in the entire wind field, it is a function which varies with z following the logarithmic law:

$$V_m(z) = u_{fri} \cdot \frac{1}{k} \cdot \ln\left(\frac{z}{z_0}\right) \tag{2}$$

where k is the Von Karman constant, set to 0.4 by experimental way, z_0 is the roughness length (called simply "roughness" in the following part), u_{fri} is the friction velocity, given by

$$u_{fri} = \sqrt{0.006} \cdot V_{10} \tag{3}$$

were V_{10} is mean velocity magnitude of the incident wind at the height of 10 meters above the ground level (called simply "10 meters height mean wind velocity" in the following part). Concerning wind turbulent velocity components in the entire wind field, they are modeled like a Gaussian stationary and ergodic stochastic processes with zero mean value depending on both space (location) and time. The turbulent spatial components of wind velocity (u, v or w component) are considered independent from each other. The spatial domain is discretized in n points representing the locations where the wind acts on the structure. Adopting an Eulerian point of view, each turbulent component u, v and w on the whole domain can be represented by an n-order stochastic vector in which elements are Gaussian zero-mean stochastic processes depending on time only, according to equation (1). Each of these vectors is completely characterized by the Power Spectral Density (PSD) matrix. Diagonal terms of the PSD matrix are called the auto spectra functions, and represent (in some manner) the frequency content of a hypothetic, isolated, punctual time history. The out of diagonal terms, represents the correlation between two different spatial points and are called crossed spectra. The auto spectra can be analytically expressed as (Solari and Piccardo, 2001):

$$S_{u_j u_j}(\omega) = \frac{6{,}686 \cdot \sigma_u^2 \cdot f \cdot L^x{}_u / z_j}{(\omega/2\pi) \cdot \left[1 + 10.302 \cdot f \cdot L_u / z_j\right]^{5/3}}; \quad j=1,2\ldots\ldots,n \tag{4}$$

were:

$$\sigma_u^2 = \int_0^\infty S_u(n)dn = \left(6 - 1.1 \cdot \arctan\left(\log(z_0) + 1.75\right)\right) \cdot u_{fri}{}^2 \tag{5}$$

$$f = \frac{\omega \cdot z_j}{2\pi \cdot V_m(z_j)} \tag{6}$$

$$I_u(z) = \frac{\sigma_u}{V_m(z)} \tag{7}$$

in which σ_u is the standard deviation of u, and $L^x{}_u$ is the integral length scale of the turbulent component u for the direction x, which depends on the roughness z_0 as specified in ESDU (2001). The turbulence intensity of the component u can be expressed as:
and it is proportional to the wideness of the spectra functions in the $\omega - S_{ujuj}$ plane.

4. PROPOSED PERFORMANCE-BASED WIND ENGINEERING (PBWE) PROCEDURE

A convenient way to evaluate a certain expected performances is showed by the PEER approach proposed in seismic engineering (Porter 2003).
The probability of occurrence of a certain Decision Variable (DV) is computed by the equation:

$$\lambda(DV) = \int\int\int P(DV|DM) \cdot P(DM|EDP) \cdot P(EDP|IM) \cdot g(IM) \cdot dDM \cdot dEDP \cdot dIM \tag{8}$$

where IM is the Intensity Measure that should capture the characteristics of the earthquake ground motion affecting the response of the relevant (structural and non-structural) components. The site-seismic hazard g(IM), specific to the location of the building, is defined as the mean annual occurrence rate in the considered site of a quake of intensity equal or larger than IM, EDP is an Engineering Demand Parameter describing the response of structural and nonstructural components, DM is a Damage Measure, that is an indicator able to describe the condition of the structural and nonstructural components in terms of functionality requirements, occupancy-readiness, life safety and necessary repairs; finally, the Decision Variable (DV) have to translate the estimated damage into quantities that are useful to those tasked with making risk-related decisions. A DV can be defined in terms of direct economic losses, out-of-service time (or restoration time), casualties, etc., or can be identified with a "limit state" of the structure.
In the present paper, starting from the equation (8), the following modified equation for the adaptation of PEER approach to wind engineering problems is proposed

$$\lambda(DV) = \int\int\int\int P(DV|DM) \cdot P(DM|EDP) \cdot P(EDP|\underline{IM}, \underline{IP}) \cdot g(\underline{IM}) \cdot g(\underline{IP}) \cdot dDM \cdot dEDP \cdot d\underline{IM} \cdot d\underline{IP} \tag{9}$$

where the underline indicate a vector, DV, DM, EDP and IM have the previous specified meaning, although $\underline{IM}$ here is a vector containing the basic site parameters described in previous sections, $P(EDP|\underline{IM}, \underline{IP})$ is the conditional probability of overcoming a certain EDP for given values of $\underline{IM}$ and $\underline{IP}$. A new entity $\underline{IP}$ (Interaction Parameters) is present whit respect to the (8), this vector is composed as

$$\underline{IP} = \begin{bmatrix} {}_{AD}\underline{IP} \\ {}_{AE}\underline{IP} \end{bmatrix} \tag{10}$$

where ${}_{AD}\underline{IP}$ represents the sub-vector of the aerodynamic stochastic parameters, ${}_{AE}\underline{IP}$ represents the sub-vector of the aeroelastic stochastic parameters and $g(\underline{IP})$ is the joint probability density

function of the IPs. In the equation (9), the $\underline{IM}$ and $\underline{IP}$ parameters have been hypotized statistically uncorrelated.
Equations (8) and (9) represent relations between the stochastic parameters of the problem.
Through the equation (8) the problem of reliability assessment is decomposed in its elementary components, that can be conducted in subsequent order: the *risk analysis*, in which the goal is to asses the hazard g(IM), the *structural analysis*, in which the goal is to asses the probabilistic structural response P(EDP|IM) given an IM, the *damage analysis*, in which the goal is to asses the probabilistic damage measure P(DM|EDP) given an EDP and finally the *loss analysis*, in which the goal is to asses the probabilistic loss in terms of decision variable P(DV|DM) given a DM. By using the equation (9), an additional analysis have to be conducted to determine the IPs distribution probability $g(\underline{IP})$.
By defining the failure as the lack of achievement of a certain performance under wind action, the integrals (7) and (9) can be used to compute the probability of failure. This can be done by identifying the performance whit an the acceptable value of the occurrence $\lambda(DV)$ of exceeding a threshold value DV.
A simplified procedure can be obtained by using a proper EDP to characterize both levels of damage and the structural performance, by this way it results: first, the damage measure DM is identified by the EDP magnitude, and second the performance can be expressed by using a Limit State (LS) function that depends on the EDP(=DM). The choice of the limit state and its relation with The EDP depends on several factors, such as the construction type, the structural model, the method of analysis. Adopting the simplified procedure, if the performance requirement is identified with an acceptable value of the mean annual frequency $\lambda(LS)$ of exceeding the limit state LS of the structure, this can be expressed as

$$\lambda(LS) = \int\int\int P(LS \mid EDP) \cdot P(EDP|\underline{IM}, \underline{IP}) \cdot g(\underline{IM}) \cdot g(\underline{IP}) \cdot dEDP \cdot d\underline{IM} \cdot d\underline{IP} \qquad (11)$$

were $P(LS \mid EDP)$ is the conditional probability of overcoming LS given EDP. Concerning the LS function, a deterministic relation between the EDPs can be chosen; consequently the probabilistic response can be synthesized by the probability distribution of the EDPs, namely:

$$\lambda(EDP) = \int\int P(EDP|\underline{IM}, \underline{IP}) \cdot g(\underline{IM}) \cdot g(\underline{IP}) \cdot d\underline{IM} \cdot d\underline{IP} \qquad (12)$$

from which $\lambda(LS)$ can be computed by the previously mentioned deterministic relation.
There are several methods to compute the integrals of the PBWE, among which Monte Carlo method seems to be the more suitable for nonlinear problems.

5. APPLICATION ON A LONG SPAN SUSPENSION BRIDGE

For the validation of the proposed PBWE procedure (eq. (9)), a case study long span suspension bridge has been taken under consideration. The main span of the bridge is 3300m long, while the total length of the deck, 60m wide, is 3666m (including the side spans). The deck is formed by three box sections, the outer ones for the roadways and the central one for the railway. The roadway deck has three lanes for each carriageway (two driving lanes and one emergency lane), each 3,75m wide, while the railway section has two tracks.

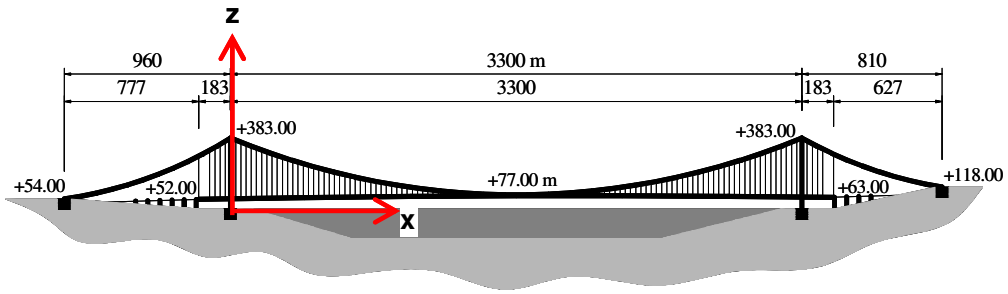


Fig. 2. Case study bridge profile.

1.1. Structural performance under wind actions and numerical models

For the bridge under the wind action, the required performances are classified and subdivided in two main levels:

- *high level performances*: related with the serviceability of the bridge, this level of performances has to be maintained in the most wind storm cases. The high level performances are analytically expressed by using of Service Limit States (SLS);
- *low level performances:* related to the safety of the structure's users or to the maintainability of the structural integrity during its life cycle. The low level performances are analytically expressed by using of Ultimate Limit States (ULS).

In the present paper, examples of these two performance levels have been considered: concerning the high level performance problem, the serviceability of the bridge under wind action has been investigated; concerning the high level performance problem, the aeroelastic stability of the bridge against the flutter has been considered. Focusing on the simplified form of the procedure (equation (12)), its starting point concerns the analytical formulation of the failure criteria by using proper limit states functions, which express the failure (in the sense that a certain performance will not be satisfied by the system) in terms of proper EDPs. In sake of simplicity, the best choice for these functions is to adopt scalar relations, so in general one has a failure threshold that have not to be overcome by the EDP value. Concerning the high level performance (serviceability) problem, examples of relevant EDPs are: deck translational and rotational accelerations, deck rotational velocities, deck torsion (rotation of the deck section in its plane) which could generate an excessive misalignment between the binary lines, and more others. In the present paper three EDPs have been considered for the serviceability. The EDP have been identified as the maximum values (along the deck and during the wind storm) of certain motion parameters. These are: the vertical deck section acceleration (Vert acc), the rotational deck section velocity (Rot vel) and the acceleration of the deck section along the longitudinal axis of the bridge (x-axis) (Long acc max); these EDPs are referred to the center of mass of the deck section. Two sub-levels of performances can be identified for the serviceability problem: the complete serviceability (train and vehicles transit) or the partial serviceability (only train transit), these two sub-levels are identified by different failure thresholds. Concerning the low level performance (avoid the flutter) problem, the damping of a significant displacement time history (for example the mid span vertical displacement) is assumed as relevant EDP; as it becomes negative, the flutter instability arise. Considering the specific performance, the failure is achieved when the value of the respective EDP overcomes the failure threshold value during the wind storm. Both performances description and failure criteria adopted in this paper are resumed in Tab.1.

Tab. 1. Performances table.

	Name	Performance	EDPs	Failure threshold
Service Limit State (SLS)	Se1_BU-SLS	Complete serviceability (roadway and railway traffic) under atmospheric Buffeting (BU)	*Rot vel max v_{rot} **Long acc max a_{l_max} ***Vert acc max a_{v_max}	v_{rot}=0.04 RAD/s a_{l_max}=2.5 m/s^2 a_{v_max}=0.9 m/s^2
	Se2_BU-SLS	Partial serviceability (railway traffic) under atmospheric Buffeting (BU)		v_{rot}=0.043 RAD/s a_{l_max}=2.5 m/s^2 a_{v_max}=1.1 m/s^2
Ultimate Limit State (ULS)	FL-ULS	Maintaining of the structural integrity (avoid the flutter) for Vm $\leq$ 57 m/s	****Total damping δ	$\delta = 0$

* max rotational velocity of the deck section during the wind storm

** max longitudinal acceleration of the deck section during the wind storm

*** max vertical acceleration of the deck section during the wind storm

**** sum of structural and aerodynamic damping of the deck section during the wind storm

Numerical analyses are conducted in time domain by using of a complete 3D Finite Elements model of the bridge. The incident turbulent wind velocity time histories have been generated numerically like components of a multivariate, multidimensional Gaussian stationary stochastic process; the Weighted Amplitude Wave Superposition method (W.A.W.S.) and Proper Orthogonal Decomposition (P.O.D.) of the PSD matrix (Carassale and Solari 2006) are adopted. Starting from the wind velocity time histories, computing the acting forces by use of aeroelastic theories is possible (Petrini et al. 2007, Salvatori and Borri 2007). In the case of low level performance problem (FL-SLU problem) the wind flow has been modeled as non turbulent.
The probabilistic characterization of the response has been obtained by using Monte Carlo technique.

1.2. Application of the PEER original procedure

First of all, the PEER procedure (8) has been applied in its simplified form. Keeping the simplified hypotheses that had lead to the (12) it results from the equation (8):

$$\lambda(EDP) = \int\int P(EDP|IM) \cdot g(IM) \cdot dIM \tag{13}$$

By this way, IPs have not been modelled as stochastic variables, and one scalar parameter has been considered representative for the stochastic IM; this is the 10 meters height mean wind velocity (V_{10}), that is assumed as stochastic, having a Weibull annual PDF given by:

$$P(V_{10}) = 1 - \exp\left[-\frac{1}{2}\left(\frac{V_{10}}{\sigma} \right)^{k} \right] \tag{14}$$

with the parameters σ and k set respectively equal to 6.02 m/s and 2.02 on the basis of wind measures database for the structural site. Starting from the V_{10}, the V_m at the bridge deck medium height (77 m) can be computed by the equation (2). In the following the incident mean wind velocity at the deck medium height $V_m(z = 77\ m)$ has been considered the IM parameter.

1.3. High level performance problem

A set of 500 samples has been extracted from the considered probability distribution function, for each one of the samples ten-minute wind velocity time history sample has been generated according with the analytical model and the generation technique before introduced. Each wind velocity time history sample leads (by the structural analysis), to a sample of the EDPs; starting from the resulting 500 samples, the annual probability distribution and the annual probability of overcoming a certain failure threshold can be obtained for each EDP. In Fig. 3, 4 and 5 the populations of the response EDPs and their histogram characterization (occurrence frequencies) are shown, along with the corresponding failure thresholds.
From figure 4 it can be seen that the EDP number 2 (Long acc max) is not dangerous for the considered performance.
The computed quantities λ(EDP) are represented in Fig. 6. Because these are related whit an annual probability distribution function for the IM, the resultant occurrences are referred to an annual period of service for the structure. From the annual probability of occurrence curves (Fig. 6), by fixing a failure threshold for an EDP (abscissa values), the annual probability of that failure typology (referring to that specific EDP) can be identified in the corresponding λ(EDP). In Tab. 2 the annual failure probabilities computed for each failure type corresponding to the previous specified thresholds (Tab. 1) are summarized, here the annual total probability of failure, computed as the union of the singles failure typologies, is also reported for the considered SLS.
To asses the Se_BU-SLS bridge performance, the acceptability of the total failure probabilities have to be judged.

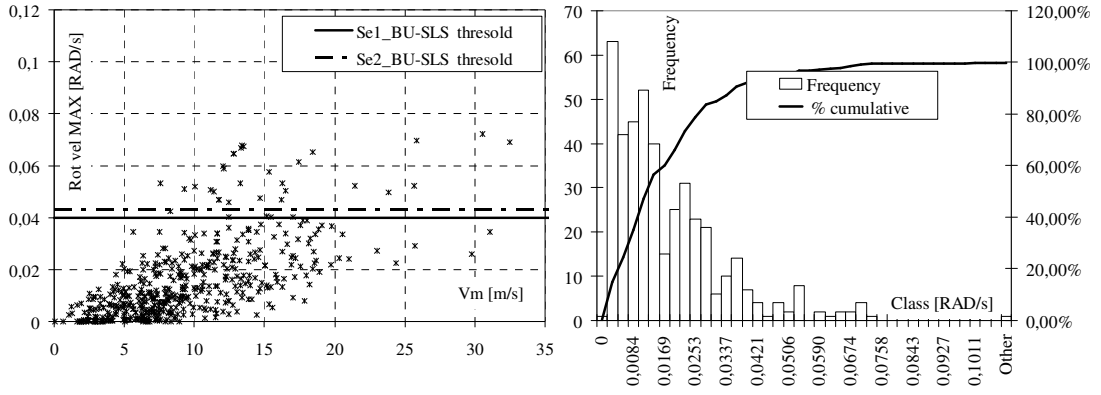


Fig. 3. EDP 1: Rot vel max. Population (left), occurrence frequencies (right).

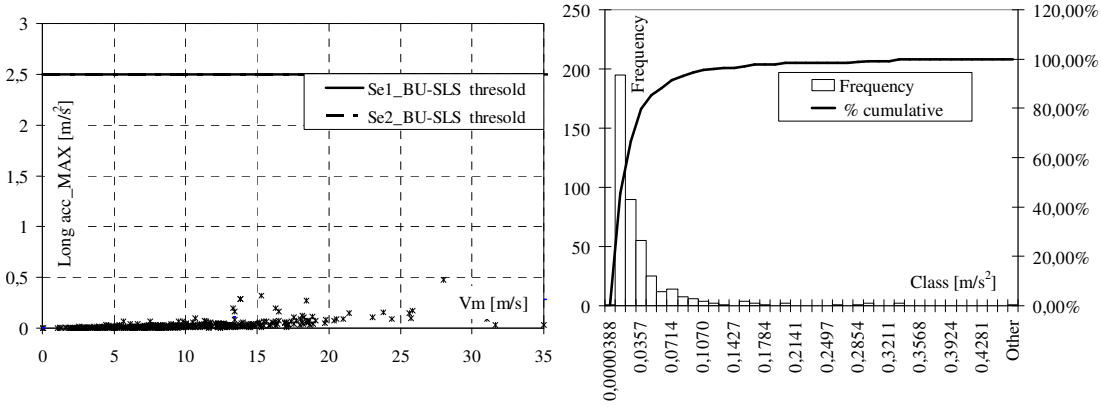


Figure 4. EDP 2: Long acc max. Population (left), occurrence frequencies (right).

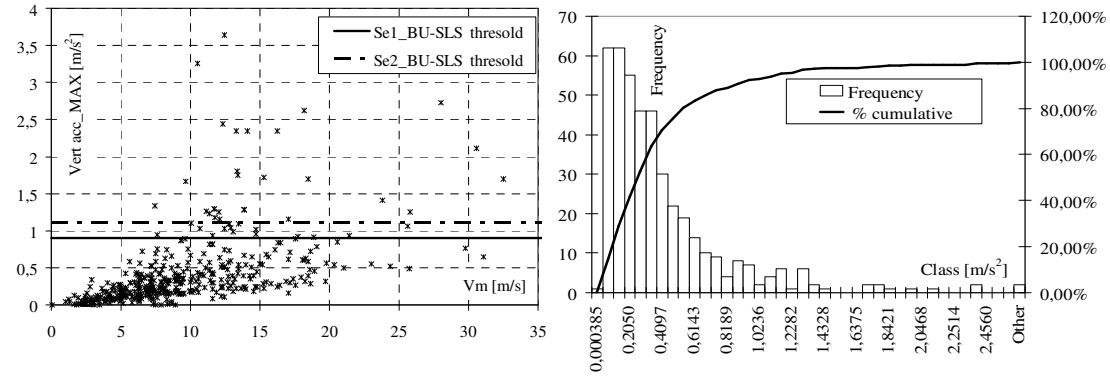


Fig. 5. EDP 3: Vert acc max. Population (left), occurrence frequencies (right).

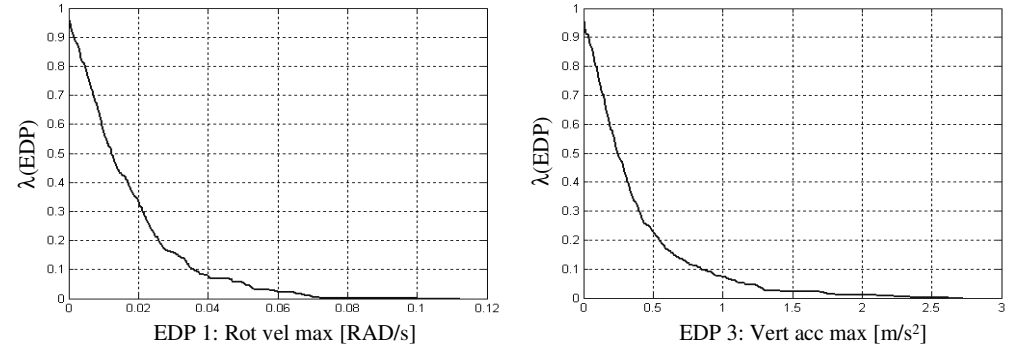


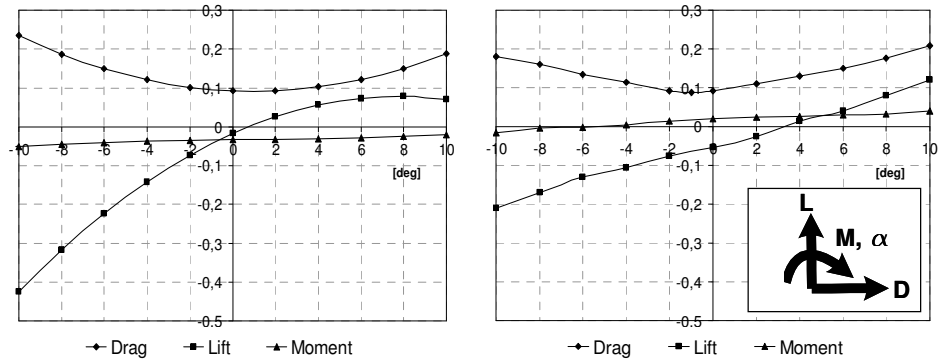
Fig. 6. EDP 1: Rot vel max annual occurrence.

Tab. 2. Failure probabilities

	Name and problem type	Failure typology	Failure typology probability	Total failure probability
Service Limit State (SLS)	Se1_BU-SLS	$v_{rot} \geq 0.04$ RAD/s	0.081775701	0,112149533
		$a_{l_max} \geq 2.5$ m/s^2	0	
		$a_{v_max} \geq 0.9$ m/s^2	0.091121495	
	Se2_BU-SLS	$v_{rot} \geq 0.043$ RAD/s	0.070093458	0,08411215
		$a_{l_max} \geq 2.5$ m/s^2	0	
		$a_{v_max} \geq 1.1$ m/s^2	0.056074766	

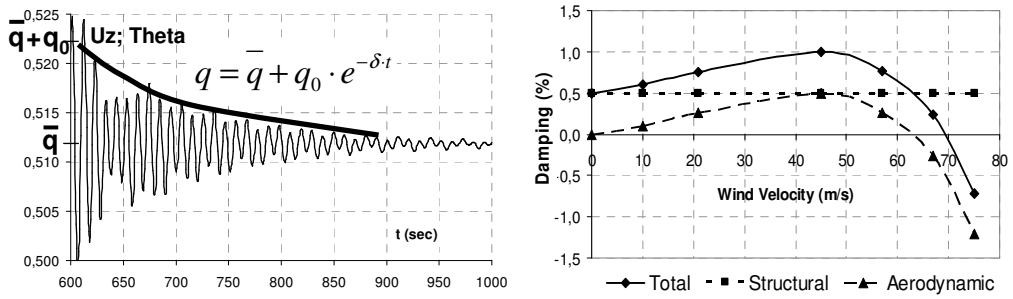
1.4. Low level performance problem

Typically, for suspension bridges, the most dangerous instability phenomenon is the so called "classical flutter": a dynamic instability in which two DOFs of the forced structural system are coupled: under opportune configurations (defined "critical") for the two frequencies and reciprocal phase angles, it makes the damping of the system become negative, and the structural oscillations increase in amplitude. For a suspension bridge, the two coupled DOFs are the vertical and the rotational ones for the deck section. As the vertical and, in particular, rotational motion frequency depend on the incident wind velocity, when this velocity increases the frequencies come closer to each other until the "frequency coalescence"; during this interval of time the damping is positive. When the oscillation frequencies have the same value, and phase shifted of $\pi/2$, the damping of the system becomes zero and, if the wind velocity increases, it becomes negative. The wind velocity which corresponds to zero damping and incipient flutter is called "critical wind velocity" (Vcrit).
As previously stated, for this performance, the wind flow has been modeled as non turbulent, so only the mean wind velocity component V_m is present. Adopting, in the polar lines, showed in Fig. 7a, by means of a step by step time domain analysis and the well known Quasi Steady (QS) theory for the aeroelastic forces computing, the critical velocity has been assessed to be equal to 70 m/s.
The damping of the generic time oscillation can be estimated by identifying it with the exponential coefficient δ of the function $q(t) = q \pm q_0 \cdot e^{-\delta \cdot t}$ (were q identifies the static equilibrium position), which envelopes the generic oscillation (see Fig. 8a): in damped (V_m<Vcrit), critical (V_m=Vcrit) and amplified (V_m>Vcrit) oscillations, it results respectively $\delta >$, = or < to zero. In Fig. 8b, the amount of damping δ for various V_m is shown: here, δ represents the total damping of the structural system, which is sum of the structural (assumed constant and equal to 0.5%) and the aerodynamic one (computed as the analytical difference from the total damping and the structural one). The total damping curve grows when there is an increasing of the wind velocity; at a certain value it changes its slope and begins to decrease until the intersection of abscissa axis. Such intersection represents the critical flutter velocity.



(a) (b)

Fig. 7. Polar lines: type A (a), type B (b).



(a) (b)

Fig. 8. Aerodynamic damping: envelope of mid span oscillation (V_m<Vcrit δ>0) to evaluate damping (a), damping on incident flow velocity (b)

In this case, to asses the λ(EDP) and the probability of failure corresponding to the fixed failure threshold (see Tab. 1) one can proceed as in the previous presented high performance problem. Because the probability of failure in this case will be very small, a great number of samples are required to compute it by classical Monte Carlo methods. In the case study, taking advantage to the additional performance specification that the flutter have not to arise when $V_m \leq 57$ m/s, one can states that the examined low level performance is achieved.

6. ANALYSES FOR THE VALIDATION OF THE PROPOSED PBWE PROCEDURE

Whit the aim to validate the proposed modifies to the basic PEER procedure, numerical analyses have been carried out to assess the importance of the additional parameters proposed in equation (9) whit respect to the (8).

1.5. Importance of the roughness inside a vectorial Intensity Measure (IM)

The importance of the roughness has been investigated: 100 samples have been generated for the mean wind velocity V_m(z = 77 m), and these have been used to perform three distinct Monte Carlo analyses, changing the value of the roughness, which assumes the values z_0= 0.05, z_0= 0.1 and z_0= 0.2 respectively. Focusing on the EDP1 (Rot vel max), three occurrence curves λ(EDP) have been computed and they are represented in Fig. 9, since the three probability curves differs significantly each other, the importance of the roughness as intensity measure it is evident.

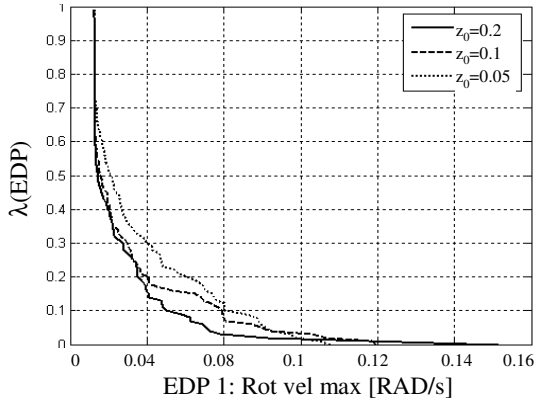


Fig. 9. Importance of the roughness as intensity measure

1.6. Importance of the Interaction Parameters (IP)

The importance of the uncertainty affecting the values of the aerodynamic polar lines has been investigated by a parametric analysis. Stability analysis have been conducted by using of static polar lines derived from a linear combinations (Eq. (15)) of the two type of polar lines showed before (see Fig. 7), here identified as polar A (Fig.7a) and polar B (Fig.7b). Namely:

$$c_L(\alpha) = c_{L_A}(\alpha) \cdot P_L + c_{L_B}(\alpha) \cdot (1 - P_L)$$
$$c_M(\alpha) = c_{M_A}(\alpha) \cdot P_M + c_{M_B}(\alpha) \cdot (1 - P_M) \quad (15)$$

were c_{i_j} (i=L,M and j=A,B) is the aerodynamic coefficient i, corresponding to the polar type j, α is the generic angle of attack, P_L and P_M are the combination parameters, which vary between 0 and 1.

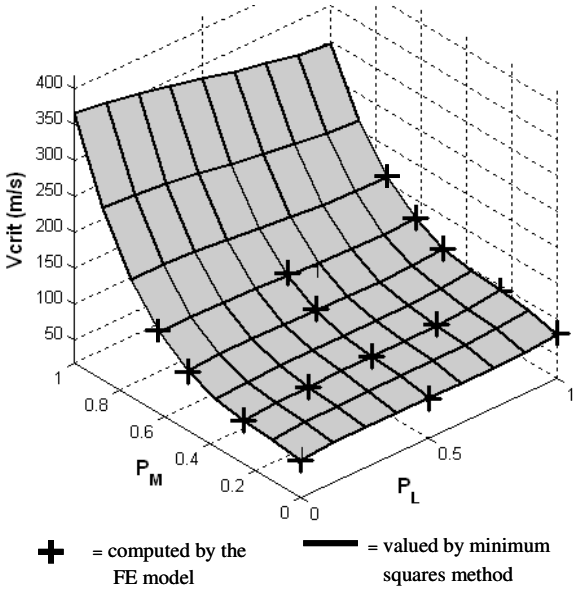


Fig. 10. Response surface of critic velocities in the parametric space.

Critic velocities computed by the FE model are shown in Fig.10 (cross symbols); from these data, the response surface of critic velocities has been extrapolated by using of the minimum square method. The analyses show that the uncertainty affecting the IPs (aerodynamic parameters in this case), exerts a strong influence on the bridge investigated performance.

7. CONCLUSIONS

In this work the problem of the performances assessment for structures subjected to wind action has been considered, as an example of the Performance-Based Wind Engineering (PBWE), i.e. the application of the PBD concepts to the wind engineering. A probabilistic procedure for the design activity within the PBWE framework has been proposed. Starting from the classification of uncertainties involved in wind engineering problems, an aeolian risk assessment equation, similar to the seismic risk assessment equation, has been implemented. This contains some terms that are specifically related to wind effects. Numerical analyses have been carried out to demonstrate both the capability of the original seismic procedure in the case of aeolian risk, and the importance of the introduced new terms for the completeness of the procedure.

8. REFERENCES

Augusti, G., Borri, C., Neumann, H-J. (2001), "Is Aeolian risk as significant as other environmental risks?", *Reliability Engineering and System Safety*, (74), 227-237.

Augusti, G., Ciampoli, M., (2006), "First steps towards Performance-based Wind Engineering", in Performance of Wind Exposed Structures: Results of the PERBACCO project (G. Bartoli, F. Ricciardelli, A. Saetta, V. Sepe eds.), Firenze University Press, 13-20.

Bartoli, G., Ricciardelli, F., Saetta, A., Sepe, V. (eds.) (2006). "Performance of Wind Exposed Structures: Results of the PERBACCO Project", Firenze University Press, Italy.

Carassale, L., Solari, G., (2006), "Monte Carlo simulation of wind velocity field on complex structures", *Journal of Wind Engineering and Industrial Aerodynamics*, (94), 323-339.

Ellingwood, B.R. Rosowsky, D.V. and Kim, Y. Li, J. H. (2004), "Fragility Assessment of Light-Frame Wood Construction Subjected to Wind and Earthquake Hazards", *Journal of Structural Engineering*, 130(12), 1921-1930.

ESDU (Engineering Sciences Data Unit) (2001), Report N. 86010: "Characteristic of atmospheric turbulence near the ground. Part III: variations in space and time for strong winds (neutral atmosphere)", http:// www.esdu.com.

Garciano, L.E., Maruyama, O. and Koike, T. (2005) "Performance-based design of wind turbines for typhoons", *Proc. Ninth International Conference on Structural Safety and Reliability* ICOSSAR05, (G. Augusti, G.I. Schueller, M. Ciampoli eds.), Millpress, Rotterdam.

Khanduri, A.C. and Morrow, G.C. (2003), "Vulnerability of buildings to windstorms and insurance loss estimation", *Journal of Wind Engineering and Industrial Aerodynamics*, (91), 455-467.

Norton, T.R. (2007), "Performance-Based vulnerability analysis of wind-excited tall buildings", *Ph.D. Thesis*, Florida Agricultural and Mechanical University FAMU-FSU, College of Engineering.

Pagnini, L. (2005), "The reliability of structures with uncertain parameters excited by the wind", *Proc. Ninth International Conference on Structural Safety and Reliability* ICOSSAR05, (G. Augusti, G.I. Schueller, M. Ciampoli eds.), Millpress, Rotterdam.

Pastò, S and de Grenet, E.T. (2005), "Risk-Assessment and Control Of Flow-Induced Vibrations Of Structures", *Proc. Ninth International Conference on Structural Safety and Reliability* ICOSSAR05, (G. Augusti, G.I. Schueller, M. Ciampoli eds.), Millpress, Rotterdam.

Paulotto, C., Ciampoli, M., Augusti, G. (2004), "Some proposals for a first step towards a Performance Based Wind Engineering", IFED-*International Forum in Engineering Decision Making; First Forum, Stoos;* www.ifed.ethz.ch

Petrini, F., Bontempi, F. and Ciampoli, M. (2008), "Performance-based wind engineering as a tool for the design of the hangers in a suspension bridge", *Proc. Fouth International ASRANet colloquium*, Athens, Greece; in press.

Petrini, F. Giuliano, F. Bontempi, F., (2007), "Comparison of time domain techniques for the evaluation of the response and the stability in long span suspension bridges", *Computer & Structures*, (85), 1032-1048.

Porter KA (2003), "An Overview of PEER's Performance-Based Engineering Methodology", *Proc of the Ninth International Conference on Applications of Statistics and Probability in Civil Engineering* (ICASP9). San Francisco, CA, USA; Millpress Rotterdam.

Salvatori, L. and Borri, C. (2007), "Frequency and time-domain methods for the numerical modeling of full-bridge aerolasticity". *Computer & Structures* (85), 675-687.

Sibilio, E. and Ciampoli, M. (2007), "Performance-Based wind design for footbridges: evaluation of pedestrian comfort", *Proc. Tenth International Conference on Applications of Statistics and Probability in Civil Engineering* ICASP10, Tokyo, Japan; abstract 561-562; paper in CDRom.

Solari, G. Piccardo, G. (2001), "Probabilistic 3-D turbulence modeling for gust buffeting of structures", *Probabilistic Engineering Mechanics*, (16), 73–86.

Unanwa, C.o., McDonald, J.R., Mehta, K.C. and Smith, D.A. (2000), "The development of wind damage bands for buildings", *Journal of Wind Engineering and Industrial Aerodynamics*, (84), 119-149.

Zhang, L., Jie, L. and Peng, Y, (2008), "Dynamic response and reliability analysis of tall buildings subject to wind loading", *Journal of Wind Engineering and Industrial Aerodynamics*, (96), 25-40.

Pressioni e forze aerodinamiche su un prisma a sezione rettangolare libero di oscillare

Francesco Ricciardelli [a], Antonino M. Marra [b]

[a] Dipartimento di Informatica Matematica Elettronica e Trasporti
Università degli Studi "Mediterranea" di Reggio Calabria
[b] Dipartimento di Ingegneria Civile e Ambientale
Università degli Studi di Firenze

SOMMARIO

L'aerodinamica di semplici geometrie come quella del cerchio, del quadrato e del rettangolo è di interesse sia per scopi scientifici, sia per pratiche applicazioni in diverse aree dell'Ingegneria. In particolare, molta attenzione è stata dedicata ai cilindri a sezione rettangolare, i quali, in relazione al rapporto fra i lati, permettono lo studio dei vari tipi di comportamento aerodinamico ed aeroelastico. In letteratura sono disponibili un gran numero di risultati sperimentali e di simulazioni numeriche. In questo articolo, per studiare il comportamento aerodinamico ed aeroelastico dei cilindri a sezione rettangolare con rapporto tra i lati pari a 5:1, sono state condotte delle prove in galleria del vento su un modello prima fisso e poi libero di oscillare, investito da un flusso laminare e turbolento. Allo scopo, accanto alle statistiche (media, deviazione standard, skewness e curtosi) dei coefficienti di pressione in una sezione trasversale, sono state determinate in alcuni punti anche le funzioni di densità spettrale di potenza e di densità di probabilità. Inoltre, sul solo cilindro fisso, si sono confrontate le correlazioni longitudinali delle pressioni in entrambi i regimi di flusso.

ABSTRACT

The aerodynamics of simple geometries as that of the circle, of the square and of the rectangle is important in both scientific research and practical applications in many areas of Engineering. In particular, broad attention has been addressed towards cylinders with rectangular section, that allow studying a variety of aerodynamic and aeroelastic types of behavior, by simply varying their breadth-to-width ratio. In this paper, in order to investigate some aspects of the aerodynamic and aeroelastic behavior of the 5:1 rectangular cylinder, the results of wind tunnel tests on a fixed and a vibrating model, in smooth and turbulent flow are presented. In particular, together with the statistics of the sectional pressure coefficients, their power spectral density functions and probability density functions are also shown. In addition, limited to the fixed cylinder, the longitudinal correlation of the pressure coefficients in both regimes are compared.

PAROLE CHIAVE: Cilindro rettangolare, Forze aerodinamiche, Forze aeroelastiche, Distribuzioni di pressione, Correlazione longitudinale, Prove in galleria del vento.

1. INTRODUZIONE

L'aerodinamica di semplici geometrie come quella del cerchio, del quadrato e del rettangolo costituisce un repertorio fondamentale dell'aerodinamica dei corpi tozzi. Questa importanza è data principalmente da due fattori. Primo, sezioni così semplici permettono di studiare i complessi meccanismi dell'aerodinamica dei corpi tozzi. Secondo, queste sono usate in molte strutture civili (ciminiere, torri, antenne, edifici, ponti, ecc.) ed in molte componenti strutturali (stralli, elementi di carpenteria), quindi i risultati ottenuti in ambito scientifico sono direttamente applicabili nella pratica professionale. Questi motivi hanno spinto molti ricercatori a studiare in dettaglio l'aerodinamica di queste sezioni.

In questo articolo viene proposto uno studio sull'aerodinamica del cilindro a sezione rettangolare, sia fisso e sia libero di oscillare. Per un cilindro a sezione rettangolare, le statistiche dei coefficienti di pressione e la loro correlazione longitudinale dipendono dai seguenti parametri:

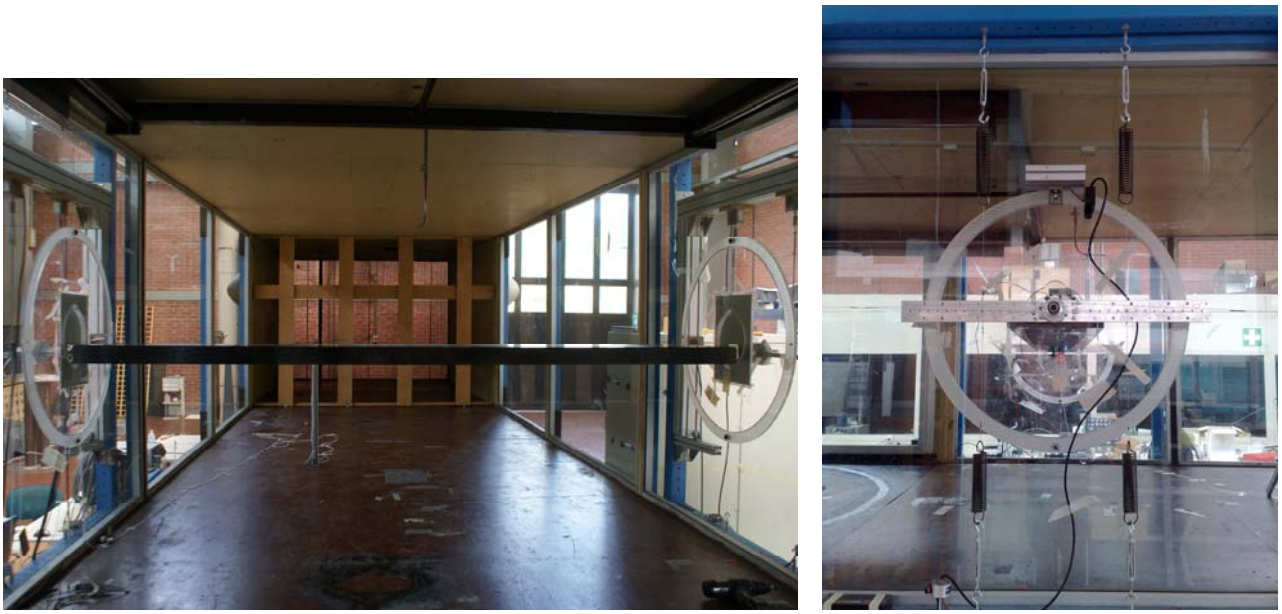
$$C_p = C_p\left(\frac{B}{D}, I_u, \frac{L_u}{D}, Re, \beta, \bar{h}, \tilde{h}.\bar{\alpha}, \tilde{\alpha}, U_{red}\right) \quad (1)$$

essendo *B/D* il rapporto tra la base e l'altezza della sezione rettangolare, I_u ed L_u rispettivamente l'intensità e la scala integrale longitudinale della turbolenza; *Re* il numero di Reynolds, β il coefficiente di bloccaggio, $\bar{h}, \tilde{h}, \bar{\alpha}, \tilde{\alpha}$ rispettivamente il valore medio e la deviazione standard dello spostamento verticale e torsionale, U_{red} la velocità ridotta, che rappresenta il regime di vibrazione.
Tra i primi studi sull'effetto delle caratteristiche della turbolenza incidente (intensità e scala integrale) sull'aerodinamica delle sezioni rettangolari troviamo quelli di Nakamura *et al.* (1984, 1987 e 1988), nei quali vengono esaminati i casi di rettangoli con *B/D* = 0.2, 0.4, 0.6 e 1.
Tamura *et al.* (1995) hanno analizzato per via numerica il campo di flusso non stazionario attorno ad un cilindro a sezione rettangolare con *B/D* = 5, sottoposto ad oscillazioni torsionali forzate.
Nakamura *et al.* (1996), in uno studio sia numerico che sperimentale, hanno messo in evidenza l'esistenza di due tipi di instabilità dovute al distacco dei vortici sul cilindro fisso, il cui verificarsi dipende dal rapporto *B*/*D*.
Matsumoto (1996) ha fornito una classificazione delle possibili instabilità aeroelastiche di cilindri a sezione rettangolare ed un'analisi delle pressioni non stazionarie in regime di flutter.
Haan *et al.* (1998) affrontano nuovamente il problema degli effetti della turbolenza, mettendo in luce anche alcune contraddizioni presenti in letteratura.
Shimada & Ishihara (2002) hanno condotto delle analisi numeriche sull'aerodinamica di sezioni rettangolari caratterizzate da diversi valori di *B/D* compresi fra 0.6 e 8.
Matsumoto *et al.* (2003) e de Grenet & Ricciardelli (2005) hanno fornito un'analisi della correlazione longitudinale delle forze aerodinamiche su un cilindro fisso a sezione rettangolare con *B/D* = 5; nel secondo lavoro viene trattato anche il caso del cilindro libero di oscillare.
Infine, un recente lavoro sperimentale sugli effetti del numero di Reynolds sull'aerodinamica di cilindri a sezione rettangolare (*B/D* = 2, 3, 4), immersi in flusso laminare e turbolento a diversi angoli di attacco, è quello di Larose & D'Auteuil (2008).
In questo articolo, sono riportati i risultati di misure in galleria del vento volte allo studio della distribuzione delle pressioni sezionali e della loro correlazione longitudinale su un cilindro a sezione rettangolare con rapporto dei lati *B/D* = 5. Tali prove sono state svolte in flusso laminare e turbolento sul cilindro prima fisso e poi libero di oscillare.

2. PROVE IN GALLERIA DEL VENTO

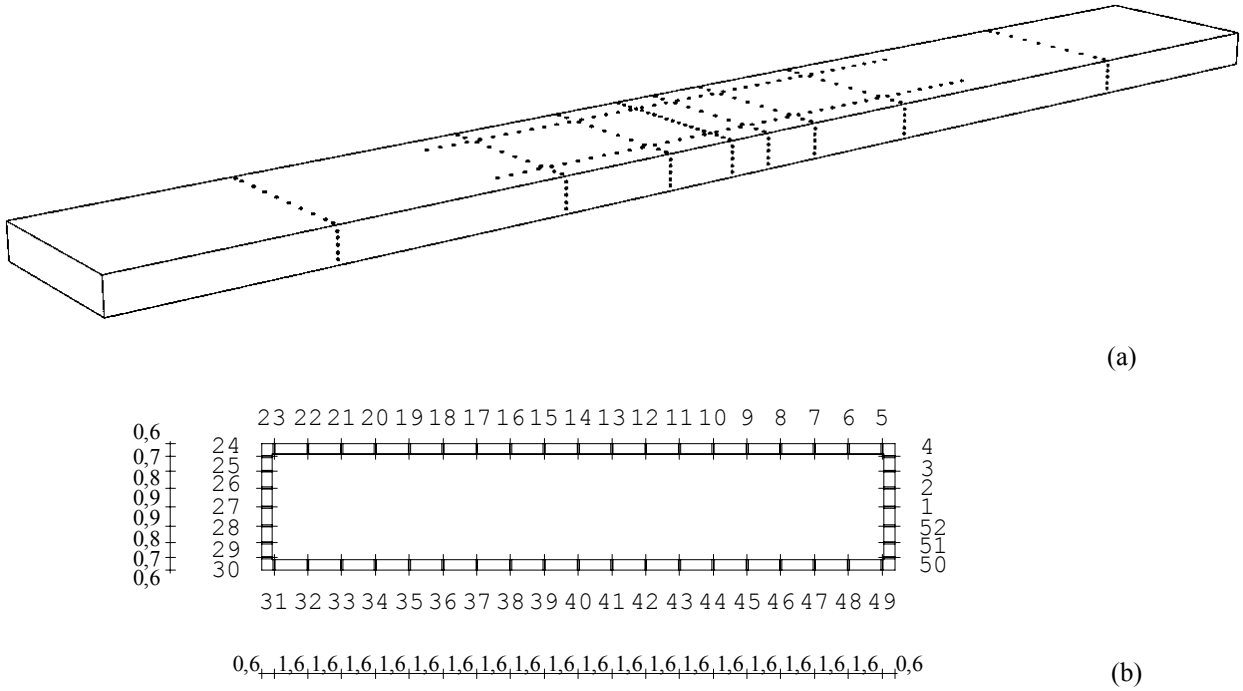
Il lavoro sperimentale è stato svolto presso la galleria del vento a strato limite sviluppato del CRIACIV (Centro di Ricerca Interuniversitario di Aerodinamica delle Costruzioni e di Ingegneria del Vento) situata a Prato. L'impianto, a circuito aperto, ha una lunghezza totale di circa 22 m ed una sezione di prova di 2.40 m × 1.65 m. La condizione di flusso laminare è caratterizzata da un'intensità di turbolenza inferiore all'1%, ed una velocità massima di circa 35 m/s.
Il modello del cilindro a sezione rettangolare, di lunghezza pari a 232 cm e con sezione trasversale di 30 cm × 6 cm, è stato posto nella camera di prova con un sistema di sospensione giacente all'esterno della galleria del vento (Fig. 1).
Il modello è stato costruito in fibra di carbonio per minimizzare il peso ed è provvisto di 342 prese manometriche disposte in otto registri trasversali (sette registri da 30 prese ed uno da 52 prese) e da due registri longitudinali da 40 prese ciascuno (Fig. 2).
Sono stati usati due sistemi di sospensione: il primo, utilizzato per le prove su cilindro fisso, era costituito da 6 braccetti ognuno collegato ad una cella di carico; il secondo, usato nelle prove su modello libero di oscillare nel grado di libertà verticale ed in quello torsionale, era composto da 8 molle opportunamente distanziate al fine di ottenere il voluto rapporto tra le frequenze del sistema.
Nelle prove dinamiche, la massa ed il momento d'inerzia della massa erano rispettivamente 15.1 Kg e 0.222 Kg×m^2. Questi valori comprendono il modello, i trasduttori di pressione ed i tubi alloggiati

all'interno del modello, ed il contributo modale delle molle di sospensione. Le frequenze di vibrazione verticale e torsionale risultano rispettivamente 4.3 Hz e 7.1 Hz, con rapporto pari a 1.65.



(a) (b)

Figura 1. Modello nella camera di prova (a) e sistema di sospensione nelle prove aeroelastiche (b).



(a) (b)

Figura 2. Schematizzazione in 3D del modello (a) e registro trasversale con 52 prese manometriche (b).

Nelle prove statiche le misure sono state condotte in regime laminare ad una velocità di riferimento di 15.9 m/s, corrispondente ad un numero di Reynolds di 63600 (in relazione allo spessore del modello). In regime turbolento, invece, la velocità di riferimento era di 11.3 m/s, corrispondente ad un numero di Reynolds di 43100. L'intensità e la scala integrale della turbolenza erano, rispettivamente, I_u = 0.17 e L_u = 21cm (L_u/B = 0.7).

3. DISTRIBUZIONE SEZIONALE DELLE PRESSIONI E FORZE AERODINAMICHE SUL CILINDRO FISSO

3.1. Regime laminare

Per studiare dettagliatamente le forze aerodinamiche sul cilindro a sezione rettangolare, sono state ricavate le prime quattro statistiche (media, deviazione standard, skewness e curtosi) dei coefficienti di pressione istantanei misurati attorno alla sezione trasversale del cilindro (Fig. 3).
Dalla distribuzione delle pressioni medie (Fig. 3a) e delle deviazioni standard (Fig. 3b) è possibile stimare la posizione del punto di riattacco del flusso sulle facce laterali. Questo può essere ragionevolmente collocato a metà tra il minimo valore in modulo del coefficiente di pressione medio (minima depressione) ed il massimo valore della deviazione standard. Ne risulta una distanza dallo spigolo sopravento di 7.2/8*B*, in accordo con il valore 7/8*B* ottenuto da Matsumoto *et al.* (2003) su un analogo cilindro a sezione rettangolare con *B/D* = 5.

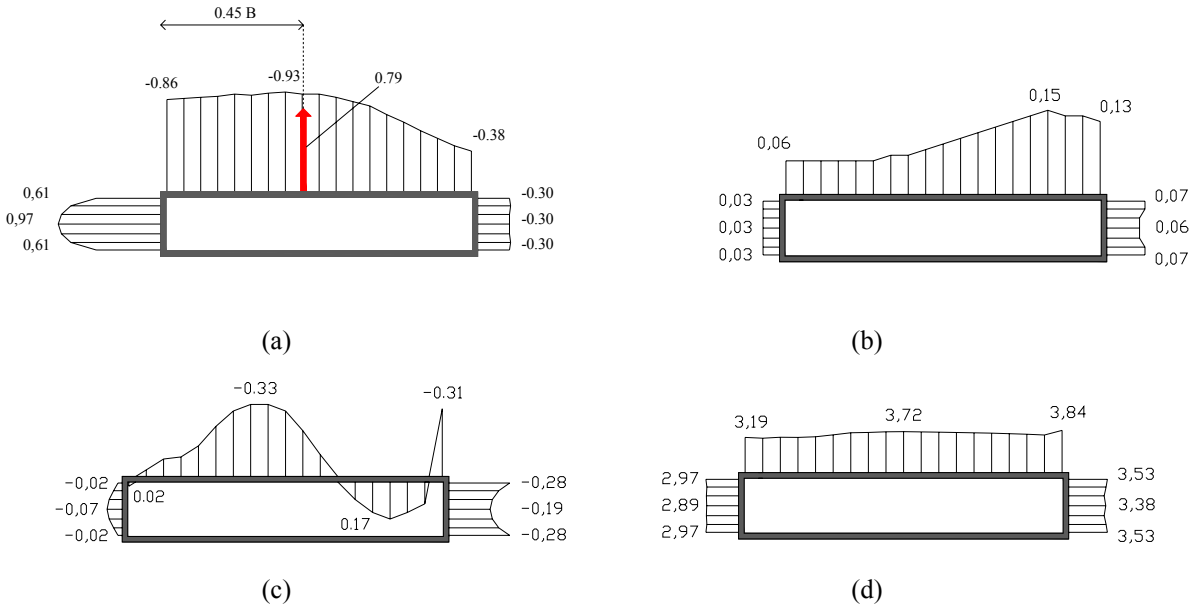


Figura 3. Distribuzione dei valori medi (a), delle deviazioni standard (b), dei coefficienti di skewness (c) e dei coefficienti di curtosi (d) dei coefficienti di pressione in regime laminare.

I piccoli valori della deviazione standard delle pressioni sulla faccia sopravento sono legati alla minima turbolenza incidente (I_u pari a circa 1%), ed all'effetto della turbolenza che si genera a seguito del distacco del flusso. I bassi valori della deviazione standard delle pressioni sulla porzione sopravento delle facce laterali sono dovuti alla presenza della bolla di separazione; a valle di questa la deviazione standard delle pressioni cresce, per effetto del riattacco pulsante della vena fluida alla sezione.
Lo spettro delle fluttuazioni di pressione nel punto di stagnazione (Fig. 4a) mette in risalto il modestissimo contenuto energetico di queste, ciò è in accordo con il basso valore della deviazione standard mostrato in Fig. 3b. Nel punto di base e nella presa 8 (Fig. 2b), ove si registra la massima deviazione standard delle pressioni, gli spettri delle fluttuazioni di pressione (Figg. 4b e 4c) presentano un maggiore contenuto energetico, con un picco corrispondente ad un numero di Strouhal pari a 0.116, tipico della sezione rettangolare con *B/D* = 5. Ciò indica che le fluttuazioni di pressione sulla faccia sottovento e sulla porzione delle facce laterali soggetta a flusso riattaccato sono associate al fenomeno di distacco dei vortici. Lo spettro delle fluttuazioni di pressione alla presa 19 (Fig. 2b) risulta anch'esso caratterizzato da uno scarso contenuto energetico (Fig. 4d), ciò è dovuto alle piccole fluttuazioni di pressione presenti all'interno della bolla di separazione.
Per verificare la validità dell'ipotesi di gaussianità delle fluttuazioni di pressione, si riportano gli andamenti dei coefficienti di skewness e curtosi delle pressioni attorno alla sezione (Figg. 3c e 3d).
Il coefficiente di skewness:

$$g_1 = \frac{m_3}{m_2^{3/2}} \tag{2}$$

con m_j indicante il j-esimo momento della distribuzione:

$$m_j = \frac{1}{N}\sum_{i=1}^{N}\left(C_p(t_i) - \overline{C}_p\right)^j \tag{3}$$

dà una misura della simmetria della distribuzione. Esso è positivo quando la distribuzione ha una coda dominante a destra, mentre è negativo viceversa. Un valore nullo di tale coefficiente indica una distribuzione simmetrica.
Il coefficiente di curtosi:

$$g_2 = \frac{m_4}{m_2^2} \tag{4}$$

rappresenta il grado di appiattimento della distribuzione vicino al suo picco. In una distribuzione unimodale, un valore del coefficiente di curtosi maggiore di 3 implica un picco più appuntito di quello della distribuzione gaussiana avente stessa deviazione standard, mentre un valore più basso implica un picco più schiacciato. Nell'Eq. 3 $C_p(t_i)$ rappresenta il generico coefficiente di pressione all'istante t_i, $\overline{C}_p$ ne rappresenta il valor medio, ed N è il numero degli istanti campionati.

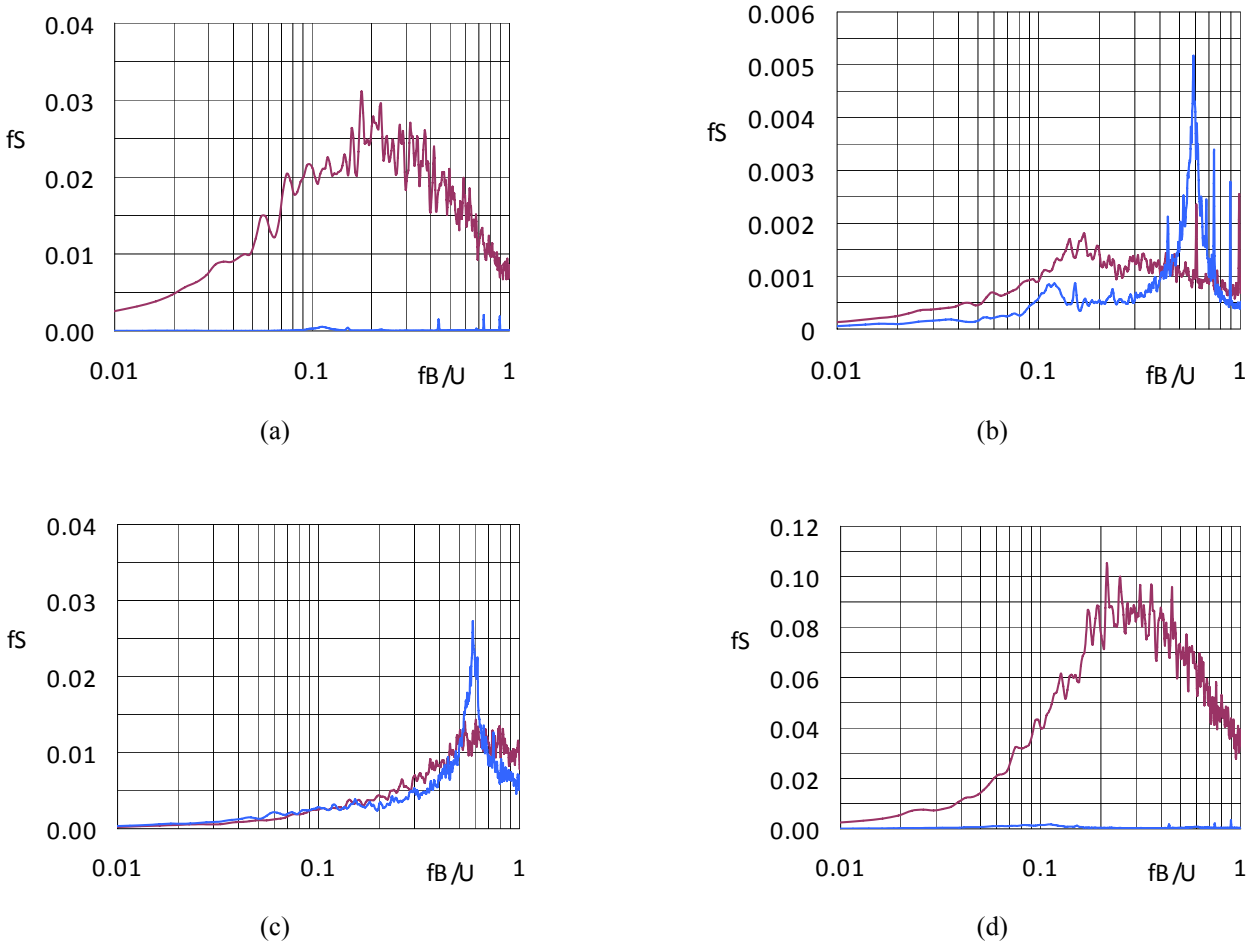


Figura 4. Funzioni di densità spettrale di potenza della pressione di stagnazione (a) e di base (b) e della pressione nelle prese 8 (c) e 19 (d), in flusso laminare (—) e turbolento (—).

In regime laminare, ad eccezione dei punti presenti sulla faccia sopravento, le fluttuazioni di pressione hanno ovunque un comportamento non simmetrico. Infatti, come mostrato in Fig. 5, le funzioni di densità di probabilità risultano non simmetriche rispetto alla moda.
La Fig. 3c mostra come in flusso laminare la skewness dei coefficienti di pressione è negativa fino ad un punto che si trova circa 2/3*B* a valle del bordo di attacco, quindi diventa positiva, ed infine diventa negativa di nuovo nel bordo d'uscita. Si può notare, inoltre, come il massimo valore del coefficiente di skewness si trovi a 5/6*B* a valle del bordo d'attacco, esso viene raggiunto a monte del punto di riattacco del flusso, quindi verso la fine della bolla di separazione.

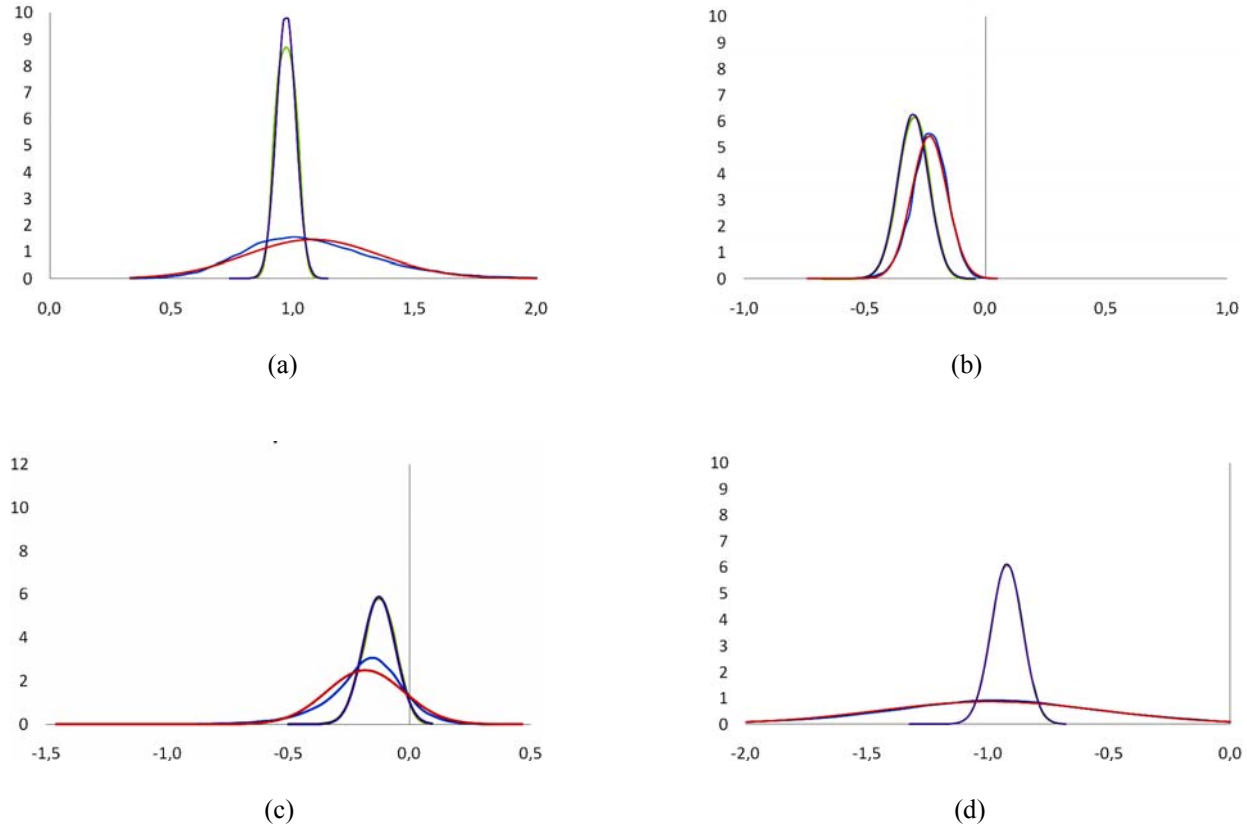


Figura 5. Funzioni di densità di probabilità della pressione di stagnazione e di base e della pressione nelle prese 8 e 19, in flusso laminare (—) e turbolento (—), confrontate con le corrispondenti distribuzioni gaussiane (in flusso laminare —, in flusso turbolento —).

Dalla Fig. 5 si nota che in flusso laminare la funzione di densità di probabilità sulla superficie sopravento è molto prossima a quella gaussiana, con un coefficiente di curtosi molto vicino a 3 (Fig. 3d). Sulla faccia sottovento e sulle facce laterali, invece, il picco della funzione tende ad essere leggermente appiattito, con il massimo coefficiente di curtosi che non supera il valore di 3.84 (soltanto il 28% più alto del valore gaussiano).

3.2. Regime turbolento

In maniera analoga a quanto fatto per il regime laminare, in Fig. 6 si riportano le statistiche del coefficiente di pressione misurate in regime turbolento. Dalla Fig. 6a, si osserva che l'effetto principale della turbolenza si ha sulla superficie laterale, e consiste in un incremento del valore del picco negativo delle pressioni e nel suo spostamento verso il bordo d'attacco. Inoltre, a valle del minimo coefficiente di pressione medio, la depressione si riduce molto più rapidamente in flusso turbolento che non in flusso laminare. Per rendere quantitativamente evidenti gli effetti della turbolenza sul campo delle pressioni medie, nelle Figg. 3a e 6a, sono riportate la posizione e l'intensità (in termini di coefficiente di forza) dell'azione totale sulla faccia laterale. In flusso laminare il coefficiente di forza è pari a -0,79 ed è situato ad una distanza dal bordo d'attacco pari a

0,45*B*. In flusso turbolento, invece, è pari a -0,41 ed è posto ad una distanza pari a 0,27*B*.
L'aggiunta della turbolenza, oltre all'atteso incremento delle fluttuazioni di pressione sul bordo sopravento, produce un sostanziale incremento delle deviazioni standard delle pressioni anche sulla porzione sopravento della superficie laterale (Fig. 6b).

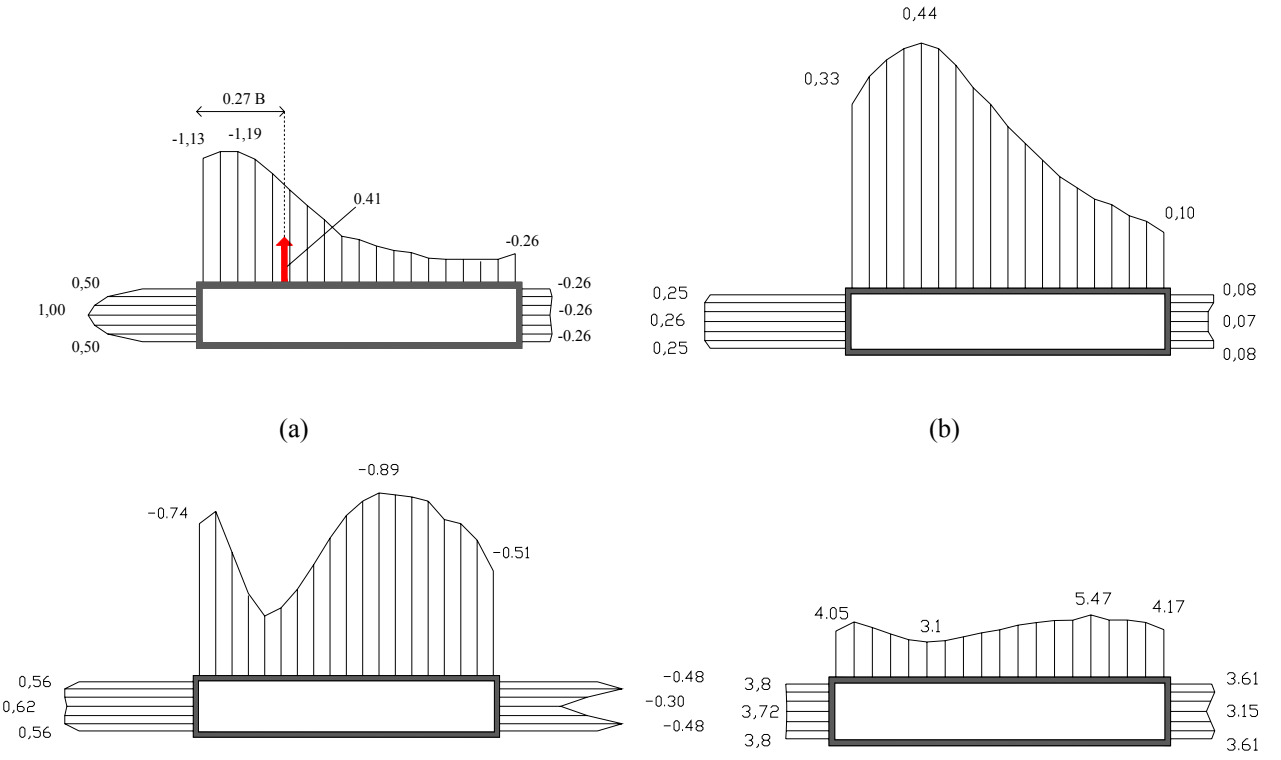


Figura 6. Distribuzione dei valori medi (a), delle deviazioni standard (b), dei coefficienti di skewness (c) e dei coefficienti di curtosi (d) dei coefficienti di pressione in regime turbolento.

Ulteriori modifiche indotte dalla turbolenza possono essere colte dall'analisi degli spettri riportati in Fig. 4. Come atteso, in flusso turbolento, lo spettro relativo alla presa di stagnazione risulta molto simile a quello della turbolenza incidente e completamente diverso da quello relativo al regime laminare. Alla presa manometrica 8 (collocata sulla faccia laterale, 0.82*B* a valle del bordo d'attacco) ed al punto di base l'intensità delle fluttuazioni di pressione in regime turbolento è la stessa che in flusso laminare, ma queste non sono più governate dal fenomeno di distacco dei vortici, in quanto lo spettro corrispondente mostra che l'energia risulta distribuita su una banda di frequenze più ampia. All'interno della bolla di separazione, alla presa manometrica 19 (collocata sulla faccia laterale, 0.23*B* dal bordo d'attacco), le fluttuazioni di pressione in flusso turbolento crescono notevolmente (Fig. 6b) e sono caratterizzate da uno spettro a banda larga (Fig. 4).
Seguendo la stessa procedura utilizzata per il regime laminare, ll punto di riattacco in regime turbolento può essere collocato a 4.4/8*B*, stavolta non in perfetto accordo con il risultato di Matsumoto *et al.* (2003). Questa discrepaza è probabilmente dovuta al diverso metodo usato per l'individuazione del punto di riattacco e/o alle diverse caratteristiche del flusso turbolento incidente.
Il confronto delle Fig. 3c e 6c mostra come in regime turbolento i coefficienti di skewness siano globalmente maggiori che in flusso laminare. Nel punto di stagnazione, in particolare, la turbolenza del flusso incidente ha l'effetto di rendere le pressioni molto più disperse, con una funzione di probabilità leggermente spostata a sinistra (coda allungata verso destra). Assumendo che la turbolenza incidente sia gaussiana, questo è l'effetto del termine quadratico delle pressioni associato alle fluttuazioni turbolente. D'altro canto, l'aggiunta della turbolenza comporta solo delle modeste variazioni nelle funzioni di densità di probabilità delle pressioni sulla faccia sottovento. Nel punto di base la turbolenza produce uno spostamento verso destra del picco della funzione di densità di probabilità, di entità maggiore della corrispondente variazione del valore medio del coefficiente di pressione.

Inoltre, l'aggiunta delle turbolenza modifica drasticamente le funzioni di densità di probabilità delle fluttuazioni di pressione sulle facce laterali della sezione. A differenza del caso di flusso laminare, in flusso turbolento la skewness è qui sempre negativa e presenta dei valori in modulo maggiori rispetto al caso in regime laminare. La skewness negativa in regime turbolento è l'effetto delle fluttuazioni di pressione sulle facce laterali associate alle fluttuazioni del flusso incidente, che producono picchi di depressione più intensi, allungando la coda della distribuzione di probabilità verso sinistra. Si può notare, inoltre, come il massimo valore della skewness si trova a 5/6*B* ed a 1.9/8*B* a valle del bordo di attacco, rispettivamente in flusso laminare e turbolento. In entrambi i casi il massimo valore viene raggiunto a monte del punto di riattacco del flusso, quindi verso la fine della bolla di separazione.
In regime turbolento il punto di riattacco si sposta sopravento, e la presa 8 esce dalla bolla di separazione. Le fluttuazioni di pressione che lì si verificano, quindi, non sono più associate al riattacco pulsante del flusso, ma piuttosto al rotolamento dei vortici che vengono trasportati sulla superficie laterale a valle della bolla di separazione. Questo ha l'effetto di spostare il picco della funzione di densità di probabilità alla destra della moda, comportando quindi un valore del coefficiente di skewness pari a -0,76.
Infine, in flusso turbolento il picco della funzione di densità di probabilità risulta significativamente più piatto di quanto competerebbe and una distribuzione gaussiana, con valori del coefficiente di curtosi che raggiungono 5.84 (82% maggiore del valore gaussiano).

4. CORRELAZIONE LONGITUDINALE DELLE PRESSIONI

Limitatamente al caso di flusso laminare, in de Grenet & Ricciardelli (2005) è riportata la correlazione longitudinale delle forze aerodinamiche e delle pressioni nel punto di stagnazione ed in quello di base su un cilindro a sezione rettangolare con rapporto tra i lati $B/D = 5$, fisso e libero di oscillare. Il coefficiente di correlazione:

$$R_{C_p}(\delta/D) = \mathrm{cov}\left[C_p(\delta/D)\right]/\tilde{C}_p^2 \tag{5}$$

in cui δ rappresenta la distanza tra due punti di misura, è stato calcolato dai dati misurati.
I dati furono interpolati mediante l'equazione:

$$R_{C_p}(\delta/D) = \exp\left[-c\cdot\left(\delta/D - k\right)\right] + d \tag{6}$$

che tiene conto della porzione correlata d delle pressioni e delle forze aerodinamiche esistenti sul cilindro oscillante. Per il cilindro fisso $d = k = 0$, l'Eq. 6 si riduce ad un semplice esponenziale negativo. Per il punto di stagnazione e per quello di base, i valori del coefficiente di decadimento esponenziale furono rispettivamente pari a 0.952 e 0.526.
In questo studio, aggiungendo anche il caso di flusso turbolento, sono state condotte delle misure simili in due punti appartenenti alla superficie laterale del cilindro, posizionati a 0.18*B* (registro α) ed a 0,82*B* (registro β) a valle del bordo d'attacco. I punti sperimentali sono mostrati in Fig. 7 assieme alle loro funzioni interpolanti. I coefficienti di decadimento esponenziale in questo caso valgono rispettivamente 0.228 e 0.215 per il registro α in flusso laminare e turbolento, e 0.532 e 0.496 per il registro β in flusso laminare e turbolento.
Confrontando questi valori qui con quelli di letteratura (Matsumoto *et al.*, 2003; de Grenet & Ricciardelli, 2005) si può concludere che in flusso laminare la massima correlazione si verifica in corrispondenza del registro α, situato all'interno della bolla di separazione. La correlazione minima, invece, ha luogo in corrispondenza del punto di stagnazione, dove le fluttuazioni di pressione in flusso laminare derivano prevalentemente dalla turbolenza che si genera a valle della separazione; queste sono di piccola intensità e di modesta estensione spaziale. I livelli di correlazione longitudinale delle pressioni in corrispondenza del registro β e del punto di base sono simili. Questo perché in entrambe le posizioni le fluttuazioni di pressione sono associate alla dinamica della scia, e pertanto hanno la stessa natura.
Si può infine osservare come il livello di correlazione longitudinale delle pressioni sia poco influenzato dalla presenza della turbolenza.

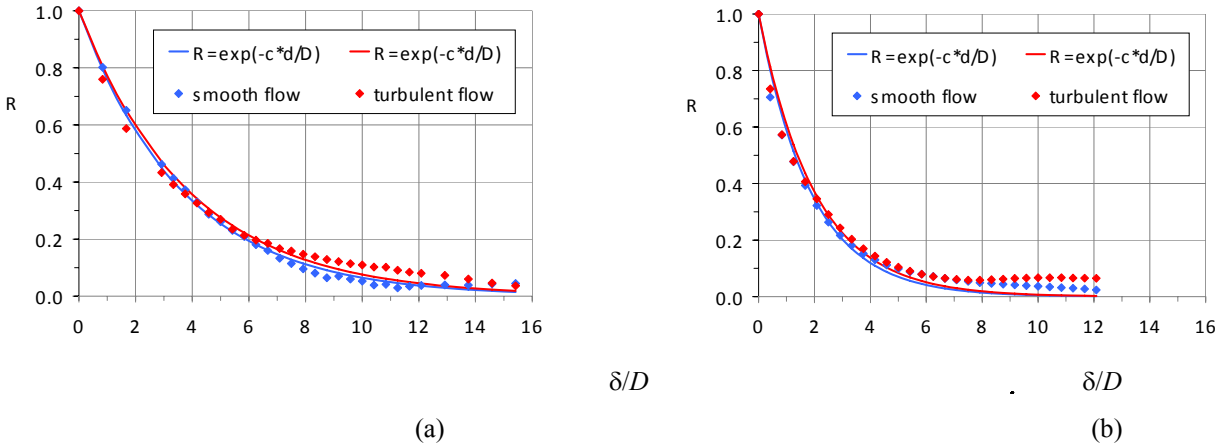


Figura 7. Coefficiente di cross-correlazione delle pressioni in corrispondenza del registro α (a) e del registro β (b), in flusso laminare e turbolento.

5. DISTRIBUZIONE SEZIONALE DELLE PRESSIONI E FORZE AERODINAMICHE SUL CILINDRO OSCILLANTE

Limitatamente alla condizione di flusso laminare, sono state effettuate delle prove in galleria del vento sul modello libero di oscillare nei gradi di libertà verticale e torsionale. In tali prove sono state misurate le componenti di spostamento del modello e le pressioni nei punti indicati in Fig. 2. Le misurazioni sono state fatte per valori della velocità ridotta compresi tra 0.64 e 7.8, riferiti alla base del modello ed alla frequenza naturale verticale (0.4 ÷ 4.7, rispetto alla frequenza naturale torsionale). In regime laminare (I_u = 1%), si sono manifestati i tre regimi di vibrazione di lock-in verticale (U_{red} = 1.55, basata sulla frequenza verticale) e torsionale (U_{red} = 1.25, basata sulla frequenza torsionale), buffeting (U_{red} = 1.25 ÷ 4.1, basata sulla frequenza torsionale) e flutter tosionale ($U_{red} \geq 4.1$, basata sulla frequenza torsionale).
Nel presente lavoro si riportano soltanto i risultati ottenuti nella condizione di flutter torsionale ad una velocità ridotta di 4.7, alla quale il modello vibrava con un deviazione standard di rotazione pari a 1.87° (cui si combinava una deviazione standard dello spostamento verticale di 0.47 mm) e con una frequenza di 6.9 Hz, del 3% più bassa della corrispondente frequenza in aria ferma.
In Fig. 8 è riportato un confronto tra la distribuzione delle statistiche dei coefficienti di pressione attorno alla sezione sul cilindro fisso e oscillante.
Può essere immediatamente notato come la distribuzione delle pressioni medie (Fig. 8a) misurata quando il cilindro oscilla in regime di flutter sia sostanzialmente simile a quella che si ha sul cilindro fisso. Questo è accettabile per il fatto che la sezione è simmetrica ed oscilla rispetto alla configurazione simmetrica. D'altro canto la distribuzione delle deviazioni standard dei coefficienti di pressione (Fig. 8b) in condizione di flutter è ovunque maggiore di quella che si ha sul cilindro fisso. Sulla faccia sopravento, ad esempio, sebbene il valore della deviazione standard della pressione di stagnazione sia all'incirca uguale a quello del cilindro fisso (0.04 contro 0.03), nei rimanenti punti le fluttuazioni di pressione in flutter aumentano man mano che ci si avvicina allo spigolo, in cui viene raggiunto il valore massimo di 0.12. Questo comportamento è probabilmente dovuto all'effetto dell'accelerazione del flusso in corrispondenza degli spigoli della sezione, che si verifica al ruotare della sezione stessa. Le fluttuazioni di pressione sulla faccia sottovento rimangono all'incirca costanti, ma il valore si raddoppia rispetto al caso del cilindro fisso. Infine, anche le fluttuazioni di pressione sulle facce laterali sono circa il doppio di quelle del cilindro fisso.
La natura delle fluttuazioni di pressione sul cilindro che oscilla è alquanto differente rispetto a quella delle fluttuazioni di pressione sul cilindro fisso, essendo le prime sostanzialmente governate dal moto del cilindro. In Fig. 9 sono mostrate le funzioni di densità spettrale di potenza delle fluttuazioni di pressione dei punti di stagnazione e di base, ed in corrispondenza delle prese 8 e 19, e confrontate con quelle relative al cilindro fisso. Si osserva come tutti gli spettri siano dominati da un netto picco alla frequenza ridotta di 0.21, corrispondente alla frequenza di oscillazione di 6.9 Hz, e da picchi più piccoli alle prime due armoniche della frequenze di oscillazione.

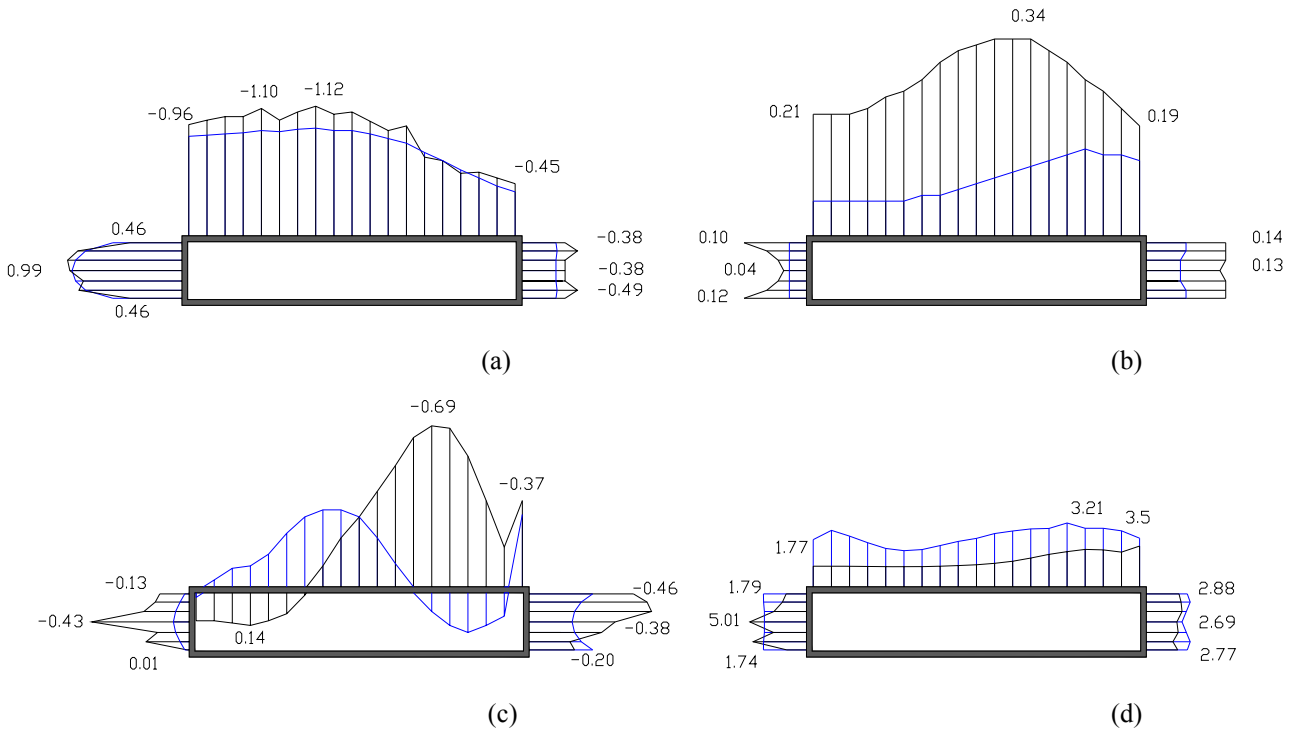


Figura 8. Distribuzione dei valori medi (a), delle deviazioni standard (b), dei coefficienti di skewness (c) e dei coefficienti di curtosi (d) dei coefficienti di pressione sul cilindro fisso (—) ed oscillante (—).

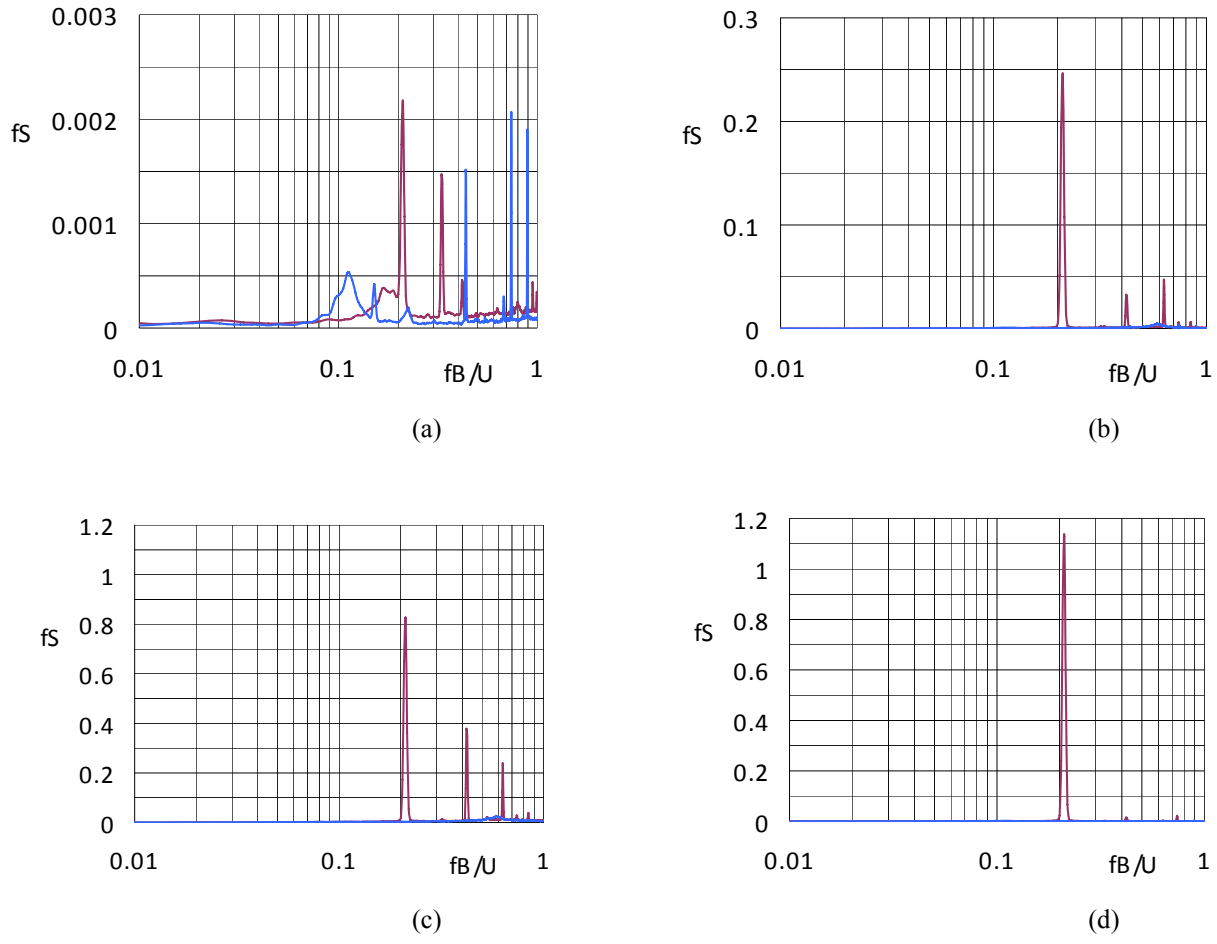


Figura 9. Funzioni di densità spettrale di potenza della pressione di stagnazione (a) e di base (b) e della pressione nelle prese 8 (c) e 19 (d), sul cilindro fisso (—) ed in oscillazione (—), in flusso laminare.

La distribuzione sezionale dei coefficienti di skewness delle fluttuazioni di pressione viene completamente modificata dall'oscillazione del cilindro (Fig. 8c). Questo effetto è mostrato anche dalle funzioni di densità di probabilità. Tali funzioni sono riportate in Fig. 10, in forma di istogrammi, per i punti di stagnazione e di base e per le prese 8 e 19. Nel punto di stagnazione ed in corrispondenza della presa 8 le funzioni di densità di probabilità delle fluttuazioni di pressione sono spostate a destra, dando luogo ad un valore negativo del coefficiente di skewness. Al punto di base ed alla presa 19, invece, le fluttuazioni di pressione presentano una distribuzione bimodale, che appare coerente con le fluttuazioni di pressione a banda stretta di Fig. 9.
Infine, il coefficiente di curtosi (Fig. 8d) è ovunque minore di quello del cilindro fisso, ad eccezione del punto di stagnazione, dove la funzione di densità di probabilità delle fluttuazioni di pressione è bimodale.

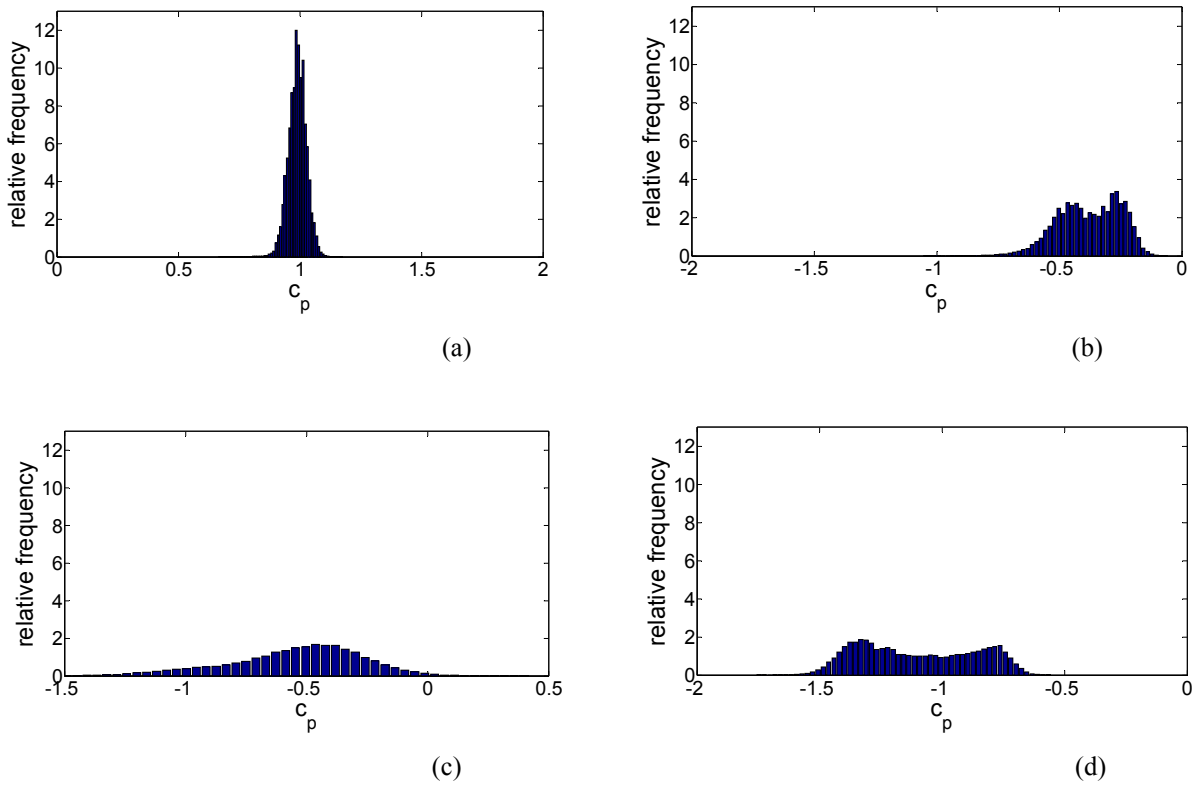


Figura 10. Istogrammi dei valori istantanei delle pressioni di stagnazione (a) e di base (b) e della pressione nelle prese 8 (c) e 19 (d), sul cilindro in oscillazione in flusso laminare.

6. CONCLUSIONI

Dalle statistiche (media, deviazione standard, skewness e curtosi) dei coefficienti di pressione misurati, in flusso laminare e turbolento, su un cilindro a sezione rettangolare con rapporto tra i lati pari a $B/D = 5$ emerge che le pressioni risultano significativamente influenzate dalla turbolenza del flusso incedente. In particolare, si è constatato che in flusso turbolento la distribuzione delle pressioni sulla facce laterali presenta una più forte depressione che non in flusso laminare, che questa risulta spostata verso il bordo d'attacco. Inoltre, si nota un più rapido recupero di pressione verso il bordo di chiusura. Le fluttuazioni di pressione aumentano in tutti i punti della sezione, ed in particolar modo in quelli vicini al bordo d'attacco. Questo indica una minore lunghezza della bolla di separazione in flusso turbolento, e lo spostamento del punto di riattacco del flusso verso il bordo d'attacco. Gli spettri delle pressioni nel punto di stagnazione, in quello di base ed in due punti sulla faccia laterale, mostrano la differente natura delle fluttuazioni di pressione in flusso turbolento rispetto a quelle in flusso laminare. In particolare, le fluttuazioni di pressione che in flusso laminare sono associate alla dinamica della scia tendono a scomparire in flusso turbolento, sostituite da fluttuazioni a banda larga derivanti dalla turbolenza del flusso incidente.

Le distribuzioni dei coefficienti di skewness e di curtosi dei coefficienti di pressione, insieme alle funzioni di densità di probabilità di questi, mostrano che globalmente la turbolenza riduce la gaussianità delle pressioni.
Soltanto per il caso di flusso incidente laminare, è stato svolto un confronto tra le statistiche dei coefficienti di pressione ottenuti sul cilindro fisso e quelle ottenute sul cilindro oscillante in condizioni di flutter torsionale. Tale confronto ha mostrato che le pressioni medie in flutter sono all'incirca le stesse di quelle sul cilindro fisso. Le fluttuazioni di pressione, d'altro canto, sono maggiori di quelle sul cilindro fisso, e la loro natura è molto differente. Nello specifico, è stato constato che la maggior parte delle fluttuazioni di pressione sono di natura autoeccitata, rendendo trascurabili le eccitazioni esterne. In aggiunta, le funzioni di densità di probabilità delle pressioni sulla porzione sopravento della faccia laterale e sulla faccia sottovento del cilindro oscillante risultano bimodali, in accordo con lo spettro estremamente stretto delle fluttuazioni di pressione.
Infine, è stata studiata la correlazione longitudinale delle pressioni in due posizioni sulla superficie laterale del cilindro fisso. Attraverso il confronto con risultati ottenuti in precedenza è stato constatato che la massima correlazione esiste nei punti collocati all'interno della bolla di separazione.

7. BIBLIOGRAFIA

de Grenet E.T., Ricciardelli F. (2005). The span-wise correlation of aerodynamic forces on a rectangular cylinder for different vibration regimes, *Structural Dynamics*, Proceedings of the 6th European Conference on Structural Dynamics EURODYN 2005, Paris, France

Haan jr. F.L., Kareem A., Szewczyk A.A. (1998). The effects of turbulence on the pressure distribution around a rectangular prism, *J. Wind Eng. Ind. Aero.*. Vol. 77-78, pp. 381-392

Larose G.L., D'Auteuil A. (2008). Experiments on 2D rectangular prisms at high Reynolds numbers in a pressurised wind tunnel, *J. Wind Eng. Ind. Aero.*, Vol. 96, pp. 923-933

Matsumoto M. (1996). Aerodynamic damping of prisms. *J. Wind Eng. Ind. Aero.,* Vol. 59, pp. 159-175

Matsumoto M., Shirato H., Araki K., Haramura T., Hashimoto T. (2003). Spanwise coherence characteristics of surface pressure field on 2-D bluff bodies, *J. Wind Eng. Ind. Aero.*, Vol. 91, pp. 155-163

Nakamura Y., Ohya Y. (1984). The effects of turbulence on the mean flow past two-dimensional rectangular cylinders, *J. Fluid Mech.*, Vol. 149, pp. 255-283

Nakamura Y., Ozono S. (1987). The effects of turbulence on a separating and reattaching flow, *J. Fluid Mech.,* Vol. 178, pp. 477-490

Nakamura Y., Ohya Y., Ozono S. (1988). The effects of turbulence on bluff-body mean flow, *J. Wind Eng. Ind. Aero.*, Vol. 28, pp. 251-259

Nakamura Y., Ohya Y., Ozono S., Nakayama R. (1996). Experimental and numerical analysis of vortex shedding from elongated rectangular cylinders at low Reynolds numbers, *J. Wind Eng. Ind. Aero.*, Vol. 65, pp. 301-308

Shimada K., Ishihara T. (2002). Application of a modified $k-\varepsilon$ model to the prediction of aerodynamic characteristics of rectangular cross-section cylinders, *J. Fluids Struct.,* Vol. 16(4), pp. 465-485

Tamura T., Itoh Y., Wada A., Kuwahara K. (1995). Numerical study of pressure fluctuations on a rectangular cylinder in aerodynamic oscillation, *J. Wind Eng. Ind. Aero.*, Vol. 54-55, pp. 239-250

Proposta di impalcati innovativi per ponti sospesi di grande luce

Gianni Bartoli [a], Piero D'Asdia [b], Sofia Febo [b], Claudio Mannini [a], Stefano Pastò [a], Lorenzo Procino [a]

[a]DICeA/CRIACIV, Facoltà di Ingegneria dell'Università degli Studi di Firenze
[b]PRICOS/CRIACIV, Facoltà di Architettura dell'Università "G. D'Annunzio" di Chieti-Pescara

ABSTRACT

This paper presents the results of an ongoing research about the aeroelastic performance of long-span suspension bridges characterized by steel multiple-box deck. As it is well known, the multiple-box deck represents a good structural solution with respect to the aeroelastic stability of those type of structures. Nevertheless, with the increase of the span length the frequencies of the first modes of vibration decrease and also the ratio of the torsional frequencies to the correspondent vertical bending frequencies drops, so that it becomes difficult to guarantee flutter critical wind speeds higher than the design wind speed. The conventional techniques of aerodynamic improvement of the deck are often expensive and also not very efficient for span length beyond a certain limit. Therefore, starting from the expertise gained in the Messina Strait Bridge design, an innovative approach to the design of very-long-span bridges is proposed. In particular, a parametric analysis of multiple-box decks is outlined herein, in order to obtain structural configurations with ratios of torsional to vertical bending frequencies of modes susceptible to couple lower than unity. A bridge structure with these characteristics, on the one hand, is not prone to classical flutter instability and, on the other hand, offers the possibility to reduce significantly the construction costs, which is an aspect of primary importance in the design of this type of structures.

SOMMARIO

Nella presente memoria vengono presentati i risultati di una ricerca in atto sulle prestazioni aeroelastiche dei ponti sospesi di grandissima luce ad impalcato multi-cassone in acciaio. Come ben noto, l'impalcato multi-cassone costituisce una buona soluzione strutturale nei confronti della stabilità aeroelastica dei ponti di grande luce. Tuttavia, con l'aumento della luce le frequenze dei primi modi di vibrare della struttura si abbassano e si riduce il rapporto tra le frequenze torsionali e le corrispettive frequenze di flessione verticale, così che diventa difficile garantire che l'instabilità per flutter classico si manifesti per velocità del vento superiori a quelle di progetto. I classici interventi tesi a migliorare l'aerodinamica dell'impalcato risultano spesso costosi e poco efficaci per luci oltre un certo limite. Partendo dall'esperienza acquisita nella progettazione del ponte sullo Stretto di Messina, la ricerca propone un approccio innovativo alla progettazione di ponti sospesi di grandissima luce, sviluppando configurazioni strutturali di impalcato multi-cassone, con rapporto tra le frequenze torsionale e flessionale suscettibili di accoppiamento inferiore a uno. Un ponte con tali caratteristiche oltre ad essere in grado di scongiurare fenomeni di instabilità dovuta a flutter classico, evidenzia anche la possibilità di ottenere rilevanti economie sui costi di costruzione, aspetto quest'ultimo di primaria importanza per tali opere.

PAROLE CHIAVE: ponti sospesi, grandissima luce, impalcato bi-cassone, aeroelasticità, flutter, rapporto di frequenza.

1. INTRODUZIONE

Nella presente memoria vengono presentati i risultati di una ricerca sui ponti sospesi di grandissima luce ad impalcato multi-cassone in acciaio, costituiti da travi a cassone longitudinali a sostegno

delle vie di corsa, e da travi trasversali (a cassone o meno) portate dai pendini. Il tema è di assoluta attualità in quanto, come ben noto, a fronte dell'aumento della luce dei moderni ponti sospesi nascono una serie di problematiche legate alle prestazioni aeroelastiche dell'impalcato e, di conseguenza, alla sicurezza e alla stabilità dell'intera struttura in presenza di azioni eoliche.
In realtà, l'impalcato multi-cassone, oltre a presentare generalmente coefficienti statici di drag molto bassi, costituisce già di per sé una buona soluzione strutturale nei confronti della stabilità aeroelastica dei ponti di grande luce. Ne è un esempio efficace quello studiato per il progetto di attraversamento dello Stretto di Messina (Brancaleoni & Diana, 1993; Diana *et al*., 1995; D'Asdia & Sepe, 1998).
Ciononostante, con l'aumentare della luce del ponte, il contributo della rigidezza dei cavi di sospensione diventa predominante rispetto a quella dell'impalcato, cosicché il rapporto tra la prima frequenza torsionale e la corrispondente frequenza di flessione verticale tende ad un valore prossimo all'unità (ad esempio circa 1.3 se la distribuzione delle masse è costante sulla larghezza dell'impalcato), e quindi, ove le proprietà aerodinamiche della sezione siano tali da escludere il flutter ad un grado di libertà, inevitabilmente si ha l'insorgere del flutter classico a due gradi di libertà per velocità di vento non molto elevate (Dyrbye & Hansen, 1997). In questo caso, tentare di aumentare la separazione tra le frequenze critiche ricorrendo a particolari soluzioni strutturali, come ad esempio i pendini incrociati (Bartoli *et al.*, 2006; Febo, 2007), può non essere l'unica soluzione.
La ricerca in corso, partendo dall'esperienza acquisita nella progettazione del ponte sullo Stretto di Messina, propone un approccio innovativo alla progettazione di ponti sospesi di grandissima luce attraverso uno studio di impalcati multi-cassone con rapporto tra le frequenze torsionale e flessionale suscettibili di accoppiamento inferiore a uno (Febo, 2007; Bartoli *et al*., 2007; D'Asdia & Febo, 2007). Un ponte con tali caratteristiche, oltre ad essere in grado di scongiurare fenomeni di instabilità dovuta a flutter classico, che coinvolgano i primi modi di vibrare, ovvero quelli di interesse rispetto alla velocità del vento di progetto (e.g. Dyrbye & Hansen, 1997), evidenzia anche la possibilità di ottenere rilevanti economie sui costi di costruzione, aspetto quest'ultimo di primaria importanza per tali opere.
Conservando inalterate alcune caratteristiche dell'originale ponte di Messina, ovvero la luce della campata centrale (3300 m) e quella delle campate laterali (960 m sulla riva Sicilia e 810 m sulla riva Calabria), la freccia del cavo di sospensione (300 m) e l'altezza delle torri (circa 380 m), i ponti in esame presentano impalcati a cassoni gemelli con interasse tra i cavi di sospensione pari a 26m (Fig. 1). La stessa procedura è stata ripetuta per lo stesso impalcato con interasse fra cassoni maggiorato di 13 m e 26 m, come meglio descritto nella Sezione 1.
Una volta note le caratteristiche geometriche delle strutture esaminate, ottenute tenendo conto del nuovo schema di carichi agenti sui traversi (ad esempio l'eliminazione del cassone ferroviario del progetto originale del ponte di Messina), sono state effettuate una serie di analisi numeriche sui modelli globali dei ponti "tipo Messina" al fine di approfondire il comportamento degli stessi sotto carichi statici ed eolici, come meglio esplicitato nella Sezione 2. Le indagini numeriche, in particolare, hanno avuto come oggetto, in primo luogo, la valutazione dei modi naturali delle strutture sotto soli carichi permanenti, e, in secondo luogo, la valutazione del comportamento aeroelastico con l'utilizzo dei risultati delle prove statiche effettuate nella Galleria del Vento del CRIACIV.
Vista la notevole importanza che riveste l'azione aerodinamica ed il problema aeroelastico nella progettazione di tali impalcati, si è proceduto, ad effettuare una serie di test sperimentali nella suddetta Galleria del Vento con l'obiettivo di studiare la sensibilità della risposta dell'impalcato nei confronti dell'azione aerodinamica. Le prove, di carattere statico ed aeroelastico, sono state effettuate su modelli in scala circa pari a 1:100, come meglio riportato nella Sezione 4.
Infine, per verificare la fattibilità dei modelli di ponte esaminati sono state effettuate un'altra serie di analisi numeriche per la valutazione delle pendenze massime trasversali assunte in mezzeria dall'impalcato, così come previsto nelle *Specifiche di progetto del ponte di Messina* 1992.
Tutte le indagini preliminari fin qui descritte mostrano come la configurazione di impalcato bi-cassone dei ponti "tipo Messina", oltre a presentare l'inversione delle frequenze critiche, e quindi un'elevata sicurezza nei confronti dell'instabilità aeroelastica, sono realmente fattibili.

2. MODELLI ESAMINATI

Lasciando invariata la filosofia del progetto del ponte di Messina, e considerando, per semplicità di analisi, solo la parte di impalcato destinata al traffico veicolare, sono state analizzate tre diverse configurazioni di ponte sospeso che conservano inalterate alcune caratteristiche dell'originale, come la luce della campata centrale (3300 m) e quella delle campate laterali (960 m sulla riva Sicilia e 810 m sulla riva Calabria), la freccia del cavo di sospensione (300 m) e l'altezza delle torri (circa 380 m) mentre sono state variate la forma dell'impalcato multi-cassone, l'interasse dei cavi, la forma delle torri di sospensione e la forma del traverso. Infine, trattandosi di uno studio preliminare, i ponti esaminati sono stati assunti solo stradali.
In particolare, i modelli di impalcato analizzati sono stati:

- impalcato bi-cassone con interasse fra i cavi di sospensione pari a 26 m (Fig. 1);
- impalcato bi-cassone con interasse fra i cavi di sospensione pari a 39 m (Fig. 2);
- impalcato bi-cassone con interasse fra i cavi di sospensione pari a 52 m (Fig. 3).

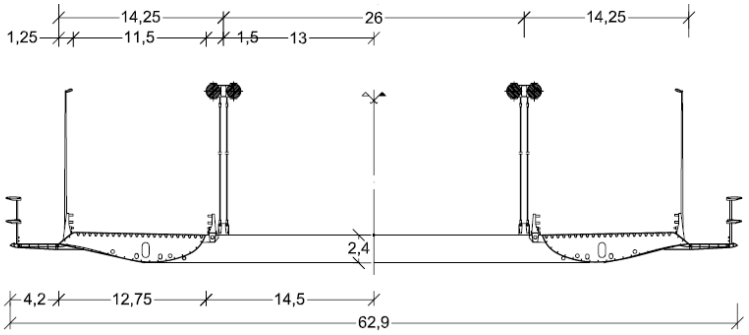


Figura 1. Sezione dell'impalcato del ponte "tipo Messina" con interasse tra i cavi pari a 26 m

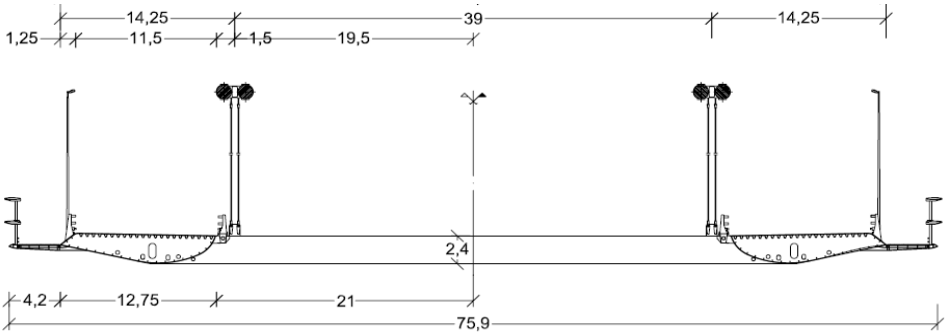


Figura 2. Sezione dell'impalcato del ponte "tipo Messina" con interasse tra i cavi pari a 39 m

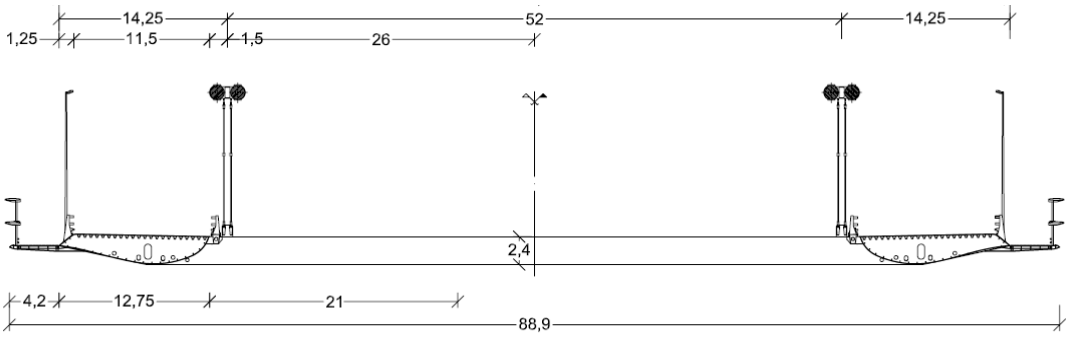


Figura 3. Sezione dell'impalcato del ponte "tipo Messina" con interasse tra i cavi pari a 52 m

Nello specifico, partendo dalla configurazione di impalcato adottato per il progetto di Messina '92, la configurazione di cui al punto (a), pur conservando la larghezza originaria, B = 52 m, e la posizione e la geometria dei cassoni stradali, presenta una modifica della posizione dei cavi di sospensione i quali risultano traslati all'interno dei cassoni stradali, ad interasse quindi di 26 m.

La configurazione di cui al punto (c) è stata ottenuta con la stessa procedura traslando però la posizione dei cassoni stradali all'esterno dei cavi di sospensione, i quali conservano l'interasse originario pari a 52 m; in questo ultimo caso la larghezza dell'impalcato risulta essere pari a B = 78 m. La scelta di aumentare l'interasse tra i cavi nelle configurazioni esaminate è scaturita dal fatto che tale circostanza, pur aumentando di poco il valore del momento in mezzeria (a causa dell'aumento della massa del solo traverso), riduce di circa il 50% la rotazione dello stesso rispetto al caso con interasse 26 m se sottoposto a uguale forza concentrata unitaria, con notevoli benefici in termini di pendenze trasversali dell'impalcato in esercizio.
La configurazione di cui al punto (b) rappresenta un caso intermedio tra le configurazioni (a) e (b), con interasse tra i cavi portanti pari a 39 m e larghezza dell'impalcato pari a 65 m.
Per tutte le configurazioni esaminate, il traverso, in conseguenza dell'eliminazione dei grigliati e del cassone ferroviario (e quindi delle azioni permanenti e accidentali agenti su di esso), risulta essere ovviamente di dimensioni ridotte rispetto all'originale adottato per Messina '92. Per le stesse ragioni anche le dimensioni dei cavi di sospensione e delle torri risultano ridotte rispetto alla dimensione originaria di Messina '92.
La conformazione degli impalcati presentati, segue l'obiettivo di ottenere ponti sospesi di grande luce per i quali sia possibile ipotizzare l'inversione delle frequenze suscettibili di accoppiamento per flutter, intervenendo esclusivamente sulla distribuzione delle masse in gioco. La scelta, invece, di conservare la conformazione dei cassoni stradali dell'originale Messina '92 garantisce comunque il persistere di un buon comportamento aerodinamico (risposta statica sotto vento, distacco di vortici, risposta al vento turbolento).
Una volta definita la geometria dell'impalcato, alla luce dello schema di carichi di esercizio agenti sui traversi, sono stati calcolati i nuovi pesi permanenti dell'impalcato, così come mostrato in Tabella 1.

Tabella 1. Confronto tra i pesi strutturali degli impalcati esaminati

	Messina '92 (t/m)	Config. a. (t/m)	Config. b. (t/m)	Config. c. (t/m)
Peso impalcato	23,4	12,8	13,3	13,8
Peso cavi	30,0	21,0	21,5	21,5
TOTALE	53,4	33,8	34,8	35,3
% rid. acciao	--	-37 %	- 35 %	- 34 %

Come si evince dai risultati mostrati in Tabella 1, pur con tutte le cautele legate alle semplificazioni effettuate, i margini di ottimizzazione dei costi di costruzione sembrano essere reali. Persino immaginando di introdurre sugli impalcati esaminati il cassone ferroviario così come era stato studiato per il ponte di Messina '92 (il quale rappresentava circa il 20% del peso permanente dell'intero impalcato) continuano ad essere possibili margini di guadagno in termini di peso strutturale.

3. RISULTATI DELLE ANALISI NUMERICHE IN ASSENZA DI AZIONI EOLICHE

Per ciascun ponte sospeso con le configurazioni di impalcato così come riportate ai punti (a), (b) e (c) della precedente Sezione 2 e per l'originale ponte di Messina '92, è stato costruito un modello numerico globale ad elementi finiti "trave" e "cavo". Su ogni modello, in configurazione di equilibrio sotto carichi permanenti, è stata effettuata un'analisi modale al fine di ricavare le frequenze e le forme modali dei modi naturali più significativi. I risultati sono riportati nella successiva Tabella 2.
Dopo aver indicato con R_{F1} il rapporto fra la frequenza del primo modo torsionale e la corrispondente, in termini di forma modale, frequenza flessionale, e con R_{F2} il rapporto fra la frequenza del secondo modo torsionale e la corrispondente frequenza del modo flessionale, se ne riportano in Tabella 3 i valori ricavati.
Dall'esame dei risultati riportati nelle Tabelle 2 e 3 si evidenzia che, in assenza di vento, i ponti con impalcato (a), (b) e (c), presentano un rapporto tra le frequenze dei primi modi suscettibili di accoppiamento pari a circa uno. Si tratta di una circostanza che è a vantaggio di sicurezza nei confronti dell'instabilità aeroelastica dovuta a flutter classico in quanto, come ben noto, in presenza

di vento, la frequenza del primo modo torsionale tende a diminuire mentre quella flessionale tende ad aumentare, riducendo R_{F1} a valori inferiori a uno. Viceversa, i rapporti tra le frequenze dei modi superiori, R_{F2}, risultano essere, già in assenza di vento, inferiori all'unità.

Tabella 2. Confronto tra i valori in frequenza dei modi naturali delle configurazioni esaminate

	Messina '92 Freq. (Hz)	Config. a. Freq. (Hz)	Config. b. Freq. (Hz)	Config. c. Freq. (Hz)
1° laterale simmetrico a un'onda	0,031	0,031	0,031	0,031
2° laterale antisimmetrico a due onde	0,052	0,050	0,049	0,049
1° verticale antisimmetrico a due onde	0,060	0,061	0,061	0,061
2° verticale simmetrico a tre onde	0,081	0,082	0,082	0,082
1° torsionale antisimmetrico a due onde	0,080	0,061	0,061	0,061
2° torsionale simmetrico a tre onde	0,101	0,075	0,077	0,078

Tabella 3. Confronto tra i valori dei rapporti di frequenza R_{F1} e R_{F2} per le configurazioni esaminate

	R_{F1}	R_{F2}
Messina '92	1,33	1,25
Configurazione a.	1,00	0,91
Configurazione b.	1,00	0,94
Configurazione c.	1,00	0,95

4. RISULTATI DELLE PROVE IN GALLERIA DEL VENTO

Al fine di caratterizzare aerodinamicamente gli impalcati a cassoni gemelli precedentemente discussi, nonché di verificare l'effettiva immunità nei confronti del flutter classico di un sistema con la frequenza torsionale minore della corrispettiva frequenza di flessione verticale, una serie di prove sperimentali sono state svolte nella galleria del vento a strato limite sviluppato del CRIACIV. La galleria (del tipo a circuito aperto), presenta una camera di prova di dimensioni in sezione pari a 2.42 m × 1.60 m, e si possono raggiungere velocità del vento fino a circa 30 m/s.
Il modello sezione dell'impalcato di tipo (a), realizzato in legno (Fig. 4), in scala 1:92.6, è lungo 2.33 m e largo 0.562 m.
Un primo set di prove di tipo statico è stato realizzato collegando il modello a sei celle dinamometriche ad una componente tramite un sistema di bielle, come mostrato in Fig. 5. Sono così stati misurati i coefficienti di trascinamento (C_D), portanza (C_L) e momento (C_M) per vari angoli di incidenza del vento, i cui andamenti sono riportati in Fig. 6. Sono state testate due configurazioni, con e senza gli spoiler laterali previsti nel progetto di Messina '92. I valori di tali coefficienti aerodinamici risulteranno utili nelle analisi numeriche discusse nella sezione seguente.



Figura 4. Modelli sezione testati nella galleria del vento del CRIACIV

Il suddetto modello sezione è stato anche sospeso elasticamente in galleria del vento per realizzare prove di tipo aeroelastico (Figg. 7-8 e Mannini, 2006 per maggiori dettagli sul set-up). Come già detto, tali test avevano lo scopo di confermare la non suscettibilità di un sistema a due gradi di libertà con la frequenza di pitching (rotazione) inferiore a quella di heaving (spostamento verticale)

nei confronti del flutter classico. Inoltre, data l'assoluta novità di tale tipo di struttura, si è ritenuto utile verificare che il sistema non incorresse in fenomeni aeroelastici non previsti. Sono state analizzate le quattro configurazioni descritte in Tab. 4, che si differenziano per il rapporto di frequenza (compreso fra 0.789 e 1.000), per la presenza o meno degli spoiler laterali e per l'angolo iniziale d'attacco. La velocità del vento è stata aumentata fino al sopraggiungere di una qualche instabilità oppure fino al valore massimo compatibile con la resistenza del modello. I risultati sono riportati in Tab. 4 e Fig. 9

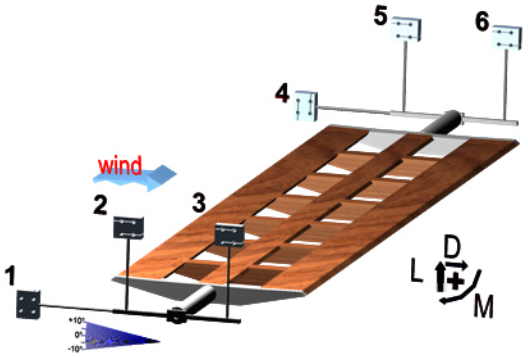


Figura 5. Schema del set-up utilizzato per i test statici in galleria del vento

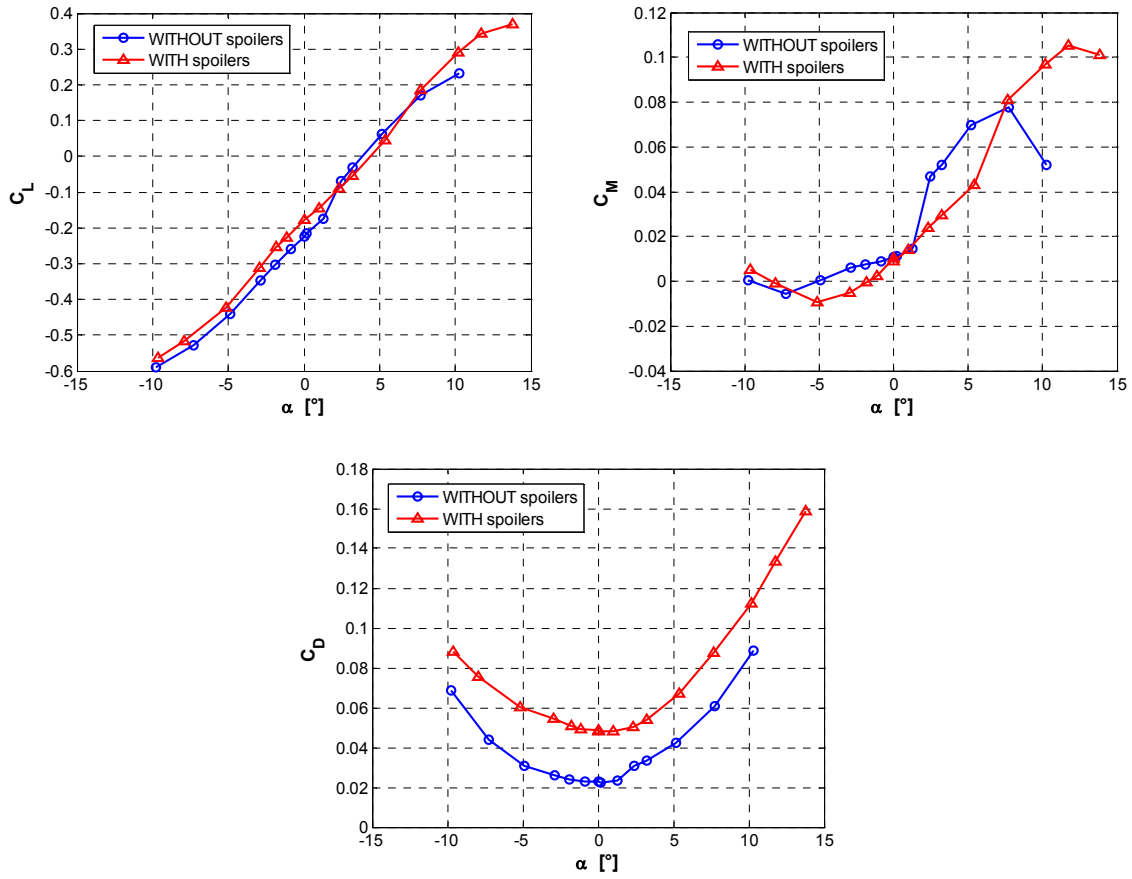
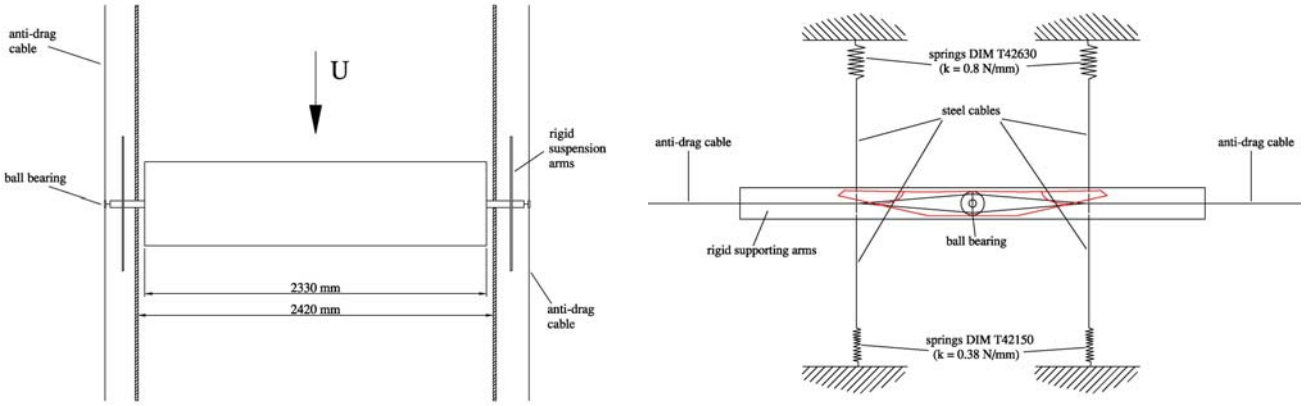


Figura 6. Coefficienti aerodinamici di forza per l'impalcato nella configurazione con e senza spoiler (numeri di Reynolds pari rispettivamente a Re_B = 700000 e Re_B = 800000). Tali coefficienti sono normalizzati rispetto alla larghezza B = 0.562 m del modello ed espressi secondo le convenzioni schematizzate in Fig. 5.

In nessuna delle configurazioni analizzate si è registrata l'instabilità per flutter classico e le prove sono state generalmente interrotte per il verificarsi della divergenza torsionale o per l'eccessiva deformazione del modello. Solo nel caso della Conf-2, dato il notevole angolo d'attacco raggiunto per alte velocità del vento (circa +11°), si è registrata, com'era prevedibile, un'instabilità per flutter

torsionale. Infine, la Fig. 10 mostra come l'evoluzione delle frequenze sotto vento risulti conforme a quanto previsto, con la frequenza di spostamento verticale che resta sostanzialmente costante o cresce leggermente e quella di rotazione che invece diminuisce in maniera significativa, andando così a ridurre ulteriormente il rapporto fra le frequenze.



(a) (b)

Figura 7. Pianta (a) e prospetto (b) schematici del set-up aeroelastico



Figura 8. Vista laterale del sistema di sospensione elastica per i test aeroelastici

Tabella 4: Configurazioni sottoposte in galleria del vento a prove aeroelastiche. U_c e U_{Rc} sono rispettivamente le velocità del vento critica e la velocità ridotta critica. α_0 è l'angolo iniziale d'attacco (senza vento), f_{h0} e $f_{\alpha 0}$ sono rispettivamente le frequenze (senza vento) di spostamento verticale e rotazione, mentre $\gamma_\omega = f_{\alpha 0}/ f_{h0}$ è il rapporto di frequenza. DT = divergenza torsionale; FT = flutter torsionale; NR = instabilità non raggiunta.

	Spoiler	**α_0 [°]**	**γ_ω**	**f_{h0} [Hz]**	**$f_{\alpha 0}$ [Hz]**	**U_c [m/s]**	**U_{Rc} [-]**	**Instabilità**
Conf-1	sì	0	0.789	2.18	1.71	20.3	21.1	DT
Conf-2	sì	+4.3	0.789	2.18	1.71	15.4	16.0	FT
Conf-3	sì	0	0.920	2.18	2.02	27.4	24.1	DT
Conf-4	no	0	1.000	2.27	2.27	> 22.8	> 17.9	NR

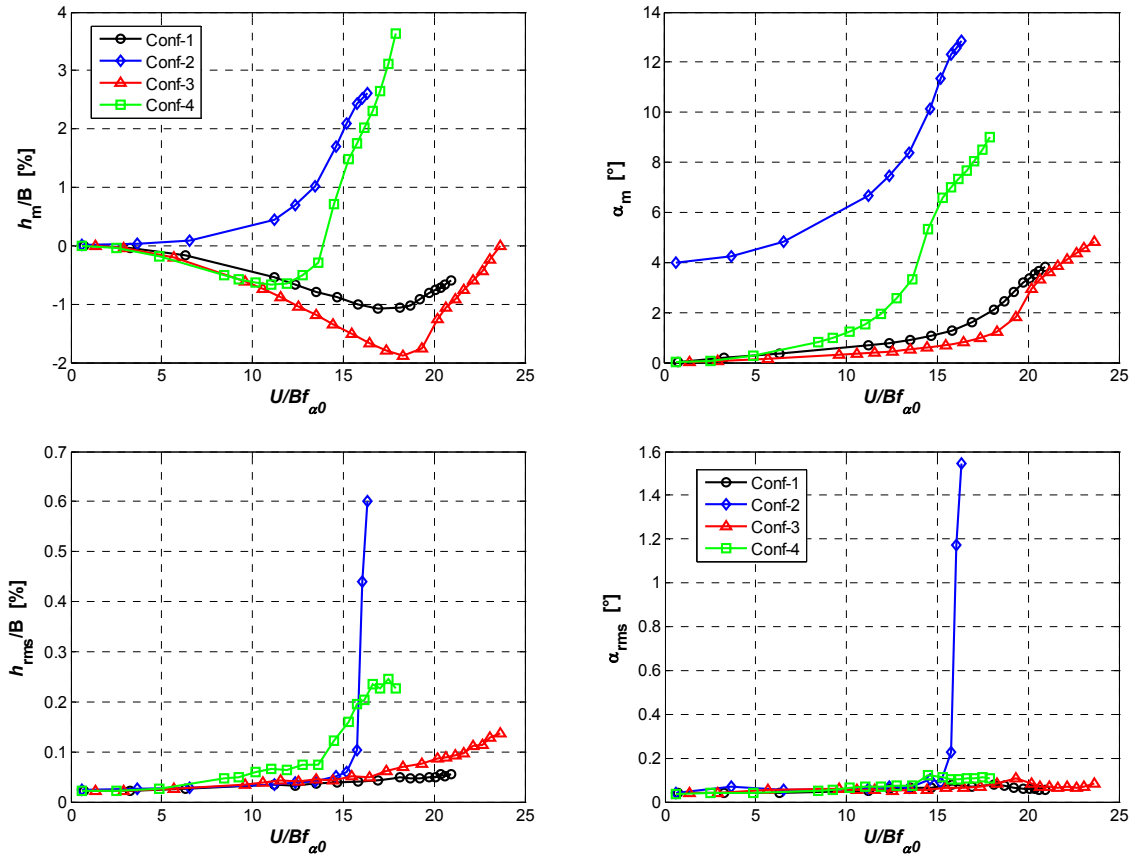


Figura 9. Valore medio e deviazione standard degli spostamenti verticali (h) e delle rotazioni (α) dei modelli sezione elasticamente sospesi in galleria del vento per varie velocità del vento. $f_{\alpha 0}$ è la frequenza di rotazione in assenza di vento

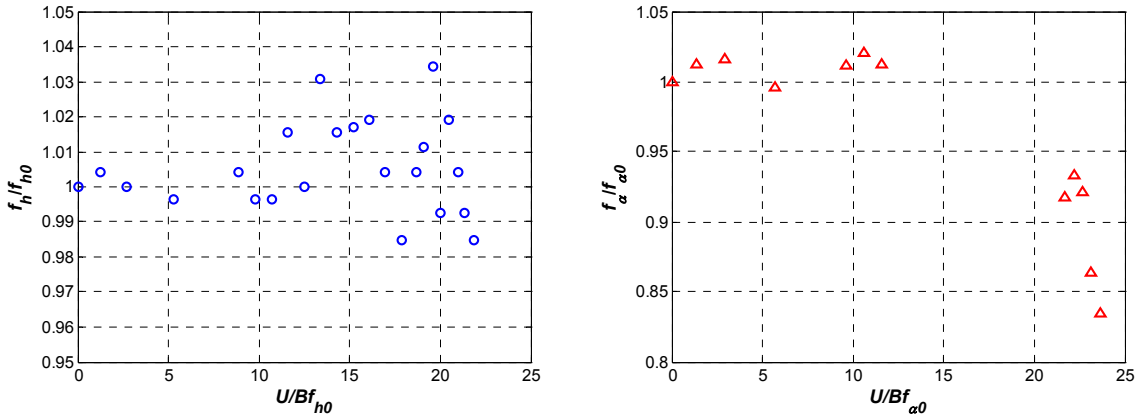


Figura 10. Evoluzione delle frequenze di spostamento verticale e rotazione sotto vento per la configurazione Conf-3

5. RISULTATI DELLE ANALISI NUMERICHE IN PRESENZA DI AZIONI EOLICHE

A corredo delle analisi modali e sperimentali, sui modelli numerici globali di tre ponti sospesi, ciascuno con impalcato così come definito nella Sezione 2, sono state effettuate una serie di analisi numeriche in Time-History (durata dell'analisi pari a 1000 sec. e durata della velocità di rampa del vento pari a 100 sec.), utilizzando le forze aeroelastiche ricavate dai coefficienti statici riportati nella precedente Sezione, seguendo l'approccio Quasi-Statico (Febo, 2007).
I risultati evidenziano che per tutte le configurazioni esaminate, il flutter classico non si istaura fino a velocità del vento molto alte e quindi irrilevanti dal punto di vista progettuale. Dopo aver definito, seguendo la convenzione di segni riportata in Fig. 11, con **Fy** e **Fz** le forze aeroelastiche di spinta e portanza agenti sull'impalcato, con **Mx** il momento aerodinamico, con **Sz** lo spostamento verticale

dell'impalcato e con **Rx** la rotazione attorno all'asse longitudinale, si riportano, in Fig. 12 e Fig. 13, a titolo di esempio, i risultati delle analisi numeriche per il ponte sospeso con impalcato (c) sottoposto ad una velocità di vento pari a 90 m/s.

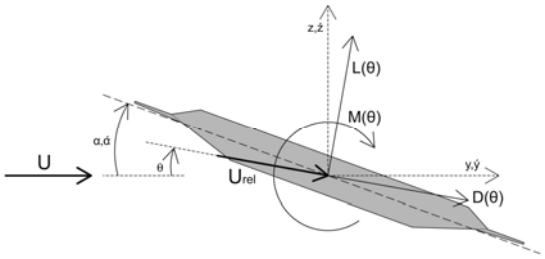


Figura 11. Convenzione di segni per forze e spostamenti

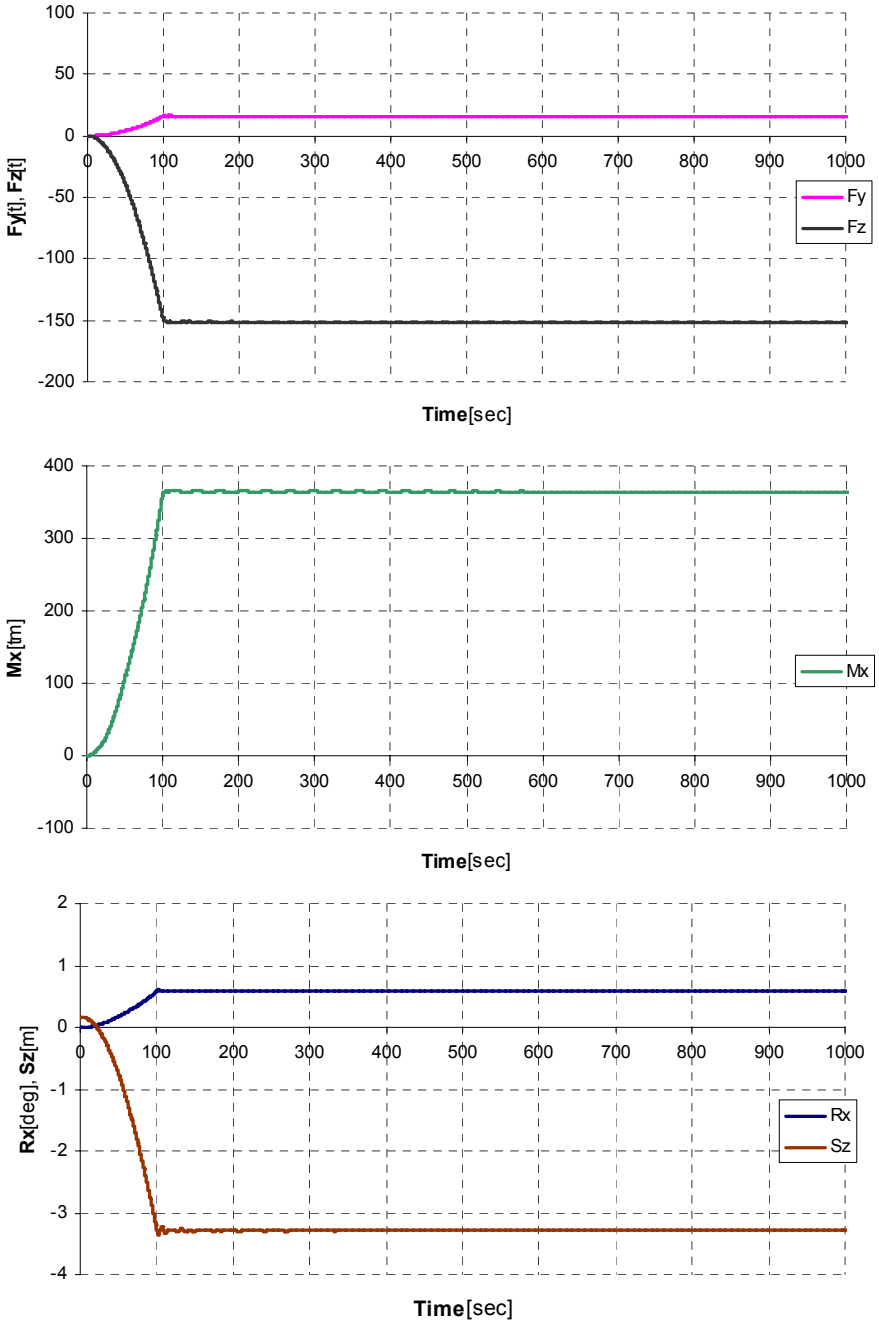


Figura 12. Risultati dell'analisi in Time-History per il ponte sospeso con impalcato tipo (c) senza spoiler e velocità del vento pari a 90 m/s

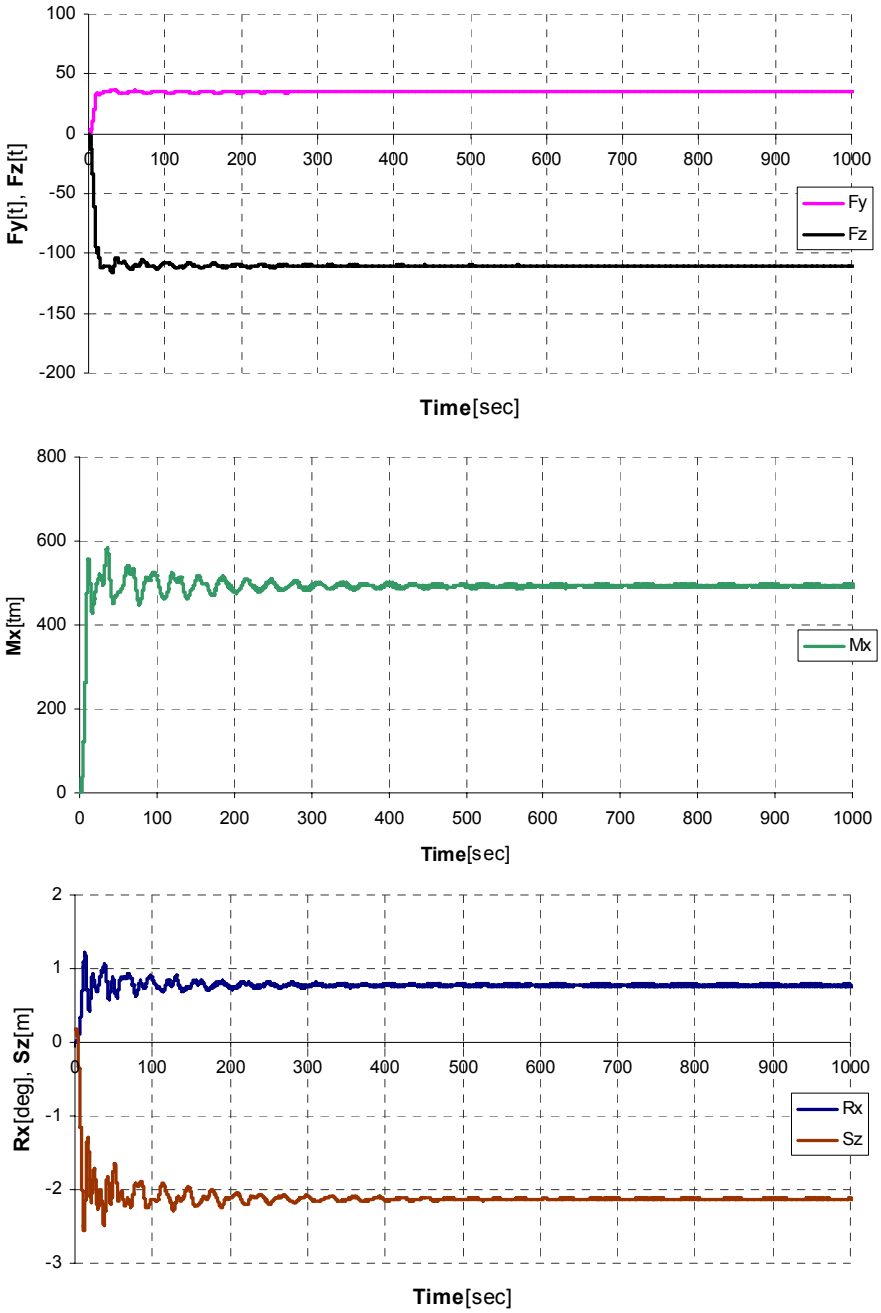


Figura 13. Risultati dell'analisi in Time-History per il ponte sospeso con impalcato tipo (c) con spoiler e velocità del vento pari a 90 m/s

6. STUDIO DI FATTIBILITA'

Al fine di completare lo studio sulla fattibilità dei ponti sospesi esaminati, sono state effettuate una serie di indagini numeriche su modelli globali per verificare le condizioni di carico previste nelle *Specifiche di progetto del ponte di Messina* 1990, e, in particolare, quelle per valutare le deformazioni verticali e rotazionali assunte dall'impalcato in servizio. Le condizioni di carico esaminate sono quelle riportate in Fig. 14 e in Fig. 15.

I risultati dell'analisi statica mostrano che tutte le configurazioni esaminate, sottoposte a carichi accidentali secondo lo schema di azioni LC1, presentano deformazioni verticali e torsionali accettabili (tutti i valori sono al di sotto dell'1%) nel pieno rispetto delle specifiche originali stabilite per l'originale progetto del ponte di Messina '92.

Lo stesso non avviene per le configurazioni di ponte sottoposto a carichi accidentali secondo lo schema di azioni LC2. Tale condizione di carico risulta essere particolarmente gravosa, soprattutto nel caso specifico dei ponti sospesi e, sebbene le deformazioni verticali rientrano nei limiti stabiliti

dalle Specifiche di Messina ’92 (tutti i valori sono al di sotto dell’1%), i risultati dell’analisi statica mostrano che le deformazioni torsionali non rispettano tali limiti. Ciononostante, l’aumento della distanza tra i cavi di sospensione, riducendo sensibilmente la deformazione torsionale, sembra essere una soluzione strutturale non eccessivamente costosa per ridurre le rotazioni dell’impalcato all’interno dei limiti stabiliti dalle Specifiche di Messina ’92. Nel caso specifico del ponte con impalcato (c), infatti, la deformazione torsionale si avvicina al valore dell’8% (Fig. 16).

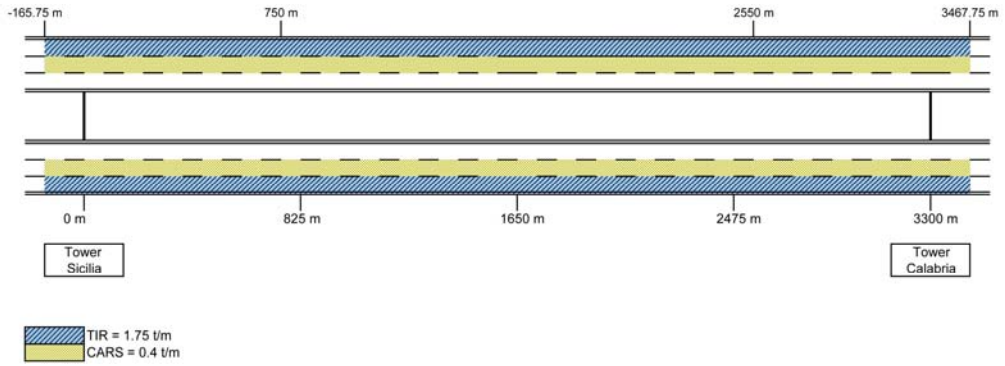


Figura 14. Schema delle azioni per la condizione di carico 1 (LC1)

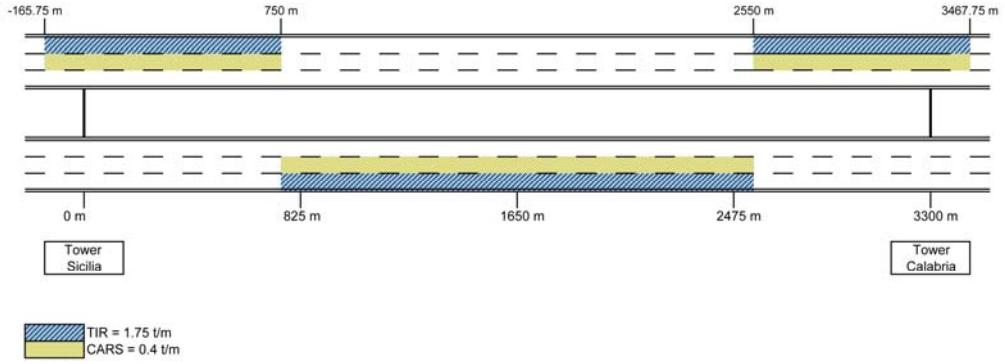


Figura 15. Schema delle azioni per la condizione di carico 2 (LC2)

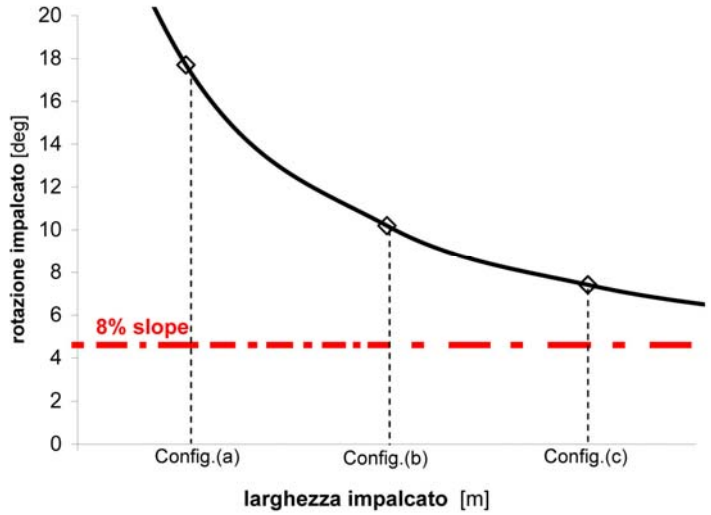


Figura 16. Deformazioni torsionali dei ponti con implacato (a), (b) e (c)

7. CONCLUSIONI

Nella presente memoria sono stati presentati i risultati di una ricerca in atto sulle prestazioni aeroelastiche dei ponti sospesi di grandissima luce ad impalcato multi-cassone in acciaio, nel caso specifico del flutter classico.
Le prove aeroelastiche in galleria del vento hanno confermato che il flutter classico non può manifestarsi in un sistema in cui la frequenza torsionale risulta essere inferiore alla corrispettiva frequenza di flessione verticale. Inoltre, nel range di velocità ridotte raggiungibili in galleria del vento, non sono stati osservati fenomeni aeroelastici non previsti.
Le prove statiche sui medesimi modelli sono invece servite principalmente a fornire i dati aerodinamici di input per analisi di tipo numerico sulla stabilità aeroelastica del prototipo, realizzate mediante un modello globale agli elementi finiti della struttura.
Le analisi numeriche e sperimentali mostrano come i ponti sospesi di grande luce con configurazioni di impalcato bi-cassone, con masse concentrate maggiormente all'esterno dei cavi di sospensione, sono ragionevolmente fattibili.

8. BIBLIOGRAFIA

Bartoli G., D'Asdia P., Febo S., Mannini C., Pastò S., Procino L. (2006). Analisi di sensibilità aeroelastica nella progettazione di ponti sospesi di grande luce. Parte II: aspetti progettuali, In D'Asdia P., Sepe V., Febo S. (Eds.), *Atti del 9° Convegno Nazionale di Ingegneria del Vento*, IN-VENTO, Pescara, pp. 35-44

Bartoli G., D'Asdia P., Febo S., Mannini C., Pastò S., Procino L. (2007). Innovative solutions for the design of long-span bridges: investigation on the aeroelastic behavior of multiple-box girder deck sections, *Proc. 12th International Conference on Wind Engineering*, ICWE, Cairns, Australia, pp. 2359-2366

Brancaleoni F., Diana G. (1993). The aerodynamic design of the Messina Straits Bridge, *J. Wind Eng. Ind. Aerodyn.*, Vol. 48, pp. 395-409

D'Asdia P., Sepe V. (1998). Aeroelastic instability of long span suspended bridges: a multi-mode approach, *J. Wind Eng. Ind. Aerodyn.*, Vol. 74-76, pp. 849-857

D'Asdia P., Febo S. (2007). Proposta di ponte sospeso con frequenze torsionali più basse delle flessionali, *Proc. XXI CTA*, Catania

Diana G., Falco M., Bruni S., Cigada A., Larose G.L., Damsgaard A., Collina A. (1995). Comparisons between wind tunnel tests on a full aeroelastic model of the proposed bridge over Stretto di Messina and numerical results, *J. Wind Eng. Ind. Aerodyn.*, Vol. 54-55, pp. 101-113

Dyrbye C., Hansen S. (1997). *Wind Loads on Structures*, John Wiley & Sons, New York

Febo S. (2007). *Impalcati e Schemi Strutturali per Ponti di Grandissima Luce,* Ph.D. thesis, Università di Chieti-Pescara

Mannini C. (2006). *Flutter Vulnerability Assessment of Flexible Bridges,* Ph.D. thesis, Università di Firenze – TU Braunschweig, Verlag Dr. Müller, Saarbrücken, 2008.

Scanlan R.H., Tomko J.J. (1971). Airfoil and bridge deck flutter derivatives, *J. Eng. Mech. Div. Proc. ASCE*, Vol. 97, pp. 1717-1737

Simiu E., Scanlan R.H. (1996). *Wind Effects on Structures*, third edition, John Wiley & Sons, New York

Serviceability limit state optimization of tall buildings under dynamic wind loads

Seymour M. J. Spence, Massimiliano Gioffrè

CRIACIV/Dipartimento di Ingegneria Civile e Ambientale, Università degli Studi di Perugia

SOMMARIO

In questo lavoro viene presentato un approccio nuovo per l'ottimizzazione degli spostamenti di interpiano di edifici alti. Il metodo permette di stimare accuratamente il carico da vento critico per la componente della risposta di interesse attraverso la costruzione di archivi di dati e modelli sia climatici che aerodinamici. Lo spostamento di interpiano viene calcolato in funzione delle caratteristiche della sollecitazione per ogni istante temporale utilizzando coefficienti di influenza e il Principio dei Lavori Virtuali (VWP). Questo permette di formulare in maniera esplicita un problema di ottimizzazione delle dimensioni degli elementi strutturali senza dover definire carichi statici equivalenti (ESWLs). Al contrario, il problema viene definito limitando la risposta di picco per uno specifico periodo di ritorno (MRI) in termini di spostamenti di interpiano. Il problema di ottimizzazione così ottenuto può essere risolto attraverso il criterio di ottimo (OC).

ABSTRACT

In this paper a novel approach to the inter-storey drift optimization of tall buildings is presented. The method allows for the transparent and accurate estimation of the most critical wind loads for the response components of interest. This is achieved through definition of appropriate aerodynamic and wind climatological data sets, as well as aerodynamic/climatological directional models. Therefore, by the use of influence coefficients and the Virtual Work Principle (VWP) the inter-story drift is related to the dynamic internal forces occurring in the various members instant by instant. This allows the definition of an explicitly formulated member size optimization problem without the need to define any Equivalent Static Wind Loads (ESWLs). Rather, the problem is defined considering constraints on the peak dynamic response in terms of inter-story drift for a specified Mean Recurrence Interval (MRI). This optimization problem may then be solved by rigorously derived Optimality Criteria (OC).

KEYWORDS: building technology; optimization; tall buildings; dynamic response; wind loads.

1. INTRODUCTION

In the design of super tall buildings the governing limit states are in general those associated with the serviceability of the structure. In particular, those limiting the lateral drift due to wind loading tend to prevail over the strength limit states (Chan, 1998). Many methods have been presented with the scope of automatically sizing the many thousands of members that make up the structural systems of tall buildings while satisfying multiple constraints on inter-story drift and displacements (Chan et al., 1993; Chan et al., 1995; Kim et al., 1998; Park et al., 2007; Park et al., 1997; Kargahil et al., 2006; Kargahil & Anderson, 2006). All these methods rely on the definition of appropriate ESWLs. These are generally defined through information on the aerodynamics and global dynamic response properties of the building. The information on the aerodynamics is normally gathered from wind tunnel tests carried out on rigid models of the building either through High Frequency Force Balance (HFFB) measurements or Synchronous Multi-Pressure Sensing System (SMPSS) measurements. This information is then analyzed and combined, in the frequency domain, with the dynamic modal properties of the structure to define a certain number of ESWLs which are expected

to encompass all worse case loading scenarios. However this is not generally an easy task especially if the building exhibits complex 3D mode shapes due to non-coincident centers of mass and resistance coupled generally with irregular geometric shapes (Chen & Kareem, 2005a; Chen & Kareem, 2005b). As already mentioned the optimization techniques used in the design of tall buildings are reliant on these ESWLs. It should be appreciated that structural optimization is inherently sensitive to the loads being used during the process (Spence & Gioffrè, 2006). A structure optimized under inadequate ESWLs can be dangerously susceptible to failure due to particular loading conditions not accounted for by the ESWLs. Therefore the accuracy of the loads in order to achieve reliable results is vital. Also due to the very nature of an ESWL as an envelope incorporating various worse case loading scenarios, the load is unlikely to give an accurate description of the particular loading condition affecting an active constraint, therefore hindering the results achieved by the optimization algorithm. It makes sense therefore to accurately define all loads associated with the constraints on the optimization problem guaranteeing in this way both reliability and an optimum final result.

In this paper a technique is proposed for member size optimization of tall frameworks subject to serviceability constraints on lateral drift without the need to define any ESWLs. Instead the problem is formulated directly in the time domain avoiding therefore any inaccuracies due to a loss of information on load correlation and possible correlation between the various modal responses. Also, a directional model is defined for the wind hazard allowing any response component of interest to be calculated for a given MRI. This allows each constraint of the optimization problem to be formulated considering the worst case loading scenario for the given MRI. Therefore through the Virtual Work Principal (VWP) the inter-story drift response is associated to the various members composing the structure while the time parameter is eliminated through the definition of a number of equivalent static constraints. This therefore defines an optimization problem explicitly in terms of the design variables for a given MRI. The resulting nonlinear optimization problem can then be solved by means of an iterative algorithm which updates at each iteration the structural response, and so the constraints, ensuring reliability and optimality in a local sense at convergence.

2. DESIGN OPTIMIZATION PROBLEM

Consider a tall building with $j=1,2,...,N$ floors and $i=1,2,...M$ members making up the structural system. Now consider $k=1,2,...K$ sets of N points, one for each floor, for which the inter-story drift, and so relative displacement, is to be controlled in two orthogonal directions (s=x,y). With the objective of minimizing the weight of the structure while controlling the inter-story drift and strength requirements for a given MRI, the following design optimization problem maybe defined:

$$\min W(A_i) = \sum_{i=1}^{M} w_i A_i \tag{1a}$$

Subject to

$$[d_{jks}^{peak}(q,\bar{V}_H)]_{MRI} \le d_{jks(MRI)}^{U} \tag{1b}$$

$$A_{i(MRI)}^{L} \le A_i \le A^U \tag{1c}$$

where w_i is a weighting factor associated with the i_{th} member; $[d_{jks}^{peak}(q,\bar{V}_H)]_{MRI}$ is the peak value of the inter-story drift for a given MRI represented by that point of the vulnerability surface $d_{jks}^{peak}(q,\bar{V}_H)$, function of the hazard intensity and so incident wind direction q and mean wind velocity at the top of the building $\bar{V}_H$, with the given MRI. While $d_{jks(MRI)}^{U}$ is the maximum allowable inter-story drift for the particular constraint under consideration. The strength requirements are considered as local level constraints ensued through movable sectional lower limits $A_{i(MRI)}^{L}$ defined by a Fully Stressed Design (FSD) criterion. The design variables A_i are allowed to vary continuously between this lower limit and an upper limit A^U ensuring that the sections belong to a set of commercially available sections Chan (1993). The resolution of the

resulting large scale optimization problem, with a relatively small number of constraints compared to design variables, may be efficiently solved by a Discrete Optimality Criteria (DOC) with associated FSD criterion (Berke & Khot, 1970; Zhou & Haftka, 1995, Chan et al., 1995).
Before these algorithms can be implemented the constraints (1b-c) must be explicitly expressed in terms of the design variables. To do this it is firstly necessary to ascertain for each constraint the couple $(q,\bar{V}_H)$ which gives the peak response with the desired MRI. The following paragraphs will deal with these problems.

3. ANALYSIS FRAMEWORK

3.1. Mechanical model

The global behavior of tall buildings can be modeled by an equivalent dynamical system considering each floor to have three degrees of freedom (i.e. *x*- and *y*-displacement, relative to the ground, of the center of mass, and θ-rotation about a vertical axis through the center of mass). Under these hypotheses the dynamic equilibrium of an *N*-story building with mass and stiffness eccentricities which can vary from floor to floor is given by:

$$[M]\{\ddot{U}(t)\}+[C]\{\dot{U}(t)\}+[K]\{U(t)\}=\{F(t)\} \tag{2}$$

In which:

$$[M]=\begin{bmatrix}\mathbf{M} & \mathbf{0} & \mathbf{0}\\ \mathbf{0} & \mathbf{M} & \mathbf{0}\\ \mathbf{0} & \mathbf{0} & \mathbf{J}\end{bmatrix} \tag{3a}$$

$$[K]=\begin{bmatrix}\mathbf{K_{xx}} & \mathbf{K_{xy}} & \mathbf{K_{x\theta}}\\ \mathbf{K_{xy}^T} & \mathbf{K_{yy}} & \mathbf{K_{y\theta}}\\ \mathbf{K_{x\theta}^T} & \mathbf{K_{y\theta}^T} & \mathbf{K_{\theta\theta}}\end{bmatrix} \tag{3b}$$

$$[C]=\begin{bmatrix}\mathbf{C_{xx}} & \mathbf{C_{xy}} & \mathbf{C_{x\theta}}\\ \mathbf{C_{xy}^T} & \mathbf{C_{yy}} & \mathbf{C_{y\theta}}\\ \mathbf{C_{x\theta}^T} & \mathbf{C_{y\theta}^T} & \mathbf{C_{\theta\theta}}\end{bmatrix} \tag{3c}$$

$$\{U(t)\}=\begin{bmatrix}\mathbf{X}^T(t) & \mathbf{Y}^T(t) & \mathbf{\Theta}^T(t)\end{bmatrix}^T \tag{3d}$$

where the displacement response sub-vectors are $\mathbf{X(t)}=(x_1(t),x_2(t),\ldots,x_N(t))^T$, $\mathbf{Y(t)}=(y_1(t),y_2(t),\ldots,y_N(t))^T$ and $\mathbf{\Theta(t)}=(\theta_1(t),\theta_2(t),\ldots,\theta_N(t))^T$; the mass sub-matrix is $\mathbf{M}=diag[m_i]$ for $i=1,\ldots,N$, in which m_i is the lumped mass of floor *i*, while the sub-matrix of mass moment of inertias of the floor diaphragms is $\mathbf{J}=diag[J_i]$ for $i=1,\ldots,N$, in which J_i represents the polar moment of inertia of floor *i* about a vertical axis through the center of mass. $\mathbf{K}_{xx}$, $\mathbf{K}_{yy}$, $\mathbf{K}_{\theta\theta}$, $\mathbf{K}_{yx}$, $\mathbf{K}_{x\theta}$, $\mathbf{K}_{y\theta}$ and $\mathbf{C}_{xx}$, $\mathbf{C}_{yy}$, $\mathbf{C}_{\theta\theta}$, $\mathbf{C}_{xy}$, $\mathbf{C}_{x\theta}$, $\mathbf{C}_{y\theta}$ are the sub-matrixes of the stiffness and damping of the building respectively.
These generally coupled equations of motion can be solved through modal analysis. In this framework the modal frequencies ω_k and mode shapes $\{\Phi_k\}$ for $k=1,2\ldots3N$ are the roots and non trivial solution of the following equations respectively:

$$\det(-\omega^2[M]+[K])=0 \tag{4}$$

$$(-\omega_k^2[M]+[K])\{\Phi_k\}=0 \tag{5}$$

From the structure of Eq. 2 it is obvious that if the centers of mass and stiffness for each floor are coincident and lay on a vertical axis then the system will be uncoupled and the building will experience uncoupled vibration modes in three principal directions, two orthogonal translational directions and a rotational direction. Otherwise the building will, in general, experience 3D coupled modes. Due to the orthogonality of the mode shapes, if Raleigh damping is considered then the generally coupled system of Eq. 2 maybe transformed into a set of *j=1,2,...,3N* uncoupled equations:

$$\ddot{q}_j(t)+2\xi_j\omega_j\ddot{q}_j(t)+\omega_j^2 q_j(t)=\frac{Q_j(t)}{\{\Phi_j\}^T[M]\{\Phi_j\}} \tag{6}$$

where ξ_j, and ω_j are the damping ratio and circular frequency while $Q_j(t)$ is the generalized force given by:

$$Q_j(t)=\{\Phi_j\}^T\{F(t)\} \tag{7}$$

Therefore from the knowledge of the global mass matrix, circular frequencies, damping ratios, mode shapes and scaled time varying floor loads, the modal equations of motion can be solved.
Following this framework the response displacements and accelerations in the global reference system can be expressed in terms of the contributions of *j=1,2,...,n≤3N* modes. The displacements for example are given by:

$$\{U(t)\}=[\Phi]\{q(t)\} \tag{8}$$

where $[\Phi]$ is the matrix consisting of the n vectors $\{\Phi_j\}$ for *j=1,2,...,n≤3N* while $\{q\}=(q_1(t),q_2(t),...,q_n(t))^T$ denotes the vector of generalized displacements. Likewise the accelerations are given by:

$$\{\ddot{U}(t)\}=[\Phi]\{\ddot{q}(t)\} \tag{9}$$

3.2. Calculation of the internal forces

The time varying internal forces given by $\overline{V}_q(H)$ in any member may be obtained from the following relationships which are shown only for the axial forces and bending moments for the sake of brevity:

$$N_{iq}(t)=\sum_{j=1}^{N} n_{jxi}[F_{jx}(t)-m_j\ddot{x}_j(t)]+n_{jyi}[F_{jy}(t)-m_j\ddot{y}_j(t)]+n_{j\theta i}[F_{j\theta}(t)-I_j\ddot{\theta}_j(t)] \tag{10a}$$

$$M_{iXq}(t)=\sum_{j=1}^{N} m_{jXxi}[F_{jx}(t)-m_j\ddot{x}_j(t)]+m_{jXyi}[F_{jy}(t)-m_j\ddot{y}_j(t)]+m_{jX\theta i}[F_{j\theta}(t)-I_j\ddot{\theta}_j(t)] \tag{10b}$$

$$M_{iYq}(t)=\sum_{j=1}^{N} m_{jYxi}[F_{jx}(t)-m_j\ddot{x}_j(t)]+m_{jYyi}[F_{jy}(t)-m_j\ddot{y}_j(t)]+m_{jY\theta i}[F_{j\theta}(t)-I_j\ddot{\theta}_j(t)] \quad (10c)$$

In which $F_{is}(t)$ for $s=x,y,\theta$ are the components of i_{th} floor load due to the external wind loads acting at the center of mass while $m_j\ddot{x}_j(t)$, $m_j\ddot{y}_j(t)$ and $I_j\ddot{\theta}_j(t)$ are the inertial force components. m_{jXxi} and m_{jYxi} are the bending moments about the local axis X and Y of member i due to a unit force acting through the center of mass in the x-direction at floor j while m_{jXyi} and m_{jYyi} are similar moments due to a unit force acting through the center of mass in the y-direction at floor j. $m_{jX\theta i}$ and $m_{jY\theta i}$ are the moments due to unit torque about the mass center at floor j while n_{jqi} is the axial force due to this unit torque. n_{jxi} and n_{jyi} are the axial forces due to a unit load in the directions x and y applied to the center of mass of the j floor. The quantities m_{jXxi}, m_{jYxi}, m_{jXyi}, m_{jYyi} $m_{jX\theta i}$, $m_{jY\theta i}$, n_{jqi}, n_{jxi} and n_{jyi} are the influence coefficients necessary for the calculation of the internal forces and can be calculated using standard structural analysis software.

4. THE WIND HAZARD

For design purposes it is necessary to ascertain the peak demand for the various global and local responses of interest corresponding to specified MRIs. This can be achieved by following the procedure described in (Simiu & Miyata. 2006; Main & Fritz, 2006) which makes use of a directional extreme wind database.

To explain the method consider having $p=1,2...,p_{max}$ storms, each of which contains the maximum hourly wind speed for a certain number of directions, say $\gamma=1,2,...,36$. From the vulnerability surfaces it is possible to calculate the peak response of each constraint for every direction and storm $[d_{jks}^{peak}]_{\gamma p}$. From a design point of view, however, it is the maximum value that occurs during the storm that is of interest. Therefore only the quantities $d_{jksp}=\max_{\gamma}\left\{[d_{jks}^{peak}]_{\gamma p}\right\}$ are considered. This means that for each storm there is a single peak response for every constraint. The set of quantities $\left\{d_{jksp}\right\}$ for $p=1,2...,p_{max}$ represent an univariate sample of size p_{max}.

By rank-ordering the set $\left\{d_{jksp}\right\}$ it is possible to estimate the peak response for a given MRI. Indeed if the rate of arrival of storms for the site being considered is ν, then the *Nth* largest response of interest will have a MRI given by

$$\frac{p_{\max}+1}{\nu N}=MRI \quad (11)$$

Therefore by recording the wind direction and mean wind speed at the top of the building for every data point in the set $\left\{d_{jksp}\right\}$ the direction and mean wind speed can be obtained for any given MRI and constraint.

5. EXPLICIT FORMULATION OF THE INTER-STORY DRIFT CONSTRAINTS

In this paragraph an explicit formulation of the inter-story constraints will be presented based on the unit load method. From the hypothesis of rigid floor diaphragms, by definition the inter-story drift maybe expressed as:

$$d_{jks}^{\bar{V}_q}(t)=\frac{[x_j^{\bar{V}_q}(t)+\Delta_{kjs}\theta_j^{\bar{V}_q}(t)]-[x_{j-1}^{\bar{V}_q}(t)+\Delta_{kj-1s}\theta_{j-1}^{\bar{V}_q}(t)]}{h_j} \quad (12)$$

in which $\Delta_{kjs}=-D_{kjy}$ for s=x while for s=y $\Delta_{kjs}=D_{kjx}$ for $j=1,2,...,N$ where D_{kjx} and D_{kjy} are shown in Figure 1, while *kj* and *kj-1* are the two points belonging to the set k for which the inter-story drift is to be controlled (Fig. 1) and h_j is the height of the j^{th} story.

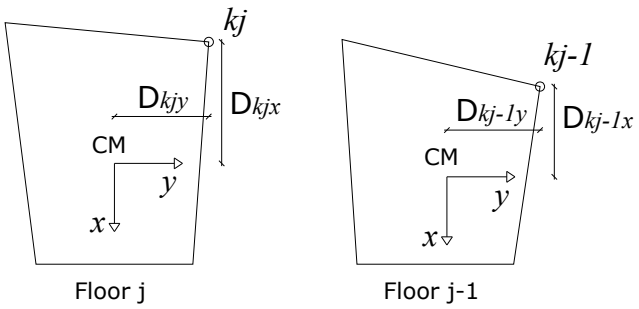


Figure 1. Position parameters D_{kjx} and D_{kjy} for floors *j* and *j-1* and points *kj* and *kj-1*.

Owing to the hypothesis of rigid floor diaphragms and the virtual work principle it is possible to express the inter-story drift in the following form:

$$d_{jks}^{\bar{V}_q}(t)=\sum_{i=1}^{M}\int_0^{L_i}\Bigg(N_{i\bar{V}_q}(t)\frac{[n_{jsi}-n_{j-1si}+\Delta_{kjs}n_{j\theta i}-\Delta_{kj-1s}n_{j-1\theta i}]}{EA_ih_j}+V_{iX\bar{V}_q}(t)\frac{[v_{jXsi}-v_{j-1Xsi}+\Delta_{kjs}v_{jX\theta i}-\Delta_{kj-1s}v_{j-1X\theta i}]}{GA_{Xi}h_j}$$

$$+V_{iY\bar{V}_q}(t)\frac{[v_{jYsi}-v_{j-1Ysi}+\Delta_{kjs}v_{jY\theta i}-\Delta_{kj-1s}v_{j-1Y\theta i}]}{GA_{Yi}h_j}+M_{iX\bar{V}_q}(t)\frac{[m_{jXsi}-m_{j-1Xsi}+\Delta_{kjs}m_{jX\theta i}-\Delta_{kj-1s}m_{j-1X\theta i}]}{EI_{Xi}h_j}+$$

$$M_{iY\bar{V}_q}(t)\frac{[m_{jYsi}-m_{j-1Ysi}+\Delta_{kjs}m_{jY\theta i}-\Delta_{kj-1s}m_{j-1Y\theta i}]}{EI_{Yi}h_j}+M_{iZ\bar{V}_q}(t)\frac{[m_{jZsi}-m_{j-1Zsi}+\Delta_{kjs}m_{jZ\theta i}-\Delta_{kj-1s}m_{j-1Z\theta i}]}{EI_{Zi}h_j}\Bigg)dl$$

(13)

In which the quantities m_{jXsi}, m_{jYsi}, m_{jZsi}, v_{jXsi}, v_{jYsi} and n_{jsi} are the influence functions of the various internal forces in the local reference system (*X,Y,Z)* of member *i* due to a unit force acting through the center of mass of floor *j* in the directions (s=x,y) while $m_{jX\theta i}$, $m_{jY\theta i}$, $m_{jZ\theta i}$, $v_{jX\theta i}$, $v_{jY\theta i}$ and $n_{j\theta i}$ are the influence functions due to a unit torque acting about the center of mass of floor *j*. These influence functions are equivalent to those used in Eqs. 10a-c. and may also be calculated with a standard structural analysis package. $N_{i\bar{V}_q}(t)$, $V_{iX\bar{V}_q}(t)$, $V_{iY\bar{V}_q}(t)$, $M_{iX\bar{V}_q}(t)$, $M_{iY\bar{V}_q}(t)$ and $M_{iZ\bar{V}_q}(t)$ are the time varying internal forces given by $\bar{V}_q(H)$. A_i, A_{Yi} and A_{Zi} are the axial shear and torsional areas of member *i* while I_{Xi}, I_{Yi} and I_{Zi} are the torsional and flexural moments of inertia. *E* and *G* are the axial and shear material moduli while L_i is the length of member *i*.

In Eq. 13 the inter-story drift depends on six variables A_i, A_{Yi}, A_{Zi}, I_{Xi}, I_{Yi} and I_{Zi} for each element. However in the case of standard sections steel sections, like those contained in the AISC-LRFD design manual, these quantities are not independent and can be reduced through linear regressional analysis to functions of the cross sectional area A_i of each section (Chan & Grierson, 1993). It should be noted that while this formulation is elegant and will be adopted in this paper, for slender beams the displacements will be caused mainly by the bending moment acting on the strong moment of inertia of each element. Therefore this quantity could be considered as the independent design variable (Sui et al., 2006). The *M* integrals can be somewhat troublesome to calculate form an efficiency point of view. However in the case of structures consisting of beams, columns and trusses subject to concentrated loads acting at the centers of mass of each floor, significant simplifications can be made reducing the integrals simply to sums over the elements that make up the structural system. After these simplifications the inter-story takes on the following form:

$$d_{jks}^{\bar{V}_q}(t)=\sum_{i=1}^{M}\frac{1}{A_i}\Big[N_{i\bar{V}_q}(t)K_n+V_{iX\bar{V}_q}(t)K_{vX}+V_{iY\bar{V}_q}(t)K_{vY}+M_{iZ\bar{V}_q}(t)K_{mZ}+M_{iX\bar{V}}^{1}(t)K_{mX}^{1}+M_{iX\bar{V}}^{2}(t)K_{mX}^{2}$$

$$+M^{1}_{iY\bar{V}_q}(t)K^{1}_{mY}+M^{2}_{iY\bar{V}_q}(t)K^{2}_{mY}\Big]+\Big[V_{iX\bar{V}_q}(t)K'_{vX}+V_{iY\bar{V}_q}(t)K'_{vY}+M_{iZ\bar{V}_q}(t)K'_{mZ}+M^{1}_{iX\bar{V}_q}(t)K'^{1}_{mX}$$

$$+M^{2}_{iX\bar{V}_q}(t)K'^{2}_{mX}+M^{1}_{iY\bar{V}_q}(t)K'^{1}_{mY}+M^{2}_{iY\bar{V}_q}(t)K'^{2}_{mY}\Big]=\sum_{i=1}^{M}\frac{G^{\bar{V}_q}_{ijks}(t)}{A_i}+G'^{\bar{V}_q}_{ijks}(t) \tag{14}$$

In which $N_{i\bar{V}_q}(t)$, $V_{iX\bar{V}_q}(t)$, $V_{iY\bar{V}_q}(t)$,and $M_{iZ\bar{V}_q}(t)$ are the internal forces calculated in any one section belonging to the element using the procedure described in paragraph 3.2 while K_n, K_{vX}, K_{vY} and K_{mZ} are time independent functions of: the influence coefficients for loading applied to the floors *j* and *j-1* in directions *s=(x,y)* and about the mass center, the geometric properties of the members, and of the j^{th} story height. As for the internal forces, these are independent of the section for which they are calculated. $M^{1}_{iX\bar{V}_q}$, $M^{2}_{iX\bar{V}_q}$, $M^{1}_{iY\bar{V}_q}$ and $M^{2}_{iY\bar{V}_q}(t)$ are the bending moments calculated in the first and last sections of the i^{th} member while K^{1}_{mX}, K^{2}_{mX}, K^{1}_{mY} and K^{2}_{mY} are the associated time independent functions. The primed functions K'_{vX}, K'_{vY}, K'_{mZ}, K'^{1}_{mX}, K'^{2}_{mX}, K'^{1}_{mY} and K'^{2}_{mY} differ from their unprimed counterparts only by a multiplicative constant.

By considering the internal forces insensitive for small changes in the section sizes, a hypothesis which is generally accepted for the internal forces of structures (Zhou & Haftka, 1995) and is particularly true for tall buildings (Chan et al., 1995; Chan, 1998), then Eq. 14 is a time varying explicit function of the of the design variables A_i. To perform the optimization efficiently the dependency on time must be removed. In the following paragraph a method for doing this will be presented.

5.1. Formulation based on observed peaks

The basic concept behind this technique is to consider a certain number of observed maximums and minimums during the response time history. There are two basic methods which can be adopted: 1) the constraints can be formulated for all the worst time points during the entire time history, 2) the constraints can be formulated for a certain number of points adjacent to maximum and minimum points (Arora, 1999). Obviously the first technique has the advantage of considering fewer constraints for each design cycle. However during each cycle the number and location of the maximum points may change making it somewhat tedious to keep track of the information needed to reformulate the problem. The second method, although considering more constraints, does not suffer from this shortcoming so is generally preferred.

Whichever formulation is adopted, after the determination for a certain MRI of the worst $\bar{V}_q(H)$, each constraint in the general formulation of Eq. 1b is replaced by $n=1,2,...,N_{js}$ constraints:

$$[d^{\bar{V}_q}_{jks}(t_n)]_{MRI}=\sum_{i=1}^{M}\frac{G^{\bar{V}_q}_{ijks}(t_n)}{A_i}+G'^{\bar{V}_q}_{ijks}(t_n)\le d^{U}_{jks(MRI)};\ n=1,2,...,N_{js} \tag{15}$$

A shortcoming of this formulation is that each constraint is formulated for a specific peak belonging to a particular time history. However in the design of structures it is the peak with a probability of non exceedance which is of interest. To overcome this, and therefore improve the proposed approach, alternative formulations that allow the expected peak with specified probability of non exceedance to be explicitly expressed in terms of the design variables are currently being developed.

6. STRENGTH REQUIREMENTS

In the design of tall buildings it is not individual internal forces that are of interest but rather combinations of internal forces governed by interaction equations and load combinations. In the case of steel structures for example, the interaction formulas given by AISC (2001) for the design of member *i* are:

$$\frac{N_{if}^{\bar{V}_q}(t)}{\phi N_{ni}} \geq 0.2 \Rightarrow b_{if}^{\bar{V}_q}(t) = \frac{N_{if}^{\bar{V}_q}(t)}{\phi N_{ni}} + \frac{8}{9}\left(\frac{M_{iXf}^{\bar{V}_q}(t)}{\phi_b M_{niX}} + \frac{M_{iYf}^{\bar{V}_q}(t)}{\phi_b M_{niY}} \right) \leq 1 \tag{16a}$$

$$\frac{N_{if}^{\bar{V}_q}(t)}{\phi N_{ni}} < 0.2 \Rightarrow b_{if}^{\bar{V}_q}(t) = \frac{N_{if}^{\bar{V}_q}(t)}{2\phi N_{ni}} + \frac{M_{iXf}^{\bar{V}_q}(t)}{\phi_b M_{niX}} + \frac{M_{iYf}^{\bar{V}_q}(t)}{\phi_b M_{niY}} \leq 1 \tag{16b}$$

where N_{ni}, M_{niX} and M_{niY} are the nominal axial and flexural strengths of member *i*, ϕ and ϕ_b are axial and flexural resistance factors while $N_{if}^{\bar{V}_q}(t)$, $M_{iXf}^{\bar{V}_q}(t)$ and $M_{iYf}^{\bar{V}_q}(t)$ are the total internal forces due to specified factored combinations (hence the subscript *f*), with dynamic wind load contributions calculated from Eqs. 10a-c. Examples of appropriate load combinations can be found in the ASCE 7-05 Standard:

1.2D + 1.6L (17a)

1.2D + 1.0L + 1.6W (17b)

0.9D + 1.6W (17c)

In which D is the dead load, L is the live load while W is the wind load.
Obviously equations 16a-b represent two distinct time series. Whether 16a or 16b should be considered depends on the value of $N_{if}^{\bar{V}_\gamma}(t) \big/ \phi N_{ni}$. To construct the vulnerability surface it is necessary to calculate the peak of $b_{if}^{\bar{V}_\gamma}(t)$ for a sufficient number of wind speeds and directions. In the following two paragraphs methods for calculating these peaks are presented.

6.1. The local vulnerability surfaces

The peak with a certain probability of non exceedance of $b_{if}^{\bar{V}_\gamma}(t)$ may be expressed as:

$$[b_{if}^{\bar{V}_\gamma}(t)]_{peak} = \bar{b}_{if}^{\bar{V}_\gamma} + g\sigma_{b_{if}^{\bar{V}_\gamma}} \tag{18}$$

in which $\bar{b}_{if}^{\bar{V}_\gamma}$ is the mean response; *g* is the peak factor with specified probability of non exceedance while $\sigma_{b_{if}^{\bar{V}_\gamma}}$ is the standard deviation of $b_{if}^{\bar{V}_\gamma}(t)$. By the definition of the variance, it follows from Eq. 18 that the variance of $b_{if}^{\bar{V}_\gamma}(t)$ may be written as:

$$\sigma^2_{b_{if}^{\bar{V}_\gamma}} = E\left[\left(k_1 N_i^{\bar{V}_\gamma}(t) + k_2 M_{iX}^{\bar{V}_\gamma}(t) + k_3 M_{iX}^{\bar{V}_\gamma}(t) \right)^2 \right] \tag{19}$$

where:

$$k_1 = \frac{1.6}{2\phi N_{ni}} \tag{20a}$$

$$k_2 = \frac{1.6}{\phi_b M_{niX}} \tag{20b}$$

$$k_3 = \frac{1.6}{\phi_b M_{niY}} \tag{20c}$$

Therefore, in view of the linearity of the expected operator *E,* it is possible to the express the standard deviation as:

$$\sigma_{b_{if}^{\bar{V}_\gamma}} = \sqrt{k_1^2 C_{N_i^{\bar{V}_\gamma} N_i^{\bar{V}_\gamma}} + k_2^2 C_{M_{iX}^{\bar{V}_\gamma} M_{iX}^{\bar{V}_\gamma}} + k_3^2 C_{M_{iY}^{\bar{V}_\gamma} M_{iY}^{\bar{V}_\gamma}} + 2k_1 k_2 C_{N_i^{\bar{V}_\gamma} M_{iX}^{\bar{V}_\gamma}} + 2k_1 k_3 C_{N_i^{\bar{V}_\gamma} M_{iY}^{\bar{V}_\gamma}} + 2k_2 k_3 C_{M_{iX}^{\bar{V}_\gamma} M_{iY}^{\bar{V}_\gamma}}} \quad (21)$$

where $C_{N_i^{\bar{V}_\gamma} N_i^{\bar{V}_\gamma}}$, $C_{M_{iX}^{\bar{V}_\gamma} M_{iX}^{\bar{V}_\gamma}}$, $C_{M_{iY}^{\bar{V}_\gamma} M_{iY}^{\bar{V}_\gamma}}$, $C_{N_i^{\bar{V}_\gamma} M_{iX}^{\bar{V}_\gamma}}$, $C_{N_i^{\bar{V}_\gamma} M_{iY}^{\bar{V}_\gamma}}$ and $C_{M_{iX}^{\bar{V}_\gamma} M_{iY}^{\bar{V}_\gamma}}$ are the various covariance coefficients between the fluctuating components of the internal forces. These coefficients can be calculated directly from the covariance matrix of the global forces $\mathbf{F_x}$ acting at the centers of mass of each floor and the influence coefficients of the internal forces. Indeed, considering for example the covariance coefficient $C_{N_i^{\bar{V}_\gamma} M_i^{\bar{V}_\gamma}}$ between the time varying axial force and bending moment around the local *X* axis in member *i*, this may be written as:

$$C_{N_i^{\bar{V}_\gamma} M_i^{\bar{V}_\gamma}} = E\left[N_i^{\bar{V}_\gamma}(t) M_{iX}^{\bar{V}_\gamma}(t) \right] \quad (22)$$

By substituting Eqs. 10a-c into Eq. 22, the right-hand side of Eq. 22 may be rewritten in the following form:

$$E\left[\left(\sum_{j=1}^{N} n_{jxl}[F_{jx}^{\bar{V}_\gamma}(t) - m_j \ddot{x}_j^{\bar{V}_\gamma}(t)] + n_{jyl}[F_{jy}^{\bar{V}_\gamma}(t) - m_j \ddot{y}_j^{\bar{V}_\gamma}(t)] + n_{j\theta l}[F_{j\theta}^{\bar{V}_\gamma}(t) - I_j \ddot{\theta}_j^{\bar{V}_\gamma}(t)] \right) \right.$$

$$\left. \left(\sum_{j=1}^{N} m_{jXxi}[F_{jx}^{\bar{V}_\gamma}(t) - m_j \ddot{x}_j^{\bar{V}_\gamma}(t)] + m_{jXyi}[F_{jy}^{\bar{V}_\gamma}(t) - m_j \ddot{y}_j^{\bar{V}_\gamma}(t)] + m_{jX\theta i}[F_{j\theta}^{\bar{V}_\gamma}(t) - I_j \ddot{\theta}_j^{\bar{V}_\gamma}(t)] \right) \right] \quad (23)$$

which may in turn be written as:

$$\sum_{j=1}^{N} \left(\sum_{k=1}^{N} n_{jxi} m_{kXxi} E\left[\left(F_{jx}^{\bar{V}_\gamma}(t) - m_j \ddot{x}_j^{\bar{V}_\gamma}(t) \right) \left(F_{kx}^{\bar{V}_\gamma}(t) - m_k \ddot{x}_k^{\bar{V}_\gamma}(t) \right) \right] \right) +$$

$$\sum_{j=1}^{N} \left(\sum_{k=1}^{N} n_{jxi} m_{kXyi} E\left[\left(F_{jx}^{\bar{V}_\gamma}(t) - m_j \ddot{x}_j^{\bar{V}_\gamma}(t) \right) \left(F_{ky}^{\bar{V}_\gamma}(t) - m_k \ddot{y}_k^{\bar{V}_\gamma}(t) \right) \right] \right) + \ldots\ldots \quad (24)$$

where, for example, $E\left[\left(F_{jx}^{\bar{V}_\gamma}(t) - m_j \ddot{x}_j^{\bar{V}_\gamma}(t) \right) \left(F_{kx}^{\bar{V}_\gamma}(t) - m_k \ddot{x}_k^{\bar{V}_\gamma}(t) \right) \right]$ is simply the covariance coefficient between the total forces acting on the center of mass of floors *j* and *k* in direction *x*. Therefore there is no need to calculate the individual time histories of the internal forces, thus avoiding a combinatorial explosion.

As previously observed, whether to consider equation 16a or 16b depends on the value assumed by $N_{if}^{\bar{V}_\gamma}(t) / \phi N_{ni}$ at the instant in which the value of $b_{if}^{\bar{V}_\gamma}(t)$ is desired. However under the formulation presented in this paragraph time is eliminated therefore it is not possible to know the value the of $N_{if}^{\bar{V}_\gamma}(t) / \phi N_{ni}$ that accompanies the expected peak of $b_{if}^{\bar{V}_\gamma}(t)$. This problem can be solved by considering the maximum and minimums of $N_{if}^{\bar{V}_\gamma}(t) / \phi N_{ni}$ that accompany $b_{if}^{\bar{V}_\gamma}(t)$. More precisely if $\left[\left| N_{if}^{\bar{V}_\gamma}(t) / \phi N_{ni} \right| \right]_{Expected\ \max} < 0.2$ then only the peak of 16b is considered while if $\left[N_{if}^{\bar{V}_\gamma}(t) / \phi N_{ni} \right]_{Expected\ \max}$ and $\left[N_{if}^{\bar{V}_\gamma}(t) / \phi N_{ni} \right]_{Expected\ \min} \geq 0.2$ or $\left[N_{if}^{\bar{V}_\gamma}(t) / \phi N_{ni} \right]_{Expected\ \max}$ and

$\left[N_{if}^{\bar{V}_\gamma}(t) \middle/ \phi N_{ni} \right]_{Expected\ \min} \leq 0.2$ then only 16a is considered. In all other cases both the peaks of 16a and 16b are calculated with the larger of the two being saved as representative of the peak demand.

6.2. The strength constraints

While the strength constraints are obviously of paramount importance in the design of tall buildings, in general they do not govern the design which is instead governed by the global constraints (Chan, 1998). Therefore, instead of accounting for them in an explicit fashion, as is done for the inter-story drift, it is convenient to treat them as local level constraints. Also because a formulation similar to that reserved for the inter-story constraints would lead to an extremely high number of constraints and so a prohibitive computational effort for resolution. An effective alternative is to define moveable lower limits on the values that the design variables may take during each structural analysis. To implement the method it is first necessary to obtain, from one of the above mentioned procedures, the most severe loading condition for the particular member under consideration. Therefore, from the observation that the nominal axial and flexural strengths N_{ni}, M_{niX} and M_{niY} are functions of the design variable A_i, the particular interaction formula and load combination that results most severe for the member can be iteratively solved by placing it equal to unity to obtain the lower moveable lower limit for the current design cycle. By doing this for each member a set of lower limits is defined. This technique is essentially a FSD in the sense that each member is designed to satisfy its most severe demand requirement. While this technique will not necessarily guarantee optimality as force redistribution is not considered it will offer a sup-optimal solution of however, good approximation (Zhou & Haftka, 1995).

7. CONCLUDING REMARKS

In this paper a method for the lateral drift optimization of tall frameworks subject to local strength requirements was presented. In particular the method avoids the need to define any ESWLs therefore eliminating the uncertainties associated with this procedure. While for traditional tall buildings this may seem at first glance unnecessary, this represents a truly important development for buildings presenting coupled dynamic systems with complex geometric forms. Indeed, under these conditions the definition of appropriate ESWLs becomes increasingly cumbersome and approximate. Also, because the proposed method is set in the time domain, this approach allows for the rigorous superposition of the dynamic effects in the translational and torsional directions without the need to define complicated and only approximate correlation coefficients between modal responses.

In the proposed formulation each local and global constraint is formulated individually for that demand having a given MRI of interest. This is achieved through the construction of vulnerability surfaces for each constraint for a wide range of wind speeds and directions. From which a rank order time series maybe constructed in conjunction with a climatological database to identify the response with the given MRI. Two separate methods are proposed for eliminating the time parameter from the global and local constraints. For the global constraints the time parameter is eliminated by writing the observed peaks in terms of the design variables through the virtual work principle. For the local constraints the time parameter is eliminated by writing the expected peak in function of the covariance matrix of the total forces acting on each floor of the structure.

Due to the very large scale of the problem, many thousands of constraints and design variables, an enormous computational effort would in theory be needed in order to solve the problem. However as previously stated the local constraints are rarely active during the optimization or at the optimum for this type of structure. This allows the constraints to be divided into global primary and local secondary constraints. The optimization problem may then be explicitly formulated for the objective function and primary constraints, in terms of the design variables through the virtual work principle. While the local constraints are accounted for through moveable lower limits obtained from a fully stressed design criteria. This explicit non linear optimization problem can then be efficiently solved by an optimality criteria algorithm.

8. REFERENCES

AISC, American Institute of Steel Construction (2001). *Manuel of steel construction: load and resistance factor design*. Vol. I, 3rd Edition.

ASCE 7-05 (2005), Minimum design loads for buildings and other structures, American Society of Civil Engineers, Reston, VA

Arora J.S. (1999). Optimization of structures subjected to dynamic loads. In: Leondes CT, editor. *Structural dynamic systems computational techniques and optimization*. Gordon and Breach Science Publishers pp. 1-73.

Berke L., Khot N.S. (1970). Use of optimality method for large scale systems. *NATO AGARD-LS-70,* NATO.

Chan C.M. (1998). Optimal stiffness design to limit static and dynamic wind responses of tall steel buildings, *Engineering Journal AISC*, Third Quarter, pp. 94-105.

Chan C.M., Grierson D.E. (1993). An Efficient Resizing Technique for the Design of Tall Steel Buildings Subject to Multiple Drift Constraints. *The Structural Design of Tall Buildings,* Vol. 2, pp. 17-32.

Chan C.M., Grierson D.E., Sherbourne A.N. (1995). Automatic optimal design of tall steel building frameworks. *J. Struct. Eng. ASCE,* Vol. 121(5), pp. 838-847.

Chen X., Kareem A. (2005a). Coupled dynamic analysis and equivalent static wind loads on buildings with three-dimensional modes. *J. Struct. Eng. ASCE*, Vol. 131(7), pp. 1071-1082.

Chen X., Kareem A. (2005b). Dynamic wind effects on buildings with 3D coupled modes: application of the high frequency force balance measurements. *J. Engrg. Mech. ASCE*, Vol. 131(11), pp. 1115-1125.

Kargahil M., Anderson J.C., Dessouky M.M. (2006). Structural Weight Optimization of Frames Using Tabu Search. I: Optimization Procedure. *J. Struct. Eng. ASCE*, Vol. 132(12), pp. 1858-1886.

Kargahi1 M., Anderson J.C. (2006). Structural Weight Optimization of Frames Using Tabu Search. II: Evaluation and Seismic Performance. *J. Struct. Eng. ASCE,* Vol. 132(12), pp. 1889-1879.

Kim C.K., Kim H.S., Hwang J.S., Hong S.M. (1998). Stiffness-based optimal design of tall steel frameworks subject to lateral loading. *Structural Optimization,* Vol. 15(4-3), pp. 180-186.

Main J.A., Fritz W.P. (2006). Database-assisted design for wind: concepts, software, and examples for rigid and flexible buildings. *NIST Building Science Series 180*.

Park H.S., Seo J.H., Kwon Y.H. (2007). Development of drift design model for high-rise buildings subjected to lateral and vertical loads. *The Structural Design of Tall And Special Buildings,* (article in press).

Park H.S., Adeli H. (1997). Data Parallel Neural Dynamics Model for Integrated Design of Large Steel Structures. *Microcomputers in Civil Engineering,* Vol. 12, pp. 311-326.

Simiu, E. and Miyata, T. (2006). *Design of Buildings and Bridges for Wind.* Wiley, Hoboken, New Jersey.

Spence S.M.J., Gioffrè M. (2006). Preliminary study on structural optimization and Database-Assisted Design. *Proceedings, Ninth National Conference on Wind Engineering, IN-VENTO-2006,* Italy.

Sui Y.K. Du J.Z. Guo Y.Q. (2006). Method based on dual-quadratic programming for frame structural optimization with large scale. *Applied Mathematics and Mechanics*, Vol. 27(3) pp. 383–391.

Zhou M., Haftka R.T. (1995). A comparison of optimality criteria methods for stress and displacement constraints. *Comput. Methods Appl. Mech. Engrg.* Vol. 124 pp. 253-271.

Stima dei carichi aerodinamici su veicoli per trasporto merci: prove in galleria del vento, prove al vero e simulazioni CFD

F. Cheli[a], E. Sabbioni [a], G. Tomasini [a]

[a] Politecnico di Milano, Dipartimento di Meccanica, Milano, Italia

ABSTRACT

Il presente lavoro offre la rara opportunità di confrontare differenti metodologie di analisi per valutare i carichi aerodinamici agenti su un veicolo. In particolare lo studio è stato effettuato su un veicolo per trasporto merci in quanto particolarmente soggetto al rischio di ribaltamento causato da vento trasversale (data la forma della cassa). I metodi di analisi messi a confronto sono test al vero, prove in galleria del vento e simulazioni CFD. L'attenzione è principalmente rivolta alla descrizione delle prove sperimentali realizzate in galleria del vento al fine di riprodurre le reali condizioni di strato limite misurate al vero. Il confronto tra i diversi metodi di analisi è presentato in termini di coefficienti aerodinamici di forza e di pressione.

The present study offers the rare opportunity to compare different methods to evaluate the wind induced forces on a vehicle. In particular, a high sided lorry is examined in this paper. In fact this kind of vehicles is typically subjected to rollover due to high cross winds. Full-scale measurements, wind tunnel and CFD simulations are compared in order to gain an insight into the flow around the vehicle. Attention is mainly focused on wind tunnel test, where the atmospheric boundary layer experienced during full-scale measurements has been reproduced. The comparison between the different methods is presented in terms of mean aerodynamic force/moment coefficients and pressure coefficients.

PAROLE CHIAVE: veicoli stradali pesanti, vento trasversale, coefficienti aerodinamici, prove sperimentali in galleria del vento, prove al vero, CFD.

1. INTRODUZIONE

Una delle principali cause di incidenti stradali dovuti a ribaltamento dei veicoli pesanti è legata al problema del vento trasversale: esso riveste una notevole importanza in quanto porta a pesanti ricadute sia sul tema della sicurezza stradale, sia su quello della efficiente gestione di strade e autostrade (Baker and Reynolds, 1992, Baker, 1991).
Nell'ambito del progetto europeo W.E.A.T.H.E.R. (Wind Early Alarm System for Terrestrial Transport Handling Evaluation of Risks) che ha visto la collaborazione di diverse Università (Birmingham University, Nottingham University, Politecnico Milano) e industria (Meteodyn, Atmos, Emi, Nubila, Geonica, Campbell, Alstom and Lecinena) è stato messo a punto un sistema di allarme in grado di monitorare il rischio di ribaltamento dovuto a vento trasversale. Il primo passo per la realizzazione di un tale sistema di sicurezza è la definizione dei carichi aerodinamici che nascono sul veicolo per effetto del vento trasversale: essi costituiscono l'input principale della metodologia per la stima della condizione di rischio ovvero per la definizione della massima velocità ammissibile per il veicolo, dato il layout del tracciato (curva, pendenza, etc.) e la velocità di raffica del vento (Cheli et al., 2004, Cheli et al., 2006).
I carichi aerodinamici, come noto, dipendono dai coefficienti aerodinamici. Essi possono essere determinati con differenti tecniche di misura: prove in galleria del vento su modelli in scala, prove al vero su veicoli fermi o in movimento o numericamente, mediante CFD. Le tre università coinvolte nel progetto si sono occupate di determinare i coefficienti aerodinamici su un veicolo

campione, rispettivamente mediante test in galleria del vento (Politecnico di Milano), prove al vero (Birmingham University) e metodi di fluidodinamica computazionale (Nottingham University).
L'obiettivo di questo lavoro è la descrizione delle prove sperimentali realizzate in galleria del vento, riproducendo le reali condizioni di strato limite misurate al vero, e il confronto, in termini di coefficienti aerodinamici di forza e di pressione, con i risultati ottenuti dagli altri gruppi di ricerca.

2. VEICOLO TESTATO

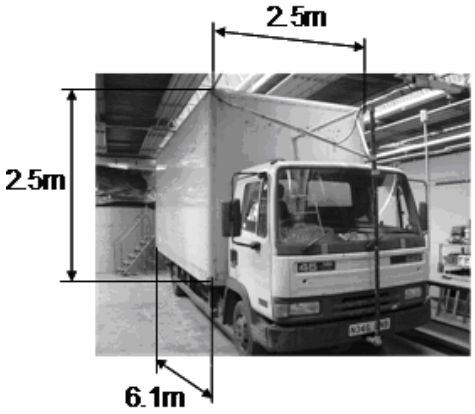


Figura 1: Veicolo testato.

Il veicolo testato durante le prove al vero condotte dall'Università di Birmingham (Quinn et al., 2007) è mostrato in Figura 1. Si tratta di un veicolo per trasporto merci Leyland DAF 45-130. La scelta è ricaduta su questa tipologia di veicolo in quanto estremamente soggetta a ribaltamenti causati da vento trasversale (Baker et al., 1992).
La cassa del veicolo è lunga 6.1m, larga 2.5m, alta 2.5m e si trova sospesa a circa 1m dal suolo.
Per le prove in galleria del vento è stato realizzato un modello in scala 1:10 del veicolo (Figura 9).

3. CONDIZIONI DI TURBOLENZA

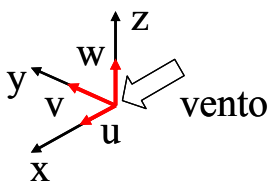
Le prove al vero sono state condotte presso il Wind Engineering Field Site dell'Università di Birmingham, situato a Silsoe, Bedfordshire, UK (Quinn et al., 2007). Al fine di ottenere risultati confrontabili con quelli al vero, sono state riprodotte in galleria del vento le stesse condizioni di turbolenza del sito di prova.

3.1. Sito di riferimento: Silsoe, UK

Le caratteristiche del sito adottato per le prove al vero sono ben documentate in letteratura (Richards et al., 2000) e sono riportate in Tabella 1 in termini di profilo di velocità e intensità di turbolenza. Si può notare come l'intensità di turbolenza[1] sia circa pari al 20%. Nel sito il vento spira prevalentemente verso ovest-sudovest e il campo prova si trova in un largo piazzale non ostruito. E' stato dimostrato come le condizioni di turbolenza siano molto ripetibili e il suo profilo di velocità possa essere approssimato da una legge logaritmica con rugosità superficiale z_0 pari a 0.01m.

Tabella 1: Caratteristiche del vento misurato nel sito di Silsoe, UK (profilo di velocità e intensità di turbolenza).

z [m]	U [m/s]	I_u [-]	I_v [-]	I_w [-]
1	6.67	0.243	0.196	0.077
3	8.65	0.208	0.166	0.072
6	9.52	0.193	0.150	0.078
10	10.13	0.186	0.151	0.083



3.2. Simulazione del boundary layer nei test in galleria del vento

I parametri adottati per caratterizzare lo strato limite atmosferico simulato in galleria del vento sono:

[1] L'intensità di turbolenza è definita come: $I_U = \frac{\sigma_U(z)}{\bar{U}(z)}$ dove $\sigma_u(z)$ è la deviazione standard della componente longitudinale della velocità del vento e $\bar{U}(z)$ è la corrispondente velocità media, entrambe funzioni della quota z.

- velocità media del vento $\bar{U}(z)$ in funzione della distanza dal suolo z;
- intensità di turbolenza (I_u, I_v e I_w);
- lunghezza di scala integrale della componente longitudinale u del vento in direzione longitudinale x (^xL_u);
- lunghezza di scala integrale della componente longitudinale u del vento in direzione trasversale y (^yL_u);
- densità di potenza spettrale (PSD) della componente fluttuante u della velocità del vento.

Al fine di caratterizzare il flusso turbolento, la velocità media del vento è stata misurata con un tubo di pitot, mentre le componenti fluttuanti del vento nelle tre direzioni sono state misurate tramite sonde a 4 fori (Cobra) poste ai lati del tubo di pitot (Figura 2). Dalla misura della componente longitudinale u del vento è stato inoltre possibile determinare la densità di potenza spettrale. La Figura 2 mostra il traversing adottato per le prove di caratterizzazione del boundary layer.

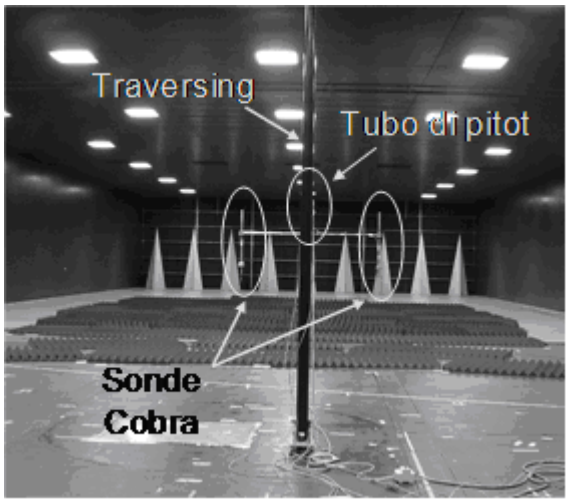


Figura 2: Simulazione del boundary layer: set-up di misura.

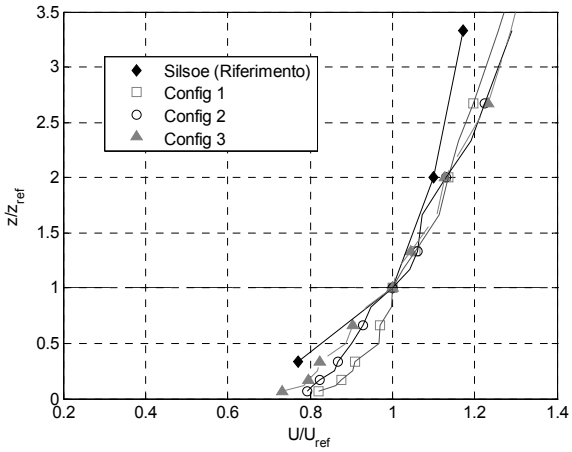


Figura 3: Profili di velocità corrispondenti a differenti configurazioni dei generatori passivi di turbolenza (U_{ref}=U(z_{ref}=0.3m)).



Figura 4: Configurazione definitiva dei generatori passivi di turbolenza.

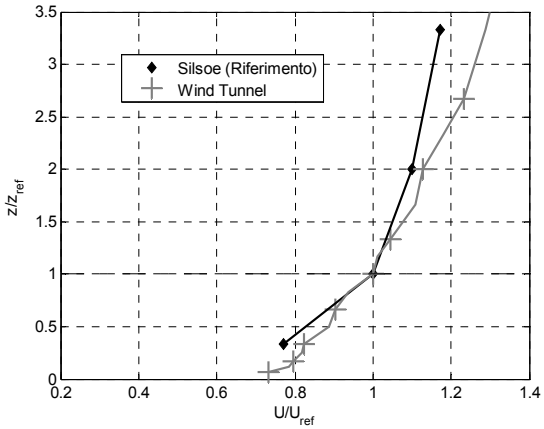


Figura 5: Confronto tra il profilo di velocità di riferimento (Silsoe, UK) e quello misurato in galleria del vento (U_{ref}=U(z_{ref}=0.3m)).

Al fine di simulare correttamente lo strato limite atmosferico di Silsoe, sono stati adottati generatori passivi di turbolenza di forma triangolare posti all'imbocco della camera di prova (spires) a cui si sono aggiunte, a livello del pavimento, rugosità di altezza differente mediante pannelli di gommapiuma opportunamente sagomati (Figura 2 e Figura 4). Gli spires sono stati realizzati in accordo con gli studi effettuati da Irwin (Irwin, 1981) che indicano come i profili triangolari siano i migliori per riprodurre strati limite atmosferici. Figura 3 mostra i profili di velocità U(z)

normalizzati rispetto alla velocità di riferimento misurata a z_{ref}=3m (quota al vero) per tre differenti configurazioni dei generatori passivi di turbolenza. In Figura 3 è anche riportato il profilo di velocità del sito in cui sono state effettuate la prove al vero (rombi neri).
La Figura 4 mostra la configurazione definitiva adottata per i generatori passivi di turbolenza e Figura 5 il corrispondente profilo di velocità confrontato con il profilo di riferimento. In Figura 6 e Figura 7 il confronto è riportato invece in termini di intensità di turbolenza per le componenti longitudinale u e trasversale v rispettivamente. Si può notare come si abbia un buon accordo tra le misure effettuate in galleria e quelle al vero per un'ampia gamma di quote ($0.3<z/zr_{ef}<2$).

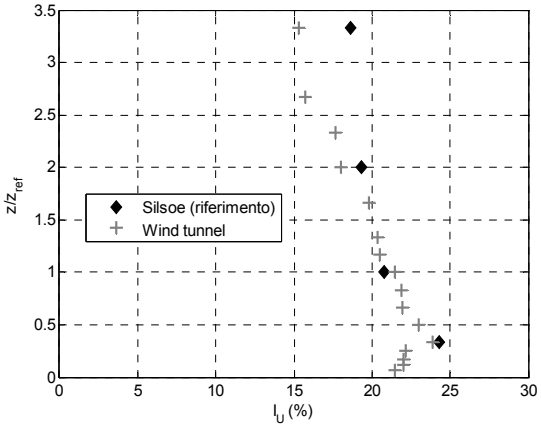


Figura 6: Confronto tra il profilo di turbolenza di riferimento (Silsoe, UK) e quello misurato in galleria del vento: componente u (z_{ref}=3m al vero).

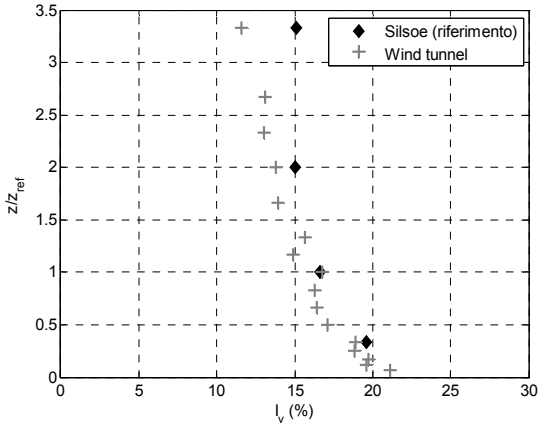


Figura 7: Confronto tra il profilo di turbolenza di riferimento (Silsoe, UK) e quello misurato in galleria del vento:componente v (z_{ref}=3m al vero).

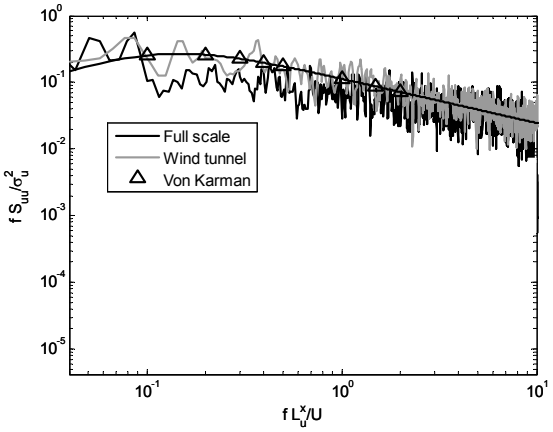


Figura 8: Confronto tra PSD normalizzata misurata in galleria del vento, nel sito di Silsoe e PSD di von Karman.

Infine, la Figura 8 mostra il confronto tra la densità di potenza spettrale in forma normalizzata misurata in galleria del vento (linea grigia) riproducendo lo strato limite atmosferico di Silsoe, quella misurata durante le prove al vero (linea nera) e l'interpolazione della PSD del vento reale secondo la formulazione di Von Karman (curva a triangoli), in funzione della frequenza ridotta. Si può osservare un buon accordo tra le curve: il contenuto in frequenza del vento simulato in galleria è equivalente a quello del vento naturale.

4. MISURA DEI COEFFICIENTI AERODINAMICI IN GALLERIA DEL VENTO

In Figura 9 è mostrato il modello di veicolo in scala 1:10 costruito per i test in galleria del vento. Il modello realizzato è rigido, ovvero non ha lo scopo di riprodurre l'interazione dinamica fra veicolo e vento, ma è stato progettato per misurare le forze che nascono sul veicolo soggetto a vento trasversale. Al fine di ottenere risultati comparabili con quelli delle prove al vero, il veicolo è stato testato nelle condizioni di flat ground con riproduzione dello strato limite atmosferico del sito di Silsoe.



Figura 9. Modello del veicolo in scala 1:10.

Le forze aerodinamiche sono state misurate mediante una bilancia dinamometrica montata esternamente al veicolo e, ad esso, rigidamente vincolata, opportunamente schermata dall'azione del vento. La Figura 10 mostra lo schema di collegamento della bilancia al modello del camion: la bilancia dinamometrica è vincolata, su ciascuna delle due superfici orizzontali, a due piastre. Quella inferiore è solidale al terreno, mentre quella superiore permette il collegamento ad una trave con sezione a C alla quale il modello di veicolo viene collegato mediante quattro barre di acciaio. Come mostrato in Figura 10 e Figura 11, l'estremo superiore di ciascuna barra è collegato all'assale, internamente alle quattro ruote.

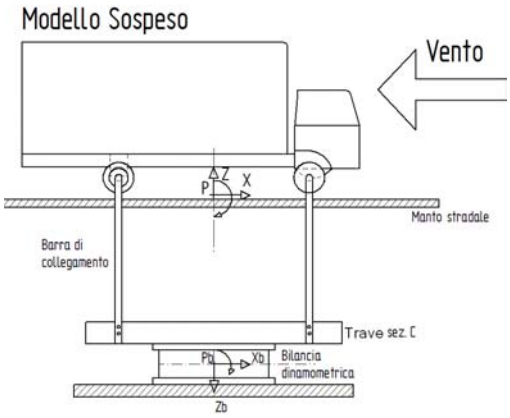


Figura 10. Schema di collegamento della bilancia dinamometrica utilizzata per la misura delle forze aerodinamiche.



Figura 11. Particolare del vincolo di collegamento tra le barre di collegamento alla bilancia dinamometrica e l'asse delle ruote.

Per consentire la trasmissione corretta delle forze dal camion alla bilancia nel range di frequenze di interesse, l'insieme costituito da modello di veicolo e sistema di collegamento deve trovarsi, in tale range, in zona quasi-statica, ovvero deve essere in grado di trasmettere le forze senza distorsioni in modulo e fase. A tal fine, la prima frequenza propria associata a veicolo+sistema di collegamento, ovvero la prima frequenza propria flessionale delle quattro barre di collegamento in parallelo, deve essere sufficiente elevata. Per questa ragione, la lunghezza delle barre di collegamento è stata mantenuta più corta possibile compatibilmente con il posizionamento della bilancia al di sotto del pavimento della galleria.
La velocità media del vento è stata misurata tramite due tubi di pitot posti rispettivamente a 2m e 8m dal modello del veicolo. Il primo è stato posto ad una quota di 0.3m, ovvero in corrispondenza del tetto del modello, il secondo ad una quota di 0.6m.
Le misure di forza e velocità hanno consentito il calcolo dei coefficienti aerodinamici medi (C_{Fi} e C_{Mi}) del veicolo (Cheli et al. 2004, Simiu et al. 1986):

$$C_{Fi} = \frac{F_i}{\frac{1}{2}\rho_a A \bar{U}^2} \qquad C_{Mi} = \frac{M_i}{\frac{1}{2}\rho_a A h \bar{U}^2} \qquad (i = x, y, z) \tag{1}$$

Nell'eq. (1), F_i e M_i sono forze e momenti aerodinamici definiti secondo le convenzioni di Figura 12, ρ_a è la densità dell'aria, A è la superficie laterale del veicolo, e h la quota del baricentro del veicolo.

Parallelamente alle misure di forza, al fine di conoscere l'andamento del flusso attorno al camion, sul veicolo sono state eseguite anche delle misure di pressione. A tal fine sono state predisposte 96 prese di pressione, 32 sulla cabina e 64 sulla cassa (Figura 13, Bruni et al., 2006).
Con le misure di pressione è possibile definire i corrispondenti coefficienti medi di pressione (*Cp*):

$$Cp = \frac{P_i - P_{atm}}{\frac{1}{2}\rho_a \bar{U}^2} \tag{2}$$

Dove P_i è la pressione misurata in corrispondenza dell'i-esima presa e P_{atm} è la pressione di riferimento (quella atmosferica).

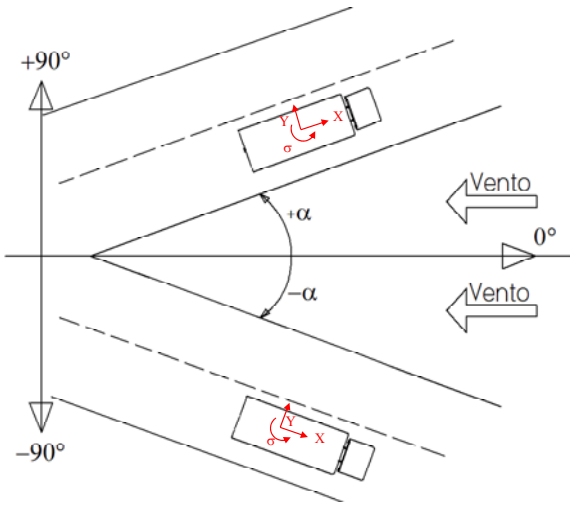


Figura 12. Sistema di riferimento per la misura delle forze e degli angoli di incidenza del vento.

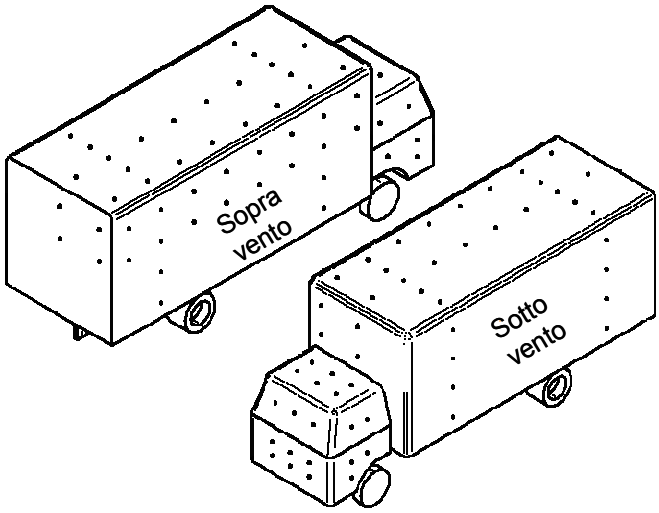


Figura 13. Layout del posizionamento delle prese di pressione sul veicolo.

5. PROVE AL VERO

Le prove al vero sono state condotte presso il Wind Engineering Field Site dell'Università di Birmingham, situato a Silsoe, Bedfordshire, UK. La descrizione completa dei test è riportata in Quinn et al. (2007). Per meglio interpretare i risultati, ne viene comunque fornito un breve sunto.
I carichi aerodinamici sono stati misurati tramite quattro bilance poste in corrispondenza delle ruote e collegate alla cassa del veicolo tramite barre in acciaio. La lunghezza delle barre in acciaio è stata scelta in modo da lasciare circa 0.05m tra gli pneumatici e il terreno. La velocità e la direzione del vento sono invece state rilevate tramite un anemometro ultrasonico a tre componenti con frequenza di acquisizione 0.1s.

6. SIMULAZIONI CFD

Le simulazioni CFD sono state effettuate con lo scopo di riprodurre i test in galleria del vento.
A tal fine, il dominio attorno al veicolo è stato suddiviso in due: il primo riproduce il tavolo rotante della galleria, il secondo invece la camera di prova. L'asse di rotazione del tavolo è stato posto in corrispondenza del centro del veicolo in modo da poter simulare differenti angoli d'attacco tra vento e veicolo.
Le simulazioni sono state effettuate in condizioni di regime non stazionario utilizzando un profilo di velocità per il vento turbolento caratterizzato da legge logaritmica con rugosità superficiale pari a 0.01m e funzioni di parete di default.
Maggiori dettagli relativi alle simulazioni CFD effettuate si trovano in Hardgreaves and Morvan (2007). Per gli scopi del presente lavoro è sufficiente sottolineare che la mesh del boundary layer è

stata gradualmente espansa a partire dalla superficie del veicolo tramite funzioni implementate ad hoc.

7. RISULTATI

In questo paragrafo vengono confrontati i coefficienti medi di forza e le distribuzioni di pressione determinati tramite prove al vero (Full scale, linea blu a rombi), test in galleria del vento (Wind tunnel, linea rossa a triangoli) e simulazioni CFD (CFD, linea verde a quadrati).

7.1. Confronto tra i coefficienti medi di forza

Al fine di valutare il rischio di ribaltamento di un veicolo, i coefficienti aerodinamici più significativi sono il coefficiente di momento di ribaltamento, il coefficiente di forza laterale e il coefficiente di forza verticale o di lift. Partendo dal coefficiente di ribaltamento (Figura 14), si può notare come tutte le metodologie considerate siano coerenti nel definirne l'andamento in funzione dell'angolo di attacco: da 0° a 40° si un aumento quasi lineare del coefficiente con l'angolo d'attacco. Sopra i 40° si ha una riduzione della pendenza della curva che raggiunge un picco a circa 60° per i test in galleria del vento e a 80° per le prove al vero e le simulazioni CFD.

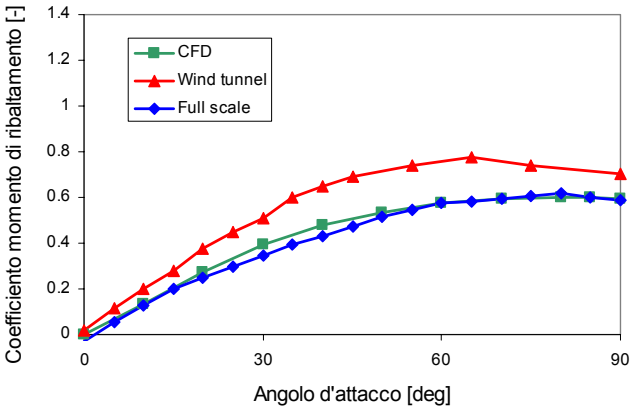


Figura 14. Coefficiente di momento di ribaltamento al variare dell'angolo di attacco del vento.

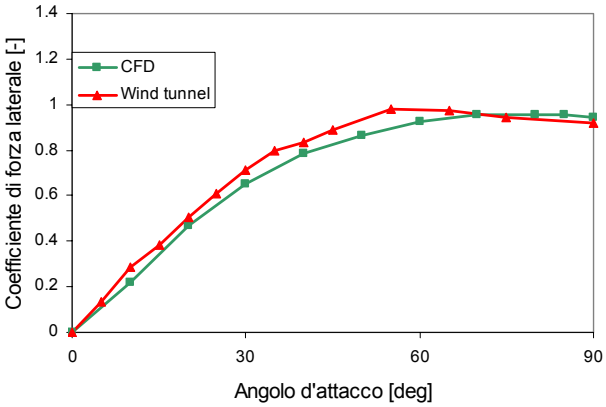


Figura 15. Coefficiente di forza laterale al variare dell'angolo di attacco del vento.

Si può però notare come, mentre l'accordo tra i risultati delle prove al vero e delle simulazioni CFD è ottimo, il coefficiente ottenuto tramite prove in galleria del vento sia significativamente maggiore.

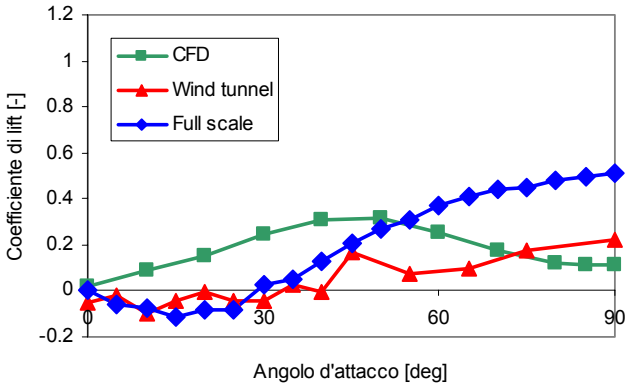


Figura 16. Coefficiente di lift al variare dell'angolo di attacco del vento.

Contrariamente a quanto ci si potrebbe aspettare si riscontra invece un ottimo accordo tra il coefficiente di forza laterale ottenuto tramite prove in galleria del vento e simulazioni CFD (Figura 15).

Sfortunatamente, dato il set up di misura, per le prove al vero non è stato possibile determinare questo coefficiente. Dato che prove in galleria del vento e simulazioni CFD sono in accordo per quanto riguarda il coefficiente di forza laterale, ma non lo sono per quello di momento di ribaltamento, è lecito aspettarsi che non lo siano neppure per il coefficiente di lift. In effetti la Figura 16 conferma questa supposizione. Nelle simulazioni CFD infatti il coefficiente di lift cresce con l'angolo di attacco fino a raggiungere un picco a 45° per poi decrescere. Nelle prove al vero e in quelle in galleria del vento invece si ha un graduale aumento del coefficiente di lift per angoli di attacco superiori a 35°, mentre per angoli di attacco inferiori tale coefficiente è piccolo e per lo più negativo.

7.2. *Confronto tra le distribuzioni di pressione*

Al fine di meglio comprendere le differenze tra i coefficienti medi di forza e momento ottenuti tramite le tre metodologie di prova, è stata analizzata la distribuzione di pressione sulla superficie del veicolo. La Figura 17 mostra uno schema del veicolo che illustra il sistema di riferimento adottato e le direttrici delle prese di pressione mostrate nel corso dell'analisi.

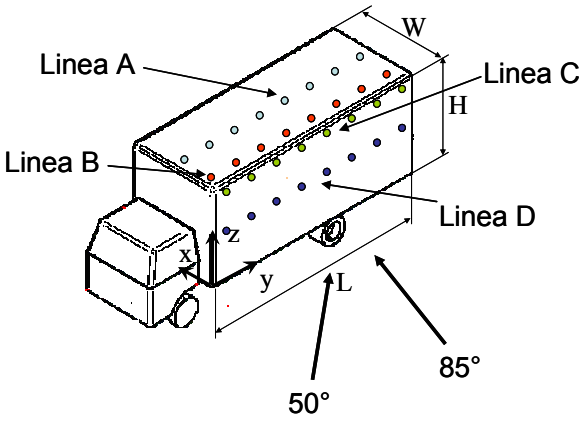
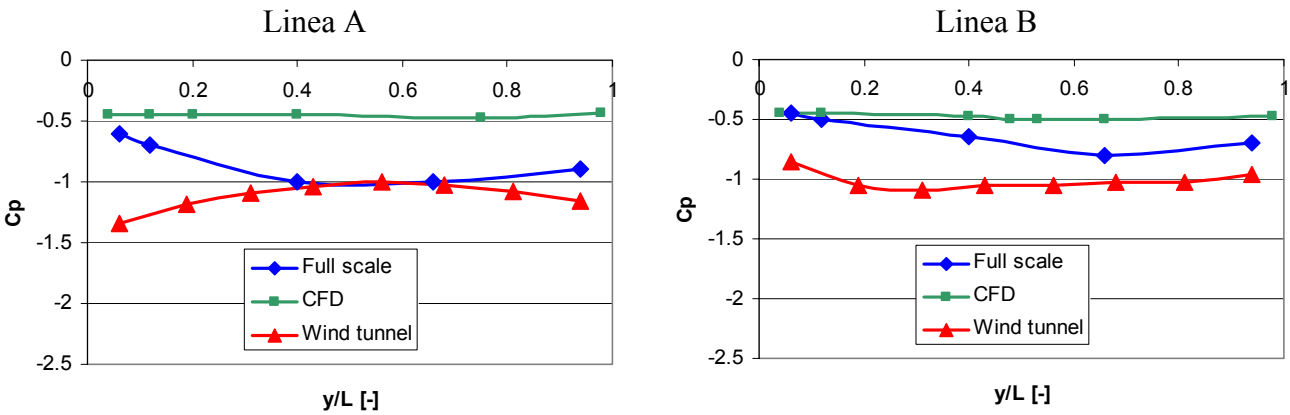
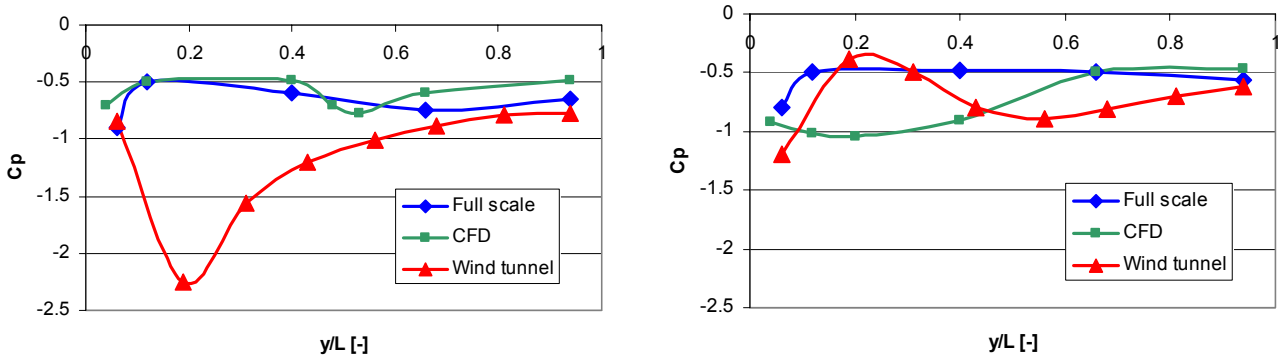


Figura 17. Sistema di riferimento.

La Figura 18 mostra l'andamento dei coefficienti di pressione sul tetto della cassa del veicolo per due differenti angoli di attacco: 50° e 85°. In figura, y rappresenta la distanza lungo il tetto a partire dal retro della cabina, x la distanza dal lato sopravento, L e W la lunghezza e la larghezza della cassa rispettivamente (Figura 17). Vengono riportate a sinistra la distribuzione di pressione lungo la sezione centrale del tetto (linea A), mentre a destra quella relativa allo spigolo sopravento (linea B). Si noti che il posizionamento delle prese di pressione per prove al vero, in galleria del vento e simulazioni CFD per questa sezione non è identico, ma questa differenza è state ritenuta trascurabile ai fini del confronto.



(a) Angolo d'attacco 85°.

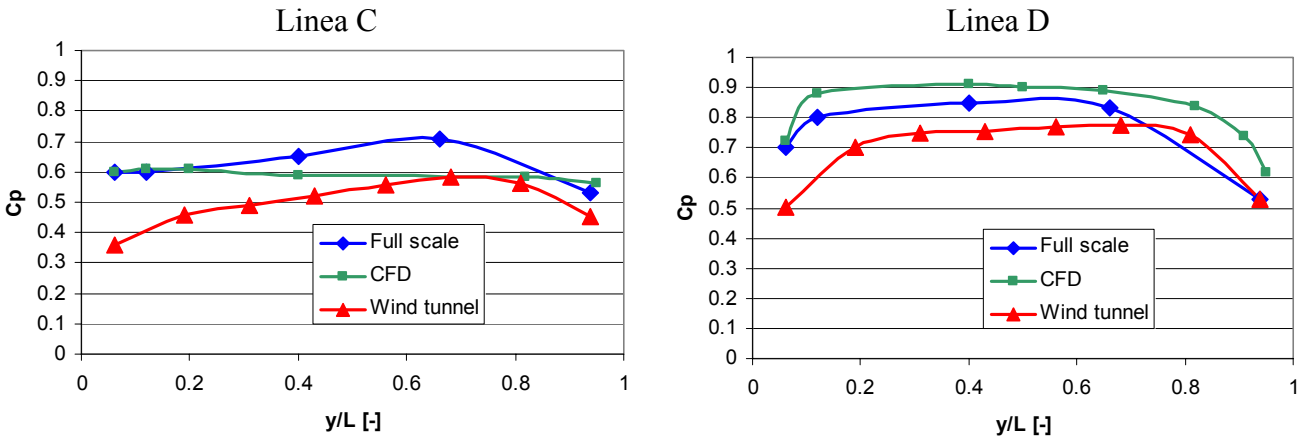


(b) Angolo d'attacco 50°.

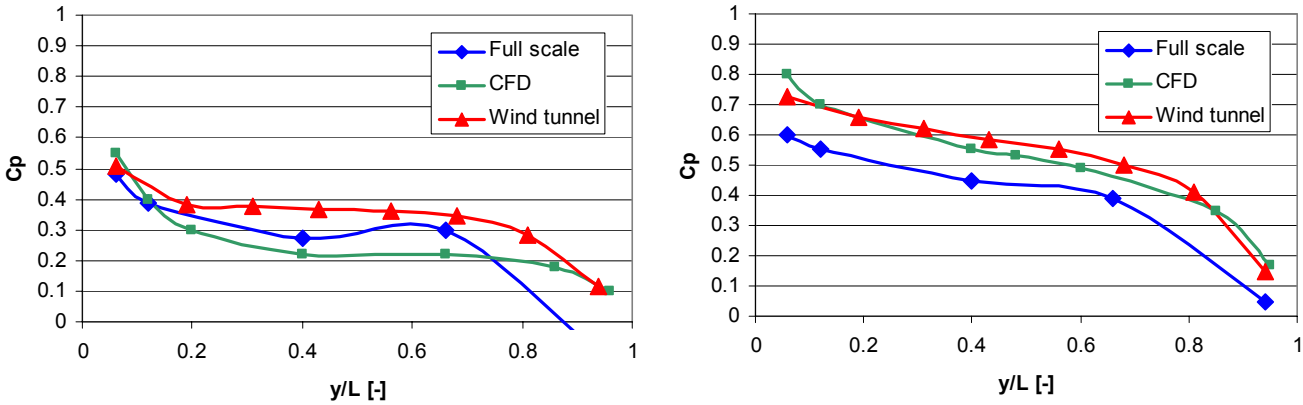
Figura 18. Distribuzione di pressione sul tetto della cassa: centro del tetto a sinistra, spigolo sopravento a destra (Full scale x/W=0.16, Wind tunnel e CFD x/W=0.1).

La Figura 18(a) mostra la distribuzione di pressione per un angolo di attacco pari a 85°. I coefficienti di pressione misurati mediante le prove al vero a centro cassa (a sinistra) sono significativamente inferiori di quelli relativi allo spigolo sopravento (a destra). Questo suggerisce che la zona di separazione, nei test al vero, si estende oltre la mezzeria della cassa.
I coefficienti di pressione ottenuti dai test in galleria del vento sono superiori in modulo rispetto a quelli delle prove al vero lungo lo spigolo sopravento, mentre al centro del tetto per 0.4<y/L<0.7, si

ha buon accordo tra le due serie di dati. Questi andamenti sono in contraddizione con i valori del coefficiente di lift mostrati in Figura 16 per l'angolo di attacco considerato (85°). Infatti a valori maggiori in modulo del coefficiente di pressione dovrebbe corrispondere una maggiore forza di lift, mentre per l'angolo di attacco considerato, il coefficiente di lift ottenuto tramite le prove al vero è significativamente maggiore di quello relativo alle prove in galleria del vento. Probabilmente la spiegazione per questa incongruenza risiede nell'andamento del flusso al di sotto del veicolo che al pari di quello sul tetto influenza il valore coefficiente di lift. Come è noto, infatti, è difficoltoso riprodurre correttamente in galleria del vento le stesse condizioni di flusso che si verificano al vero in prossimità del terreno (si vedano Figura 5 e Figura 6) e quindi non è irragionevole ricondurre a questa inevitabile differenza il risultato ottenuto.
Infine le simulazioni CFD mostrano un andamento pressoché costante sia lungo lo spigolo sopravento che al centro del veicolo.
La Figura 18(b) mostra l'andamento dei coefficienti di pressione sul tetto per un angolo di attacco pari a 50°. A centro veicolo, l'influenza della cabina è chiaramente visibile nei test in galleria del vento, dove si nota una zona di suzione che si estende per un ampio tratto. Sorprendentemente questo andamento di Cp non si verifica anche nelle prove al vero. In tali prove, i coefficienti di pressione mostrano invece andamenti analoghi e valori simili lungo le due direttrici a centro veicolo e in corrispondenza dello spigolo sopravento, ovvero un lieve aumento per piccoli valori di y/L seguito da un tratto pressoché costante. Le simulazioni CFD infine mostrano un andamento dei coefficienti di pressione quasi costante lungo la sezione a centro veicolo, mentre lungo lo spigolo sopravento si rilevano valori dei Cp più negativi rispetto a quelli dei test in galleria del vento e delle prove al vero in un ampio campo di y/L. Queste differenze tra le distribuzioni di pressione simulate con la CFD e quelle misurate tramite le altre due metodologie di prova spiegano in parte le difformità rilevate nell'andamento del coefficiente di lift.



(a) Angolo d'attacco 85°.



(b) Angolo d'attacco 50°.

Figura 19. Distribuzione di pressione lungo la superficie sopravento della cassa: linea C a sinistra (Full scale z/H=0.83, Wind tunnel e CFD z/H=0.88), linea D a destra (Full scale z/H=0.5, Wind tunnel e CFD z/H=0.63).

La Figura 19 mostra gli andamenti dei coefficienti di pressione lungo due sezioni (linea C e linea D) della superficie sopravento della cassa del veicolo per i due angoli di attacco del vento 85° e 50°. Come mostrato in Figura 17, z rappresenta la quota rispetto la base della cassa, mentre H è la sua altezza. Anche in questo caso si hanno differenze nel posizionamento delle prese di pressione tra prove al vero, test in galleria del vento e CFD, ma tali diversità sono però state ritenute trascurabili ai fini del confronto.
Per un angolo di attacco pari a 85° (Figura 19(a)), le tre serie di dati mostrano tutte un trend simile, ovvero una distribuzione pressoché uniforme lungo la maggior parte della superficie della cassa e una lieve riduzione ad entrambe le estremità. I coefficienti di pressione misurati durante le prove al vero sono quasi ovunque superiori a quelli relativi ai test in galleria del vento. I dati relativi alle simulazioni CFD sono maggiori degli altri a centro cassa, mentre assumono valori intermedi rispetto alle altre due metodologie lungo lo spigolo superiore. Come era lecito aspettarsi, in tutti i casi, si verifica che il valore dei coefficienti di pressione è maggiore a centro cassa.
Il buon accordo tra le tre differenti metodologie di prova è confermato anche per un angolo di attacco pari a 50° (Figura 19(b)), dove tutte le serie di dati mostrano un andamento leggermente decrescente all'aumentare di y/L. Al decrescere dell'angolo di attacco, però, i coefficienti di pressione misurati in galleria del vento diventano maggiori rispetto a quelli relativi alle simulazioni CFD. Questo andamento risulta in accordo con quello del coefficiente di forza laterale mostrato in Figura 15, dove al crescere dell'angolo di attacco, si ha una inversione dei trend.
Per spiegare le differenze rilevate in termini di coefficiente di momento di ribaltamento sarebbe invece necessaria un'analisi completa delle distribuzioni di pressione sia lungo la superficie sopravento che sottovento. Sfortunatamente, però, durante le prove sperimentali solo un numero limitato di prese di pressione è stato realizzato sulla superficie sottovento, rendendo quindi impossibile questo tipo di analisi.

8. CONCLUSIONI

Nel presente studio, differenti metodi per valutare i carichi aerodinamici agenti su un veicolo per trasporto merci soggetto a vento trasversale sono stati confrontati. In particolare i metodi messi a confronto sono prove al vero, test in galleria del vento e simulazioni CFD.
Le principali conclusioni possono essere così riassunte:

- il profilo di velocità e l'intensità di turbolenza riprodotti in galleria del vento sono in buon accordo con quelle misurate al vero;
- si ha una buona corrispondenza tra gli andamenti del coefficiente di momento di ribaltamento al variare dell'angolo di attacco tra vento e veicolo ottenuti tramite prove al vero e simulazioni CFD: I risultati relativi alle prove in galleria del vento riproducono lo stesso trend al variare dell'angolo di attacco, ma sono maggiori;
- si ha un buon accordo in termini di coefficiente di forza laterale al variare dell'angolo di attacco tra CFD e galleria del vento. Questo risultato, interpretato congiuntamente a quello relativo al coefficiente di momento di ribaltamento implica una differenza nella riproduzione della forza di lift tra i due metodi;
- si hanno grandi differenze relativamente all'andamento del coefficiente di lift in funzione dell'angolo di attacco tra simulazioni CFD e gli atri due metodi di analisi. Il trend mostrato dai risultati delle prove al vero e di quelle in galleria del vento è invece simile, ma si hanno differenze in ampiezza. Queste differenze potrebbero essere imputabili alle difficoltà di riprodurre in galleria del vento il flusso in prossimità del suolo;
- l'analisi dei coefficienti di pressione lungo differenti sezioni del veicolo ha fornito un'indicazione sulle differenti condizioni di flusso relative ai metodi di analisi considerati, aiutando spesso nell'interpretazione dei risultati ottenuti in termini di coefficienti aerodinamici di forza/momento.

9. BIBLIOGRAFIA

Baker C. J., Reynolds S. (1992). Wind induced accidents of road vehicles, *Accid. Anal. Prev.,* Vol. 246, pp. 559-575.

Baker C. J. (1991). Ground vehicles in high cross winds-Part I: steady aerodynamic forces, *Journal of Fluids and Structures,* Vol. 5, pp. 69-90.

Cheli F., Corradi R., Diana G., Tomasini G. (2004). A Numerical-Experimental Approach to Evaluate the Aerodynamic Effects on Rail Vehicle Dynamics, *Vehicle System Dynamics Supplement*, 41, 707-716.

Cheli F., Belforte P., Melzi S., Sabbioni E., Tomasini G. (2006). Evaluating of cross wind aerodynamic effects on heavy vehicles through a numerical-experimental approach, *Vehicle System Dynamics Supplement*, Vol. 44, pp 791-804.

Quinn A. D., Sterling M, Robertson A.P and Baker C.J. (2007). An Investigation of the wind induced rolling moment on a commercial vehicle in the atmospheric boundary layer. *Proceedings of the Institution of Mechanical Engineers, Part D, Journal of Automobile Engineering*. Vol. 221, Issue 11, 1367-1379.

Irvin H.. (1981). The design of spires for wind simulation. *Journal of wind engineering and Industrial Aerodynamics*, 7, 361-366.

Hargreaves D.M., Morvan H.P. (2007). Towards the validation of crosswind effects on a static high-sided vehicle. *NAFEMS International Journal of CFD Case Studies*, Vol. 7.

Simiu E., Scanlan R.H. (1986). Wind effects on structures. *New York, Wiley-Interscience.*

Bruni S., Cheli F., Sabbioni E., Tomasini G. (2006). Studio sperimentale delle caratteristiche aerodinamiche di veicoli stradali pesanti, IX Convegno Nazionale di Ingegneria del vento, IN-VENTO, Pescara, Italy

Studio aerodinamico ed analisi non lineare di tensostrutture in reti di cavi - PARTE I: aspetti progettuali

Fabio Rizzo[a], Piero D'Asdia[a] , Salvatore Noé[b], Massimiliano Lazzari[c], Fabrizio Fattor[b]

[a]Università degli Studi "G. D'Annunzio", Chieti-Pescara
[b]Università degli Studi di Trieste
[c]Università degli Studi di Padova

SOMMARIO

La necessità di coprire grandi spazi senza rinunciare alla dinamicità degli spazi interni rappresenta una sfida costante nel campo della progettazione di coperture di medie e grandi luci. In linea con le tendenze internazionali si propone la rivalutazione di una tecnologia già usata in passato per questo tipo di applicazioni, le tensostrutture in reti di cavi. Tale tipologia costruttiva se da un lato appare rispondere positivamente alle richieste del mercato attuale, leggerezza, spessori sottili, costi accessibili, assenza di appoggi intermedi, dall'altra trova scarso utilizzo, nel nostro paese, anche a causa di un vuoto normativo sia per quanto riguarda la progettazione strutturale, sia per il calcolo delle azioni ambientali su forme complesse quali ad esempio il paraboloide iperbolico. La presente ricerca, che viene presentata in due parti, rispettivamente: parte I, aspetti progettuali e parte II, prove in galleria del vento, propone, in questa prima parte, una riflessione sul comportamento strutturale delle reti di cavi a paraboloide iperbolico in dipendenza di alcuni parametri geometrici.

PAROLE CHIAVE: Tensostruttura, cavi, non linearità geometrica

1. INTRODUZIONE

La progettazione strutturale, nel campo delle coperture, sperimenta da sempre tecnologie innovative al fine di realizzare opere leggere e capaci di coprire grandi luci. Tipologie strutturali tradizionali come travi e piastre reticolari in acciaio, travi in legno lamellare, travi in calcestruzzo armato precompresso, spesso, risultano sia imponenti nella forma, che onerose economicamente, tanto da rendere la realizzazione difficile; la difficoltà spesso risiede nel conciliare la progettazione e l'esecuzione dell'opera sia con il bilancio economico a disposizione, si pensi ad esempio a piccole entità sportive o comunali, sia con le esigenze formali, spesso estreme, dei progettisti. Inoltre tali tipologie costruttive richiedono strutture di sostegno altrettanto importanti a discapito della leggerezza formale e dell'impatto ambientale. Al contrario, opere come palazzetti dello sport, piscine coperte, stadi, possono essere coperte avvalendosi di una tipologia strutturale consolidata, come le tensostrutture, affiancata da nuove tecnologie che renderebbero tali strutture più affidabili e più confortevoli di un tempo.

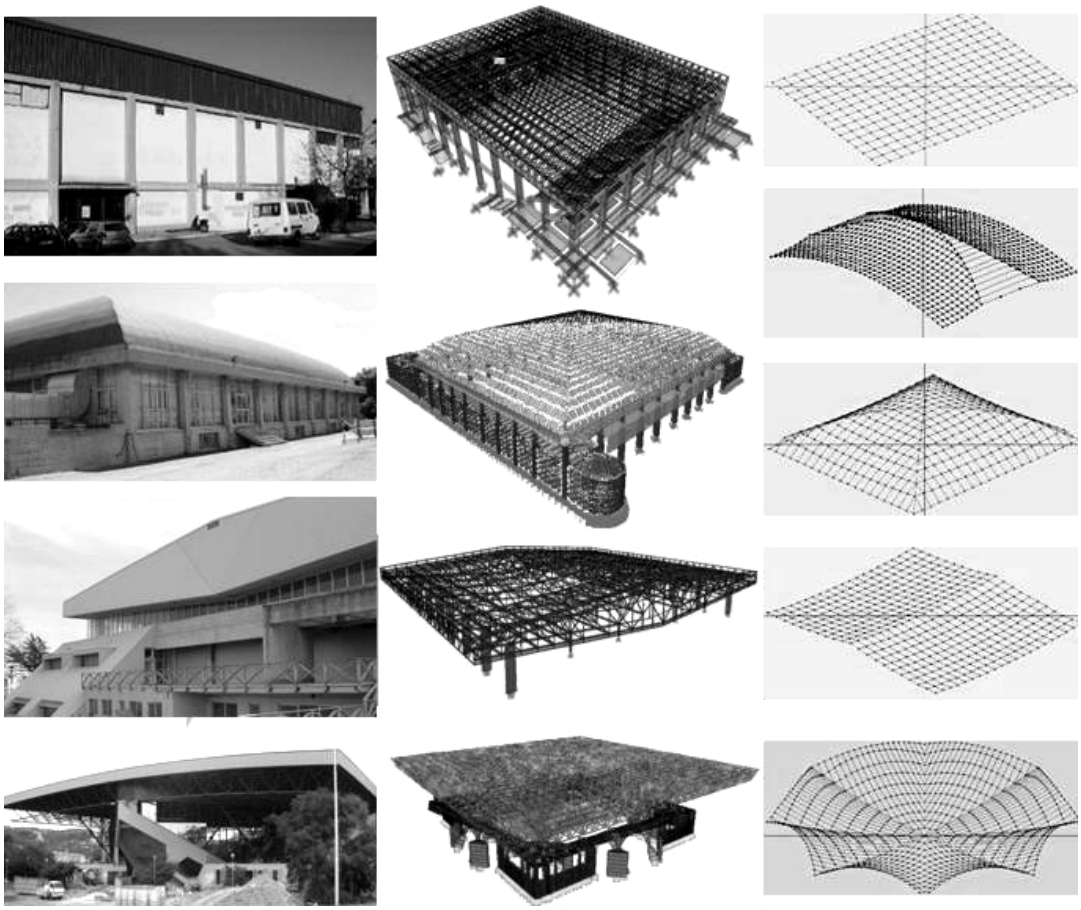


Figura 1. Confronto tra coperture di media luce edificate in materiali tradizionali e possibili configurazioni leggere

La ricerca fa proprie esperienze internazionali cogliendo da un lato l'esigenza del mercato e dall'altra l'evoluzione di tali strutture nel mondo. In particolare si è orientata verso le reti di cavi, scelte per le maggiori prestazioni strutturali e la maggiore dinamicità e flessibilità delle forme.

2. RIFERIMENTI NORMATIVI

La progettazione di tensostrutture in reti di cavi è resa poco diffusa nel nostro paese a causa dell'assenza di normative specifiche tanto per la progettazione ed esecuzione, quanto per il calcolo delle azioni che investono superfici di forma complessa. Attualmente le architetture tessili a carattere permanente sono progettate e dimensionate secondo le normative per le strutture tradizionali in muratura, calcestruzzo o acciaio. Per le strutture a carattere temporaneo o utilizzate solo nei mesi estivi, la normativa prevede dei coefficienti di riduzione dei carichi (solo carico vento) a tutto vantaggio delle potenzialità offerte delle strutture leggere. Oltre alle disposizioni di legge vi sono delle norme UNI che riguardano le architetture tessili. La UNI 10949:2001 "Sicurezza delle attrezzature per fiere e parchi di divertimento. Tende, strutture tessili temporanee e/o itineranti. Progettazione, costruzione, montaggio e manutenzione" specifica i requisiti minimi di sicurezza per la progettazione, calcolo, fabbricazione, installazione, manutenzione, funzionamento, verifica e collaudo di tende temporanee e/o itineranti. La norma SS UNI U50.00.299.0 "Tendo-strutture, tenso-strutture, presso-strutture.

Istruzioni per il calcolo, l'esecuzione, il collaudo, l'uso e la manutenzione" tratta i requisiti di resistenza, servizio, sicurezza e durata delle tende-strutture, tenso-strutture e presso-strutture e fornisce indicazioni in merito alla qualità dei materiali da costruzione e dei prodotti che si utilizzano ed il livello di accuratezza delle operazioni in cantiere necessarie per rispettare le ipotesi definite nelle regole di progettazione. Per quanto riguarda i tessuti, che devono essere ignifughi, le norme di riferimento sono quelle DIN che ne definiscono le caratteristiche: il numero dei fili (DIN 53853), il titolo del filo (53830), il peso totale (g/mq) (DIN 53352), la resistenza a trazione (DIN 53354), la resistenza alla lacerazione (DIN 53363). Inoltre, le forme geometriche usate per questa tipologia strutturale, risultando spesso complesse, generalmente a doppia curvatura contrapposta, non sono contemplate nelle normative relative al calcolo delle azioni ambientali come neve e soprattutto vento. Si pensi ad esempio alla forma del paraboloide iperbolico, da sempre usata nella progettazione di tensostrutture ma di cui risulta impossibile calcolare l'effettivo carico aerodinamico con le varie normative di settore, non ultima la CNR 2008 per le azioni dei carichi da vento.

3. PROCEDURA DI PREDIMENSIONAMENTO

Il primo obiettivo della ricerca è stato studiare la variazione delle prestazioni strutturali di tensostrutture in reti di cavi a paraboloide iperbolico, al variare di parametri geometrici. In questa fase è stata creata una procedura di predimensionamento delle reti di cavi, fissata la geometria della struttura, calcola le aree e le pretensioni dei due ordini di cavi, portante (C1) e stabilizzante (C2), Fig. 2, tali da avere, in condizioni di massimo carico verticale positivo (massima azione della neve) e negativo (massima depressione del vento) stress nei cavi al di sotto di valori limite di riferimento. In questa fase si è semplificato il caso tridimensionale in bidimensionale adottando come schema statico la trave di funi. I parametri geometrici individuati sono, rispettivamente, la luce del cavo portante ($L1$), la luce del cavo stabilizzante ($L2$), la freccia del cavo portante ($f1$) e la freccia del cavo stabilizzante ($f2$).

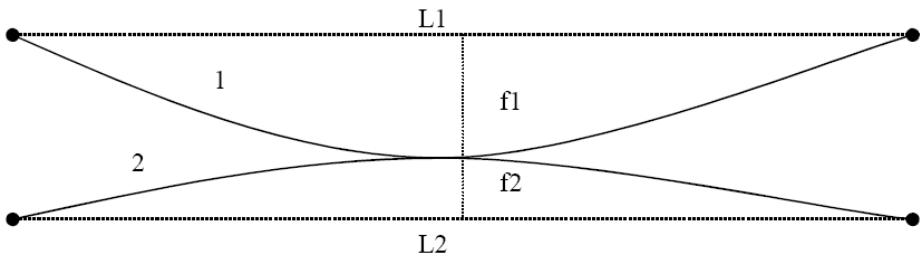


Figura 2: Parametri geometrici

Fissati i parametri geometrici ed adottato uno stato tensionale iniziale di tentativo ed infine, fissati i limiti tensionali in condizioni di massimo carico, la procedura calcola, iterando, per determinati valori di forza trasmessa all'appoggio, le aree dei cavi e il valore del pretensione ottimale da usare per la configurazione geometrica analizzata. La procedura esposta prevede le seguenti fasi di calcolo: effettuata a priori una stima del valore della forza di tiro opportuno, da trasmettere alle strutture di appoggio, del cavo portante (T1), si determina il valore della sua componente orizzontale (H1) (Eq.1).

$$H1 = \frac{T1}{\sqrt{1+16\cdot\left(\frac{f1+\Delta f}{L1}\right)^2}} \tag{1}$$

Nella condizione di fine costruzione, cioè quando i cavi sono sottoposti ai soli carichi propri e portati, è necessario che i cavi assumano la configurazione geometrica di progetto, a meno di piccole variazioni di forma. La forma geometrica del cavo in fase di fine costruzione è data dal pretensione; pertanto è necessario stimare tale valore di tentativo. Sapendo che la deformazione all'interno del cavo può essere approssimata ad un carico equivalente (Pi) (Eq.2), come illustrato nella figura successiva, (Fig. 3) è necessario l'equilibrio tra i due carichi equivalenti dei due cavi (P1, carico equivalente cavo portante, P2, carico equivalente cavo stabilizzante) (Eq. 3).

$$Pi = \frac{Hi \cdot 8 \cdot fi}{Li^2} \tag{2}$$

$$P1,in - P2,in = 0 \tag{3}$$

Dove
$P1,in$ è il carico equivalente nella a fine costruzione del cavo portante
$P2,in$ è il carico equivalente nella a fine costruzione del cavo stabilizzante

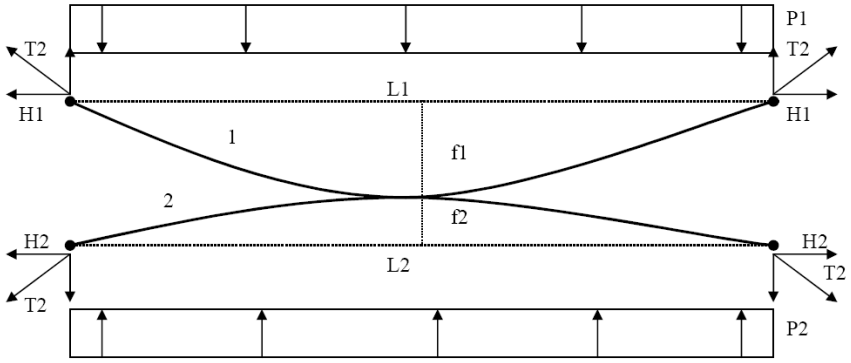


Figura 3: Carico equivalente dei cavi e forza di tiro

Nelle altre condizioni di carico variabile, neve (N) e vento (V), la somma algebrica dei carichi equivalenti sarà proprio il carico variabile applicato (Eq. 4, 5); (Fig. 3).

$$P1,v - P2,v = -V \tag{4}$$

$$P1,n - P2,n = N \tag{5}$$

Dove
$P1,v$; $P1,v$ sono, rispettivamente il carico equivalente sotto vento (depressione) del cavo portante e stabilizzante
$P1,n$; $P1,n$ sono, rispettivamente il carico equivalente sotto neve del cavo portante e stabilizzante

Nella successiva figura 4, la configurazione "0" rappresenta lo stato di fine costruzione, la "1" è relativa al carico permanente portato, la "2" all'azione della neve, la "3" alla depressione del vento. In seguito si fissa una condizione di partenza di tentativo, ipotizzando un valore di pretensione del cavo portante e determinando, quindi, la lunghezza geometrica dello stesso. (Eq. 6)

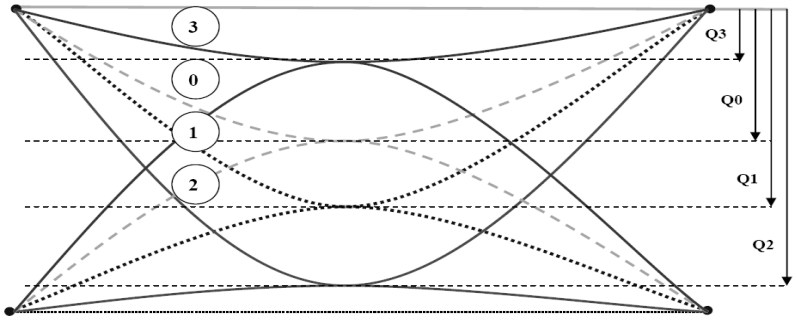


Figura 4: Casi di carico

$$li_{geom,i} = Li \cdot \left\{ 1 + \frac{8}{3} \cdot \left(\frac{f1}{L1} \right)^2 - \frac{32}{5} \cdot \left(\frac{f1}{L1} \right)^4 \right\} \tag{6}$$

Si determina, ipotizzando trascurabile la variazione tra la componente orizzontale del tiro (H1) all'appoggio e la stessa in mezzeria, sfruttando la legge di Hook, (Eq.7), l'area minima, sufficiente, del cavo portante per la configurazione di tentativo. (Eq.8)

Successivamente, nota la lunghezza geometrica del cavo ($li_{geom,i}$) Eq.2 e fissato un valore di pretensione di tentativo del cavo portante ($\varepsilon_0 1$),

$$H1 = \varepsilon_0 1 \cdot E \cdot A1 \tag{7}$$

$$A1 = \frac{H1}{\varepsilon, \max, port \cdot E} \tag{8}$$

Infine, imponendo l'equazione di equilibrio (Eq. 3,4,5) per ogni configurazione di carico ed opportune sostituzioni, si ottiene un'equazione in cui risulta determinato il valore dell'area del cavo stabilizzante che soddisfa le ipotesi del problema. (Eq. 9)

$$\begin{aligned} &\frac{(\varepsilon, \max, port \cdot E \cdot A1) \cdot 8 \cdot f1}{L1^2} - \Delta P = \frac{(\varepsilon, \min, stab \cdot E \cdot A2) \cdot 8 \cdot f2}{L2^2} \Rightarrow \\ &A2 = \left(\frac{L2^2}{L1^2} \right) \cdot \left(\frac{f1}{f2} \right) \cdot \left(\frac{\varepsilon, \max, port}{\varepsilon, \min, stab} \right) - \left[\frac{\Delta P \cdot L2^2}{(f2 \cdot E \cdot \varepsilon, \min, stab \cdot 8)} \right] \end{aligned} \tag{9}$$

Dove
ε,max,port è la pretensione del cavo portante in condizioni di massimo carico da neve
ε,min,stab è la pretensione del cavo stabilizzante in condizioni di massimo carico da neve
E è il modulo elastico dell'acciaio
$A1$è l'area minima del cavo portante
$A2$ è l'area minima del cavo portante
ΔP è l'incremento di carico dalla configurazione di fine costruzione alla massima azione della neve.

La procedura è stata ottimizzata rispetto a specifici carichi da neve e da vento, massimi, che, pur rappresentando valori medi accettabili per una vasta porzione del territorio

nazionale, rappresentano tuttavia casi particolari. Successivamente la procedura è stata testata con un programma di analisi non lineare (di cui si parlerà nel punto 5. ANALISI NON LINEARE) in cui si è confrontato prima lo schema statico bidimensionale e successivamente quello tridimensionale, ottenendo buoni risultati in termine di errore percentuale.

Tabella 1. Confronto tra software di analisi non lineare (F.E.M.) e la procedura – modello bidimensionale

	Cable	Procedure of preliminary design Stress [Mpa]	F.E.M. Stress [Mpa]	Node - Load [kN]	Stress variance [Mpa]
Snow	C1	856.15	829.05	2.24	27,10
	C2	930.00	941.45		-57,05
Dead	C1	1041.5	915.30	Dead	14,70
	C2	884.4	1024.50		17,00
Wind (depression)	C1	1095.5	1121.95	-0.96	-26,45
	C2	1100.00	1063.10		36,90

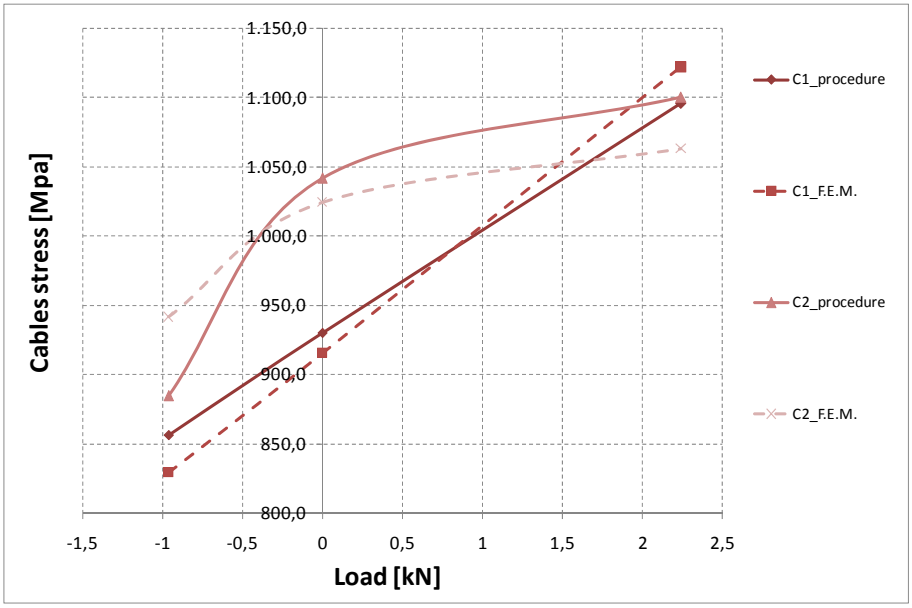


Figura 4: Confronto tra la procedura e il software di analisi non lineare

Le analisi non lineari sono state effettuate su modelli di reti piane e a paraboloide iperbolico, di forma, in pianta, circolare, quadrata e rettangolare.

4. PARAMETRIZZAZIONE DELLE RETI DI CAVI

Sfruttando la procedura prima esposta si è analizzato un campione sufficientemente significativo di configurazioni geometriche al fine di parametrizzare il comportamento strutturale in termini di spostamento e la dimensione strutturale in termini di aree dei cavi e dunque peso della copertura. In questa seconda fase si è scelto di variare il rapporto tra l'altezza della copertura e la luce coperta e il rapporto tra le frecce dei cavi portanti e le frecce dei cavi stabilizzanti.

sia

H l'altezza della copertura definita come f1 + f2

L = luce massima della copertura

ρ = rapporto H/L

γ = rapporto f2/f1

In figura 5 si riporta la sintesi delle configurazioni analizzate.

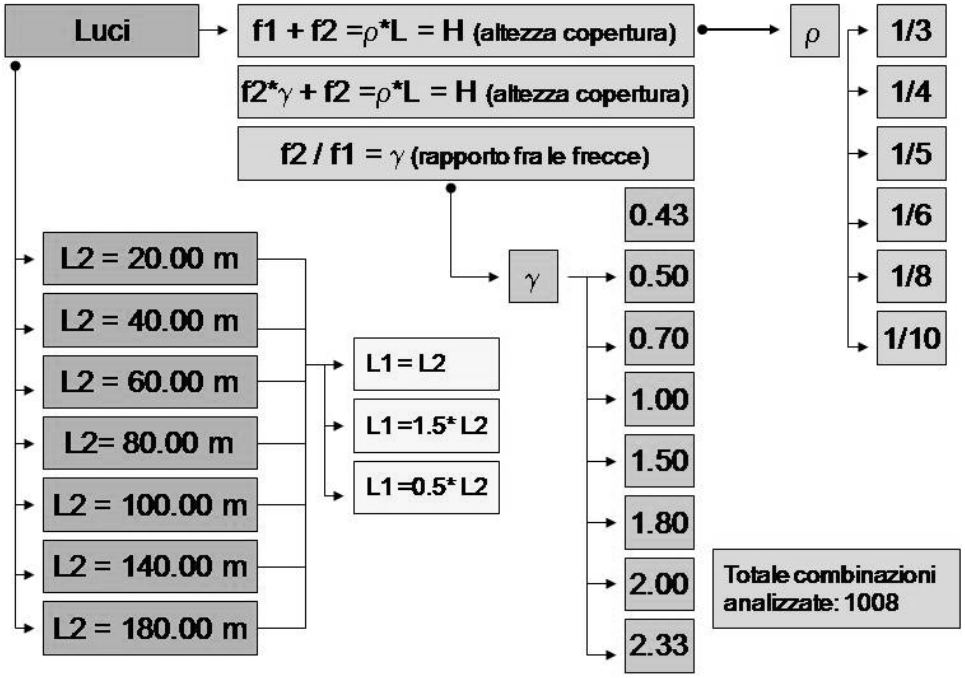


Figura 5: Il campione analizzato

Analizzando i risultati ottenuti si evince un comportamento strutturale coerente per le varie configurazioni geometriche; per geometrie in cui la freccia del cavo portante risulta maggiore della freccia del cavo stabilizzante, le aree minime dei cavi (per uno stato tensionale ottimale) risultano minori rispetto alla situazione inversa (Fig. 6). Gli spostamenti verticali, tuttavia, seguono un andamento inverso: la struttura avente freccia dei cavi portanti maggiore rispetto alla freccia dei cavi stabilizzanti, risulta più rigida (Fig. 8).

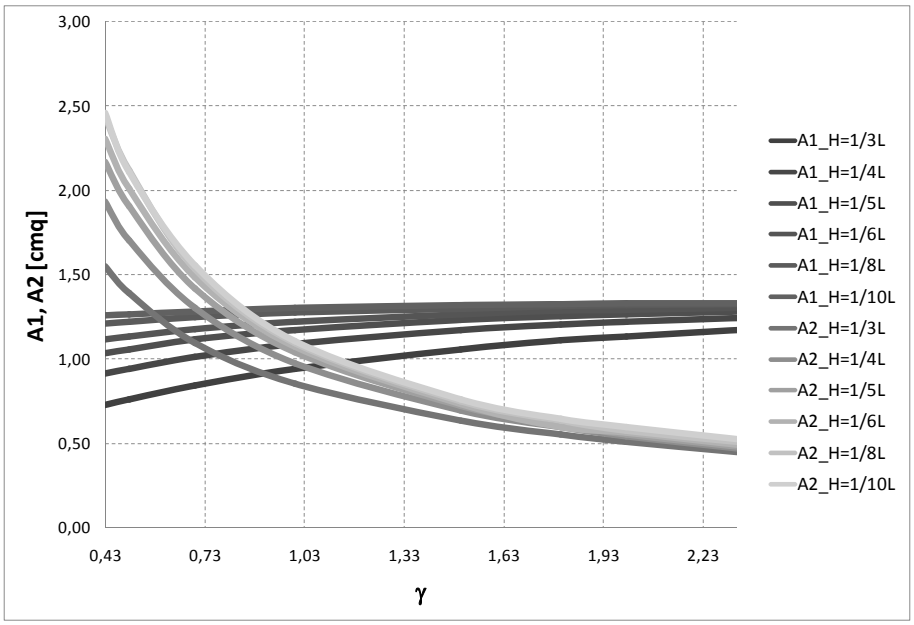


Figura 6: Andamento delle aree dei cavi al variare del rapporto f2/f1

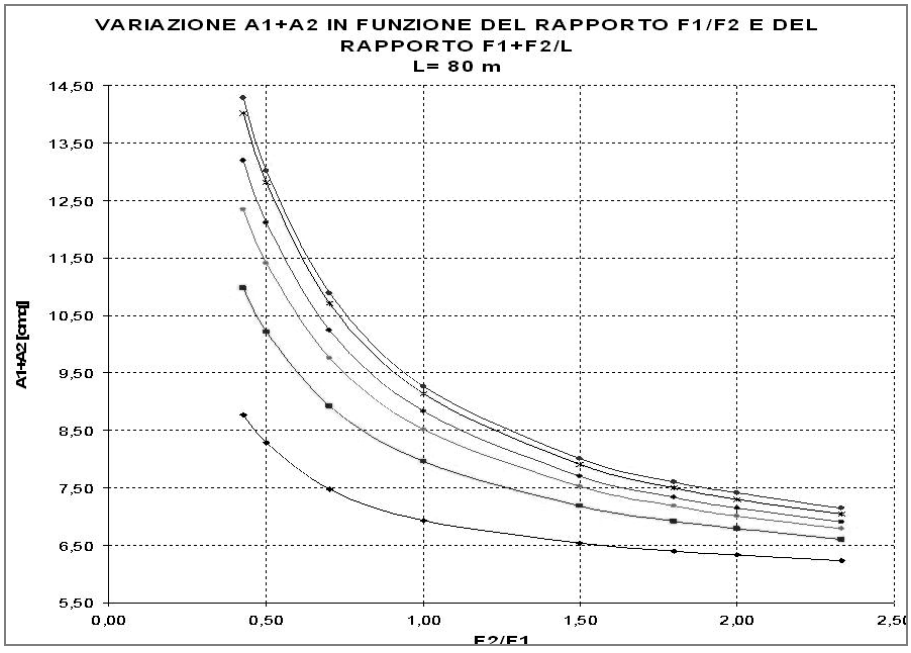


Figura 7: Andamento della somma dell'area dei cavi al variare del rapporto f2/f1 e al variare di ρ

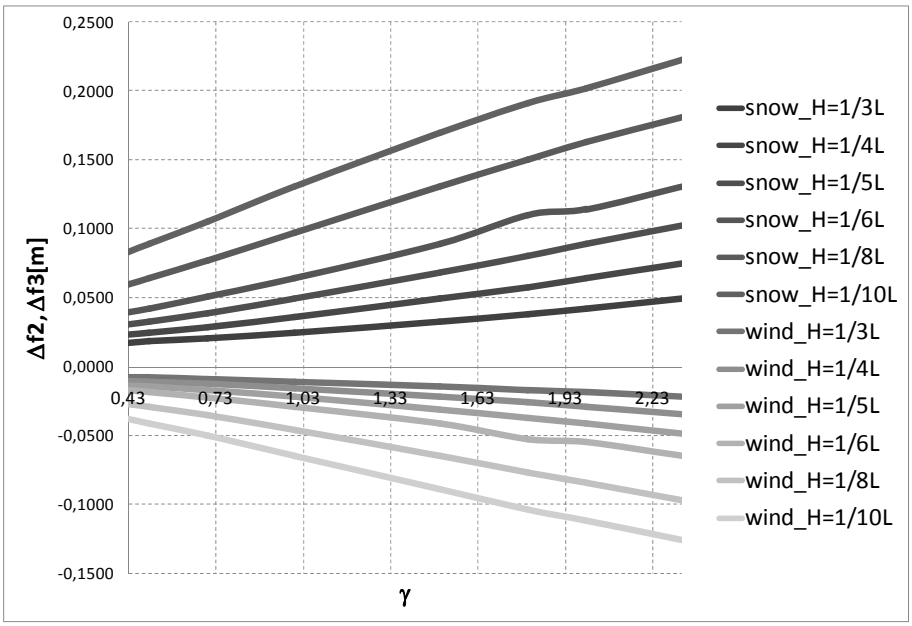


Figura 8: Andamento degli abbassamenti sotto neve al variare del rapporto f2/f1 e al variare di ρ(esempio L = 80 m)

Variando la geometria, pertanto, varia sensibilmente il comportamento strutturale della copertura; un ulteriore, importante, variazione si riscontra nel valore delle forze trasmesse all'appoggio, con le quali si dimensionerà, poi, la struttura di ancoraggio della rete. Da prime osservazioni si è appurato che la forza di tiro ha un andamento pressoché lineare al variare della luce massima, tuttavia assume valori molto diversi se le luci dei due cavi non sono uguali. A tal proposito(Fig. 9) quando la luce del cavo portante è inferiore a quella del cavo stabilizzante, le forze trasmesse sono le minime.

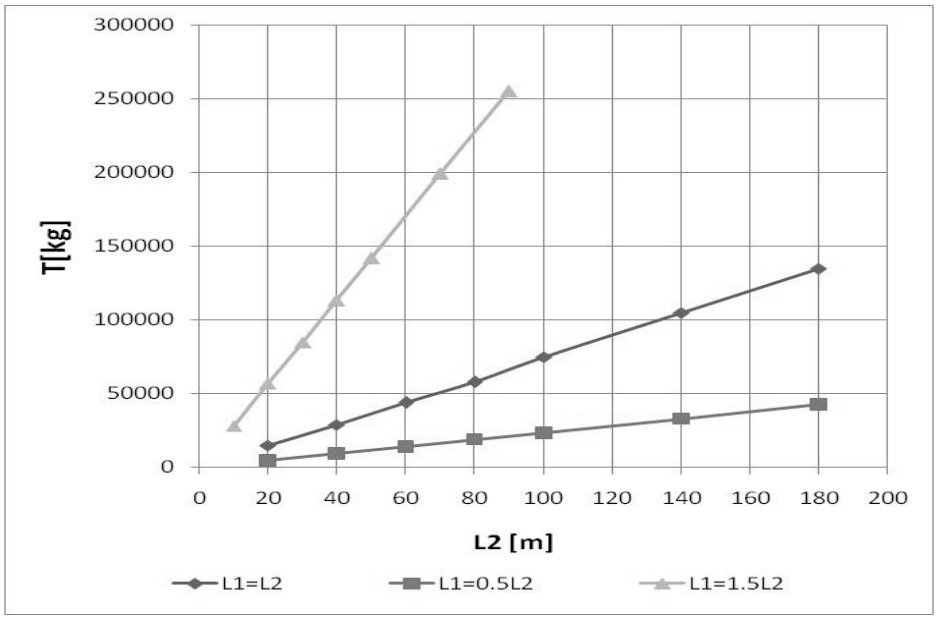


Figura 9: Variazione della forza di tiro al variare del rapporto L1/L2

5. ANALISI NON LINEARE

Per valutare la risposta strutturale delle reti di cavi e delle tensostrutture in generale, è indispensabile un programma di analisi non lineare che consenta una corretta modellazione degli elementi aventi non linearità geometrica come i cavi e i puntoni. Nella presente ricerca è stato utilizzato il software Tenso, un programma per l'analisi statica e dinamica con integrazione al passo di strutture tridimensionali non lineari composte da elementi cavo e trave, totalmente lagrangiano che consente tra l'altro lo studio dell'interazione vento-struttura attraverso la generazione di storie di vento o la simulazione di fenomeni aeroelastici come il flutter e il distacco dei vortici. Tra gli elementi finiti implementati nel programma, è presente l'elemento finito di cavo rettilineo, che prevede carichi di tipo nodali e viene usato, ad esempio, nel caso di ponti sospesi nei quali l'interasse dei pendini introduce una discretizzazione sufficientemente fitta del cavo principale tale da poter considerare i carichi come concentrati ai nodi. Con l'uso di questo elemento finito, la matrice di rigidezza globale viene aggiornata ad ogni passo di carico attraverso l'assemblaggio delle matrici di rigidezza degli elementi variate secondo le deformazioni trovate al passo precedente. Si tiene conto della non linearità geometrica della struttura. Strutture di cavi ad andamento parabolico possono essere modellate in diversi modi: discretizzando il cavo in un numero adeguato di elementi di cavi rettilinei è anche possibile una configurazione di catenaria elastica ed una configurazione parabolica. L'elemento finito di cavo parabolico, è utilizzato per calcolare strutture di cavi con carichi di tipo uniformemente distribuito. L'uso di questi metodi dipende dalla distribuzione del carico sul cavo, infatti se il carico è distribuito sulla corda, la fune assume una configurazione parabolica, se è ripartito sull'asse della fune essa assume una configurazione di catenaria elastica.

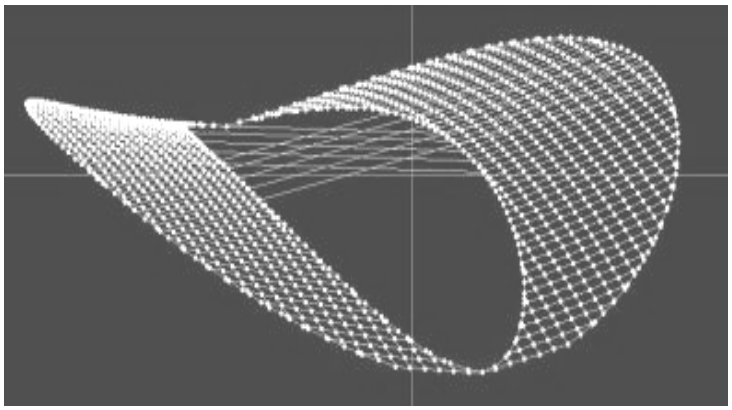


Figura 10: Un esempio di tensostruttura in reti di cavi calcolata con Tenso

Nelle analisi non lineari sia statiche che dinamiche eseguibili con il codice Tenso, infine, è possibile valutare i carichi da vento sia in base a relazioni analitiche che direttamente a partire dai dati di galleria. Particolari semplificazioni sono possibili per le analisi di ponti sospesi o strallati. Le forze di Drag, Lift e Coppia sull'impalcato possono essere calcolate a partire dalle polari statiche Eq.10,11 ottenute su modelli sezione in galleria del vento, come è stato fatto per lo studio dei fenomeni aerodinamici ed aeroelastici del Ponte di Messina. Sugli impalcati dei ponti sospesi o strallati, sui cavi, sui pendini o sugli stralli e sulle antenne, così come lungo tutte le strutture snelle come torri o ciminiere è poi possibile simulare l'effetto del distacco dei vortici. Nel codice Tenso è implementato un modello di tale carico da vento che è in grado di riprodurre

la particolare forma di interazione tra moto e forzante propria della sincronizzazione tra distacco dei vortici e oscillazione. Si basa principalmente su tre relazioni empiriche che fanno dipendere l'ampiezza dell'intervallo di sincronizzazione, il valore del coefficiente di lift e della fase moto-forzante, dall'ampiezza di oscillazione; in tal modo riproduce correttamente le caratteristiche isteriche del fenomeno.

$$\begin{cases} C_D(\theta_{att}) = C_{D0} + K_{D0}\cdot\theta_{att} \\ C_L(\theta_{att}) = C_{L0} + K_{L0}\cdot\theta_{att} \\ C_M(\theta_{att}) = C_{M0} + K_{M0}\cdot\theta_{att} \end{cases} \qquad \begin{cases} FORZA\ \ DI\ \ DRAG = m_x\ddot{x} + c_x\dot{x} + k_x x \\ FORZA\ \ DI\ \ LIFT = m_h\ddot{h} + c_h\dot{h} + k_h h \\ COPPIA = I_\alpha\ddot{\alpha} + c_\alpha\dot{\alpha} + k_\alpha\alpha \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} D_{se} \Rightarrow D_{se} = \frac{1}{2}\rho B C_D V^2 \\ L_{se} \Rightarrow L_{se} = \frac{1}{2}\rho B C_L V^2 \\ M_{se} \Rightarrow M_{se} = \frac{1}{2}\rho B^2 C_M V^2 \end{cases} \tag{10}$$

Coefficiente di Drag, di Lift e Coppia

$$C_L(Y/d,\varphi) = C_{L,0}\left[1 + k_C(\varphi)\frac{Y}{d}\right]; C_L \le C_{L,\max} \tag{11}$$

Variazione della fase moto-forzante φ in funzione dell'ampiezza di oscillazione Y e n_0 / n_{st}

Nell'ambito della presente ricerca, il software è stato ulteriormente ampliato, inserendo una subroutine che genera i modelli F.E.M. delle reti di cavi ed una subroutine che genera, importando i dati di galleria del vento, le mappe dei coefficienti di pressione (Cp). La prima subroutine consente, tra l'altro, di stabilire una forma in pianta della rete (dominio bidimensionale), generare la funzione in forma chiusa di tale forma scegliendo tra le possibilità in biblioteca ed infine proiettare su una superficie quadratica il dominio bidimensionale, generando una rete tridimensionale. Il modello prevede, già nella fase di generazione, la suddivisione in elementi finiti (nodi, cavi e travi) e consente di disporre del modello sia in formato dxf che in formato coordinate nodali in un file txt (Fig. 11).

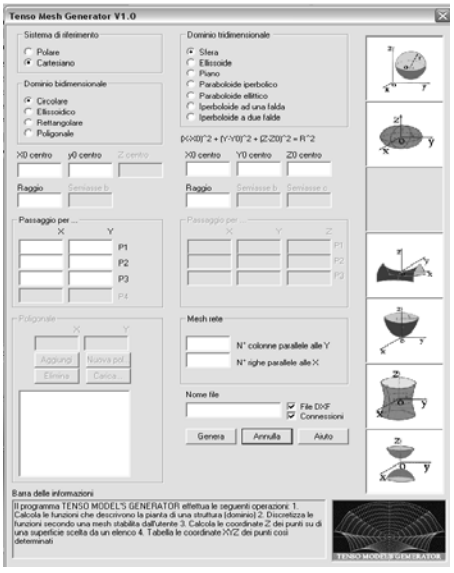


Figura 11: Schermata iniziale del programma

La seconda subroutine implementata e tuttora in fase di sviluppo, consente di svolgere una triplice funzione, la progettazione di un modello da sottoporre a prove aerodinamiche in galleria del vento, la visualizzazione dei dati sperimentali attraverso mappe dei coefficienti di pressione e la trasformazione delle pressioni in forze da applicare sui nodi della rete di cavi. La progettazione assistita dei modelli da testare in galleria del vento, consente di archiviare dati quali la posizione delle prese sul modello, la loro numerazione, la posizione della presa nei trasduttori, che altrimenti dovrebbero essere svolte in fasi separate, implicando spesso errori. La visualizzazione delle pressioni in mappe, consente una rapida osservazione dei risultai del test. Effettuando questa operazione al termine della prova è possibile ottimizzare i tempi e controllare eventuali errori in tempo reale. Infine, la trasformazione delle pressioni di galleria in forze statiche agenti sui nodi della rete, consente una prima analisi non lineare della struttura ed una prima valutazione del suo comportamento aerodinamico.

6. CONCLUSIONI

Concludendo si può affermare che la procedura di predimensionamento generata consente una rapida progettazione preliminare delle reti di cavi a paraboloide iperbolico e che grazie a tale procedura è stato possibile mettere al servizio dei progettisti un campione sufficientemente vasto di dati relativi alle prestazioni strutturali ma anche al dimensionamento delle strutture in funzione della geometria. In particolare risultano particolarmente ottimali le reti a parabolide iperbolico, in cui la freccia del cavo stabilizzante (f2) risulta in rapporto compreso tra 1.5 e 2.5 volte quella del cavo portante (f1); è emerso inoltre che il rapporto tra l'altezza della copertura (H = f1+f2) e la luce massima della rete, risulta particolarmente ottimale per valori compresi tra 1/6 ed 1/10 di L, ed infine, per le reti a forma rettangolare, si riscontra un comportamento strutturale particolarmente efficiente in termini di rapporto peso rete-stress cavi quando la luce del cavo portante (L1) è circa la metà di quella del cavo stabilizzante (L2) Tutto ciò, ovviamente, non può prescindere da specifiche analisi non lineari tridimensionali, al fine di valutare la risposta globale della struttura, soprattutto in seguito ad azioni ambientali non uniformi sulla sua superficie

7. BIBLIOGRAFIA

Lazzari, M., Majowieski M., Saetta A., Vitaliani, R., "F.E. ANALYSIS OF MONTREAL STADIUM ROOF UNDER VARIABLE LOADING CONDITIONS", *IABSE Symposium*, Melbourne, Australia, September 11-13, 2002

Vitaliani R., R. Matteazzi, Saetta A. "EFFETTI DEL VENTO SULLE TENSOSTRUTTURE", *4° Convegno Nazionale di Ingegneria del Vento, ANIV IN-VENTO-96*, Trieste, 22-28 Settembre 1996.

Lazzari, M., Majowieski M., Saetta A., Vitaliani, R., "EFFETTO DELLE VELOCITÀ RELATIVE SULL'ANALISI DINAMICA DI UNA TENSOSTRUTTURA SOGGETTA ALL'AZIONE DEL VENTO", *6° Convegno Nazionale di Ingegneria del Vento, ANIV IN-VENTO-2000*, Genova, 18-21 Giugno 2000.

Lazzari, M., Majowieski M., Saetta A., Vitaliani, R., "LE COPERTURE DI GRANDE LUCE E BASSO PESO STRUTTURALE: IL MONTREAL STADIUM E IL LA PLATA STADIUM", *Convegno CTA 2001, Venezia, 27 - 28 Settembre 2001.*

Studio aerodinamico ed analisi non lineare di tensostrutture in reti di cavi - PARTE II: prove in galleria del vento

Fabio Rizzo[a], Piero D'Asdia[a], Massimiliano Lazzari[c],Lorenzo Procino[d],Fabrizio Fattor[b]

[a]Università degli Studi "G. D'Annunzio", Chieti-Pescara
[b]Università degli Studi di Trieste
[c]Università degli Studi di Padova
[c]Università degli Studi di Firenze

SOMMARIO

La progettazione di tensostrutture prevede forme geometriche non convenzionali per le costruzioni civili. Le reti si sviluppano con superfici generalmente quadratiche o di ordine superiore e questo implica un comportamento aerodinamico imprevedibile. Pur non potendo prescindere da prove sperimentali di galleria del vento per la progettazione di specifici edifici, tuttavia è possibile, attraverso una campagna sperimentale vasta, parametrizzare il comportamento aerodinamico, in termini di coefficienti di pressione, in funzione di alcune dimensioni geometriche. In questa fase della ricerca, pertanto, si è svolta una campagna di prove sperimentali in galleria del vento, su provini a paraboloide iperbolico che differiscono nella forma dell'impianto, quadrato, circolare e rettangolare, nella dimensione delle frecce dei cavi e nell'altezza dal suolo. Tutto ciò allo scopo di analizzare la variazione del comportamento aerodinamico al variare della geometria. I risultati presentati dimostrano che il comportamento aerodinamico è particolarmente sensibili alle variazioni dei parametri individuati. Si illustrano alcuni dei risultati elaborati.

PAROLE CHIAVE: Aerodinamica, galleria del vento, paraboloide iperbolico

1. INTRODUZIONE

Le tensostrutture a membrana o a reti di cavi sono strutture costituite da elementi che devono essere tesi in qualunque configurazione di carico; necessitano, pertanto, di forme spaziali complesse, generalmente superfici a doppia curvatura la cui funzione appartiene alla famiglia delle quadratiche o a curve di ordine superiore.

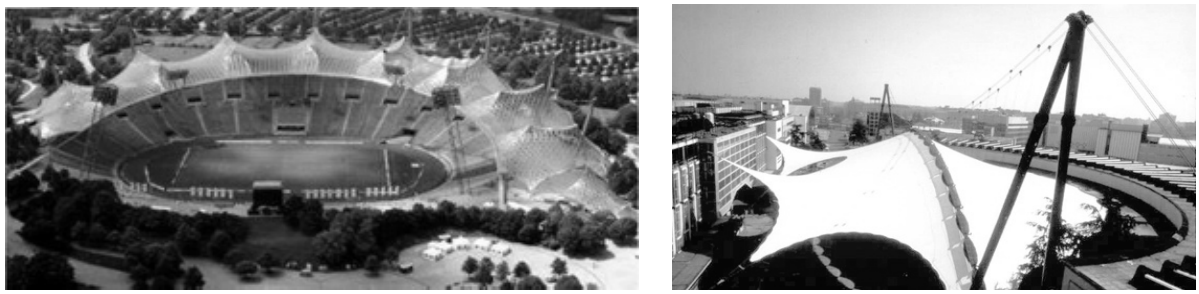


Figura 1. Da sinistra a destra, Olympiastadiium e Paul Brown stadium, esempi di forme complesse

Tali strutture, a causa dell'elevata leggerezza, sono particolarmente sensibili ai sovraccarichi accidentali come neve e vento a cui resistono proprio grazie alla particolare conformazione geometrica. Per quanto riguarda l'azione del vento, risulta difficile, se non impossibile, determinare i coefficienti di pressione (Cp) per forme non ordinarie senza ricorrere a specifiche prove in galleria del vento. Infatti, non sono presenti nel panorama normativo nazionale in vigore indicazioni utili a stimare tali coefficienti per forme non convenzionali quali cupole, falde, torri. Nonostante non si possa prescindere da specifiche prove sperimentali in galleria del vento per la progettazione di opere di questa complessità, appare utile individuare rapporti e dipendenze tra le geometrie e l'azione del vento sulle coperture. In questa ricerca si è analizzata la forma a paraboloide iperbolico sia perché molto utilizzata per coprire spazi di medie e grandi luci come palazzetti dello sport e pertanto sono presenti in letteratura dati con cui confrontare i risultati della ricerca e sia perché questa forma ben si adatta alla tecnologia delle tensostrutture con reti di cavi, consentendo, ad esempio, di realizzare nodi con spostamento relativo fra i due ordini di cavi, nullo.

2. PROGETTO DELLA CAMPAGNA DI PROVE IN GALLERIA DEL VENTO

Sulla base dei risultati ottenuti con la procedura di predimensionamento ottimizzato (*Studio aerodinamico ed analisi non lineare di tensostrutture in reti di cavi – parte I: aspetti progettuali*) in cui si è appurato che per determinate configurazioni geometriche le prestazioni strutturali risultano molto migliori che in altre configurazioni si è progettata una campagna di prove sperimentali con l'obiettivo di analizzare il comportamento aerodinamico al variare dei parametri sopra descritti.

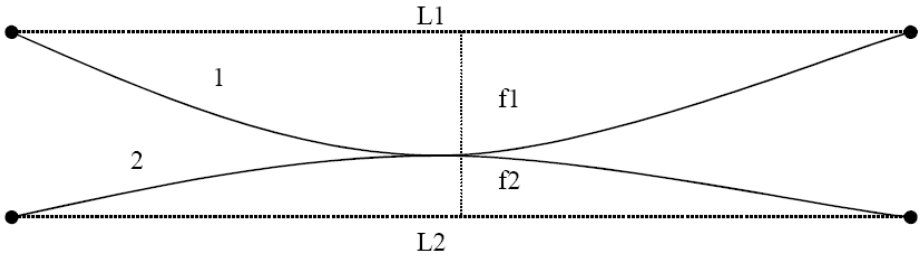


Figura 2. Parametri geometrici

Si è scelto di testare 3 forme di impianto, circolare, quadrato e rettangolare (Fig. 3), due differenti altezze della copertura (H = f1+f2) 1/6 e 1/10 di L, di mantenere costante il rapporto fra le frecce f2/f1 assunto pari a 2. Inoltre si è introdotto un ulteriore parametro geometrico, Hb, che rappresenta la distanza dell'imposta della copertura dal suolo. Tale parametro è stato assunto pari a 1/6 di L e 1/3 di L. Differenziare l'altezza dell'edificio risulta quanto mai opportuno in riferimento alla nuova concezione commerciale che spazi sportivi vanno assumendo. L'introduzione di spazi commerciali, di ristoro, museali in alcune circostanze, all'interno di palazzetti dello sport, rendono gli edifici più alti e tozzi invertendo i rapporti dimensionali fin'ora adottati.

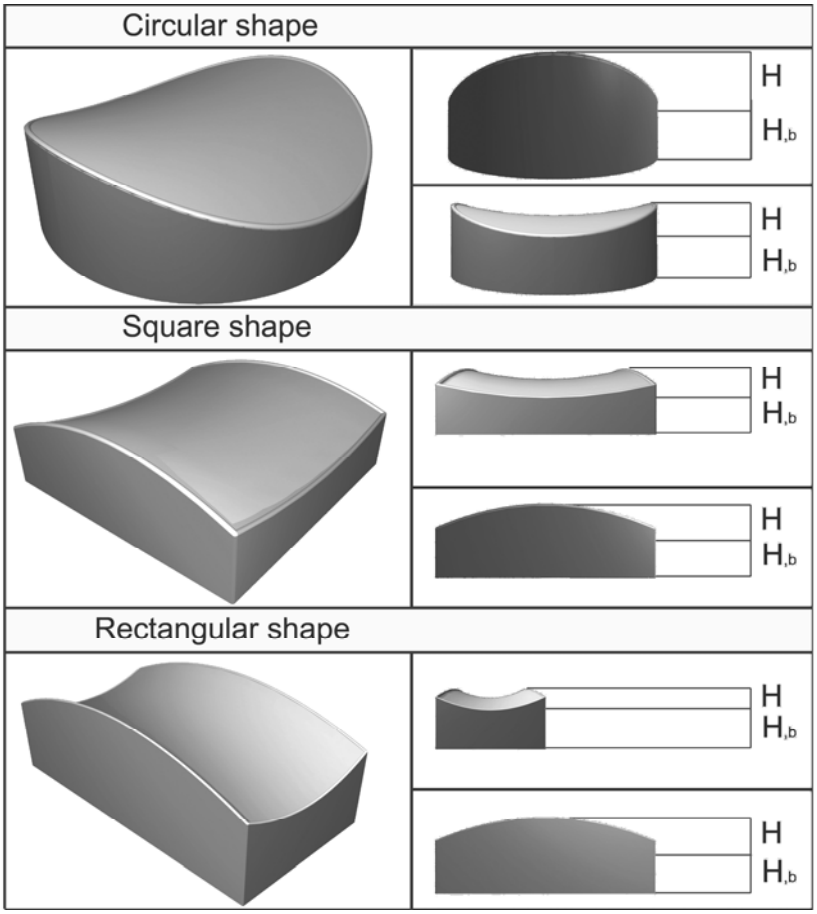


Figura 3. Le forme analizzate sperimentalmente

Le prove sperimentali si sono svolte nella galleria del vento del CRIACIV a Prato su modelli rigidi realizzati in legno e verniciati con vernice specifica per portare la rugosità delle superfici a valori ottimali. La dimensione massima, in pianta, dei modelli è pari a 80 cm, dimensione adatta ad evitare il fenomeno di bloccaggio del flusso in galleria ma sufficientemente grande per ridurre l'errore di simulazione al minimo. Si sono svolte 15 prove, due per forma di impianto più una su impianto rettangolare di dimensioni ridotte della metà e due per i modelli circolari con rugosità laterale variata. Questo è stato fatto per verificare la dipendenza del distacco dei vortici dalla scala del modello. Ogni modello, in base alla sua forma di impianto è stato strumentato con una differente distribuzione di prese di pressione. Il numero di prese varia da un minimo di 155 (su modello circolare a piccola curvatura) ad un massimo di 239 (su modello rettangolare a grande curvatura). Si riporta di seguito qualche immagine relativa alla distribuzione delle prese sui modelli (Fig. 4,5,6,7,8)

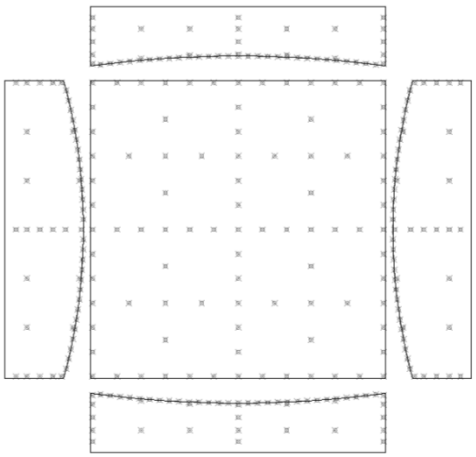


Fig. 4 Modello di forma quadrata piccola curvatura

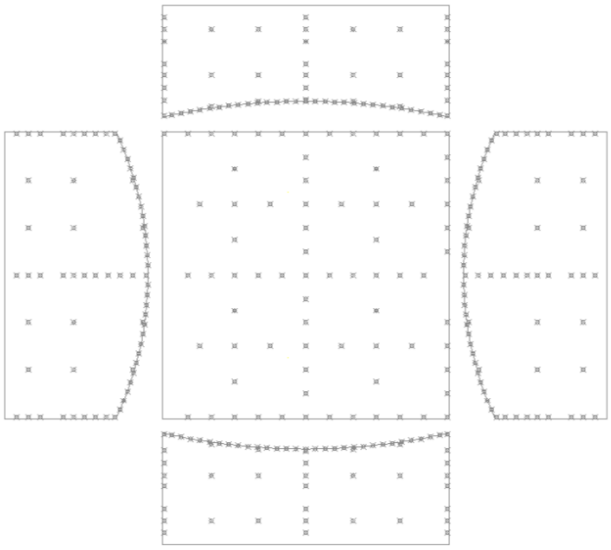


Fig. 5 Modello di forma quadrata grande curvatura

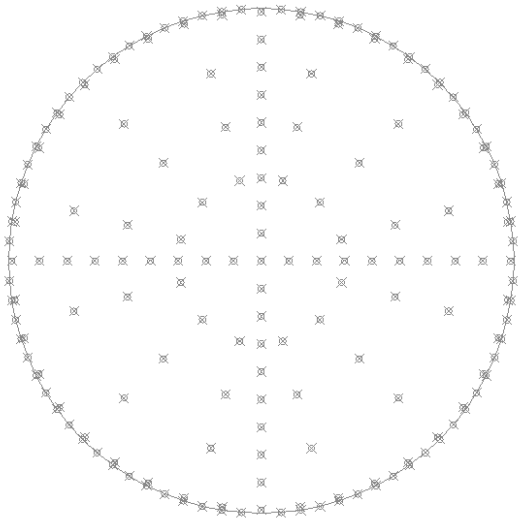


Fig. 6 Modello di forma circolare piccola curvatura

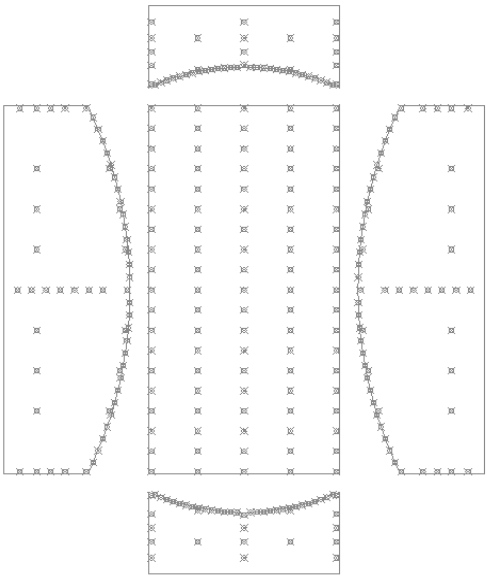


Fig. 7 Modello di forma quadrata piccola curvatura



Fig. 8 Modello di forma circolare piccola curvatura – superficie laterale

3. PROVE AERODINAMICHE IN GALLERIA DEL VENTO

Le prove sono state effettuate presso la galleria del vento a strato limite del CRIACIV a prato e lo strato limite è stato sviluppato con una rugosità di galleria che simula la condizione di area urbana. I modelli testati sono stati costruiti in legno ed hanno dimensioni in pianta variabile da un minimo di 40.00 cm ad un massimo di 80.00 cm, mentre in altezza hanno dimensioni variabili da un mimino di 18.00 cm circa ad un massimo di 40.00 cm circa. Sui modelli sono state distribuite prese di pressione aventi diametro esterno pari a 1.3 mm in numero variabile da un minimo di 155 ad un massimo di 233. La velocità media di galleria ha velocità alla quota di 80 cm pari a circa 16 m/s. La frequenza di campionamento è pari a 252 Hz per un tempo di acquisizione pari circa a 30 s. e sono state effettuate 4 differenti misure anemometriche a 4 differenti quote, rispettivamente 10 cm, 20 cm 30 cm e 40 cm; sono stati rilevati 16 angoli di flusso per ogni prova effettuata con 6 trasduttori rispettivamente 4 da 16 prese e 2 da 32 per un totale di 128 prese/acquisizioni. Pertanto ogni prova ha previsto due set di acquisizione perché tutti i modelli hanno un numero di prese maggiore di 128. Si riportano, di seguito, alcune elaborazioni dei dati di galleria effettuate. Si illustrano le mappe dei coefficienti di pressione (Cp) relative a tre differenti angolazioni del flusso, rispettivamente 0°, 90° e 45° di 8 delle 15 prove effettuate. I modelli di cui si riportano i risultati sono di forma quadrata e rettangolare, di due differenti altezze della copertura e di due differenti altezze globali e le mappe sono ottenute attraverso elaborazioni dei dati sperimentali.

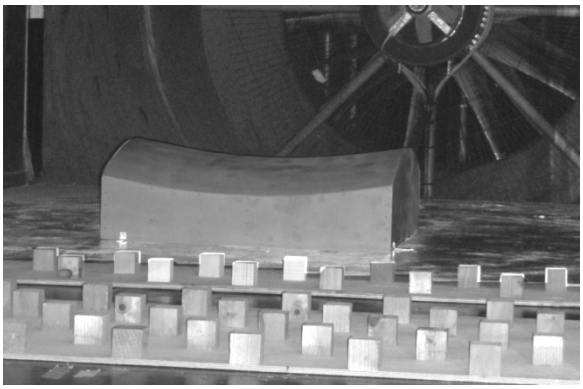


Fig. 10 Modello forma quadrata H = 1/6 L, Hb = 1/6 L

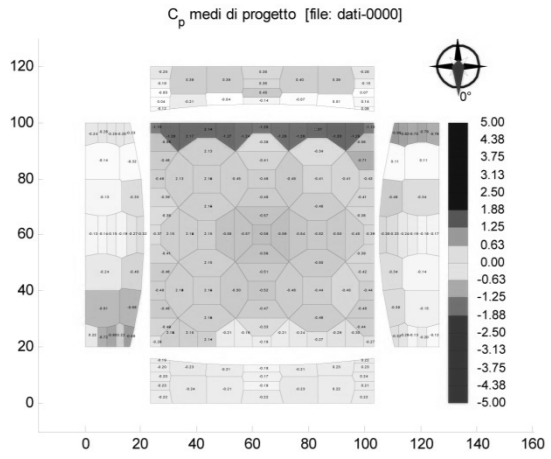


Fig. 11 Cp medi 0°

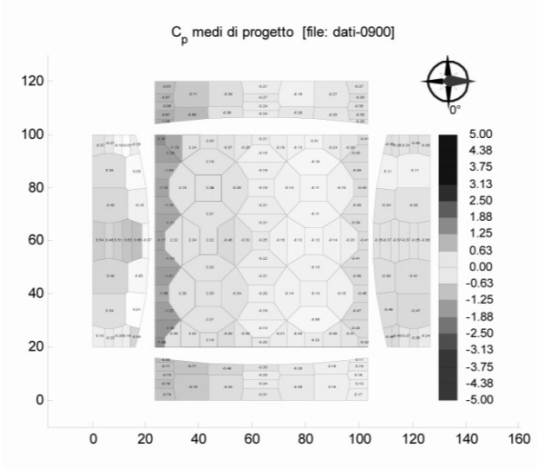


Fig. 12 Cp medi 90°

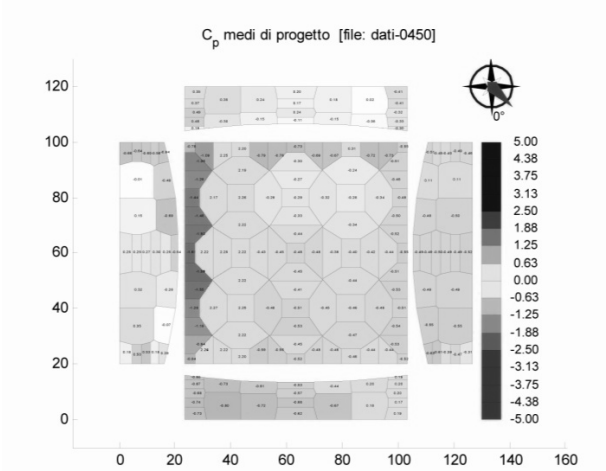


Fig. 13 Cp medi 45°

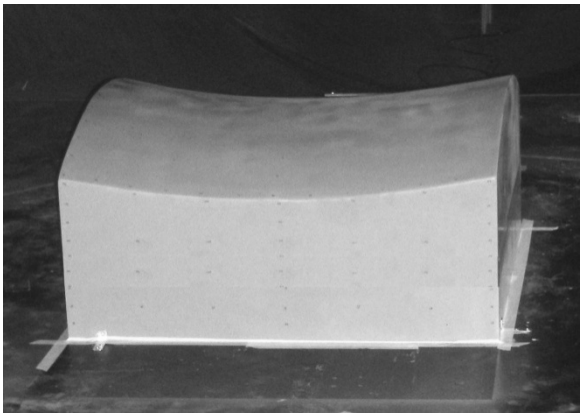


Fig. 14 Modello forma quadrata H = 1/6 L, Hb = 1/3 L

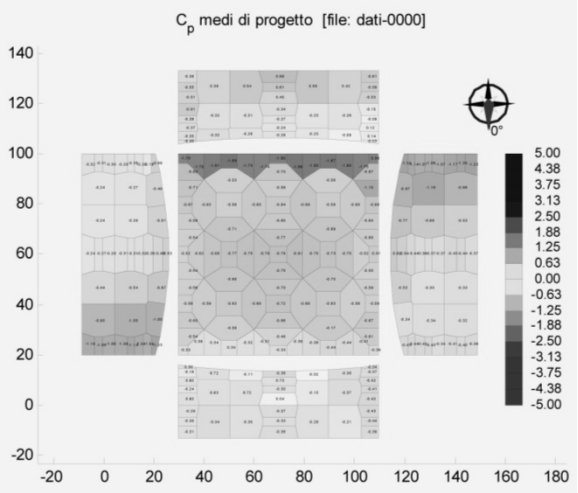


Fig. 15 Cp medi 0°

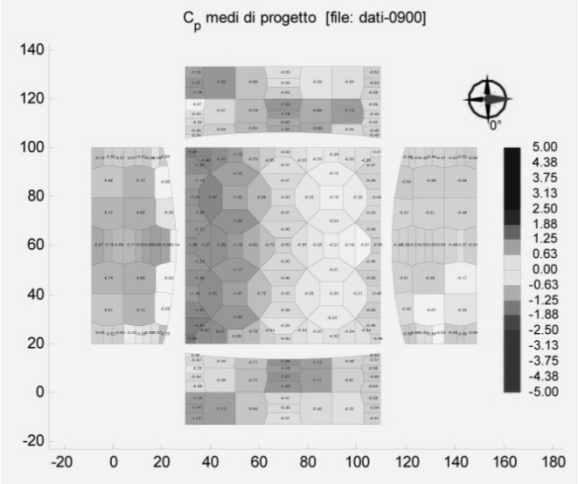


Fig. 16 Cp medi 90°

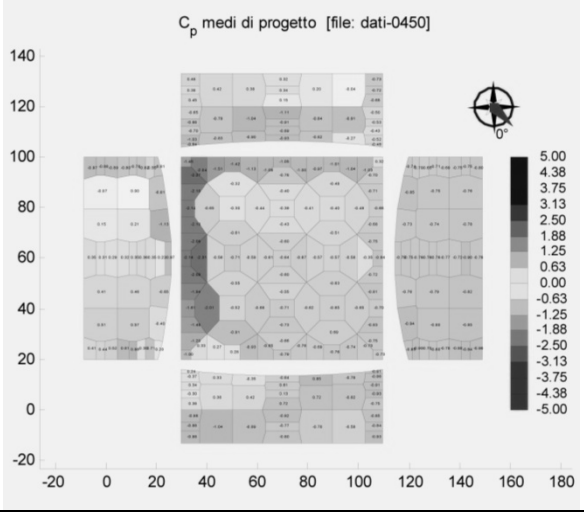


Fig. 17 Cp medi 45°

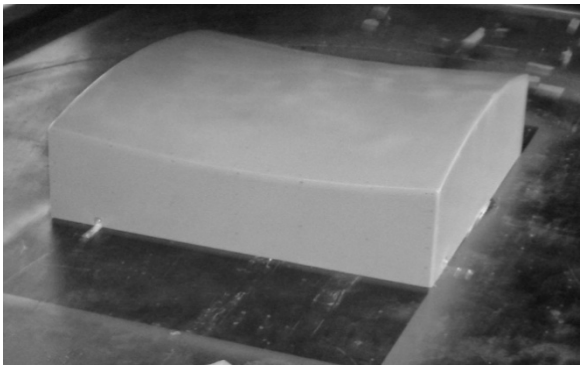


Fig. 18 Modello forma quadrata H = 1/10 L, Hb = 1/6 L

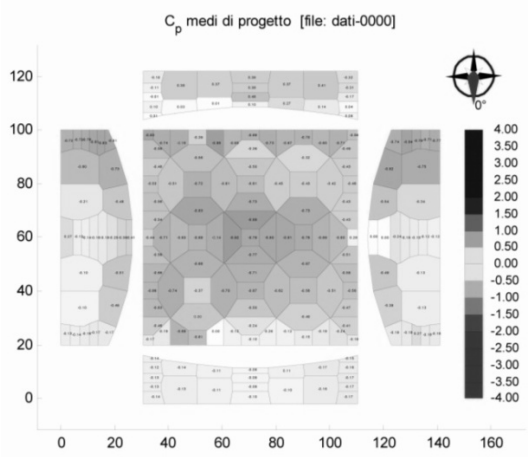


Fig. 19 Cp medi 0°

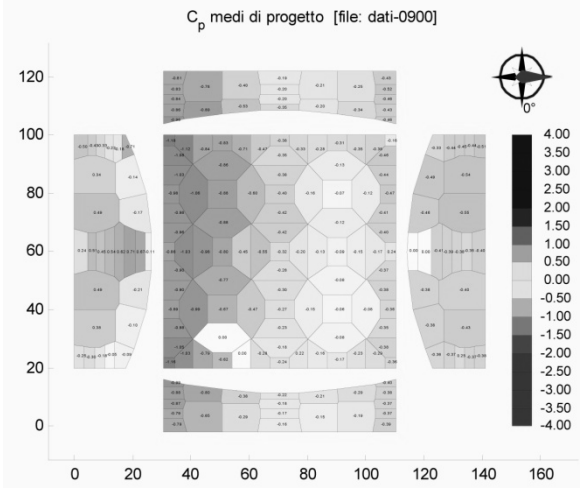


Fig. 20 Cp medi 90°

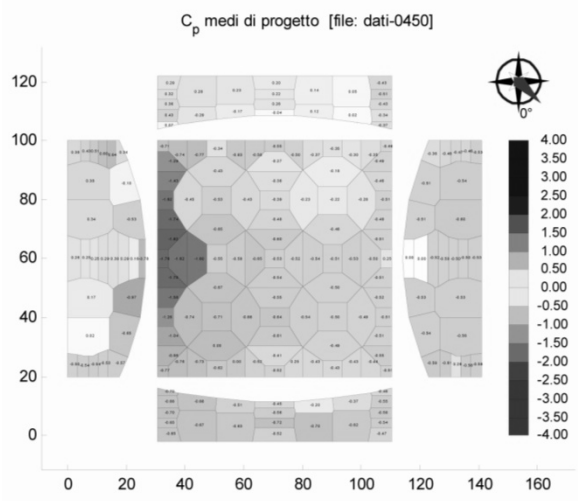


Fig. 21 Cp medi 45°

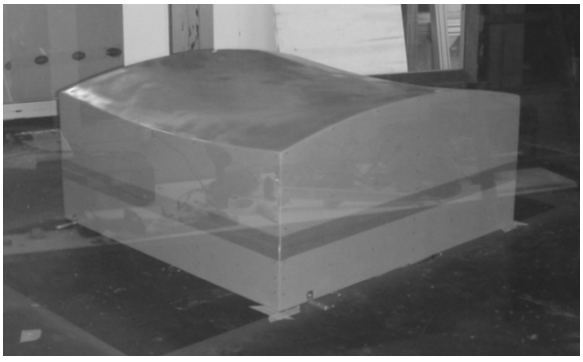


Fig. 22 Modello forma quadrata H = 1/10 L, Hb = 1/3 L

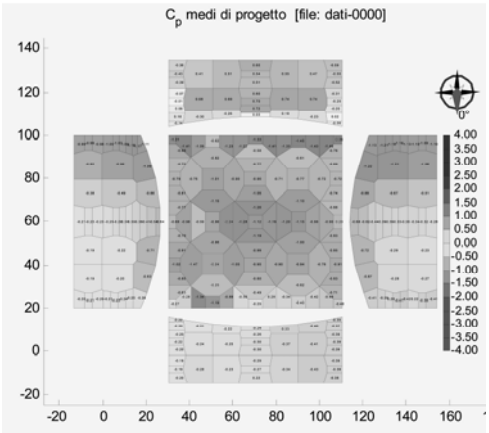


Fig. 23 Cp medi 0°

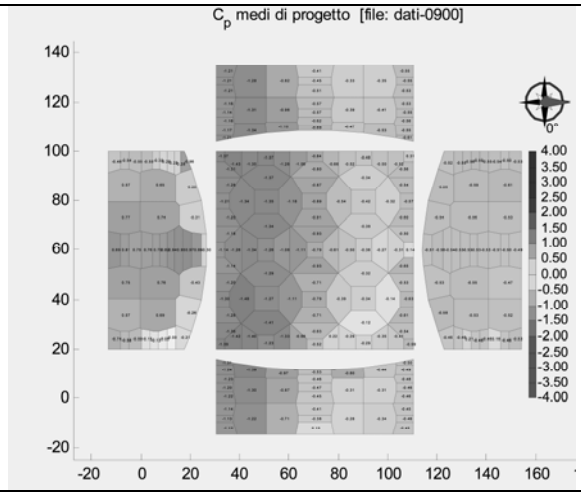


Fig. 24 Cp medi 90°

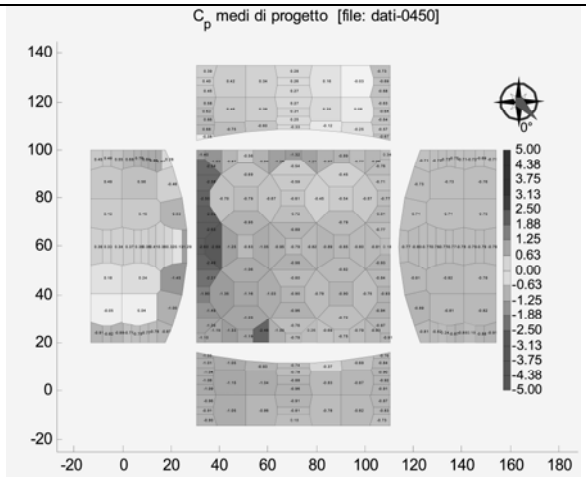


Fig. 25 Cp medi 45°

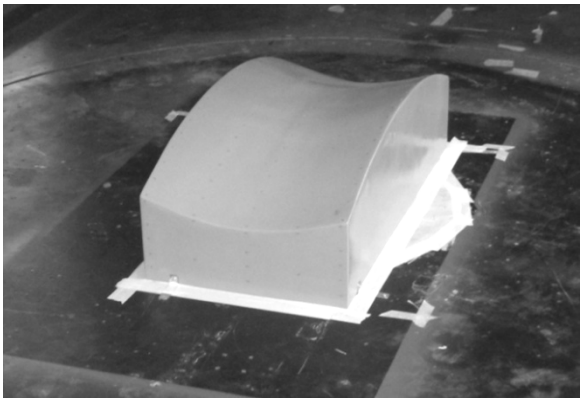


Fig. 26 Modello forma rettang. H = 1/6 L, Hb = 1/6 L

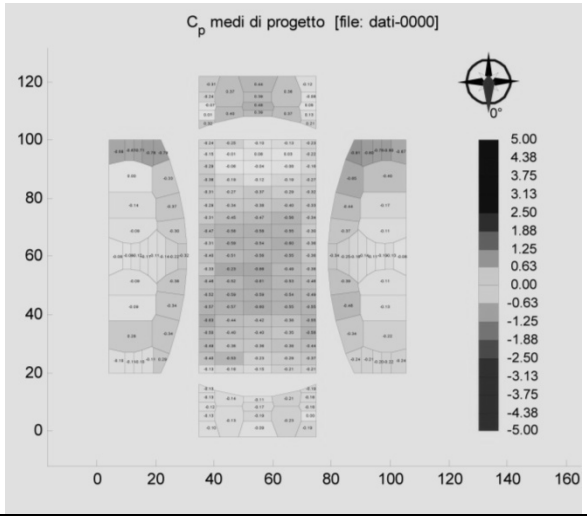


Fig. 27 Cp medi 0°

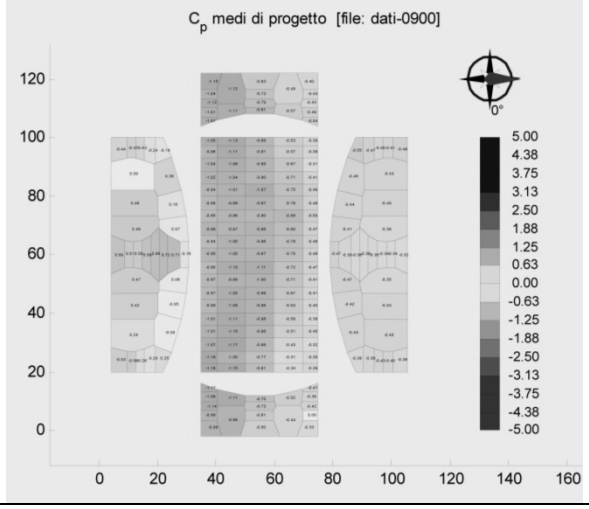


Fig. 28 Cp medi 90°

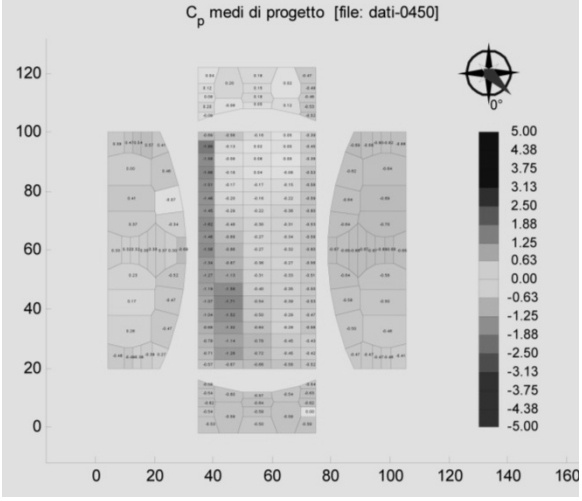


Fig. 29 Cp medi 45°

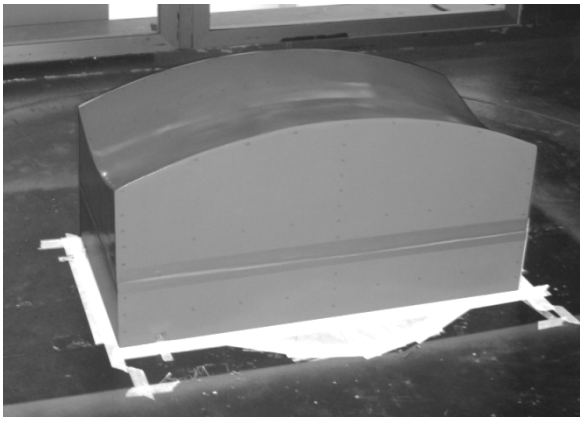


Fig. 30 Modello forma rettang. H = 1/6 L, Hb = 1/3 L

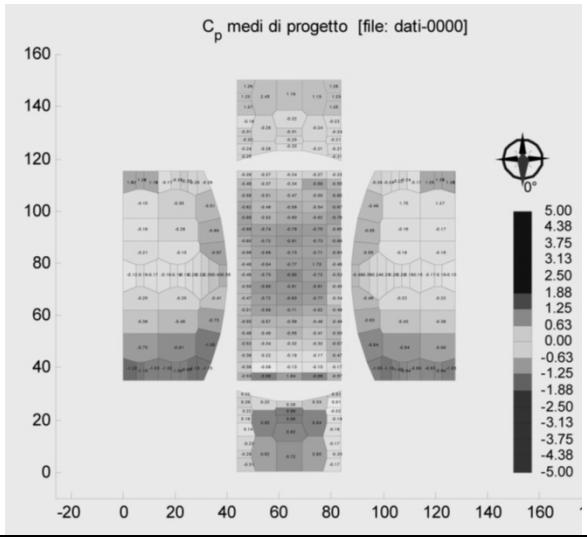


Fig. 31 Cp medi 0°

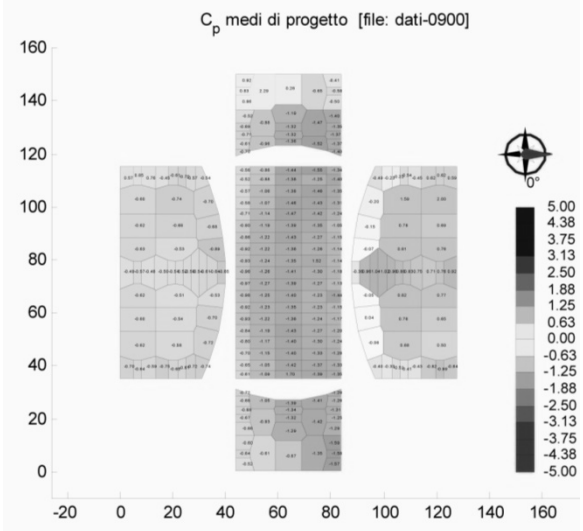


Fig. 32 Cp medi 90°

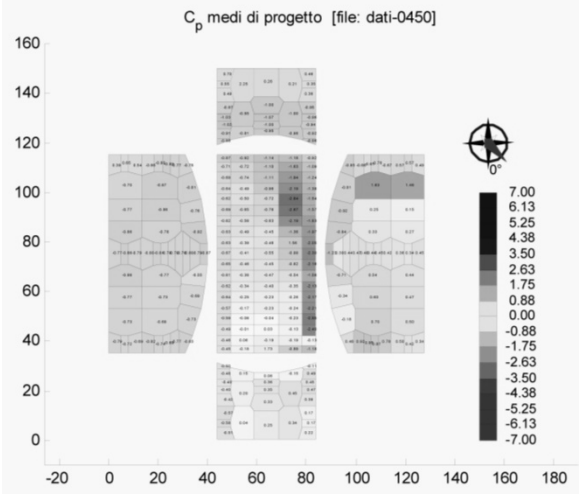


Fig. 33 Cp medi 45°

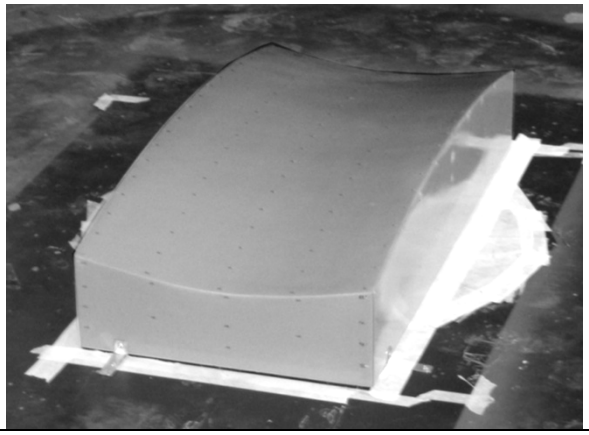


Fig. 34 Modello forma rettang. H = 1/10 L, Hb = 1/6 L

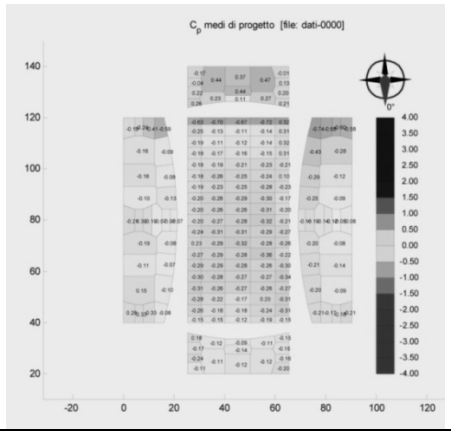


Fig. 35 Cp medi 0°

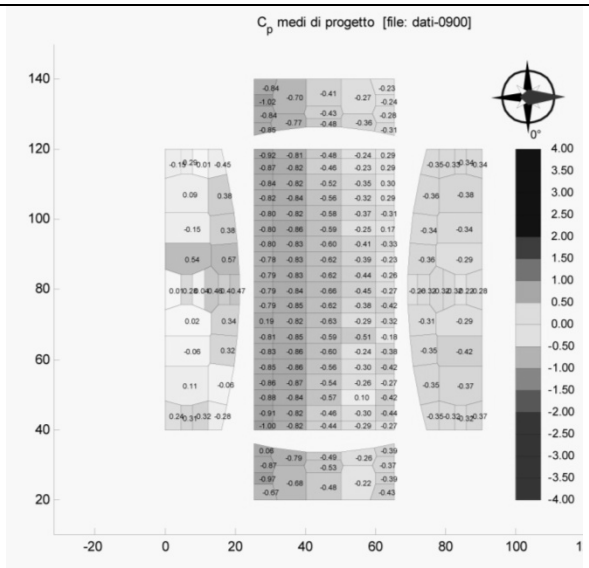


Fig. 36 Cp medi 90°

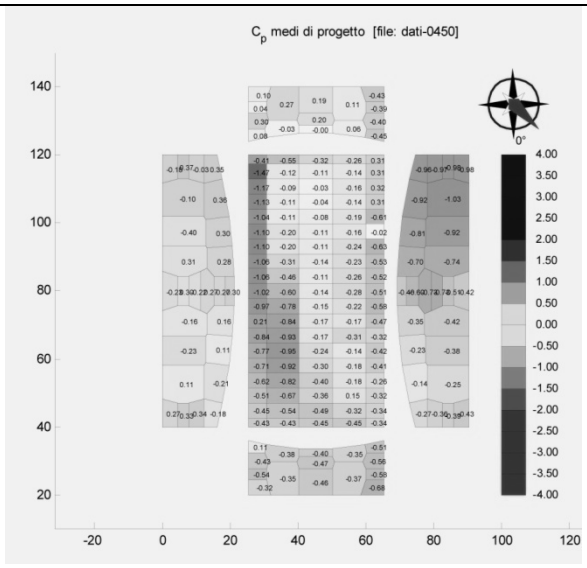


Fig. 37 Cp medi 45°

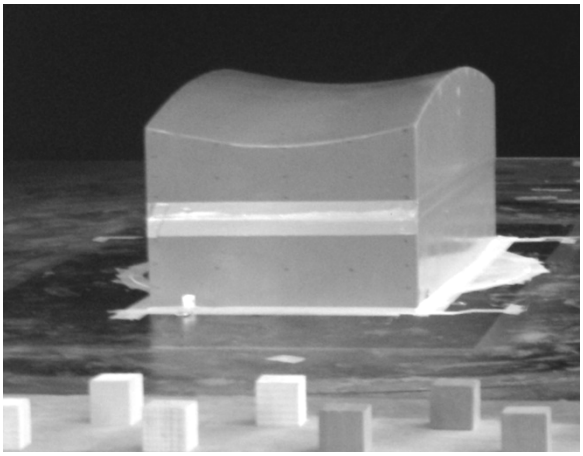


Fig. 38 Modello forma rettang. H = 1/10 L, Hb = 1/3L

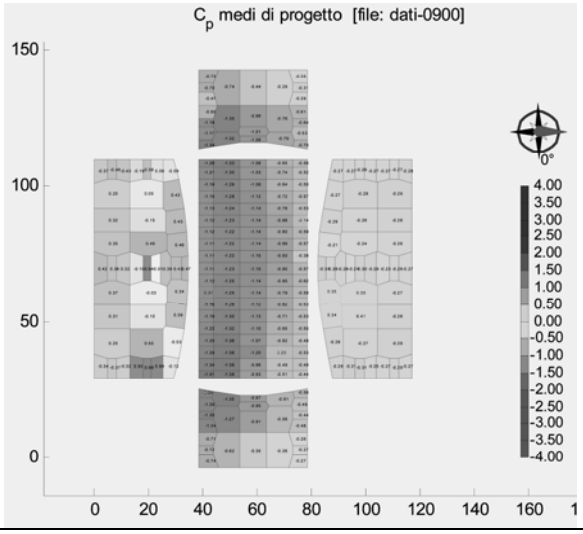


Fig. 39 Cp medi 0°

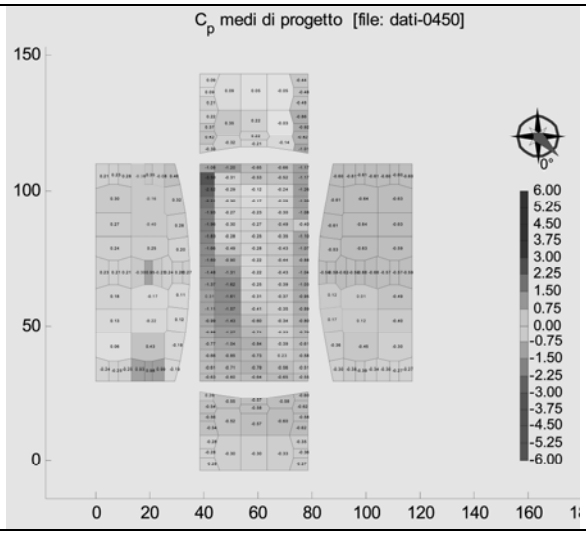


Fig. 40 Cp medi 90°

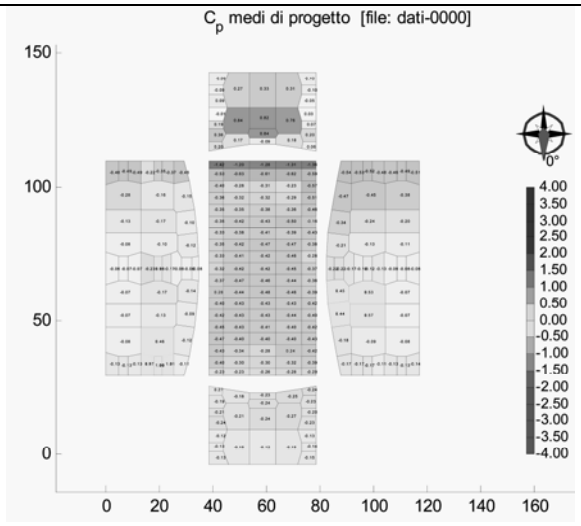


Fig. 40 Cp medi 45°

Altri modelli testati sono illustrati nelle figure successive.

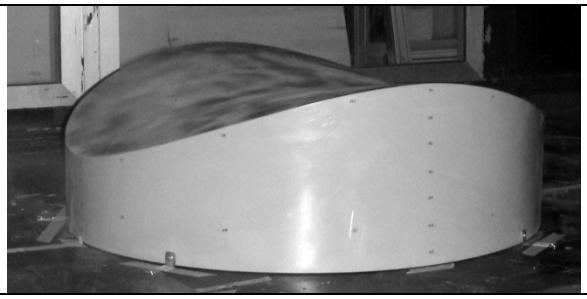


Fig. 41 Modello circolare H=1/6, Hb=1/6

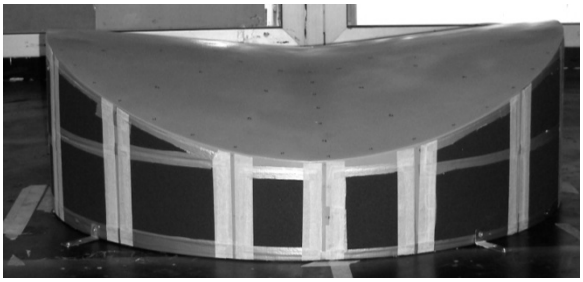


Fig. 42 Mod. circ. H=1/6, Hb=1/6. – rugosità maggiore

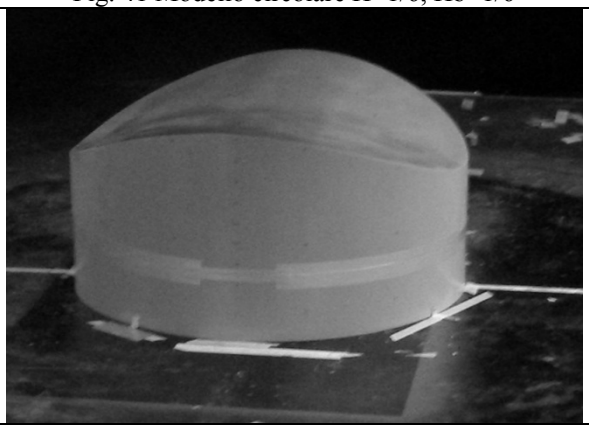


Fig. 43 Modello circolare H=1/6, Hb=1/3

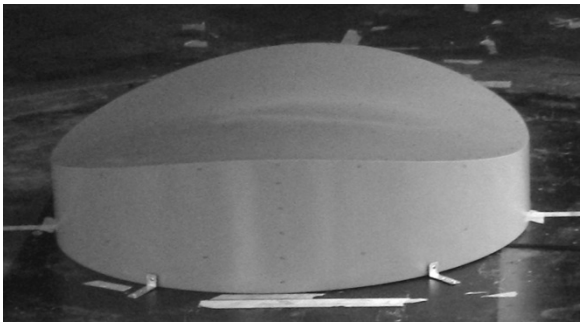


Fig. 44 Modello circolare H=1/10, Hb=1/6

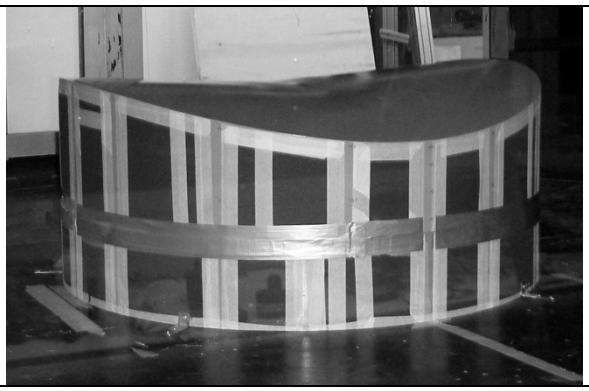


Fig. 45 Modello circolare H=1/10, Hb=1/3

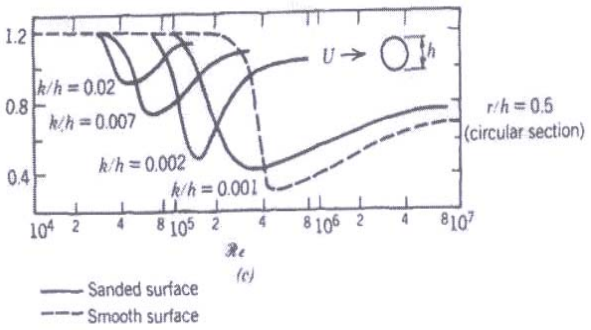


Fig. 46 Andamento del numero di Reynolds

4. CONCLUSIONI

I risultati riportati, seppur parziali, dimostrano sensibili variazioni dei valori dei coefficienti di pressione al variare dei parametri individuati, Ribadendo da un lato l'importanza di una ricerca approfondita sul comportamento aerodinamico di tali superfici e dall'altro la concreta possibilità di sfruttare una parametrizzazione dell'azione del vento sulla copertura, in fase di predimensionamento delle reti.

ringraziamenti

Si ringrazia per l'esecuzione delle prove in galleria del vento il laureando Tommaso Massai dell' Università degli studi di Firenze per la preziosa collaborazione.

5. BIBLIOGRAFIA

G. Bartoli, C. Costanzo, F. Ricciardelli (2006). CARATTERIZZAZIONE DELLE PRESSIONI SULLE SUPERFICI DI EDIFICI ESPOSTE A FLUSSO SEPARATO. Atti convegno INVENTO di Pescara.

C. Borri, G. Bartoli, P. Biagini, L. Facchini, M. Majowiecki, L. Procino (2006). AZIONE DEL VENTO ED EFFETTI DI INTERFERENZA SU GRANDI COPERTURE DI GRANDE LUCE: ALCUNE RECENTI INDAGINI. Atti convegno INVENTO di Pescara.

C. Borri, G. Bartoli, A. Borsani, M. Majowiecki, S. Pastò, L. Procino P. Spinelli (2006). INDAGINI SPERIMENTALI IN GALLERIA DEL VENTO SU EDIFICI A TORRE.

C. Borri, S. Pastò (2006). LEZIONI DI INGEGNERIA DEL VENTO, Firenze university Press.

W. D. Pilkey. MECHANICS OF STRUCTURES VARIATIONAL AND COMPUTAZIONAL METHODS, W. Wunderlich, CRC Press

P. Biagini, C. Borri, M. Majowiecki, M. Orlando, L. Procino (2006). BLWT TESTS AND DESIGN LOADS ON THE ROOF OF THE NEW OLYMPIC STADIUM IN PIRAEUS da Journal of Wind Engineering and Industrial Aerodynamics – 94 293-307

Studio del comportamento di un aerogeneratore su supporto galleggiante

Gabriele Botta [a], Ettore Lembo [a], Laura Serri [a], Silvano Viani [a]

[a] Cesi Ricerca S.p.A., Milano

ABSTRACT

Nell'articolo viene considerato un aerogeneratore di grande taglia installato su un lungo supporto galleggiante - dotato di una pesante zavorra e vincolato sul fondo del mare tramite tre linee di ormeggio - sottoposto alle azioni del vento e del moto ondoso.
In una prima fase, applicando specifici programmi di calcolo commerciali, viene valutato il comportamento del supporto galleggiante, determinato calcolando dapprima gli spostamenti e le rotazioni del supporto generati dalla spinta del vento - considerata di tipo statico - e successivamente applicando sul supporto "spostato e ruotato" le azioni delle onde.
In una seconda fase, mediante un codice di simulazione appositamente sviluppato, viene invece valutato il comportamento dell'intero sistema "aerogeneratore - supporto galleggiante", schematizzato con 8 gradi di libertà (3 spostamenti e 3 rotazioni del supporto galleggiante, 1 rotazione delle pale, 1 rotazione della navicella), sotto le azioni del vento e del moto ondoso. In questo caso il sistema viene rappresentato in modo più articolato e complesso considerando anche gli effetti prodotti dal generatore elettrico, dalla variazione del passo delle pale, dalle caratteristiche del sistema di controllo dell'aerogeneratore.

This paper deals with a large-sized wind turbine mounted on the top of an elongated floating platform (spar buoy) - heavily ballasted and linked to the sea bottom by three mooring lines – and subject to the action of wind and waves.
In the first phase, suitable commercially-available computation codes were run to evaluate the behaviour of the floating platform, which was defined at first by calculating the displacements and rotations of the platform due to the wind thrust, assumed as a static one, and then by applying the action of waves to the so "shifted and rotated" platform. In the subsequent phase, a purposely-developed simulation code was used to assess the behaviour of the whole "wind turbine – floating platform" system, which was represented by a scheme featuring 8 degrees of freedom (3 displacements and 3 rotation angles of the floating platform, 1 rotation angle of the blades around the rotor axis, 1 yawing angle of the wind turbine nacelle), still under the action of wind and waves. In the latter case, the system was represented in a more detailed and complex way, taking into account the effects caused by the electrical generator, as well as the variations of the blade pitch and the characteristics of the wind turbine control system.

PAROLE CHIAVE: energia, vento, aerogeneratore, galleggiante, *offshore*.

1. POTENZIALITÀ EOLICHE IN AMBIENTE OFFSHORE

Come rappresentato nella figura 1 (rif. [1]), negli ultimi anni nell'Unione Europea si è verificato un notevole aumento della potenza eolica installata, ed una crescita ancora più consistente è prevista per il futuro, con incrementi annui fino a 20 GW, buona parte dei quali da realizzare in ambiente offshore.

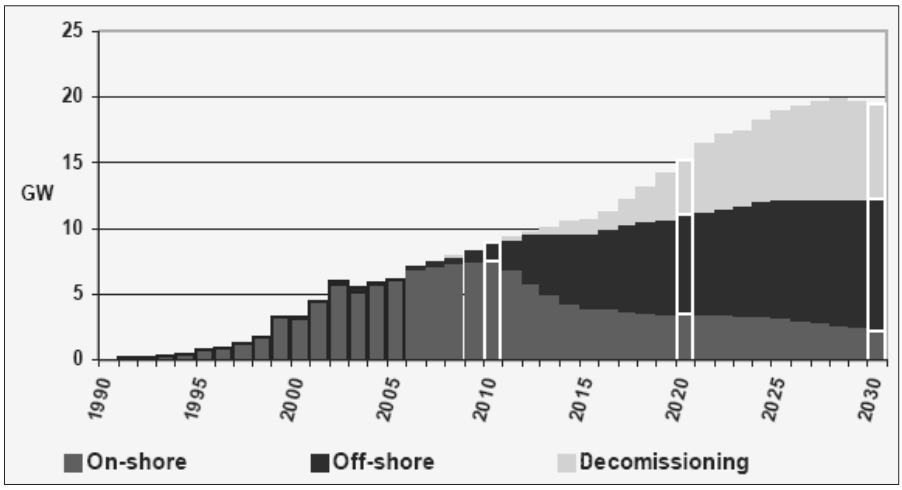


Figura 1. Proiezione EWEA (Associazione Europea per l'Energia Eolica) della potenza eolica installata annualmente nell'Unione Europea fino al 2030.

Nella figura 2 (rif. [2]) sono rappresentate tipiche strutture di supporto degli aerogeneratori in funzione della profondità del mare.
In particolare in acque basse, fino a 30 metri circa, sono già in esercizio numerose centrali eoliche nel Nord Europa (1088 MW a fine 2007) ed ulteriori centrali sono in fase di costruzione o di avanzato sviluppo progettuale, pure nel Nord Europa.
In acque intermedie, tra 30 metri e 60 metri circa, è presente solamente un'installazione eolica dimostrativa, denominata "Beatrice", costituita da due aerogeneratori da 5 MW e disposta al largo delle coste nord orientali della Scozia, vicino all'omonimo campo petrolifero.
In acque profonde, tra 60 e 900 metri, non sono ancora realizzate centrali eoliche, ma sono in corso studi di massima per valutarne la fattibilità.

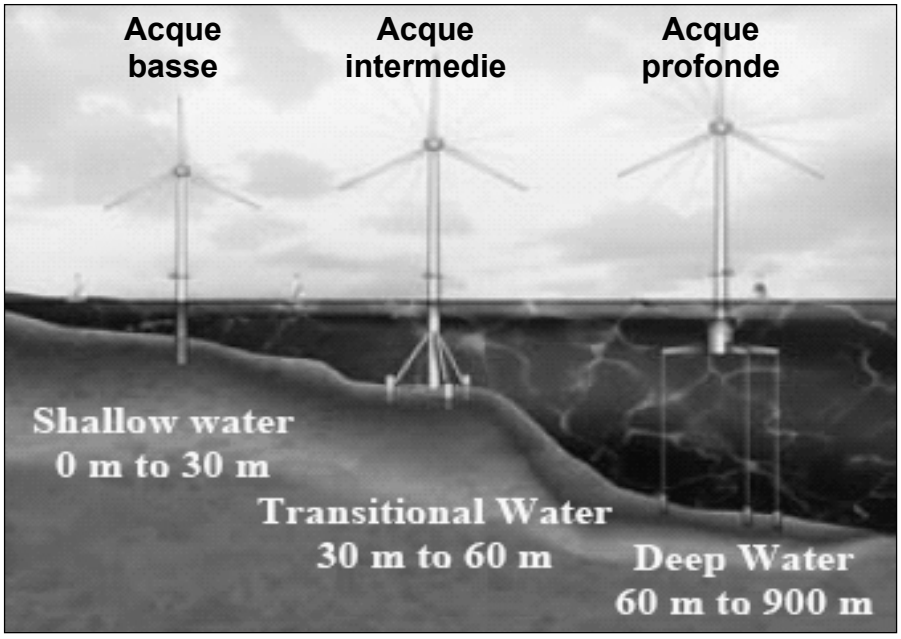


Figura 2. Tipologie delle strutture di sostegno degli aerogeneratori offshore in funzione della profondità del mare.

Quest'ultima tipologia di centrali eoliche potrebbe essere di particolare interesse per la situazione italiana, in quanto, come risulta dai dati riportati nella tabella 1 (rif. [3]), al largo della Sardegna, della Sicilia e della Puglia sono stimate abbondanti risorse eoloenergetiche in acque profonde.

Tabella 1. Potenziale eolico offshore stimato in Italia.

Regione	**Potenziale eolico stimato in acque basse (< 30 m)**		**Potenziale eolico stimato in acque intermedie (30÷60m)**		**Potenziale eolico stimato in acque profonde (>60 m)**	
	Potenza stimata (MW)	Energia elettrica stimata (GWh/anno)	Potenza stimata (MW)	Energia elettrica stimata (GWh/anno)	Potenza stimata (MW)	Energia elettrica stimata (GWh/anno)
Molise	0÷50	0÷100	-	-	-	-
Puglia	500÷1000	1400÷2800	-	-	500÷1000	1600÷3300
Sicilia	200÷400	600÷1200	0÷250	0÷800	500÷1000	1600÷3300
Sardegna	200÷450	700÷1500	250÷500	800÷1700	1000÷2000	3500÷7000
Totale	**900÷1900**	**2700÷5600**	**250÷750**	**800÷2500**	**2000÷4000**	**6700÷13600**

2. PRINCIPALI STRUTTURE GALLEGGIANTI PER AEROGENERATORI

Nella figura 3 (rif. [4]) sono riportati gli schemi delle principali tipologie di sostegno per aerogeneratori in acque profonde proposte nella letteratura tecnica, che fondamentalmente differiscono per il loro tipo di stabilizzazione: con peso, con tiranti, con forma.

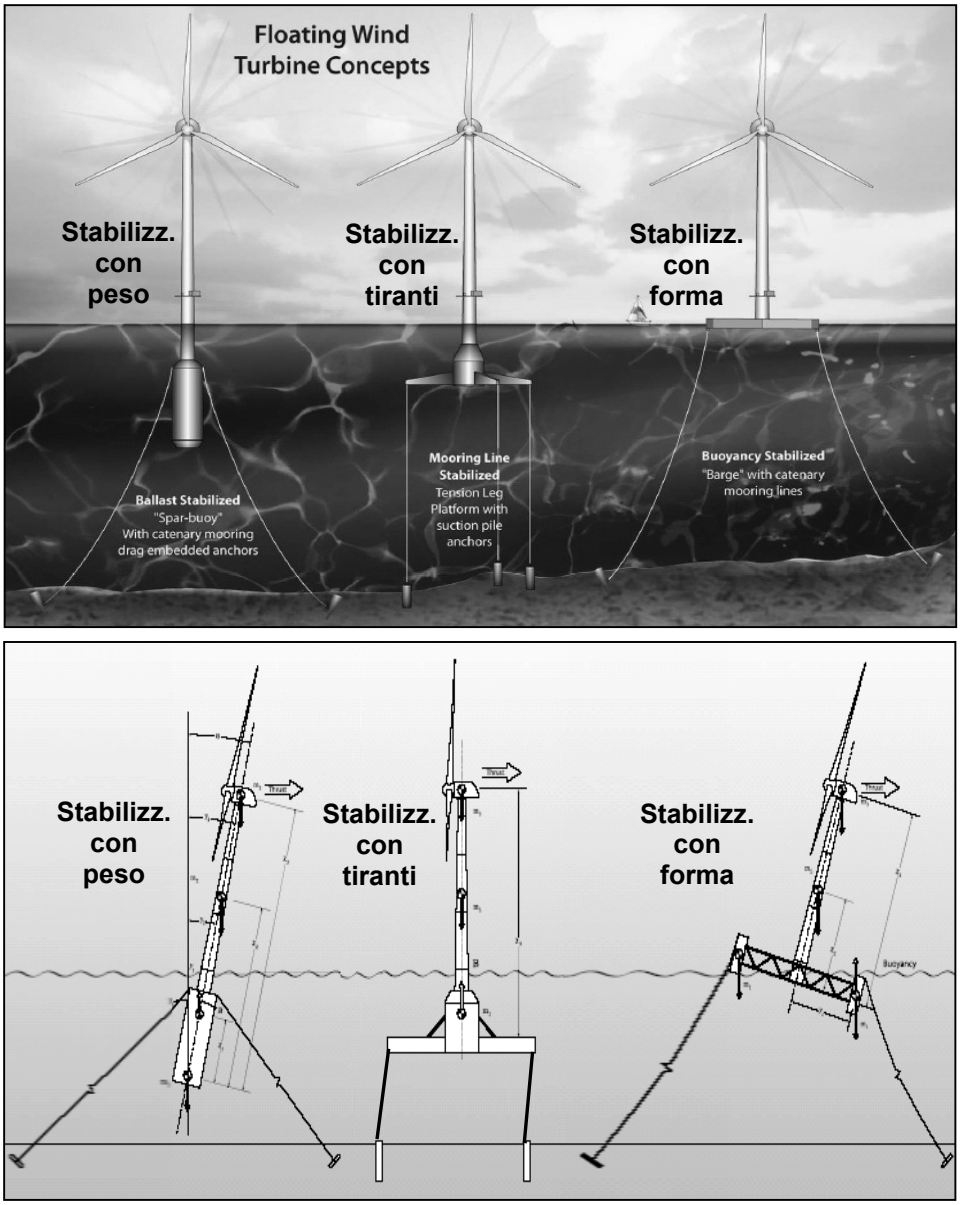


Figura 3. Strutture di sostegno galleggianti proposte per gli aerogeneratori in acque profonde (> 60 m circa).

Come rappresentato schematicamente nella stessa figura 3, le strutture stabilizzate con peso e con forma prevalentemente traslano e si inclinano, mentre le strutture stabilizzate con tiranti fondamentalmente traslano. In linea di massima quest'ultimo tipo di struttura galleggiante, generando ridotte inclinazioni del rotore dell'aerogeneratore, potrebbe essere più facilmente compatibile con gli usuali aerogeneratori con torri di sostegno "fisse".

3. SISTEMA "AEROGENERATORE - GALLEGGIANTE": CASO ESAMINATO

Nel disegno di sinistra della figura 4 è rappresentato schematicamente uno dei sistemi "aerogeneratore - galleggiante" esaminati dal CESI RICERCA, ed il cui comportamento sotto le azioni del vento e del moto ondoso è descritto di seguito. In particolare vengono fornite informazioni su questo sistema in quanto, presentando importanti traslazioni e rotazioni, permette di evidenziare eventuali significative variazioni di comportamento rispetto a quelle degli aerogeneratori con torri di sostegno "fisse".

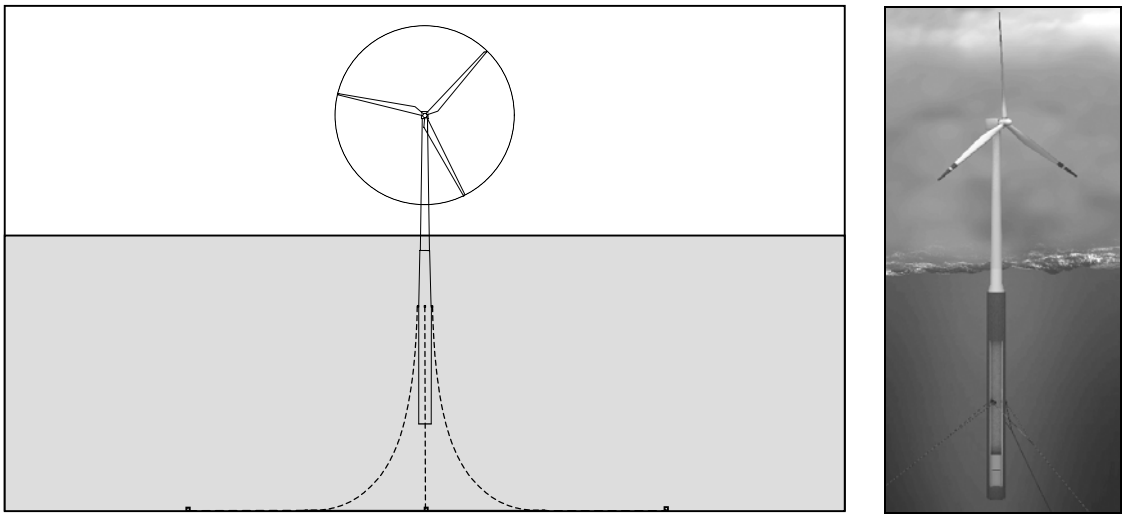


Figura 4. Sistema "aerogeneratore - supporto galleggiante" esaminato (a sinistra) e proposta norvegese "Hydro's Floating Windmill (a destra).

Questo sistema è stato definito utilizzando dati rilevati in letteratura, soprattutto per quanto riguarda le dimensioni e le caratteristiche dell'aerogeneratore (rif. [5]) e della struttura galleggiante, quest'ultima simile alla proposta "Hydro's Floating Windmill" (rif. [6]), rappresentata nel disegno di destra della già citata figura 4. In particolare quest'ultima proposta è in fase di sviluppo presso la società Hydro (2º produttore di petrolio norvegese), è prevista per sostenere aerogeneratori galleggianti in zone di mare profonde tra 200 e 700 m, ed un suo modello in scala è già stato esaminato con risultati promettenti presso il laboratorio Marintek's Ocean Basin a Trondheim, Norvegia (rif. [7]).
Nella tabella 2 sono riportate le principali caratteristiche del sistema esaminato, che in particolare è formato da un aerogeneratore da 6 MW, da una torre metallica di sostegno dello stesso, da un lungo tubo galleggiante in cemento armato riempito nella sua parte inferiore da una zavorra in calcestruzzo e da 3 linee di ormeggio a catenaria.

Tabella 2. Principali caratteristiche del sistema "aerogeneratore - supporto galleggiante" esaminato

• Potenza aerogeneratore:	6 MW	• Massa 1 pala:	17,7 t
• Numero pale:	3	• Massa rotore:	83 t
• Diametro rotore :	129 m	• Massa navicella (senza rotore):	192 t
• Quota mozzo s.l.m.m:	99,4 m	• Massa torre:	313 t
• Diametro esterno torre:	3,9 ÷ 6,4 m	• Massa tubo cls:	3487 t
• Diametro esterno tubo cls:	6,8 ÷ 9,0 m	• Massa zavorra:	3594 t
• Quote estreme torre s.l.m.	-12 ÷ +95 m	• Massa totale galleggiante:	7669 t
• Quote estreme tubo cls s.l.m.	-12 ÷ -132 m	• Massa catene:	255 kg/m
• Profondità mare	200 m	• Lunghezza catene:	3 * 450 m

4. VALUTAZIONE DEL COMPORTAMENTO DI MASSIMA DEL SUPPORTO GALLEGGIANTE

In una prima fase, descritta nel presente paragrafo, utilizzando il programma di calcolo Moses della Ultramarine (rif. [8]) è stato valutato il comportamento di massima del supporto galleggiante, schematizzato come nella figura 5. A tale proposito è stato determinato innanzitutto il comportamento del supporto generato dalla spinta del vento alla velocità di funzionamento nominale dell'aerogeneratore - pari a 12 m/s e che produce la maggiore spinta globale del vento - sulla torre di sostegno e sul rotore, quest'ultima (prevalente) valutata con la seguente relazione:

$$Sv_r = 0.5 * \gamma_a * v_v^2 * \Omega * C_T = 795\ kN \qquad (1)$$

dove:
γ_a = 1,225 kg/m^3 densità dell'aria al livello del mare.
v_v = 12 m/s velocità nominale del vento.
Ω = 13070 m^2 area spazzata dal rotore dell'aerogeneratore.
C_T = 0,69 coefficiente di spinta dell'aerogeneratore.

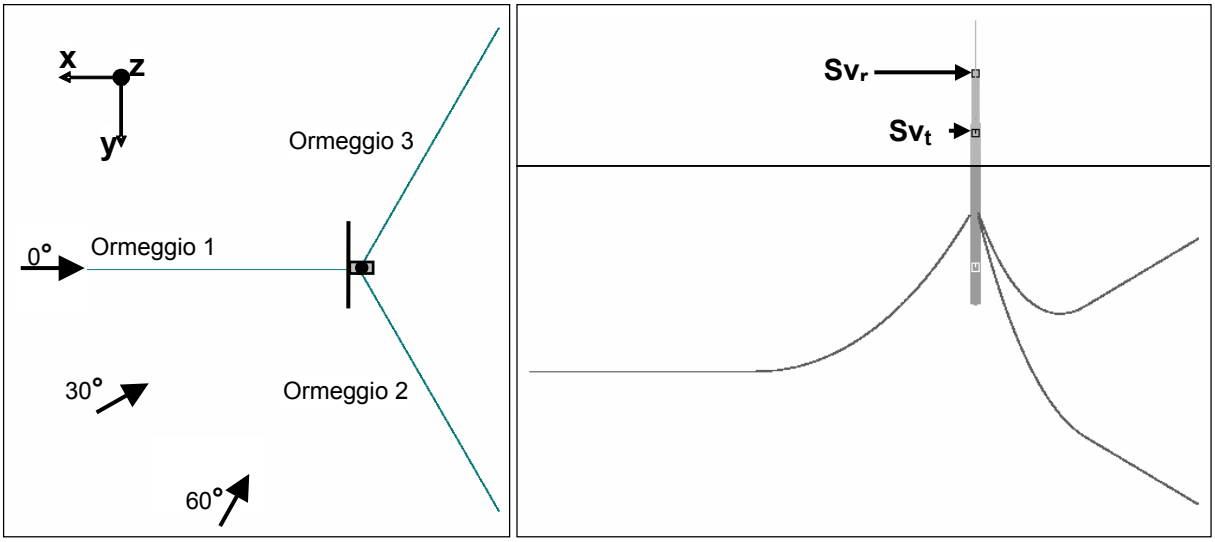


Figura 5. Rappresentazione schematica della struttura esaminata (Sv_r = spinta su rotore, Sv_t = spinta su torre).

Nella figura 6 sono riportati, in funzione della direzione di provenienza del vento ogni 30º a partire da 0º, i valori degli spostamenti orizzontali X e Y e delle rotazioni RX (attorno a x), RY (attorno a y) e RT (totale nel piano contenente la spinta del vento).

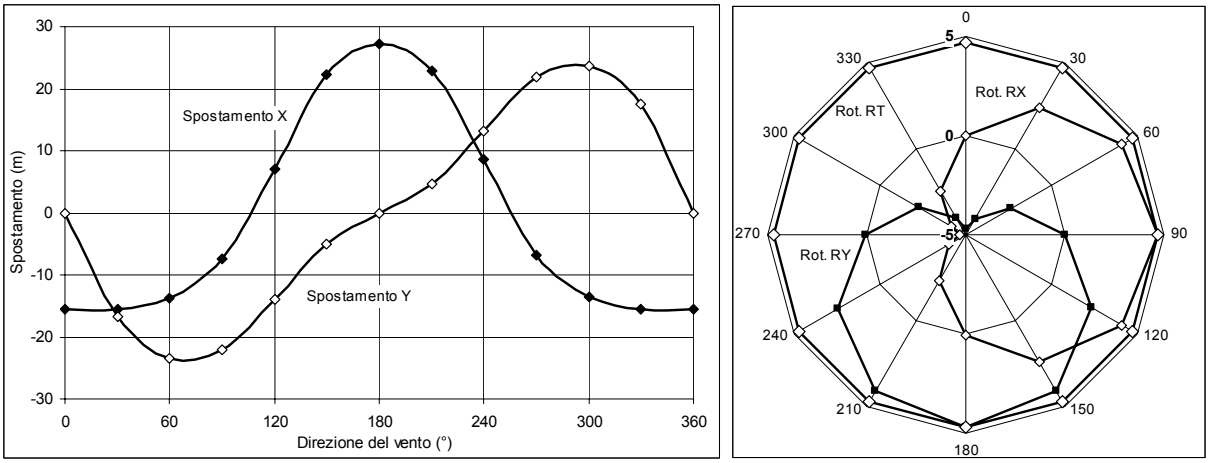


Figura 6. Principali spostamenti e rotazioni prodotti nella struttura in esame dalla spinta del vento.

In sintesi le principali risposte generate dalla spinta del vento sono risultate:

- massimo spostamento orizzontale del mozzo dell'aerogeneratore: 27,3 m
- massima inclinazione della struttura: 4,7º
- massimo tiro su una linea di ormeggio: 1370 kN

Sulla struttura spostata ed inclinata dalla spinta del vento sono state successivamente applicate le azioni prodotte dalle onde, in modo da determinare i massimi valori dei suoi movimenti, delle sue rotazioni e dei carichi sulle linee di ormeggio.

A tale proposito sono stati innanzitutto valutati gli operatori di risposta - che rappresentano la risposta dinamica del sistema in corrispondenza dei suoi vari gradi di libertà ad un'onda di altezza unitaria proveniente da una prefissata direzione - considerando tre diverse condizioni di equilibrio statico del supporto galleggiante, rispettivamente con vento proveniente da 0°, 30° e 60°, e per ognuna di tali condizioni 9 direzioni di arrivo delle onde: 0º, 30º, 45º, 60º, 90º, 120º, 135º, 150º, 180º.

Tali spettri sono stati quindi combinati utilizzando uno spettro delle onde tipo Jonswap con onda significativa con altezza di 5,4 m.

I massimi movimenti generati dalle azioni delle onde sono risultati:

- massimo spostamento orizzontale del mozzo dell'aerogeneratore: 5,9 m
- massimo spostamento verticale del mozzo dell'aerogeneratore: 0,6 m
- massimo rollio della struttura: 0,02°
- massimo beccheggio della struttura: 1,48°

Sommando le risposte generate dalla spinta del vento e dalle azioni delle onde si è infine ottenuto che sulla struttura in esame si raggiungono i seguenti valori:

- massimo spostamento orizzontale del mozzo dell'aerogeneratore: 33,2 m
- massima inclinazione della struttura: 6,2°
- massimo tiro su una linea di ormeggio: 1480 KN

In particolare l'inclinazione massima della struttura, che si ritiene possa rappresentare un fattore maggiormente "critico" per un efficiente funzionamento dell'aerogeneratore, è risultata significativamente inferiore al valore limite ammissibile di 10° indicato nella proposta olandese "Dutch Tri-floater" per sostegni galleggianti di aerogeneratori da 5 MW (rif. [9]).

E da notare che il vento produce sulle linee di ormeggio tiri decisamente prevalenti, essendo:

- massimo tiro su una linea di ormeggio con vento: 1370 kN
- massimo tiro su una linea di ormeggio con vento ed onde: 1480 kN
- massimo tiro su una linea di ormeggio in assenza di vento ed onde: 780 kN

5. VALUTAZIONE DEL COMPORTAMENTO DELL'INTERO SISTEMA "AEROGENERATORE - SUPPORTO GALLEGGIANTE"

In una seconda fase, descritta nel seguente paragrafo, mediante un codice di simulazione appositamente sviluppato presso il CESI RICERCA, è stato valutato il comportamento dell'intero sistema "aerogeneratore - supporto galleggiante", schematizzato come rappresentato nella figura 7, sotto le azioni del vento e del moto ondoso.

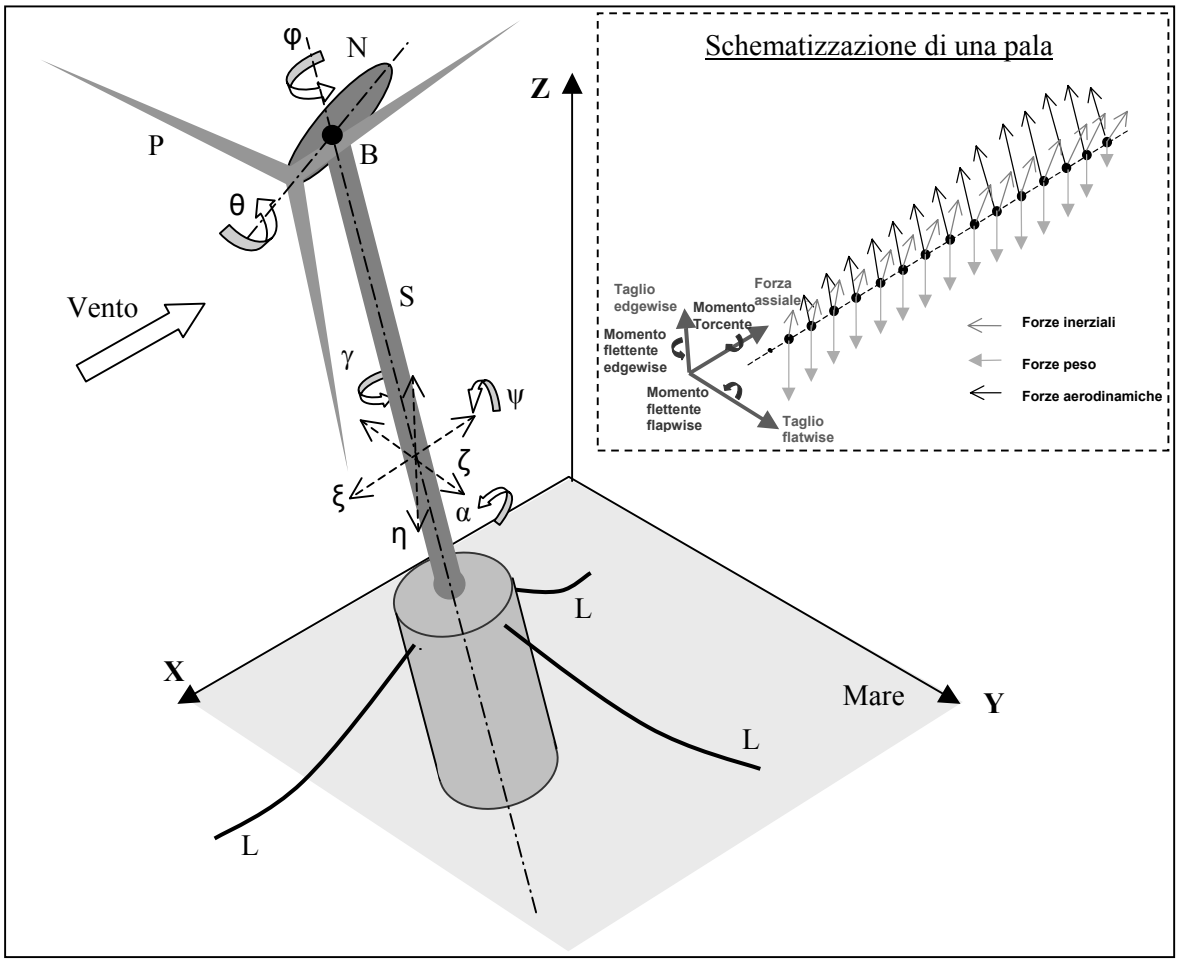


Figura 7. Rappresentazione schematica del sistema esaminato.

In questo caso l'aerogeneratore viene rappresentato in modo più articolato e complesso rispetto al caso precedente, considerando anche gli effetti prodotti dal generatore elettrico, dalla variazione del passo delle pale, dalle caratteristiche del sistema di controllo dell'aerogeneratore; per contro è più schematica la rappresentazione del moto del galleggiante.
In particolare vengono considerati i seguenti tre componenti rigidi:

- supporto S comprendente il galleggiante e la torre di sostegno dell'aerogeneratore;
- navicella N e parti fisse al suo interno;
- pale P e parti rotanti ad esse collegate.

Il supporto S è rappresentato come un corpo rigido a sei gradi di libertà (le tre coordinate del baricentro e i tre angoli di Eulero) che consentono di rappresentarne qualsiasi posizione e qualsiasi inclinazione nello spazio. La navicella N ha un grado di libertà supplementare, l'angolo di imbardata attorno all'asse del sostegno. Le pale P a loro volta hanno un ulteriore grado di libertà rappresentato dall'angolo di rotazione attorno all'asse rotore. In totale il sistema ha quindi otto gradi di libertà.
Il movimento di due altri corpi meccanici minori - il rotore del generatore ed il rotore dei motori di imbardata - è legato rispettivamente a quello delle pale e a quello della navicella. E' possibile quindi tenere conto di questi corpi minori accorpandoli a quelli a cui sono legati, attraverso opportune quantità equivalenti, senza aggiungere ulteriori gradi di libertà.

L'ipotesi di rigidezza dei singoli componenti elencati è per alcuni aspetti uno dei limiti del modello, che in particolare non risente delle frequenze di risonanza legate alle elasticità dei componenti del sistema, di cui occorre tenere conto nell'interpretazione dei risultati.

L'analisi si avvale dei metodi della dinamica dei sistemi, dove le equazioni del movimento si derivano dalle equazioni di Lagrange:

$$\frac{d}{dt}\frac{\partial T}{\partial \dot{q}_k} - \frac{\partial T}{\partial q_k} = Q_k \qquad k = 1,...,8 \qquad (2)$$

in cui T è l'energia cinetica totale del sistema e Q_k (con k = 1, …, 8) sono le componenti della sollecitazione attiva secondo la coordinata libera q_k (nel caso in esame $q_1 = \xi$, $q_2 = \eta$, $q_3 = \zeta$, $q_4 = \alpha$, $q_5 = \beta$, $q_6 = \gamma$, $q_7 = \varphi$ e $q_8 = \theta$).

L'energia cinetica totale è pertanto la somma dell'energia cinetica dei tre sistemi componenti ed è funzione delle coordinate libere e delle loro derivate temporali:

$$T = T_S + T_N + T_P = T(q_1,...,q_8,\dot{q}_1,...,\dot{q}_8) \qquad (3)$$

in cui *Ts* include una stima del contributo delle masse aggiunte legate ai movimenti idrodinamici.

Le componenti della sollecitazione attiva sono date da:

$$\underline{Q}_k(q_1,..,q_8,\dot{q}_1,..,\dot{q}_8,t) = \sum_j \underline{F}_j \cdot \frac{\partial \underline{P}_j}{\partial q_k} \qquad (4)$$

dove la sommatoria è estesa a tutte le forze attive applicate ai diversi componenti del sistema.

Le forze, concentrate o distribuite, vengono applicate nei rispettivi punti di applicazione P_j, ed in particolare comprendono:

- le forze gravitazionali (pesi);
- la spinta idrostatica e gli effetti idrodinamici indotti dal moto ondoso e dalla corrente marina;
- le forze aerodinamiche;
- le coppie elettrodinamiche (generatore elettrico, motore di imbardata);
- le forze esercitate dalle linee di ormeggio del supporto galleggiante.

Lo sviluppo delle equazioni di Lagrange porta infine alle equazioni dinamiche:

$$\ddot{q}_k = f_k(q_1,...,q_8,\dot{q}_1,...,\dot{q}_8,t) \qquad (5)$$

che si risolvono con usuali tecniche di integrazione.

Utilizzando tale procedimento è stato valutato il comportamento del sistema considerando diverse condizioni operative, in modo da valutare l'influenza di vari fattori quali: tiro delle linee di ormeggio; velocità e direzione del vento; altezza, lunghezza e periodo delle onde; corrente marina.

Nelle figure 8÷15 vengono diagrammati i principali risultati ottenuti dallo studio sviluppato con le seguenti condizioni ambientali (ispirate allo "extreme coherent gust with direction change" della norma IEC 61400-1, 3^a edizione 2005-2008, per quanto riguarda il vento):

- velocità del vento, pari a quella nominale dell'aerogeneratore di 12 m/s, mantenuta per 100 s e poi fatta crescere repentinamente fino a 27 m/s in 10 s (fig. 8);
- direzione del vento mantenuta in asse con una linea di ormeggio per 100 s e poi fatta ruotare repentinamente di 50° in 10 s (fig. 8);
- onde costanti con ampiezza ±1 m, lunghezza 100 m, periodo 8 s e direzione parallela a quella iniziale del vento.

In particolare è stata effettuata una elaborazione preliminare dei dati in modo che i primi 100 s rappresentino il comportamento del sistema con condizioni già stabilizzate.

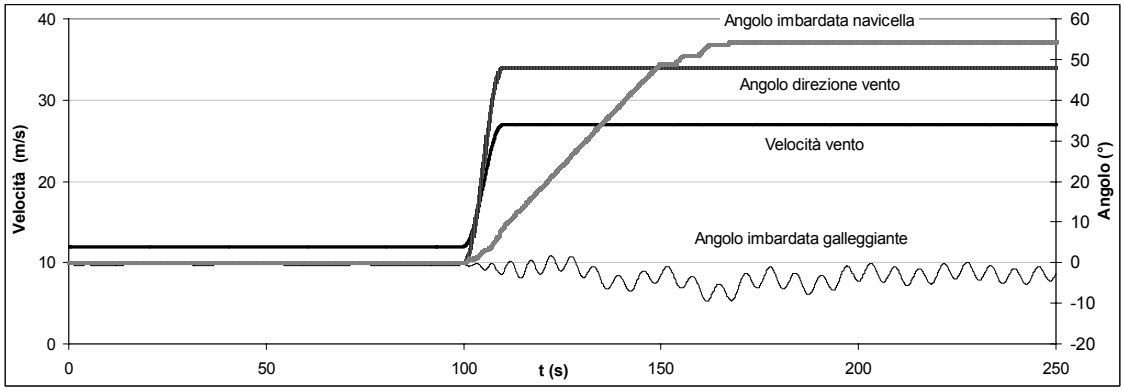


Figura 8. Velocità e direzione del vento, angoli di imbardata della navicella e del galleggiante.

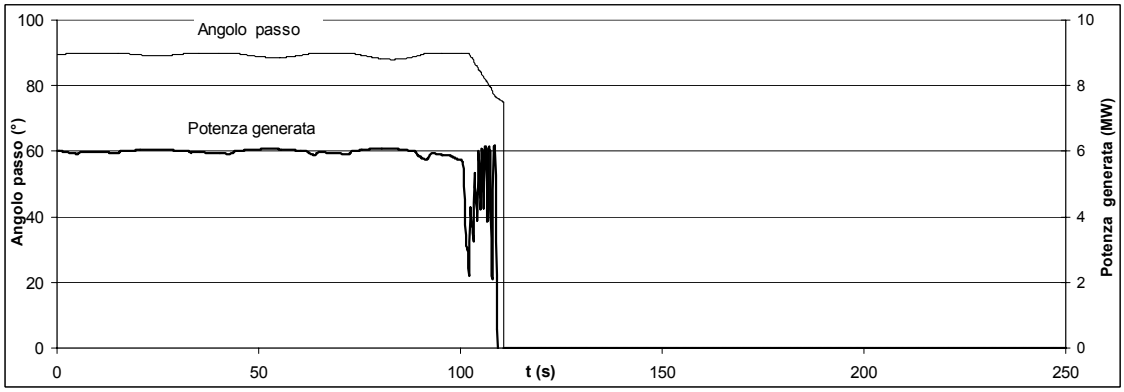


Figura 9. Angolo di passo e potenza generata dall'aerogeneratore.

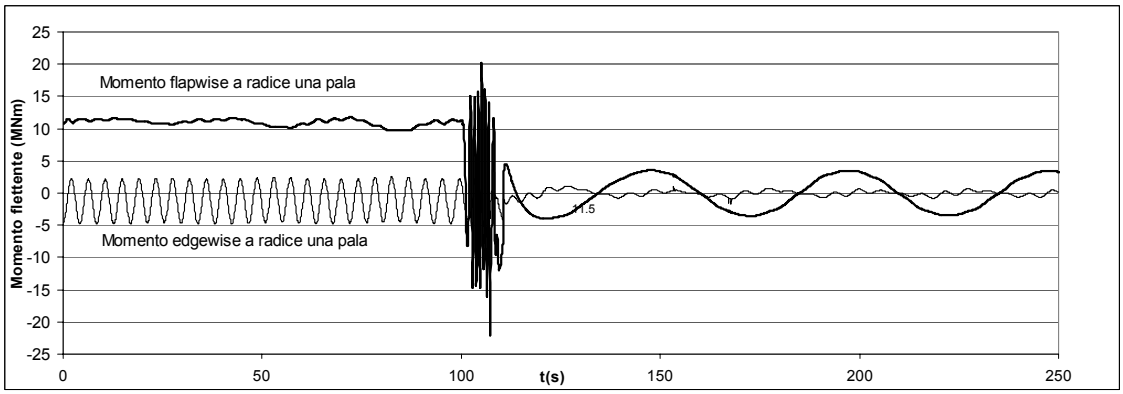


Figura 10. Momenti flapwise ed edgewise alla radice di una pala.

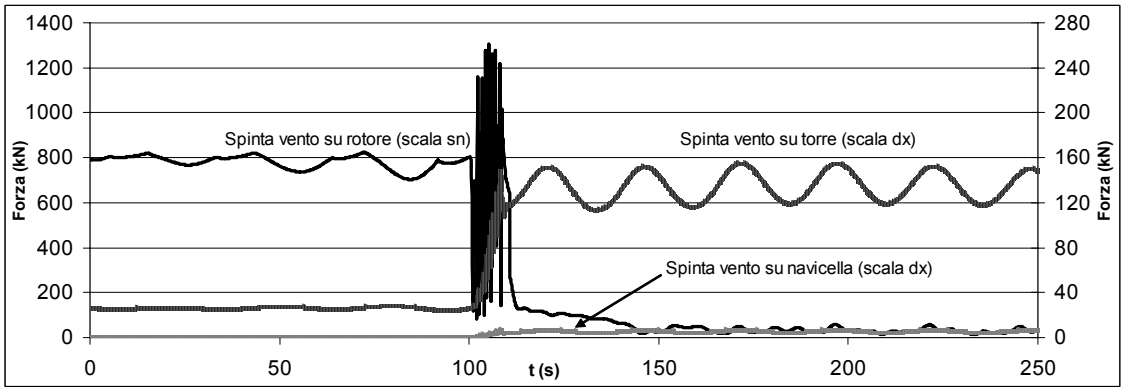


Figura 11. Spinta del vento sul rotore, sulla torre e sulla navicella.

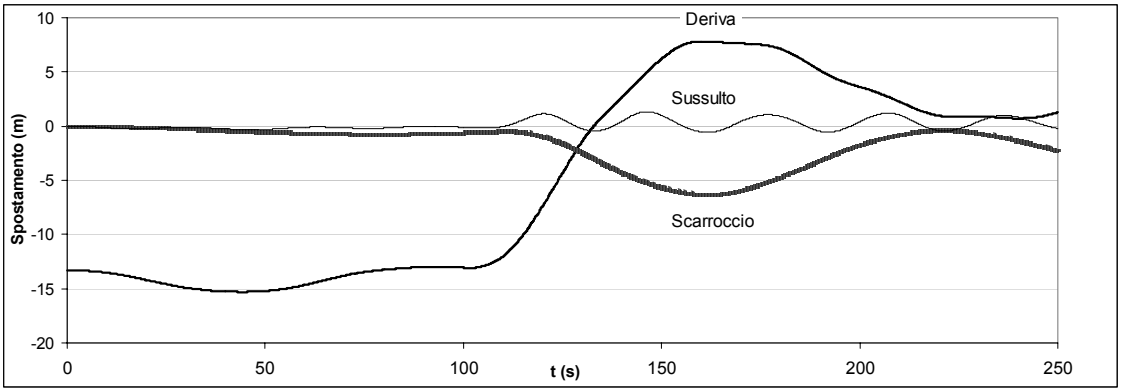


Figura 12. Deriva, sussulto e scarroccio del baricentro del supporto galleggiante.

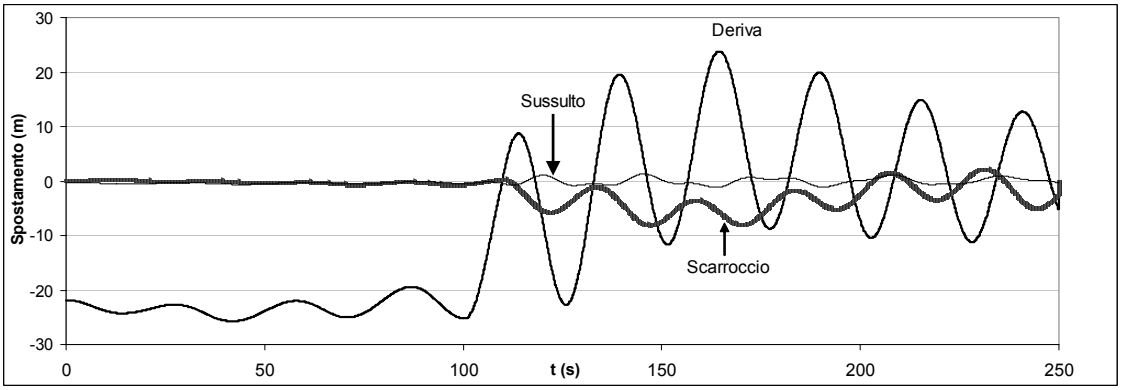


Figura 13. Deriva, sussulto e scarroccio della sommità della torre (in asse al mozzo dell'aerogeneratore).

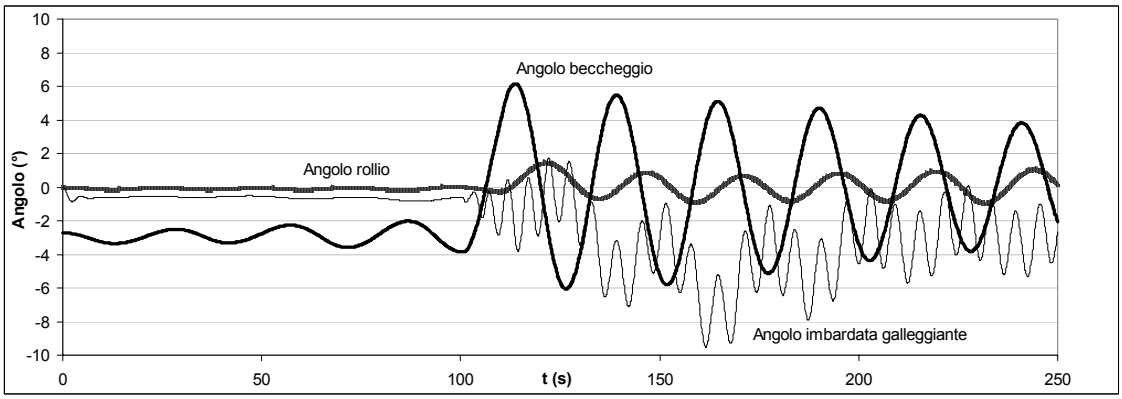


Figura 14. Angoli di beccheggio, di rollio e di imbardata della struttura galleggiante.

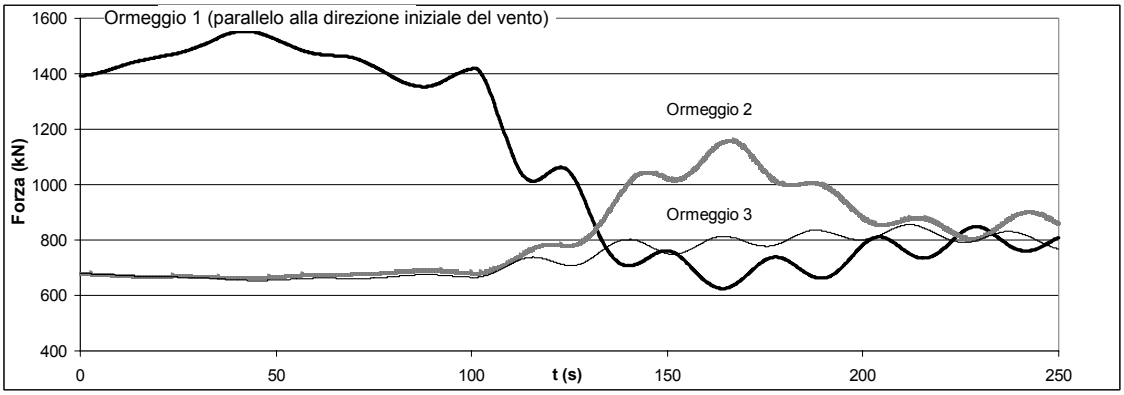


Figura 15. Tiri lungo le linee di ormeggio nel loro punto di attacco al galleggiante.

A commento dei diagrammi riportati nelle precedenti figure si fa osservare che:

- nella fase iniziale, fino a circa 100 s, pur con direzione e velocità del vento costante e pari al valore nominale, il sistema di controllo comanda variazioni dell'angolo di passo (al contrario delle installazioni su torre di sostegno "fissa"), in modo da mantenere costante la potenza (fig. 9), generando nel contempo oscillazioni del mozzo del rotore (fig. 13) con periodo di circa 25 s;
- la repentina variazione della direzione del vento viene seguita tramite imbardata della navicella, che però ruota più lentamente a causa delle sue caratteristiche costruttive: ~1°/s contro ~5°/s (fig. 8);
- la repentina variazione della velocità e direzione del vento produce una riduzione dell'angolo di passo delle pale e perturbazioni nella potenza generata (fig. 9), significativi aumenti del momento flapwise sulle pale (fig. 10), notevole aumento della spinta globale sul rotore (fig. 11), elevata amplificazione dell'anzidetta oscillazione del sistema galleggiante con periodo di circa 25 s (figg. 13 e 14), innesco della risonanza torsionale del sistema galleggiante, con periodo di circa 6 s (fig. 14);
- quando la velocità del vento raggiunge il valore di cut out di 25 s, corrispondente all'istante di circa 108 s, si interrompe la generazione di energia elettrica e le pale si dispongono in bandiera a 0° (fig. 9) come da specifiche; in particolare in tale fase le pale riducono rapidamente la loro velocità di rotazione di circa 14 giri/min, mantenendo una residua velocità di rotazione di circa 1 giri/min per il fatto che non sono state frenate meccanicamente (fig. 10);
- come risulta della fig. 11, la spinta del vento sulla struttura galleggiante - somma di quella sul rotore, sulla navicella e sulla torre - è decisamente più elevata nella fase iniziale fino a circa 100 s, con aerogeneratore in produzione, dove è generata quasi fondamentalmente da quella sul rotore; quando invece l'aerogeneratore è "fermo", con pale in bandiera a 0°, la spinta del vento sul rotore diminuisce notevolmente e diventa significativa anche quella sulla navicella (si noti che la scala di questa forza è 5 volte inferiore a quella della forza sul rotore) che presenta peraltro delle fluttuazioni dovute all'oscillazioni della stessa torre;
- come risulta della fig. 12, la deriva del supporto galleggiante (spostamento lungo la direzione iniziale del vento ma in verso opposto a seguito delle convenzioni adottate) è maggiore in valore assoluto con aerogeneratore in funzione, in accordo a quanto innanzi osservato sulla spinta del vento, e diminuisce con aerogeneratore fermo; invece lo scarroccio (spostamento perpendicolare alla direzione iniziale del vento) come atteso inizia a crescere quando il vento inizia a ruotare, incominciando la spinta del vento a produrre anche una componente lungo tale direzione;
- confrontando i diagrammi delle figg. 12 e 13 si può notare come i movimenti del supporto galleggiante (fig. 12) vengano notevolmente amplificati per aspetti geometrici a livello della sommità della torre (fig. 13); in particolare la deriva passa, in valore massimo assoluto, da circa 15 m nel baricentro del supporto a circa 25 m sulla sommità della torre;
- come risulta dalla fig. 14, l'angolo di beccheggio della struttura, particolarmente importante per il buon funzionamento dell'aerogeneratore, oscilla tra 2° e 4° con aerogeneratore in generazione alla velocità nominale, e raggiunge ±6° circa a seguito della variazione repentina della velocità e della direzione del vento e successivo arresto della macchina, quando si innescano anche evidenti imbardate del galleggiante che raggiungono quasi 10°;
- come risulta dalla fig. 15 i tiri sulle linee di ormeggio hanno andamenti in accordo con i movimenti del supporto galleggiante, ed in particolare risultano più elevati con aerogeneratore in funzione, essendo in tal caso maggiore la spinta prodotta globalmente dal vento.

6. OSSERVAZIONI CONCLUSIVE SULLO STUDIO EFFETTUATO

Il codice di simulazione sviluppato consente di ricavare importanti informazioni sul comportamento di sistemi "aerogeneratore - supporto galleggiante" sotto le azioni del vento, del moto ondoso e della corrente marina, considerando oltre ai fenomeni idraulici propri delle strutture galleggianti offshore, anche le caratteristiche dell'aerogeneratore ed, in particolare, gli effetti prodotti dal generatore elettrico, dalla variazione dell'incidenza del passo delle pale, dalle caratteristiche del sistema di controllo dell'aerogeneratore.

I risultati riportati nel presente articolo, seppure non completi in quanto il sistema descritto è stato studiato considerando solo alcune condizioni di carico meteomerine, permettono di valutare che la caratteristiche del supporto galleggiante influenzano con evidenza, per lo meno nel caso descritto con supporto galleggiante con ampie libertà di movimento, il comportamento dell'aerogeneratore.

Sulla base dei risultati ottenuti - che proseguiranno studiando diversi tipi di supporti galleggianti, varie condizioni di ventosità e del mare e possibilmente implementando algoritmi che permettano di considerare le pale flessibili - si ritiene che per future applicazioni galleggianti siano da prevedere importanti adattamenti/modifiche agli aerogeneratori su torre di sostegno "fissa", da definire tramite studi analoghi a quello descritto.

7. BIBLIOGRAFIA

[1] "Esperienze e Prospettive dell'Energia Eolica in Europa". Prof. Arthouros Zervos , Presidente EWEA, Eolica Expo Mediterranean 2006. Roma, 28 ÷ 30 settembre 2006.

[2] "Energy from Offshore Wind", W. Musial e S. Butterfield, National Renewable Energy Laboratory, B. Ram, Energetics Inc., Offshore Technology Conference, Houston, Texas, 1÷4 maggio 2006.
http://www.nrel.gov/docs/fy06osti/39450.pdf

[3] "Valutazioni preliminari sul potenziale eoloenergetico offshore in acque profonde. Studio di prefattibilità di impianti offshore in acque profonde". F. Bettinali, S. Viani, R. Vailati, G. Botta, L. Mazzocchi. CESI RICERCA, protocollo 06007614 del 28.12.2006.

[4] "Engineering Challenges for Floating Offshore Wind Turbines", Sandy Butterfield NREL, Presentazione PowerPoint, Copenhagen Offshore Conference, Copenhagen, Danimarca, 26-28 ottobre 2005.

[5] **"**DOWEC 6 MW PRE-DESIGN. Aero-elastic modelling of the DOWEC 6 MW pre-design in PHATAS". DOWEC-F1W2-HJK-01-046/9 public version. H.J.T. Kooijman, C. Lindenburg, D. Winkelaar, E.L. van der Hooft. Settembre 2003.
http://www.ecn.nl/docs/dowec/10046_009.pdf

[6] "Floating Wind Mill", sito internet della società Hydro.
http://www.hydro.com/en/press_room/news/archive/2005_11/hywind_en.html
http://www.hydro.com/library/attachments/en/press_room/floating_windmills_en.pdf

[7] "Integrated Dynamic Analysis of Floating Offshore Wind Turbines" Bjørn Skaare, Tor David Hanson, Finn Gunnar Nielsen, Rune Yttervik, Anders Melchior Hansen, Kenneth Thomsen, Torben Juul Larsen. Hydro Oil & Energy, P.O. Box 7190, N - 5020 Bergen, Norway. Risø National Laboratory, Frederiksborgvej 399 P.O. 49 · DK-4000 Roskilde.
http://www.risoe.dk/rispubl/art/2007_107_paper.pdf

[8] Programma di calcolo Moses della Ultramarine.
http://www.ultramarine.com/g_info/moses/brochure.pdf

[9] "Studie narr haalbaarheid van en randvoorwaarden voor drijvende offshore windturbines". ECN, MARIN, Lagerwey the Windmaster, TNO, TUD, MSC, Dec. 2002.
http://www.windenergy.citg.tudelft.nl/content/research/pdfs/drijfwind_report.pdf

Sulle vibrazioni indotte da distacco di vortici ad alti Numeri di Reynolds

Marco Belloli[a], Stefano Giappino[a], Sara Muggiasca[a], Albero Zasso[a]

[a]Politecnico di Milano, Dipartimento di Meccanica, Milano

PAROLE CHIAVE: Cilindro, Distacco di vortici, Vibrazioni, Numero di Reynolds, Regime postcritico.

ABSTRACT

Le vibrazioni indotte da distacco di vortici su strutture a sezione circolare sono un fenomeno non raro in molte applicazioni ingegneristiche (linee elettriche, risers, ciminiere...). Le grandezze che governano l'interazione fluido-elastica dipendono sia dal corpo (dimensioni, indice di smorzamento, scabrezza superficiale), che dal fluido (densità, viscosità, indice di turbolenza). Il problema, sebbene non ancora compreso nella sua interezza, è stato affrontato e discusso da numerosi autori in passato. Tuttavia la maggior parte dei dati riportati in letteratura sono riferiti a Numeri di Reynolds significativi della zona *subcritica*, mentre vi è una carenza di informazioni su ciò che succede nei regimi fluidodinamici successivi. In particolare è interessante studiare la zona *postcritica* (16), dove il distacco di vortici organizzato ricompare, dopo essere scomparso nelle zone *critica* e *supercritica* (9).

1 INTRODUZIONE

Le vibrazioni indotte da distacco di vortici su strutture a sezione circolare sono un fenomeno ben conosciuto e studiato in modo approfondito in letteratura, poiché occorrono in molte applicazioni ingegneristiche; si veda ad esempio (2; 10–12). Se consideriamo un cilindro a sezione circolare rigido, sospeso elasticamente, con la possibilità di muoversi solo in direzione perpendicolare al flusso incidente, quando la frequenza alla quale i vortici sono staccati dal cilindro e quella strutturale sono prossime assistiamo al fenomeno della sincronizzazione dove il corpo e la forza aerodinamica oscillano sulla stessa comune frequenza. Bisogna osservare che la sincronizzazione (*lock-in*) non avviene solo per velocità del flusso vicine alla velocità di Strouhal ma può esistere in un intervallo ampio. Le grandezze principali che governano il fenomeno appartengono sia alle caratteristiche della struttura (dimensioni, massa, smorzamento, frequenza propria, scabrezza superficiale) che al fluido (velocità, densità, viscosità, intensità di turbolenza). Nonostante il numero significativo di quantità fisiche coinvolte un numero ridotto di parametri adimensionali governa la risposta al forzamento da distacco di vortici di un corpo: il Numero di Scruton, il rapporto di massa e il rapporto di velocità. Williamson & Roshko in (13) hanno mostrato come la topologia

della scia a valle del cilindro sia governata solo dal rapporto di velocità e dall'ampiezza di oscillazione normalizzata. Tra questi differenti modi di distacco di vortici i più importanti sono senz'altro il 2P e 2S in quanto sono coinvolti nelle vibrazioni libere del corpo, ovvero quando abbiamo introduzione di potenza da parte del fluido nel sistema meccanico (4; 7). La maggior parte dei risultati sperimentali disponibili a oggi appartiene ad un intervallo di Numeri di Reynolds compresi tra 500 e $6 \cdot 10^4$ e non sono disponibili simulazioni numeriche affidabili per Reynolds più alti di 3000 (11). Gli studi sul distacco di vortici su cilindro fermo hanno mostrato che il fenomeno è fortemente governato dal numero di Reynolds ed è ben definito nella regione sub-critica mentre riduce la sua intensità (fino a scomparire) in quella critica (16); la separazione regolare dei vortici può infatti essere seriamente disturbata se la linea di separazione del fluido sul corpo non è regolare (2). Roshko, nel 1961, ha scoperto che il distacco di vortici ricompare a Numeri di Reynolds ancora più alti in quella che oggi è chiamata regione *post-critica*, quando la transizione accade all'interno dello strato limite e la linea di separazione regolare è ristabilita (9). La scabrezza superficiale del corpo influenza pesantemente le caratteristiche dello strato limite ed il distacco di vortici (5) e, di conseguenza, le vibrazioni indotte. Siccome il Numero di Reynolds è il parametro fondamentale per descrivere il distacco di vortici su cilindro fermo ed inoltre la maggior parte degli studi sulle VIV sono a bassi Reynolds nasce la necessità di capire se e come il Numero di Reynolds influenzi anche le vibrazioni indotte da distacco di vortici. La memoria presenta un lavoro di ricerca sperimentale su un cilindro di grande diametro per investigare sulle vibrazioni indotte da distacco di vortici ad alti Numeri di Reynolds.

2 DESCRIZIONE MODELLO ED ALLESTIMENTO SPERIMENTALE

Le prove sono state eseguite in aria presso la Galleria del Vento del Politecnico di Milano. Il modello è un cilindro a sezione circolare realizzato in fibra di carbonio di diametro pari a $0.72\,m$; è sospeso elasticamente alle pareti della camera di prova mediate cavi d'acciaio pretensionati che realizzano un sistema di vincolo dove è possibile il solo modo di oscillazione in direzione perpendicolare al flusso (Figura 1); due confinatori di flusso sono posizionati alle estremità del modello. Un eventuale accoppiamento tra i modi orizzontale-verticale e torsionale-verticale è evitato avendo una sufficiente separazione tra le frequenze strutturali coinvolte. Lo smorzamento strutturale può essere regolato mediante smorzatori viscosi che quindi permettono di variare il Numero di Scruton. Tre differenti anelli di prese di pressione, collegati a scanner multi-trasduttori ad alta frequenza di campionamento, permettono la misura della forza aerodinamica sia nel suo valor medio che componente dinamica; gli anelli sono separati di una distanza pari a 1 diametro. Lo spostamento del modello in direzione verticale è misurato attraverso accelerometri posizionati alle estremità del cilindro. La Tabella 1 riassume le caratteristiche meccaniche ed aerodinamiche del modello in prova. Infine la scabrezza superficiale del corpo è stata variata coprendo la superficie con una rete



(a) (b)

Figura 1: Modello di cilindro e sistema di sospensione a cavi (a) e configurazione con scabrezza incrementata (b)

Caratteristiche meccaniche	
Diametro [m]	0.72
Lunghezza [m]	3.3
Massa lineare [kg/m]	17
Allungamento L/D	4.6
Rapporto di massa m^*	35
Frequenza strutturale [Hz]	1.95
Indice di smorzamento strutturale $\xi = r/r_c$	$6.5 \cdot 10^{-3} \div 1.4 \cdot 10^{-2}$
Numero di Scruton	$1.4 \div 2.47$
Caratteristiche Aerodinamiche	
Numero di Strouhal	0.17
Velocità di Strouhal [m/s]	8.3

Tabella 1: Caratteristiche meccaniche ed aerodinamiche del modello in prova

in tessuto di maglia $15mm$ e diametro $1.5mm$.

3 RISULTATI DELLE PROVE

3.1 Cilindro fermo

Prima di studiare le vibrazioni è stato condotto uno studio preliminare volto a definire l'aerodinamica del cilindro in prova fermo (fissato con vincoli aggiuntivi) per definire i diversi regimi di Reynolds presenti al variare della velocità di prova; una descrizione completa di questi risultati è disponibili in (3) unitamente alla valutazione degli effetti di bloccaggio

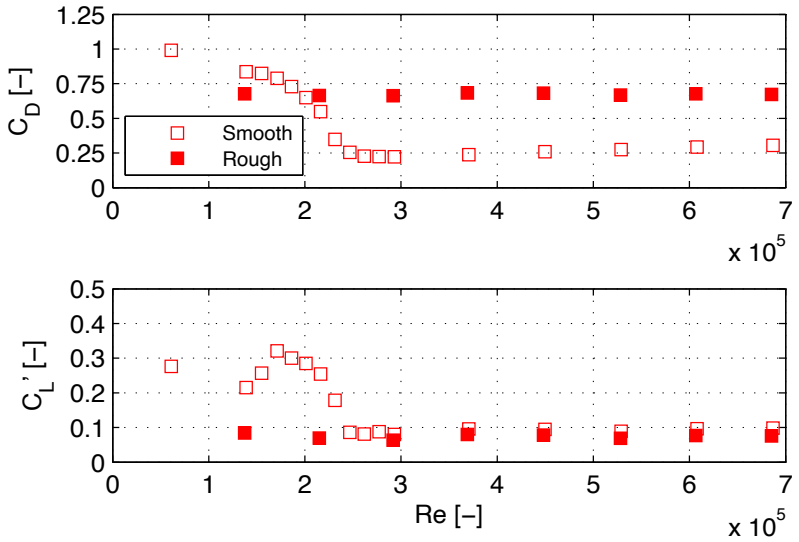
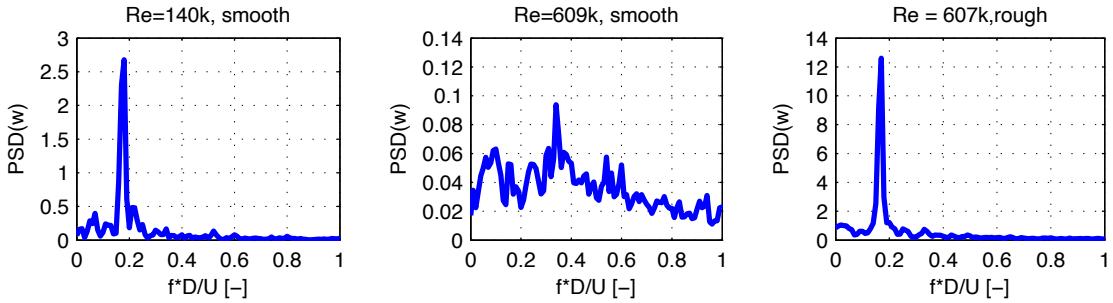


Figura 2: Coefficiente di Drag medio e deviazione standard del coefficiente di Lift in funzione del Numero di Reynolds per superficie liscia e scabra



(a) (b) (c)

Figura 3: Densità di potenza spettrale misurata nella scia per differenti Numero di Reynolds e finitura superficiale

legati al grande diametro del corpo. La Figura 2 mostra il coefficiente di drag in funzione del Numero di Reynolds: nella condizione di superficie liscia il valore è pari a circa 1 per $Re = 10^5$ e in seguito crolla a 0.3. La crisi del drag identifica la zona critica di Reynolds. A $Re = 140k$, regime *pre-critico*, il distacco di vortici è ancora ben visibile nella misura anemometrica effettuata in scia al modello (Figura 3(a)) mentre ad un Reynolds superiore il distacco di vortici scompare e la scia mostra uno spettro a banda larga (Figura 3(b)).

In seguito, la scabrezza superficiale del modello è stata aumentata aggiungendo sulla superficie una rete di nylon (see Figure 1(b)) con lo scopo di aumentare il Numero di Reynolds *effettivo* associato al fenomeno (1). Infatti, come è noto, la scabrezza superficiale sposta la crisi del drag a Numeri di Reynolds più bassi e quindi permette di raggiungere un Reynolds effettivo associato al fenomeno più alto senza aumentare la velocità del flusso

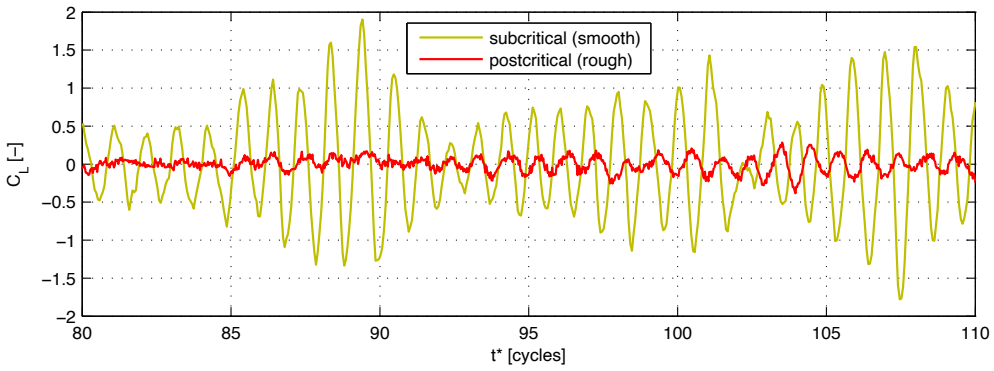


Figura 4: Storia temporale del coefficiente di lift a diverso Numero di Reynolds e finitura superficiale

incidente. Nella condizione di superficie molto scabra il drag aumenta rispetto al minimo misurato per superficie liscia e rimane costante per tutto l'intervallo di velocità investigato (Figura 2); osservando lo spettro della scia si nota la ricomparsa del distacco di vortici ben definito (Figura 3(c)). Questo *escamotage* ha permesso di estendere il nostro studio sulle VIV alla zona *post-critica* di Reynolds. Confrontando la storia temporale del coefficiente di lift in regime sub-critico (misure effettuate in precedenza su un modello di diametro inferiore) e post-critico, Figura 4, si osserva come l'entità delle fluttuazioni sia notevolmente diversa nei due casi, nonostante in entrambi sia identificabile nella scia il fenomeno di distacco di vortici "ben definito" in una banda stratta di frequenza.

3.2 Cilindro oscillante

Sul modello oscillante sono stati effettuati due tipi di prove: regimi progressivi e transitori; i risultati presentati in questa sezione si riferiscono alle prove del primo tipo condotte in regione *post-critica*, cioè con il modello a superficie scabra, situazione in cui sono state registrate ampiezze di vibrazione significative. Durante le prove di regimi progressivi è studiata la risposta stazionaria del modello per differenti velocità del vento incidente: ogni regime è raggiunto da uno precedente aumentando o diminuendo la velocità per piccoli gradini. La Figura 5 mostra un quadro generale dei risultati delle prove: in Figura 5(a) è mostrata la ampiezza di oscillazione normalizzata misurata per incrementi positivi (UP) o negativi (DOWN) della velocità del flusso incidente. Il massimo spostamento $z/D = 0.22$ è stato misurato per un rapporto di velocità prossimo a 1 ed è stato limitato grazie ad un elevato valore del Numero di Scruton ($Sc \approx 2$). Sfortunatamente non è stato possibile eseguire prove a Scruton minore, e quindi raggiungere ampiezze di vibrazioni maggiori, per evitare sollecitazione eccessive alla struttura di supporto. Le Figure 5(b) e 5(d) descrivono le proprietà della forza di lift (la sola componente armonica alla frequenza di oscillazione) come

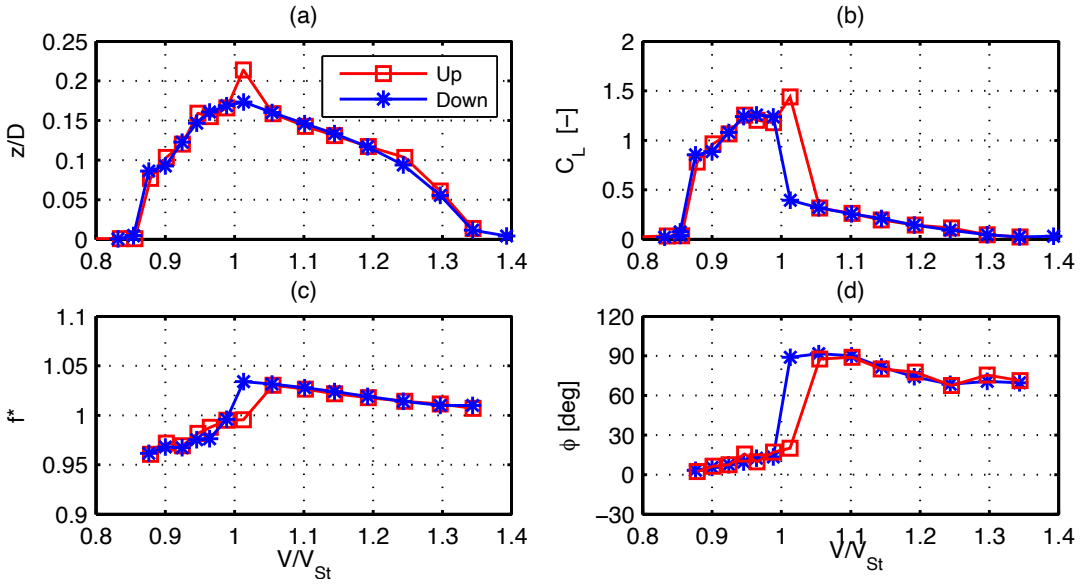
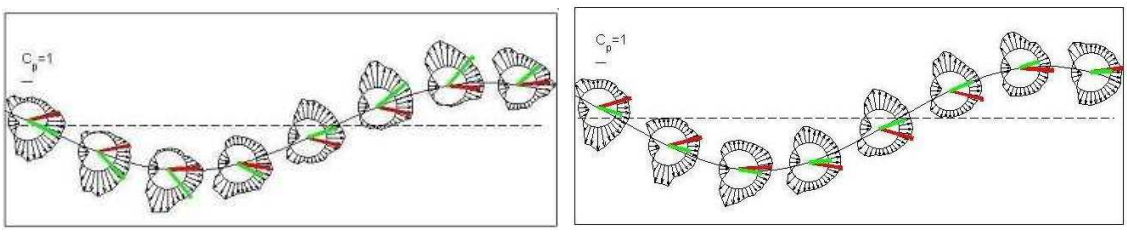


Figura 5: Prove a regimi progressivi (cilindro scabro): ampiezza di oscillazione normalizzata in funzione del rapporto di velocità V/V_{St} (a), modulo e fase del coefficiente di lift (b e d), rapporto di frequenza (c). I valori sono ottenuti per incrementi positivi "Up" e negativi "Down" della velocità del flusso incidnete

modulo e fase rispetto allo spostamento. E' possibile identificare due diverse regioni: la prima, per $V/V_{St} < 1$, dove sono riscontrati elevati valori del modulo del coefficiente di lift e fase prossima a zero ed una seconda zona ($V/V_{St} > 1$) dove il lift riduce il suo valore in modulo ma aumenta la fase (circa $90\,deg$) rendendo la forzante molto efficace per l'introduzione di potenza nel sistema meccanico. Queste due zone corrispondono a quelle identificate in letteratura da Khalak e Williamson a bassi Reynolds per i tipi di risposta denominati rispettivamente *initial branch* e *lower branch* (8).
La Figura 5(c) infine mostra il rapporto tra la frequenza di oscillazione effettiva e quella naturale del corpo in aria ferma: osserviamo il fenomeno del *jump* mentre passiamo dal primo regime al secondo. Anche questo effetto è documentato in letteratura ed associato ad un effetto di massa aggiunta del fluido. Generalmente questo è ben visibile nelle prove in acqua mentre qui riusciamo a vederlo anche in aria grazie al basso rapporto di massa che caratterizza il modello in prova. Confrontando la curva di risposta descritta aumentando piuttosto che diminuendo la velocità è possibile identificare un comportamento isteretico nella zona prossima alla massima ampiezza che è raggiunta solo per incrementi positivi di velocità; anche questo comportamento è osservato e descritto in (8).
La misura della forza aerodinamica attraverso l'integrazione della pressione superficiale, oltre a non essere affetta da problematiche legate ad effetti inerziali come ad esempio attraverso l'uso di dinamometri, rende possibile la visualizzazione dettagliata del campo di pressioni a parete: La Figura 6 mostra la distribuzione di pressione superficiale per quattro diversi



(a) (b)

Figura 6: Distribuzione di pressione superficiale per diversi istanti, durante un ciclo di oscillazione. *initial branch* (a) e *lower branch* (b)

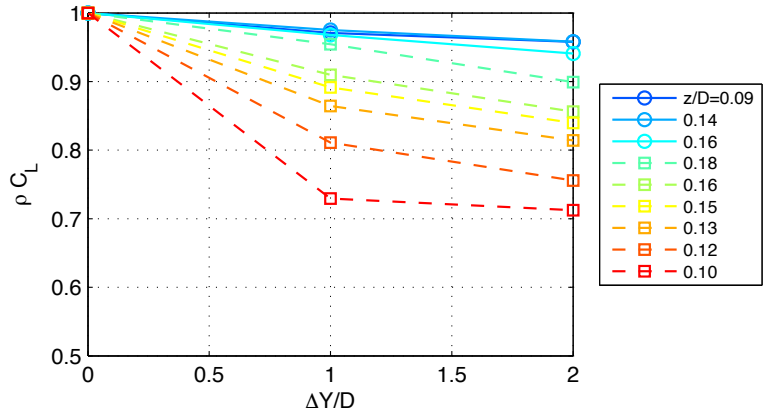


Figura 7: Coefficiente di cross-correlazione della forza di lift in funzione della distanza tra gli anelli di misura, per diverse ampiezza di oscillazione e rapporti di velocità. ◯ *initial branch*, □ *lower branch*

istanti durante un ciclo completo di oscillazione per i due regimi *initial branch* (6(a)) e *lower branch* (6(b)). In figura il vettore verde indica la risultante della forza aerodinamica e quello rosso la direzione della velocità relativa del vento rispetto al cilindro: è apprezzabile la differenza del vettore forza nelle due figure.

La misura simultanea della forza aerodinamica in tre differenti anelli ha permesso l'analisi della sua correlazione spaziale nelle diverse prove di regimi progressivi effettuate. La Figura 7 mostra il coefficiente di cross-correlazione della forza di lift per diverse ampiezze di oscillazione (e quindi rapporti di velocità): si osserva la differenza di comportamento a seconda del tipo di risposta incontrato. La correlazione spaziale è significativamente maggiore nelle prove associate ad un *initial branch* (cerchio in figura) rispetto alla situazione *Lower branch* (quadrato in figura). Infine si nota come nel regime *lower branch* vi sia una dipendenza maggiore del coefficiente dall'ampiezza di oscillazione.

4 CONCLUSIONI

Le prove sperimentali svolte in galleria del vento su un modello di cilindro di diametro rilevante hanno permesso agli Autori di studiare il fenomeno delle Vibrazioni Indotte da Distacco di Vortici ad alti Numeri di Reynolds. In particolare, aumentando la scabrezza superficiale del modello, è stato possibile simulare un comportamento fluidodinamico su cilindro fermo associabile ad una condizione di Reynolds *post-critica*. In questa regione il distacco di vortici "ben definito" riappare nelle prove su cilindro fisso e il fenomeno della sincronizzazione (*lock-in*) è stato riscontrato nelle prove su cilindro libero di oscillare. Il fenomeno è stato investigato attraverso prove di regimi progressivi. L'analisi dei dati sperimentali ha mostrato le stesse tipologie di risposta identificate in letteratura per condizioni di Numero di Reynolds significativamente inferiori; il confronto dei risultati ha quindi evidenziato come i fenomeni di vibrazione da distacco di vortici siano molto simili nelle diverse condizioni di Numero di Reynolds. In particolare, sulla base della misura della forza di lift in termini di modulo e fase rispetto allo spostamento, è stato possibile individuare una condizione di *initial branch* per $V/V_{St} < 1$ e *lower branch* per $V/V_{St} > 1$. Sfortunatamente, a causa dei vincoli sulle massime ampiezze di oscillazione imposte dal set-up di prova ($z/D < 0.3$) non è stato possibile cercare anche un situazione di *upper branch*.

RINGRAZIAMENTI

Gli Autori desiderano ringraziare i Dottori Matteo Boiocchi e Simone Morganti per il loro prezioso aiuto durante l'attività svolta.

Riferimenti bibliografici

[1] Esdu 80025. Mean forces, pressures and flow field velocities for circular cylindrical structures: single cylinder with two-dimensional flow. 1986.

[2] P. W. Bearman. Vortex shedding from oscillating bluff bodies. *Annual Review of Fluid Mechanics*, 16:195–222, 1984.

[3] M. Belloli, S. Giappino, S. Muggiasca, and A. Zasso. Vortex shedding on circular cylinder at critical and postcritical Reynolds Number. In *Proceedings of the Seventh International Symposium on Cable Dynamics*, 10-13 December 2007.

[4] D. Brika and A. Laneville. Vortex-induced vibrations of a long flexible circular cylinder. *Journal of Fluid Mechanics*, 250, 1993.

[5] Guido Buresti. The effect of surface roughness on the flow regime around circular cylinders. *Journal of Wind Engineering and Industrial Aerodynamics*, 8(1-2):105–114, 1981.

[6] G. Diana and M. Falco. On the forces transmitted to a vibrating cylinder by a blowing fluid. *Meccanica*, 6(1), 1971.

[7] R. Govardhan and C.H.K. Williamson. Modes of vortex formation and frequency response of a freely vibrating cylinder. *Journal of Fluid Mechanics*, 420:85–130, 2000.

[8] A. Khalak and C. H. K. Williamson. Motions, forces and mode transitions in vortex-induced vibrations at low mass-damping. *Journal of Fluids and Structures*, 13(7-8):813–851, 1999.

[9] A. Roshko. Experiments on the flow past a circular cylinder at very high Reynolds Number. *Journal of Fluid Mechanics*, 10(3):345–356, 1961.

[10] T. Sarpkaya. Vortex-induced oscillations. A selective review. *Journal of Applied Mechanics*, 46, 1979.

[11] T. Sarpkaya. A critical review of the intrinsic nature of vortex-induced vibrations. *Journal of Fluids and Structures*, 19(4):389–447, 2004.

[12] C. H. K. Williamson and R. Govardhan. Vortex-induced vibrations. *Annual Review of Fluid Mechanics*, 36:413–455, 2004.

[13] C. H. K. Williamson and A. Roshko. Vortex formation in the wake of an oscillating cylinder. *Journal of Fluids and Structures*, 2:355–381, 1988.

[14] A. Zasso, M. Belloli, S. Giappino, and S. Muggiasca. Pressure field analysis on oscillating circular cylinder. *Journal of Fluids and Structures, in stampa*, 2008.

[15] A. Zasso, A. Manenti, M. Belloli, S. Giappino, and S. Muggiasca. Energy input by the flow on a vibrating smooth circular cylinder in cross flow at Re=5x104. In *Proceedings of the Sixth International Simposium on Cable Dynamics*, September 19-22, 2005 2005.

[16] M. M. Zdravkovich. *Flow around circular cylinders, Vol. 1: Foundamentals*. Oxford University Press, Oxford; New York, 1997.

Un modello condizionale per la previsione a breve termine di fenomeni eolici intensi. Analisi dei dati registrati lungo la linea AV/AC Roma – Napoli

Andrea Freda[a], Luigi Carassale[a], Giovanni Solari[a], Alessandro Buonanno[b], Marcella Mancini[b], Mario Testa[b]

[a]Dipartimento di Ingegneria delle Costruzioni, dell'Ambiente e del Territorio, Università di Genova
[b]Rete Ferroviaria Italiana, Roma

ABSTRACT

La previsione a breve termini dei fenomeni eolici di maggiore intensità è uno strumento sempre più diffuso nella gestione di grandi infrastrutture, sia in ambito dei trasporti sia nella produzione di energia, poiché consente un'efficace riduzione sia dei rischi a cose e persone sia delle perdite economiche legate a improvvise interruzioni delle attività. In particolare, essendo i treni ad alta velocità particolarmente sensibili all'azione dei venti trasversali, la possibilità di predire la velocità del vento lungo le linee ferroviarie con un margine di tempo di alcune decine di minuti consente di ridurre la velocità dei convogli, evitando il rischio di ribaltamento. Il presente contributo propone un modello previsionale per i fenomeni eolici intensi, basato sull'analisi delle serie storiche, attraverso un modello probabilistico condizionale, e la sua applicazione ai dati registrati da stazioni anemometriche collocate lungo la linea ferroviaria ad Alta Velocità e Alta Capacità Roma – Napoli.

PAROLE CHIAVE: Velocità del Vento, Serie Temporali, Previsione.

1. INTRODUZIONE

La gestione di grandi infrastrutture - quali aeroporti, porti, parchi eolici, linee ferroviarie – richiede strategie volte a minimizzare i rischi legati a fenomeni eolici intensi, così come a ridurre le perdite dovute a improvvise interruzioni delle normali attività. Tali strategie solitamente si basano su modelli decisionali che comportano la temporanea cessazione delle attività o una loro parziale limitazione, e le decisioni sono generalmente affidate all'esperienza degli operatori sulla base di osservazioni in tempo reale della velocità del vento. La necessità di aumentare l'affidabilità di tale processo decisionale, svincolandolo quanto più possibile dal giudizio dell'operatore attraverso l'introduzione di procedure automatizzate, ha incoraggiato lo sviluppo di strumenti matematici finalizzati alla previsione della velocità del vento sul breve termine (alcune decine di minuti).

Con riguardo alle linee ferroviarie, i venti di elevata intensità possono pregiudicare la regolare marcia dei treni, in particolare quelli che viaggiano ad alta velocità. La realizzazione di linee ferroviarie ad alta velocità, avvenuta negli ultimi decenni come conseguenza della necessità di trasporti terrestri sempre più rapidi ed efficienti, ha comportato infatti lo sviluppo di treni caratterizzati non solo da eccellenti caratteristiche aerodinamiche, ma anche da masse assai contenute, fatto che li rende particolarmente sensibili all'azione dei venti trasversali.

I rischi principali legati all'azione dei venti trasversali sono il ribaltamento e il deragliamento dei convogli; negli ultimi anni si sono verificati molti incidenti in varie parti del mondo (es. Imai *et al*., 2002, Cheli *et al.*, 2003), e sono stati condotti molti studi per approfondire le conoscenze delle proprietà aerodinamiche dei treni (es. Suzuki *et al.*, 2003; Driedrichs *et al.*, 2007). La capacità di predire il vento in determinati siti di interesse nell'arco di alcune decine di minuti può fornire un

supporto decisivo nella riduzione dei rischi, ad esempio attraverso la riduzione della velocità di transito dei convogli.
Sfortunatamente, il vento è il risultato di un complesso processo di interazione tra meccanismi a grande scala, quali la rotazione terrestre e i gradienti di pressione (e temperatura) atmosferica, e fenomeni a scala locale determinati dalle caratteristiche orografiche specifiche di una zona geografica o di un sito; tale complessità si riflette in una grande difficoltà di previsione (Sfetsos, 2000). La previsione a breve termine della velocità del vento non può essere effettuata utilizzando i procedimenti matematici tipici della meteorologia a causa della loro elevata complessità computazionale e per l'indisponibilità in tempo reale di dati meteorologici sufficientemente dettagliati, ma si basano sull'analisi delle caratteristiche statistiche di serie storiche anemometriche misurate localmente.
I primi tentativi di predire il vento attraverso l'analisi delle serie storiche (e.g. Brown *et al*., 1984, Alexiadis *et al*., 1998) si basano sul metodo Box-Jenkins (1976), ed utilizzano la classe di modelli ARMA (Auto Regressive/Moving Average) e ARIMA (Auto-Regressive Integrated Moving Average) per lo sviluppo delle previsioni. Poiché tali modelli sono applicabili sotto l'ipotesi che le misure anemometriche siano realizzazioni di processi stocastici stazionari e gaussiani, in molti casi i dati sono trasformati in modo da rimuovere la non stazionarietà o imporre che la distribuzione sia assimilabile a normale (Desrochers *et al*., 1986, Nfaoui *et al*., 1996, Torres *et al*., 2005). L'accuratezza dei modelli ARMA e ARIMA applicati ai dati eolici è molto variabile, e dipende dall'ordine dei modelli stessi e dall'orizzonte di previsione, ma è generalmente comparabile ad un modello persistente, generalmente utilizzato come benchmark nella valutazione delle prestazioni di modelli previsionali, in cui le realizzazioni future sono supposte uguali alla realizzazione corrente (Fellows & Hill, 1990).
Il modello Box-Jenkins e suoi ulteriori sviluppi sono stati utilizzati negli ultimi decenni anche per la previsione del vento finalizzata alla gestione dell'elettricità prodotta e messa in rete da impianti di produzione di energia eolica (Kavasseri & Seetharaman, 2009); in tal caso la previsione del vento è generalmente focalizzata su dati orari, e intesa a breve termine su un orizzonte temporale fino a 48 ore (Sanchez, 2006). Ai fini della produzione di energia eolica, è di interesse la corretta determinazione di ogni possibile intensità del vento, per minimizzare le differenze tra quantitativi di energia stimata ed effettivamente prodotta immessa in rete. Tuttavia, in molte altre applicazioni, e tra queste la gestione delle infrastrutture ferroviarie, la previsione dei dati eolici può essere limitata ai soli fenomeni più intensi, rilevanti ai fini della messa in sicurezza degli impianti, e per periodi più limitati nel tempo (alcune decine di minuti). Sotto tali condizioni è possibile considerare modelli previsionali specialistici, in grado di predire adeguatamente i fenomeni più intensi e di essere implementati in sistemi di allerta.
Il presente contributo propone un modello probabilistico per la rappresentazione e la previsione di tali eventi. Il modello si basa sulla valutazione della funzione di densità probabilistica condizionale (cpdf) della velocità futura in funzione della velocità presente (disponibile in tempo reale). La cpdf può essere stimata ipotizzando che le serie storiche siano realizzazioni di un processo ergodico e utilizzando un modello probabilistico in grado di descrivere le distribuzioni delle velocità future in funzione delle realizzazioni correnti, senza tuttavia richiedere una modellazione probabilistica delle stesse.

2. MODELLO PROBABILISTICO

La disponibilità di dati anemometrici acquisiti in tempo reale è essenziale nello sviluppo di sistemi di allerta nei confronti dei fenomeni eolici, e le stazioni anemometriche installate nei pressi dei siti di interesse possono fornire una grande quantità di dati che possono essere utilizzati per fornire una valutazione probabilistica dell'occorrenza del vento.
Di contro, i dati provenienti da stazioni installate in siti caratterizzati da orografie e coperture del terreno possibilmente molto dissimili, e talvolta a differenti quote, presentano caratteristiche tali da non consentirne la valutazione probabilistica attraverso modelli classici di letteratura, generalmente

applicabili quando invece gli strumenti sono installati secondo modalità "opportune" (WMO, 1986). Questa circostanza ha incoraggiato lo sviluppo di un modello previsionale della velocità del vento che limiti quanto più possibile le ipotesi inerenti le caratteristiche delle serie storiche registrate nei siti in cui si desidera eseguire la previsione, sfruttando invece l'ampia disponibilità di dati registrati.
Il presupposto è quello di non formulare ipotesi circa la distribuzione probabilistica dei dati registrati, ma di modellare come le velocità future – a diversi intervalli di tempo – sono probabilisticamente distribuite condizionatamente ai valori attuali. Assumendo che le serie storiche siano realizzazioni di un processo ergodico, tale approccio richiede la valutazione delle funzioni di probabilità congiunta dell'intensità del vento futura e della sua direzione condizionate ai valori presenti (registrati in tempo reale) dell'intensità e della direzione del vento (cjpdf). Tuttavia, la conoscenza congiunta della direzione di provenienza e dell'intensità del vento futuro – in generale indispensabile in svariate applicazioni, quali ad esempio la sicurezza delle linee ferroviarie ad alta velocità a causa dell'elevata sensibilità dei convogli veloci ai venti trasversali – può essere sottintesa qualora la predizione sia finalizzata alla determinazione degli eventi eolici di maggiore intensità.
L'analisi delle variazioni di provenienza del vento $\Delta\alpha$ per previsioni su un intervallo di tempo τ fino a 2 ore evidenzia infatti che la direzione tende ad essere persistente quando l'intensità del vento è sostenuta. La Figura 1 mostra la variazione di provenienza del vento registrata da uno degli anemometri oggetto del presente studio in funzione della velocità attuale, per intervalli di tempo pari a 10, 20, 30, 60, 90 e 120 minuti. I valori sono molto dispersi per basse intensità, ma tendono a zero all'aumentare della velocità del vento; all'aumentare dell'orizzonte temporale si osserva una riduzione della persistenza della direzione della velocità media del vento, che rimane comunque più che accettabile – sempre considerando eventi intensi – fino a due ore.
La predizione dei dati eolici intensi entro intervalli di tempo limitati può pertanto essere ragionevolmente effettuata valutando, anziché la funzione di densità condizionale congiunta di intensità e direzione del vento (cjpdf), la funzione di densità della velocità futura condizionale alla velocità attuale (cpdf) sotto l'ipotesi che la direzione di provenienza rimanga invariata.
In tal caso, la realizzazione di un modello condizionale per la valutazione della velocità futura del vento risulta essere particolarmente semplice, e può essere sviluppata in quattro fasi sequenziali, applicabili a qualsivoglia serie storiche.
Al primo passo i valori di velocità del vento disponibili sono discretizzati in una sequenza di intervalli, utilizzati nella successiva valutazione delle cpdf. Gli intervalli devono essere tali da consentire una opportuna stima dei parametri delle cpdf (e.g. intervalli troppo stretti implicano un ridotto numero di realizzazioni future corrispondenti, soprattutto alle velocità più elevate). Allo stato attuale, gli intervalli di velocità sono scelti con ampiezza A corrispondente alla velocità con probabilità di superamento campionaria pari a 1/3. I valori di intensità del vento V sono pertanto discretizzati in n intervalli tali che:

$$(n-1)A < V_{\max} < nA \quad ; \quad A = V\left(P = 1/3\right) \tag{1}$$

dove $V_{\max}$ è il valore massimo di velocità collezionato nella serie storica. La scelta del valore di probabilità di superamento pari a 1/3 è empirica; allo stato attuale è allo studio un ulteriore sviluppo della procedura che consenta di valutare l'ampiezza degli intervalli di discretizzazione attraverso una tecnica ricorsiva basata sulla minimizzazione degli errori del modello previsionale.
Al secondo passo, attraverso la scelta dell'orizzonte temporale τ su cui effettuare la previsione ($\tau = \Delta t \cdot p$, Δt = 10' nelle presenti applicazioni, p = numero di registrazioni), per ciascun valore di velocità attuale corrispondente all'i-esimo intervallo V_i (i=1…n), i corrispondenti valori futuri V_τ sono ordinati per la valutazione delle cpdf, modellate sotto l'ipotesi che le variazioni di velocità nel breve periodo siano gaussiane.
Attraverso un modello gaussiano troncato, la funzione di probabilità condizionale dei valori futuri di velocità del vento a un intervallo di tempo τ può essere espressa in funzione della velocità presente del vento appartenente all'i-esimo intervallo:

$$p_{V\tau}(V_\tau \mid V_i) = a_i \cdot \exp\left\{-\left(\frac{V_\tau - b_i}{c_i}\right)^2\right\} \tag{2}$$

dove:

$$a_i^{-1} = \int_0^\infty \exp\left[-\left(\frac{\xi - b_i}{c_i}\right)^2\right] d\xi \tag{3}$$

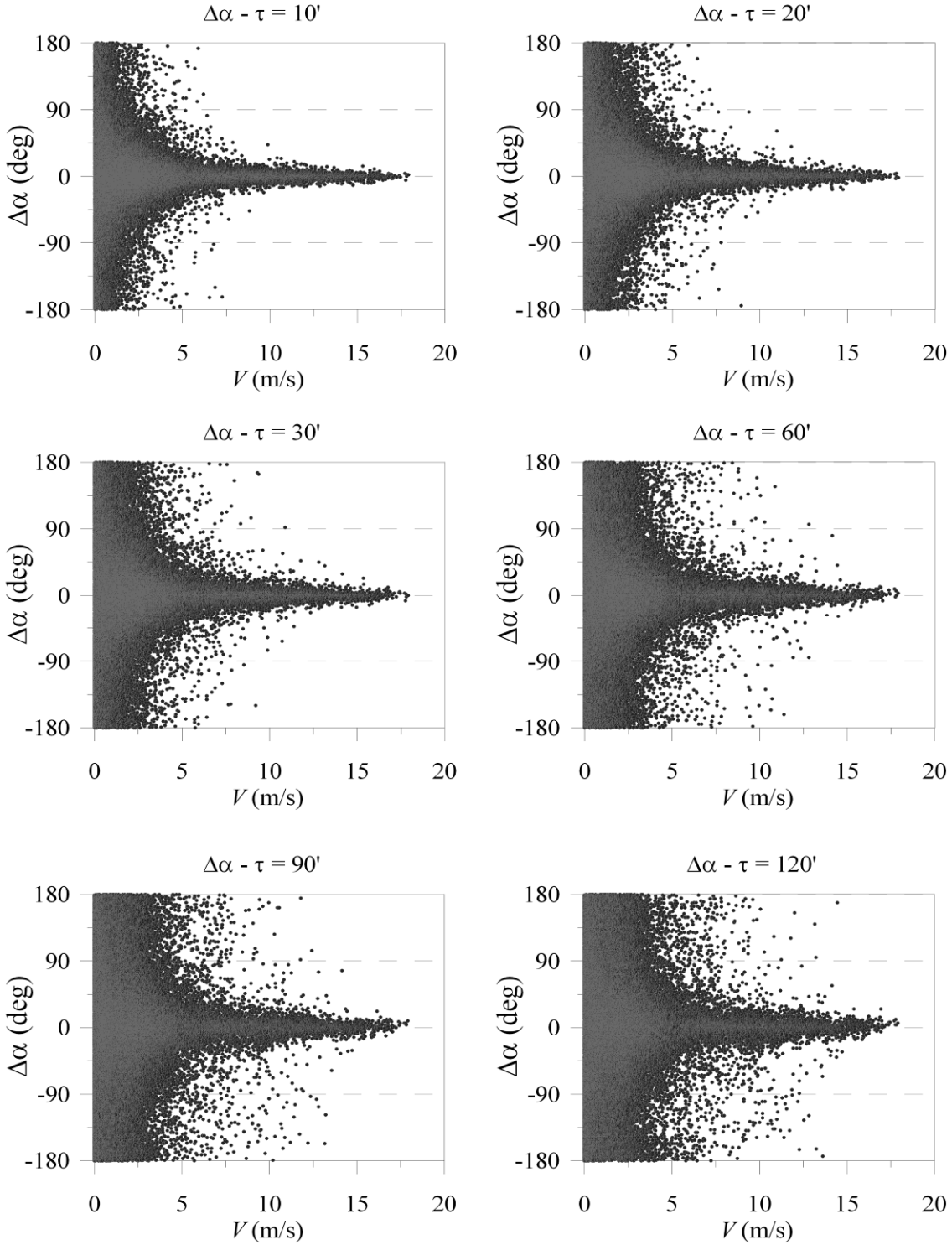


Figura 1. Variazione della direzione di provenienza del vento in funzione della velocità media attuale, per intervalli di tempo tra 10 e 120 minuti.

Nonostante la sua estrema semplicità, tale approccio per la modellazione delle cpdf fornisce ottimi risultati. Un incremento delle prestazioni del modello potrebbe tuttavia essere realizzato modellando le cpdf attraverso funzioni che siano in grado di fornire una più accurata stima delle code delle distribuzioni, utilizzando tecniche basate sul principio della massima entropia o sull'identificazione tramite modelli traslazionali (Gurley et al., 1997).
Al terzo passo i parametri del modello $a(i)$, $b(i)$ e $c(i)$ sono utilizzati per la stima di $a(V)$, $b(V)$ e $c(V)$, funzioni dell'effettivo valore presente di velocità anziché dell'i-esimo intervallo di velocità. Il parametro $b(V)$, proporzionale al valore medio della cpdf, è modellato attraverso una funzione lineare della velocità; il parametro $c(V)$, proporzionale alla deviazione standard, è schematizzato mediante un modello quadratico; il parametro $a(V)$ è infine ricalcolato in modo che – per qualunque valore della velocità attuale – sia garantita la consistenza del modello. Il valore della velocità attuale $V_{\tau,\max}$ corrispondente a c=0 rappresenta il limite superiore della velocità presente che permette la stima dei valori futuri (per tale valore la cpdf degenera in valore deterministico). È interessante osservare che $V_{\tau,\max} > V_{\max}$, pertanto il modello può fornire stime di velocità future anche per valori della velocità presente non ancora realizzatisi.
Al quarto passo, la cpdf dei valori futuri del vento è stimata per qualunque valore della velocità attuale registrata:

$$p_{V\tau}(V_\tau \mid V < V_{\tau,\max}) = a(V) \cdot \exp\left[-\left(\frac{V_\tau - b(V)}{c(V)} \right)^2 \right] \tag{4}$$

La probabilità di occorrenza di un evento futuro corrispondente a una realizzazione attuale può essere calcolata a partire dall'Eq. (4):

$$P(V_\tau \mid V) = \int_0^{V_\xi} a(V) \cdot \exp\left[-\left(\frac{\xi - b(V)}{c(V)} \right)^2 \right] d\xi \tag{5}$$

L'inversione dell'Eq. (5) fornisce l'intensità del vento con assegnata probabilità di superamento a un tempo τ nel futuro.

3. APPLICAZIONE DEL MODELLO AI DATI ANEMOMETRICI

Il modello probabilistico per la previsione dei fenomeni intensi del vento è stato applicato ai dati anemometrici registrati da 11 stazioni installate da Rete Ferroviaria Italiana (RFI) lungo la linea Alta Velocità/Alta Capacità Roma – Napoli. Ciascuna stazione acquisisce i dati continuativamente, con frequenza di campionamento pari a 0.5 Hz; ogni 10 minuti i valori registrati (intensità del vento e sua direzione) vengono mediati e salvati (144 valori giornalieri disponibili). Le stazioni anemometriche si trovano in aree caratterizzate da orografia spesso complessa, e da coperture del terreno assai dissimili. Le centraline sono poste a due metri sopra il piano del ferro. Questa tipologia di installazione è stata scelta al fine di registrare il vento effettivamente incontrato dai convogli ferroviari al loro passaggio; tuttavia i dati registrati sono particolarmente affetti dalle caratteristiche locali del terreno. Tale circostanza comporta che le misure anemometriche registrate da strumenti in aree diverse mostrano caratteristiche dissimili. La possibilità di eseguire previsioni dell'intensità del vento senza dovere modellare probabilisticamente ciascuna stazione anemometrica risulta pertanto estremamente vantaggioso.
L'applicazione del modello previsionale probabilistico fornisce risultati soddisfacenti per tutte le stazioni anemometriche fino a circa 10-12 intervalli futuri (i.e. fino a circa 2 ore). La Figura 2 mostra la velocità attesa futura per intervalli di tempo pari a 30 e 60 minuti e per cinque differenti probabilità di occorrenza P (50, 75, 85, 90 e 95%) presso una delle 11 stazioni. La previsione può essere effettuata per una velocità attuale registrata fino a un valore $V_{\tau,\max}$ ($V_{\tau,\max} > V_{\max}$, essendo $V_{\max}$ il valore massimo di velocità registrato dalla stazione anemometrica) che – per ogni stazione – è funzione dell'orizzonte temporale fissato per la predizione dei dati. L'intervallo di velocità attesa

diventa più ampio (le curve di isoprobabilità si allontanano) al crescere del tempo di previsione, poiché possono sopravvenire maggiori variazioni della velocità del vento. I valori predetti possono includere la stima effettuata utilizzando un modello persistente, in cui il valore atteso futuro è uguale al valore attuale (curve in grigio di Figura 2). L'errore percentuale commesso nella stima del valore futuro è funzione del valore di velocità presente e della probabilità di superamento fissata. La Figura 3 mostra l'errore percentuale medio e la sua deviazione standard per la previsione a 30 minuti di una delle stazioni anemometriche, e il confronto con i corrispondenti valori utilizzando il modello persistente. A basse velocità, considerando una elevata probabilità di occorrenza (95%), gli errori sono considerevoli (sovrastime del valore realizzatosi); tuttavia, tali intensità del vento non sono di interesse nell'ottica di sviluppare una metodologia di previsione degli eventi intensi. Al contrario, gli errori si riducono progressivamente all'aumentare della velocità corrente, e il modello è in grado di evitare le sottostime del modello persistente.

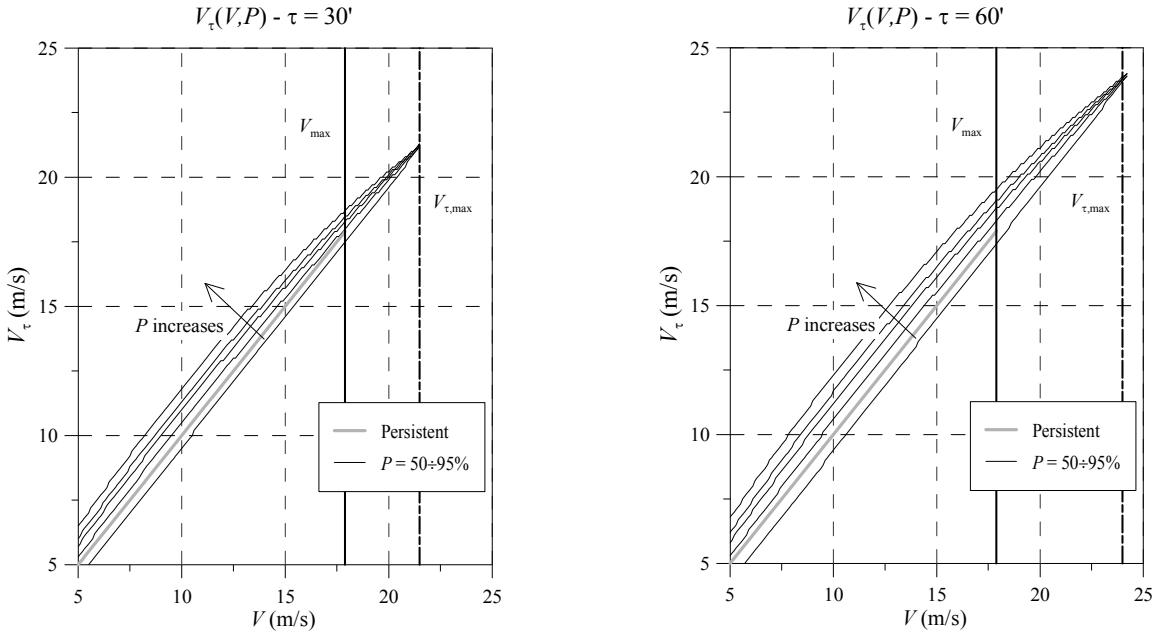


Figura 2. Previsione della velocità futura del vento funzione dell'orizzonte temporale, della velocità presente e della probabilità di occorrenza.

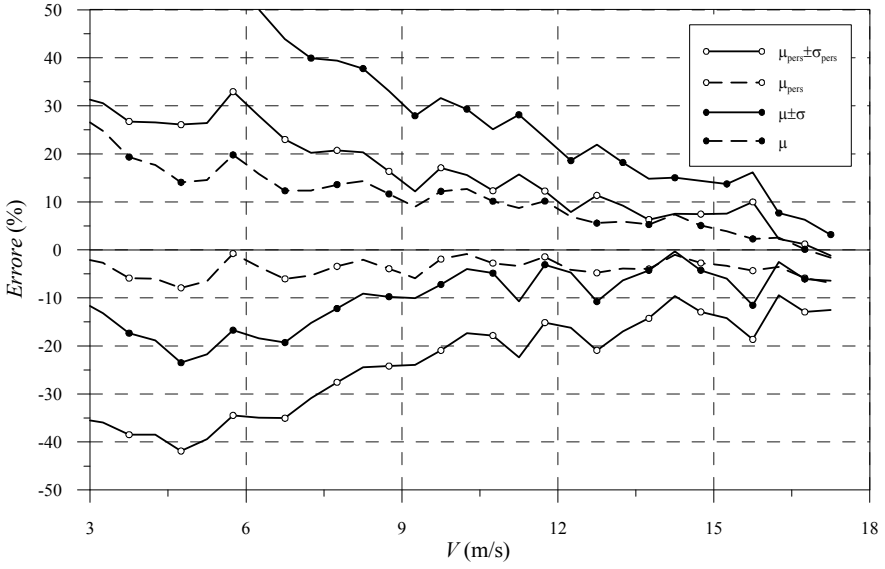


Figura 3. Errori medi e intervalli di confidenza nella previsione a 30 minuti applicati a una serie storica (simboli pieni) e confronto con un modello persistente (simboli vuoti).

La Figura 4 mostra il confronto tra la serie storica effettivamente realizzatasi (V) e la previsione a 30 minuti (V_τ), assumendo una probabilità di occorrenza pari al 95%. I valori predetti sono generalmente cautelativi nei confronti dei valori più intensi (simboli vuoti), e anche nel caso di sottostime (simboli pieni) il rapporto tra la velocità predetta e quella realizzatasi è più che soddisfacente.
La Figura 5 mostra l'errore percentuale commesso nella predizione con 30' di anticipo dell'insieme dei dati mostrato in Figura 4; si evince che l'errore tende a ridursi al crescere della velocità e che le sottostime sono comunque estremamente contenute.

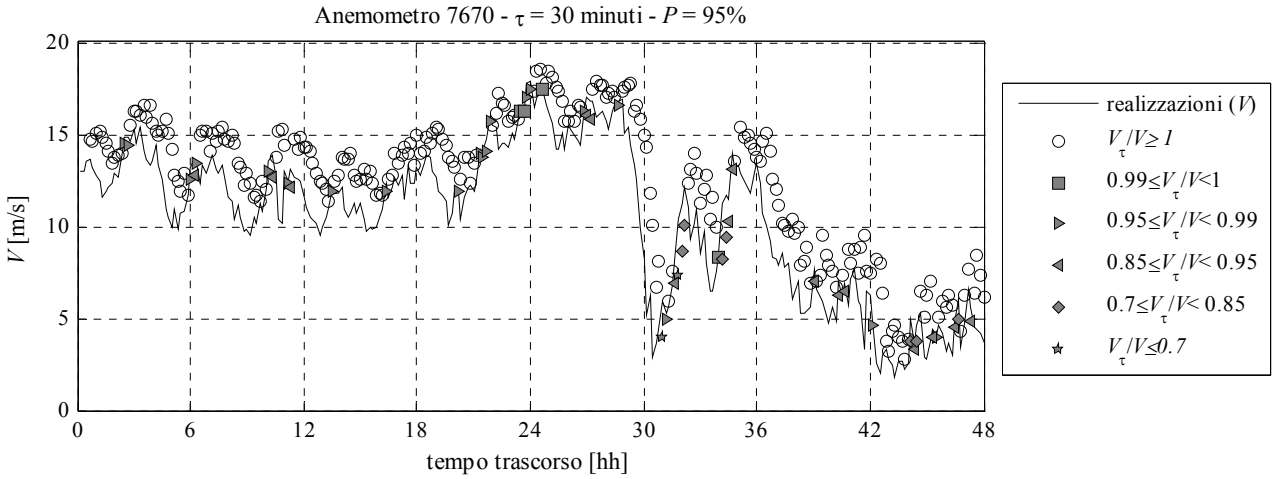


Figura 4. Serie storica anemometrica e sua predizione su un orizzonte temporale di 30' assumendo una probabilità di non superamento della velocità pari al 95%.

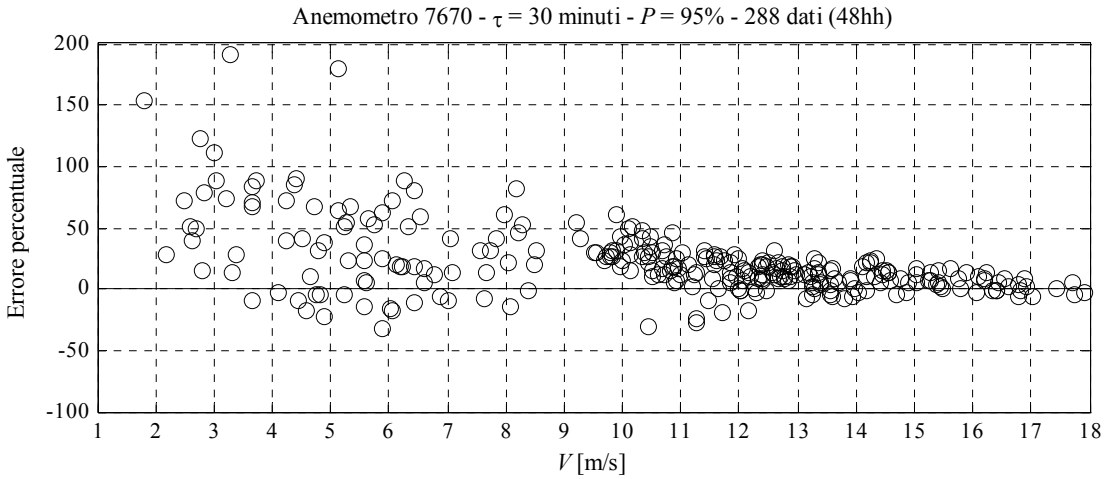


Figura 5. Errore percentuale commesso nella predizione su un orizzonte temporale pari a 30'.

4. CONCLUSIONI

L'approccio condizionale alla previsione a breve termine delle serie storiche di dati anemometrici consente un' accurata modellazione degli eventi intensi. In virtù della persistenza della direzione di provenienza del vento in concomitanza degli eventi di maggiore intensità, le serie storiche possono essere analizzate come realizzazioni di processi stocastici mono-dimensionali, assumendo che, su intervalli di tempo inferiori a due ore, la direzione del vento rimanga mediamente costante. I valori attesi di intensità del vento possono essere stimati in funzione di assegnate probabilità di superamento, senza formulare ipotesi sulle distribuzioni probabilistiche dei valori correnti. Tale assenza di ipotesi risulta particolarmente vantaggiosa analizzando i dati provenienti da molte stazioni anemometriche collocate in prossimità del terreno, in aree molto diverse e talvolta

caratterizzate da orografia complessa, le cui distribuzioni probabilistiche differiscono notevolmente le une dalle altre e spesso non sono riproducibili attraverso i modelli classici di letteratura.
Nell'applicazione del modello ai dati di velocità media su 10' delle stazioni anemometriche installate da RFI lungo la linea ad Alta Velocità/Alta Capacità Roma – Napoli, le funzioni condizionali di densità di probabilità (cpdf) dei valori futuri della velocità del vento sono modellate con distribuzioni gaussiane troncate; ciò equivale ad ipotizzare che le variazioni di velocità nel breve periodo siano gaussiane.
La formulazione proposta è equivalente a un modello dinamico del primo ordine, giacché la stima dei valori futuri è funzione del solo valore attuale, senza considerare i valori passati. Il modello, nonostante la sua evidente semplicità, è in grado di eseguire una predizione accurata dei valori più intensi, dando luogo a sottostime inferiori a quelle commesse utilizzando un modello persistente. Inoltre, le stime fornite diventano sempre più accurate col passare del tempo grazie alla disponibilità di nuove misure che vanno ad ampliare la base dati su cui effettuare le valutazioni probabilistiche.
La procedura qui presentata è altresì passibile di miglioramenti, da sviluppare in tre direzioni distinte. Un ambito di miglioramento riguarda la modellazione delle cpdf; l'utilizzo di funzioni di densità che meglio si prestino a modellare le code delle distribuzioni condizionali potrebbe portare a un ulteriore incremento delle prestazioni del modello. Un secondo raffinamento riguarda la scelta dei parametri ottimali nella scelta dell'intervallo di discretizzazione, da effettuare attraverso una stima ricorsiva che minimizzi gli errori percentuali. Il terzo sviluppo concerne la stima della velocità attesa non in funzione della probabilità di occorrenza, ma di una soglia di errore ritenuta accettabile.

5. BIBLIOGRAFIA

Imai T., Fujii T., Tanemoto K., Shimamura T., Maeda T., Ishida H., Hibino Y. (2002). New train regulation method based on wind direction and velocity of natural wind against strong winds, *J. Wind Engng. Ind. Aerod*., Vol. 90 (12-15), pp. 1601-1610.

Cheli R., Mancini G., Roberti R., Diana G., Cheli F., Corradi R., Tomasini G. (2003). "Cross-wind aerodynamic forces on rail vehicles: wind tunnel experimental tests and numerical dynamic analysis" Proc. WCRR, Edinburgh, UK.

Suzuki M., Tanemoto K., Maeda T. (2003). Aerodynamic characteristics of train/vehicles under cross winds, *J. Wind Engng. Ind. Aerod.*, Vol. 91, pp. 209-218.

Diedrichs B., Sima M., Orellano A., Tengstrand H. (2007). Crosswind stability of a high-speed train on a high embankment, Proc. IMechE Vol. 221 Part F: J. Rail and Rapid Transit, 205-225.

Sfetsos A. (2000). A comparison of various forecasting techniques applied to mean hourly wind speed time series, *Renewable Energy*, Vol. 21, pp. 23-35.

Brown B.G., Katz R.W., Murphy A.H. (1984). "Time series Models to Simulate and Forecast Wind Speed and Wind Power", Journal of Climate and Applied Meteorology, 23, 1184-1195.

Alexiadis M.C., Dokopoulos P.S., Sahsamanoglou H.S., Manousaridis I.M. (1998). "Short-term forecasting of wind speed and related electrical power", Solar Energy, 63 (1), 61-68.

Box G.E.P., Jenkins G.M. (1976). "Time series analysis: forecasting and control – Revised edition", Holden Day, Oakland, California.

Desrochers G., Blanchard M., Sud S. (1986). "A Monte-Carlo Simulation Method for the Economic Assessment of the Contribution of Wind Energy to Power Systems", IEEE Transactions on Energy Conversions, 1(4), 50-56.

Nfaoui H., Buret J., Sayigh A.A.M. (1996). "Stochastic simulation of hourly average wind speed sequences in Tangiers (Morocco)", Solar Energy, 56(3), 301-314.

Torres J.L., Garcìa A., De Blas M., De Francisco A. (2005). Forecast of hourly average wind speed with ARMA models in Navarre (Spain), Solar Energy, Vol. 79, pp. 65-77

Fellows A., Hill D. (1990). "Wind and load forecasting for integration of wind power into a meso-scale electrical grid", Proc. European Community Wind Energy Conference, Madrid, Spain, 636-640.

Kavasseri R.G., Seetharaman K., (2009). "Day-ahead wind speed forecasting using f-ARIMA models", Renewable Energy, 34, 1388-1393.

Sanchez I., (2006). “Short-term prediction of wind energy production”, Int. J.Forecasting, 22, 43-56.
World Meteorological Organisation (1996). “Guide to meteorological instruments and methods of observations”, WMO-No. 8, 6th edition.
Gurley K.R., Tognarelli M.A., Kareem A., (1997) “Analysis and Simulation Tools For Wind Engineering”, Prob. Engng. Mech., 12(1), 9-31.

Un primo passo verso la formulazione di un procedimento normativo per l'analisi a fatica di strutture esposte al vento

Maria Pia Repetto[a], Stefano Sandon [a], Giovanni Solari [a]

[a] DICAT, Università di Genova, Genova

ABSTRACT

L'analisi della fatica indotta dal vento costituisce un passo cruciale nel progetto di strutture sensibili alle azioni eoliche. Nonostante ciò, i metodi proposti in letteratura sono principalmente rivolti ad applicazioni di ricerca e si riscontra una quasi totale mancanza di metodi ingegneristici e di indicazioni a livello normativo. Sulla base di tale osservazione, a partire dal metodo di analisi a fatica proposto dagli autori, il presente lavoro costituisce un primo passo volto a tradurre le formulazioni teoriche in una metodologia ingegneristica completa, in grado di considerare opportunamente i molteplici aspetti dei fenomeni meteorologici, meccanici e aerodinamici coinvolti, e nel contempo idonea ad essere impiegata nella soluzione di problemi ingegneristici e in campo normativo.

PAROLE CHIAVE: Danno a fatica, normativa tecnica, risposta alle azioni del vento, vita a fatica.

1. INTRODUZIONE

L'analisi della fatica indotta dal vento costituisce un passo cruciale nel progetto di strutture sensibili alle azioni eoliche. Nonostante ciò, i metodi proposti in letteratura sono principalmente rivolti ad applicazioni di ricerca e si riscontra una quasi totale mancanza di metodi ingegneristici e di indicazioni a livello normativo.

A partire dal 2001 due degli autori hanno sviluppato un ampio programma di ricerca volto all'elaborazione di una formulazione generale della fatica indotta dalle azioni del vento su strutture snelle. La procedura proposta consente la stima dell'istogramma dei cicli, del danno a fatica e della vita a fatica sulla base della probabilità congiunta di velocità media del vento, direzione del vento e lunghezza di Monin-Obukhov, tenendo conto delle azioni simultanee in direzione longitudinale, trasversale e torsionale, oltre alla possibile insorgenza del fenomeno di lock-in. Inizialmente, le analisi sono state formulate schematizzando la tensione come un processo a banda stretta (Repetto & Solari, 2001, 2004), successivamente, è stato proposto un metodo avanzato basato sull'ipotesi di processi bimodali (Repetto & Solari, 2006, 2007). Il modello proposto consente di effettuare un'analisi di fatica completa, tenendo conto di tutti gli aspetti coinvolti nel fenomeno. Peraltro, la complessità del problema e la generalità delle soluzioni formulate rendono la procedura analitica ottenuta spesso troppo complicata per essere impiegata direttamente in ambito progettuale; inoltre, il procedimento richiede la conoscenza di parametri del campo di vento e dei processi di risposta non deducibili dalle Normative Tecniche attuali.

Lo sviluppo dello studio è volto a tradurre le formulazioni teoriche in una metodologia ingegneristica completa, in grado di considerare opportunamente i molteplici aspetti dei fenomeni meteorologici, meccanici e aerodinamici coinvolti, e nel contempo idonea ad essere

impiegata nella soluzione di problemi ingegneristici e in campo normativo. In questo ambito, il presente lavoro costituisce un primo passo di semplificazione, discutendo una gerarchia di ipotesi di calcolo che possono condurre a soluzioni progressivamente più semplici e cautelative, chiaramente ispirate ad applicazioni in ambito tecnico.

2. PROCEDIMENTO GENERALE DI VERIFICA A FATICA

Si suddivida il tempo in intervalli successivi ΔT compresi nel gap spettrale che separa il picco macro-meteorologico dal picco micro-meteorologico della velocità del vento. In ogni intervallo ΔT la velocità del vento ad un'altezza di riferimento sul terreno è schematizzata mediante il suo valore medio $\overline{u}$ e la componente longitudinale di turbolenza u', modellata come un processo stazionario e Gaussiano. Per semplicità, si trascurano la direzionalità del vento e gli effetti della stratificazione termica (Repetto & Solari, 2004, 2007).
Si consideri una struttura snella o un elemento strutturale la cui lunghezza *l* è maggiore della dimensione di riferimento della sezione trasversale b. Considerando la struttura lineare, la tensione indotta dal vento in un punto M della struttura in un intervallo temporale ΔT è un processo stocastico stazionario e Gaussiano:

$$s(M,t) = \overline{s}(M) + s'(M,t) \tag{1}$$

dove $\overline{s}$ è la tensione media causata dalla velocità media del vento $\overline{u}$, s' è la tensione fluttuante causata dalla turbolenza longitudinale u'; s' èqui schematizzata come un processo bi–modale (Repetto & Solari, 2006):

$$s'(M,t) = s'_Q(M,t) + s'_D(M,t) \tag{2}$$

dove s'_Q è la parte quasi statica a bassa frequenza, s'_D è la parte risonante, qui considerata funzione del solo primo modo di vibrazione, la cui frequenza naturale n_1 è maggiore della frequenza attesa ν_Q di s'_Q. Pertanto, le parti quasi statica e risonante della risposta possono essere considerate scorrelate, e la varianza e la frequenza attesa del processo di tensione indotta dal vento possono essere espresse come:

$$\sigma^2 = \sigma_Q^2 + \sigma_D^2 \quad ; \quad \nu = \sqrt{(\nu_Q)^2 \lambda_Q + (n_1)^2 \lambda_D} \quad ; \quad \lambda_Q = \frac{\sigma_Q^2}{\sigma^2} \quad ; \quad \lambda_D = \frac{\sigma_D^2}{\sigma^2} \tag{3}$$

dove σ_Q e σ_D sono le deviazioni standard di s'_Q e s'_D, rispettivamente; λ_Q e λ_D sono le varianze normalizzate di s'_Q e s'_D, rispettivamente.
Adottando l'approccio S-N, il danno a fatica è valutato mediante la legge di accumulo lineare di Palmgren-Miner riferita alle tensioni nominali. La frazione di danno medio indotta nell'unità di tempo ad una fissata velocità media del vento $\overline{u}$ può essere espressa come:

$$d\overline{\delta}(1,\Delta,\overline{u}) = \frac{d\overline{n}(1,\Delta,\overline{u})}{N(\Delta,\overline{s}_t,\overline{u})} \quad ; \quad d\overline{n}(1,\Delta,\overline{u}) = \nu_\Delta(\overline{u})\, p(\Delta \mid \overline{u})\, d\Delta \tag{4}$$

dove $d\overline{n}$ è il numero medio dei cicli con ampiezza tra Δ e $\Delta+d\Delta$, associati a $\overline{u}$; $p(\Delta|\overline{u})$ è la funzione di densità di probabilità di Δ, condizionata all'occorrenza di $\overline{u}$; ν_Δ è la frequenza attesa dei cicli di tensione. N è il numero di cicli che causa il collasso con un'ampiezza costante Δ e tensione media $\overline{s}_t$. Le norme generalmente forniscono il numero $N(\Delta)$ di cicli che causa il collasso con un'ampiezza costante Δ e $\overline{s}_t = 0$. Il ruolo della tensione media non

nulla può essere considerato sostituendo Δ con un valore equivalente Δ_e, valutato mediante la relazione di Goodman (Goodman, 1930).
La frazione di danno nell'unità di tempo dovuta a $\bar{u}$ è ottenuta integrando l'Eq.(4) rispetto a Δ:

$$\bar{d}(1,\bar{u}) = \int_0^\infty \frac{\nu_\Delta(\bar{u})\, p(\Delta|\bar{u})}{N(\Delta_e;\bar{u})} d\Delta \tag{5}$$

Considerando la variazione della velocità media del vento, il danno medio totale nell'unità di tempo risulta:

$$\bar{D}(1) = \int_0^\infty \bar{d}(1,\bar{u})\, p(\bar{u})\, d\bar{u} \tag{6}$$

Il danno medio totale in T è $\bar{D}(T) = T\bar{D}(1)$. Il collasso convenzionalmente è associato a $\bar{D}(T) = 1$.

3. APPROSSIMAZIONE DEGLI STATI TENSIONALI ALONGWIND

La soluzione delle Eq.(5) e (6) richiede di esprimere i parametri statistici della tensione indotta dal vento al variare della velocità $\bar{u}$. Le normative generalmente forniscono metodi per valutare i parametri della tensione alla velocità di riferimento $\bar{u}_{ref}$ (definita come la velocità media del vento con un periodo medio di ritorno di 50 anni, a quota 10 m su un terreno pianeggiante, omogeneo, caratterizzato da lunghezza di rugosità di 0.05 m).
La Fig.1 mostra la deviazione standard, la frequenza attesa e la varianza normalizzata risonante di un set di strutture snelle, al variare del rapporto $\bar{u}/\bar{u}_{ref}$, dove $\bar{u}$ è la velocità media del vento a quota 10 m. Le curve sono ottenute adottando il modello proposto in (Piccardo & Solari, 2002), facendo variare l'altezza l nel dominio 10-100m, la frequenza fondamentale n_1 nel dominio 0.5-1.5 Hz e lo smorzamento ξ del dominio 0.005-0.05.

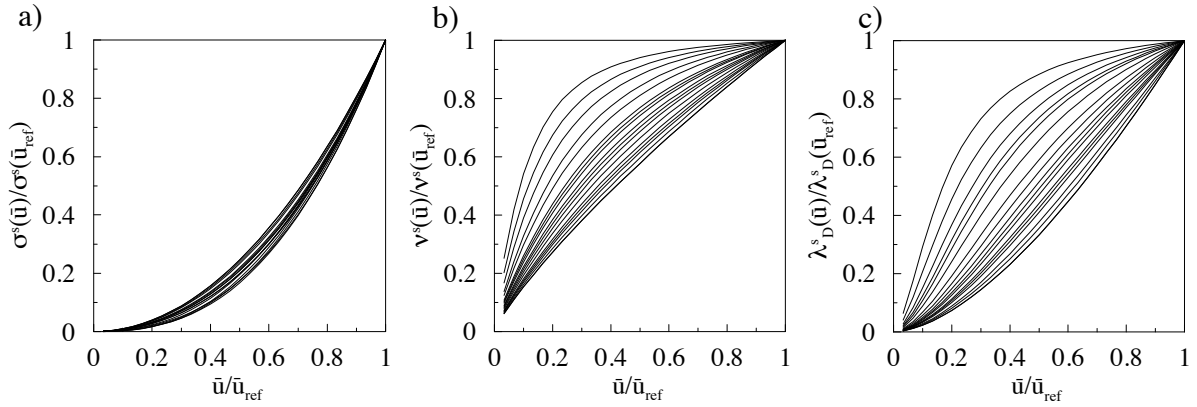


Figura 1. Deviazione standard (a), frequenza attesa (b) e varianza risonante normalizzata (c) dei processi di tensione di strutture verticali snelle, normalizzate al valore di riferimento

I diagrammi mostrano una lente di curve crescenti al crescere del rapporto $\bar{u}/\bar{u}_{ref}$, la cui distanza massima si realizza nel dominio intermedio di $\bar{u}$, che corrisponde generalmente al caso di massimo danno a fatica (Repetto & Solari, 2007).
Al fine di risolvere le Eq.(5) e (6) in forma chiusa, è necessario esprimere i parametri della tensione attraverso funzioni semplici di $\bar{u}$, in grado di fornire buone approssimazioni nel dominio intermedio della velocità media. A questo scopo, Holmes (2002) ha espresso la

deviazione standard come una legge di potenza di $\bar{u}$, suggerendo un esponente di valore compreso tra 2 e 2.5. Tale espressione è molto semplice, tuttavia il dominio dei valori suggeriti per l'esponente comporta grandi incertezze, che si riflettono sulla stima del danno a fatica. Tenendo presenti tali osservazioni, nel presente lavoro i parametri della tensione vengono approssimati mediante le leggi di potenza:

$$\kappa(\bar{u})=\kappa_{ref}\left(\frac{\bar{u}}{\bar{u}_{ref}}\right)^{\alpha_\kappa}, \qquad \alpha_\kappa=\frac{ln\left(\kappa_{0.5ref}/\kappa_{ref}\right)}{ln(0.5)} \tag{7}$$

dove κ è il parametro di tensione da determinare, $\kappa_{ref}=\kappa(\bar{u}_{ref})$, $\kappa_{fat}=\kappa(\bar{u}_{fat})$, $\bar{u}_{fat}$ è la velocità media del vento rappresentativa del dominio in cui il danno a fatica è massimo. Il suo valore può essere definito come il massimo della funzione integranda nell'Eq.(6) e dipende dalla densità di probabilità di $\bar{u}$, $p(\bar{u})$, nel sito della struttura. Pertanto, in linea di principio, la valutazione di $\bar{u}_{fat}$ richiede un'analisi ad hoc per ogni condizione locale. Al fine di fornire indicazioni su $\bar{u}_{fat}$, è stata sviluppata un'analisi in due passi. Il primo passo ha valore generale e mira ad esprimere la forma funzionale della funzione integranda nell'Eq.(6) al variare di $\bar{u}$, definendo la forma funzionale dell'Eq.(5). Assumendo la soluzione classica a banda stretta (Rif), si dimostra che il danno medio associato alla velocità media $\bar{u}$ dipende da $\nu(\bar{u})[\sigma(\bar{u})]^{m_1}$. Si introducono quindi tre ipotesi: 1) $\nu(\bar{u})$ è costante al variare della velocità media $\bar{u}$; 2) $\sigma(\bar{u})$ segue una legge di potenza di $\bar{u}$, con esponente 2; 3) $m_1=3$. Con queste ipotesi la funzione integranda in Eq.(6) è proporzionale a $p(\bar{u})\bar{u}^6$, e $\bar{u}_{fat}$ è definita come l'ascissa del massimo di tale funzione (Fig.2a).
Il secondo passo, relativo al territorio italiano, consiste nella ricerca dell'ascissa del massimo della funzione $p(\bar{u})\bar{u}^6$, considerando 20 stazioni meteorologiche sul territorio. La Fig.2b mostra il risultato dell'analisi; i simboli rappresentano i valori di $\bar{u}_{fat}$ normalizzati al valore di riferimento $\bar{u}_{ref}$; La linea tratteggiata rappresenta il valore medio di $\bar{u}_{fat}/\bar{u}_{ref}$, evidenziando che $\bar{u}_{fat} \cong 0.5\,\bar{u}_{ref}$.

a) b)

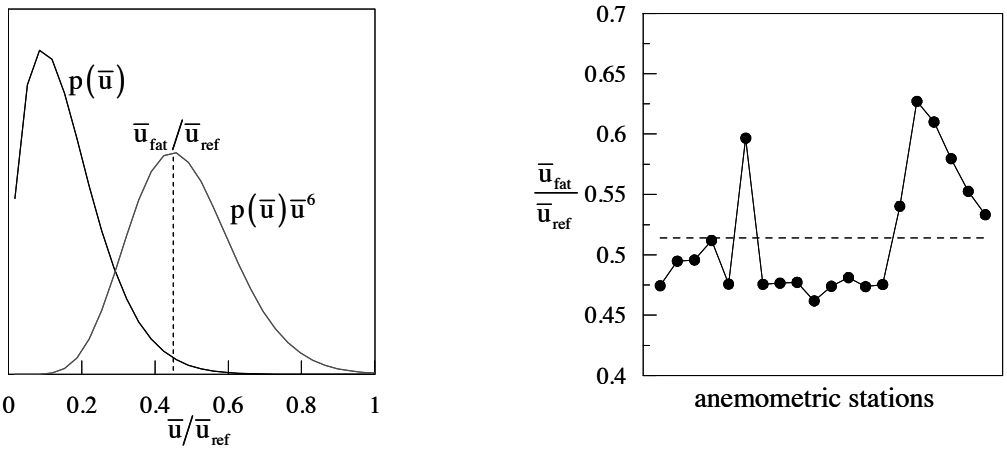


Figura 2. Schema per definire $\bar{u}_{fat}$ (a), e valori ottenuti per le basi dati italiane (b).

La Fig.3 mostra la deviazione standard, la frequenza attesa e la varianza normalizzata risonante del set di strutture snelle utilizzato in Fig.1, al variare del rapporto $\bar{u}/\bar{u}_{ref}$, ottenute mediante l'Eq.(7), con $\bar{u}_{fat}=0.5\,\bar{u}_{ref}$. La Fig.4 mostra l'errore commesso dall'utilizzo dell'Eq.(7) rispetto alla soluzione in Fig.1. Le approssimazioni sono buone nel dominio delle velocità intermedie ed elevate. Per velocità basse gli errori sono grandi ma non influenzano la valutazione della fatica indotta dal vento (Repetto & Solari, 2001, 2006, 2007)

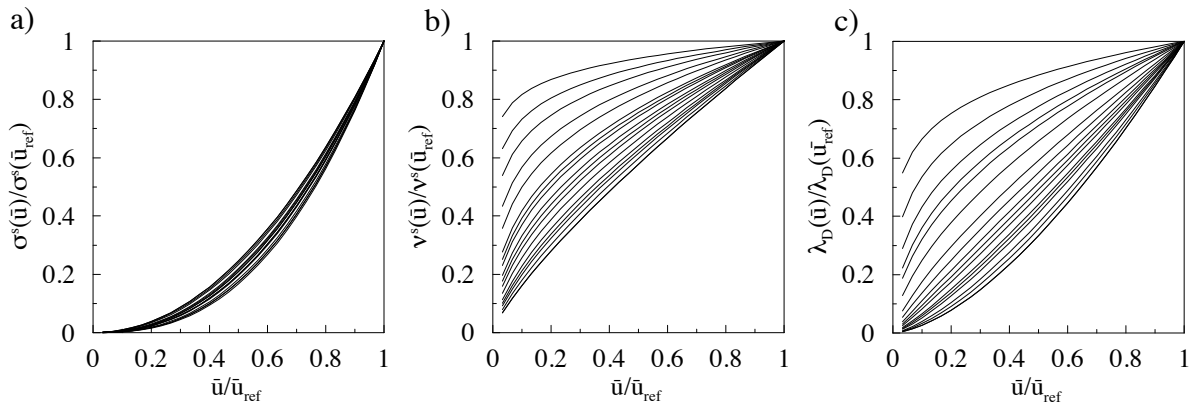


Figura 3. Forma approssimata della deviazione standard (a), frequenza attesa (b) e varianza risonante normalizzata (c) dei processi di tensione di strutture verticali snelle, normalizzate al valore di riferimento

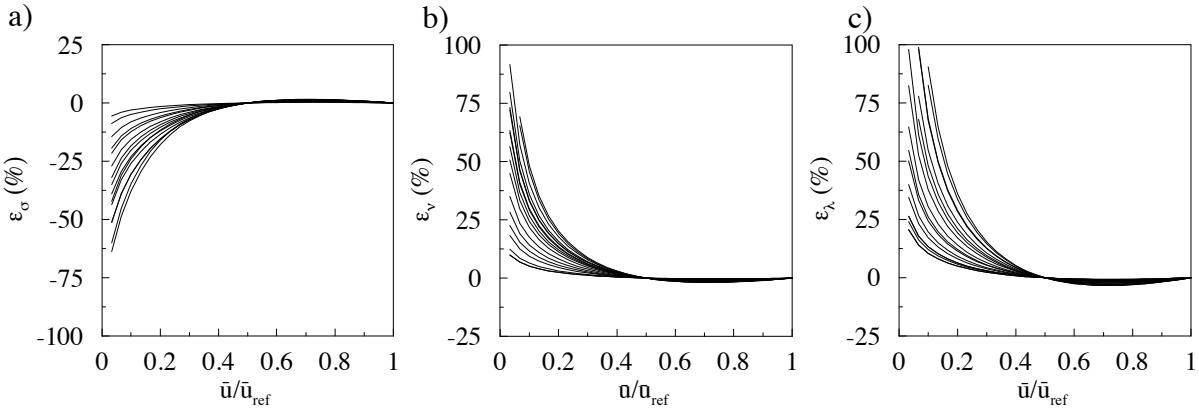


Figura 4. Errori indotti dalla forma approssimata rispetto alla soluzione in forma chiusa della deviazione standard (a), frequenza attesa (b) e varianza risonante normalizzata (c) dei processi di tensione di strutture verticali snelle, normalizzate al valore di riferimento

4. SOLUZIONI IN FORMA CHIUSA DEL DANNO A FATICA

Nonostante le semplificazioni introdotte, la soluzione delle Eq.(5) e (6) presenta molte difficoltà. Queste possono essere superate introducendo tre ulteriori ipotesi che vengono generalmente utilizzate in letteratura senza la dovuta consapevolezza: 1) la curva S-N è rettilinea in un piano bi-logaritmico; 2) la tensione fluttuante è trattata come un processo stazionario, Gaussiano, a banda stretta; 3) la tensione media è nulla. Introducendo queste ipotesi, viene ottenuta una soluzione in forma chiusa, simile a quella proposta da Holmes (2002), definita soluzione di primo livello. Sfortunatamente, tali ipotesi sono generalmente disattese nella realtà, pertanto la soluzione di primo livello può condurre ad errori di notevole entità sulla stima del danno. La ricerca attuale è volta a formulare opportuni fattori di correzione della stima del danno, rimuovendo individualmente le tre ipotesi elencate. Il presente lavoro presenta un primo passo dell'analisi, illustrando la formulazione della soluzione di primo livello e del fattore correttivo per la curva a fatica, ottenuto rimuovendo l'ipotesi 1).

4.1 Soluzione di primo livello

Si assuma che la curva di resistenza a fatica S-N sia ben approssimata da una linea retta in un diagramma bi-logaritmico. Essa si può esprimere nella forma:

$$N\Delta^{m_1} = a_1 \tag{8}$$

dove N è il numero di cicli che porta a rottura, Δ è l'ampiezza dei cicli, a_1 e m_1 sono costanti che dipendono dal materiale e dal componente strutturale in esame. Si assuma inoltre che la tensione media sia nulla. Sotto tali ipotesi, l'Eq.(5) assume la forma:

$$\bar{d}_{FL}\left(1,\bar{u}\right) = \int_0^{\infty} \frac{\nu_{\Delta}\left(\bar{u}\right)\Delta^{m_1}\left(\bar{u}\right)p\left(\Delta|\bar{u}\right)}{a_1} d\Delta \tag{9}$$

Assumendo che la tensione indotta dal vento a velocità media $\bar{u}$ sia un processo a banda stretta, ogni picco di tensione è associato ad un ciclo la cui ampiezza è il doppio del valore del picco; pertanto, la frequenza attesa è $\nu_{\Delta}(\bar{u})=\nu(\bar{u})$ la deviazione standard è $\sigma_{\Delta}(\bar{u})= 2\sigma(\bar{u})$ e Δ segue una distribuzione di Rayleigh espressa da:

$$p(\Delta \mid \bar{u}) = \frac{\Delta}{\left(2\sigma\left(\bar{u}\right)\right)^2} exp\left\{-\frac{\Delta^2}{2\left(2\sigma\left(\bar{u}\right)\right)^2}\right\} \tag{10}$$

Sostituendo l'Eq.(10) nell' Eq.(9), quest'ultima assume la forma:

$$\bar{d}_{FL}\left(1,\bar{u}\right)=\frac{\nu\left(\bar{u}\right)}{a_1}\left[2\sqrt{2}\sigma\left(\bar{u}\right)\right]^{m_1}\Gamma\left(\frac{m_1}{2}+1\right) \tag{11}$$

dove $\Gamma(\bullet)$ è la funzione Gamma, definita come (Davis, 1965):

$$\Gamma\left(n\right)=\int_0^{\infty} t^{n-1}\, exp\,(-t)dt \tag{12}$$

La densità di probabilità della velocità media del vento è descritta adottando il modello di Weibull Ibrido, nella forma (Solari 1996):

$$p_{\bar{u}}\left(\bar{u}\right)=F_0\delta\left(\bar{u}\right)+\left(1-F_0\right)\frac{k}{c}\left(\frac{\bar{u}}{c}\right)^{k-1} exp\left\{-\left(\frac{\bar{u}}{c}\right)^{k}\right\};\ u>0 \tag{13}$$

in cui $\delta(\ )$ è l'operatore di Dirac; F_0 è la probabilità che sia $\bar{u}=0$; k e c sono parametri del modello.
Approssimando $\nu(\bar{u})$ e $\sigma(\bar{u})$ mediante la funzione proposta in Eq.(7) e sostituendo le Eq.(11) e (13) nell'Eq.(6), quest'ultima assume la forma:

$$\bar{D}_{FL}\left(1\right)=\frac{\left(2\sqrt{2}\right)^{m_1}}{a_1}\frac{\nu_{ref}}{\bar{u}_{ref}^{\alpha_v}}\left(\frac{\sigma_{ref}}{\bar{u}_{ref}^{\alpha_\sigma}}\right)^{m_1}\left(1\text{-}F_0\right)\Gamma\left(\frac{m_1}{2}+1\right)\frac{k}{c}\ \frac{1}{c^{k-1}}\int_0^{\infty}\bar{u}^{\left(\alpha_v+m_1\alpha_\sigma+k-1\right)}\exp\left\{-\left(\frac{\bar{u}}{c}\right)^{k}\right\}d\bar{u} \tag{14}$$

Introducendo il cambio di variabile:

$$\left(\frac{\bar{u}}{c}\right)^{k}=t;\qquad d\bar{u}=\frac{c}{k}t^{\frac{1-k}{k}}dt \tag{15}$$

l'Eq.(14) diviene:

$$\bar{D}_{FL}(1)=\frac{\left(2\sqrt{2}\right)^{m_1}}{a_1}\frac{\nu_{ref}}{\bar{u}_{ref}^{\alpha_\nu}}\left(\frac{\sigma_{ref}}{\bar{u}_{ref}^{\alpha_\sigma}}\right)^{m_1}(1-F_0)\Gamma\left(\frac{m_1}{2}+1\right)\frac{k}{c}\;\frac{1}{c^{k-1}}\frac{c^{\left(\alpha_\nu+m_1\alpha_\sigma+k\right)}}{k}\int_0^\infty t^{\left(\frac{\alpha_\nu+m_1\alpha_\sigma}{k}\right)}\exp\{-t\}\,d\bar{u} \quad (16)$$

Considerando la definizione della funzione Gamma in Eq.(12), l'Eq.(16) diviene:

$$\bar{D}_{FL}(1)=\frac{\left(2\sqrt{2}\right)^{m_1}}{a_1}\frac{\nu_{ref}}{\bar{u}_{ref}^{\alpha_\nu}}\left(\frac{\sigma_{ref}}{\bar{u}_{ref}^{\alpha_\sigma}}\right)^{m_1}(1-F_0)c^{(\alpha_\nu+m_1\alpha_\sigma)}\Gamma\left(\frac{m_1}{2}+1\right)\Gamma\left(\frac{\alpha_\nu+m_1\alpha_\sigma+k}{k}\right) \quad (17)$$

4.2 Fattore di curva a fatica

Il risultato ottenuto al paragrafo 4.1 deriva dall'assunzione che la curva a fatica sia rettilinea in un diagramma bi-logaritmico (Eq.(8)). Tuttavia, le normative generalmente assegnano le curve S-N a fatica come linee spezzate continue. Considerando in particolare i dettagli strutturali in acciaio, esse assumono la forma assume la forma:

$$\begin{aligned} &N\to\infty && \text{for} && \Delta\le\Delta_L \\ &N=a_2/\Delta_j^{m_2} && \text{for} && \Delta_L\le\Delta\le\Delta_D \\ &N=a_1/\Delta_j^{m_1} && \text{for} && \Delta_D\le\Delta\le\Delta \end{aligned} \quad (18)$$

dove a_1, a_2, m_1, m_2 sono costanti dipendenti dal materiale e dal componente strutturale considerato, Δ è l'ampiezza dei cicli. La Fig.5a mostra lo schema di una tipica curva S-N per un dettaglio strutturale in acciaio. La curva è identificata dall'ampiezza di tensione del dettaglio strutturale, Δ_C, corrispondente a $N=2\times10^6$; l'ampiezza Δ_D, corrispondente a $N=5\times10^6$, identifica il ginocchio della curva; l'ampiezza Δ_L è il limite di cut-off.

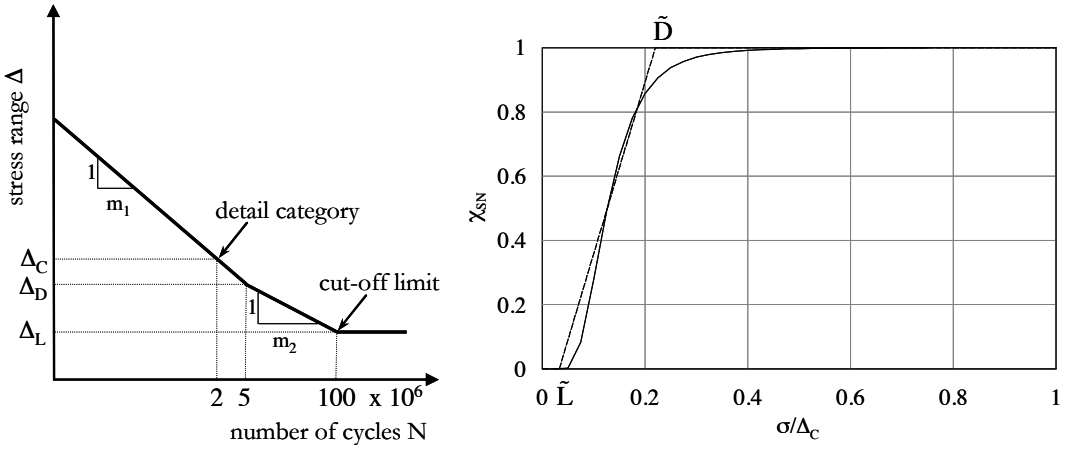


Figura 5. a) Curva S-N a fatica per dettagli in acciaio; b) fattore χ_{SN} per tutte le curve S-N proposte dall'eurocodice 3 (linee continue) e approssimazione proposta (linea tratteggiata)

Sostituendo l'Eq.(18) nell'Eq.(5), si ottiene:

$$\bar{d}_{SN}(1,\bar{u})=\frac{\nu(\bar{u})}{a_1}\int_{\Delta_D}^{\infty}\frac{\Delta^{m_1}}{\left[2\sigma(\bar{u})\right]^2}exp\left\{-\frac{\Delta^2}{2\left[2\sigma(\bar{u})\right]^2}\right\}d\Delta+\frac{\nu(\bar{u})}{a_2}\int_{\Delta_L}^{\Delta_D}\frac{\Delta^{m_2}}{\left[2\sigma(\bar{u})\right]^2}exp\left\{-\frac{\Delta^2}{2\left[2\sigma(\bar{u})\right]^2}\right\}d\Delta \quad (19)$$

Introducendo il cambio di variabile:

$$\frac{\Delta^2}{2\left[2\sigma\left(\bar{u}\right)\right]^2}=t; \qquad d\Delta=\sqrt{2}\,\frac{\sigma\left(\bar{u}\right)}{\sqrt{t}}dt \tag{20}$$

l'Eq.(19) diviene:

$$\bar{d}_{SN}\left(1,\bar{u}\right)=\frac{\nu\left(\bar{u}\right)}{a_1}\left[2\sqrt{2}\sigma\left(\bar{u}\right)\right]^{m_1}\int_{D(\bar{u})}^{\infty} t^{m_1/2}\,exp\left\{-t\right\}dt+\frac{\nu\left(\bar{u}\right)}{a_2}\left[2\sqrt{2}\sigma\left(\bar{u}\right)\right]^{m_2}\int_{L(\bar{u})}^{D(\bar{u})} t^{m_2/2}\,exp\left\{-t\right\}dt \tag{21}$$

in cui $D(\bar{u})$ e $L(\bar{u})$ sono espresse da:

$$D\left(\bar{u}\right)=\frac{{\Delta_D}^2}{2\left[2\sigma\left(\bar{u}\right)\right]^2}; \quad L\left(\bar{u}\right)=\frac{{\Delta_L}^2}{2\left[2\sigma\left(\bar{u}\right)\right]^2} \tag{22}$$

Considerando la definizione della funzione Gamma Incompleta (Davis, 1965):

$$\Gamma_{inc}\left(x,n\right)=\frac{\int_0^x t^{n-1}\,exp\left(-t\right)dt}{\Gamma\left(n\right)} \tag{23}$$

L'Eq.(21) risulta:

$$\bar{d}_{SN}\left(1,\bar{u}\right)=\frac{\nu\left(\bar{u}\right)}{a_1}\left[2\sqrt{2}\sigma\left(\bar{u}\right)\right]^{m_1}\Gamma\left(\frac{m_1}{2}+1\right)\chi_{SN}\left(\bar{u}\right) \tag{24}$$

$$\chi_{SN}\left(\bar{u}\right)=1-\Gamma_{inc}\left(D\left(\bar{u}\right),\frac{m_1}{2}+1\right)+\frac{a_1}{a_2}\left(2\sqrt{2}\sigma\left(\bar{u}\right)\right)^{\left(m_2-m_1\right)}\frac{\Gamma\left(\frac{m_2}{2}+1\right)}{\Gamma\left(\frac{m_1}{2}+1\right)}\cdot$$
$$\cdot\left[\Gamma_{inc}\left(D\left(\bar{u}\right),\frac{m_2}{2}+1\right)-\Gamma_{inc}\left(L\left(\bar{u}\right),\frac{m_2}{2}+1\right)\right] \tag{25}$$

Si noti che χ_{SN} dipende dalla deviazione standard del processo di tensione e dalla curva S-N del dettaglio strutturale. La Fig.5b mostra il fattore χ_{SN} valutato per tutte le curve di resistenza a fatica S-N proposte dall'Eurocodice 3 (2005), rispetto al rapporto $\sigma(\bar{u})/\Delta_C$ (linee continue). I fattori relativi alle diverse curve S-N sono coincidenti in questa scala, e le curve risultanti mostrano tre domini distinti. Il primo corrisponde a bassi valori di $\sigma(\bar{u})/\Delta_C$; la densità di probabilità dell'ampiezza di tensione $p(\Delta\,|\,\bar{u})$ (Eq.(10)) è traslata verso valori inferiori a Δ_L (Eq.(18) e Fig. 5a), pertanto sia il danno indotto sia il fattore χ_{SN} sono nulli. Il secondo dominio corrisponde a valori intermedi di $\sigma(\bar{u})/\Delta_C$; $p(\Delta\,|\,\bar{u})$ è traslata da Δ_L verso Δ_D, pertanto il danno è principalmente legato al parametro m_2 della curva S-N (Eq.(18) e Fig.5a) e $\chi_{SN} < 1$. Il terzo dominio corrisponde ad elevati valori di $\sigma(\bar{u})/\Delta_C$; $p(\Delta\,|\,\bar{u})$ è traslata verso valori maggiori di Δ_D; pertanto, il danno è principalmente legato al parametro m_1 della curva S-N (Eq.(18) e Fig. 5a) e $\chi_{SN} = 1$.

Al fine di semplificare la soluzione, è opportuno scegliere una espressione approssimata di χ_{SN} idonea a determinare una soluzione in forma chiusa del danno medio totale (Eq.(6)). Una scelta ragionevole con i requisiti richiesti è data dalla linea spezzata in Fig. 5b (linea tratteggiata), espressa da:

$$\chi_{SN}(\bar{u}) = \begin{cases} 0 & \text{se} \quad \sigma(\bar{u})/\Delta_C \le \tilde{L}\,; \\ \dfrac{1}{(\tilde{D}-\tilde{L})}\left(\dfrac{\sigma(\bar{u})}{\Delta_C}-\tilde{L}\right) & \text{se} \quad \tilde{D} \le \sigma(\bar{u})/\Delta_C \le \tilde{L}\,; \\ 1 & \text{se} \quad \sigma(\bar{u})/\Delta_C \ge \tilde{D}\,; \end{cases} \tag{26}$$

dove $\tilde{D}$ e $\tilde{L}$ sono costanti che minimizzano l'errore indotto datale approssimazione. Nel presente lavoro si propongono i valori $\tilde{D}$=0.22, $\tilde{L}$=0.033.
Sostituendo l'Eq.(24) nell'Eq.(6), il danno medio totale nell'unità di tempo (sotto l'ipotesi ce la curva S-N abbia la forma in Eq.(18)) è dato da

$$\bar{D}_{SN}(1) = \int_0^{\infty} \frac{\nu(\bar{u})}{a_1}\left[2\sqrt{2}\sigma(\bar{u})\right]^{m_1}\Gamma\left(\frac{m_1}{2}+1\right)\chi_{SN}(\bar{u})\,p(\bar{u})\,du \tag{27}$$

Approssimando $\nu(\bar{u})$ e $\sigma(\bar{u})$ mediante la funzione proposta in Eq.(7) e sostituendo le Eq.(13) e (26) nell'Eq.(6), quest'ultima assume la forma:

$$\begin{aligned} \bar{D}_{SN}(1) = {} & \frac{\left(2\sqrt{2}\right)^{m_1}}{a_1}\frac{\nu_{ref}}{\bar{u}_{ref}^{\alpha_\nu}}\left(\frac{\sigma_{ref}}{\bar{u}_{ref}^{\alpha_\sigma}}\right)^{m_1}(1-F_0)\Gamma\left(\frac{m_1}{2}+1\right)\frac{k}{c}\,\frac{1}{c^{k-1}}\cdot \\ & \cdot\left\{\int_{\bar{u}_L}^{\bar{u}_D}\bar{u}^{\alpha_\nu+m_1\alpha_\sigma+k-1}\left[\frac{1}{(\tilde{D}-\tilde{L})}\left(\frac{\sigma_{ref}\bar{u}^{\alpha_\sigma}}{\Delta_C\bar{u}_{ref}^{\alpha_\sigma}}-\tilde{L}\right)\right]exp\left[-\left(\frac{\bar{u}}{c}\right)^k\right]du+\int_{\bar{u}_D}^{\infty}\bar{u}^{\alpha_\nu+m_1\alpha_\sigma+k-1}\,exp\left[-\left(\frac{\bar{u}}{c}\right)^k\right]du\right\} \end{aligned} \tag{28}$$

dove:

$$\bar{u}_D = \tilde{D}^{1/\alpha_\sigma}\left(\frac{\bar{u}_{ref}^{\alpha_\sigma}\Delta_C}{\sigma_{ref}}\right)^{1/\alpha_\sigma}\;; \quad \bar{u}_L = \tilde{L}^{1/\alpha_\sigma}\left(\frac{\bar{u}_{ref}^{\alpha_\sigma}\Delta_C}{\sigma_{ref}}\right)^{1/\alpha_\sigma} \tag{29}$$

Considerando il cambio di variabile definito in Eq.(15), l'Eq.(28) diviene:

$$\begin{aligned} \bar{D}_{SN}(1) = {} & \frac{\left(2\sqrt{2}\right)^{m_1}}{a_1}\frac{\nu_{ref}}{\bar{u}_{ref}^{\alpha_\nu}}\left(\frac{\sigma_{ref}}{\bar{u}_{ref}^{\alpha_\sigma}}\right)^{m_1}(1-F_0)\Gamma\left(\frac{m_1}{2}+1\right)\frac{k}{c}\frac{1}{c^{k-1}}\cdot \\ & \cdot\left\{\begin{aligned} & \frac{1}{(\tilde{D}-\tilde{L})}\frac{\sigma_{ref}}{\Delta_C\bar{u}_{ref}^{\alpha_\sigma}}\frac{c^{\alpha_\nu+(m_1+1)\alpha_\sigma+k}}{k}\int_{t_L}^{t_D}t^{\frac{\alpha_\nu+(m_1+1)\alpha_\sigma}{k}}\,exp(-t)\,dt- \\ & -\frac{\tilde{L}}{(\tilde{D}-\tilde{L})}\frac{c^{\alpha_\nu+m_1\alpha_\sigma+k}}{k}\int_{t_L}^{t_D}t^{\frac{\alpha_\nu+m_1\alpha_\sigma}{k}}\,exp(-t)\,dt+\frac{c^{\alpha_\nu+m_1\alpha_\sigma+k}}{k}\int_{t_D}^{\infty}t^{\frac{\alpha_\nu+m_1\alpha_\sigma}{k}}\,exp(-t)\,dt \end{aligned}\right\} \end{aligned} \tag{30}$$

dove:

$$t_D = \tilde{D}^{k/\alpha_\sigma}\left(\frac{\bar{u}^{\alpha_\sigma}\Delta_C}{c^{\alpha_\sigma}\ \sigma_{ref}}\right)^{k/\alpha_\sigma};\quad t_L = \tilde{L}^{k/\alpha_\sigma}\left(\frac{\bar{u}^{\alpha_\sigma}\Delta_C}{c^{\alpha_\sigma}\ \sigma_{ref}}\right)^{k/\alpha_\sigma} \tag{31}$$

Considerando la definizione della funzione Gamma Incompleta in Eq.(23), e raccogliendo i termini relativi alla soluzione di primo livello, il danno medio totale è espresso come:

$$\bar{D}_{SN}(1) = \bar{D}_{FL}(1)C_{SN} \tag{32}$$

dove $\bar{D}_{FL}$ è dato in Eq.(17) e C_{SN} è il fattore di curva a fatica, dato da:

$$C_{SN} = \frac{1}{\left(\tilde{D}-\tilde{L}\right)}\left\{ r\frac{\Gamma\left[\frac{\alpha_v+(m_1+1)\alpha_\sigma+k}{k}\right]}{\Gamma\left(\frac{\alpha_v+m_1\alpha_\sigma+k}{k}\right)}\left[\Gamma_{inc}\left(t_D,\frac{\alpha_v+(m_1+1)\alpha_\sigma+k}{k}\right)-\Gamma_{inc}\left(t_L,\frac{\alpha_v+(m_1+1)\alpha_\sigma+k}{k}\right)\right]+\right. \tag{33}$$
$$\left.+\tilde{D}\left[1-\Gamma_{inc}\left(t_D,\frac{\alpha_v+m_1\alpha_\sigma+k}{k}\right)\right]-\tilde{L}\left[1-\Gamma_{inc}\left(t_L,\frac{\alpha_v+m_1\alpha_\sigma+k}{k}\right)\right]\right\}$$

in cui:

$$r = \frac{\sigma_{ref}c^{\alpha_\sigma}}{\Delta_C\bar{u}_{ref}^{\alpha_\sigma}};\qquad t_D = \left(\frac{\tilde{D}}{r}\right)^{k/\alpha_\sigma};\qquad t_L = \left(\frac{\tilde{L}}{r}\right)^{k/\alpha_\sigma} \tag{34}$$

Si noti che $C_{SN}\leq 1$. Inoltre, C_{SN} dipende dal livello tensionale, dalla curva S-N a fatica e dai parametri della distribuzione di probabilità del vento, in funzione del rapporto r^{k/α_σ} (Eq.(34)). Si possono distinguere tre domini di C_{SN} (Fig. 6). Nel primo dominio, per piccoli valori di r^{k/α_σ}, C_{SN} tende a 0 per effetto del limite di cut-off della curva S-N a fatica; pertanto, C_{SN} riduce drasticamente il danno di primo livello. Nel secondo dominio, per valori intermedi di r^{k/α_σ}, C_{SN} varia da 0 a 1 per effetto della minore pendenza della curva S-N a fatica; pertanto, C_{SN} riduce il danno di primo livello, in modo meno evidente rispetto al primo dominio. Nel terzo domino, per elevati valori di r^{k/α_σ}, C_{SN} = 1 per la coincidenza tra la pendenza della curva S-N a fatica e quella ipotizzata nella soluzione di primo livello.

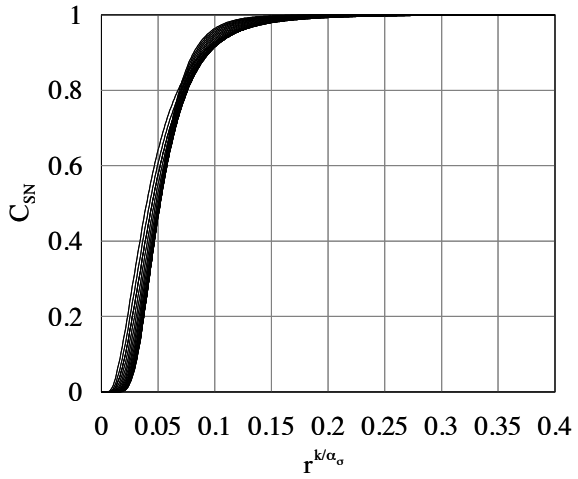


Figura 6. Fattore di curva a fatica C_{SN}

5. ESEMPIO

La soluzione proposta è applicata per valutare la vita a fatica del palo di illuminazione già utilizzato in (Repetto & Solari, 2006). La struttura è alta 14 m, con una sezione ottagonale di spessore costante pari a 4 mm e raggio esterno variabile linearmente da 0.28 m alla base a 0.008 m in sommità. L'apparato illuminante ha massa pari a 145 kg, con baricentro posto a quota 14.9 m, e una superficie esposta pari a 3.33 m^2. La frequenza fondamentale è n_1= 0.54 Hz, lo smorzamento è ξ=0.005. Il palo è posto su un terreno pianeggiante, con lunghezza di rugosità z_0=0.1 m. La densità di probabilità di $\bar{u}$ (ΔT=600 s) è data dall'Eq.(11) con k=1.549, c= 4.629 m/s e F_0=0.194; $\bar{u}_{ref}$=29 m/s. Le proprietà della turbolenza sono schematizzate come proposto in (Solari & Piccardo, 2001). I coefficienti di drag del palo e dell'apparato illuminante valgono 1.2 e 0.3, rispettivamente. La risposta longitudinale e le tensioni alla base del palo sono valutate utilizzando il metodo proposto in (Solari & Piccardo, 2002), e l'approssimazione data dall'Eq.(7). La Tab.1 riporta i parametri principali.

Tabella 1. Principali parametri di tensione alla base del palo.

K	σ [MPa]	ν [Hz]	ν_Q [Hz]	λ_D
κ_{ref}	30.35	0.406	0.08	0.537
$\kappa_{0.5ref}$	7.5	0.376	0.063	0.462
α_κ	2.019	0.112	0.345	0.219

La Fig.7 mostra la deviazione standard σ, la frequenza attesta ν e la varianza risonante normalizzataλ_D, normalizzate al valore di riferimento, valutate con la soluzione in forma chiusa e con l'Eq.(7). L'approssimazione proposta fornisce una stima precisa di σ e una buona approssimazione di ν and λ_D a valori medi ed elevati di velocità, dove è atteso il danno massimo; per basse velocità, l'approssimazione è sempre a favore di sicurezza.

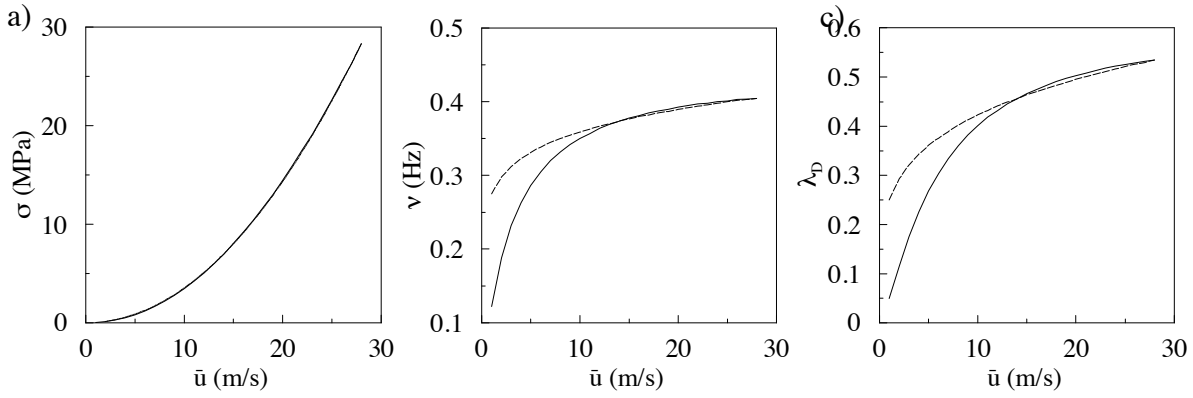


Figura 7. Forma chiusa (linea continua) e approssimata (linea tratteggiata) della deviazione standard (a), frequenza attesa (b) e varianza risonante normalizzata (c) dei processi di tensione alla base del palo.

In accordo con l'Eurocodice 3, la sezione alla base del palo è classificata come Categoria 36. La Tab.2 riporta i valori del danno e della vita a fatica di primo livello (Eq.(17)), del fattore di curva a fatica (Eq.(33)-(34)), del danno medio totale (Eq.(32)) e della vita a fatica corrispondente, T_F=1/D(1).

Tabella 2. Valutazione del danno e della vita a fatica alla base del palo.

$\bar{D}_{FL}(1)$	T_{FL} (anni)	r^{k/α_o}	t_L	t_D	C_{SN}	$\bar{D}(1)$	T_F (anni)	$\bar{D}(1)^*$	T_F^* (anni)
0.05156	19.4	0.061	1.2034	5.1578	0.73279	0.03778	26.5	0.03596	27.8

*(Repetto & Solari, 2006)

L'effetto della forma della curva S-N a fatica riduce la stima del danno di primo livello di quasi il 30%. Le ultime due colonne riportano il valore del danno medio totale e della vita a fatica ottenuti mediante la procedura proposta in (Repetto & Solari, 2006). Tali valori mostrano un ottimo accordo con la stima ottenuta con il metodo proposto nel presente lavoro.

6. CONCLUSIONI

Il presente lavoro costituisce il primo passo di uno studio volto a sviluppare un metodo ingegneristico di valutazione della vita a fatica indotta dal vento sulle strutture, in grado di considerare opportunamente i molteplici aspetti dei fenomeni meteorologici, meccanici e aerodinamici coinvolti. A questo scopo, il lavoro sviluppa innanzitutto una opportuna approssimazione dei parametri di tensione necessari a svolgere l'analisi a fatica, al variare della velocità media del vento, a partire dalla valutazione della risposta alla velocità di riferimento del sito e ad un valore di velocità rappresentativo del danno a fatica. Quest'ultimo è stimato, mediante un'analisi ad hoc per il territorio italiano, pari alla metà della velocità di riferimento. Utilizzando tale approssimazione, viene ottenuta una stima del danno medio totale, chiamata soluzione di primo livello, sotto le ipotesi classiche che 1) la curva S-N sia rettilinea in un piano bi-logaritmico, 2) la tensione fluttuante sia un processo stazionario, Gaussiano, a banda stretta, 3) la tensione media sia nulla. Tuttavia, le approssimazioni introdotte da tali semplificazioni sono di entità notevole. Pertanto, è necessario introdurre coefficienti correttivi opportuni, ottenuti rimuovendo le suddette ipotesi. In particolare, il presente lavoro formula e discute il fattore di correzione di curva a fatica, che riduce la stima di primo livello in funzione dell'effettiva forma spezzata della curva S-N di resistenza a fatica. L'applicazione ad un caso reale evidenzia il buon accordo delle soluzioni ottenute rispetto alla procedura precedentemente proposta dagli autori.
La ricerca tuttora in corso è volta alla formulazione dei coefficienti correttivi relativi alla rimozione delle ipotesi 2) e 3) e alla ulteriore semplificazione delle formule chiuse ottenute, per arrivare ad una proposta idonea ad essere impiegata nella pratica progettuale e in campo normativo.

7. BIBLIOGRAFIA

Davis PJ. (1965) Gamma function and related functions. In: Abramowitz M, Stengun IA editors. *Handbook of mathematical function*. Dover Publication, New York, pp, 253-293

Eurocodice 3 (2005). Design of steel structures, Part 1-9:Fatigue. EN 1993-1-9

Goodman J (1930). *Mechanics applied to engineering*. Longmans Green, London

Holmes JD. (2002). Fatigue under along-wind loading - closed-form solutions. *Engng. Struct.*, Vol. 24, pp. 109-114

Piccardo G, Solari G. (2002). 3-D gust effect factor for slender vertical structures. *Prob Eng Mech*, Vol. 17(2), pp.143-155

Repetto M.P., Solari G. (2001). Dynamic alongwind fatigue of slender structures, *Engng. Struct.*, Vol. 23, pp. 1622-1633

Repetto M.P., Solari G. (2004). Directional wind-induced fatigue of slender vertical structures, *J. Struct. Engng., ASCE*, Vol. 130(7), pp. 1032-1040

Repetto M.P., Solari G. (2006). Bimodal alongwind fatigue of structures, *J. Struct. Engng., ASCE*, Vol. 132(6), pp. 899-908

Repetto M.P., Solari G. (2007). Wind-induced fatigue of structures under neutral and non-neutral atmospheric conditions, *J. of Wind Engng Ind.l Aerod.,* Vol. 95, pp. 1364-1383

Solari G. (1996). Wind speed statistics. In: Lalas DP, Ratto CF, editors. *Modelling of the Atmospheric Flow Fields*. World Scientific Publishing, Singapore, pp. 637-657

Solari G, Piccardo G. (2001). Probabilistic 3-D turbulence modeling for gust buffeting of structures. *Prob Eng Mech,* Vol. 16(1), pp. 73-86

Un Sistema di Generazione di Energia Elettrica da Fonte Eolica Mosso da una Nuova Turbina Eolica del Tipo a Passo Fisso.

Vincenzo Di Dio*, Antonino O. Di Tommaso*, Diego La Cascia*, Rosario Miceli*

*Dipartimento di Ingegneria Elettrica, Elettronica e delle Telecomunicazioni,
Facoltà di Ingegneria Università degli Studi di Palermo
Viale delle Scienze 90128 Palermo, - Tel. +39 091 6615285 Fax +39 091 488452
vdidio@dieet.unipa.it, ditommaso@dieet.unipa.it, diego.lacascia@dieet.unipa.it,
miceli@dieet.unipa.it

ABSTRACT **Questo articolo propone una nuovo sistema di generazione di energia elettrica da fonte eolica. Il sistema preso in considerazione è mosso da una Turbina Eolica Modulare a Pale Multiple e a Passo Fisso (Modular Multiple Blade Fixed Pitch Wind Turbine = MMBFPWT) ed è provvisto di un nuovo algoritmo di massimizzazione della potenza generata (Maximum Power Point Tracking = MPPT). Le principali caratteristiche del sistema sono il basso costo, il basso rumore, la semplicità costruttiva e la modularità. Il modello matematico dell'intero sistema di generazione è stato sviluppato prendendo in considerazione tutti i componenti esistenti dalla turbina eolica alla rete elettrica, estremi compresi. Il modello matematico del sistema di generazione è stato implementato in ambiente Matlab-Simulink al fine di effettuare le simulazioni necessarie a verificare la bontà del sistema proposto. I risultati delle simulazioni mostrano l'efficacia del sistema di generazione progettato e dell'algoritmo di massimizzazione concepito.**

ABSTRACT **This paper proposes a new solution for Wind Electrical Energy Generating System (WEEGS). The system here taken into account is moved by a Modular Multiple Blade Fixed Pitch Wind Turbine (MMBFPWT) and foresees a new MPPT algorithm whose main characteristics are low cost, low noise, buildings simplicity and modularity. The mathematical model of the entire WEEGS has been here developed taking into account all the components starting from the wind turbine and ending with the electrical grid. The WEEGS mathematical model has been implemented in Matlab-Simulink in order to carry out the simulations needed to test the effectiveness of the proposed WEEGS. The simulations results show the effectiveness of both the designed MMBFPWT and the conceived MPPT algorithm.**

PAROLE CHIAVE: Turbina eolica a passo fisso, massimizzazione della potenza generata, generatore a induzione a rotore avvolto.

1. INTRODUZIONE

Sebbene un sistema di generazione di energia elettrica da fonte eolica del tipo a velocità e a frequenza costante (Constant Speed Constant Frequency = CSCF) sia più semplice ed affidabile di uno del tipo a velocità variabile ed a frequenza costante (Variable Speed Constant Frequency = VSCF), esso, tuttavia, limita severamente l'energia elettrica generabile dal vento [1].

Per questa ragione, negli ultimi anni la maggior parte dei sistemi di generazione di energia elettrica da fonte eolica sono del tipo VSCF.

Generalmente, le turbine a velocità variabile sfruttano il controllo aerodinamico ed utilizzano l'elettronica di potenza per regolare la coppia, la velocità di rotazione e la potenza [2].

I sistemi di controllo aerodinamico, generalmente basati sulla possibilità di variare l'inclinazione delle pale rispetto alla direzione del vento (pale a passo variabile), sono costosi e complessi; inoltre costo e complessità crescono al crescere della potenza delle turbine. Ciò costituisce un incentivo a considerare sistemi di controllo alternativi per ottenere condizioni di lavoro a velocità variabile alle quali si abbiano significative produzioni di energia elettrica [2].

In questo lavoro viene proposto e presentato un sistema di generazione di energia elettrica da fonte eolica (Wind Electrical Enegy Generating System = WEEGS), mosso da una turbina eolica modulare a pale multiple e a passo fisso (MMBFPWT).

Inoltre viene presentato un nuovo algoritmo di massimizzazione della potenza generata (Maximum Point Power Tracking = MPPT). L'algoritmo MPPT consente al WEEGS di massimizzare la potenza attiva generata. Inoltre, in corrispondenza di valori della velocità del vento e quindi della turbina per i quali i quali la coppia meccanica all'albero del MMBFPWT presenta valori negativi, l'algoritmo fa si che il generatore elettrico possa assorbire la minima energia elettrica alla rete alla quale è connesso.

Nell'articolo, sono brevemente presentati sia il modello matematico del WRIG sia quello del MMBFPWT.

Il sistema di generazione è simulato in ambiente Matlab-Simulink ed i risultati di simulazione sono presentati e discussi.

Nella sezione II viene presentato il sistema MMBFPWT, nella sezione III viene presentato il Wind Electrical Energy Generating System (WEEGS) proposto, comprendente il MMBFPWT e la nuova strategia MPPT. Nella sezione IV viene mostrato il programma implementato in simulazione. Infine, nella sezione V sono riportate le conclusioni.

2. IL MODULAR MULTIPLE BLADE FIXED PITCH WIND TURBINE (MMBFPWT)

La figura 1 mostra lo schema del MMBFPWT qui proposto. Il progetto del MMBFPWT è attualmente in fase di sviluppo, tuttavia vengono qui presentate le sue principali caratteristiche tecniche. La scelta del MMBFPWT è dovuta alla sua semplicità costruttiva, al suo basso costo rispetto a sistemi di generazione dotati di turbine a passo variabile, alla sua ridotta esigenza di manutenzione e ai suoi ridotti costi di installazione. Un altro importante aspetto da sottolineare è che nel sistema MMBFPWT qui proposto è possibile cambiare il numero delle pale al fine di ottenere differenti valori della potenza nominale della turbina. In particolare, grazie alla modularità del sistema proposto, è possibile variare il numero delle pale da un minimo di quattro a un massimo di trentadue coprendo in questo modo il range di potenza compreso tra 10 kW e 70 kW utilizzando la stessa struttura meccanica (supporto, navicella ecc) riducendo così notevolmente i costi di produzione.

Inoltre, il MMBFPWT può muovere qualsiasi tipo di generatore elettrico come il Sincrono a Magneti Permanenti (Permanent Magnet Synchronous Genreator = PMSG) o l'asincrono. Come esempio, il MMBFPWT qui preso in considerazione è supposto azionare un generatore a induzione a rotore avvolto (Wound Rotor Induction Generator = WRIG) controllato dal lato del rotore attraverso un convertitore elettronico di potenza bidirezionale controllato con tecnica di

modulazione a larghezza d'impulso (Pulse Width Modulation = PWM). Anche questa scelta per il tipo di collegamento della macchina generatrice alla rete elettrica è volta al minor costo in quanto il convertitore impiegato è più economico ed ha una taglia più piccola di quello che dovrebbe aversi nel caso di connessione dal lato dello statore come avviene quando si usano generatori sincroni o generatori asincroni a gabbia di scoiattolo. [3], [4], [5], [6].

Il sistema di generazione qui preso in considerazione è ampiamente utilizzato nel campo delle elevate potenze (MW) poiché presenta, confrontato con altri sistemi di generazione da fonte eolica, il vantaggio di essere controllato attraverso un convertitore progettato per essere attraversato da una piccola potenza detta potenza di scorrimento rotorica [3].

Tuttavia, in questo caso, viene proposta e analizzata un'applicazione ad un valore di potenza prossimo a 20 kW.

Anche se il sistema è equipaggiato con una turbina del tipo a passo fisso, esso è comunque del tipo a velocità variabile e a frequenza costante (VSCF) poiché è capace di cambiare la sua velocità di rotazione quando la velocità del vento cambia e in tal modo può convertire la potenza del vento nella desiderata potenza meccanica all'albero. Ciò può essere ottenuto grazie alla regolazione dell'equilibrio tra la coppia meccanica fornita dal sistema MMBFPWT e la coppia elettromagnetica prodotta dal WRIG. La principale caratteristica infatti del sistema WEEGS consiste nella possibilità di massimizzare la potenza meccanica e quindi la potenza elettrica attiva generata malgrado gli ampi cambiamenti della velocità del vento. Massimizzare la potenza attiva generata, mentre la velocità del vento cambia, è una scelta economica vantaggiosa perché ciò significa massimizzare lo sfruttamento di una risorsa energetica gratuita (il vento).

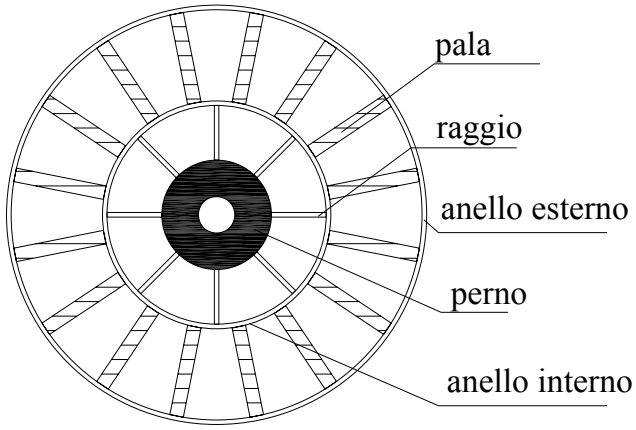


Fig 1. Lo schema del MMBFPWT.

Inoltre, in questo sistema, controllando il WRIG tramite una tecnica di controllo a orientamento di campo (Field Oriented Rotor Control = FOC) è possibile controllare indipendentemente sia la potenza attiva che il sistema immette in rete sia la potenza reattiva che esso scambia con la rete [3], [6], [7]. Ciò significa che è possibile, allo stesso tempo, massimizzare sia la potenza attiva sia il fattore di potenza della fornitura di potenza alla rete. Massimizzare il fattore di potenza equivale a minimizzare la potenza reattiva che il generatore scambia con la rete il che significa minimizzare le perdite di potenza nella linea elettrica che connette il WRIG alla rete stessa [7].

Un altro importante aspetto da sottolineare è il fatto che la turbina a passo fisso qui proposta, alle basse velocità di rotazione, mostra valori negativi sia della coppia meccanica all'albero sia della potenza meccanica (Figure 2 and 3). Questo significa che il MMBFPWT non può avviarsi da solo ed ha bisogno di essere mosso dalla macchina elettrica alla quale è connesso, la quale, pertanto, si comporta da motore e non da generatore. Inoltre, il fatto che nel range delle basse velocità della turbina la potenza meccanica all'albero sia negativa significa che gli algoritmi di massimizzazione della potenza (MPPT) noti in letteratura [8], [9] portano la macchina elettrica a lavorare in corrispondenza dei punti di minimo, ai quali corrispondono valori molto negativi della potenza meccanica all'albero, il che significa che la macchina elettrica renderebbe massima la potenza prelevata dalla rete nel funzionamento da motore.

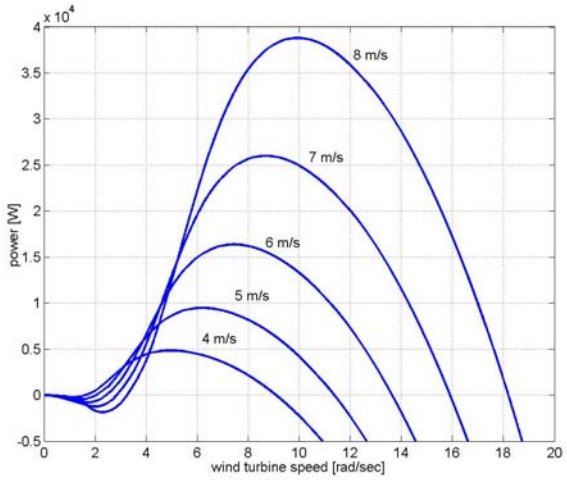


Fig. 2. La potenza meccanica all'albero in funzione della velocità angolare della turbine parametrizzata con la componente assiale della velocità del vento valutata in corrispondenza delle pale.

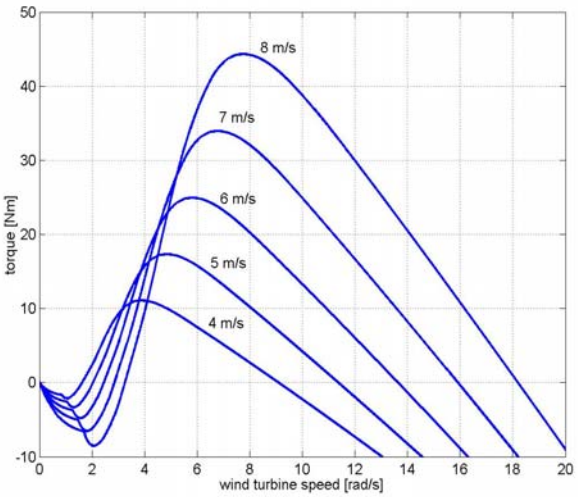


Fig. 3. La coppia meccanica all'albero in funzione della velocità angolare della turbine parametrizzata con la componente assiale della velocità del vento valutata in corrispondenza delle pale.

Al fine di evitare questa possibile ma indesiderata condizione di lavoro, un nuovo algoritmo di massimizzazione della potenza MPPT è stato qui concepito e messo a punto. L'algoritmo è capace in primo luogo di riconoscere la condizione di lavoro della macchina elettrica (motore o generatore) e successivamente di massimizzare la potenza attiva solamente nel caso di in cui questa sia immessa in rete (con la macchina elettrica nel funzionamento da generatore).

3. IL WIND ELECTRICAL ENERGY GENERATING SYSTEM (WEEGS)

Il Wind Electrical Energy Generating System (WEEGS) proposto è composto da un WRIG (Wound Rotor Induction Generator), controllato per mezzo di un convertitore elettronico di potenza del tipo "back to back", mosso da un MMBFPWT. Il WEEGS è supposto essere connesso alla rete elettrica. Lo schema del WEEGS è riportato in Figura 4 in cui T_m è la coppia meccanica impressa al generatore dalla turbina eolica. Il modello matematico del MMBFPWT e il nuovo algoritmo MPPT sono di seguito descritti.

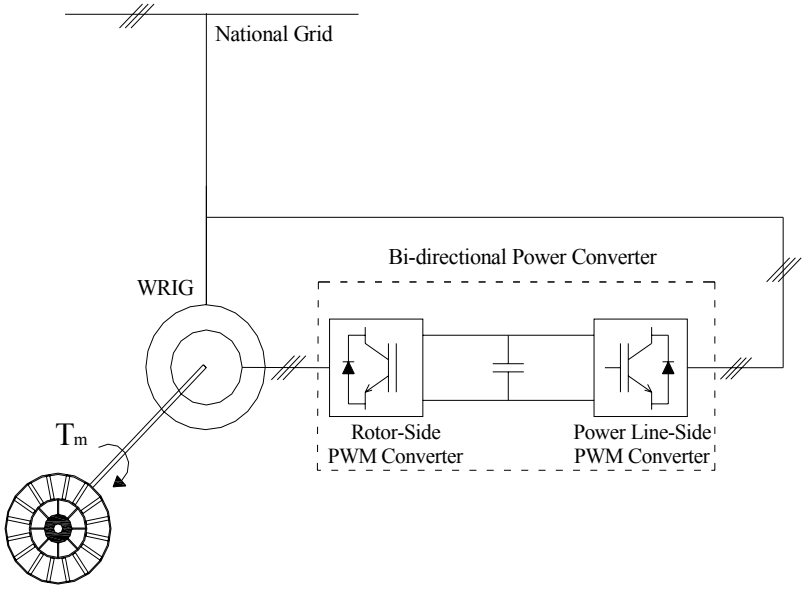


Fig. 4. Il WEEGS basato sul WRIG.

Per quanto riguarda il modello matematico del WRIG esso non è stato qui riportato, in quanto ci si è riferiti a un precedente lavoro degli autori [7].

A. Il Modular Multiple Blade Fixed Pitch Wind Turbine (MMBFPWT)

I modelli di turbina eolica riportati in letteratura sono di solito basati su una equazione che lega la potenza meccanica all'albero della turbina al coefficiente di prestazione della turbina e alla velocità del vento [10], [11], [12]. Questi modelli, tuttavia, trascurano l'interferenza del vento con le pale e la caduta di pressione che si manifesta tra la parte anteriore e la parte posteriore della turbina stessa.
Il modello matematico qui presentato considera anche i su menzionati fattori.
I principali parametri di progetto del MMBFPWT sono stati scelti al fine di ottenere un WEEGS capace di generare una potenza attiva di circa 20 kW ad una velocità del vento pari a 7 m/s, avendo supposto quest'ultima la più frequente velocità in una anno e in una data area geografica.

La velocità di rotazione nominale è stata scelta uguale a 6,28 rpm per prendere in considerazione sia la sicurezza nei confronti di fenomeni di stress meccanico che per ottenere una riduzione del rumore generato.
Per quanto riguarda il profilo aerodinamico della pala, è stato scelto il NACA 63-018. Esso è non svirgolato, con corda costante. La parte principale del MMBFPWT è una corona circolare il cui raggio minimio e massimo sono rispettivamente pari a 2.5 m and 4.5 m (Figura 1).
Il numero di pale è qui uguale a 16 ma è possibile cambiarlo secondo le necessità cioè secondo la desiderata potenza nominale, come prima sottolineato.
Le seguenti equazioni [13] sono state usate per implementare il modello matematico del MMBFPWT e in particolare per il calcolo della coppia T_m sviluppata dal MMBFPWT.

$$
\begin{aligned}
w^2 &= (1-a)^2 v_v^2 + (1-a')^2 (r\,\Omega)^2 \\
\beta &= arctg\ \frac{(1-a)v_v}{(1-a')r\,\Omega} \\
\alpha &= \beta - \gamma \\
dD &= \frac{1}{2} C_D \rho\, w^2 c\, dr \\
dL &= \frac{1}{2} C_L \rho\, w^2 c\, dr \\
dT_m &= (dL \sin\beta - dD \cos\beta) r \\
T_m &= \int_{R_{\min}}^{R_{\max}} N dT_m = N \int_{R_{\min}}^{R_{\max}} [dL \sin\beta - dD \cos\beta]\, r
\end{aligned}
\qquad (1)
$$

Nelle equazioni (1), w è il modulo della velocità delle pale, v_v è la velocità del vento, Ω è la velocità angolare della turbina, r è la distanza tra il centro della turbine e il generico elemento di una pala a e a' sono rispettivamente i coefficienti di interferenza assiale a circonferenziale, α è l'angolo di incidenza, the γ l'angolo di pitch, N il numero di pale montate nel MMBFPWT, ρ la densità dell'aria, c la lunghezza della corda della pala, dL la portanza elementare, dD il tiro elementare, dT_m la coppia elementare, C_L il coefficiente aerodinamico di portanza e C_D il coefficiente aerodinamico di tiro. Per chiarezza, i sopra menzionati simboli trovano corrispondenza in Figura 5 in cui viene rappresentata una sezione elementare dell'ala posta a distanza r dall'asse di rotazione della turbina.

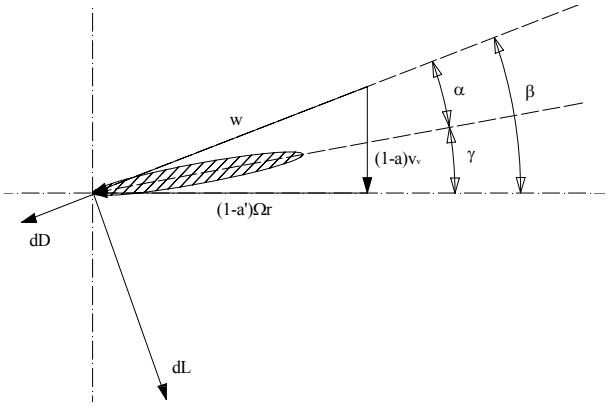


Figura 5. sezione elementare dell'ala.

B. Il nuovo algoritmo per l'MPPT

Per consentire alla turbina di rotare alla velocità corrispondente al massimo valore di potenza meccanica all'albero è possibile implementare due differenti tipologie di algoritmi MPPT. L prima necessita, per la sua implementazione, della conoscenza, istante per istante, della velocità del vento e della curva caratteristica della turbina che esprime la potenza meccanica all'albero in funzione della velocità di rotazione, la seconda non necessita di queste informazioni.

In particolare, per la prima, poiché differenti turbine possono presentare, alla stessa velocità del vento, differenti valori di velocità meccanica di rotazione alla quale è ottenibile la massima potenza meccanica all'albero, il buon funzionamento di queste tecniche di MPPT dipende dal grado di precisione con cui sono note per ogni turbina, istante per istante, la velocità del vento e la curva caratteristica che esprime la potenza meccanica all'albero in funzione della velocità di rotazione.

L'algoritmo di MPPT qui presentato è della seconda tipologia e non necessita delle informazioni di cui sopra e si basa sulle seguenti considerazioni:

1. se la velocità angolare della turbine e, al contempo, la potenza meccanica all'albero crescono allora il punto di lavoro del sistema si trova nel tratto della curva di potenza che presenta pendenza positiva;

2. al contrario, se la velocità angolare della turbina cresce e, al contempo, la potenza meccanica all'albero decresce allora il punto di lavoro del sistema si trova nel tratto della curva di potenza che presenta pendenza negativa.

Nel primo caso il punto di funzionamento del MMBFPWT è a sinistra del massimo della curva di potenza (ciò ad indicare la necessità di una ulteriore accelerazione dell'albero per il raggiungimento del punto di massima potenza); nel secondo caso è a destra del detto punto di massimo (ciò ad indicare la necessità di una decelerazione dell'albero per il raggiungimento del punto di massima potenza).

In altre parole le condizioni di funzionamento corrispondenti al raggiungimento del massimo di potenza meccanica erogata sono raggiunte attraverso la valutazione del segno della seguente espressione:

$$(P_{mecc,n} - P_{mecc,n-1})/(\Omega_{,n} - \Omega_{,n-1}) \qquad (2)$$

essendo $P_{mecc,n-1}$ e $P_{mecc,n}$ rispettivamente la potenza meccanica all'albero nell'istante di tempo "n-1" e "n" e Ω_{n-1} e Ω_n la velocità della turbina negli stessi istanti di tempo.

Nel WEEGS preso in considerazione, gli algoritmi di MPPT noti in letteratura non possono essere applicati in corrispondenza ad un basso valore di velocità di rotazione della turbina, (cfr. Figure 2, 3) dove sia la potenza che la coppia hanno valori negativi. In questo intervallo, infatti, la potenza meccanica è negativa, e pertanto è assorbita dalla turbina eolica che quindi lavora da motore piuttosto che da generatore.

Per evitare tale possibile ed indesiderata condizione di funzionamento, l'algoritmo messo a punto effettua preliminarmente una valutazione del segno della potenza meccanica all'albero e successivamente il calcolo della quantità $(P_{mecc,n} - P_{mecc,n-1})/(\Omega_{,n} - \Omega_{,n-1})$. Così facendo, se il segno della potenza meccanica all'albero è negativo, il che indica che la macchina si comporta da

motore, il sistema di controllo impone un aumento della velocità della turbina fino a quando la potenza meccanica diventa positiva. Superato il summenzionato intervallo di velocità, l'algoritmo per l'MPPT prima descritto funziona normalmente identificando il punto di massima potenza. La

Figura 6 mostra lo schema a blocchi elaborato in ambiente Matlab-Simulink usato per valutare le prestazioni dell'algoritmo di MPPT e la cui uscita è il riferimento di velocità da raggiungere per garantire al sistema l'erogazione della massima potenza.

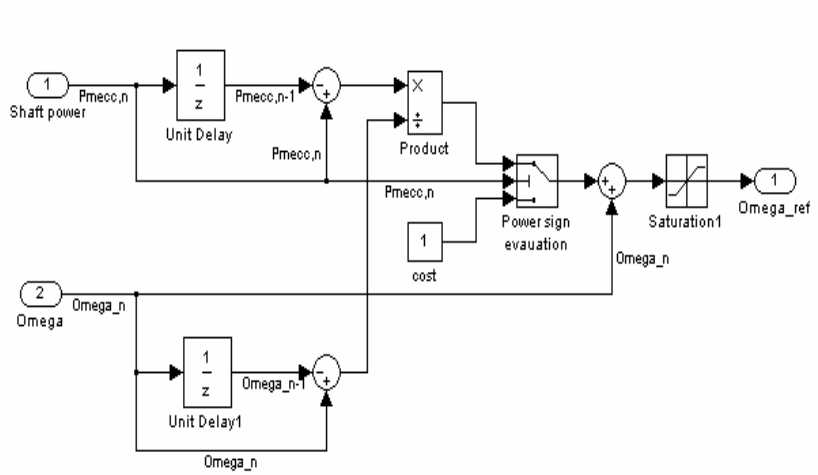


Figura 6. Diagramma a blocchi dell'algoritmo di MPPT proposto sviluppato in ambiente Matlab-Simulink.

4. IL PROGRAMMA IMPLEMENTATO IN SIMULAZIONE

B. L'implementazione del sistema

La Figura 7 mostra il diagramma a blocchi di Matlab-Simulink® che implementa il modello matematico del sistema di generazione, compreso il controllore PI e l'algoritmo di MPPT.

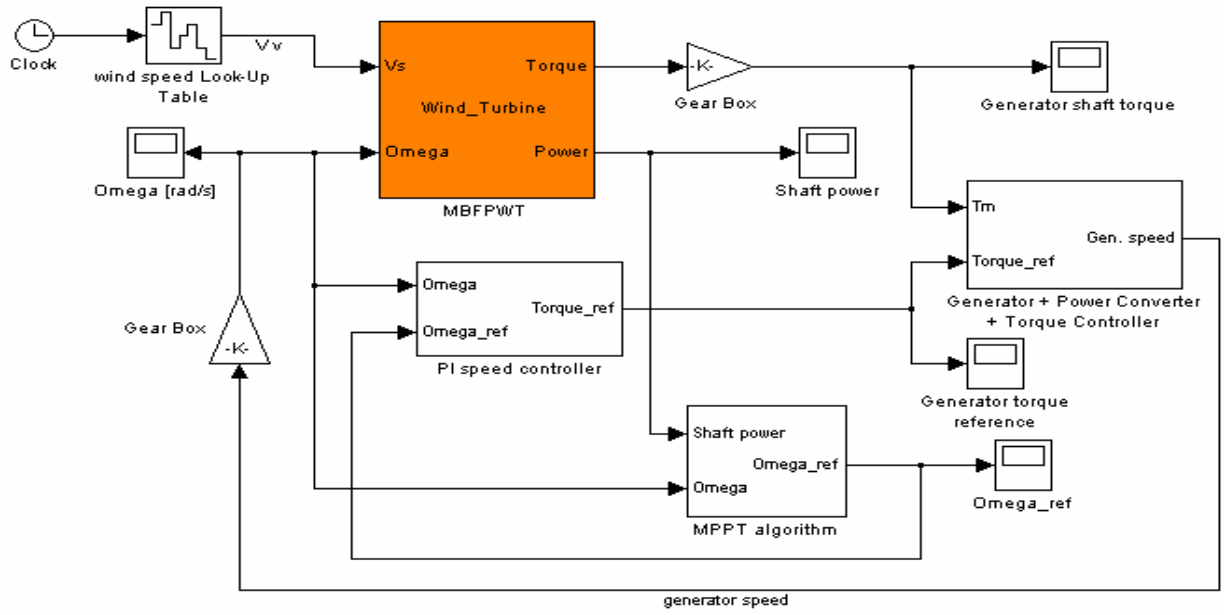


Fig. 7. Il sistema di generazione basato sul WRIG

Il blocco denominato “MMBFPWT” implementa le equazioni (1) attraverso una funzione implementata in linguaggio di programmazione C, il blocco “Generator + Power Converter + Torque Controller” implementa il modello di cui in [7], il blocco denominato “MPPT algorithm” implementa, infine, la strategia di MPPT descritta nell precedente paragrafo. Il controllore di velocità PI (Proporzionale Integrale) ha lo scopo di forzare la velocità del MMBFPWT al punto di massima potenza. Il programma di simulazione è di seguito brevemente descritto con l’ausilio della Figura 7. Il blocco MMBFPWT calcola sia la coppia che la potenza meccanica all’albero, mostrate nelle Figure 2 e 3, avendo come ingresso la velocità del vento ed il valore istantaneo di velocità di rotazione della turbina. Infine, l’algorimto MPPT genera il valore di riferimento Ω_{ref} della velocità della turbina al quale corrisponde la massima erogazione di potenza attiva. Il controllore PI calcola il valore di riferimento di coppia che per una corretta ricerca dell’MPPT il generatore deve seguire, ciò attraverso il valore di Ω_{ref} e il valore istantaneo della velocità della turbina Ω. Una look-up table è utilizzata per generare il profilo di velocità del vento.

Le diverse simulazioni effettuate hanno consentito di affinare il valore da attribuire a guadagni proporzionale e integrale del controllore PI.

C. I risultati delle simulazioni

Al fine di validare il modello sono state effettuate diverse simulazioni e conseguentemente analizzate le grandezze elettriche e meccaniche da queste fornite. Il generatore preso in considerazione è del tipo a induzione a rotore avvolto e presenta 4 coppie polari e potenza nominale di 20 kW. Il convertitore elettronico di potenza è di tipo bidirezionale, adotta una tecnica di modulazione del tipo PWM e presenta i seguenti parametri: tensione sul DC-Link 540 V, capacità di livellamento di 12 mF, frequenza di commutazione pari a 10 kHz.

Il profilo di vento considerato è mostrato in Figura 8.

Questo profilo, sebbene ideale, è stato scelto per l’implementazione delle simulazioni con lo scopo di indagare sul comportamento in regime dinamico del sistema di controllo e sulla sua stabilità.

I risultati delle simulazioni sono riportati nelle Figure 9, 10 e 11.

Le Figure 9, 10 e 11 illustrano rispettivamente gli andamenti della potenza meccanica all’albero, della coppia meccanica all’albero e dalla velocità di rotazione della turbina.

Dal confronto tra quanto riportato in Figura 9 ed in Figura 2, è possibile verificare che l’algoritmo di MPPT concepito funziona correttamente indipendentemente dalla turbina presa in considerazione e dai valori assunti dalla velocità del vento. Infatti, in corrispondenza dei diversi intervalli di tempo, pari ognuno a 20 secondi, per i quali la velocità del vento si mantiene costante, la potenza meccanica all’albero si mantiene al valore massimo corrispondente alla data velocità. Allo stesso tempo, in corrispondenza di tutti gli intervalli di tempo per i quali la velocità del vento è costante, la velocità della turbina si mantiene costante e ad un valore in corrispondenza al quale corrisponde il massimo valore di potenza meccanica all’albero.

5. CONCLUSIONI

In questo lavoro vengono presentati il dimensionamento di massima, la struttura meccanica, l’equipaggiamento elettrico e il modello matematico di un sistema di generazione di energia elettrica da fonte eolica (WEEGS). Inoltre, sono stati concepiti e presentati una turbina eolica a passo fisso e numero di pale modulabile (MMBFPWT) ed un nuovo algoritmo per la ricerca del punto di funzionamento di massima potenza erogata (MPPT). L’algoritmo di MPPT concepito e messo a punto consente al WEEGS di rendere massima la potenza attiva da esso generata. Inoltre

esso evita che il generatore elettrico, in corrispondenza a valori negativi della coppia erogata dal MMBFPWT, possa assorbire una grande energia elettrica dalla rete alla quale è connesso.

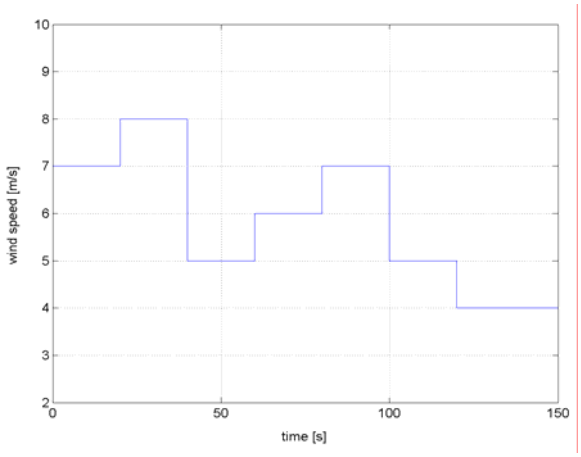


Fig. 8. Velocità del vento

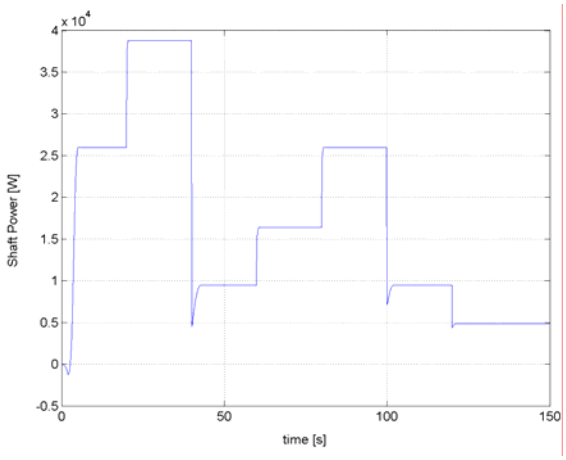


Fig. 9. Potenza Meccanica all'albero

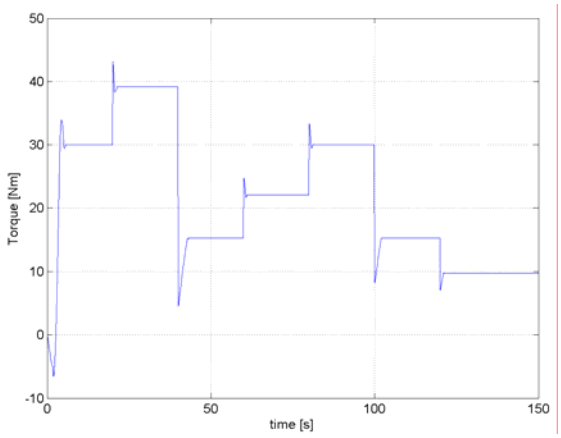


Fig. 10. Coppia meccanica all'albero

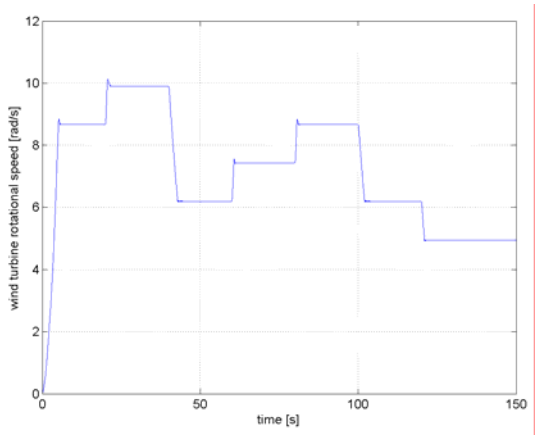


Fig. 11. Velocità di rotazione della turbina

Nella fattispecie la macchina scelta come generatore del sistema di produzione di energia da fonte eolica (WEEGS) è un generatore ad induzione a rotore avvolto (WRIG). Il generatore è trascinato dal MMBFPWT ed equipaggiato con inverter dotato dell'algoritmo di MPPT qui presentato. Il MMBFPWT, con numero di pale modulabile, consente per la stessa struttura meccanica di definire in modo specifico il numero di pale da montare per ottenere differenti valori della potenza meccanica della turbina eolica. L'MMBFPWT presenta inoltre innegabili vantaggi legati alla bassa velocità di rotazione nominale. Quest'ultima consente di ridurre i costi dei sistemi meccanici di ancoraggio, fissaggio e rotazione e quindi incide positivamente sulla diminuzione dei costi di produzione, peraltro la riduzione dei disturbi aerodinamici tipici delle alte velocità incide anche in positivo sulla riduzione dei costi di manutenzione.

Il modello matematico del sistema WEEGS è stato concepito e sviluppato per essere flessibile, prendendo in considerazione le caratteristiche di tutti i sottosistemi coinvolti, partendo dalla rete elettrica e terminando con la turbina eolica. Il modello matematico implementato in ambiente

Matlab-Simulink ha consentito di sviluppare diverse simulazioni che consentono di validare la bontà della scelta dei parametri costruttivi del WEEGS qui presentato.

In particolare i risultati delle simulazioni mostrano un comportamento ottimo sia dell'MMBFPWT progettato che dell'algoritmo di MPPT concepito. Infatti, in corrispondenza a diversi intervalli di tempo nei quali il vento presenta velocità costante, la potenza meccanica all'albero si mantiene al suo massimo valore per la velocità del vento specificata.

Inoltre, grazie alla fine regolazione adottabile per il controllore PI, il sistema dimostra un comportamento stabile, preciso, rapido e con limitate sovraelongazioni.

Infine, il modello del sistema consente la possibilità di effettuare simulazioni che prevedono anche altre strategie di controllo e di cambiare la tipologia di generatore preso in considerazione.

6. RINGRAZIAMENTI

Questo lavoro è stato realizzato con il contributo del Laboratorio per lo Sviluppo Sostenibile ed il Risparmio Energetico (SDES-Lab Sustainable Development and Energy Savings Laboratory) dell'Università degli Studi di Palermo.

7. BIBLIOGRAFIA

[1] R. Datta, V.T. Ranganathan: "Variable Speed Wind Power Generation Using Doubly Fed Wound Rotor Induction Machine – A Comparison with Alternative Schemes", IEEE Transaction on Energy Conversion, Vol. 17, n. 3, September 2002;

[2] E. Muljadi, K. Pierce, P. Migliore: "Control Strategy for Variable Speed Stall Regulated Wind Turbine", Porceedings of the American Control Conference, Philadelphia, Pennsylvania, June 1998;

[3] A. D. Hansen, P. Sorensen, F. Iov, F. Blaabjerg: "Control of Variable Speed Wind Turbine with Doubly-fed Induction Generator" Wind Engineering Volume 28, N. 4, 2004, Pages: 411-434;

[4] C. Dufour, J. Belanger "A real-time simulator for doubly fed induction generator based wind turbine applications" 35th Annual IEEE Power Electronics Specialists Conference, Aachen, Germany, 2004, Pages 3597-3603;

[5] B. Hopfensperger, D.J. Atkinson and R.A. Lakin "Stator-flux-oriented control of doubly-fed induction machine with and without position encoder" IEE Proc.- Electr. Power Appl. Vol. 147, N. 4 July 2000;

[6] R. Pena, J. C. Clare, G. Asher, "Doubly-Fed Induction Generator using Back to Back PWM Converters and its Application to Variable-Speed Wind Energy Generation", Proceedings of the IEE Electric Power Applications, May 1996, Volume 143, Issue 3, Pages: 231-241;

[7] V. Cecconi, V. Di Dio, A. O. Di Tommaso, D. La Cascia, R. Miceli: "High Performance Field Oriented Rotor Control of Induction Generators", Proceedings of the IEEE ICEM International Conference on Electrical Machines, September 2006

[8] K. Amei , Y. Takayasu , T. Ohji , M. Sakui," A maximum power control of wind generator system using a permanent magnet synchronous generator and a boost chopper circuit", Proceedings of the Power Conversion Conference, Volume 3, Page(s):1447 - 1452 2002, PCC Osaka 2-5 April 2002.

[9] J. Yaoqin , Y. Zhongqing , C. Binggang "A new Maximum power point tracking control scheme for wind generation", Proceedings International Conference on Power System Technology, Volume 1, Page(s):144 - 148 2002, 13-17 Oct. 2002.

[10] Quincy Wang , Liuchen Chang “An intelligent maximum power extraction algorithm for inverter- based variable speed wind turbine system “, IEEE transactions on power electronics, Vol. 19 , No. 5 , September 2004 ASDF
[11] D. Muljadi, C.P. Butterfield: “Pitch-Controlled Variable Speed Wind Turbine Generation”, IEEE Transaction of Industry Applications, vol 37, n. 1, January/February 2001;
[12] W. Hoffman, F. Okafor: “Doubly Fed Full Controlled Induction Wind Generator for Optimal Power Utilisation” Proceedings on the 4th IEEE International Conference on Power Electronics and Drive Systems, Volume 1, Page(s):355 – 361, 22-25 Oct. 2001;
[13] J.F. Manwell, J.G. McGowan, A. L. Rogers: “Wind Energy – Theory, Design and Application”, John Wiley, 2002.

Una nuova concezione della mappa eolica nazionale

Luisa Pagnini[a], Giovanni Solari [a]

[a]DICAT, Dipartimento di Ingegneria delle Costruzioni, dell'Ambiente e del Territorio, Genova

SOMMARIO

Il presente lavoro illustra lo studio statistico di una selezione accurata di basi anemometriche sparse sul territorio italiano le cui registrazioni comprendono periodi di tempo di circa 50 anni. Le analisi pongono in evidenza interessanti legami fra i vari parametri delle distribuzioni statistiche dei valori correnti e di estremo. Per quanto riguarda i valori correnti, si avanza un modello di previsione dei parametri della distribuzione a partire dalla ubicazione del sito. Per quanto riguarda i valori di estremo, si fornisce un criterio di previsione della velocità di progetto al variare del periodo di ritorno. Per quanto riguarda infine le ricadute in termini normativi, il lavoro fornisce, in via preliminare, gli strumenti per istituire una nuova concezione di mappa eolica, idonea a eseguire tutte le valutazioni necessarie ad analizzare compiutamente un'ampia classe di strutture e i loro comportamenti.

ABSTRACT

The present paper shows the statistical analysis of a selected data basis of anemometric stations scattered on the Italian country. Wind velocity measures have been recorded for about fifty years. The analyses point out interesting relations between the parameters of the statistical distribution of wind velocity current and extreme values. As far as the current values are concerned, the parameters are related to the site location. As far as the extreme wind velocity is concerned, a forecasting model is provided according to the return period. The final section gives a synthesis of the results obtained in a format suitable to be included in national guidelines. Preliminary relations are given for a new wind map fit for analyze a large class of structures and their behavior.

PAROLE CHIAVE: velocità del vento, periodo di ritorno, mappa eolica, velocità corrente, velocità estrema

1.INTRODUZIONE

Secondo una tradizione consolidata le normative inerenti le azioni del vento sulle costruzioni assegnano la velocità di progetto in base a un valore medio su un intervallo di tempo pari a 10 minuti, a una altezza di riferimento pari a 10 m, su terreno pianeggiante omogeneo, privo di ostacoli, con 50 anni di periodo di ritorno. Tale valore è fornito da mappe e tabelle che suddividono il territorio in zone di pari ventosità, eventualmente in funzione della quota sul livello del mare. Le norme assegnano inoltre un coefficiente di ritorno che, moltiplicato per la velocità corrispondente a 50 anni di periodo di ritorno, restituisce la velocità associata a un tempo diverso. A tale coefficiente è spesso attribuito un ruolo secondario, dal momento che la maggior parte delle verifiche è svolta in corrispondenza di un periodo di ritorno pari a 50 anni.
L'evoluzione delle costruzioni e dei formati di sicurezza pone sempre più frequentemente il problema di graduare le analisi secondo periodi differenti. La verifica delle strutture agli stati limite ultimi è svolta graduando il periodo di ritorno di progetto in funzione dell'importanza e della vita prevista della struttura. Lo studio di sicurezza nei riguardi dei fenomeni aeroelastici

viene condotta in corrispondenza di velocità e periodi di ritorno molto elevati, generalmente commisurati alle conseguenze del fenomeno. Il controllo della tollerabilità fisiologica alle vibrazioni indotte dal vento viene effettuato in condizioni di esercizio sulla base di velocità associate a periodi di ritorno dell'ordine di un anno. L'analisi del comportamento a fatica delle strutture richiede la conoscenza della distribuzione dei valori correnti della velocità. Da questo punto di vista i criteri di valutazione della velocità di progetto forniti dalle norme tradizionali risultano ogni giorno più carenti e bisognosi di una profonda revisione.
La presente memoria riprende l'analisi dei venti estremi che condusse alla mappa eolica nazionale (Ballio *et al.*, 1994) attualmente adottata dalle normative italiane, dapprima completandola con nuove elaborazioni svolte in parte utilizzando dati un tempo mancanti, in parte usando criteri di calcolo più evoluti e aggiornati allo stato dell'arte. Successivamente sviluppa una serie di procedimenti e di considerazioni critiche volte a trattare e a fornire, in modo unitario, l'intero spettro delle velocità eoliche di interesse per le costruzioni, dai valori correnti ai valori estremi.
La prima parte del lavoro definisce i modelli statistici di riferimento per lo studio della velocità eolica e descrive la base dei dati collezionati. La parte successiva illustra lo studio statistico dei valori correnti ed estremi. La parte conclusiva riassume in modo schematico i modelli suggeriti dallo studio fornendo, seppure in forma preliminare, proposte normative al riguardo. Le Istruzioni CNR-DT 207/2008 incorporano alcuni dei risultati ottenuti in questo studio.

2. STATISTICA DELLA VELOCITA' DEL VENTO

L'impiego della distribuzione di Weibull per la rappresentazione della popolazione dei dati della velocità corrente ha origini puramente empiriche sebbene sia oramai comunemente utilizzata allo scopo. Poiché le registrazioni anemometriche sono spesso ricche di misure di velocità nulle, le cosiddette *calme di vento*, i valori correnti v sono comunemente descritti mediante funzione di densità f_V e di distribuzione F_V secondo la formulazione ibrida (Takle & Brown, 1978):

$$F_V(v) = P_0 + A_0\left\{1-\exp\left[-\left(\frac{v}{c}\right)^k\right]\right\},\ f_V(v) = P_0\delta(v) + A_0\frac{k}{c}\left(\frac{v}{c}\right)^{k-1}\exp\left[-\left(\frac{v}{c}\right)^k\right]\ (v\geq 0) \qquad (1)$$

dove P_0 è la probabilità che sia v=0, A_0=1-P_0, k e c sono parametri del modello.
La distribuzione di probabilità del massimo valore annuale di v viene calcolata mediante tecniche diverse.
L'analisi asintotica del I tipo assegna al massimo annuale la distribuzione asintotica di Gumbel (1958):

$$F_M(v) = \exp\left\{-\exp\left[-A(v-U)\right]\right\} \qquad (2)$$

dove A e U sono i parametri del modello. Essa costituisce la procedura più nota ed è adottata dalla maggior parte delle normative vigenti per la sua semplicità di applicazione (DM 1996). L'Eurocodice (2004) adotta un analogo criterio, assegnando però la distribuzione d'estremo del I tipo alla pressione cinetica media q, ossia al quadrato della velocità media del vento:

$$F_M(q) = \exp\left\{-\exp\left[-A'(q-U')\right]\right\} \qquad (3)$$

dove A', U' sono i parametri del modello.

L'analisi di processo enumera gli attraversamenti di soglia dal basso della velocità del vento trattato come processo stazionario. La funzione di distribuzione del massimo è data dalla formula:

$$F_M(v) = \exp\left[-\lambda f_V(v)\right] \tag{4}$$

dove f_V è la funzione di densità della popolazione dei dati, λ è il parametro di modello; λf_V è il numero medio degli attraversamenti di soglia dal basso. Nella trattazione che segue si impiega l'analisi di processo quale metodo per lo studio dei valori estremi.
Si dimostra teoricamente (Lagomarsino *et al*, 1992) che la (4) tende alla (2) per $k = 1$, equivale invece alla (3) per $k = 2$ (Cook, 1982). Inoltre, per $k > 1$, la (2) sovrastima la (4) per $R > 50$ anni, la sottostima per $R < 50$ anni; la tendenza è opposta per $k < 1$. Il parametro k ha quindi un ruolo essenziale nella tendenza statistica del vento.
La distribuzione generalizzata di Pareto esprime la distribuzione degli estremi considerando soltanto i valori superiori a una soglia opportuna. La sua applicazione è ormai largamente diffusa in svariati campi della geofisica. Peraltro, numerosi studi recenti svolti nel settore dei venti estremi hanno evidenziato come il suo uso possa condurre a risultati non prudenziali; sotto questo punto di vista la sua applicazione risulta quindi controversa (Harris, 2005).
Si definisce periodo di ritorno della velocità il tempo che mediamente intercorre fra il ripetersi di eventi di intensità maggiore o uguale a v. Esso è dato da:

$$R(v) = \frac{1}{1 - F_M(v)} \tag{5}$$

Si definisce coefficiente di ritorno la grandezza:

$$c_R = v_R / v_{50} \tag{6}$$

essendo v_R la velocità associata al periodo di ritorno R e v_{50} la velocità associata a R=50 anni.

3. BASE DATI

La Figura 1 mostra la ubicazione delle 39 stazioni anemometriche utilizzate. I dati sono forniti dall'Aeronautica Militare e contemplano circa 50 anni di registrazioni per ciascuna stazione. Contengono 8 misure giornaliere di direzione e velocità media del vento su 10 minuti eseguite ogni 3 ore. Alcune registrazioni riportano anche i massimi giornalieri mediati su intervalli temporali dell'ordine di 1 - 5 s ed altre informazioni meteorologiche quali la pressione e la temperatura, che possono essere assai utili nella fase di correzione dei dati.
Le misure delle velocità medie sono state sottoposte ad una procedura di controllo e correzione che ha riguardato tutti i valori superiori ad una soglia fissata. Sono stati individuati tutti i dati isolati, ossia le misure molto superiori ai dati vicini e sono stati posti a confronto con i corrispondenti valori dei picchi giornalieri. L'evoluzione della velocità media in un intorno dei dati è stata inoltre posta a confronto con la corrispondente evoluzione delle misure della pressione atmosferica. Sono stati considerati sbagliati, e quindi eliminati, i dati totalmente avulsi dai dati vicini e incoerenti con le altre registrazioni di picchi giornalieri e pressione effettuate nello stesso giorno.
Si definisce valore di riferimento del vento la velocità media (su 10 minuti, a 10 metri di altezza) che l'anemometro misurerebbe se fosse posto in un terreno cosiddetto di riferimento, indefinitamente pianeggiante e omogeneo, con coefficiente di rugosità z_0=0.05 m. I dati anemometrici sono stati trasformati al sito di riferimento mediante simulazioni accurate

svolte con il codice di calcolo WINDS (Ratto *et al*., 1990) o basate sul metodo sviluppato da ESDU (1993).
Lo studio e l'elaborazione statistica dei dati è stato svolto in ambiti differenti. Alcune misure sono state analizzate in anni recenti in studi di ventosità (Solari *et al*., 2006, Freda *et al*., 2006, CMIRL, 2000), altre sono state analizzate appositamente per lo studio in oggetto. Altre ancora furono studiate a suo tempo per la messa a punto della mappa dei venti estremi del territorio italiano (Ballio *et al*., 1994). Tuttavia, poiché i criteri con cui furono elaborate presentano alcuni elementi di disomogeneità con i criteri impiegati nelle analisi recenti, i risultati inerenti queste misure sono considerati solo a titolo indicativo e non sono inclusi nelle elaborazioni statistiche.
La Tabella 1 riporta i risultati sintetici dell'analisi statistica della velocità media. Per ciascuna stazione viene indicato lo studio da cui sono tratti i risultati dell'analisi, la latitudine, i parametri del modello di Weibull e dell'analisi di processo applicati rispettivamente ai valori correnti ed estremi, la velocità di riferimento.

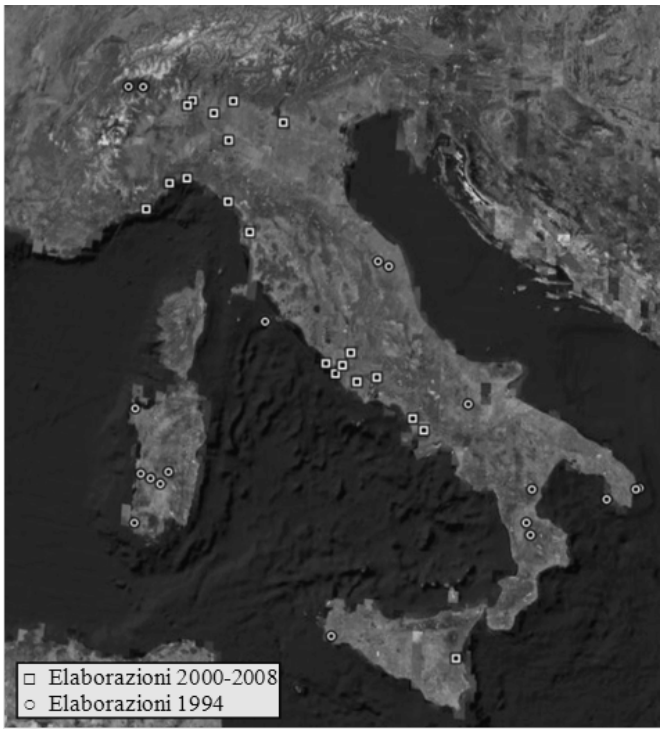


Figura 1. Stazioni anemometriche

4. STATISTICA DELLE VELOCITA' CORRENTI

Il diagramma di Figura 2 mostra i coefficienti c, k di ciascuna stazione in funzione della latitudine. Nonostante la dispersione dei dati sia notevole, essi pongono in evidenza una sistematica tendenza a crescere quanto più il sito è ubicato a sud. Si discostano dalla tendenza osservata i dati relativi alle stazioni liguri, in particolare Genova e Savona, che sono collocate in una posizione geografica del tutto peculiare, immediatamente al di sotto dell'Appennino. I valori ottenuti nell'elaborazione della mappa eolica del 1994 mostrano dispersione maggiore ma sono sostanzialmente in accordo con la tendenza rilevata. La Figura 3 riporta le coppie di valori k, c, ponendo in evidenza un certo grado di correlazione tra i due parametri; la maggiore dispersione inerente le elaborazioni del 1994 riguarda solo l'ambito dei valori più elevati.
Una relazione tra i parametri del modello può essere ottenuta applicando la definizione di periodo di ritorno. Sostituendo la (1) nella (4) e la (4) nella (5):

$$\lambda(A_0)\frac{k}{c}\left(\frac{v}{c}\right)^{k-1}\exp\left[-\left(\frac{v}{c}\right)^{k}\right]=-\ln\left(1-\frac{1}{R}\right),\quad R>1 \tag{7}$$

dove R è espresso in anni. In corrispondenza di $R \geq 50$, $\ln(1\text{-}1/R) \approx -1/R$. Si ricava pertanto:

$$\frac{v_R}{c}=\left[\Pi+\ln A_0+\ln\lambda+\ln R\right]^{1/k};\ \Pi=k\ln\frac{v_R}{c}+k\ln v_R+\ln k \tag{8}$$

Tabella 1. Base dati

Stazione	**Lat.(°)**	A_0	k	**c(m/s)**	λ	$v_{ref,50}$(m/s)
Bergamo[I]	45.67	0.583	0.97	1.785	26173	24.5
Malpensa[I]	45.62	0.445	0.95	1.976	23621	27.5
Novara[I]	45.53	0.405	0.88	1.549	22945	26.2
Linate[I]	45.45	0.483	0.93	1.768	21987	26.2
Verona[I]	45.38	0.46	1.02	2.33	23678	27.8
Piacenza[I]	45.05	0.445	1.15	2.38	20056	21.5
Genova[II]	44.42	0.8057	1.475	4.92	17000	28.0
Savona[II]	44.31	0.8057	1.475	4.74	17000	27.0
Spezia[II]	44.11	0.87	1.12	2.60	17000	25.0
Imperia[II]	43.88	0.8705	1.064	2.24	17000	25.0
Pisa[III]	43.68	0.64	1.241	3.198	21210	25.2
Guidonia[IV]	41.98	0.37	1.33	3.787	32211	25.9
Fiumicino[IV]	41.80	0.79	1.42	3.875	16102	23.7
Ciampino[IV]	41.78	0.714	1.24	3.815	20156	29.8
Pratica M[IV]	41.65	0.82	1.52	4.043	17810	22.3
Frosinone[IV]	41.63	0.52	1.15	2.853	35390	27.0
Latina[IV]	41.55	0.5	1.24	3.253	31697	25.9
Grassanise[IV]	41.05	0.61	1.32	3.72	23083	26.1
Capodichino[IV]	40.89	0.638	1.16	3.373	27453	30.5
Catania[IV]	37.47	0.71	1.225	3.40	23430	27.7
Verrayes[V]	45.77	0.627	1.528	4.346	33531	24.1
Garin[V]	45.75	0.986	1.386	4.137	14387	26.5
Vetan[V]	45.73	0.671	1.101	3.118	23954	31.5
Cingoli[V]	43.37	0.995	1.042	3.445	17859	39.2
Macerata[V]	43.30	0.999	1.094	2.509	38391	27.7
Le Porte[V]	42.35	0.985	1.29	4.151	19267	30.6
Faeto[V]	41.30	0.995	1.471	6.54	20612	37.7
Fiume Santo[V]	40.83	0.981	1.405	4.193	14419	26.2
La Palascia[V]	40.10	0.998	1.759	5.431	29951	24.6
Consalvi[V]	40.08	0.997	1.508	4.703	14627	26.1
Oriolo[V]	40.07	0.999	1.254	4.116	31712	33.0
Aritzo[V]	39.93	0.998	1.509	5.947	21100	33.2
Cirras[V]	39.85	0.985	1.118	3.26	7871	30.2
Monte Arci[V]	39.80	0.993	1.447	5.798	10196	33.3
Tuili[V]	39.73	0.993	1.525	4.781	73372	28.1
San Demetrio[V]	39.57	0.991	1.386	6.356	9666	38.8
Camigliatello[V]	39.38	0.993	1.239	4.076	31045	33.4
Santa Caterina[V]	39.08	0.999	1.445	4.172	17355	25.1

[I] Solari *et al*., 2006; [II] Freda *et al*., 2006; [III] presente lavoro; [IV] CMIRL, 2000; [V] Ballio *et al*., 1994

La Figura 4 riporta, per R=50 anni, il contributo dei termini che compaiono nella (8) insieme alla loro somma. Mostra in particolare che $\Pi << \ln\lambda$ e $\ln A_0 << \ln\lambda$; mostra inoltre che la somma di tutti i termini risulta circa costante. L'elaborazione statistica dei dati ne fornisce il valore medio e il coefficiente di variazione (*c.o.v.*):

$$E\left[\Pi + \ln A_0 + \ln\lambda + \ln 50\right] = 12.9; \quad c.o.v. = 0.025 \tag{9}$$

La (8) può essere pertanto riscritta confondendo il termine tra parentesi con il suo valore medio. Espandendo in serie di Taylor intorno a k=1:

$$\frac{c}{v_{50}} = 0.2k - 0.12 \tag{10}$$

La Figura 5 mostra, in funzione di k, i dati sperimentali di c/v_{50} insieme con le previsioni offerte dall'Eq.(10). Nei diagrammi sono riportati, con simboli diversi, anche le elaborazioni precedenti (Ballio *et al*., 1994). Appare evidente che il modello (10) fornisce stime pressoché prive di errore, e che inoltre il modello è 'robusto' anche nei riguardi di elaborazioni diverse.

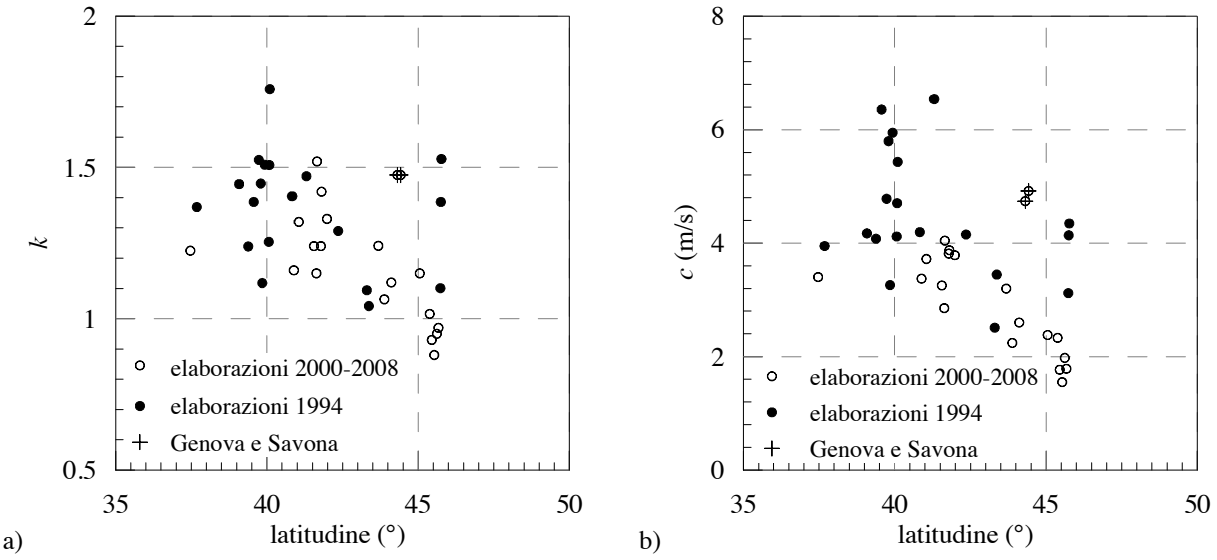


Figura 2. Parametri della distribuzione delle velocità correnti k (a), c (b)

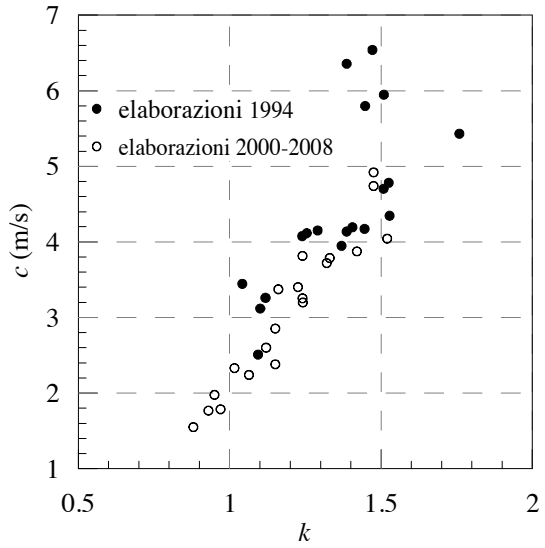


Figura 3. Relazione tra c,k

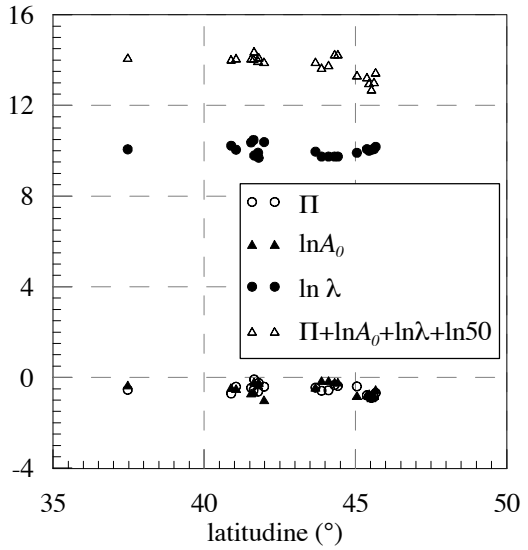


Figura 4. Contributi in Eq.(8).

5. CALME DI VENTO

Tutte le storie temporali della base dati sono caratterizzate da occorrenze elevate di calme di vento. Accade tuttavia che il fenomeno sia assai meno marcato nelle registrazioni recenti.

La Figura 6 mostra l'occorrenza della velocità media del vento rilevata da una stazione anemometrica (Pisa) durante il periodo di registrazione 1951-2008. Le medesime misure sono distribuite su periodi unitari nella Figura 7, ponendo in evidenza che l'occorrenza di calme di vento si riduce drasticamente a partire dall'anno 1987. I valori della velocità media nel periodo successivo (1988-2008), riportati in Figura 8, mostrano che le calme di vento sono assai meno numerose. L'esame di un campione di registrazioni anemometriche relative ad altre stazioni ha mostrato lo stesso fenomeno, seppure in corrispondenza di anni diversi, lasciando intuire che esso sia associato alla sostituzione dell'anemometro con uno strumento più sensibile e preciso.

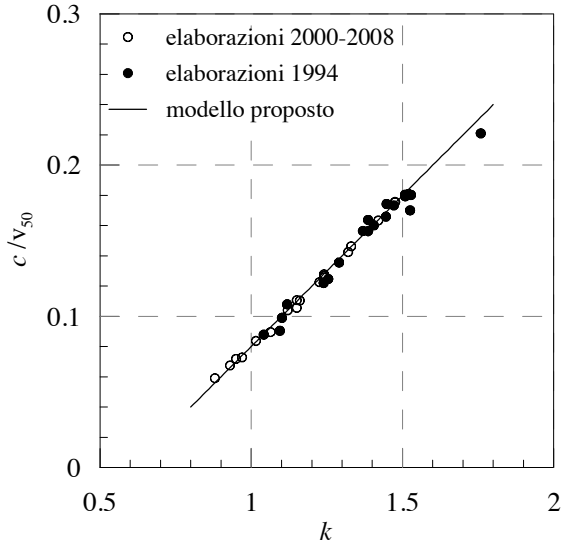


Figura 5. Relazione tra c/v_{50}, k

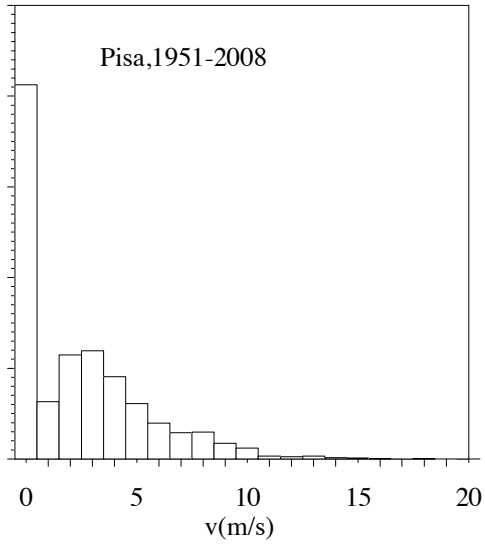


Figura 6. Velocità correnti nella stazione di Pisa

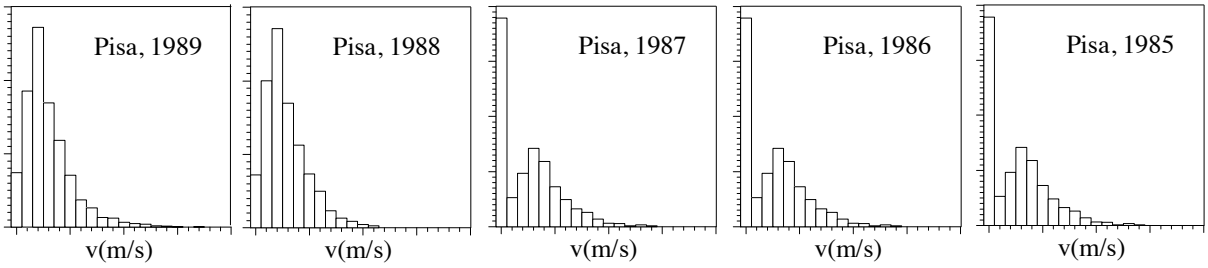


Figura 7. Occorrenze delle velocità correnti su periodi annuali.

Il confronto tra le misure di velocità rilevate dalla stazione di Pisa negli anni 1951-1987 e 1988-2008, rileva che le rispettive distribuzioni dei valori correnti si discostano in maniera non trascurabile anche oltre una possibile soglia strumentale. La Figura 9 mostra che la distribuzione del primo gruppo di misure è sistematicamente inferiore alla distribuzione delle misure successive fino a velocità dell'ordine di qualche m/s (nel caso in esame circa 4m/s), mentre è sistematicamente maggiore per velocità più elevate. Le due distribuzioni appaiono essere circa uguali oltre i 10m/s circa.

Se da un lato non sorprende che le calme di vento siano attribuibili alla sensibilità dello strumento (Tackle & Brown, 1978), appare interessante notare che permangono incongruenze tra le misure anche nel dominio dei valori superiori alla soglia strumentale. Questo risultato conduce a riflettere sull'opportunità di rielaborare le statistiche dei valori correnti sulla base dei soli dati recenti.

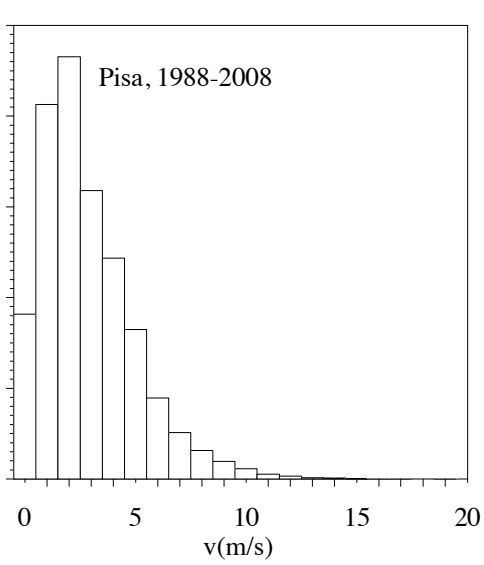


Figura 8. Misure recenti della velocità media.

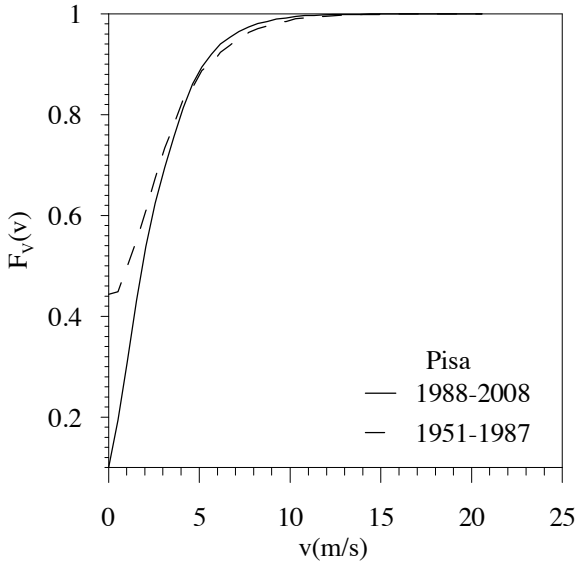


Figura 9. Distribuzione della velocità media

6. VALORI DI ESTREMO

Tutte le registrazioni anemometriche sono caratterizzate da misure mancanti, dovute alla povertà del campionamento e a possibili malfunzionamenti dello strumento. Poiché tale fenomeno può influenzare notevolmente la distribuzione dei valori estremi, il valore del parametro λ del modello statistico impiegato, Eq. (4), è stato corretto mediante tre coefficienti associati ad altrettante fonti di errore. La prima riguarda le misure mancanti causate da interruzioni temporanee delle acquisizioni. La seconda è costituita dalla discontinuità del campionamento (una misura media su dieci minuti ogni tre ore, anziché ventiquattro valori). La terza riguarda le false calme di vento, parte delle quali sono assimilate a dati mancanti (Freda & Solari, 2008).

Noti i parametri del modello, le velocità relative a periodi di ritorno diversi possono essere ricavate mediante la (5).

La Figura 10a mostra il coefficiente di ritorno per i siti di riferimento corrispondenti alle stazioni collezionate. Nella stessa figura è riportato il diagramma introdotto nelle Istruzioni CNR-DT 207/2008; esse forniscono velocità di progetto superate raramente nell'ambito dei periodi di ritorno inferiori a 50 anni, valori decisamente prudenziali per periodi di ritorno superiori. L'espressione assegnata mantiene lo stesso grado di cautela anche nei confronti delle elaborazioni del 1994, con cui è arricchito il diagramma di Figura 10b.

Il coefficiente di ritorno può essere ricavato dalla (7). Per R=50 anni:

$$\lambda A_0 \frac{k}{c}\left(\frac{v_{50}}{c}\right)^{k-1} \exp\left(-\frac{v_{50}}{c}\right)^{k} = -\frac{1}{50} \tag{11}$$

Dividendo la (7) per la (11), ed applicando la (10) si perviene all'espressione di c_R quando R è sufficientemente grande, ad esempio per $R \geq 5$ anni.

$$c_R = \left\{1 - \Gamma + H\right\}^{\frac{1}{k}};\ \Gamma = \left(0.2k - 0.12\right)^k (k-1)\ln c_R;\ H = \left(0.2k - 0.12\right)^k \ln\left[-50\ln\left(1-\frac{1}{R}\right)\right] \tag{12}$$

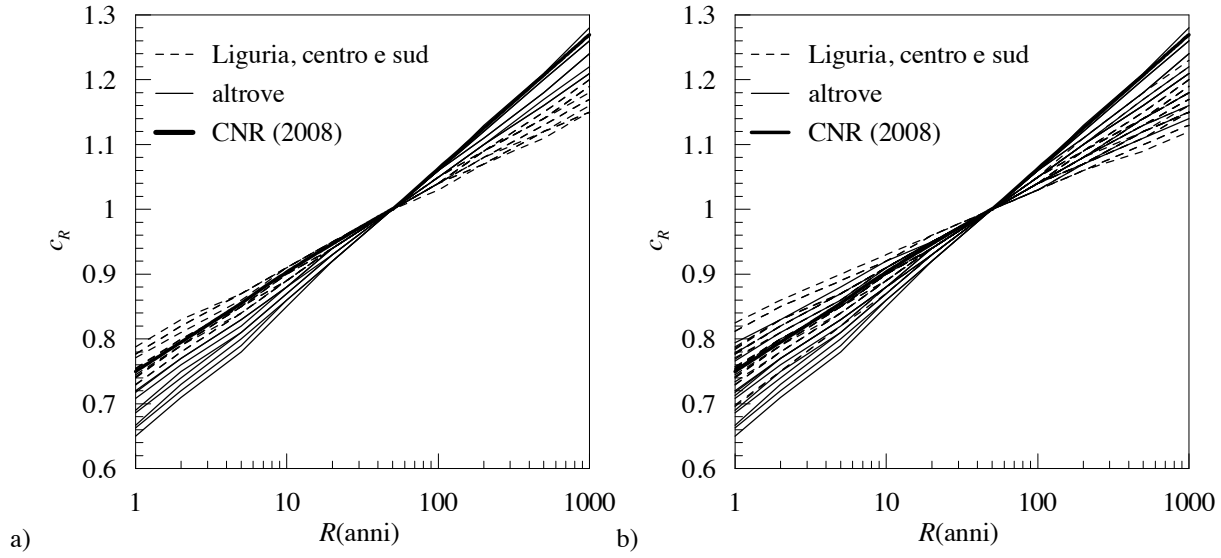


Figura 10. Coefficiente di ritorno per le stazioni della base dati (a) arricchita di altre misure (b)

La Figura 11 mostra, al variare di R, i contributi Γ, H, $1+\Gamma+H$. Si osserva che Γ è assai piccolo rispetto agli altri termini e può essere trascurato. In questo caso la previsione del coefficiente c_R è funzione, oltreché di R, del solo parametro k:

$$c_R = \left\{1-\left(0.2k-0.12\right)^k \ln\left[-50\ln\left(1-\frac{1}{R}\right)\right]\right\}^{1/k}, \quad R \geq 5 \tag{13}$$

Per periodi di ritorno brevi, il modello (4) può essere riscritto facendo riferimento a unità di tempo mensili anziché annuali. La (13) assume la forma (dove R è sempre espresso in anni):

$$c_R = \left\{1-\left(0.2k-0.12\right)^k \ln\left[-595\ln\left(1-\frac{1}{12R}\right)\right]\right\}^{1/k}, \quad 1 \leq R < 5 \tag{14}$$

Lo studio dei termini nelle Eqq. (13) e (14) consente di effettuare considerazioni del tutto analoghe a quelle svolte in relazione all'Eq.(8). Osservando che il termine $(0.2k\text{-}0.12)^k$ è circa costante, le Eqq. (13) e (14) possono essere riscritte nella forma:

$$\begin{aligned} c_R &= \left\{1-0.078\ln\left[-600\ln\left(1-\frac{1}{12R}\right)\right]\right\}^{1/k} \qquad 1 \leq R < 5 \\ c_R &= \left\{1-0.078\ln\left[-50\ln\left(1-\frac{1}{R}\right)\right]\right\}^{1/k} \qquad R \geq 5 \end{aligned} \tag{15}$$

L'errore commesso applicando la (15) rispetto alle Eqq. (13) e (14) non supera l'1.5% per tutte le misure esaminate.

La Figura 12 pone a confronto il valore di $\left(c_R\right)^k$ proposto dall'Eq.(15) con quello ottenuto applicando la definizione di periodo di ritorno e le Eqq. (1), (5), (4). Nel diagramma sono riportati con simboli diversi anche le elaborazioni precedenti (Ballio *et al.*, 1994), seppure le differenze siano pressoché impercepibili. Si può affermare pertanto che il modello (15)

fornisce in maniera semplice stime assai prossime a quelle ottenute avvalendosi della formulazione probabilistica. Richiede però la conoscenza del parametro *k* della distribuzione.

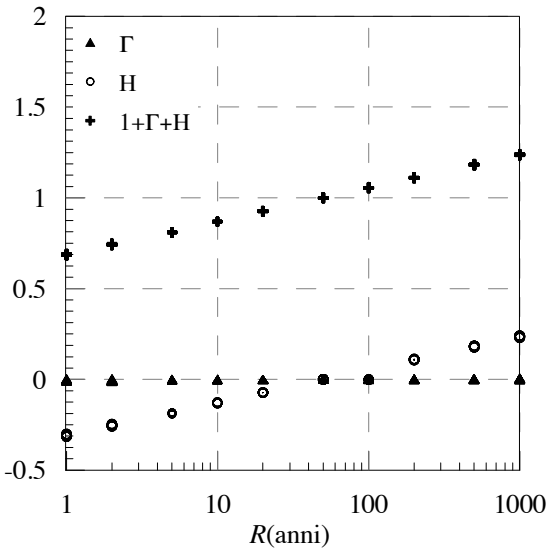


Figura 11. Contributi in Eq. (12)

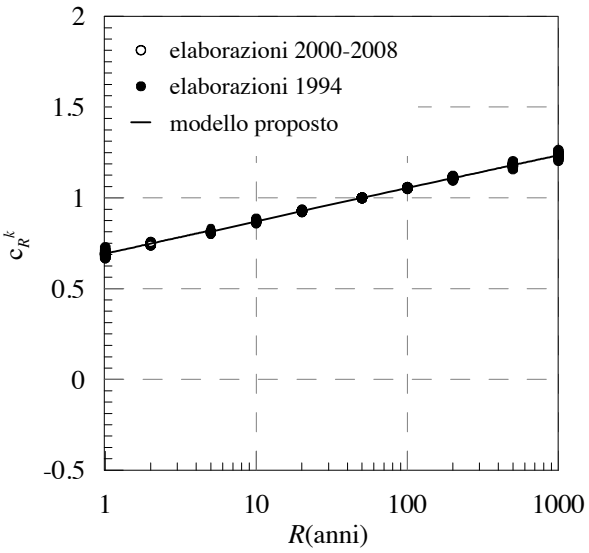


Figura 12. Eq. (15) e valori sperimentali

7. SINTESI DELLE PROPOSTE NORMATIVE

La distribuzione dei valori correnti può essere descritta dal modello di Weibull in funzione del solo parametro *k* e della velocità di riferimento v_{50}:

$$F_V(v) = 1 - \exp\left[-12.8\left(\frac{v}{v_{50}}\right)^k\right],\ f_V(v) = 12.8\,k\,v\left(\frac{v}{v_{50}}\right)^{k-1} exp\left[-12.8\left(\frac{v}{v_{50}}\right)^k\right]\left(v \geq 0\right) \tag{16}$$

In funzione della posizione geografica del sito, si possono definire gli intervalli di variabilità del parametro *k*. Per i siti ubicati in Liguria, nel centro e nel sud Italia:

$$1.15 \leq k \leq 1.5. \tag{17}$$

Altrove:

$$0.9 \leq k \leq 1.15. \tag{18}$$

Sulla scorta di questi valori si possono definire le velocità estreme da utilizzare nel progetto e nelle verifiche. Per i siti ubicati in Liguria, nel centro e nel sud Italia (Figura 13a):

$$\begin{aligned} c_R &= \left\{1 - 0.078\ln\left[-600\ln\left(1-\frac{1}{12R}\right)\right]\right\}^{0.67} && 1 \leq R < 5 \\ c_R &= \left\{1 - 0.078\ln\left[-50\ln\left(1-\frac{1}{R}\right)\right]\right\}^{0.67} && 5 \leq R < 50 \\ c_R &= \left\{1 - 0.078\ln\left[-50\ln\left(1-\frac{1}{R}\right)\right]\right\}^{0.87} && R \geq 50 \end{aligned} \tag{19}$$

Altrove (Figura 13b):

$$c_R = \left\{1 - 0.078 \ln\left[-600 \ln\left(1 - \frac{1}{12R}\right)\right]\right\}^{0.87} \quad 1 \le R < 5$$

$$c_R = \left\{1 - 0.078 \ln\left[-50 \ln\left(1 - \frac{1}{R}\right)\right]\right\}^{0.87} \quad 5 \le R < 50 \qquad (20)$$

$$c_R = \left\{1 - 0.078 \ln\left[-50 \ln\left(1 - \frac{1}{R}\right)\right]\right\}^{1.1} \quad R \ge 50$$

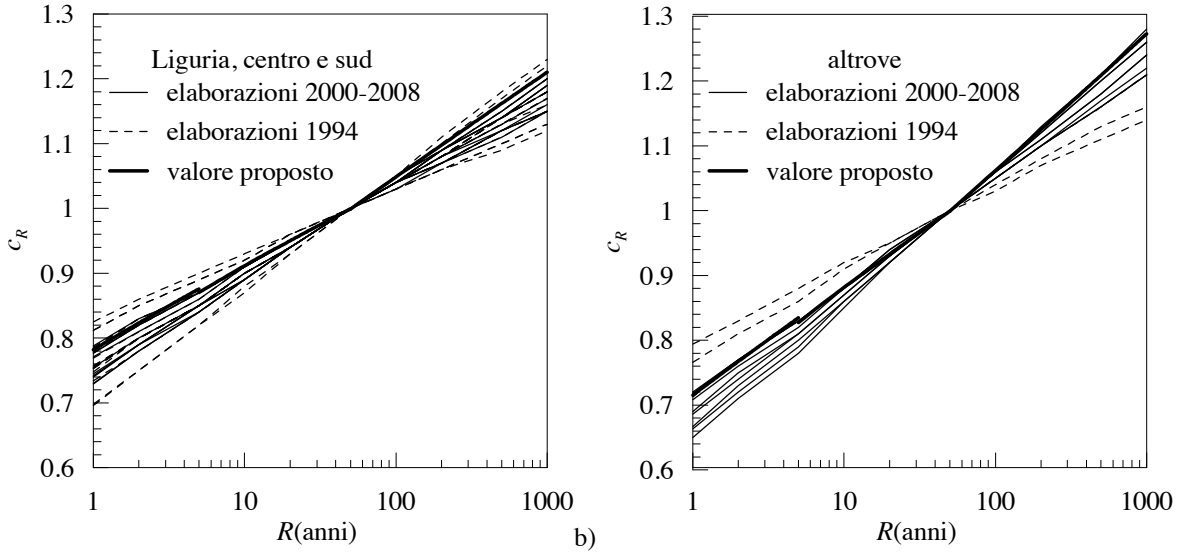


Figura 13. Proposta di previsione del coefficiente di ritorno. Liguria, centro, sud (a), altrove (b).

8. CONCLUSIONI

Partendo dalle analisi svolte all'inizio degli anni '90 per realizzare la mappa eolica italiana, una nuova elaborazione statistica di dati anemometrici misurati da 39 stazioni sparse sul territorio nazionale consente di istituire i primi elementi finalizzati alla concezione di una mappa eolica unitaria di tutti i campi della velocità del vento.

Lo studio, inizialmente rivolto alla popolazione dei dati, ha mostrato che le registrazioni sono spesso ricche di calme di vento strumentali, e che l'occorrenza di valori nulli scompare quasi completamente nelle acquisizioni recenti. Attribuendo questa circostanza all'evoluzione degli strumenti, i valori correnti possono essere pertanto inferiti mediante il modello di Weibull originale, trascurando la presenza delle calme di vento. Alcune valutazioni preliminari hanno mostrato che la scomparsa delle calme di vento non è un fenomeno circoscritto ai soli valori minori della soglia strumentale, ma può avere ripercussioni sul corpo della distribuzione dei valori correnti. Ciò invita a riflettere sull'opportunità di ri-esaminare le distribuzioni dei valori correnti impiegando le sole misure recenti.

Lo studio statistico delle misure ha posto in evidenza interessanti relazioni che legano fra loro i parametri della distribuzioni dei valori correnti ed estremi. Dallo stesso studio si evince il ruolo centrale del parametro k e una sua marcata tendenza a decrescere con la latitudine. Ciò rivela che la rappresentazione della velocità estrema mediante la distribuzione del primo tipo è una scelta corretta nelle regioni del nord Italia, dove k assume valori tendenzialmente unitari. Per periodi di ritorno elevati, la stessa rappresentazione può portare a stime di cautela eccessiva in Liguria e nel centro-sud. Al contrario, la distribuzione del primo tipo assegnata

alla pressione cinetica media (che può rappresentare una scelta corretta nelle regioni del nord Europa, dove k assume valori tendenzialmente pari a 2) è sempre a sfavore di sicurezza sul territorio nazionale. La tendenza è opposta per periodi di ritorno inferiori a 50 anni.
Tenendo presenti questi rilievi, sono stati individuati i campi di variabilità del parametro k per la caratterizzazione delle velocità correnti; per quanto riguarda invece le velocità di estremo ne sono stati individuati valori prudenziali, idonei ad essere impiegati nelle valutazioni di progetto e verifica. In questo modo sono state ricavate relazioni approssimate dei coefficienti di ritorno, associate all'intero ambito dei periodi di ritorno di interesse ingegneristico.
Sebbene il campione dei dati analizzati sia ancora inadeguato a delineare rappresentazioni di massima generalità, lo studio ha indicato tendenze e caratterizzazioni inequivocabili, ed ha portato alla definizione di modelli preliminari già operativi. I passi ulteriori necessari alla definizione di una mappa eolica totalmente rivista e aggiornata riguardano essenzialmente l'arricchimento e l'elaborazione statistica della base dati. Da una lato occorre ampliare la collezione delle stazioni anemometriche, rendendone più omogenea la distribuzione sul territorio nazionale. Dall'altro occorre prendere in considerazione la ri-elaborazione di tutte le misure, sia per processare le sole acquisizioni recenti per la caratterizzazione delle velocità correnti, sia per migliorare la qualità della trasformazione dei dati al riferimento, usufruendo dei progressi compiuti negli ultimi anni per la modellazione della rugosità e della topografia locale del terreno.

9. BIBLIOGRAFIA

Ballio G., Lagomarsino S., Solari G. (1994). La nuova mappa dei venti estremi italiani, *Giornale del Genio Civile, 7,8,9* .

CMIRL (2000). 'La mappa del vento in Liguria' Rel. 12/A.

Consiglio Nazionale delle Ricerche (2008). Istruzioni per la valutazione delle azioni e degli effetti del vento sulle costruzioni. Roma, CNR-DT 207/2008.

Cook N.J.(1982). Towards a better estimation of extreme winds, *J. Wind Engng. Ind. Aerod.*, 9.

Decreto 16 gennaio 1996 del Ministero dei Lavori Pubblici, Norme tecniche relative ai criteri generali per la verifica di sicurezza delle costruzioni e dei carichi e dei sovraccarichi.

ESDU (1993), Engineering Sciences Data Unit. Computer Program for wind speeds and turbulence properties: flat or hill sites in terrain with roughness changes, ESDU Item 92032, London, UK.

Eurocode 1 (2004), Actions on structures, European Standard, prEN 1991-1-4.

Freda A., Solari G., Repetto M.P., Tubino F. (2006). Analisi probabilistica dei dati registrati dalle stazioni meteorologiche dell'aereonautica italiana e dell'ENAV limitrofe alla linea ferroviaria Roma-Napoli.

Freda A., Solari G. (2008). A pilot study of the wind speed along the Rome-Naples HS/HC railway line. *J. Wind Engng. Ind. Aerod.*, sottoposto.

Gumbel E.J. Statistics of extremes, *Columbia University Press*, New York, (1958).

Harris I. (2005). Generalised Pareto methods for wind extremes. Useful tool or mathematical mirage? *J. Wind Engng. Ind. Aerod.*, 93.

Lagomarsino S., Piccardo G., Solari G. (1992). Statistical analysis of high return period wind speeds, *J. Wind Engng. Ind. Aerod.*, 41.

Ratto C. F., Festa R., Nicora O., Mosiello R., Ricci A., Lalas D. P., Frumento O. A. "Wind field numerical simulation: a new user-friendly code", in W. Palz (ed.), *European Community Wind Energy Conference*, Madrid, (1990).

Solari G., Repetto M.P., Tubino F., Freda (2006). Analisi del vento di progetto presso il quartiere storico dell'area della fiera di Milano.

Takle E.S., Brown J.M. (1978). Note on the use of Weibull statistics to characterize wind-speed data. *J. Appl. Meteorol.*, 17.

Una nuova definizione normativa del carico aerodinamico e del limite di stabilità al flutter per gli impalcati da ponte

Gianni Bartoli [a], Claudio Mannini [a], Francesco Ricciardelli [b]

[a] CRIACIV/DICeA, Università degli Studi di Firenze
[b] CRIACIV/DIMET, Università degli Studi Mediterranea di Reggio Calabria

SOMMARIO

In questa memoria vengono presentate le analisi che sono state utilizzate come base per la stesura del capitolo delle nuove Istruzioni CNR-DT 207/2008 relativo al comportamento sotto vento degli impalcati da ponte, evidenziandone il fondamento teorico ed i limiti di applicabilità. In alcuni casi le strutture da ponte si rivelano molto sensibili al vento e il loro comportamento può essere estremamente complesso, per cui il tema richiede particolare attenzione e le conclusioni riportate in questa sede sono sicuramente rivedibili e migliorabili. I contributi in esame sono quelli relativi alla definizione del carico aerodinamico medio e del limite di stabilità per flutter, e si basano su una raccolta relativamente vasta di dati sperimentali, oltre che su risultati teorici. Per quanto riguarda il carico aerodinamico medio, le Istruzioni si prefiggono tre obiettivi principali rispetto all'Eurocodice 1: una semplificazione rispetto all'approccio troppo laborioso del documento europeo, l'eliminazione di una serie di specifiche che non sembrano essere confermate dai dati sperimentali e la correzione di quei valori che non risultano a vantaggio di sicurezza. È stato anche prudenzialmente affrontato il caso, molto complesso, degli impalcati affiancati. Per quanto riguarda la stabilità al flutter, le Istruzioni CNR tentano di colmare l'assoluto vuoto normativo lasciato dall'Eurocodice 1, con il cauto obiettivo di identificare possibili casi critici da studiare in maniera più approfondita, eventualmente con prove sperimentali in galleria del vento.

ABSTRACT

This paper discusses the approach to the response of bridge decks under wind proposed in the new CNR-DT 207/2008 Guidelines, and it underlines its background and limits. In some cases bridge structures are very sensitive to wind loads and their behaviour can be extremely complex. Therefore this subject requires particular attention and the conclusions drawn herein have to be considered as a first step towards a codifiable definition of wind loads on bridge decks. In particular, the mean aerodynamic load and the limit of flutter stability are dealt with in the CNR Guidelines. The approach suggested is based on a rather large amount of experimental data, as well as on theoretical results. Concerning the mean aerodynamic load, the CNR Guidelines have three main targets with respect to Eurocode 1: the simplification of an approach which is considered in a few cases too complex for practical application, the elimination of some provisions which seem not to be confirmed by the experimental data and a correction of some numerical values which turned out to be on the unsafe side. A first approach to the analysis of twin decks is also suggested. Concerning flutter stability, in the CNR Guidelines an attempt is made to cover a field which is not dealt with by Eurocode 1, with the purpose of identifying possible critical cases for which more investigations are needed, possibly through wind-tunnel testing.

PAROLE CHIAVE: CNR-DT 207/2008, Ponti, Coefficienti Aerodinamici, Flutter.

1. INTRODUZIONE

Gli impalcati da ponte sono strutture che possono risultare molto sensibili all'azione del vento. In particolare lo sono i ponti flessibili di luce medio-grande e le passerelle pedonali, soprattutto nei

confronti della risposta dinamica al vento turbolento, dell'eccitazione da distacco di vortici e dell'instabilità per flutter. Questi fenomeni presentano una natura molto complessa e sono difficilmente trattabili in un quadro normativo. Inoltre, la geometria di tali strutture è così varia che la definizione di una casistica esaustiva è ancora più complessa. Questo è il motivo per cui l'Eurocodice 1 (UNI EN 1991-1-4, 2005) non affronta tali problemi, suggerendo invece la consultazione di esperti o il ricorso a prove in galleria del vento. Sebbene tale cauto approccio sia giustificato, è tuttavia utile fornire al progettista degli strumenti semplici per capire quando un particolare fenomeno possa rappresentare un problema (rendendo necessaria una modifica del progetto o comunque indagini più specifiche e approfondite) oppure possa tranquillamente essere escluso, lasciando al vaglio degli esperti tutti i casi dubbi. È questo lo spirito ambizioso che anima la seconda parte di questo articolo, incentrata sulla stima del limite di stabilità per flutter.
La prima parte della memoria è invece dedicata alla ridefinizione operata nelle Istruzioni CNR-DT 207/2008 dei coefficienti aerodinamici medi di progetto per gli impalcati da ponte. Prendendo spunto dalla formulazione dell'Eurocodice 1 e basandosi su una raccolta relativamente ampia di dati sperimentali, sono stati perseguiti tre obiettivi principali. In primo luogo si è tentato di semplificare il laborioso approccio che caratterizza la normativa europea, che non appare giustificato data la notevole incertezza che pesa su una qualsiasi generalizzazione dei suddetti coefficienti di forza. In secondo luogo una serie di specifiche non hanno trovato alcun riscontro nei dati sperimentali e sono state eliminate. In terzo luogo, infine, sono stati modificati quei valori che non sono apparsi a favore di sicurezza. Inoltre, le Istruzioni CNR operano anche un primo cauto tentativo di proporre un metodo per il calcolo delle azioni dovute al vento nel caso estremamente complesso degli impalcati affiancati.

2. COEFFICIENTI DI FORZA

2.1. Impalcato isolato

I coefficienti aerodinamici degli impalcati da ponte dipendono fortemente dalla geometria della sezione trasversale e risultano molto sensibili a variazioni, anche modeste, di questa, così come alla presenza delle strutture di arredo quali grigliati, barriere, ringhiere, parapetti, etc.. L'attuale versione dell'Eurocodice 1 propone una definizione molto ambiziosa dei coefficienti medi di forza, che tuttavia non appare confermata dai dati sperimentali a disposizione degli autori. Per esempio, per i ponti a cassone, non appare possibile esprimere il coefficiente di forza nella direzione orizzontale C_{fX} (Fig.1) come una funzione ben definita dell'inclinazione della parete sottovento. Anche il tentativo di tenere conto in maniera quantitativa dell'angolo d'attacco dovuto alla pendenza trasversale dell'impalcato non sembra essere suffragato dai dati sperimentali. Per questo motivo, nel seguito si è preferito raggruppare tutti i dati sperimentali disponibili, provenienti da prove effettuate per angoli di attacco compresi fra -10° e +10°.
Il coefficiente di forza in direzione orizzontale C_{fX} è normalizzato nelle Istruzioni CNR rispetto alla larghezza d, invece che rispetto all'altezza totale dell'impalcato h_{tot} (Fig.1), nonostante quest'ultima scelta risulti più naturale da un punto di vista fisico. Questo è dovuto al fatto che quasi tutti i risultati sperimentali sono originariamente riferiti alla lunghezza d e che tale parametro geometrico è di più facile definizione. La normalizzazione dei tre coefficienti rispetto allo stesso parametro dimensionale, inoltre, dovrebbe limitare la possibilità di errore nel calcolo delle forze prodotte dal vento. L'Eurocodice 1 propone una normalizzazione rispetto ad un'altezza equivalente dell'impalcato, che tiene conto del numero e della porosità di barriere e parapetti, il che appare, ancora una volta, una complicazione inutile, data l'estrema complessità del problema.
In Fig.2 i dati sperimentali a disposizione degli autori, relativi sia a prove in flusso uniforme che turbolento, sono confrontati con i valori proposti dall'Eurocodice 1, suddividendoli tra configurazioni di costruzione e di servizio e differenziandoli per tipologie strutturali. Sono anche stati evidenziati quei pochi punti che fanno riferimento a prove in galleria del vento su modelli di impalcato nei quali è stato simulato anche il traffico stradale. Si vede chiaramente come le curve proposte dall'Eurocodice 1 sottostimino in certi casi in maniera marcata i coefficienti di forza misurati sperimentalmente, soprattutto per la configurazione di servizio. In Fig.3 i valori proposti nelle Istruzioni CNR vengono confrontati con quelli dell'Eurocodice 1, e con le curve riportate dalle stesse Istruzioni per le sezioni rettangolari. Risulta evidente che distinguere fra configurazione

di costruzione e di servizio è estremamente difficile, per cui si è optato per fornire un'unica curva. Le Figg.4-5 ripropongono il medesimo confronto, normalizzando però curve e dati sperimentali rispetto alla larghezza *d* dell'impalcato.

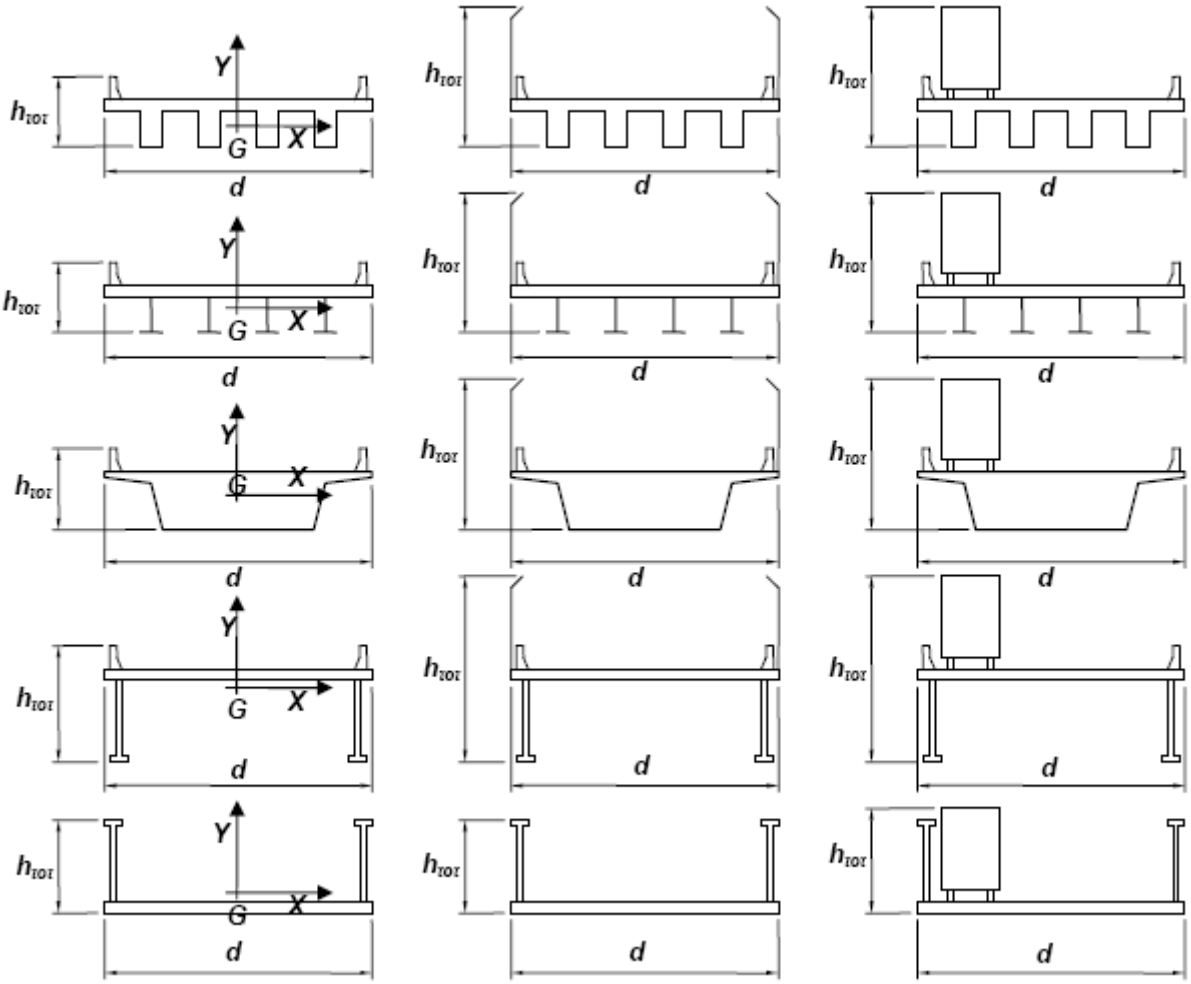


Figura 1. Tipologie di impalcati da ponte trattate nelle Istruzioni CNR-DT 207/2008. I casi delle ultime due righe si riferiscono sia a travi ad anima piena sia a travi reticolari.

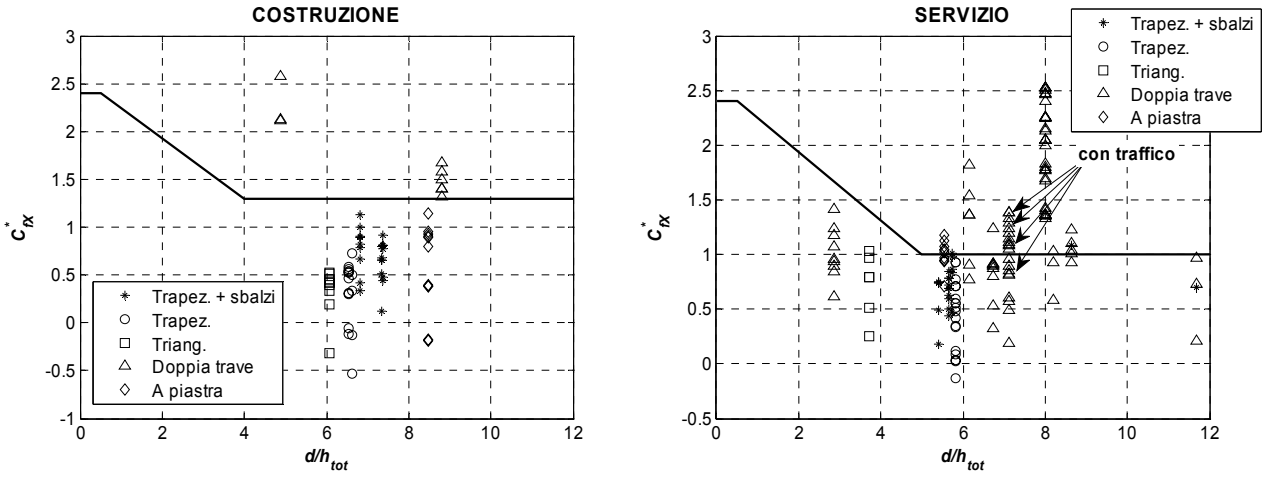


Figura 2. Confronto fra i coefficienti di forza in direzione orizzontale proposti nell'Eurocodice 1 e una serie di dati sperimentali, in configurazione di costruzione e di servizio (C_{fX}^*, in accordo con l'Eurocodice, è normalizzato rispetto ad una lunghezza che esprime l'altezza equivalente della sezione).

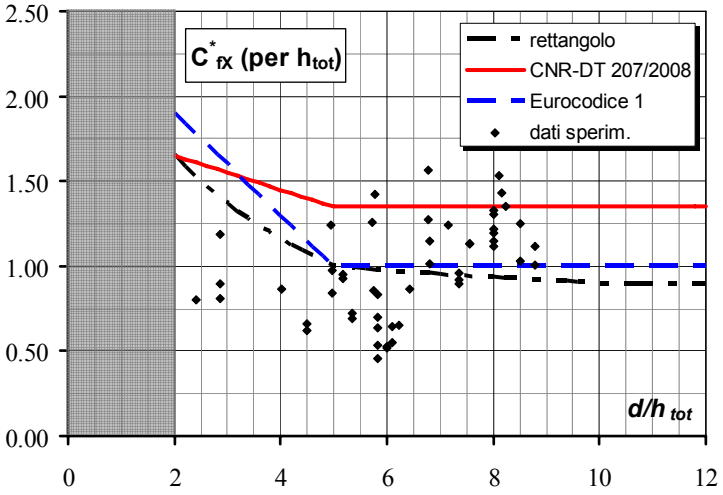


Figura 3. Confronto fra le curve riportate nell'Eurocodice 1 e quella proposta nelle Istruzioni CNR-DT 207/2008 per il coefficiente di forza in direzione orizzontale (C_{fX}^*, in accordo con l'Eurocodice, è normalizzato rispetto ad una lunghezza che esprime l'altezza equivalente della sezione). È riportata anche una selezione di dati sperimentali (per impalcati in configurazione di costruzione e di servizio, avendo escluso i casi meno significativi) e la curva relativa alle sezioni rettangolari.

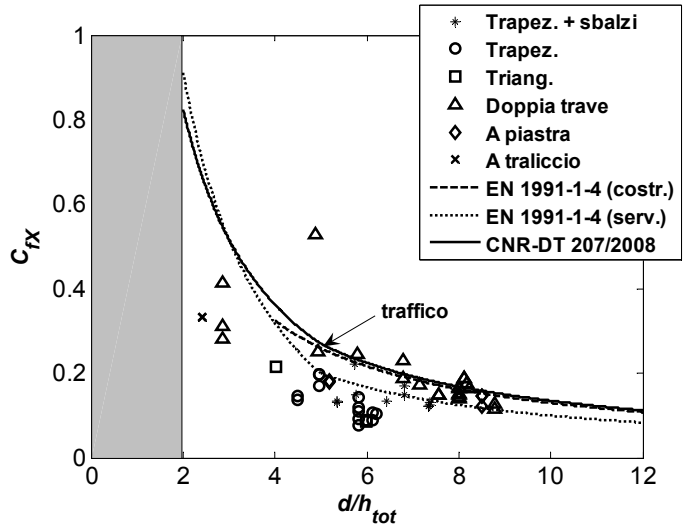


Figura 4. Coefficiente di forza in direzione orizzontale proposto nelle Istruzioni CNR-DT 207/2008 e confronto con una raccolta di dati sperimentali raggruppati per tipologie d'impalcato (C_{fX} è normalizzato rispetto a d).

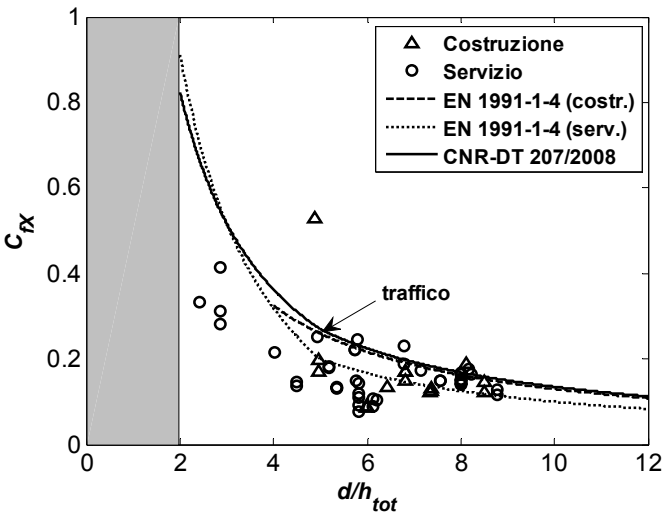


Figura 5. Coefficiente di forza in direzione orizzontale proposto nelle istruzioni CNR-DT 207/2008 e confronto con una raccolta di dati sperimentali suddivisi tra configurazione di costruzione e di servizio (C_{fX} è normalizzato rispetto a d).

La definizione del coefficiente di forza verticale (C_{fY}) fornita dall'Eurocodice 1 in funzione dell'angolo d'incidenza del vento (0°, ±6°, ±10°) appare qualitativamente giustificata ma non sempre del tutto corretta dal punto di vista quantitativo, come mostra la Fig.6. In particolare, per angoli di attacco di ±6° e ancor più per angoli di ±10°, i valori sperimentali in molti casi superano nettamente il limite previsto di ±0.9. Le Istruzione CNR anche in questo caso semplificano le cose, fornendo una sola curva per qualsiasi angolo d'attacco e portando il suddetto limite a ±1.2 (Fig.7). Una riduzione di tale limite è comunque prevista al variare di d/h_{tot} per valori di tale rapporto inferiori a 5.

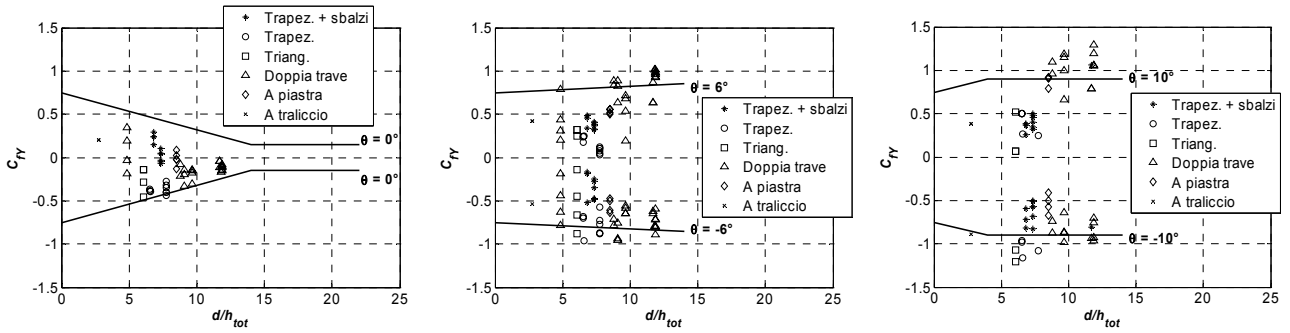


Figura 6. Confronto fra i coefficienti di forza proposti dall'Eurocodice 1 per angoli di attacco di 0°, ±6° e ±10° e una raccolta di dati sperimentali.

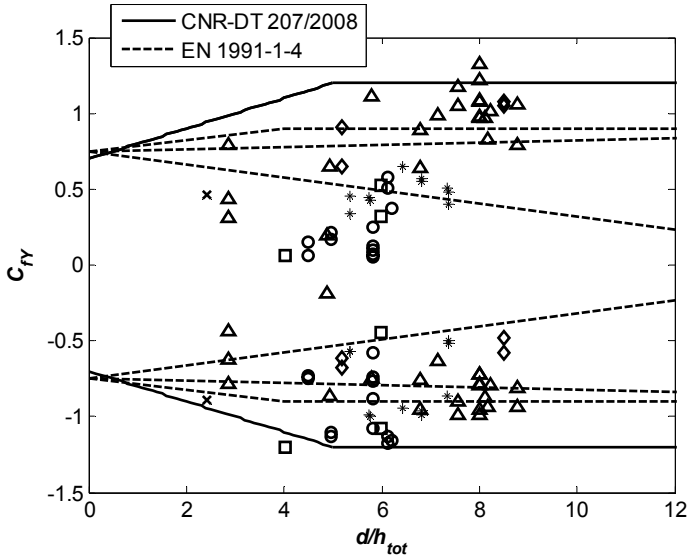


Figura 7. Coefficiente di forza in direzione verticale proposto nelle istruzioni CNR-DT 207/2008 e confronto con una raccolta di dati sperimentali (per i simboli vale la didascalia riportata in Figura 6).

Infine, risulta del tutto ingiustificata, ed in alcuni casi anche a sfavore di sicurezza, la definizione del coefficiente di momento (C_{MZ}) a partire da un'eccentricità di C_{fY} pari ad un quarto della larghezza dell'impalcato. Tale ipotesi deriva dalla teoria della lastra piana e dei profili alari sottili ma non risulta assolutamente valida per reali impalcati da ponte, come mostrano chiaramente i grafici sulla sinistra della Fig.8. Per questo motivo, nella CNR-DT i valori sperimentali dei coefficienti di momento sono stati riportati tutti assieme e si sono scelti valori costanti pari a ±0.2 come ragionevole inviluppo (Fig.9).

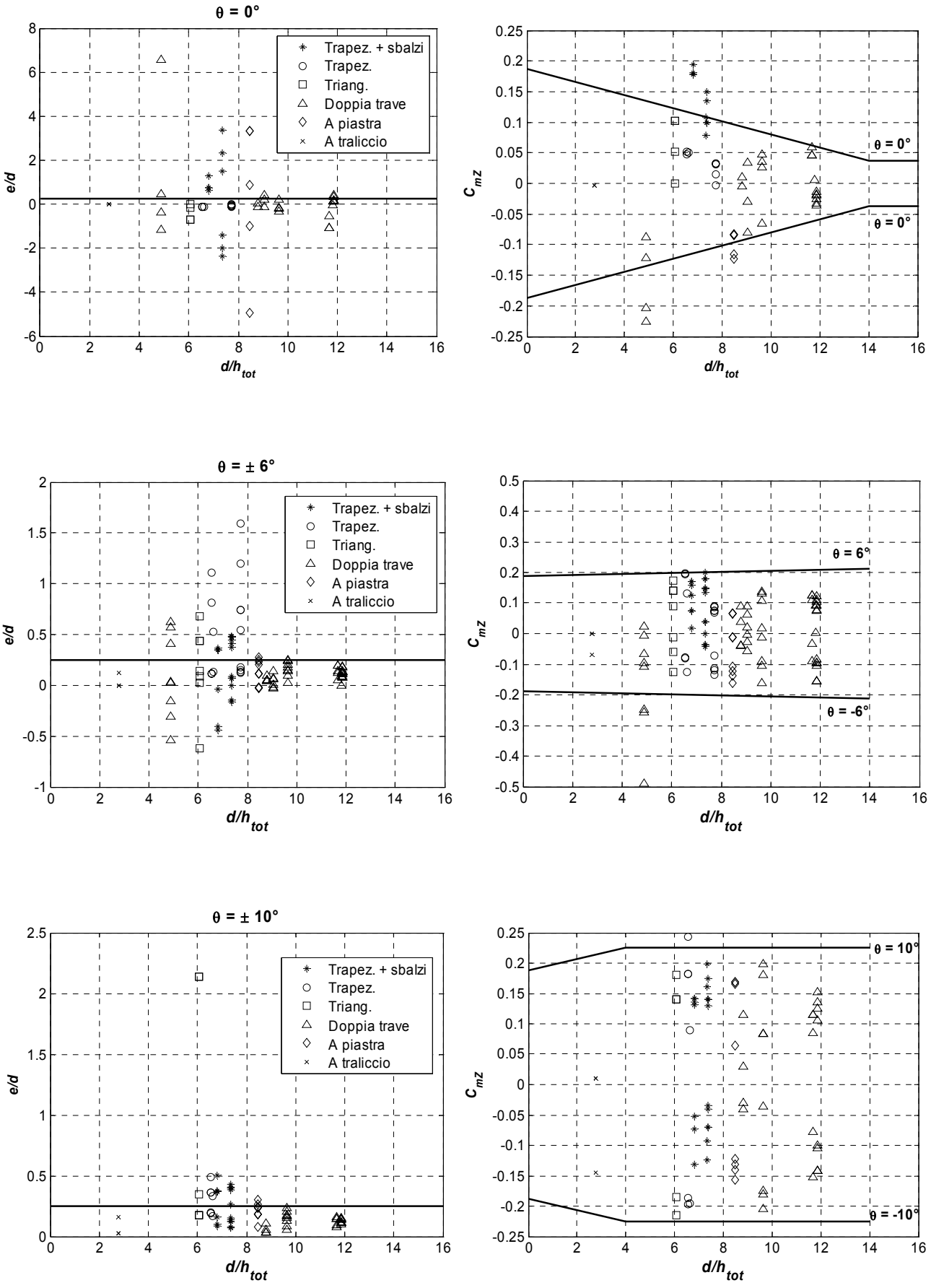


Figura 8. Confronto fra l'eccentricità della forza aerodinamica verticale (a sinistra) o il coefficiente di momento risultante (a destra), proposti dall'Eurocodice 1, e una raccolta di dati sperimentali.

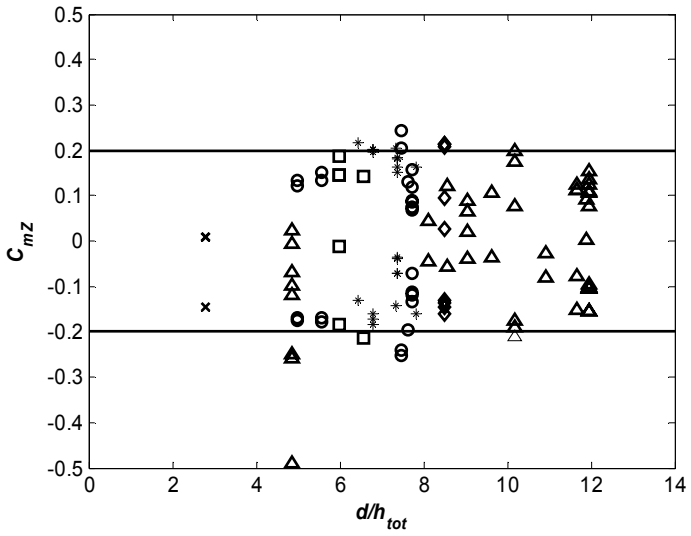


Figura 9. Coefficiente di momento aerodinamico proposto nelle Istruzioni CNR-DT 207/2008 e confronto con una raccolta di dati sperimentali (per i simboli vale la didascalia riportata in Fig. 8).

La Fig.10 riassume le curve proposte dalla CNR-DT per il calcolo dei coefficienti aerodinamici medi, mentre le Eqq.1-3 riportano le relative espressioni analitiche. Si noterà come per impalcati estremamente tozzi ($d/h_{tot} < 2$), data la totale assenza di dati sperimentali, il documento indica di far riferimento ai valori forniti per le sezioni rettangolari.
In ultima istanza, deve essere sottolineato il fatto che, mentre l'ingombro della sagoma fittizia dei convogli ferroviari è assunta nelle Istruzioni CNR pari a 4 m, esattamente come nell'Eurocodice, quella dei veicoli stradali è prevista pari a 3 m, invece dei 2 m specificati dal documento europeo.

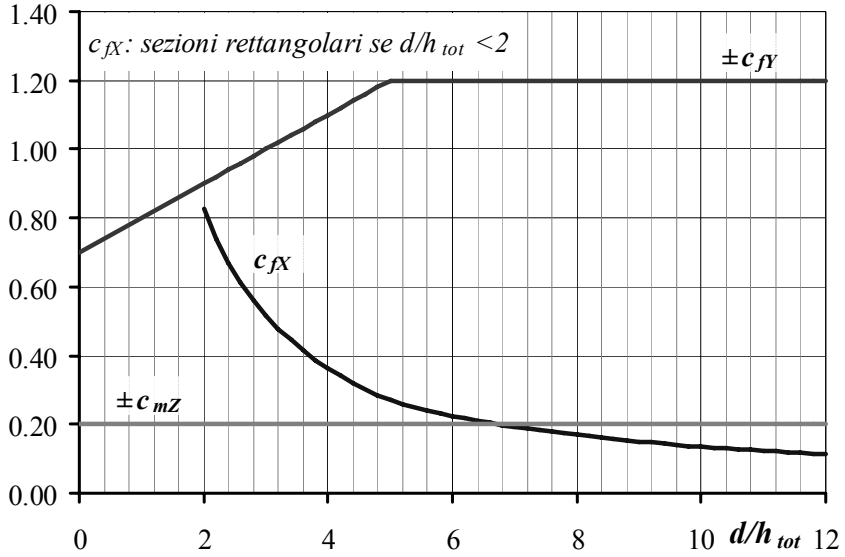


Figura 10. Diagramma riassuntivo dei coefficienti aerodinamici proposti nelle Istruzioni CNR-DT 207/2008 (i coefficienti sono tutti normalizzati rispetto alla larghezza d dell'impalcato).

$$c_{fX} = \begin{cases} \dfrac{1.85}{d/h_{tot}} - 0.10 & 2 \le d/h_{tot} \le 5 \\ \dfrac{1.35}{d/h_{tot}} & d/h_{tot} > 5 \end{cases} \tag{1}$$

$$c_{fY} = \begin{cases} \pm\left(0.7 + 0.1\dfrac{d}{h_{tot}}\right) & 0 \le d / h_{tot} \le 5 \\ \mp 1.2 & d / h_{tot} > 5 \end{cases} \tag{2}$$

$$c_{mZ} = \pm 0.2 \tag{3}$$

2.2. Impalcati affiancati

Nel caso di impalcati affiancati di forma simile, nelle Istruzioni CNR si distinguono due casi a seconda dell'entità della spaziatura tra gli impalcati rispetto alla loro larghezza. Infatti, con riferimento alla nomenclatura di Fig.11, se:

$$\frac{d_0}{\max\{d_1, d_2\}} \ge \frac{1}{4} \tag{4}$$

allora ciascun impalcato può essere trattato come se fosse isolato. Qualora l'Eq.4 non sia soddisfatta, è necessario distinguere tra il caso di impalcati strutturalmente indipendenti (a meno di collegamenti in corrispondenza di pile o spalle) e quello di impalcati collegati strutturalmente (per esempio tramite traversi). Nel primo caso, come riportato nelle Eqq.5-7, si deve assumere la condizione più gravosa fra quella per gli impalcati supposti isolati (f_{X1}, f_{Y1}, m_{Z1}) e quella derivata dall'ipotesi di avere un unico impalcato di larghezza totale D (f_{X2}, f_{Y2}, m_{Z2}):

$$f_X = \max\begin{cases} f_{X1} \\ 0,75 \cdot f_{X2} \end{cases} \tag{5}$$

$$f_Y = \pm\max\begin{cases} |f_{Y1}| \\ 0,5 \cdot |f_{Y2}| + \dfrac{|m_{Z2}| - |m_{Z1}|}{D_G} \end{cases} \tag{6}$$

$$m_Z = m_{Z1} \tag{7}$$

Infine, nel caso in cui sia presente un collegamento strutturale fra i due impalcati, f_Y e m_Z possono essere calcolati considerando l'insieme dei due impalcati come fosse un unico impalcato di larghezza D, mentre la forza f_X deve essere determinata come il massimo fra quella determinata in quest'ultima maniera e quella ottenuta considerando il solo impalcato sopravento come isolato.

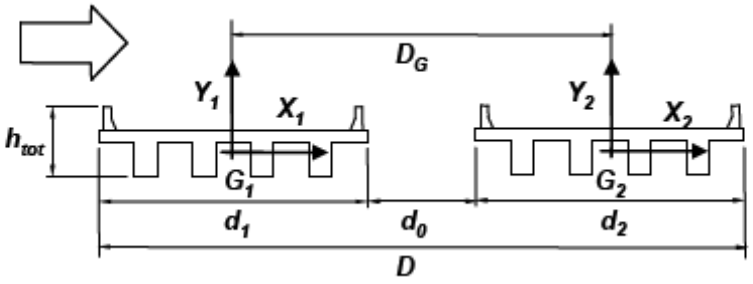


Figura 11. Dimensioni di riferimento per la valutazione delle forze aerodinamiche agenti su impalcati affiancati.

3. INSTABILITÀ PER FLUTTER

Nelle Istruzioni CNR-DT 207/2008 è stata inserita una sezione relativa alla verifica nei confronti dell'instabilità aeroelastica per flutter degli impalcati da ponte con luce fino a 200 m, il che costituisce una novità rilevante in campo normativo. Sulla base delle analisi discusse in Mannini (2006) e Bartoli & Mannini (2008) è stato possibile individuare dei limiti ai valori della velocità ridotta critica e del rapporto tra le frequenze suscettibili di accoppiamento entro cui il flutter a due gradi di libertà ed il flutter torsionale possano essere esclusi. In particolare, il flutter torsionale ad un grado di libertà può essere escluso qualora sia verificata la disuguaglianza:

$$\frac{1.2 \cdot v_{m,l}}{d \cdot n_{1,M}} \leq 3 \tag{8}$$

dove $v_{m,l}$ è la velocità media del vento per un periodo di ritorno pari a dieci volte quello di riferimento e $n_{1,M}$ è la frequenza propria del primo modo di vibrare torsionale dell'impalcato. Tale specifica trova le sue ragioni nel fatto che difficilmente la velocità ridotta critica è inferiore a 3, anche nel caso di sezioni soggette al flutter torsionale, come si può vedere negli esempi riportati in Tab.1, dove h è l'altezza dell'impalcato al netto degli arredi, ζ_M indica lo smorzamento rispetto al critico del modo di vibrare torsionale, v_{cr} è la velocità critica e $v_{cr.red}$ è la velocità ridotta critica (ossia il rapporto tra v_{cr} ed il prodotto $d \cdot n_{1,M}$). I parametri dinamici per il modello sezione "Modello 2" sono riportati in Righi (2003) mentre per le altre strutture da ponte l'insieme dei dati è reperibile in Mannini (2006) e Bartoli & Mannini (2008). Infine, le derivate di flutter ("Aerodinamica") per il Tacoma Narrows Bridge sono state prese da Scanlan & Tomko (1971) mentre quelle relative alle sezioni rettangolari R10 e R5 possono essere trovate in Matsumoto (1996).

Tabella 1. Velocità critiche e velocità critiche ridotte per impalcati da ponte soggetti a flutter torsionale. Vengono combinate le proprietà aerodinamiche (derivate di flutter) delle sezioni specificate nella prima colonna con quelle dinamiche riportate nelle colonne successive.

Aerodinamica	Dinamica	d/h	h [m]	$n_{1,M}$ [Hz]	ζ_M [%]	v_{cr} [m/s]	$v_{cr,red}$
Tacoma	Modello2	0.208	0.2	7.700	0.55	6.9	4.5
Tacoma	Tacoma	0.208	12.0	0.200	0.50	11.5	4.8
R10	Modello2	0.100	0.2	7.700	0.55	12.1	7.9
R10	Tacoma	0.100	12.0	0.200	0.50	17.3	7.2
R5	Modello2	0.200	0.2	7.700	0.55	6.8	4.4
R5	Tacoma	0.200	12.0	0.200	0.50	10.0	4.2
R5	Tsurumi	0.200	38.0	0.486	0.50	58.4	3.2
R5	Tsurumi	0.200	38.0	1.020	0.00	124.0	3.2
R5	Tsurumi	0.200	38.0	1.020	1.00	128.3	3.3
R5	Guamà	0.200	14.2	0.649	0.80	49.5	5.4
R5	Guamà	0.200	14.2	1.655	0.00	101.0	4.3
R5	Guamà	0.200	14.2	1.655	1.00	132.4	5.6

Nel caso, invece, del flutter classico (flutter accoppiato a due gradi di libertà), la velocità critica può essere calcolata tramite la nota formula di Selberg (1961). Questa si basa sulle proprietà dinamiche dell'impalcato ma considera il comportamento aerodinamico di una lastra piana, corretta tramite un coefficiente β_F, detto parametro di efficienza aerodinamica (cfr. Selberg, 1961; Frandsen, 1966; Gimsing, 1997; Dyrbye & Hansen, 1997; Righi, 2003; Bartoli & Righi, 2004; Bartoli & Righi, 2006), che tiene conto dell'effettiva geometria della sezione da ponte. Nel dettaglio, le Istruzioni

CNR richiedono che siano soddisfatte le seguenti condizioni per poter escludere l'instabilità per flutter classico:

$$\frac{n_{1,M}}{n_{1,L}} \geq 1.5 \tag{9}$$

$$\frac{1.2 \cdot v_{m,l}}{d \cdot n_{1,L}} \leq 20 \tag{10}$$

$$\frac{1.2 \cdot v_{m,l}}{d \cdot n_{1,M}} \leq 2.5 \cdot \beta_F \cdot \sqrt{\left[1 - \left(\frac{n_{1,L}}{n_{1,M}}\right)^2\right] \cdot r \cdot \mu} \tag{11}$$

dove i parametri adimensionali di massa r e μ sono definiti nella maniera seguente:

$$r = \sqrt{\frac{I}{m \cdot d^2}} \qquad \mu = \frac{2 \cdot m}{\rho \cdot d^2} \tag{12}$$

Nelle precedenti equazioni $n_{1,L}$ è la frequenza propria del primo modo di vibrare di flessione verticale, m e I indicano rispettivamente la massa e l'inerzia di massa per unità di lunghezza dell'impalcato e ρ la densità dell'aria.

Tabella 2. Confronto fra i parametri di efficienza aerodinamica β_{reale} calcolati per varie strutture da ponte (vengono combinate le proprietà aerodinamiche delle sezioni specificate nella prima colonna con quelle dinamiche riportate nelle colonne successive) e quelli stimati con le Istruzioni CNR (β_F). Δ indica la differenza percentuale. $\gamma_\omega = n_{1,M}/n_{1,L}$ è il rapporto fra le frequenze dei due modi di vibrare considerati, mentre ζ_L e ζ_M rappresentano i loro smorzamenti rispetto al critico.

Aerodinam.	Dinamica	d/h	h [m]	$n_{1,L}$ [Hz]	γ_ω	ζ_L [%]	ζ_M [%]	β_{reale}	β_F	Δ [%]
R12.5	Tsurumi	0.080	38.0	0.204	2.38	0.50	0.50	0.861	0.60	-30%
R12.5	Tsurumi	0.080	38.0	0.204	5.00	0.50	0.50	0.858	0.60	-30%
R12.5	Guamà	0.080	14.2	0.331	1.96	0.00	0.00	0.801	0.60	-25%
R12.5	Guamà	0.080	14.2	0.331	5.00	0.00	0.00	0.783	0.60	-23%
R12.5	Guamà	0.080	14.2	0.331	1.96	1.00	1.00	0.697	0.60	-14%
R12.5	Guamà	0.080	14.2	0.331	5.00	1.00	1.00	0.678	0.60	-12%
R12.5	Modello1	0.080	0.38	5.870	1.41	0.18	0.28	0.864	0.60	-31%
R12.5	Modello2	0.080	0.20	3.900	1.97	0.16	0.55	0.819	0.60	-27%
Tsurumi	Tsurumi	0.096	38.0	0.204	2.38	0.50	0.50	0.930	0.52	-44%
Tsurumi	Indiano	0.096	22.4	0.573	2.06	0.20	0.20	0.997	0.52	-48%
R14.3F	Tacoma	0.070	12.0	0.130	1.54	0.50	0.50	0.981	0.63	-36%
R14.3F	Bosforo	0.070	28.0	0.161	2.29	0.50	0.50	1.015	0.63	-38%
R20	Normandia	0.050	23.8	0.220	2.27	0.20	0.50	0.965	0.70	-27%
R20	Modello1	0.050	0.38	5.870	1.41	0.18	0.28	0.879	0.70	-20%

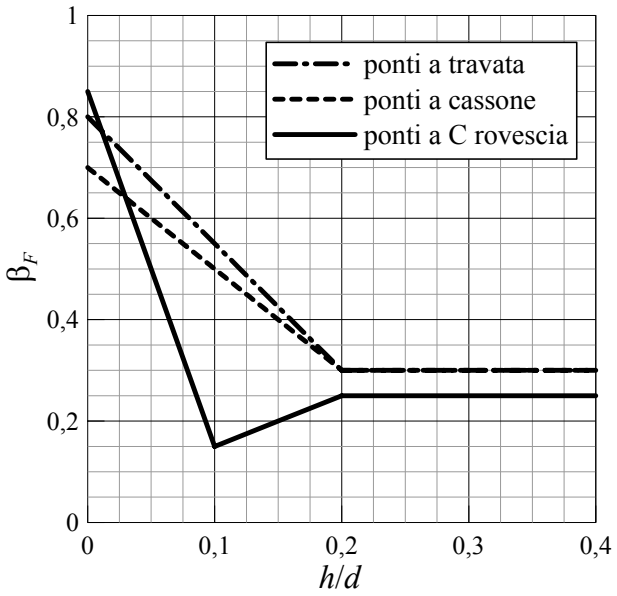


Figura 13. Valori proposti per il parametro di efficienza aerodinamica β_F.

L'Eq.11 rappresenta la formula di Selberg corretta con il parametro di efficienza aerodinamica β_F, mentre l'Eq.9 impone la condizione che il rapporto fra le frequenze dei modi suscettibili di accoppiamento non sia troppo vicino a uno: infatti, è ben noto che questa formula, così come altre simili (Bartoli & Mannini, 2008), ha validità solo nel caso di una sufficiente separazione fra le frequenze. Inoltre, un rapporto fra le frequenze molto vicino all'unità identifica una condizione di particolare suscettibilità al flutter classico, che richiede di essere studiata con attenzione. La condizione imposta dall'Eq.10, infine, richiede che per il sito e la struttura in esame non sia possibile raggiungere velocità ridotte particolarmente alte, il che costituisce una situazione di particolare vulnerabilità nei confronti di tale fenomeno di instabilità aeroelastica.
I valori proposti per il parametro di efficienza aerodinamica sono riportati in Fig.13 per alcune comuni tipologie di impalcato, in base al rapporto fra l'altezza e la larghezza della sezione h/d, in parziale analogia con quanto reperibile nel documento dell'ECCS (1987), che si distingueva per una sorprendente audacia in materia di comportamento aeroelastico dei ponti. La validità dei valori proposti è testata in Tab.2, dove è riportato l'effettivo parametro di efficienza aerodinamica rispetto al caso della lastra piana per una serie di sezioni da ponte, associate a diversi valori dei parametri dinamici, e poi confrontato con i valori riportati dalle Istruzioni CNR. Questi ultimi risultano essere sempre inferiori e quindi a vantaggio di sicurezza. In particolare, le derivate di flutter per le sezioni rettangolari R12.5 e R20 sono reperibili in Matsumoto (1996), quelle per lo Tsurumi Fairway Bridge in Singh et al. (1995) e quelle per la sezione rettangolare con carenature semicircolari R14.3F in Chowdhuri & Sarkar (2004). I parametri dinamici per i modelli sezione "Modello 1" e "Modello 2" sono stati presi da Righi (2003), mentre quelli per le altre sezioni da ponte sono riportati in Mannini (2006) e in Bartoli & Mannini (2008).

4. CONCLUSIONI

Questa memoria mira a chiarire le motivazioni e lo spirito delle scelte operate nella stesura delle Istruzioni CNR-DT 207/2008 in materia di aerodinamica ed aeroelasticità degli impalcati da ponte. In particolare, sono stati messi in risalto i limiti dell'Eurocodice 1 riguardo alla definizione delle forze aerodinamiche medie e i tentativi fatti per superarli. Ciononostante, la definizione data dei coefficienti di forza dovuti al vento è ben lungi dall'essere ottimale e definitiva. Questa infatti si fonda su una raccolta relativamente ampia e sfaccettata di dati sperimentali, relativi sia a prove in flusso uniforme che turbolento, che però non è ancora sufficiente a consentire la messa a punto di approcci più raffinati (ad esempio l'utilizzo di formulazioni diverse per le diverse tipologie di impalcato). Inoltre, la maggior parte dei dati attualmente disponibile è relativa a strutture di luce medio-grande, le uniche ad essere regolarmente sottoposte a test in galleria del vento. Viceversa, il documento si rivolge principalmente ai ponti di luce medio-piccola, per i quali è molto difficile

reperire dati sperimentali. Per colmare questa distanza e migliorare la qualità delle disposizioni normative in tema di forze aerodinamiche sugli impalcati da ponte, in futuro sarà necessario realizzare una vasta campagna sperimentale su sezioni tipiche di strutture di luce medio-piccola, nonché approfondire la tematica molto particolare degli impalcati affiancati.
Un incremento dei dati sperimentali a disposizione relativi a prove di natura aeroelastica porterebbe invece un notevole beneficio alla definizione del limite di stabilità per flutter (Mannini, 2006; Mannini et al., 2007), consentendo una definizione più articolata del parametro di efficienza aerodinamica e delle condizioni definite dalle Eqq.8-11.

RINGRAZIAMENTI

La ricerca i cui risultati vengono qui presentati è stata in parte svolta all'interno delle attività del Gruppo di Studio del CNR, coordinato dal Prof. Giovanni Solari, con il compito di predisporre un documento relativo alle *Istruzioni per la valutazione delle azioni e degli effetti del vento sulle costruzioni* (CNR-DT 207/2008). Gli autori desiderano inoltre ringraziare il Centre Scientifique et Technique du Bâtiment (CSTB) di Nantes, Francia, e in particolare Olivier Flamand e Gérard Grillaud, per il gran numero di dati sperimentali messi a disposizione.

BIBLIOGRAFIA

Bartoli G., Mannini C. (2008). A simplified approach to bridge deck flutter, *J. Wind Eng. Ind. Aerodyn.,* Vol. 96 (2), pp. 229-256

Bartoli G., Righi M. (2004). Flutter optimization of bridge decks: experimental and analytical procedures. In Bontempi F. (Ed.), *Proc. II International Conference on Structural and Construction Engineering*, Vol. 3, pp. 2375-2381, Roma, Balkema

Bartoli G., Righi M. (2006). Flutter mechanism for rectangular prisms in smooth and turbulent flow, *J. Wind Eng. Ind. Aerodyn.,* Vol. 94 (5), pp. 275-291

Chowdhury A.G., Sarkar P.P (2004). Identification of eighteen flutter derivatives of an airfoil and a bridge deck, *Wind and Structures,* Vol. 7 (3), pp. 187-202

Dyrbye C., Hansen S. (1997). *Wind Loads on Structures*, John Wiley & Sons, New York

ECCS (1987). *Recommandations pour le calcul des effets du vent sur les constructions*, seconda edizione, European Convention for Constructional Steelwork (ECCS), Comité Technique 12 "Vent"

Frandsen A.G. (1966). Wind stability of suspension bridges. Application of the theory of "thin airfoils", *Proc. International Symposium on Suspension Bridges*, pp. 609-627, Lisbona, Portogallo

Gimsing N.J. (1997). *Cable Supported Bridges – Concepts and Design*, second edition, John Wiley & Sons, New York

Mannini C. (2006). *Flutter Vulnerability Assessment of Flexible Bridge Decks*. Tesi di Dottorato. Università degli Studi di Firenze – TU Braunschweig, Germania. Verlag Dr. Müller, Saarbrücken, Germania, 2008 (ISBN: 978-3-639-01509-6)

Mannini C., Bartoli G., Flamand O., Grillaud G. (2007). A simplified method of flutter assessment: first steps towards flutter derivative generalization, *Proc. XII International Conference on Wind Engineering*, pp. 2343-2350, Cairns, Australia

Matsumoto M. (1996). Aerodynamic damping of prisms, *J. Wind Eng. Ind. Aerodyn.,* Vol. 59 (2-3), pp. 159-175

Righi M. (2003). *Aeroelastic stability of long span suspended bridges: flutter mechanism on rectangular cylinders in smooth and turbulent flow*. Tesi di Dottorato. Università degli Studi di Firenze

Scanlan R.H., Tomko J.J. (1971). Airfoil and bridge deck flutter derivatives, *J. Eng. Mech. Div.*, Vol. 97, pp. 1717-1737

Selberg A. (1961). Oscillation and aerodynamic stability of suspension bridges. In *Acta Polytechnica Scandinavica, Civ. Eng. and Build. Constr.* Series n°13, Oslo, Norvegia

Singh L., Jones N.P., Scanlan R.H., Lorendeaux O. (1995). Simultaneous identification of 3-dof aeroelastic parameters, *Proc. IX International Conference on Wind Engineering*, pp. 972-981, New Delhi, India, Wiley Eastern Ltd

UNI EN 1991-1-4 (2005). *Eurocodice 1: Azioni sulle strutture. Parte 1-4: Azioni in generale – Azioni del vento*.

Wind loads on short road bridges: the Spanish IAP code vs. UNE-EN1991-1-4

Félix Nieto, Santiago Hernández and José Á. Jurado

School of Civil Engineering, University of La Coruna, Campus de Elviña, La Coruna 15071, SPAIN. fnieto@udc.es; hernandez@udc.es; jjurado@udc.es

ABSTRACT

In September 2007 the Spanish version of eurocode, UNE-EN 1991-1-4 has been published. That publication has arrived late, as the dead line for the publication of the code in countries member of the European Committee for Standardization was October 2005. Additionally, in road bridges the Spanish IAP code is considered by designers as a feasible tool for the evaluation of wind actions on conventional road bridges. The aim of this work is to estimate what the eurocode can represent for the design of short road bridges in terms of wind loads values and "user-friendliness". Thus the general procedures of both UNE-EN 1991-1-4 and IAP codes have been described in order to get a grasp of their stipulations. Finally, two examples of simple bridges have been considered to evaluate the wind loads to be considered in their design according to the two codes. It has been obtained that eurocode gives higher wind loads than the IAP which means an increase of construction costs.

KEY WORDS: UNE-EN-1991-1-4, IAP Code, wind loads, bridges.

1. INTRODUCTION

In Spain to date, evaluation of wind loads on conventional road bridges is based upon the specifications included in the code *Instrucción sobre las acciones a considerer en el proyecto de puentes de carretera (IAP)*, which can be translated into English as "Instruction on actions to be considered in the project of road bridges". This code has been published at the beginning of the year 1998 as an update of the former code that had been published in 1972. One of the key issues in the 1998 IAP code is its simplicity and user-friendliness, although its stipulations regarding aeroelastic phenomena are rather short.

This situation seems that is going to change in the near future. As a matter of fact, in September of 2007 the Spanish version of the European code UNE-EN 1991-1-4 has been published although without including a national annex. Moreover, the publication in Spain of the UNE-EN 1991-1-4 code arrives late as members of the European Committee for Standardization should have published the code not later than October 2005. Additionally, the deadline for the derogation of the national codes which diverge from EN 1991-1-4 is March 2010. Thus, in Spain, as in many other European countries, the time for national codes regarding wind loads seems to be running out in favour of Eurocode 1 UNE-EN-1991-1-4 accompanied by the corresponding national annex.

The change in the wind load specifications to be used in the design of bridges will have clear consequences such as the initial increment of the project costs due to the unfamiliarity with the new code altogether with the hope for lower administrative and research and development costs (Standing Committee on Implementation of Eurocodes, 2007).

In the present work, the assumption is made about that the considered short road bridges are not dynamically sensitive.

2. SCOPE OF THE CODES

2.1. Scope of the UNE-EN 1991-1-4 code

Regarding bridge engineering, section 1.1 restrains the scope of the code to bridges with spans no longer than 200 m which additionally satisfy certain dynamic response criteria. Thus, cable-stayed bridges are excluded. In the Spanish version of the EN-1991-1-4 code no reference is included in section 1.1 related to the exclusion of suspension bridges. The authors think that this is due to a mistake in the translation into Spanish, as the English version of the code uses the term cable supported bridges which covers both cable-stayed and suspension bridges.
On the other hand, in section 8.1 (Wind actions on bridges) the scope of the chapter is restrained to constant depth deck and constant cross-section layout included in figure 8.1 in the code.

2.2. Scope of the IAP code

The spanish IAP code is a specific code whose purpose is the stipulation of the characteristic values of actions on road bridges with spans shorter than 200 m, as well as the combinations of actions to be considereded in their projects. Thus, is far more comprehensive regarding the actions to be considered than the UNE-EN 1991-1-4, while its scope is limited just to road bridges and similar structures such as foot bridges (see section 1.2 in the IAP code).
Focusing on the wind actions (section 3.2.3.2.1 in the code), due to the risk of oscillating phenomena in flexible structures the following cases have been excluded from the scope of the code: bridges with at least one span longer than 200 m, footbridges with at least one span longer than 100 m, suspension bridges, cable-stayed bridges and slender piers higher than 100 m. In the aforementioned cases, the designer must obtain the approval from the Transport Administration regarding the methods to apply and the studies to perform.

3. UNE-EN 1991-1-4 WIND ACTIONS ON BRIDGES

Chapter 8 in the code deals with wind actions on bridges. Some literature related with the subject can be found such as Cook, 2007, who focus on provide guidance on the interpretation and use of the code or the Leonoardo da Vinci Project, 2005, where attention has been paid to the practical application of the norm. Regarding the use of the Spanish UNE-EN 1991-1-4 it is important to bear in mind that in Spain the national annex has not been published to date, therefore guidance on several aspects and non-contradictory complementary information such as a design wind speed map, national choices for National Values or nationally determined parameters are not available. In the present work this drawback would be avoided adopting the design wind speed map of the IAP code while eurocode recommended values or methods will be used when a National Choice is allowed.
The calculation of wind forces on bridges is divided into two phases: forces exerted on the deck and forces on the piers. The forces are evaluated from force coefficients given in section 8.3 for the deck and the general provisions of clauses 7.6, 7.8 or 7.9.2 for piers. As a matter of fact, pressure coefficients are not used at all for bridges. In combining these loads, the forces should always be considered to act simultaneously when they increase the overall load.
According with section 5.3 the wind force acting on a structure or structural element can be obtained as

$$F_W = c_s c_d \cdot c_f \cdot q_p\left(z_e\right) \cdot A_{ref} \tag{1}$$

where the structural factor $c_s c_d$ can be 1.0 when no assessment is required to determine if the bridge is dynamically sensitive; c_f is the force coefficient; q_p is the peak velocity pressure; z_e is the reference height and A_{ref} is the reference area.
Regarding the bridge deck the forces acting in three orthogonal directions must be considered: drag normal to the deck (x-direction), a lift on the deck (z-direction) and force along the axis of the deck (y-direction). The later force is due principally to the friction by the wind blowing along the deck. This force is not usually significant in the design of bridges due to the small values of the force and

the high structural resistance along the deck axis thus, it will not be considered in the application examples.
The peak velocity pressure can be evaluated as follows.

$$q_{\mathrm{p}}(z)=\left[1+7I_{\mathrm{v}}(z_{\mathrm{e}})\right]\cdot\frac{1}{2}\cdot\rho\cdot v_{\mathrm{m}}^{2}(z_{\mathrm{e}}) \tag{2}$$

In the later expression I_{v} is the turbulence intensity at the reference height and v_{m} is the mean wind velocity at the reference height which depends on the terrain roughness and orography and the basic wind velocity, that is,

$$v_{\mathrm{m}}(z_{\mathrm{e}})=c_{\mathrm{r}}(z_{\mathrm{e}})\cdot c_{\mathrm{o}}(z_{\mathrm{e}})\cdot v_{\mathrm{b}}=c_{\mathrm{r}}(z_{\mathrm{e}})\cdot c_{\mathrm{o}}(z_{\mathrm{e}})\cdot c_{\mathrm{dir}}\cdot c_{\mathrm{season}}\cdot v_{\mathrm{b,0}}\cdot c_{\mathrm{prob}} \tag{3}$$

The basic wind velocity v_{b} is also dependent on the fundamental value of the basic wind velocity $v_{\mathrm{b,0}}$ (given for instance by a wind design map), the directional factor c_{dir}, the season factor c_{season} and the considered return period through coefficient c_{prob}.
Once the peak velocity pressure is evaluated, the force acting on the following elements must be obtained.

3.1. Drag (x-direction) force on the deck

In this case the value of the force coefficient considering no free-end flow can be taken as 1.3 or from Fig. 8.3 in the code when the angle of inclination of the wind to the deck is less than 10º. According to the mentioned Fig. 8.3, the force coefficient depends upon the ratio between the deck width and the total depth.
On the other hand, the equivalent height is taken as the distance form the lowest ground level to the centre of the bridge deck structure disregarding other parts. Moreover the reference area to be taken is stipulated in section 8.3.1 for decks with plain beams and for decks with trussed girders.

3.2. Lift (z-direction) force on the deck

The recommended force coefficient in absence of wind tunnel test is ± 0.9. The reference area is evaluated from the total deck width. It is important to bear in mind that the eccentricity of the force in the transversal direction may be set to a quarter of the total width, thus a torsion moment along the deck axis must be considered. The reference height is the same as for the drag force.

3.3. Drag force on piers

Wind force on piers must be obtained following the general procedure of clauses 7.6, 7.8 or 7.9.2 for structural sections and cylinders. A force coefficient must be chosen depending on the cross-section of the pier, the reference area is the area of the windward face of the considered element and the reference height is the maximum height above ground of the section being considered. Thus, if the pier is divided into several elements the wind force is going to be a function of the height above ground for each element.
In figure 1 a scheme containing the steps to follow in order to obtain the wind force acting on bridges is presented. It can be seen as there are five basic stages in order to obtain the wind forces on the deck and the piers of the bridge.

1) Choice of terrain category	z_{min} (table 4.1) z_0 (table 4.1)
2) Basic wind velocity (v_b)	$v_b = c_{dir} \cdot c_{season} \cdot v_{b,0} \cdot c_{prob}$ c_{dir}: direction factor c_{season}: seasonal factor c_{prob}: probability factor $c_{prob} = \left(\frac{1 - K \cdot Ln(-Ln(1-p))}{1 - K \cdot Ln(-Ln(0.98))} \right)^n$ Recommended values: K=0.2; n=0.5 p: annual risk of exceedence $v_{b,0}$: fundamental basic velocity. Can be given by the National Annex.
3) Mean wind velocity ($v_m(z)$)	$v_m(z_e) = c_r(z_e) \cdot c_o(z_e) \cdot v_b$ $c_r(z)$: roughness factor $c_r(z) = k_r \cdot Ln\left(\frac{z}{z_0}\right) \quad z_{min} \le z \le z_{max}$ $c_r(z) = c_r(z_{min}) \quad z \le z_{min}$ $c_o(z)$: orography factor
4) Peak velocity pressure ($q_p(z)$)	$q_p(z) = \left[1 + 7I_v(z_e)\right] \cdot \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot v_m^2(z_e)$ ρ: air density I_v: turbulence intensity $I_v(z) = \frac{k_I}{c_o(z) \cdot Ln\left(\frac{z}{z_0}\right)} \quad z_{min} \le z \le z_{max}$ $I_v(z) = I_v(z_{min}) \quad z \le z_{min}$ k_I: turbulence factor. Can be given by the National Annex.
5) Wind force (F_w)	$F_W = c_s c_d \cdot c_f \cdot q_p(z_e) \cdot A_{ref}$ $c_s c_d$: structural factor c_f: force coeficient. Drag force on the deck: see Fig. 8.3 Lift force on the deck: ±0.9 recommended value Piers: see clauses 7.6, 7.8 or 7.9.2 A_{ref}: reference area Drag force on the deck: see section 8.3 Lift force on the deck: section 8.3.3 Piers: see clauses 7.6, 7.8 or 7.9.2

Figure 1. Scheme of the application of UNE-EN 1991-1-4 code to obtain wind actions on bridges

4. IAP CODE: ACTIONS ON ROAD BRIDGES

The clauses related to wind actions on bridges are included in section 3.2.3.2.1 of the IAP code. The calculation of wind forces on bridges is divided into three steps: forces exerted on the deck, forces on the piers and forces on other elements such as safety barriers. The wind force acting along the bridge longitudinal axis is evaluated using the same procedure as in UNE-EN 1991-1-4. As it was mentioned in point 3, this action is of little importance in the design, thus it will not be considered in the application examples of this work. In figure 2 the scheme of application of IAP code is presented.
The wind force acting on any bridge element is evaluated by the following expression:

$$F = C_D \cdot A \cdot \left(\frac{1}{2} \rho V_c^2 \right) \tag{4}$$

where C_D is the so-called "drag coefficient", A is the element windward area projected on a plane orthogonal to the wind flow, and V_c is the calculation wind velocity which depends, amongst others, on the considered height.
The evaluation of the aforementioned calculation wind velocity V_c is particularly user-friendly. In fact, just four coefficients and the reference wind velocity (equivalent to the fundamental basic velocity $v_{b,0}$ in EN 1991-1-4) are due.

$$V_c = C_t \cdot C_r \cdot C_z \cdot C_g \cdot V_{ref} \tag{5}$$

V_{ref} is given by the wind design map of Spain provided by the IAP code, although it can also be obtained from wind measurements at the bridge location. More over, the coeficients C_t, C_r, C_z and C_g comprise factors related with the location topography, the considered risk (return period), the height and the gusts. They can be easily obtained following specifications, tables and formulae of clause 3.2.3.2.1b).

4.1. Drag (x-direction) force on the deck

The IAP code distinguishes two cases: decks with solid plate beams or box girders and trusses. For the formers the drag coefficient is evaluated from the expresion:

$$C_D = 2.5 - 0.3(B/h_{eq}) \tag{5}$$

where B is the total deck width and h_{eq} is the equivalent height defined as the deck depth plus the height of any non-structural element opaque to the wind. Therefore, non-opaque elements as safety barriers are not comprised and must be considered apart.
The drag coefficient must be inside the following bounds: $1.3 \leq C_D \leq 2.4$. However, the drag coefficient can be lower when the windward face is inclined with regards to the wind.
The exposed area A is the product of the equivalent height and the deck length.
For truss decks the drag coefficient depends on the cross-section of the elements of the truss. Thus, for plane surface elements the force coefficient is 1.8, while for elements with circular cross-section the force coefficient is 1.2 or 0.7 depending upon the value of the product of the diameter of the element and the calculation velocity. It must be considered the wind action on each vertical truss and all the opaque elements, bearing in mind that for trusses and elements not directly expossed to the wind flow a "shelter" coefficient defined in clause 3.2.3.2.1.c) must be adopted. In any case, the upper bound for the drag force on the deck is the one corresponding to a rectangular box of the same width and equivalent height.

4.2. Lift (z-direction) force on the deck

This force must act in the most unfavourable direction. Its value is given by

$$F = 0.5 \cdot A' \cdot \left(\frac{1}{2} \rho V_c^2 \right) \tag{6}$$

In this case, the force coefficient is 0.5, while the windward area is the product of the deck width by the bridge length.

4.3. Moment along the longitudinal axis of the deck

It can be assumed that the drag force is acting at 0.6 times h_{eq} from the deck base for decks with solid plates or box girders. For trusses the height and windward area of each element must be considered.
Regarding the lift force acting on the deck, its application point can be located at 0.25 times the deck width from its axis, as in the EN 1991-1-4.

4.4. Drag force on piers

It depends on the pier windward area and also the pier cross-section as the force coefficient is obtained from Fig. 4 in the IAP code. When the pier has a variable cross-section along its axis or the height is considered important the pier must be divided into segments in order to obtain for each one the adequate force coefficient, windward area and calculation velocity.

4.5. Moment along the longitudinal axis of the piers

When the torque caused by the wind action cannot be disregarded, the eccentricity to be considered is one tenth of the pier width.

4.6. Drag force on other elements

The force acting on deck furniture, such as parapets or safety barriers should be considered independently. The force value depends upon the calculation velocity, the windward area of the element, the force coefficient corresponding to the element cross-section and also the shelter coefficient when needed.

1) Choice of terrain category	k_z (table 1): equivalent to terrain factor k_r in EN 1991-1-4 z_{min} (table 1); z_0 (table 1)
2) velocity of calculation (V_c)	$V_c = C_t \cdot C_r \cdot C_z \cdot C_g \cdot V_{ref}$ V_c: it is defined as the maximum gust velocity for a given return period. C_t: topography factor (equivalent to the orography factor in EN 1991-1-4) C_r: risk factor; it is a funtion of the return period (equivalent to probability factor in EN 1991-1-4) $c_r = \sqrt{0.562\left(1 - 0.2 \cdot Ln(-Ln(1-\frac{1}{T}))\right)}$ T: return period C_z: height factor (same definition as the roughness factor $c_r(z)$ in EN 1991-1-4) $C_z = k_z \cdot Ln\left(\frac{z}{z_0}\right) \quad z \geq z_{min}$ $C_z = k_z \cdot Ln\left(\frac{z_{min}}{z_0}\right) \quad z \leq z_{min}$ C_g: gust factor V_{ref}: reference velocity (same definition as the fundamental basic velocity $v_{b,0}$).
3) Wind force (F)	$F = C_D \cdot A \cdot \frac{1}{2}\rho V_C^2$ C_D: drag coeficient (equivalent to the force coeficient c_f of EN 1991-1-4) Drag force on the decks with solid plate beams and box-girders: $1.3 \leq C_D = 2.5 - 0.3(B/h_{eq}) \leq 2.4$ Drag force on trusses: the coeficient depends on the truss elements cross-section. Lift force on the deck: 0.5 recommended value Piers: drag coefficient depends on the pier cross-section (Fig. 4 in the IAP code) Moment along the pier axis: force acting at eccentricity of 0.1 pier windward width. A: windward area projected on a plane ortogonal to the wind flow. Drag force on the deck: see section e1.1.1 Lift force on the deck: section e1.1.2 Piers: see clause f

Figure 2. Scheme of the application of the Spanish IAP code to obtain wind actions on bridges.

5. APPLICATION EXAMPLES: WIND ACTIONS ON SHORT ROAD BRIDGES

In order to obtain an idea regarding the main differences in the application of the UNE-EN 1991-1-4 and the IAP code two different short road bridges have been considered. The purpose of this work is to analyze conventional road bridges, thus a 60 m length box girder bridge and a 48 m length truss bridge have been studied assuming that those bridges are not dynamically sensitive. Focusing on the code stipulations, two are the key aspects of this work: on one hand the user-friendliness of the code itself as it should be oriented to general practitioners instead of specialists, and on the other hand the differences on the loads to be adopted in the project as this can have an effect on the construction costs.

5.1. Box girder bridge

Bridge and location description

The first bridge to be studied is a balanced cantilever girder bridge of constant deck depth. The length of the main span is 60 m, while the length of the secondary spans is 30 m each. The height of the deck over the terrain level is 25 m. The piers have a rectangular box cross-section of 6X3 m^2. In this example two open parapets and two safety barriers are considered In figure 3 the bridge deck cross-section is presented along with the beam finite element model developed for this study.

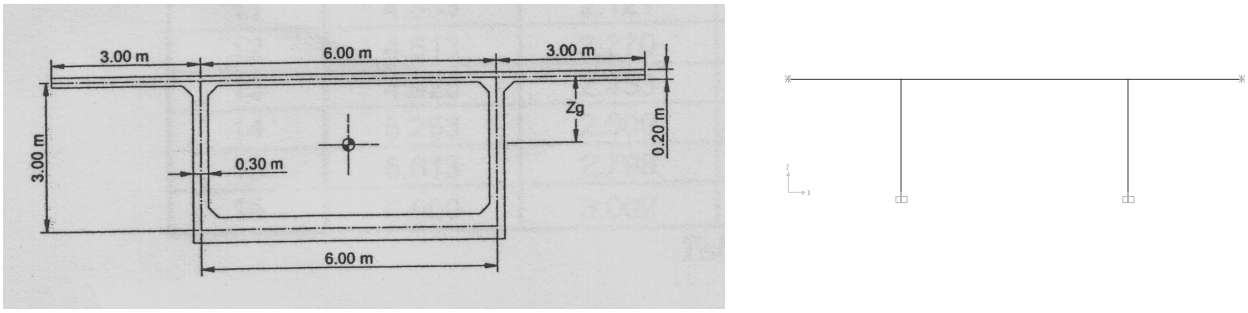


Figure 3. Box girder bridge cross-section and finite element model.

The bridge is supposed to be located at the Northwestern Spain, surrounded by a category III terrain according to UNE-EN 1991-1-4 or Type III terrain according to IAP code. It is also assumed that the orography does not modify wind velocities. Moreover, the considered return period for this study is 100 years.

Analysis according to UNE-EN 1991-1-4

In figure 1 the steps to follow in order to obtain wind actions on bridges according to UNE-EN 1991-1-4 have been summarized. The Spanish National Annex has not been published to date, therefore the value to be adopted for the fundamental basic velocity $v_{b,0}$ in the Northwestern Spain is the one of the wind design velocity map of the IAP code, that is, 28 m/s. For the obtain of the peak velocity pressure the recommended values of the UNE-EN 1991-1-4 code have been adopted due to the lack of the National Annex. The basic wind velocity has been v_b = 29.077 m/s and the peak velocity pressure at 25 m height has been $q_p(z=25)$ = 1.24 kN/m^2.

Once that the peak velocity pressure has been obtained, the actions on the bridge are evaluated using force coefficients for the main deck and the piers, as pressure coefficients are not used at all for bridges. The wind actions considered in UNE-EN 1991-1-4 are: force in the x-direction (transversal to the bridge axis), force in the z-direction (vertical), force in the y-direction (longitudinal to the bridge axis, it will not be considered in this work) and force on piers (evaluated as general actions according to clauses 7.6, 7.8 or 7.9.2 depending on the pier cross-section). Regarding moments, the only stipulation is that the eccentricity of wind force in the z-direction is 0.25 times the deck width unless otherwise specified.

Table 1. Wind actions on the bridge elements

	UNE-EN 1991-1-4		
Wind Force	Force coefficient c_f	Force (kN/m)	Moment (kNm/m)
Deck x-direction	1.72	9.69	
Deck z-direction	± 0.9	13.37	
Moment deck y-direction			40.12
Pier x-direction	1.65	3.35 ↔ 6.13	

Considering wind forces of the above table acting simultaneously on the bridge, the moments distribution is presented in figure 4. The maximum moment M22 is located at the base of the piers and its value is 8423.35 kNm while the maximum moment M33 is located at the joint between the pier and the deck and its value is 3556.9 kNm. Maximum torque in the deck is 1953.57 kNm.

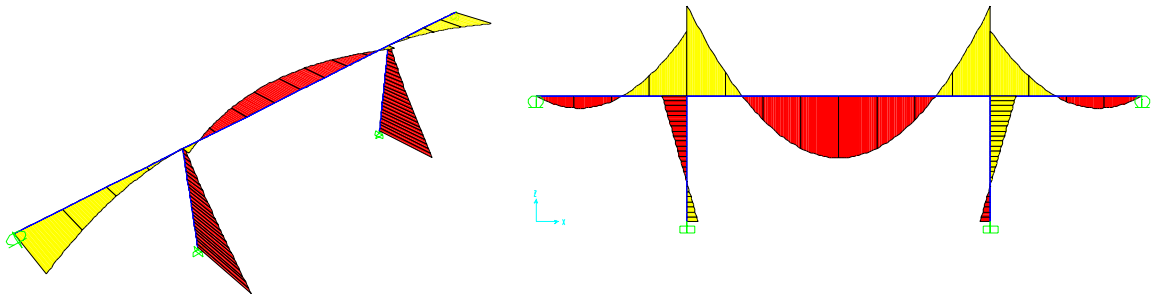


Figure 4. Moment distributions M22 and M33 for the wind loads according to UNE-EN 1991-1-4.

Analysis according to the Spanish IAP code

In figure 2 the steps to be followed according to the Spanish IAP code in order to evaluate wind actions on road bridges were summarized. The reference wind velocity in Northwestern Spain is 28 m/2 (wind design velocity map of figure 3 in the code). Thus, taken into account the data provided in section 5.2.1 of this work the calculation wind velocity is V_c = 45.53 m/s at 25 m above ground level. Wind actions on each bridge element are evaluated from the calculation velocity V_c and a drag coefficient C_D equivalent to the force coefficient of UNE-EN 1991-1-4 code. The wind actions defined in the Spanish norm are the following: force in the x-direction (transversal to the bridge axis), force in the z-direction (vertical), force in the y-direction (longitudinal to the bridge axis, it will not be considered in this work), force on piers (the drag coefficient depends on the pier cross-section) and the force acting on other elements such as safety barriers or other bridge furniture. Regarding moments, a torque is considered along the deck longitudinal axis as the x-direction force must act at a distance from the deck base of 0.6 times the deck depth. Additionally, the vertical force must always act with an eccentricity of 0.25 times the deck width. Moreover, a torque along each pier axis with an arm of 0.1 times the windward face width can be included. For the box girder bridge described above the forces to be considered are summarized in table 2.

Table 2. Wind actions on the bridge elements

	Spanish IAP code		
Wind Force	Force coefficient C_D	Force (kN/m)	Moment (kNm/m)
Deck x-direction	1.43	6.19	
Deck z-direction	± 0.5	7.77	
Force on safety barriers and parapets	2.2	1.71	
Moment deck y-direction			27.06
Pier x-direction	1.7	3.63 ↔ 5.45	
Moment pier axis			0.73↔ 1.09

Considering wind forces of the above table acting simultaneously on the bridge, the moment distributions are presented in figure 5 which have the same layout as figure 4 although the numerical values of the internal forces is significantly lower. In fact, the maximum moment M22 is located the base of the piers and its value is 6413.9.2 kNm while the maximum moment M33 is located at the joint between the pier and the deck and its value is 2067.9 kNm. In this case, the maximum torque in the deck reaches 1402.28 kNm.

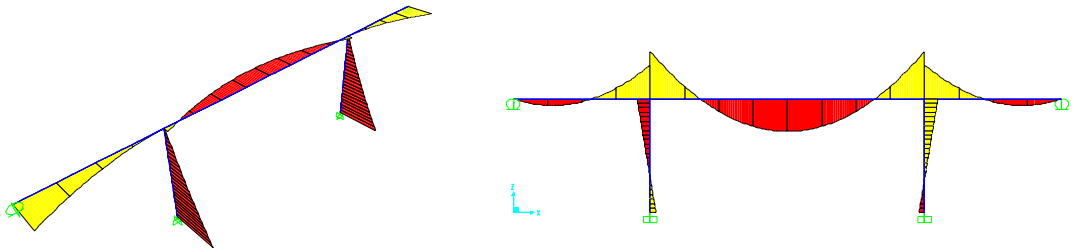


Figure 5. Moment distributions M22 and M33 for the wind loads according to IAP code.

Conclusions regarding the box girder example

The general procedure to follow with the aim of defining wind actions is different in IAP from UNE-EN 1991-1-4 as the former is based upon the obtain of a calculation wind velocity while the later is based on the peak velocity pressure. Moreover, the loads to be considered differ as the IAP code specifically considers the force on safety barriers and parapets, the moment caused by the x-direction force on the deck and the torque along the piers.
A key issue is the one concerning the internal forces in the structure. The design wind actions provided by the Spanish IAP code are lower than the ones provided by eurocode (see tables 1 and 2) thus, moments are about 30% to 70% lower depending on the considered one.

5.2. Truss bridge

Bridge and location description
The second bridge to be analyzed in this work is a conventional truss bridge with two planes of trusses of 4 m depth. The length of the bridge is 48 m and its width is 16 m. The bridge, as in the former case, is located in Northwester Spain and the height of the upper cord of the truss is 25 m above ground level.
In this case a model containing the beam elements of the structure has been developed. The upper and lower cords and the end posts cross-sections are box sections of 0.8 m depth and 0.25 m width. On the other hand, the truss verticals and diagonals have tube sections of 0.2 m of diameter. The bridge is supported at the ends of the truss. In figure 6 an image of the bridge and the finite element model is presented.

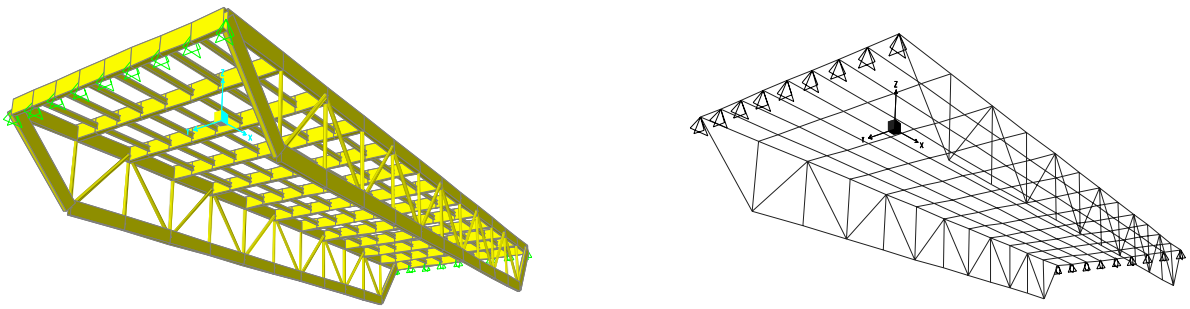


Figure 6. Box girder bridge cross-section and finite element model.

Analysis according to UNE-EN 1991-1-4

The evaluation of wind actions on the bridge deck relies on the determination of the peak velocity pressure. As in the example of the box girder bridge, due to the lack of a National Annex the chosen value for the fundamental basic wind velocity is 28 m/s. The reference height is 23 m, thus the corresponding peak velocity pressure is 1.206 kN/m^2. The eurocode assumes that the downwind truss is not sheltered by the upwind truss, thus the total force in x-direction acting on the deck is 543.28 kN. In the finite element model of figure 6 that force is going to be distributed along the beam elements in order to obtain structural results.
The force in the z-direction is 17.37 kN/m acting with an eccentricity of 4 m.

Analysis according to the Spanish IAP code

The strategy adopted for the evaluation of wind forces on truss bridges in the IAP code is very different form the one implemented in eurocode. As a matter of fact IAP focuses on the evaluation of the wind force acting on each truss element resulting the total force acting on the deck the sum of each individual force. Additionally, the Spanish code considers the shelter caused by one of the trusses and a drag coefficient is defined for each truss element depending on its cross-section.
In this example the calculation velocity has been evaluated for three different heights of 21, 23 and 25 m, corresponding to the lower cord level, the middle of the truss diagonals and verticals and the upper cord. The drag coefficient for the box section truss elements is 1.8 while the drag coefficient for the tube cross section is 0.7. The shelter coefficient of the downwind truss is 0.57.
The wind force acting in z-direction is 10.36 kN/m, with an eccentricity with regards to the deck axis of 4 m. The x-direction force acting on the safety barriers is 0.855 kN/m. Therefore the total wind force acting in x-direction is 404.33 kN, which is lower than the x-direction force given by UNE-EN 1991-1-4..
In figure 7 the axial forces and torque distributions are presented.

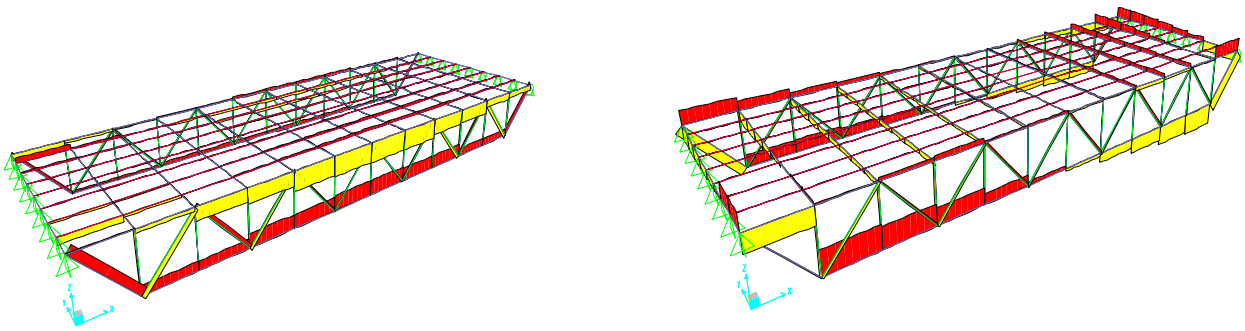


Figure 7. Axial forces and torsion diagram due to wind actions in the truss bridge following IAP code.

Conclusions regarding the truss bridge example

In this example it has been pointed out how the strategy to follow in order to evaluate wind action in x-direction on the bridge is absolutely different in each code. While eurocode focuses on the total force on the deck disregarding the shelter effect caused by the windward truss, the IAP code evaluates the x-direction force on each truss member considering its cross-section. Additionally the possibility of including the shelter coefficient seems more realistic, avoiding the overestimation of loads.
In table 3 the values of the total wind actions acting on the truss bridge obtained using both codes are presented along with the difference in percentage.

Table 3. Wind actions on the truss bridge

Wind Action	UNE-EN 1991-1-4			Spanish IAP code			Difference (%)
	Force coefficient c_f	Force (kN)	Moment (kNm)	Force coefficient C_D	Force (kN)	Moment (kNm)	
Deck x-direction	1.6	543.28		1.8-0.7	404.33		+11.7 %
Deck z-direction	± 0.9	883.76		± 0.5	497.52		+67.6 %
Force on safety barriers and parapets				2.2	82.08		
Moment deck y-direction			3335.04			2482.3	+34.3 %

6. CONCLUSIONS

The situation in Spain regarding the process of publication and use of the EN 1991-1-4 code has been explained.

In this work a general explanation regarding the technical application of the Spanish version of Eurocode UNE-EN 1991-1-4 and the IAP code for road bridges has been given. It has been shown how there are important differences in the general method for the evaluation of wind loads as well as in the types of loads to be considered.

The focus has been put on short road bridges as they are the most common category of bridges to be projected and built. Thus, the general economical or technical consequences of the codes application rely on this category of bridges.

Regarding the application examples showed, the wind loads evaluated by means of the IAP code are lower than the ones corresponding to the UNE-EN 1991-1-4 code. However, to the authors' knowledge in the last decade no structural problems in road bridges related to the wind action have taken place in structures designed under the guidance of the IAP code. Therefore, direct application of the Eurocode seams to overestimate design loads causing building costs to increase.

General speaking, wind loads evaluation procedure in the IAP seams more user-friendly than the one in the UNE-EN 1991-1-4, which is an important point for practitioners. However, certain aspects in Eurocode such as the inclusion of parapets and safety barriers in the x-direction reference area are a smart strategy.

This work is just a first step which must be followed by more comprehensive and deeper studies with the aim of determinate what improvements can be introduced in the UNE-EN 1991-1-4 through the Spanish National Annex in order to avoid complicate procedures and the overestimation of loads in conventional bridges.

7. BIBLIOGRAFIA

Ministerio de Fomento (1998). *"Orden de 12 de febrero de 1998 por la que se aprueba la instrucción sobre las acciones a considerar en el proyecto de puentes de carretera (IAP)"*. In Spanish.

AENOR Asociación Española de Normalización y Certificación (2007). *"UNE-EN 1991-1-4: Eurocódigo 1: Acciones en estructuras. Parte 1-4: Acciones Generales. Acciones de viento"*. In Spanish.

Standing Committee on Implementation of Eurocodes(2007). *"The Eurocodes Why? What? When?"* The Structural Engineer 21: 13.

Cook N. (2007). *Designers' Guide to EN 1991-1-4. Eurocode I: Actions on Structures, general actions part 1-4. Wind actions.* Thomas Telford, London.

Leonardo da Vinci Project CZ/02/B/F/PP-134007 (2005). *Handbook 4: Design of Bridges.* Sanpaolesi L. & Croce P. Eds.

Wind pressure field on a tall building with irregular geometry

F. Cluni, S.M.J. Spence, M. Gioffrè

CRIACIV/Dipartimento di Ingegneria Civile e Ambientale, Università degli Studi di Perugia

SOMMARIO

La memoria presenta i risultati di una campagna sperimentale per la misura delle pressioni nella galleria del vento del CRIACIV su un modello in scala dell'edificio Bank of China, caratterizzato da una geometria molto irregolare. L'effetto della geometria sul campo di pressione è stato valutato mediante il confronto con i risultati delle prove su un modello prismatico con identica pianta quadrata e stessa altezza (edificio regolare).

ABSTRACT

The paper presents the results of a campaign of experimental tests performed on the scale model of Bank of China Building, which is characterized by a very irregular shape. The measurements were performed by means of Synchronous Multi-Pressure Sensing Systems (SMPSS) at the CRIACIV boundary layer wind tunnel. In order to investigate the effect of the irregular geometry on the pressure field, a prismatic building (regular building) of the same roof height and square footprint was made and tested in the wind tunnel.

KEYWORDS: wind pressure; tall buildings; stochastic field; wind tunnel tests.

1. INTRODUCTON

Trends in tall building design have seen an increasing number of non-prismatic and so irregular tall buildings being both proposed and built. This type of building gives rise for the need to accurately describe the external pressure field acting on these increasingly irregular bluff bodies, Chen & Kareem, 2005. Indeed this information is necessary for estimating both the cladding loads and global loading schemes, necessary for the design of the main structure, which are capable of accurately estimating any number of generalized forces within the framework of modal analysis, Simiu, 1976; Kareem, 1981; Huang & Chen 2007.

Within this context a research program was started, which can be summarized in the following steps: wind tunnel experimental tests on both regular and irregular tall building models aimed to quantify the wind loads by using both Synchronous Multi-Pressure Sensing System (SMPSS) and High Frequency Force Balance (HFFB) measurements; development of analytical and/or numerical models both for the wind action and the structural response; estimation of the structural reliability; development of structural optimization strategies for saving of both energy and cost.

2. THE EXPERIMENTAL TESTS

The aim of this study is to begin the investigation into the external pressure field acting on irregular tall buildings. In particular the difference between what can be seen in the case of regular prismatic buildings will be investigated. In order to achieve this wind tunnel tests on two 1:500 rigid scale tall buildings were carried out at the CRIACIV (Inter-university Research Center in Aerodynamics of Constructions and Wind Engineering) boundary layer wind tunnel in Prato (Italy). The two buildings were characterized by their external geometric forms. While one of the buildings had a regular prismatic profile, Fig. 1b, the other have the profile of the Bank of China building, Fig 1a.



(a) (b)

Figure 1: Rigid models used in the wind tunnel tests: (a) irregular tall building (Bank of China); (b) regular tall building of the same roof height and square footprint.

To make the comparison between the pressure fields easier, the buildings shared the same square footprint and height. To acquire the data a SMPSS setup was used. The tests were carried out for various wind directions.

The pressure field is estimated by using the measurements on 287 pressure tap locations. The tests were performed recording 126 synchronous pressure fluctuation time histories for a duration of 30 s and a sampling frequency of 250 Hz. These measurements were repeated with 10° increments for wind direction from 0 to 360° and adding the directions 45°, 135°, 225° and 315° for a total of 40 wind directions. The convention adopted for the incident wind direction is that reported in Fig. 2, where face 4 is the tallest face of the irregular building. Five sets of carefully positioned pressure taps, placed over the model various surfaces, are used to reconstruct the whole field on the 287 locations using the information given by the pressure fluctuations on the common sensors in each set: three of these sets are shown in Fig. 3. In the case of the regular building the pressure field was estimated from 315 taps for a total of 10 wind directions and by imposing the symmetry conditions. The sets used to reconstruct the whole field are shown in Fig. 4.

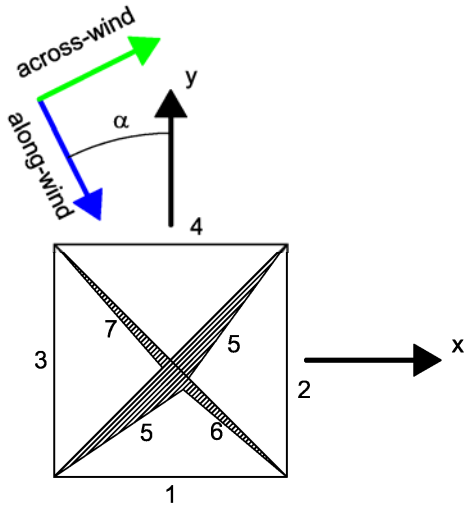
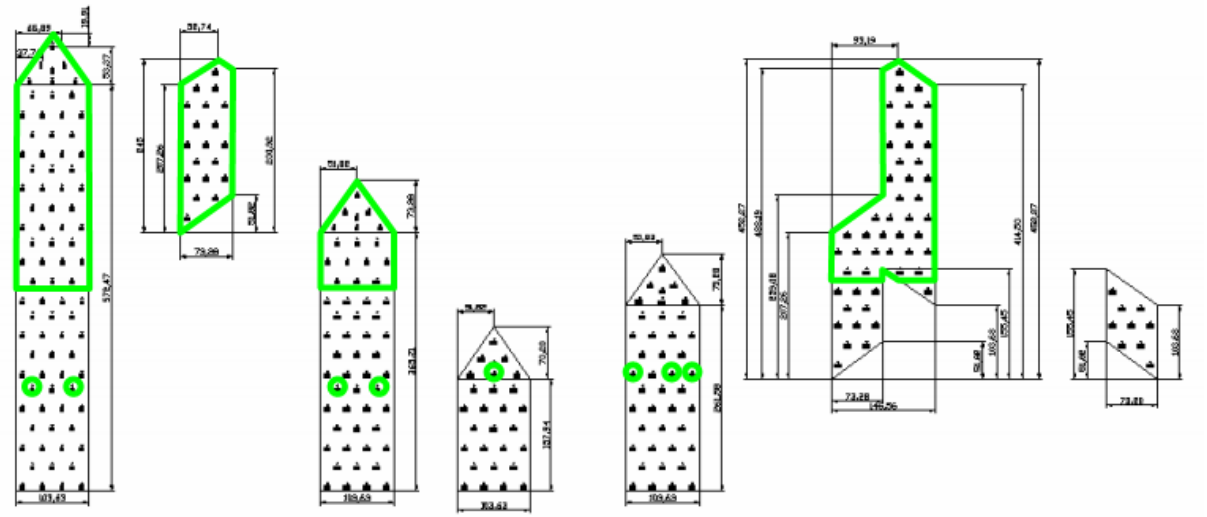
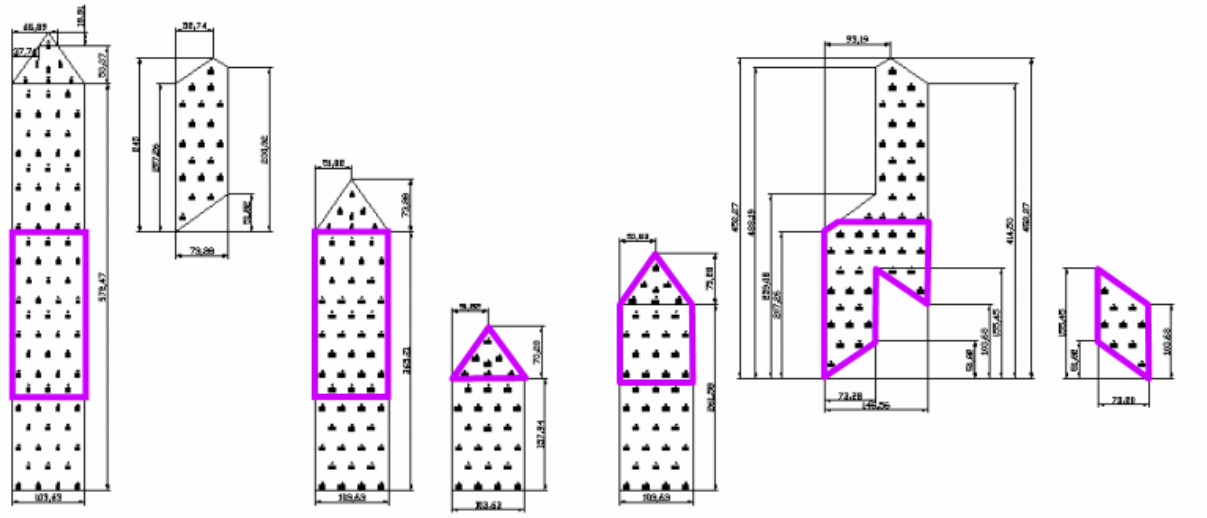


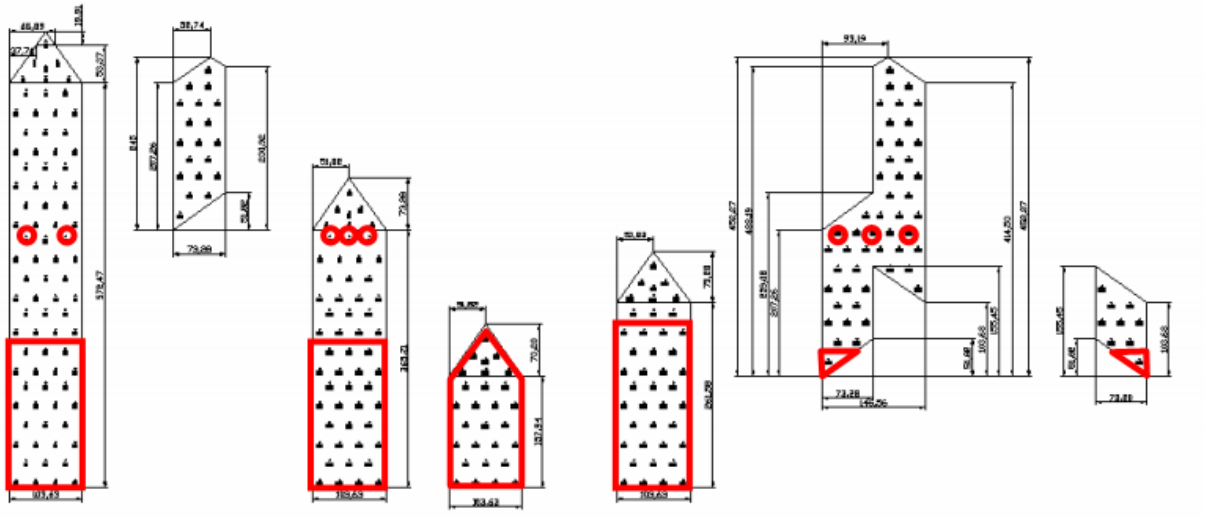
Figure 2: Convention for the wind direction.



(a)

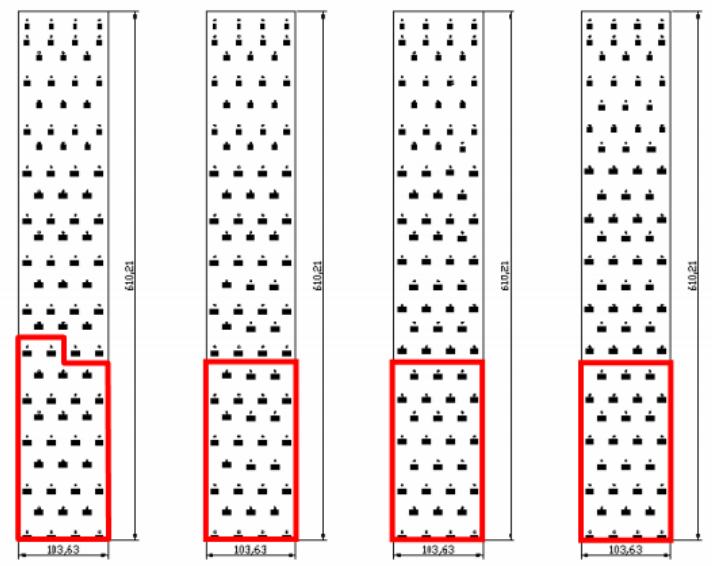


(b)

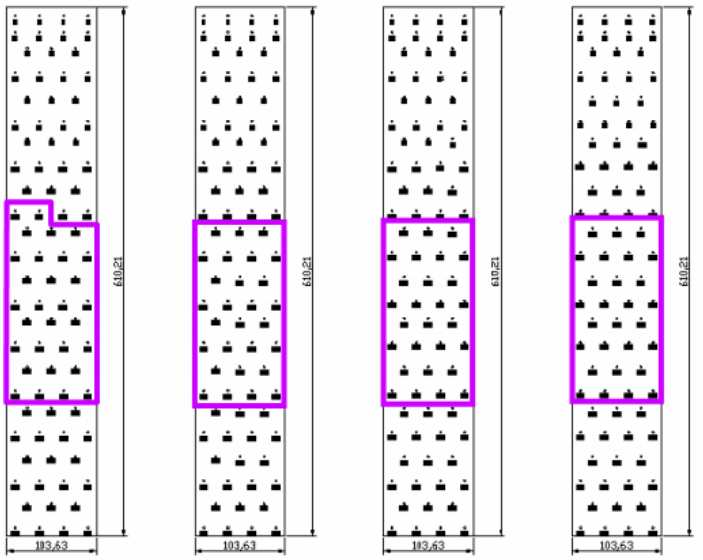


(c)

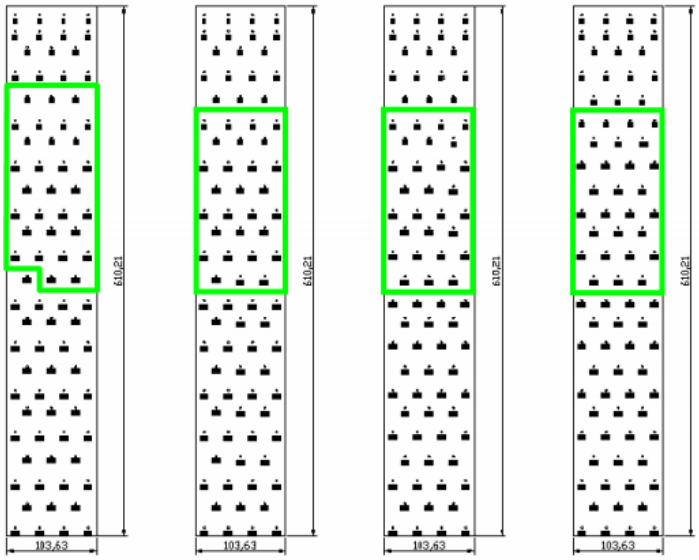
Figure 3: Sets used for the pressure tap acquisition on the irregular building.



(a)

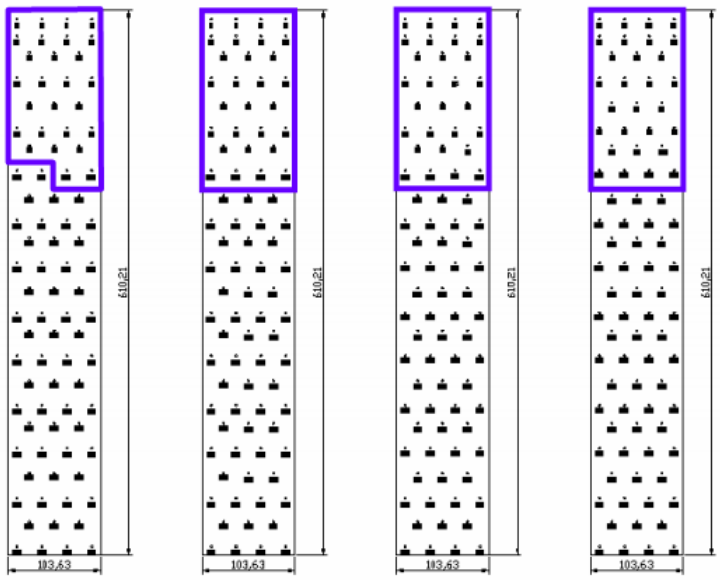


(b)



(c)

Figure 4: Sets used for the pressure tap acquisition on the regular building.



(d)

Figure 4: Sets used for the pressure tap acquisition on the regular building.

The flow in the wind tunnel had the characteristics reported in Tab. 1.

Table 1. Wind flow parameters in the wind tunnel.

Exponential wind profile	$\alpha = 0.28$
Intensity of turbolence @ 2/3 H	$I_u = 13.0$
Rugosity	$z_0 = 0.336$ m (full-scale)
Gradient height	$z_g = 366$ m (full-scale)
Mean velocity @ zg	$U_g = 25.78$ m/s
Integral length scale @ H	$L_{ux} = 146.25$ m

3. PRELIMINARY RESULTS

The stochastic pressure field is preliminary estimated by the first four statistical moments and marginal probability density functions (MPDF). Maps of the skewness and kurtosis coefficients are used to quantify the extent of non-Gaussianity, Gioffrè *et al.,* 2001a. This information is crucial for the calibration of accurate load models to be used both for load simulation, Gioffrè *et al.,* 2001b, and to estimate the structural response, Kareem, 1992. The coefficient of pressure is evaluated as:

$$c_p = \frac{P(t) - P_H(t)}{\frac{1}{2}\rho \cdot V_H{}^2} \tag{1}$$

where $P(t)$ is the total pressure, $P_H(t)$ is the static pressure at height H, ρ is the air density and V_H is the mean velocity at height H.

The time histories and estimated MPDF at two pressure tap locations are reported in Fig. 5 and Fig. 6, while Tab. 2 summarizes the first four statistical moments.

The results at tap #10 when wind blows from 80° demonstrate strong non Gaussianity, with large values of the skewness and kurtosis coefficients, while the results at tap #58 when wind blows from 0° manifest Gaussian features.

What is particularly interesting to observe, are the values reached by both the skewness and kurtosis in the case of the irregular tall building, Tab. 2. Indeed, these are far greater than observed for the regular building and for what can be found in literature for regular prismatic buildings, Gioffrè *et al.,* 2001a.

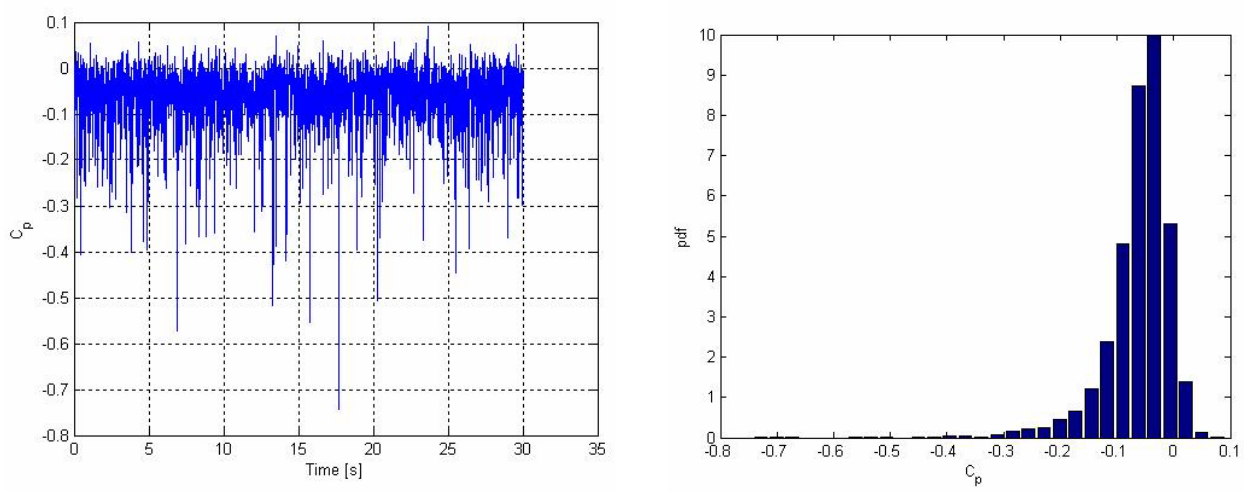


Figure 5: Irregular building, pressure tap #10, wind direction 80°.

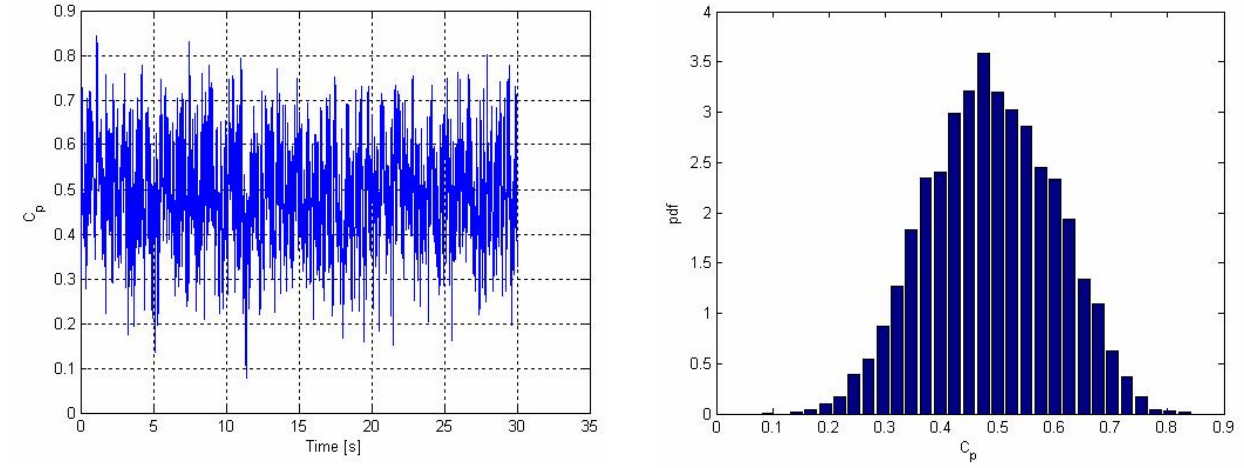


Figure 6: Irregular building, pressure tap #58, wind direction 0°.

4. THREE-DIMENSIONAL VISUALIZATION OF THE RESULTS

In order to effectively describe the overall pattern of the results, a three-dimensional visualization tool was developed based on a digital model of the two buildings controlled by a Graphical User Interface (GUI). The digital model was implemented using both Python language and OpenGL libraries.

The GUI includes a control panel (on the left on the screenshots in Figs. 7-12) and two windows showing the Bank of China and the regular models.

Using the control panel it is possible to select:

- the statistic of interest (mean value, standard deviation, skewness, kurtosis);
- the limits of the range for the inquired quantity (in this way it is possible to resolve fast variation of the field);
- the incoming wind direction.

Table 2. First four statistical moments for the time histories shown in Fig. 4 and Fig. 5.

	Tap #10, Wind direction 80°	Tap #58, Wind direction 0°
mean	-0.06	0.49
standard deviation	0.06	0.11
skewness	-2.70	-0.03
kurtosis	18.32	2.62

Minor options refer to the visualization of the exact position of the taps, the possibility to enable the lighting of the models in order to better appreciate the relative position of the faces, the choice of a predefined view. Moreover, using mouse gestures it is possible to explore the model with the usual operation of zoom, pan, rotation: it is important to note that the two models of the regular and the irregular building are always synchronized, so that if one rotates the first one the second will undergo the same rotation. In this way it is easy to explore the obtained results and to compare the different patterns of the wind pressure field on the two buildings.
In Fig. 7 the mean of the pressure coefficient is shown for a wind in the 0° direction: in particular, the windward faces are shown. The same data are shown in Fig. 8, but this time the leeward faces are shown. In Fig. 9 and Fig. 10 the skewness and the kurtosis coefficients for wind direction 80°: are shown with the position of tap #10 used for the results in Fig. 5. The overall view of the skewness and kurtosis coefficients for incoming wind direction 45° is shown in Fig. 11 and Fig. 12.
What is clearly evident from this study is the effect of irregular geometric profiles on the probabilistic nature of the external pressure field due to the presence of large areas of vortex shedding and detached flow. In particular it is possible to identify patterns indicating non Gaussian features closely linked to the separation bubbles occurring as the effect of flow structure interactions, Iungo & Buresti, 2009. Indeed, as can be seen for the wind direction 80° the skewness and kurtosis is far higher, in absolute terms, for the Bank of China building. Similar results may be observed for all wind directions and are not shown here simply for the sake of brevity. The significance of this result is two fold. From a local cladding point of view, it highlights the extreme importance of carrying out specific wind tunnel tests in order ensure the reliability of the cladding system. Secondly, it begs the question of whether the traditional hypothesis of a global response characterized by being Gaussian is valid. Indeed, the global response can be estimated through the integration of the pressure field over the tributary areas of each floor. This in turns defines a random vector composing of the floor loads acting at the centers of mass of each floor. Therefore, if the response is estimated from a dynamic system considering each floor rigid in its plane these floor loads will define the forcing functions. In light of this, the strong non Gaussian nature of the irregular response will result in strongly non Gaussian forcing functions, the effects of which are not yet properly understood.

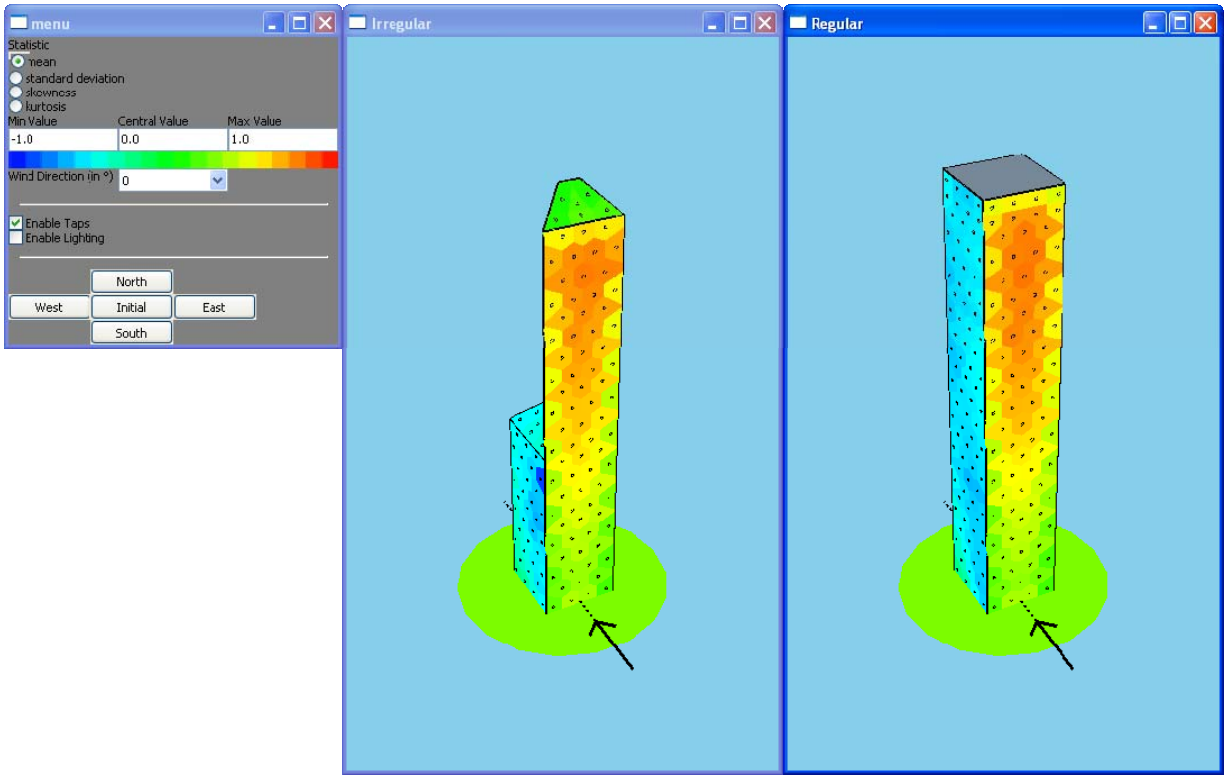


Figure 7: Mean value of c_p for wind direction 0°.

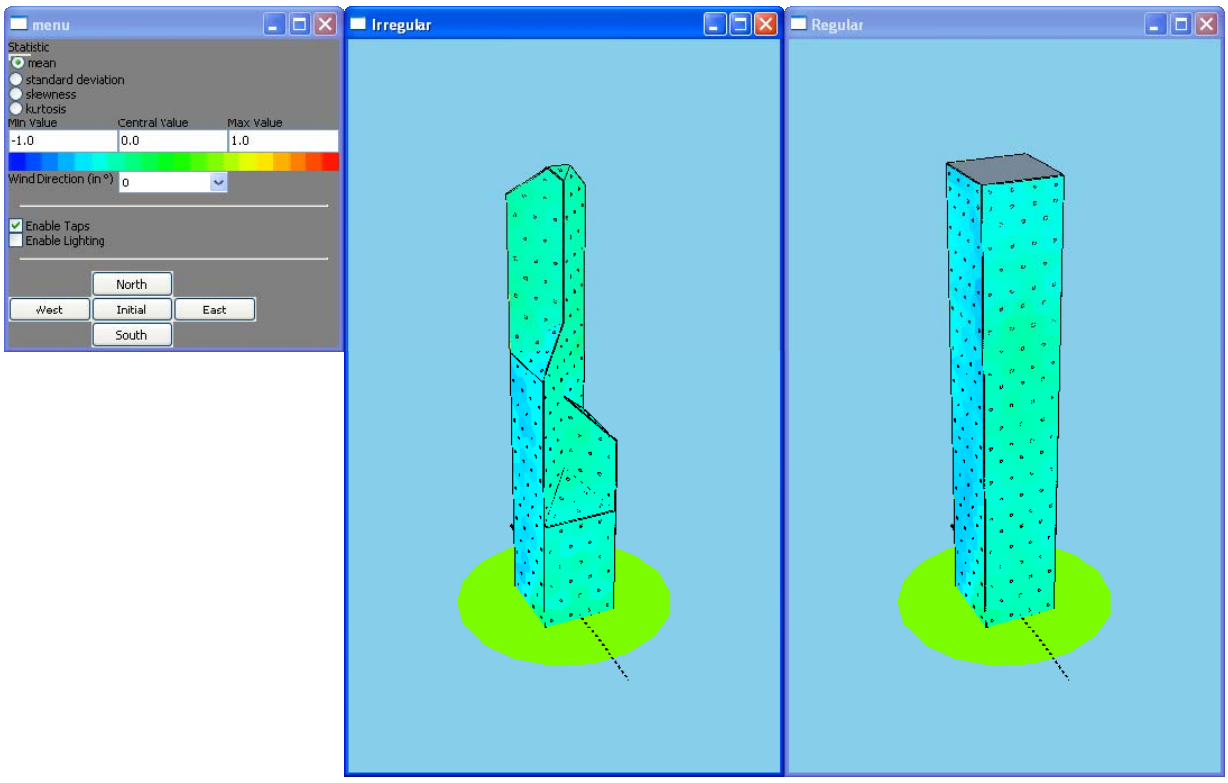


Figure 8: Mean value of c_p for wind direction 0° (models rotated).

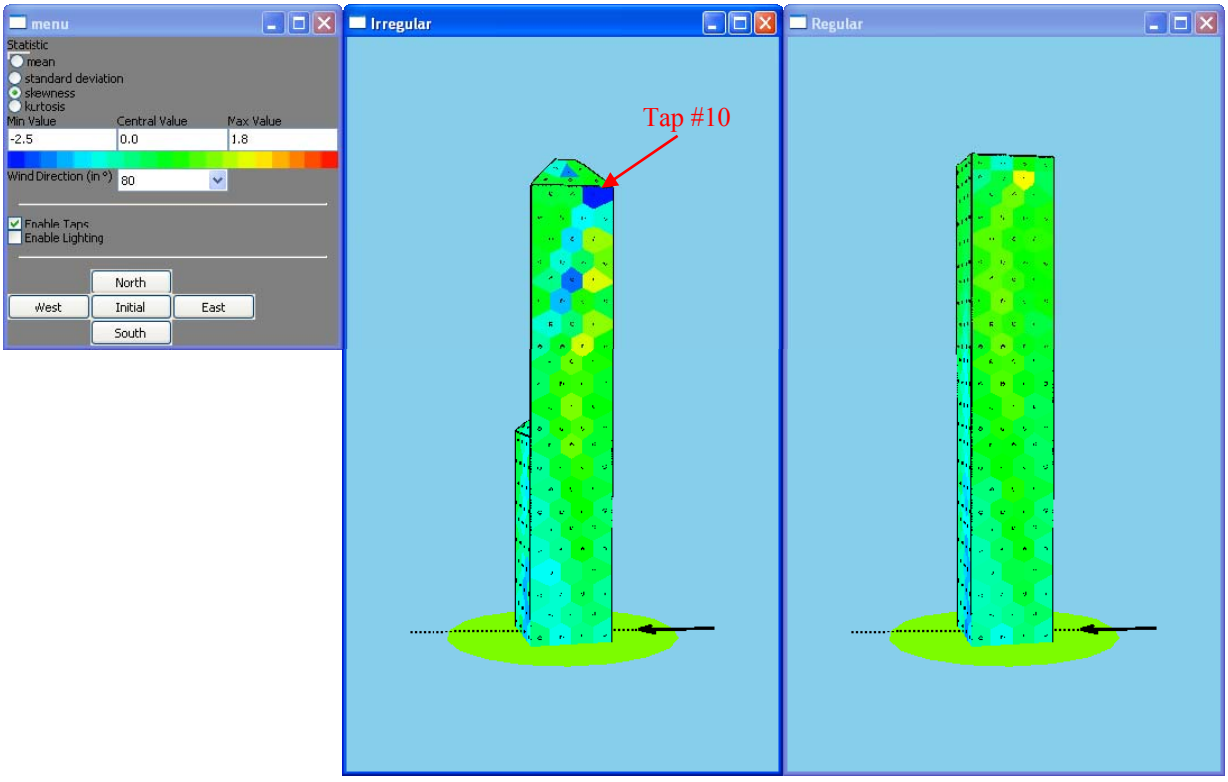


Figure 9: Skewness of c_p for wind direction 80° (see also Fig. 5).

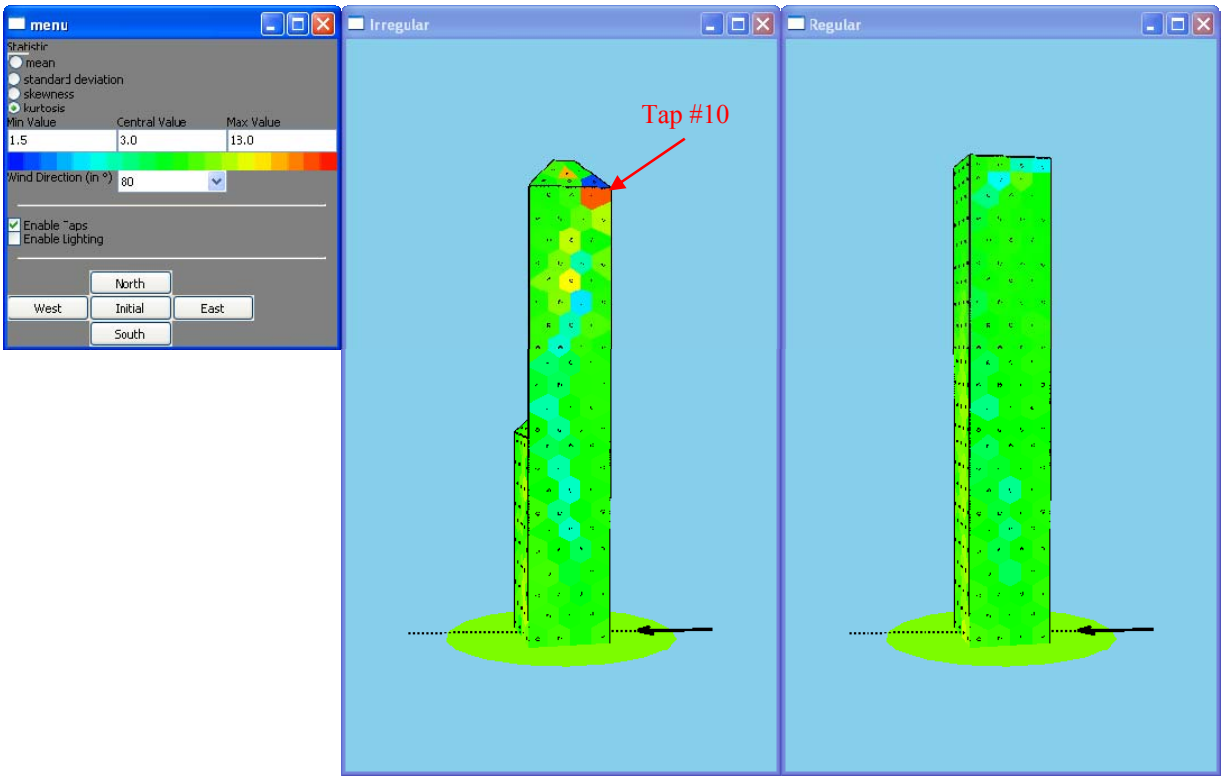


Figure 10: Kurtosis of c_p for wind direction 80° (see also Fig. 5).

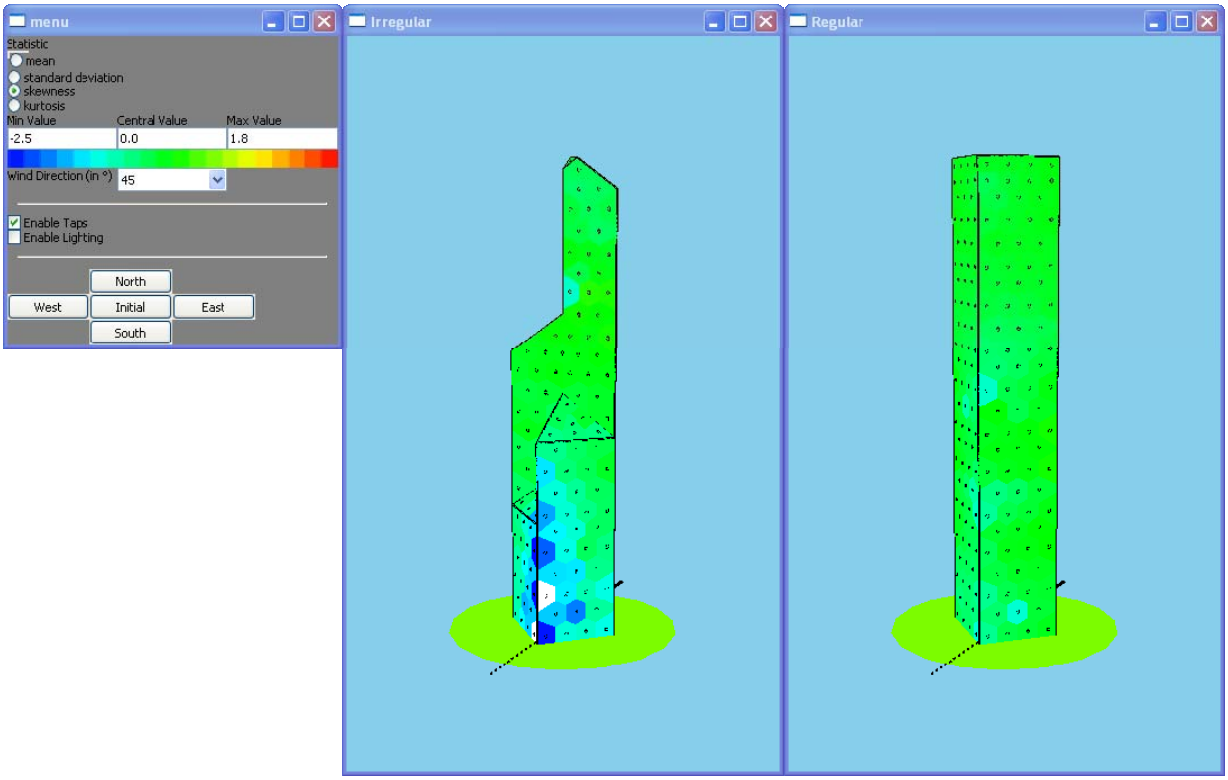


Figure 11: Skewness of c_p for wind direction 45°.

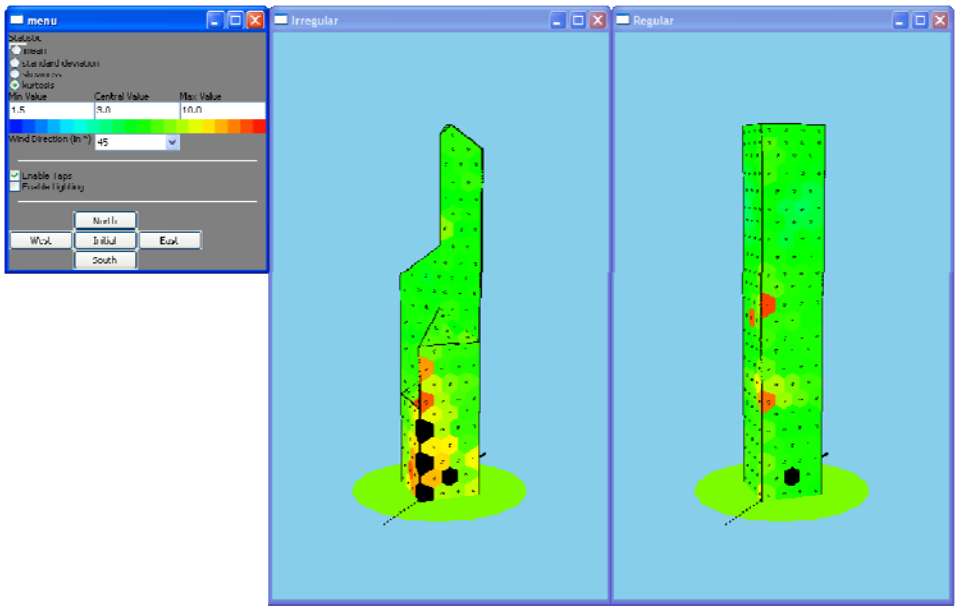


Figure 12: Kurtosis of c_p for wind direction 45°.

5. CONCLUDING REMAKS

In this paper the preliminary results of an extensive experimental campaign of wind tunnel tests were presented. The aim of this research is the understanding and quantification of the external pressure field acting on tall buildings characterized by an irregular geometric profile. In particular the relation to tall prismatic buildings, traditionally found in literature, is investigated.

The results of this preliminary investigation highlighted the significant influence of the building geometry on the probabilistic nature of the wind pressure field. Indeed, strong deviation from the Gaussian model associated to vortex shedding and detached flow was observed. It is evident that in the design of tall buildings presenting irregular geometric profiles, these effects can not be neglected in the evaluation of both the local and global response.

A future development of the research is the calibration of probabilistic models that are capable of extending the information on the measured points to other locations with verification of the overall results through HFFB measurements.

6. REFERENCES

Chen X., Kareem A. (2005). Coupled dynamic analysis and equivalent static wind loads on buildings with three-dimensional modes. *J. Struct. Eng. ASCE*, Vol. 131(7), pp. 1071-1082.

Gioffrè M., Gusella V., Grigoriu M. (2001a) Non-Gaussian, Wind Pressure on Prismatic Buildings. I: Stochastic Field, *J Struct Engrg. ASCE* , Vol. 127(9), pp. 981–989.

Gioffrè M., Gusella V., Grigoriu M. (2001b). Non-Gaussian Wind Pressure on Prismatic Buildings. II: Numerical Simulation, *J Struct Engrg. ASCE*, Vol. 127(9), pp. 990–995.

Huang G., Chen X.. (2007a). Wind loads effects and equivalent static wind loads of tall buildings based on synchronous pressure measurements. *Engineering Structures*, Vol. 29, pp. 2641-2653.

Iungo G.V., Buresti G. (2009). Experimental investigation on the aerodynamic loads and wake flow features of low aspect-ratio triangular prisms at different wind directions. *Journal of Fluid and Structures*, Vol. 25, pp. 1119-1135.

Kareem A. (1981). Wind-excited response of buildings in higher modes. *Journal of Structural Division, ASCE,* Vol. 107, pp. 701-706.

Kareem A. (1992). Dynamic response of high-rise buildings to stochastic wind loads. *Journal of Wind Engineering and Industrial Aerodynamics*, Vol. 41-44, pp. 1101-1112.

Simiu E. (1976). Equivalent static wind loads for tall building design. *Journal of Structural Division, ASCE,* Vol. 104, pp. 719-737.

Wind Speed Forecasting by Box-Jenkins Models

Saverio Bivona, Giovanni Bonanno, Riccardo Burlon, Davide Gurrera, Claudio Leone

Dipartimento di Fisica e Tecnologie Relative, Palermo

ABSTRACT

Nel presente lavoro valutiamo la possibilità di utilizzare opportuni modelli stocastici per descrivere serie temporali riguardanti la velocità del vento e per fare previsioni. In particolare, questa ricerca ha riguardato le serie storiche di trenta siti siciliani e l'utilizzo di modelli stocastici stagionali noti come SARIMA, o più in generale, come modelli di Box-Jenkins. La peculiarità della nostra indagine consiste nel valutare la possibilità di un uso completamente automatico di tali modelli. Abbiamo utilizzato una caratteristica tipica della velocità del vento, il suo periodo giornaliero, per identificare una classe di modelli SARIMA all'interno della quale è possibile ricercare per ogni serie un modello opportuno attraverso criteri d'informazione (qui utilizziamo AIC_C). Nel presente articolo, riportiamo i risultati, riguardanti la conformità del modello alla serie e la qualità della previsione, per cinque stazioni meteorologiche scelte per le loro differenti caratteristiche geografiche ed orografiche. I risultati, ottenuti attraverso un'opportuna stratificazione e differenza delle serie, sono soddisfacenti.

The possibility of modelling observed wind speed time series and forecasting their future values is presented in this paper. Seasonal autoregressive integrated moving average (SARIMA) models are applied to time series formed by four years hourly average wind speed measurements in thirty sites of Sicily. Our approach is considerably different from the original one (the Box-Jenkins' approach) since it is completely automatic. We use a peculiar feature of wind speed on a land area, its daily period, to identify a class of SARIMA models within which to find the best fitting model by information criteria (here we employ AIC_C). Here we report the results, concerning the fit and forecast accuracy, for five sites, chosen because of their very different geographical and orographical characteristics. The results obtained, through an appropriate time series stratification and difference, show that an automatic use of Box-Jenkins models, for wind speed time series modelling and forecasting on land areas, is worth considering.

KEY WORDS: Wind speed forecast, seasonal ARIMA models.

1. INTRODUCTION

Wind speed forecasting may be useful in many fields, the most important of which nowadays is perhaps that of electric energy production: in order to use energy from wind conversion systems connected to the same power grid of conventional electric energy plants, it is necessary to forecast wind speed changes and so power output oscillations. In meteorology, wind is often considered one of the most difficult natural phenomenon to forecast: caused by the uneven solar heating, it is driven by long-range pressure differences and it is affected by the Earth rotation and orographical characteristics [Houghton, 2002]. Forecasting methods based on time series analysis [Wilks, 2006] are often preferred to classical ones, which use equations from physics of the atmosphere [Houghton, 2002], because the formers are able to make short-term, but more precise, forecasts; also, they don't need long-range information about other meteorological variables: it is sufficient the history of the variable one is interested in (for the univariate models). Among these methods [Sfetsos, 2000; Torres *et al*., 2005; Cadenas & Rivera, 2007], there are those which use artificial

neural networks and those based on linear stochastic models known as Box-Jenkins (B-J) models [Box *et al*., 1994]. So far, B-J models have been usually considered unsuitable for an automatic use [Chatfield, 2004]. In this paper, we investigate the possibility to model and forecast wind speed time series using seasonal autoregressive integrated moving average (SARIMA) models by an automatic approach [Makridakis *et al*., 1998; Hyndman, 2008], providing the results concerning the fit and forecast accuracy. The data we have analysed, hourly average wind speed (HAWS) at 10 metres above ground, were gathered by Servizio Informativo Agrometeorologico Siciliano (SIAS), in the period 2003 – 2006, in thirty sites of Sicily (Fig.1); in this paper, we report the results for five of them: Cammarata (station number 206), Mazara del Vallo (station number 305), Monreale (station number 275), Trapani (station number 308), Sciacca (station number 213). After having properly stratified our data, we have used wind speed daily periodic behaviour to identify a class of SARIMA models within which to find the correct model by information criteria. The number of sites analysed and their different positions strengthen our conviction, based on a physical reason, that this class of models should work also in land areas different from Sicily.

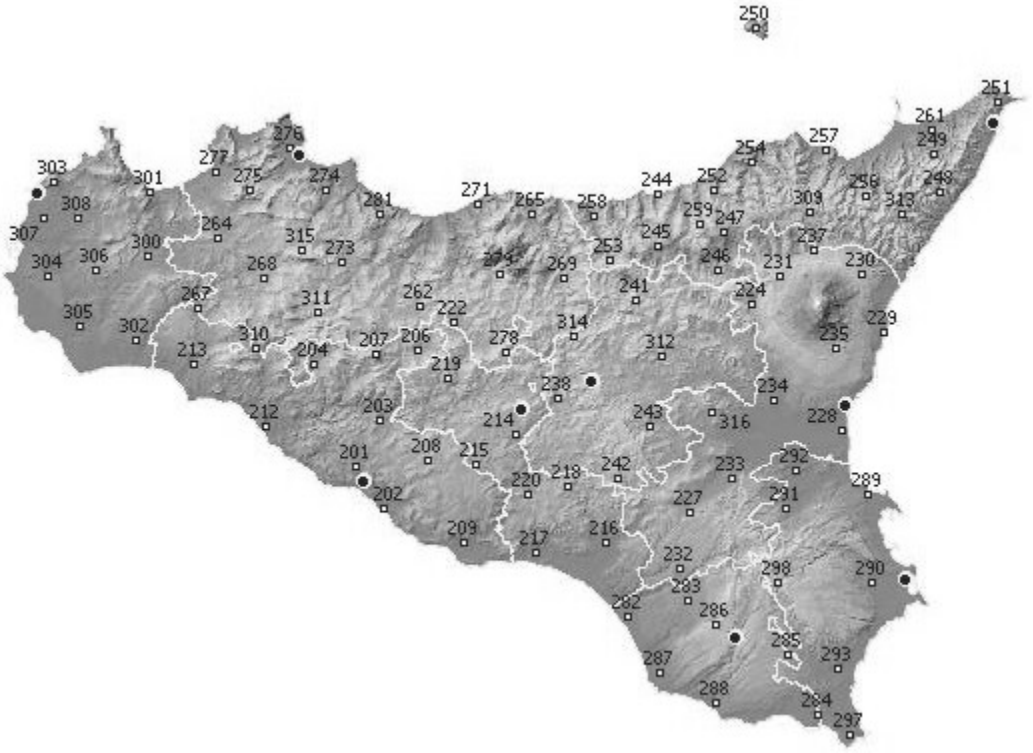


Figure 1. A map of Sicily showing the SIAS meteorological stations.

2. SARIMA MODELS

Autoregressive integrated moving average models have quite a long history. As it is known, they were popularized by the extensive work of G. Box and G. Jenkins so they often bear their names. These models are based on the Yule's idea (as old as 1927) that a highly correlated time series can often be regarded as generated from a series of independent shocks. Box and Jenkins actually wrote an "how to" guide for model building and using. These linear stochastic models are able to fit highly different kinds of time series. Although there do exist other methods for time series forecasting, like for example those based on artificial neural networks (ANN_s) whose strength is non-linearity, Box-Jenkins models are always contemporary. In some cases, they also outstrip the ANN_s approach [Cadenas, 2007]. Moreover, they let an insight into the model, not possible with other kinds of approach. Their main limitation is perhaps just this: the analyst must tune the model to the data in order to obtain the correct model and then check for the goodness of it. On the contrary, ANN_s, for example, usually adapt themselves without any effort of the analyst. In order to get over this problem, in this paper, we have investigated the possibility to model and forecast wind

speed time series using Box-Jenkins models by an automatic approach. With these models, in fact, it is possible to use our knowledge about the phenomenon and to use it: as outlined before, they let an insight into themselves.
To cancel out possible wind speed annual periodicity and to reduce computational cost, the whole series of each site has been stratified in 48 ones, each of them consisting of data from one month of a particular year (2003, 2004, 2005, 2006). With this stratification, *the only* expected residual "seasonality" should be the daily period (due to the Earth rotation) typical of wind speed on a land area: during the diurnal hours, when the Sun warms the land, the wind currents near the land (the ones we measure) are lifted up and accelerated by the higher and faster (because of no frictional effects) geostrophic wind; during the night, when these convective motions stop, wind slows down.
We were then led to use seasonal ARIMA models.
For a seasonal time series z_t with period s, B-J models are written:

$$\phi_p(B)\Phi_P(B^s)\nabla^d\nabla_s^D z_t = \theta_q(B)\Theta_Q(B^s)a_t \tag{1}$$

where $\Phi(B^S)$ and $\Theta(B^S)$ are polynomials in B^S of degrees P and Q respectively, $\phi(B)$ and $\theta(B)$ are polynomials in B of degrees p and q respectively, B is the backward shift operator, ∇ is the backward difference operator and a_t is a white noise process:

$$Bz_t = z_{t-1} \tag{2}$$

$$\nabla z_t = z_t - z_{t-1} = (1-B)z_t \tag{3}$$

$$\nabla_s z_t = z_t - z_{t-s} = (1-B^s)z_t \tag{4}$$

The above model is summarized as SARIMA(p,d,q)x(P,D,Q)$_s$.
Model identification, following Box and Jenkins, consists in choosing the kind of models (seasonal or not, stationary or not) and the correct numbers of parameters: p (non-seasonal autoregressive order), q (non-seasonal moving average order), P (seasonal autoregressive order), Q (seasonal moving average order), d (non-seasonal difference order), D (seasonal difference order). To make this choice, the analyst has at his disposal the knowledge of the problem, the autocorrelation function (ACF) and the partial autocorrelation function (PACF) of the considered time series.

3. MODEL IDENTIFICATION AND FORECAST ACCURACY

Fig.2 shows one of the monthly time series analysed along with its autocorrelation function and spectrum (smoothed using an opportune autoregressive model fitted to the data). From them, it is clear the presence of the daily cycle which justifies our choice to use seasonal models. The same holds for the other months, sites and years and also when one considers, for each site, the spectrum of the whole series containing all data from 2003 to 2006. We were then led to choose a SARIMA class of models with period s = 24 (hours). From the autocorrelation function, it is also clear that the data are not stationary. Taking a first order seasonal difference (D = 1) and a first order non-seasonal difference (d =1) we have obtained a stationary time series. Then, it could be possible to look at the features of the ACF and PACF to try and guess the number of the other parameters, but we are interested into an automatic approach, so we have used the bias-corrected Akaike's information criterion (AIC_C) [Chatfield, 2004] to choose the best model and the Ljung-Box-Pierce statistic to test it.

$$\mathrm{AIC_C} \approx -2\ln(L) + \frac{2mn}{n-m-1} \tag{5}$$

where L denotes the likelihood, n is the number of observations in the series and m is the number of parameters in the model which has been fitted to the data.

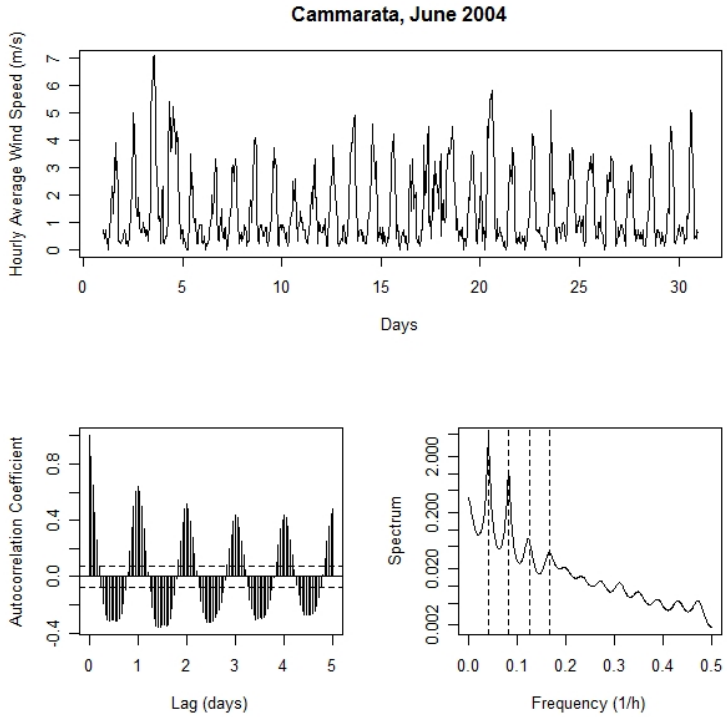


Figure 2. Top – Hourly average wind speed (m/s) at 10 metres above ground in Cammarata (Sicily) – June 2004. Bottom – Autocorrelation function and spectrum (the broken lines stand at frequencies 1/24h, 2/24h, 3/24h, 4/24h) for the series shown above.

Has this method worked also for the other months, sites and years? Yes, it has: the class of models SARIMA $(p,1,q)\text{x}(P,1,Q)_{24}$, with p, q, P, $Q \leq 3$, has worked for 119 out of the 144 time series analysed ($\approx 83\%$). This reveals that an automatic use of the Box-Jenkins models for wind speed modelling and forecasting (as shown later) is feasible. Also, our choice to use monthly time series (at the most 744 HAWS data) and the above constraints for the number of parameters make the computational cost not excessive.

To assess the goodness of the models found by AIC_C, we have used the Ljung-Box-Pierce (L-B-P) statistic [Box et al., 1994]:

$$Q = n(n+2)\sum_{k=1}^{h}\frac{r_k^2}{n-k} \tag{6}$$

where r_k is the autocorrelation coefficient at lag k of the residuals of the model, n is the number of observations in the series and h the maximum lag considered (48 hours, in our case). If a model is correct, we expect the residuals of the model found to resemble a white noise process, in which case the statistic Q has a chi-squared distribution with $h - m$ degrees of freedom, where m is the number of parameters in the model which has been fitted to the data.

For the time series in fig.2, for example, we have obtained for the automatically calculated model the test result shown in fig.3, where p is the probability for Q to have the expected chi-squared distribution (the broken line stands at the acceptance limit). It is worth remembering that such *portmanteau* tests can fail to reject poorly fitting models, so they should be always accompanied by an accurate analysis of the ACF of the residuals; anyway, our purpose is to assess the forecasting quality of a completely automatic approach, so their sole use is justified.

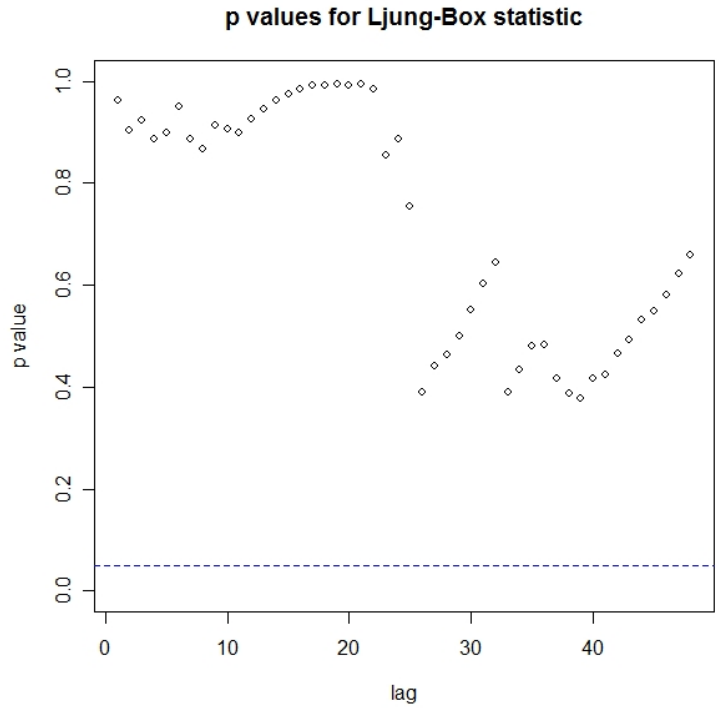


Figure 3. Probability versus lag (hours) for the L-B-P statistic to have a chi-squared distribution using the residuals of the model SARIMA $(3,1,2)x(0,1,2)_{24}$ fitted to the time series shown in fig.2 (the broken line stands at the acceptance limit).

We have used good models to forecast wind speed 24 hours ahead. There are many measures of forecast accuracy. We have followed Hyndman and Koehler [Hyndman & Koehler, 2006] and have used, to assess the accuracy of our forecasts, the mean absolute scaled error (MASE):

$$\mathrm{MASE} = \frac{\sum_{t=n+1}^{n+l} |Y_t - F_t|}{\frac{l}{\sum_{t=2}^{n} |Y_t - Y_{t-1}|}{n-1}} \tag{7}$$

where n is the number of observations in the series used to calculate the model, l is the time length of the forecast window (in our case, $l = 24$ hours), Y_t is the actual value of wind speed and F_t is the forecasted one. It is the ratio of the out of sample mean absolute forecast error (that is to say, the error obtained comparing forecasted values with actual ones *not used to calculate the model*) by the in-sample mean absolute forecast error obtained from the naïve forecasting method which uses the most recent observation available as a forecast. The MASE has several advantages: it is a scaled error so compares are possible, it is always defined (except when all historical data are equal) and gives a clear indication about forecasting skill: a value of the MASE lower than one indicates that *on average* the model considered gives out-sample forecasts better than the in-sample forecasts obtained by the naïve method. Anyway, this does not mean that a value little larger than one is an indicator of a poor forecast. In fact, after visually inspecting the forecasts of all the time series analysed, we have realized that it is possible to discriminate them as *good*, *fairly good* and *poor* forecasts according to the indications given in Tab.1; of course, this choice is somewhat arbitrary. Anyway, it is worth considering that a value of the MASE approximately equal to 1.5 may still indicate a good result respect to the naïve forecasting method if one considers that, at the end of the month, we make a forecast 24 hours long.

Table 1. Our definition of *good*, *fairly good* and *poor* out of sample forecasts (according to MASE).

***Good* forecast**	MASE ≤ 1.5
***Fairly good* forecast**	1.5 < MASE ≤ 2
***Poor* forecast**	MASE > 2

4. RESULTS

Tab.2 reports an excerpt of the results obtained concerning the fit and out of sample forecast accuracy (the length of the forecast window is 24 hours): for each time series, it reports the SARIMA model, with period equals to 24 hours, which best fits the data according to the constraints reported in Sec.3 (a dash means that our method failed to find the correct model, for the model found did not pass the L-B-P test) and the mean absolute scaled error. Our method succeeded in finding a good model for more than 80% of the time series analysed, thus revealing that, in many cases, it is possible to describe monthly wind speed time series by a linear, seasonal, stochastic process (at least, according to L-B-P *portmanteau* test).

Table 2. An excerpt of the results obtained concerning the fit and out of sample forecast accuracy (the length of the forecast window is 24 hours).

Month	and year	**Cammarata**		**Mazara**	
		MODEL	**MASE**	**MODEL**	**MASE**
01	2005	(1,1,1)(0,1,2)	0.92	(3,1,2)(1,1,2)	2.24
	2006	(3,1,3)(0,1,2)	1.45	(2,1,2)(0,1,1)	3.79
02	2005	-	-	(1,1,3)(0,1,2)	1.36
	2006	-	-	(3,1,3)(0,1,1)	2.42
03	2005	(1,1,1)(0,1,1)	0.99	(3,1,3)(1,1,2)	1.75
	2006	(3,1,3)(2,1,3)	1.15	(3,1,3)(0,1,2)	0.67
04	2005	(1,1,3)(0,1,1)	0.87	(1,1,3)(1,1,2)	1.62
	2006	(2,1,2)(1,1,1)	1.30	(3,1,3)(3,1,2)	1.61
05	2005	(1,1,2)(2,1,3)	1.50	(1,1,2)(0,1,1)	1.43
	2006	(1,1,2)(2,1,3)	2.03	(2,1,1)(0,1,2)	2.74
06	2005	(3,1,2)(0,1,2)	1.25	(3,1,2)(0,1,1)	1.73
	2006	(1,1,1)(0,1,1)	1.07	(1,1,1)(3,1,1)	2.18
07	2005	(2,1,3)(1,1,3)	0.93	(1,1,1)(0,1,2)	1.33
	2006	(1,1,2)(0,1,2)	1.29	(1,1,2)(0,1,3)	1.23
08	2005	(3,1,3)(0,1,1)	0.88	-	-
	2006	(3,1,1)(0,1,3)	1.02	(2,1,2)(2,1,3)	1.57
09	2005	(1,1,1)(3,1,3)	1.81	(3,1,3)(0,1,2)	1.17
	2006	(3,1,3)(1,1,1)	1.08	(1,1,1)(0,1,2)	1.87
10	2005	(3,1,3)(1,1,2)	0.81	(3,1,3)(0,1,2)	0.85
	2006	(3,1,3)(2,1,2)	1.40	(1,1,3)(0,1,2)	1.38
11	2005	(3,1,1)(1,1,2)	2.61	-	-
	2006	(3,1,3)(0,1,3)	1.54	-	-
12	2005	-	-	(2,1,1)(1,1,2)	2.28
	2006	(2,1,3)(2,1,3)	1.30	-	-

Nonetheless, to have found a good model does not entail a good forecast as well. Tab.2 shows, in fact, that some good models provide poor forecasts (according to Tab.1). The reason, of course, is that these models are based on stationary conditions, so they are blind to unexpected changes due to strong, new weather perturbations; in this last case, the best forecasting method is that based on physical models. As expected, the worst months on which to use a statistical approach are the colder, more irregular ones. The total results are quite encouraging.

In the following, we give some examples of good forecasts.
Fig.4 shows the forecast, 24 hours ahead, of the time series shown in Fig.2 (MASE = 0.61); the two prediction intervals provide the probability of obtaining an actual value inside of them; actual data used in the forecast window to check the performance of the model have not been used to estimate the parameters (out of sample forecasting).

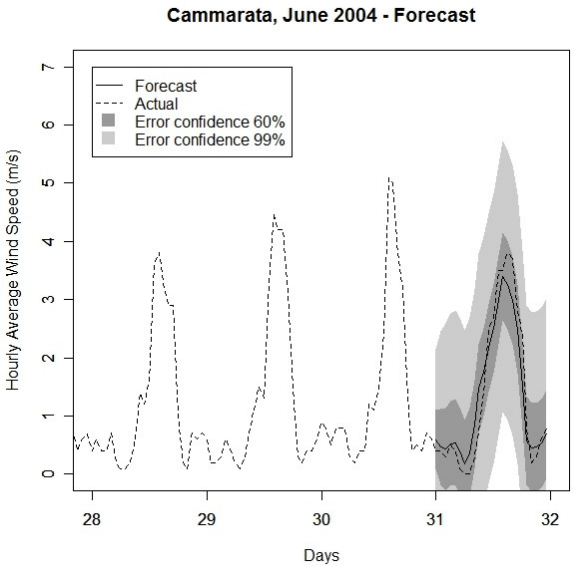


Figure 4. Forecast, 24 hours ahead, of the time series – Cammarata, June 2004 – shown in Fig.2 (MASE = 0.61).

Fig.5 shows the hourly average wind speed time series recorded in Sciacca on October 2005 along with its autocorrelation function and spectrum (smoothed using an opportune autoregressive model fitted to the data). The quite big outlier in the second part of the series does not affect the forecasting capability, shown in Fig.6, of the method employed.

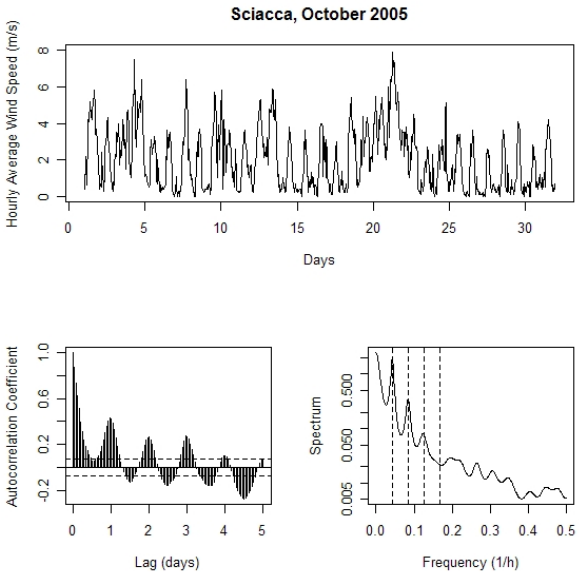


Figure 5. Top – Hourly average wind speed (m/s) at 10 metres above ground in Sciacca (Sicily) – October 2005. Bottom – Autocorrelation function and spectrum (the broken lines stand at frequencies 1/24h, 2/24h, 3/24h, 4/24h) for the series shown above.

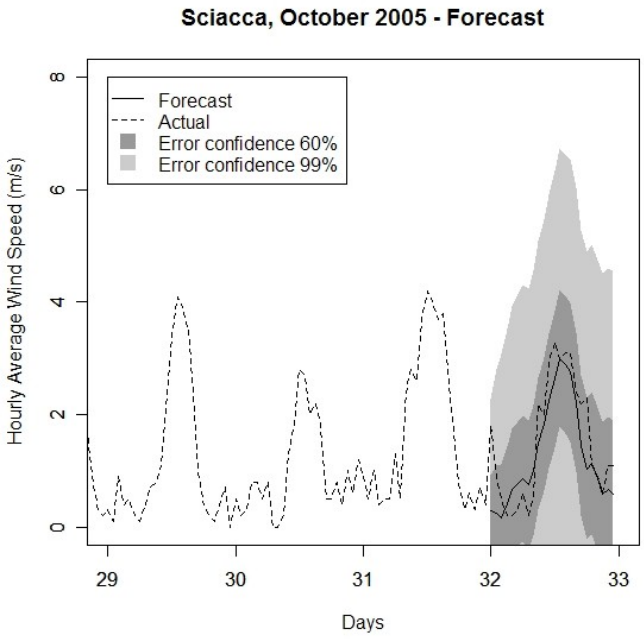


Figure 6. Forecast, 24 hours ahead, of the time series – Sciacca, October 2005 – shown in Fig.5 (MASE = 0.76).

In Figs. 7-9 are reported the hourly average wind speed time series recorded, respectively, in Monreale on July 2004, Mazara del Vallo on October 2005 and Trapani on August 2004, along with their 24 hours ahead forecasts.

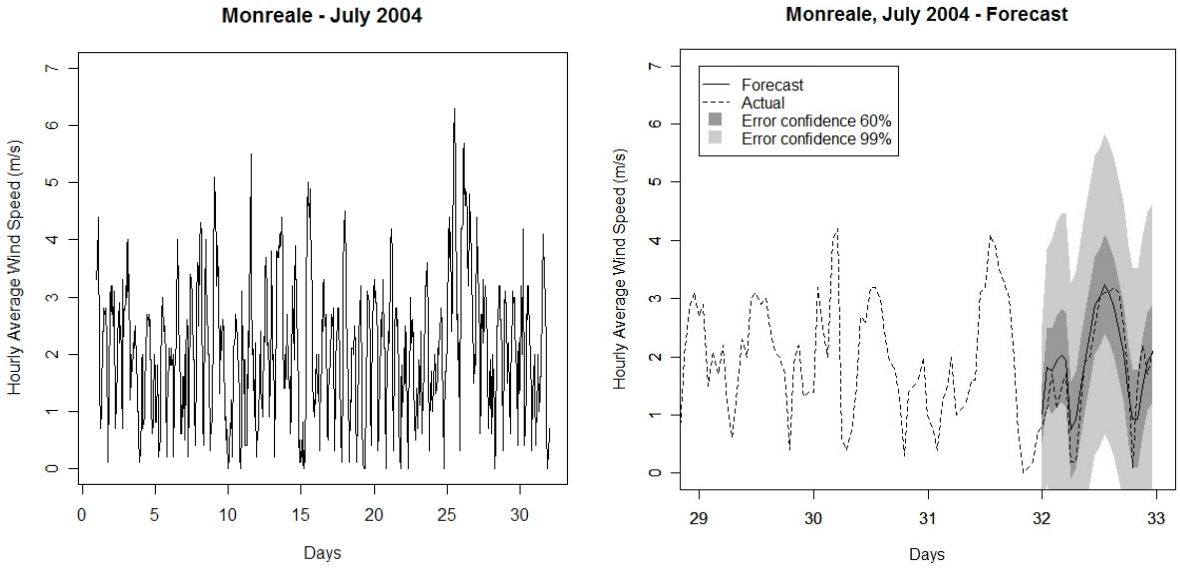


Figure 7. Left – Hourly average wind speed (m/s) at 10 metres above ground in Monreale (Sicily) – July 2004. Right – Forecast, 24 hours ahead, of the time series shown on the left (MASE = 0.68). Actual data used in the forecast window to check the performance of the model have not been used to estimate the parameters (out of sample forecasting). The two prediction intervals provide the probability of obtaining an actual value inside of them.

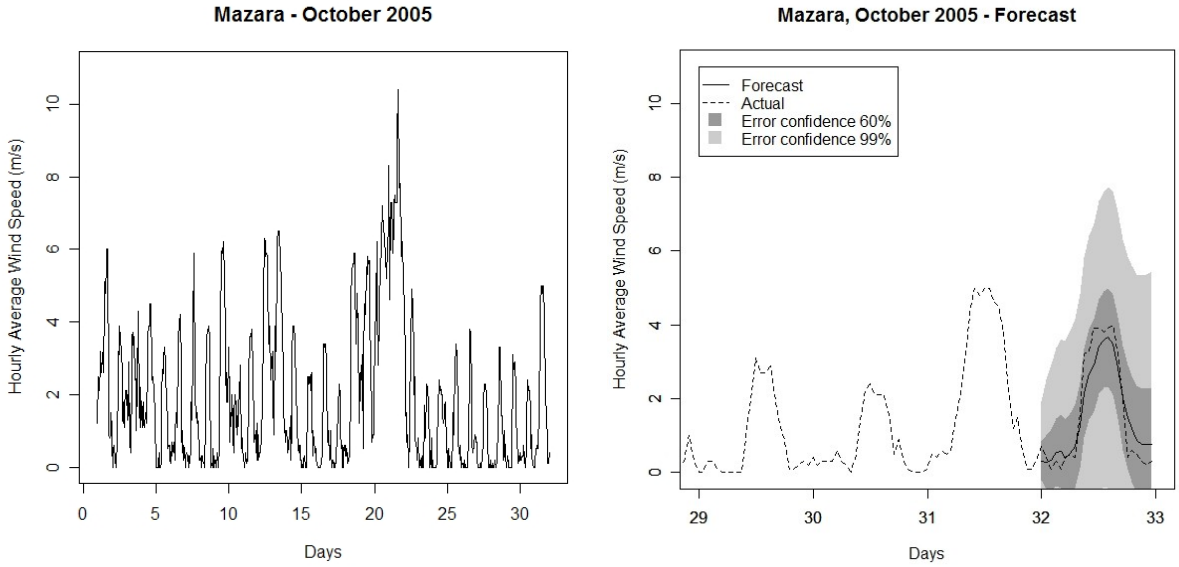


Figure 8. As in Fig.7 for Mazara (Sicily) – October 2005 (MASE = 0.85).

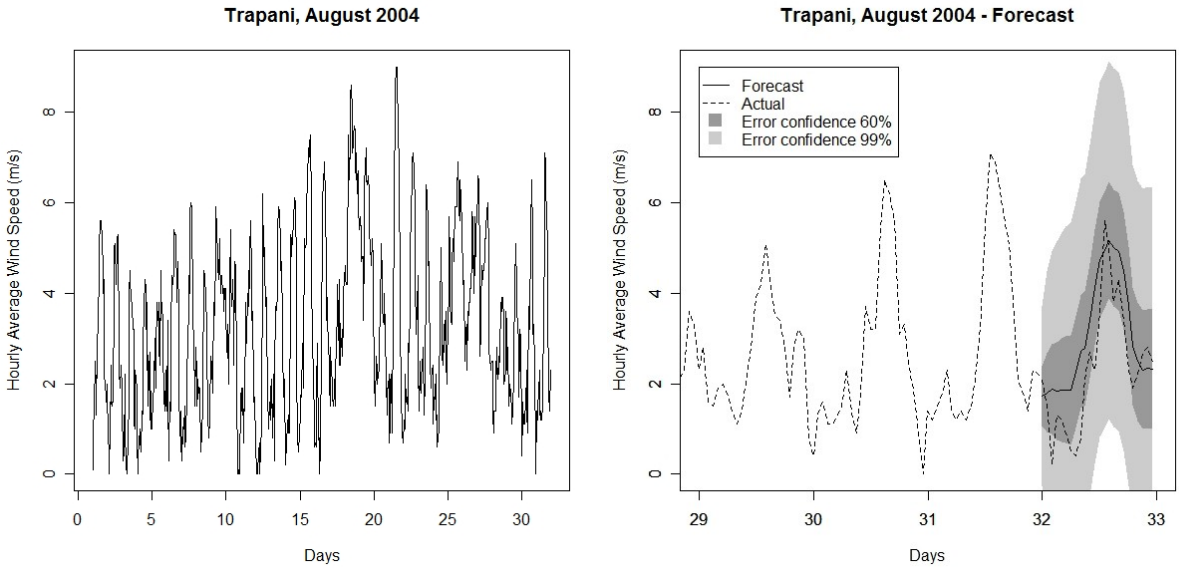


Figure 9. As in Fig.7 for Trapani (Sicily) – August 2004 (MASE = 1.35).

5. CONCLUSIONS

In this paper, we have investigated the possibility to model observed wind speed time series and to forecast their future values using seasonal autoregressive integrated moving average (SARIMA) models by an automatic approach, usually considered unsuitable for such models. A human analysis, although preferable, is often too much time consuming for many forecasting applications. In our case, we have used a peculiar feature of wind speed, its daily period, to identify a class of seasonal ARIMA models within which to find the best fitting model by information criteria. The data we have analysed, hourly average wind speed at 10 metres above ground, were gathered by Servizio Informativo Agrometeorologico Siciliano, in the period 2003 – 2006, in thirty sites of Sicily. Here, we have reported some of the results obtained for five of them, chosen because of their very different geographical and orographical characteristics. In order to isolate the aforesaid 24 hours period, we have first monthly stratified our time series; then, we have differenced them - $\nabla\nabla_{24}$ - and used AIC_c to select the best models and the Ljung-Box-Pierce statistic to test them. This

method has succeeded for more than 80% of the analysed time series. Out of sample forecasting accuracy, assessed by the mean absolute scaled error, varies with the month and site considered, but it is quite encouraging.
The number of sites analysed, their different positions and the results obtained strengthen our conviction, based on a physical reason, that our automatic approach should work also in land areas different from Sicily.

6. ACKNOWLEDGEMENTS

We acknowledge the Servizio Informativo Agrometeorologico Siciliano for the data we have analysed.

7. REFERENCES

Box G., Jenkins G., Reinsel G. (1994). *Time Series Analysis, Forecasting and Control*, Prentice-Hall

Cadenas E., Rivera W. (2007). Wind Speed Forecasting in the South Coast of Oaxaca, México, *Renewable Energy*, Vol. 32, pp. 2116-2128

Chatfield C. (2004). *The Analysis of Time Series*, Chapman & Hall/CRC

Houghton J. (2002). *The Physics of Atmospheres*, Cambridge University Press

Hyndman R. J., Koehler A. B. (2006). Another Look at Measures of Forecast Accuracy, *International Journal of Forecasting*, Vol. 22, pp. 679-688

Hyndman R. J. (2008). forecast: Forecasting functions for time series. *R package version 1.10*.

Makridakis S., Wheelwright S. C., Hyndman R. J. (1998). *Forecasting, Methods and Applications*, Wiley

R Development Core Team (2007). R: A language and environment for statistical computing. R Foundation for Statistical Computing, Vienna, Austria. ISBN 3-900051-07-0

Sfetsos A. (2000). A Comparison of Various Forecasting Techniques Applied to Mean Hourly Wind Speed Time Series, *Renewable Energy*, Vol. 21, pp. 23-35

Torres J., García A., De Blas M., De Francisco A. (2005). Forecast of Hourly Average Wind Speed with ARMA Models in Navarre (Spain), *Solar Energy*, Vol. 79, pp. 65-77

Wilks D. S. (2006). Statistical Methods in the Atmospheric Sciences, Academic Press