

CONSIGLIO NAZIONALE DELLE RICERCHE

COMMISSIONE DI STUDIO PER LA PREDISPOSIZIONE E L'ANALISI
DI NORME TECNICHE RELATIVE ALLE COSTRUZIONI

**Istruzioni
per la valutazione delle azioni e degli effetti
del vento sulle costruzioni**



CNR-DT 207/2008

Proprietà letteraria riservata

del

Consiglio Nazionale delle Ricerche

CNR-DT 207/2008

INDICE

1	PREMESSA	1
1.1	MOTIVAZIONI.....	1
1.2	CAMPO DI APPLICAZIONE.....	3
1.3	ORGANIZZAZIONE DEL TESTO E GUIDA AL SUO USO.....	3
1.4	RIFERIMENTI NORMATIVI.....	6
1.5	SIMBOLOGIA.....	7
2	FONDAMENTI	13
2.1	MOTIVAZIONI.....	13
2.2	CIRCOLAZIONE ATMOSFERICA.....	14
2.3	RAPPRESENTAZIONE DEL VENTO.....	18
2.4	AERODINAMICA DELLE COSTRUZIONI.....	23
2.5	RISPOSTA DINAMICA.....	28
2.6	DISTACCO DEI VORTICI.....	32
2.7	ALTRI FENOMENI AEROELASTICI.....	37
2.8	INTERFERENZA.....	38
2.9	RIFERIMENTI BIBLIOGRAFICI.....	41
3	PRINCIPI E REGOLE	42
3.1	GENERALITA'.....	42
3.2	VELOCITA' E PRESSIONE CINETICA DEL VENTO.....	43
3.2.1	Velocità base di riferimento.....	43
3.2.2	Periodo di ritorno e velocità di riferimento di progetto.....	45
3.2.3	Categoria di esposizione.....	46
3.2.4	Coefficiente di topografia.....	48
3.2.5	Velocità media.....	48
3.2.6	Turbolenza atmosferica.....	50
3.2.7	Pressione cinetica di picco.....	52
3.3	AZIONI AERODINAMICHE.....	53
3.3.1	Pressione su ciascuna faccia di una superficie.....	56
3.3.2	Pressione complessiva su una superficie.....	57
3.3.3	Forze e momenti risultanti.....	58
3.3.4	Forze e momenti per unità di lunghezza.....	59
3.3.5	Azione tangente.....	60
3.3.6	Interferenza.....	60
3.3.7	Numero di Reynolds.....	61
3.4	FENOMENI DINAMICI E AEROELASTICI.....	61
3.4.1	Azioni statiche equivalenti.....	62
3.4.2	Analisi della risposta dinamica.....	63
3.4.3	Distacco dei vortici.....	63
3.4.4	Altri fenomeni aeroelastici.....	63
Appendice A	PERIODO DI RITORNO DI PROGETTO	65
Appendice B	VELOCITA' DI RIFERIMENTO	66
B.1	METODO DETTAGLIATO.....	66
B.1.1	Acquisizione, controllo e correzione delle misure rappresentative.....	66
B.1.2	Trasformazione dei dati misurati nelle condizioni di riferimento.....	66

B.1.3 Analisi probabilistica dei dati trasformati	67
B.2 METODO SEMPLIFICATO.....	67
Appendice C VELOCITA' DEL VENTO.....	68
C.1 METODO DETTAGLIATO	68
C.1.1 Valutazioni sperimentali.....	68
C.1.2 Valutazioni numeriche o analitiche	68
C.2 METODO SEMPLIFICATO.....	74
Appendice D COEFFICIENTE DI TOPOGRAFIA.....	76
D.1 METODO DETTAGLIATO	76
D.2 FORMULE DEL FATTORE DI POSIZIONE OROGRAFICA.....	78
D.2.1 Versante esposto al vento di pendii e colline	78
D.2.2 Versante sotto vento di pendii	78
D.2.3 Versante sotto vento di colline	79
D.3 METODO SEMPLIFICATO.....	79
Appendice E TURBOLENZA ATMOSFERICA.....	81
E.1 MODELLAZIONE SPETTRALE DELLA TURBOLENZA IN UN PUNTO.....	81
E.3 SIMULAZIONE MONTE CARLO DELLA TURBOLENZA.....	84
Appendice F VELOCITA' DI PICCO DEL VENTO	86
Appendice G COEFFICIENTI AERODINAMICI GLOBALI	88
G.1 GENERALITÀ	88
G.2 EDIFICI A PIANTA RETTANGOLARE.....	89
G.2.1 Generalità	89
G.2.2 Pareti laterali.....	89
G.2.2.1 Altezza di riferimento per la faccia sopravvento.....	91
G.2.2.2 Altezza di riferimento per le facce sottovento e laterali.....	92
G.2.2.3 Azioni torcenti.....	92
G.2.3 Coperture	92
G.2.3.1 Coperture piane	92
G.2.3.2 Coperture a semplice falda.....	93
G.2.3.3 Coperture a doppia falda	95
G.2.3.4 Coperture a padiglione	97
G.2.3.5 Coperture a falde multiple.....	98
G.2.3.6 Coperture a volta cilindrica.....	100
G.3 COSTRUZIONI A PIANTA CIRCOLARE.....	101
G.3.1 Generalità	101
G.3.2 Superficie laterale	101
G.3.2.1 Altezza di riferimento.....	101
G.3.2.2 Coefficienti di pressione.....	102
G.3.3 Coperture	103
G.4 PRESSIONE INTERNA.....	105
G.4.1 Edifici con percentuale di aperture maggiore del 30%	105
G.4.2 Edifici con una superficie dominante	106
G.4.3 Edifici con distribuzione uniforme di aperture.....	107
G.4.4 Silos aperti, camini e serbatoi.....	107
G.5 MURI E PARAPETTI	108
G.6 TETTOIE	110
G.6.1 Tettoie a semplice falda.....	111
G.6.2 Tettoie a doppia falda	112

G.6.3	Tettoie a falde multiple.....	114
G.7	INSEGNE E TABELLONI	115
G.8	CORPI COMPATTI	115
G.8.1	Sfere.....	115
G.8.2	Antenne paraboliche	117
G.9	STRUTTURE RETICOLARI.....	119
G.9.1	Generalità	119
G.9.2	Travi reticolari piane	120
G.9.3	Tralicci.....	123
G.9.4	Coefficiente di snellezza.....	124
G.10	STRUTTURE SNELLE ED ELEMENTI STRUTTURALI ALLUNGATI.....	126
G.10.1	Generalità	126
G.10.2	Strutture ed elementi a sezione quadrata.....	126
G.10.3	Strutture ed elementi a sezione rettangolare	128
G.10.4	Strutture ed elementi a sezione poligonale regolare	129
G.10.5	Elementi di carpenteria metallica.....	129
G.10.6	Strutture ed elementi a sezione circolare	130
G.10.7	Cavi.....	132
G.10.8	Coefficiente di snellezza	132
G.11	IMPALCATI DA PONTE	133
G.11.1	Impalcato isolato	135
G.11.2	Impalcati affiancati	136
G.12	COEFFICIENTI DI ATTRITO	137
Appendice H COEFFICIENTI AERODINAMICI LOCALI E DETTAGLIATI.....		139
H.1	INTRODUZIONE	139
H.2	EDIFICI A PIANTA RETTANGOLARE REGOLARI IN ELEVAZIONE	139
H.2.1	Generalità	139
H.2.2	Pareti	140
H.2.3	Coperture	142
H.2.3.1	Coperture piane	142
H.2.3.2	Coperture a semplice falda.....	144
H.2.3.3	Coperture a doppia falda	146
H.2.3.4	Coperture a padiglione	149
H.3	EDIFICI A PIANTA NON RETTANGOLARE O IRREGOLARI IN ELEVAZIONE...	151
H.3.1	Edifici irregolari in pianta	152
H.3.2	Edifici irregolari in elevazione	153
H.3.2.1	Edifici con corpi di altezza diversa	153
H.3.2.2	Edifici con corpi arretrati	155
H.4	TETTOIE	156
H.4.1	Tettoie a semplice falda.....	156
H.4.2	Tettoie a doppia falda	158
H.4.3	Tettoie a falde multiple.....	160
Appendice I PROPRIETA' DINAMICHE DELLE COSTRUZIONI		161
I.1	PREMESSA.....	161
I.2	FREQUENZE DI OSCILLAZIONE	161
I.2.1	Frequenze di oscillazione per mensole con massa concentrata all'estremo libero.....	161
I.2.2	Frequenze di oscillazione flessionale per strutture snelle	162
I.2.3	Frequenze di oscillazione torsionale per strutture snelle.....	162
I.2.4	Frequenze di oscillazione per edifici multipiano.....	163
I.2.5	Frequenza fondamentale di oscillazione flessionale per ciminiera	163

I.2.6	Frequenza di ovalizzazione per gusci cilindrici	164
I.2.7	Frequenza fondamentale di oscillazione flessionale per impalcati da ponte.....	164
I.2.8	Frequenza fondamentale di oscillazione torsionale per impalcati da ponte	166
I.2.9	Frequenze di oscillazione trasversale per cavi tesi.....	167
I.3	FORMA DEI MODI DI OSCILLAZIONE.....	169
I.3.1	Primo modo di oscillazione per strutture a mensola	169
I.3.2	Primo modo di oscillazione flessionale per travi semplici	169
I.3.3	Secondo modo di oscillazione flessionale per strutture a mensola	170
I.4	MASSA GENERALIZZATA E MASSA EQUIVALENTE	171
I.5	MOMENTO DI INERZIA DI MASSA GENERALIZZATO	171
I.6	RAPPORTO DI SMORZAMENTO RELATIVO AL CRITICO	171
I.6.1	Rapporto di smorzamento strutturale per edifici multipiano.....	172
I.6.2	Rapporto di smorzamento strutturale per ciminiere	173
I.6.3	Rapporto di smorzamento strutturale per ponti	173
I.6.4	Rapporto di smorzamento strutturale per cavi.....	174
I.6.5	Rapporto di smorzamento aerodinamico	174
Appendice L	AZIONI STATICHE EQUIVALENTI E ACCELERAZIONI	
	LONGITUDINALI.....	175
L.1	PRINCIPI GENERALI.....	175
L.2	METODO DETTAGLIATO	176
L.3	METODO SEMPLIFICATO PER EDIFICI	180
L.4	ACCELERAZIONE DI STRUTTURE VERTICALI	182
Appendice M	AZIONI STATICHE EQUIVALENTI E ACCELERAZIONI	
	TRASVERSALI E TORSIONALI	184
M.1	PRINCIPI GENERALI.....	184
M.2	METODO DETTAGLIATO PER LE AZIONI TRASVERSALI	185
M.3	METODO DETTAGLIATO PER LE AZIONI TORSIONALI	188
M.4	METODO SEMPLIFICATO PER LE AZIONI TRASVERSALI E TORSIONALI	192
M.5	ACCELERAZIONI TRASVERSALI E TORSIONALI	194
M.6	COMBINAZIONE DELLE AZIONI E DEGLI EFFETTI	195
Appendice N	ACCELERAZIONE E ABITABILITA'	197
N.1	SOGLIE DI PERCEZIONE DELL'ACCELERAZIONE.....	197
N.2	VALORI LIMITE DELL'ACCELERAZIONE	198
N.3	ACCELERAZIONE IN PUNTI DIVERSI DAL CENTRO DI TORSIONE	199
Appendice O	DISTACCO DEI VORTICI DA STRUTTURE SNELLE	201
O.1	PRINCIPI GENERALI.....	201
O.2	NUMERO DI STROUHAL.....	203
O.3	NUMERO DI SCRUTON	205
O.4	AZIONE STATICA EQUIVALENTE.....	206
O.4.1	Valore di picco dello spostamento trasversale	207
O.4.2	Coefficiente riduttivo per elevati periodi di ritorno	207
O.5	SPOSTAMENTO TRASVERSALE DI PICCO - METODO SPETTRALE	208
O.5.1	Fattore di picco dello spostamento trasversale.....	208
O.5.2	Deviazione standard dello spostamento trasversale	210
O.6	SPOSTAMENTO TRASVERSALE DI PICCO - METODO ARMONICO.....	211
O.6.1	Fattori di forma modale e di lunghezza effettiva della correlazione	212
O.6.2	Coefficiente di forza laterale	216
O.7	CILINDRI CIRCOLARI IN LINEA O RAGGRUPPATI	217

O.8	NUMERO DI CICLI DI CARICO	218
O.9	TECNICHE PER MITIGARE GLI EFFETTI DEL DISTACCO DEI VORTICI.....	218
O.10	OVALIZZAZIONE	220
APPENDICE P. ALTRI FENOMENI AEROELASTICI		222
P.1	INTRODUZIONE	222
P.2	GALOPPO	223
P.2.1	Condizione necessaria di galoppo	223
P.2.2	Velocità critica di galoppo.....	224
P.2.3	Criteri di verifica	226
P.2.4	Galoppo di cilindri circolari collegati.....	227
P.2.5	Galoppo per interferenza di cilindri circolari non collegati	227
P.3	DIVERGENZA TORSIONALE.....	228
P.3.1	Condizione necessaria di divergenza torsionale.....	228
P.3.2	Velocità critica di divergenza torsionale	229
P.3.3	Criterio di verifica	230
P.4	<i>FLUTTER</i>	231
P.4.1	Condizione di sensibilità al <i>flutter</i> torsionale.....	231
P.4.2	Condizione di sensibilità al <i>flutter</i> accoppiato flessione-torsionale.....	231
P.4.3	Criterio di verifica	232
Appendice Q PROVE IN GALLERIA DEL VENTO.....		233
Q.1	INTRODUZIONE	233
Q.2	GALLERIE DEL VENTO E CARATTERISTICHE DEL FLUSSO IN GALLERIA.....	233
Q.3	MODELLAZIONE DEI CAMPI DI VENTO IN OROGRAFIE COMPLESSE.....	235
Q.4	MISURAZIONE DELLA PRESSIONE	236
Q.5	MISURAZIONE DELLE FORZE.....	238
Q.6	MISURAZIONE DELLA RISPOSTA STRUTTURALE	241
Q.7	UTILIZZO DEI DATI PROVENIENTI DA MISURE IN GALLERIA DEL VENTO ..	244
4 APPLICAZIONI		245
4.1	INTRODUZIONE	245
4.2	VELOCITA' E PRESSIONE CINETICA DEL VENTO	245
4.2.1	Velocità base di riferimento	245
4.2.2	Periodo di ritorno e velocità di riferimento di progetto.....	246
4.2.3	Categoria di esposizione.....	246
4.2.4	Coefficiente di topografia.....	246
4.2.5	Velocità media.....	246
4.2.6	Turbolenza atmosferica	248
4.2.7	Pressione cinetica di picco.....	249
4.3	FABBRICATO INDUSTRIALE.....	251
4.3.1	Pressione esterna globale sulla struttura.....	254
4.3.2	Pressione esterna locale sugli elementi	255
4.3.3	Pressione interna.....	256
4.3.4	Pressione complessiva globale e locale.....	257
4.3.5	Coefficiente dinamico e azioni statiche equivalenti	257
4.4	EDIFICIO DI CIVILE ABITAZIONE.....	258
4.4.1	Azioni aerodinamiche di picco	259
4.4.2	Coefficiente dinamico e azioni statiche equivalenti	260
4.5	EDIFICIO MULTIPIANO PER UFFICI	261
4.5.1	Pressione esterna globale sulla struttura.....	263
4.5.2	Pressione esterna locale sugli elementi	264

4.5.3 Parametri dinamici.....	266
4.5.4 Azione statica equivalente e accelerazione longitudinali.....	267
4.5.5 Azione statica equivalente e accelerazione trasversali.....	269
4.5.6 Azione statica equivalente e accelerazione torsionali.....	271
4.5.7 Combinazione delle azioni e degli effetti.....	273
4.5.8 Verifica di abitabilità.....	274
4.6 GRATTACIELO.....	276
4.6.1 Pressione esterna globale sulla struttura.....	277
4.6.2 Parametri dinamici.....	278
4.6.3 Coefficiente di raffica longitudinale.....	279
4.6.4 Accelerazione longitudinale.....	280
4.6.5 Accelerazione trasversale.....	281
4.6.6 Accelerazione torsionale.....	281
4.6.7 Verifica di abitabilità.....	282
4.6.8 Mitigazione delle vibrazioni.....	283
4.7 GASOMETRO.....	285
4.7.1 Pressione esterna sul mantello.....	286
4.7.2 Pressione esterna sulla cupola.....	288
4.7.3 Pressione interna.....	288
4.7.4 Parametri dinamici.....	288
4.7.5 Coefficiente dinamico e azioni statiche equivalenti.....	290
4.7.6 Distacco dei vortici.....	290
4.7.7 Ovalizzazione.....	290
4.8 TETTOIA.....	292
4.8.1 Azioni globali sulla copertura.....	294
4.8.2 Azioni locali sulla copertura.....	294
4.8.3 Coefficiente dinamico e azioni statiche equivalenti.....	295
4.9 CIMINIERA DI CEMENTO ARMATO.....	296
4.9.1 Azioni aerodinamiche di picco.....	297
4.9.2 Parametri dinamici.....	298
4.9.3 Coefficiente dinamico e forza statica equivalente longitudinale.....	300
4.9.4 Velocità critiche (per distacco dei vortici) e numeri di Scruton.....	300
4.9.5 Spostamento trasversale di picco - metodo spettrale.....	301
4.9.6 Spostamento trasversale di picco - metodo armonico.....	302
4.9.7 Forza statica equivalente trasversale.....	302
4.10 CIMINIERA METALLICA.....	304
4.10.1 Azioni aerodinamiche di picco.....	305
4.10.2 Parametri dinamici.....	306
4.10.3 Coefficiente dinamico e forza statica equivalente longitudinale.....	306
4.10.4 Velocità critiche (per distacco dei vortici) e numeri di Scruton.....	307
4.10.5 Spostamento trasversale di picco - metodo spettrale.....	308
4.10.6 Spostamento trasversale di picco - metodo armonico.....	308
4.10.7 Forza statica equivalente trasversale.....	309
4.10.8 Numero dei cicli di carico per effetto del distacco dei vortici.....	309
4.10.9 Mitigazione delle vibrazioni.....	309
4.10.10 Ovalizzazione.....	310
4.11 PONTE FERROVIARIO A TRAVATA RETICOLARE.....	311
4.11.1 Forze aerodinamiche di picco globali.....	313
4.11.2 Parametri dinamici globali.....	315
4.11.3 Coefficienti dinamici e forze statiche equivalenti longitudinali globali.....	316
4.11.4 Forze aerodinamiche di picco su un singolo elemento.....	317

4.11.5 Parametri dinamici dell'elemento	318
4.11.6 Forze statiche equivalenti longitudinali dell'elemento	319
4.11.7 Distacco dei vortici dall'elemento	319
4.11.8 Galoppo dell'elemento	319
4.12 PONTE STRADALE A CASSONE CHIUSO.....	320
4.12.1 Azioni aerodinamiche di picco su ciascun impalcato	321
4.12.2 Azioni aerodinamiche trasmesse alla pila centrale e alle spalle	322
4.12.3 Parametri dinamici	323
4.12.4 Coefficienti dinamici e azioni statiche equivalenti	324
4.12.4 Suscettibilità dell'impalcato al fenomeno del <i>flutter</i>	326

1 PREMESSA

1.1 MOTIVAZIONI

L'avvento di tecniche e materiali innovativi, l'evoluzione dei metodi numerici e sperimentali, la volontà di attribuire alle strutture connotazioni formali di notevole impatto ed eleganza, hanno portato progressivamente alla ribalta una nuova generazione di opere caratterizzate da crescente arditezza e complessità (edifici bassi e alti, torri, pali d'illuminazione, ponti e passerelle pedonali, coperture e pensiline, ciminiere e serbatoi, costruzioni industriali o singoli elementi strutturali, apparecchi di movimentazione e sollevamento, cavi e sistemi di cavi, elementi di rivestimento o di finitura, ...). Queste costruzioni sono spesso caratterizzate da notevole altezza, lunghezza, snellezza, flessibilità e leggerezza, abbinata a forme e dimensioni non usuali. Come tali sono esposte all'azione aerodinamica del vento che acquisisce pertanto il ruolo di azione primaria di cui si devono valutare gli effetti per conseguire la sicurezza voluta.

Queste opere singolari, sempre più numerose in ogni paese del mondo, compresa l'Italia, sorgono spesso a fianco di costruzioni più tradizionali, regolari, rigide e massicce, dove il ruolo del vento è meno importante, ancorché mai trascurabile. Questa situazione dà luogo a un panorama di costruzioni sempre più articolato ed eterogeneo, nei riguardi del quale è necessario disporre di principi e regole di progetto e di verifica, con i quali spaziare da metodi semplici e immediati per le situazioni ordinarie, a metodi dettagliati per le costruzioni particolari, sino a criteri che indirizzino il progettista verso tecniche numeriche, analitiche e/o sperimentali, sempre più specialistiche, specie nei casi che implicano fenomeni fisicamente complessi e ingegneristicamente impegnativi.

L'ingegneria del vento, ufficialmente definita come "la trattazione razionale delle interazioni fra il vento nello strato limite atmosferico e l'uomo e le sue attività sulla superficie della terra", è una disciplina scientifica nata negli anni '60 e cresciuta in misura notevolissima con il passare del tempo. Fra vari aspetti di sua competenza, essa ha seguito l'evoluzione delle costruzioni civili e industriali, sviluppando soluzioni appropriate ai fenomeni indotti dal vento sulle opere dell'uomo. Essa è coordinata dall'*International Association for Wind Engineering* (IAWE) (www.iawe.org), un organismo le cui molteplici attività sono ormai diffuse in ogni parte del mondo.

L'Italia ha partecipato in modo decisivo al progresso della IAWE, e più in generale delle conoscenze nel campo dell'ingegneria del vento, attraverso numerose iniziative coordinate dall'Associazione Nazionale per l'Ingegneria del Vento (ANIV) (www.aniv.org). Queste iniziative hanno contribuito ad una crescita sostanziale del livello scientifico e tecnico nella disciplina, alla divulgazione delle conoscenze sulle azioni e sugli effetti del vento attraverso corsi universitari, post-universitari e di specializzazione sempre più numerosi, alla realizzazione di laboratori d'avanguardia, a numerosi progetti di ricerca strategici in campo nazionale e internazionale, a una vasta attività di supporto specialistica alla progettazione e alla verifica delle costruzioni nei riguardi del vento.

Dinnanzi a tale evoluzione il panorama delle normative tecniche sulle azioni del vento sulle costruzioni mostra aspetti contraddittori. Numerosi paesi del mondo, ad esempio gli Stati Uniti, il Giappone, l'Australia, il Canada e il Regno Unito, hanno regolarmente aggiornato le proprie norme, trasferendo all'ingegneria strutturale l'evoluzione dello stato dell'arte con strumenti commisurati a una realtà costruttiva in progressivo sviluppo; in questo modo hanno contribuito a favorire una crescita e a stimolare un aggiornamento costante degli ingegneri verso i problemi inerenti l'azione del vento. L'Italia, per contro, dopo aver emanato nel 1964, per iniziativa del Consiglio Nazionale delle Ricerche, una delle prime norme del mondo sulle azioni del vento sulle costruzioni, è rimasta a lungo vincolata a questo schema inizialmente pionieristico, poi superato dall'evoluzione delle conoscenze, oggi notoriamente carente o fallace in molti suoi aspetti. Questa situazione ha favorito la cristallizzazione delle conoscenze tecniche e rallentato il processo di crescita e maturazione dell'ingegneria strutturale nei riguardi di questo problema.

Alla luce di questo stato di cose, l'avvento degli Eurocodici negli anni '90 ha creato in Italia una situazione conflittuale. Da un lato, esso introduceva principi allineati con lo stato dell'arte ed anzi d'avanguardia nel panorama internazionale; dall'altro, poneva l'ingegnere italiano, quasi senza preavviso, di fronte a un documento vasto, articolato e complesso, molto diverso dalle prescrizioni normative applicate per anni. L'ingegnere italiano, non reso partecipe di questo processo attraverso un'evoluzione normativa sistematica e progressiva, ne è quindi rimasto in gran parte estraneo. La recente emanazione della nuova normativa italiana, che unifica il panorama delle prescrizioni sulle costruzioni, favorisce un avvicinamento fra l'assetto normativo italiano e quello europeo; peraltro non è sufficiente a colmare l'enorme divario esistente fra due documenti tuttora su piani molto diversi per complessità e articolazione; soprattutto lascia l'ingegnere, dinnanzi a costruzioni aerodinamicamente complesse o dinamicamente suscettibili al vento, nella necessità di ricorrere agli Eurocodici o ad altre istruzioni di pari o maggiore qualità e approfondimento, comunque ponendolo nella necessità di compendiare più documenti.

Di fronte a tale situazione, il Consiglio Nazionale delle Ricerche ha ravvisato l'opportunità, e anzi il dovere istituzionale, di compiere un passo importante verso gli ingegneri e la comunità tecnico-scientifica nazionale, predisponendo, attraverso l'attività di un Gruppo di Lavoro aperto a qualunque tipo di contributo, il Documento CNR-DT 207/2008. Esso risponde al concetto generale di "Istruzioni", in senso tanto "normativo" quanto "istruttivo".

Sotto l'aspetto normativo, il Documento CNR-DT 207/2008 è coerente con le Norme Tecniche per le Costruzioni (D.M. 14.1.2008) e complessivamente coerente con gli Eurocodici. Da questi si scosta, in taluni casi, sulla base di evidenze ampiamente giustificate dalle recenti conoscenze maturate in campo nazionale e internazionale. Si apre inoltre a diversi argomenti, non contemplati dalla Circolare e dall'Eurocodice 1, recependo aspetti del progresso scientifico e normativo che l'Eurocodice non ha colto fra le sue emanazioni in forma di ENV (1994) prima e di EN (2005) dopo. Soprattutto raccoglie, in un testo unitario e omogeneo, l'insieme di tutti i principi e delle regole di cui l'ingegnere può avere bisogno per l'analisi del comportamento delle costruzioni e dei loro elementi all'azione del vento.

Sotto l'aspetto istruttivo, il Documento CNR-DT 207/2008 compie uno sforzo importante perchè non si limita a fornire principi e regole di dubbia comprensione e difficile applicazione, ma aiuta il lettore volenteroso a interpretare e applicare i contenuti del testo. La guida all'interpretazione del testo si esplica tramite il Capitolo 2, dove sono riassunti i fondamenti delle azioni e degli effetti del vento sulle costruzioni, e nella forma del Capitolo 3, rivolta a chiarire gli aspetti concettuali. La guida all'applicazione del testo si esplica nel Capitolo 4, che illustra numerosi esempi inerenti i principali tipi costruttivi, e nella forma del Capitolo 3, ricca di schemi e formule abbinata a grafici; le prime sono introdotte per automatizzare i procedimenti di calcolo, i secondi offrono la possibilità d'interpretare le diverse tendenze e verificare i risultati ottenuti.

Le Istruzioni contenute nel documento CNR-DT 207/2008, per loro genesi e natura, non sono quindi norme cogenti ma un aiuto per i tecnici a filtrare la letteratura nazionale ed internazionale, lasciando comunque ad essi la libertà e la responsabilità finale delle scelte operate.

La Commissione di Studio del CNR per la predisposizione e l'analisi di norme tecniche relative alle costruzioni, ed il Gruppo di Studio sulle azioni e sugli effetti del vento, che ha curato la stesura del presente documento, esprimono apprezzamento e soddisfazione nei riguardi della comunità tecnico-scientifica italiana che con grande spirito di collaborazione ha partecipato alla stesura del documento ed alla fase d'inchiesta pubblica.

1.2 CAMPO DI APPLICAZIONE

Il presente Documento è applicabile, con le limitazioni e le prescrizioni indicate nel testo, alle costruzioni civili, purché di altezza non superiore a 200 m, alle costruzioni industriali, inclusi gli apparecchi di movimentazione e sollevamento, e ai ponti, purché con campate di lunghezza non superiore a 200 m e riconducibili ai tipi specificati.

Il documento fornisce le azioni del vento (pressioni, forze, momenti, ..) sull'organismo strutturale resistente complessivo e sui suoi elementi componenti, ivi comprese le parti strutturali e non strutturali (Figura 1.1). Rimanda invece, generalmente, ad altre norme tecniche o alla letteratura specializzata per gli effetti indotti da queste azioni (tensioni, sollecitazioni, spostamenti, deformazioni, ..) e le relative verifiche (agli stati limite ultimi, di esercizio, di fatica, ...).

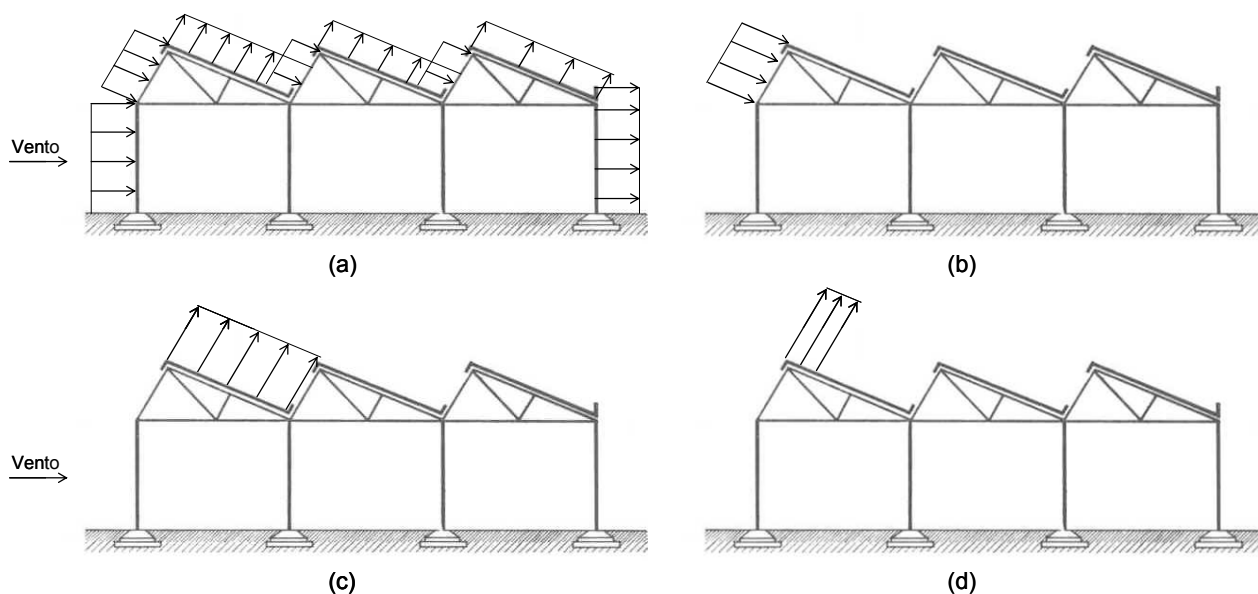


Figura 1.1 - Azioni del vento: (a) sull'organismo strutturale complessivo; (b) su un singolo elemento strutturale; (c) su elementi non strutturali di copertura; (d) sul fissaggio di elementi di copertura.

Peraltro, in numerose parti, il documento contiene prescrizioni e criteri espliciti o impliciti associati agli effetti indotti dal vento. Ciò accade in particolare quando l'effetto è integrante della definizione dell'azione (per esempio nelle prescrizioni delle azioni statiche equivalenti, cioè delle azioni che applicate staticamente alla costruzione o a un suo elemento producono i valori massimi degli effetti dinamici reali), e nell'ambito dei fenomeni aeroelastici nei quali l'interazione vento-struttura lega indissolubilmente l'azione e l'effetto.

Il documento fornisce inoltre indicazioni specifiche inerenti gli effetti indotti dal vento, e le relative verifiche, nei casi in cui tali aspetti sono peculiari. Ne sono tipici esempi il procedimento di calcolo del numero dei cicli di tensione prodotti dal distacco risonante dei vortici da strutture o elementi snelli, nella prospettiva di verifiche a fatica, e il criterio di verifica dell'abitabilità degli edifici nei riguardi delle accelerazioni di piano indotte dal vento.

1.3 ORGANIZZAZIONE DEL TESTO E GUIDA AL SUO USO

Il Documento è organizzato in quattro capitoli.

Il Capitolo 1 contiene le premesse generali. Esso inquadra gli scopi del documento nella tradizione italiana e nel panorama internazionale (1.1), definisce il campo di applicazione delle Istruzioni (1.2), illustra l'organizzazione del testo e fornisce una guida razionale al suo uso (1.3), riporta un elenco dei principali riferimenti normativi (1.4) e dei simboli adottati (1.5).

Il Capitolo 2 espone i concetti generali sulle azioni e gli effetti del vento sulle costruzioni (2.1-2.8), e una breve rassegna della letteratura di base nell'ingegneria del vento (2.9). Il lettore esperto della materia, o chi desiderasse limitarsi ad applicare le Istruzioni in modo diretto, può omettere la lettura di questo capitolo.

Il Capitolo 3 fornisce le Istruzioni propriamente dette e costituisce il nucleo del documento. Esso si articola in due parti: il testo principale (3.1-3.4) e una serie di 15 appendici (A-Q).

Il testo principale riporta espliciti criteri per valutare la velocità e la pressione cinetica del vento di progetto (3.2); espone inoltre i concetti generali inerenti le azioni aerodinamiche (3.3) e gli effetti dinamici e aeroelastici (3.4). Nello stile classico degli Eurocodici, la presentazione è organizzata per punti suddivisi in "principi", contrassegnati con il simbolo "P", e in "regole".

Le appendici riportano indicazioni e criteri aggiornati con il miglior stato dell'arte sul modo di eseguire valutazioni dettagliate del vento incidente (A-F), delle azioni aerodinamiche (G-H) e degli effetti dinamici e aeroelastici (I-P). L'Appendice Q, relativa all'uso della galleria del vento, è trasversale agli argomenti sopra citati. Lo schema adottato garantisce tre principali vantaggi: semplifica l'uso del testo, limitandolo alla parte principale e alle appendici di volta in volta richiamate; favorisce l'uso, in sostituzione di ogni appendice, di procedimenti di pari o maggiore qualità e approfondimento; facilita la manutenzione e l'aggiornamento del testo, limitatamente a specifici argomenti.

Il Capitolo 4 presenta l'applicazione delle Istruzioni a 10 costruzioni rappresentative dei tipi ricorrenti. Costituisce quindi uno strumento essenziale, soprattutto per chi usa il documento le prime volte, per facilitarne e guidarne una corretta applicazione.

La Figura 1.2 fornisce uno schema dell'organizzazione sopra descritta, relativamente al Capitolo 2 (Fondamenti) e al Capitolo 3 (Principi e regole).

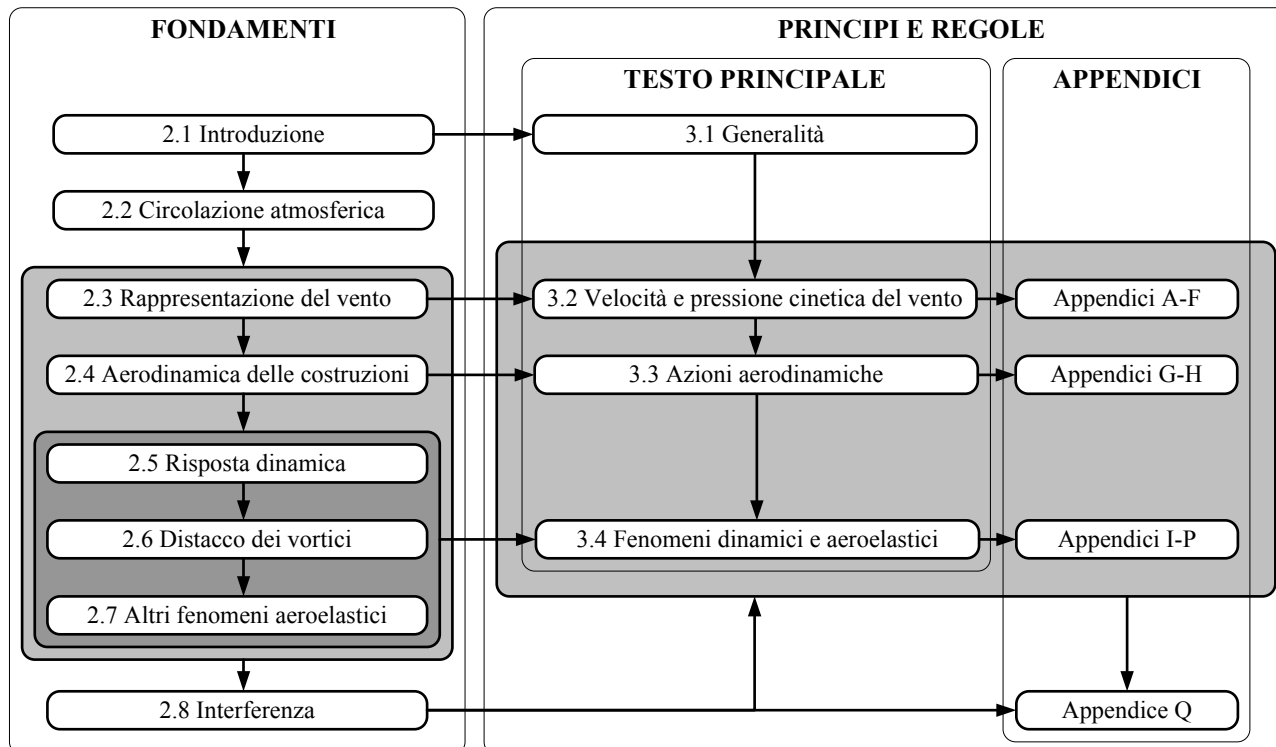


Figura 1.2 - Organizzazione dei Capitoli 2 e 3.

Ferma restando l'applicazione del testo principale (3.1-3.4) per tutte le costruzioni considerate nel Capitolo 4, la Tabella 1.I elenca le appendici (A-Q) utilizzate per ogni specifico caso.

Tabella 1.I - Applicazione delle Appendici alle costruzioni selezionate come esempi di calcolo.

Costruzione	Appendici															
	A	B	C	D	E	F	G	H	I	L	M	N	O	P	Q	
4.3 Fabbricato industriale	#						#	#								
4.4 Edificio di civile abitazione	#						#	#		#						
4.5 Edificio multipiano per uffici	#						#	#	#	#	#	#				
4.6 Grattacielo	#						#	#	#	#	#	#				
4.7 Gasometro	#						#		#				#			
4.8 Tettoia	#						#	#								
4.9 Ciminiera di cemento armato	#						#		#	#			#			
4.10 Ciminiera metallica	#						#		#	#			#			
4.11 Ponte ferroviario a travata reticolare	#						#		#	#			#	#		
4.12 Ponte stradale a cassone chiuso	#						#		#	#				#		

Grazie anche al quadro di sintesi in Tabella 1.I, emerge un impiego tanto differente delle singole appendici, da poterle raggruppare in quattro famiglie omogenee (Tabella 1.II):

1. Appendici essenziali. Le Appendici A e G sono indispensabili in tutti i casi. L'Appendice A (Periodo di ritorno di progetto) fornisce una guida alla scelta del periodo di ritorno della velocità del vento, in funzione delle proprietà della costruzione e del tipo di verifica. L'Appendice G (Coefficienti aerodinamici globali) fornisce i parametri necessari a trasformare la velocità del vento in azioni aerodinamiche; essa si presta ad essere applicata limitatamente al paragrafo pertinente al tipo costruttivo esaminato.
2. Appendici specifiche. Le Appendici D, H, I, L, M, N, O, P sono basilari limitatamente a situazioni specifiche. L'Appendice D (Coefficiente di topografia) riguarda le costruzioni ubicate presso la sommità di rilievi isolati, l'Appendice H (Coefficienti aerodinamici locali e dettagliati) riguarda le azioni del vento su singoli elementi strutturali e non strutturali, oppure valutazioni di notevole precisione. L'Appendice I (Caratteristiche dinamiche delle costruzioni) è propedeutica a valutazioni dinamiche e aeroelastiche. L'Appendice L (Azioni e accelerazioni longitudinali) fornisce il criterio di valutazione del coefficiente dinamico nella direzione del vento; è fra tutte le appendici specifiche quella d'uso più ricorrente. L'Appendice M (Azioni e accelerazioni trasversali e torsionali) riguarda gli edifici alti e regolari. L'Appendice N (Accelerazione e abitabilità) consente di valutare l'abitabilità degli ultimi piani delle costruzioni alte. L'Appendice O (Distacco dei vortici da strutture snelle) è fondamentale per strutture ed elementi snelli. L'Appendice P (Altri fenomeni aeroelastici) fornisce criteri essenziali, per strutture particolarmente snelle, appiattite, flessibili, leggere e poco smorzate, finalizzati a evitare l'insorgenza di comportamenti instabili.
3. Appendici informative. L'Appendice Q (Prove in galleria del vento) costituisce un ausilio per chi voglia o debba ricorrere alla sperimentazione su modelli.
4. Appendici specialistiche. Le Appendici B (Velocità di riferimento), C (Rappresentazione del vento), E (Turbolenza atmosferica) e F (Velocità di picco del vento) hanno contenuti specialistici rivolti a perfezionare la conoscenza e la rappresentazione del vento.

Tabella 1.II - Classificazione delle Appendici.

Appendici	Essenziali	Specifiche	Informative	Specialistiche
A. Periodo di ritorno di progetto	#			
B. Velocità di riferimento				#
C. Velocità del vento				#
D. Coefficiente di topografia		#		
E. Turbolenza atmosferica				#
F. Velocità di picco del vento				#
G. Coefficienti aerodinamici globali	#			
H. Coefficienti aerodinamici locali e dettagliati		#		
I. Caratteristiche dinamiche delle costruzioni		#		
L. Azioni e accelerazioni longitudinali		#		
M. Azioni e accelerazioni trasversali e torsionali		#		
N. Accelerazione e abitabilità		#		
O. Distacco dei vortici da strutture snelle		#		
P. Altri fenomeni aeroelastici		#		
Q. Prove in galleria del vento			#	

1.4 RIFERIMENTI NORMATIVI

Il Documento è coerente con lo stato dell'arte tecnico-scientifico nella disciplina (paragrafo 2.9). Recepisce inoltre le principali indicazioni presenti nel panorama internazionale delle norme tecniche e delle raccomandazioni inerenti le azioni e gli effetti del vento sulle costruzioni.

Il presente paragrafo elenca i principali documenti normativi sulle azioni del vento considerati come termini di riferimento durante la stesura del documento. Le Istruzioni del Consiglio Nazionale delle Ricerche, i Decreti e le Circolari Ministeriali, e gli Eurocodici sono elencati in ordine cronologico d'emanazione, riportando anche i documenti attualmente superati. Per contro è citata la versione più recente delle normative e raccomandazioni di altri paesi ed enti di standardizzazione.

Istruzioni del Consiglio Nazionale delle Ricerche

- *Ipotesi di carico sulle costruzioni*, CNR-UNI 10012, 1964.
- *Ipotesi di carico sulle costruzioni*, CNR-UNI 10012, 1967.
- *Azioni sulle costruzioni*, Norme tecniche CNR, N. 10012/81, 1981.
- *Istruzioni per la valutazione delle azioni sulle costruzioni*, CNR 10012/85, 1985.

Decreti e Circolari Ministeriali

- *Ipotesi di carico sulle costruzioni*, Circolare LL.PP. N. 4773, 8 giugno 1968.
- *Criteri generali per la verifica della sicurezza delle costruzioni e dei carichi e sovraccarichi*, D.M. 3 ottobre 1978.
- *Ipotesi relative ai carichi e ai sovraccarichi ed ai criteri generali per la verifica di sicurezza delle costruzioni*, Circolare LL.PP N. 18591, 9 novembre 1978.
- *Aggiornamento delle norme tecniche relative ai "Criteri generali per la verifica della sicurezza delle costruzioni e dei carichi e sovraccarichi"*, D.M. 12 febbraio 1982.

- *Istruzioni relative ai carichi e ai sovraccarichi ed ai criteri generali per la verifica di sicurezza delle costruzioni*, Circolare LL.PP N. 22631, 24 maggio 1982.
- *Norme tecniche relative ai “Criteri generali per la verifica di sicurezza delle costruzioni e dei carichi e sovraccarichi”*, D.M. 16 gennaio 1996.
- *Istruzioni per l'applicazione delle “Norme tecniche relative ai criteri generali per la verifica di sicurezza delle costruzioni e dei carichi e sovraccarichi”*, di cui al decreto ministeriale 16 gennaio 1996, Circolare LL.PP. N. 156AA.GG./STC., 4 luglio 1996.
- *Norme tecniche per le costruzioni*, D.M. 23 settembre 2005.
- *Norme tecniche per le costruzioni*, D.M. 14 gennaio 2008.

Eurocodici

- Eurocode 1: *Basis of design and actions on structures*. Part 2-4: *Wind actions*, CEN, ENV 1991-2-4, 1994.
- Eurocode 1: *Actions on structures - General actions*. Part 1-4: *Wind actions*, CEN, EN 1991-1-4, 2005.

Altre Normative e Raccomandazioni

- *Recommendations for calculating the effects of wind on constructions*, European Convention for Constructional Steelwork, ECCS, N. 52, 1987.
- *Steel stacks*, ASME STS-1-1992, The American Society of Mechanical Engineers, 1992.
- *National Building Code of Canada*, NRC-CNRC, 1995.
- *Loading for buildings*. Part 2: *Code of practice for wind loads*, British Standards Institution, BS 6399, Part 2, 1997.
- *Model code for steel chimneys*, CICIND, 1999.
- *Structural design actions*. Part 2: *Wind actions*, Australian / New Zealand Standard, AS/NZS 1170.2, 2002.
- *Wind actions on structures*, ISO TC 98/SC 3 N254, ISO/CD 4354 (documento di lavoro, 20.4.2005).
- *AIJ Recommendations for loads on buildings*, Architectural Institute of Japan, 2005.
- *Minimum design loads for buildings and other structures*, ASCE/SEI Standard N. 7-05, American Society of Civil Engineers, Structural Engineering Institute, 2005.
- *Wind tunnel studies of buildings and structures*. ASCE manuals and reports on engineering practice No. 67, Isyumov, N. (Ed.), Aerodynamics Committee, American Society of Civil Engineers, 1999.
- *Environmental meteorology. Physical modelling of flow and dispersion processes in the atmospheric boundary layer. Application of wind tunnels*, Verein Deutscher Ingenieure, VDI 3783, 2000.

1.5 SIMBOLOGIA

Nel seguito di questo paragrafo è fornita una lista dei simboli usati nelle presenti Istruzioni (in particolare nei capitoli 3 e 4). Per ogni simbolo è riportata la definizione e la dimensione fisica, essendo L, T, F e M, rispettivamente, la lunghezza, il tempo, la forza e la massa ($M = FT^2/L$).

a_0	altitudine di riferimento per il calcolo di c_a	L
a_G	fattore di instabilità per galoppo	---
$a_l, a_{l,0}$	valore limite dell'accelerazione e suo valore di riferimento	L/T^2
a_L	ampiezza limite normalizzata (distacco dei vortici)	---
a_{pD}, a_{pL}, a_{pM}	accelerazione di picco longitudinale, trasversale e torsionale	L/T^2
a_{pD}^P, a_{pL}^P	accelerazione di picco longitudinale e trasversale nel punto P	L/T^2
a_s	altitudine sul livello del mare del sito ove sorge la costruzione	L

A, B, C	coefficienti per determinare il fattore di posizione orografica	---
b, d, h	dimensioni di riferimento per edifici	L
B	fattore di risposta quasi-statica	---
c_1, c_2	parametri per la determinazione della deviazione standard dello spostamento trasversale (distacco dei vortici)	---
c_a	coefficiente di altitudine	---
c_d	coefficiente dinamico	---
c_{dD}, c_{dL}, c_{dM}	coefficiente dinamico longitudinale, trasversale e torsionale	---
c_D, c_L	coefficiente aerodinamico di resistenza e di portanza	---
c_e	coefficiente di esposizione	---
c_f	coefficiente di attrito	---
c_{fX}, c_{fY}	coefficienti di forza per unità di lunghezza in direzione X e Y	---
c_{fX_0}, c_{fY_0}	coefficienti di forza per unità di lunghezza in direzione X e Y per elementi di lunghezza infinita	---
c_F	coefficiente di forza per il calcolo delle tettoie	---
c_{FX}, c_{FY}, c_{FZ}	coefficienti di forza risultante in direzione X, Y e Z	---
c_{lat}	coefficiente di forza laterale (distacco dei vortici)	---
c'_L	derivata prima del coefficiente aerodinamico di portanza rispetto all'angolo di attacco	---
c_m	coefficiente di profilo medio del vento	---
c_{mZ}	coefficiente di momento (intorno all'asse Z)	---
c_{mZ_0}	coefficiente di momento per unità di lunghezza (intorno all'asse Z) per elementi di lunghezza infinita	---
c'_{mZ}	derivata prima del coefficiente aerodinamico di momento rispetto all'angolo di attacco	---
c_{MX}, c_{MY}, c_{MZ}	coefficienti di momento intorno all'asse X, Y e Z	---
c_{pe}, c_{pi}	coefficiente di pressione esterna e interna	---
$c_{pe,1}, c_{pe,10}$	coefficiente di pressione esterna per superfici di area minore o uguale di 1 m^2 e maggiore o uguale di 10 m^2	---
c_{peo}	coefficiente di pressione esterna per un cilindro di lunghezza infinita	---
$c_{pe,p}, c_{pe,n}$	coefficiente di pressione esterna della faccia sopra vento e della faccia sotto vento per il calcolo degli effetti torcenti	---
c_{pm}, c_{pb}	parametri per il calcolo di c_{peo}	---
c_{pn}	coefficiente di pressione complessiva	---
c_r	coefficiente di ritorno	---
c_t	coefficiente di topografia	---
C_c	parametro adimensionale per la determinazione della deviazione standard dello spostamento trasversale (distacco dei vortici)	---
C_l	fattore di turbolenza (distacco dei vortici)	---
C_{jr}	coefficienti di decadimento esponenziale della componente $j = 1, 2, 3$ della turbolenza, nella direzione $r = x, y, z$	---
C_L, C_M	coefficiente aerodinamico di forza trasversale e di momento torcente per gli edifici alti	---
$Coh_{11}, Coh_{22}, Coh_{33}$	coerenza della turbolenza longitudinale, laterale e verticale	---
$C_{TR,i}$	parametro adimensionale legato alla possibile occorrenza di valori critici della velocità media del vento per elevati periodi di ritorno T_R (distacco dei vortici)	---
d_1, d_2, d_0, D, D_G	lunghezze di riferimento degli impalcati da ponte	L

d_x^P, d_y^P	coordinate del punto P rispetto al centro di torsione	L
D, L, M	azione/effetto in direzione longitudinale, trasversale e torsionale	---
e	parametro geometrico per la definizione della pressione esterna sugli edifici	L
E	modulo di elasticità	F/L ²
f_L	forza statica equivalente trasversale per unità di lunghezza	F/L
$f_{L,i}$	forza statica equivalente trasversale per unità di lunghezza relativa all' i -esimo modo di vibrazione (distacco dei vortici)	F/L
f_{LM}	rapporto tra la frequenza torsionale e trasversale	---
f_X, f_Y	forze per unità di lunghezza in direzione X e Y	F/L
F_X, F_Y, F_Z	forze risultanti in direzione X, Y e Z	F
g	accelerazione di gravità	L/T ²
g_{aD}	fattore di picco dell'accelerazione longitudinale	---
g_D, g_L, g_M	fattore di picco longitudinale, trasversale e torsionale	---
g_v	fattore di picco della velocità del vento	---
G	modulo di elasticità tangenziale	F/L ²
G_D, G_L, G_M	fattore di raffica longitudinale, trasversale e torsionale	---
G_v	fattore di raffica della velocità del vento	---
h_1, h_2, h_{eff}	dimensioni di riferimento delle ciminiere	L
h_p	altezza del parapetto (coperture piane)	L
h_{tot}	altezza totale di ingombro degli impalcati da ponte	L
H	altezza del rilievo topografico	L
I_1, I_2, I_3	intensità della turbolenza longitudinale, laterale e verticale	---
I_f, I_p	momento di inerzia flessionale e momento di inerzia polare di massa per unità di lunghezza	ML
I_i	momento di inerzia (flessionale o polare) di massa generalizzato relativo all' i -esimo modo di vibrazione	M L ²
I_M	momento di inerzia polare di massa generalizzato (primo modo) torsionale	M L ²
I_v	intensità della turbolenza (longitudinale)	---
J_f, J_p, J_t	momento di inerzia flessionale, polare e torsionale	L ⁴
k	scabrezza della superficie	L
k_1, k_2	parametri per la determinazione della risposta risonante in direzione trasversale	---
k_a	parametro di riferimento per il calcolo di c_a	---
k_r	fattore di terreno	---
K, K_w	fattore di forma modale e di lunghezza effettiva di correlazione (distacco dei vortici)	---
$K_a, K_{a,max}$	parametro di smorzamento aerodinamico e suo valore massimo	---
K_D	coefficiente per la determinazione della deviazione standard dell'accelerazione longitudinale	---
K_{M1}, K_{M2}	parametri adimensionali (risposta risonante torsionale)	---
l, L	dimensioni di riferimento per la determinazione dei coefficienti aerodinamici	L
L_1, L_2, L_3	scale integrali della turbolenza longitudinale, laterale e verticale	L
L_d, L_e, L_u	lunghezze di riferimento dei rilievi topografici	L
L_j	lunghezza di correlazione	L
L_v	scala integrale della turbolenza (longitudinale)	L
m	massa per unità di lunghezza	M/L

m_D, m_L	massa generalizzata (primo modo) in direzione longitudinale e trasversale	M
$m_{e,i}$	massa equivalente per unità di lunghezza relativa all' i -esimo modo di vibrazione	M/L
m_i	massa generalizzata relativa all' i -esimo modo di vibrazione	M
m_M	momento torcente statico equivalente per unità di lunghezza	FL/L
M_s	massa equivalente	M
M_X, M_Y, M_Z	momenti intorno agli assi X, Y e Z	FL
m_Z	momento per unità di lunghezza (intorno all'asse Z)	FL/L
n_D, n_L, n_M	frequenza del primo modo longitudinale, trasversale e torsionale	1/T
n_i	frequenza del i -esimo modo di vibrazione	1/T
$n_{L,i}, n_{M,i}, n_{O,i}$	frequenza dell' i -esimo modo trasversale, torsionale e di ovalizzazione	1/T
n_{LM}	frequenza del primo modo trasversale o torsionale	1/T
n_s	frequenza di distacco dei vortici	1/T
n_{s1}, n_{s2}	parametri per la determinazione della risposta risonante in direzione trasversale	1/T
N, N_i	numero di cicli di carico per oscillazioni trasversali	---
p_e, p_i, p_n	pressione esterna, interna e complessiva	F/L ²
P_1, P_2, P_3	parametri adimensionali per la determinazione della frequenza torsionale di impalcati da ponte	---
P_v	coefficiente di riduzione dell'intensità della turbolenza	---
q_p	pressione cinetica di picco del vento	F/L ²
r	raggio di curvatura	L
r_m	parametro adimensionale (stabilità di impalcati da ponte)	---
R_b, R_h	parametri per la determinazione del fattore di risposta risonante longitudinale	---
R_D, R_L, R_M	fattore di risposta risonante in direzione longitudinale, trasversale e torsionale	---
Re	numero di Reynolds	---
s	fattore di posizione orografica	---
S	tiro (cavi)	F
S_1, S_2, S_3	spettri di potenza della turbolenza longitudinale, laterale e verticale	L ² /T
Sc_i	numero di Scruton relativo all' i -esimo modo di vibrazione	---
S_D, S_L	parametri adimensionali (risposta risonante in direzione longitudinale e trasversale)	---
S_M, S_{M1}, S_{M2}	parametri adimensionali (risposta risonante torsionale)	---
St	numero di Strohal	---
t	spessore di gusci cilindrici	L
T	periodo al quale si riferisce la velocità media del vento	T
$T_R, T_{R,0}, T_0$	periodo di ritorno di progetto, di riferimento e convenzionale	T
$v_{0,i}$	valore di riferimento della velocità del vento relativo all' i -esimo modo di vibrazione (cicli di carico per distacco dei vortici)	L/T
$v_b, v_{b,0}$	velocità base di riferimento e suo valore al livello del mare	L/T
$v_{cr,i}$	velocità critica di distacco dei vortici relativa all' i -esimo modo	L/T
v_D	velocità critica per divergenza torsionale	L/T
v_F	velocità critica per flutter	L/T
$v_{G,i}$	velocità critica di galoppo relativa all' i -esimo modo	L/T
v_m	velocità media del vento	L/T

v_m^*	velocità media ridotta	---
$v_{m,0}, v_{m,l}$	velocità media del vento con periodo di ritorno pari a 1 e 10 volte il periodo di ritorno di riferimento	L/T
V_N	vita nominale della costruzione	T
$v_{O,i}$	velocità critica relativa all' i -esimo modo di ovalizzazione	L/T
v_p	velocità di picco del vento	L/T
v_r	velocità di riferimento di progetto	L/T
w_f	azione tangente	F/L ²
W_S, W_T	peso degli elementi strutturali e peso totale (frequenza fondamentale delle ciminiere)	F
x, y, z	coordinate	L
$y_{pL,i}$	valore di picco dello spostamento trasversale relativo all' i -esimo modo di vibrazione (distacco dei vortici)	L
$\bar{z}, \bar{z}_e, \bar{z}_i$	altezze di riferimento associate ai coefficienti aerodinamici	L
z_0	lunghezza di rugosità	L
z_e	altezza di riferimento per il calcolo della risposta longitudinale	L
z_g	quota da terra (calcolo delle azioni su tabelloni e corpi isolati)	L
z_{\min}	altezza minima	L
α	inclinazione (delle falde, dell'asse della parabola, della direzione del vento rispetto a un asse di riferimento, ...)	---
$\alpha_p, \alpha_m, \alpha_b$	angoli per il calcolo della pressione esterna sulle costruzioni a pianta circolare	---
β, γ	coefficienti per la determinazione del coefficiente di topografia	---
β_1, β_2	parametri per la determinazione della risposta risonante in direzione trasversale	---
β_F	parametro di efficienza aerodinamica (impalcati da ponte)	---
β_{M1}, β_{M2}	parametri adimensionali (risposta risonante torsionale)	---
γ_{LM}	fattore di correlazione fra gli effetti trasversali e torsionali	---
ε_0	fattore di ampiezza di banda (valutazione dei cicli di carico)	---
ε_1	parametro per la determinazione della frequenza fondamentale flessionale di ciminiere	---
ζ	coefficiente che assegna la forma del primo modo di vibrazione flessionale	---
η_h, η_b	parametri per la determinazione del fattore di risposta risonante longitudinale	---
θ	rotazione torsionale	---
Θ	direzione di provenienza del vento in pianta	---
κ	coefficiente per il calcolo della scala integrale della turbolenza	---
λ	snellezza effettiva	---
$\lambda_L, \lambda_T, \lambda_V$	rapporti di scalatura delle lunghezze, dei tempi e delle velocità (prove in galleria del vento)	---
λ_p	fattore adimensionale di configurazione per impalcati da ponte	---
μ	parametro adimensionale (stabilità di impalcati da ponte)	---
ν	viscosità cinematica dell'aria	L ² /T
ν_D	frequenza attesa della risposta longitudinale	1/T
ν_v	frequenza attesa della turbolenza	1/T
ξ, ξ_a, ξ_d, ξ_s	rapporto di smorzamento relativo al critico: valore complessivo, aerodinamico, dovuto a sistemi di controllo passivo e strutturale	---

ξ_D, ξ_L, ξ_M	rapporto di smorzamento relativo al critico per il primo modo di vibrazione in direzione longitudinale, trasversale e torsionale	---
$\xi_{D,i}, \xi_{L,i}, \xi_{M,i}$	rapporto di smorzamento relativo al critico per l' i -esimo modo di vibrazione in direzione longitudinale, trasversale e torsionale	
$\xi_{O,i}$	rapporto di smorzamento relativo al critico dell' i -esimo modo di ovalizzazione	---
$\xi_{S,i}$	rapporto di smorzamento strutturale per l' i -esimo modo flessionale	---
ρ	densità media di massa dell'aria	M/L ³
ρ_s	densità di massa del materiale	M/L ³
$\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3$	deviazioni standard della turbolenza longitudinale, laterale e verticale	L/T
$\sigma_{aD}, \sigma_{aL}, \sigma_{aM}$	deviazioni standard dell'accelerazione longitudinale, trasversale e torsionale	L/T ²
σ_L	deviazione standard dello spostamento trasversale (distacco dei vortici)	L
τ	periodo di media della velocità di picco del vento	T
φ	densità (muri, parapetti e travi reticolari) e grado di bloccaggio (tettoie)	---
Φ	pendenza media del fronte del rilievo esposto al vento	---
Φ_D, Φ_L, Φ_M	prima forma modale longitudinale, trasversale e torsionale	---
Φ_i	forma dell' i -esimo modo di vibrazione	---
$\Phi_{L,i}$	forma dell' i -esimo modo di vibrazione trasversale	---
ψ	coefficiente di riduzione delle pressioni sugli edifici	---
ψ_r	coefficiente di riduzione della resistenza legato alla curvatura degli spigoli (strutture snelle ed elementi strutturali allungati)	---
ψ_s	coefficiente di schermatura	---
ψ_α	coefficiente di correzione per flussi obliqui (strutture reticolari)	---
ψ_λ	coefficiente di snellezza (strutture snelle ed elementi strutturali allungati)	---
$\psi_{\lambda\alpha}$	coefficiente funzione della lunghezza dei cilindri circolari	---
ω	parametro adimensionale (cavi)	---
Ω	parametro adimensionale (ovalizzazione)	---
Ω_i	parametro adimensionale (frequenze proprie dei cavi)	---

2 FONDAMENTI

2.1 MOTIVAZIONI

I fenomeni meteorologici che avvengono nell'atmosfera terrestre sono prodotti dalle radiazioni del Sole. Queste danno luogo a regimi termici e a campi di pressione responsabili di movimenti delle masse d'aria, che sono generalmente classificati in funzione della loro scala spaziale e temporale (paragrafo 2.2). L'analisi delle azioni e degli effetti del vento sulle costruzioni è fondata sulla valutazione della velocità del vento V nel sito della costruzione (paragrafo 2.3), e tratta il vento come una componente di un più vasto e complesso sistema atmosferico e meteorologico.

Assumendo inizialmente la costruzione fissa e indeformabile, il vento V esercita sulla costruzione nel suo complesso, e sui suoi singoli elementi componenti, un sistema di azioni aerodinamiche F_s , funzioni della forma, dell'orientamento e delle dimensioni del corpo investito (paragrafo 2.4).

Ammettendo che la struttura sia sottoposta a spostamenti causati dal vento, ma che tali spostamenti siano tanto piccoli che lo stato del sistema si possa identificare con la configurazione iniziale, la risposta R può essere determinata con i metodi classici dell'analisi strutturale (paragrafi 2.5 e 2.6); tale risposta è di tipo statico per le strutture rigide e smorzate; è di tipo dinamico per le strutture flessibili e/o poco smorzate. La Figura 2.1 illustra la catena dei passaggi che trasformano la velocità del vento V nella risposta R della struttura.

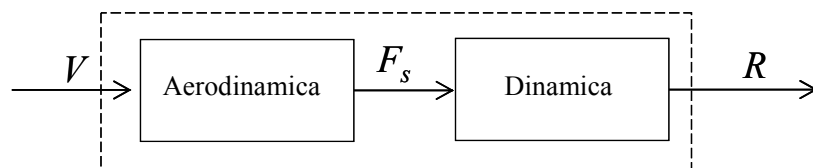


Figura 2.1 - Risposta strutturale.

In realtà, soprattutto nel caso delle strutture leggere, flessibili e/o poco smorzate, caratterizzate da una forma aerodinamica suscettibile alle azioni del vento, gli spostamenti e le velocità del moto della struttura sono talvolta così grandi da causare fenomeni di interazione vento-struttura, detti aeroelastici o di *feedback* (paragrafi 2.6 e 2.7), che modificano il vento incidente V , le azioni aerodinamiche F_s e la risposta R . Tali fenomeni sono generalmente schematizzati ammettendo che il vento induca sulla struttura azioni complessive $F = F_s + F_a$, dove F_s sono le azioni aerodinamiche esercitate dal vento sulla struttura fissa, F_a sono le azioni aeroelastiche o auto-eccitate dovute al moto della struttura. La Figura 2.2 illustra l'evoluzione dello schema in Figura 2.1 alla luce di questi concetti.

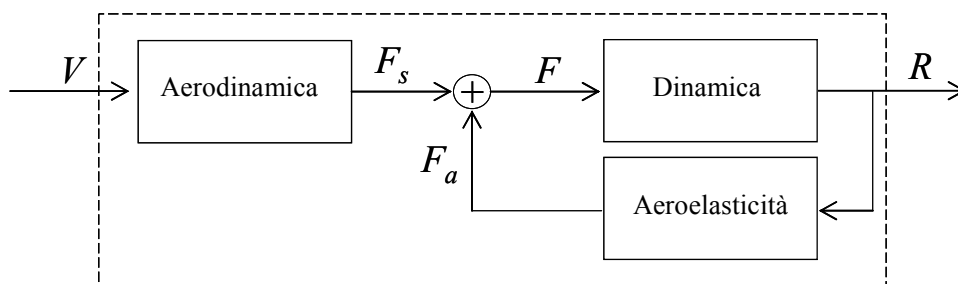


Figura 2.2 - Risposta e aeroelasticità strutturale.

Il confronto fra le Figure 2.1 e 2.2 pone in luce l'essenza dell'ingegneria del vento e delle presenti Istruzioni. Il vento è la causa che produce la risposta della costruzione e dei suoi elementi. Il legame

che intercorre fra causa e risposta dipende dall'aerodinamica, dalla dinamica e dall'aeroelasticità. L'interferenza fra costruzioni o elementi contigui (paragrafo 2.8) ha carattere trasversale a questi settori. Il paragrafo 2.9 riporta una bibliografia essenziale.

2.2 CIRCOLAZIONE ATMOSFERICA

I fenomeni atmosferici che avvengono nell'involucro gassoso che avvolge la terra sono causati dalle radiazioni emesse dal Sole. La terra e l'atmosfera, riscaldate dai raggi solari, restituiscono l'energia ricevuta, emettendo a loro volta radiazioni caloriche. Gli strati atmosferici prossimi alla sorgente termica principale, cioè la superficie terrestre, trattengono maggiore quantità di calore, dando luogo a un profilo verticale del valore medio della temperatura T , indicato in Figura 2.3 con la sigla IS (*International Standard*), che risulta indicativamente linearmente decrescente con la quota z .

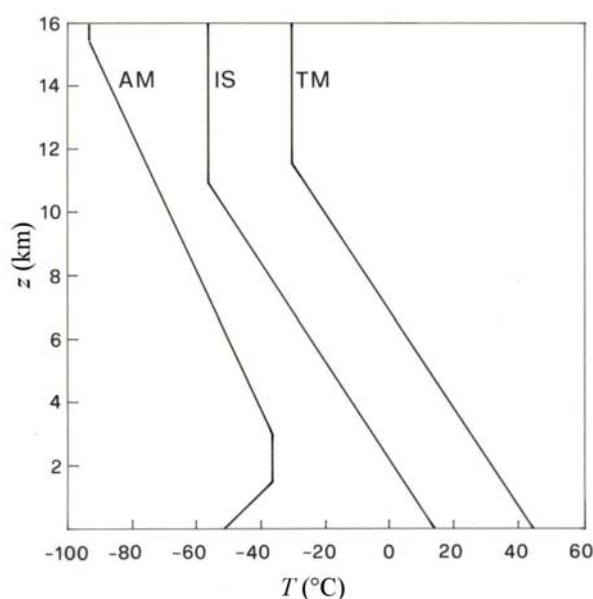


Figura 2.3 - Profili verticali medi della temperatura atmosferica.

La differenza fra l'energia ricevuta ed emessa dal sistema terra-atmosfera varia principalmente in funzione della diversa inclinazione dei raggi solari sull'orizzonte, che causa l'insolazione massima delle zone tropico-equatoriali, e l'insolazione minima delle zone polari (Figura 2.3). Nelle prime, la temperatura media (TM, *Tropical Maximum*) è maggiore della media terrestre (IS) e s'instaura un regime di bassa pressione; nelle seconde (AM, *Arctic Minimum*), la temperatura è minore e si attua un regime d'alta pressione. Se la temperatura non risentisse di altri fattori, la circolazione dell'aria avverrebbe, in ogni emisfero, secondo una singola cella estesa dal polo all'equatore (Figura 2.4).

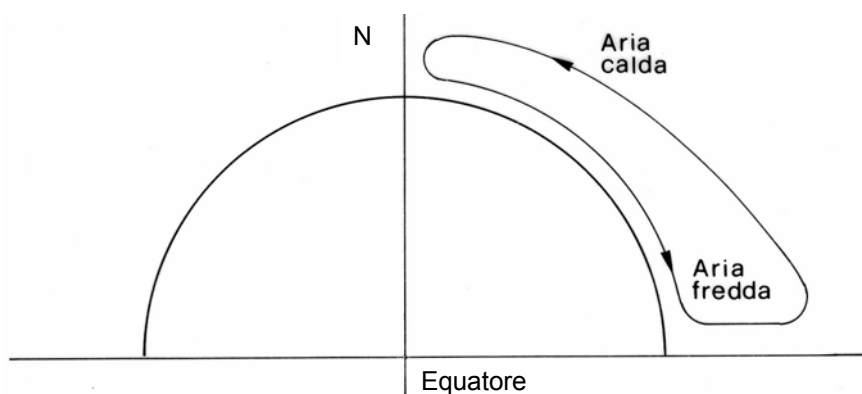


Figura 2.4 - Circolazione ideale mono-cellulare.

In realtà, la distribuzione disomogenea delle masse d'acqua, delle zone continentali e delle nuvole provoca la formazione di una fascia di alta pressione sub-tropicale e di una fascia di bassa pressione sub-polare. Ciò determina, su ciascun emisfero, un sistema di circolazione tri-cellulare (Figura 2.5).

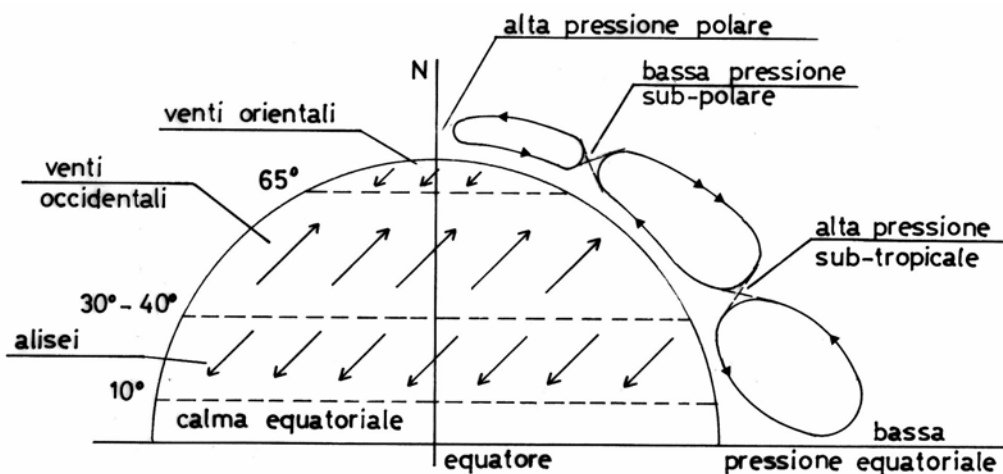


Figura 2.5 - Circolazione effettiva tri-cellulare.

I venti superficiali sono detti alisei, occidentali od orientali, in funzione della latitudine alla quale si realizzano. Il loro insieme costituisce la circolazione primaria e comprende i venti che si sviluppano su periodi mensili o stagionali, su aree a scala planetaria. Essi hanno velocità moderate (di norma minori di 4-5 m/s), quindi poco influenti sulle costruzioni, ma determinano il clima terrestre.

La circolazione secondaria è l'insieme dei venti che si formano nelle zone di bassa e alta pressione, per il riscaldamento o il raffreddamento locale degli strati inferiori dell'atmosfera (Figura 2.6). Essi si sviluppano su periodi compresi fra pochi giorni e una settimana, su aree di dimensione compresa fra poche centinaia e un migliaio di chilometri. Includono i cicloni, gli anti-cicloni e i monsoni. A differenza della circolazione primaria, la circolazione secondaria determina il tempo locale.

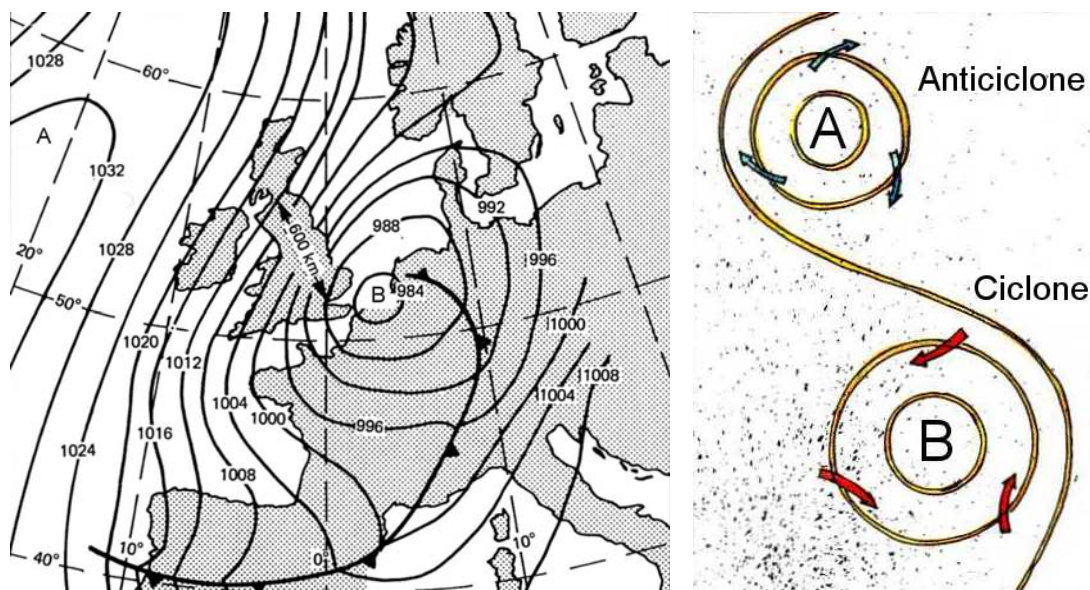


Figura 2.6 - (a) Carta isobarica; (b) ciclone e anti-ciclone.

I cicloni sono venti che spirano parallelamente ad isobare concentriche nell'intorno di aree di bassa pressione (Figura 2.6). La circolazione è antioraria nell'emisfero settentrionale, oraria in quello meridionale. I cicloni sono divisi in cicloni extra-tropicali e tropicali in funzione della zona dove si formano.

I cicloni extra-tropicali hanno origine dall'incontro, nella fascia sub-polare, dell'aria fredda polare portata dai venti orientali e dell'aria calda tropicale portata dai venti occidentali (Figura 2.5). L'incontro dei due fronti d'aria con differente temperatura può essere equiparato, in modo figurato, allo scontro di due eserciti che ingaggiano una battaglia. Nel caso in esame lo scontro comporta una tempesta.

I cicloni tropicali (Figura 2.7) hanno origine nella zona delle calme equatoriali (Figura 2.6), e traggono la propria energia dal calore latente liberato dalla condensazione del vapore d'acqua. Rispetto ai cicloni extra-tropicali, hanno dimensioni nella norma più limitate, ma velocità molto maggiori e distruttive. In America sono detti uragani se eccedono la velocità di 120 km/h; gli stessi fenomeni sono detti tifoni in Estremo Oriente e semplicemente cicloni in Australia e nell'Oceano Indiano.

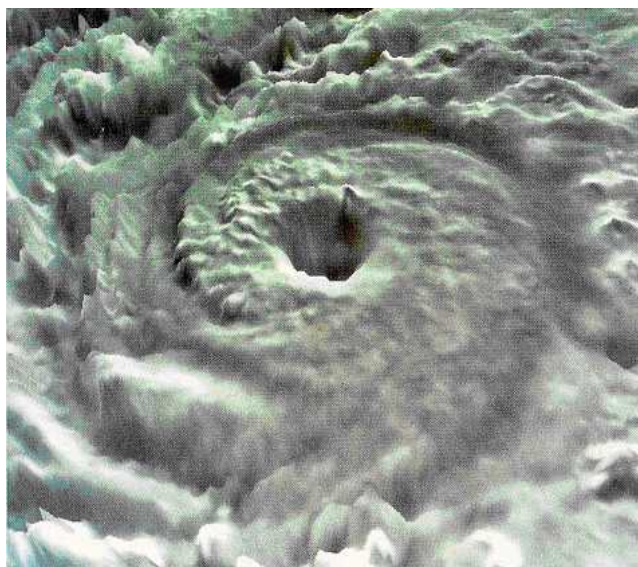


Figura 2.7 - Ciclone tropicale.

Gli anti-cicloni sono venti che spirano parallelamente a isobare concentriche nell'intorno di un'area di alta pressione (Figura 2.6). La circolazione è oraria nell'emisfero settentrionale, antioraria in quello meridionale. Rispetto ai cicloni, hanno dimensioni generalmente maggiori e carattere più passivo, che producono tempi relativamente sereni e venti di debole intensità.

I moti atmosferici a carattere stagionale, causati dal contrasto termico fra gli oceani e i continenti, meritano considerazioni particolari. Sul continente asiatico e sul prospiciente Oceano Indiano, essi assumono importanza e dimensioni così rilevanti da dare luogo a venti, i monsoni, considerati a tutti gli effetti parte integrante della circolazione secondaria.

I venti locali sono movimenti di masse d'aria, che s'inseriscono nella circolazione secondaria senza modificarne le proprietà. Hanno limitata estensione, nell'ordine di pochi chilometri, e breve durata, raramente maggiore di qualche ora, ma possono raggiungere velocità elevatissime. In generale sono divisi in due categorie, rispettivamente legate a particolari condizioni geografiche e a particolari condizioni atmosferiche.

I venti legati a particolari condizioni geografiche comprendono le brezze, il föhn e i venti catabatici. Le brezze hanno periodicità giornaliera e generalmente velocità moderata; si attuano presso le coste dei mari e dei laghi, e nelle zone collinose o montane lungo i pendii. Il föhn si realizza quando una

massa d'aria supera un rilievo raffreddandosi, poi scende lungo il versante opposto riscaldandosi in modo sostanzialmente adiabatico (Figura 2.8). I venti catabatici, ai quali appartiene la bora, hanno origine allorché una massa d'aria fredda, dopo avere superato una catena montuosa o un altopiano, si trova di fronte un abbassamento del suolo su cui giace aria calda e stagnante; l'aria discende allora per effetto della gravità, raggiungendo velocità spesso dell'ordine di 150-200 km/h.

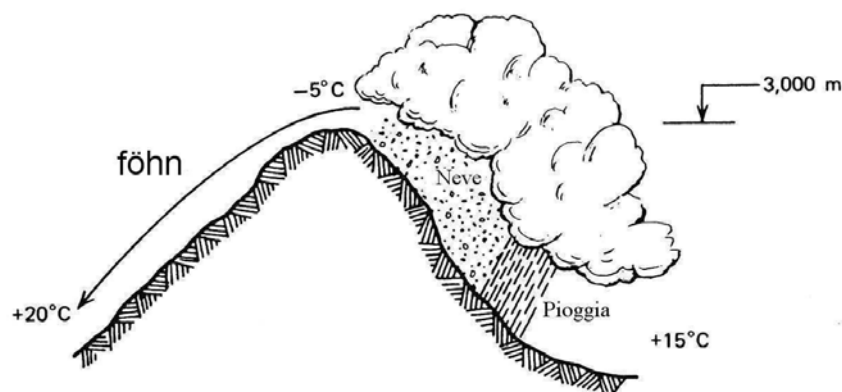


Figura 2.8 - Vento di föhn.

I venti associati a particolari condizioni atmosferiche comprendono i venti temporaleschi e i tornado. I primi annoverano i venti frontali, che si attuano all'interfaccia fra le masse d'aria calda e fredda che incontrandosi danno origine al ciclone extra-tropicale, e le correnti convettive discendenti, o *downburst*, foriere di raffiche superficiali a raggiera (Figura 2.9), con velocità anche nell'ordine di 100 km/h. I secondi, noti in Italia come trombe d'aria (Figura 2.10), sono l'evento naturale singolarmente più distruttivo; in alcuni paesi del mondo danno luogo a velocità persino superiori a 300 km/h, con punte stimate di 700 km/h; fortunatamente hanno limitata estensione e ridotta probabilità di accadimento.

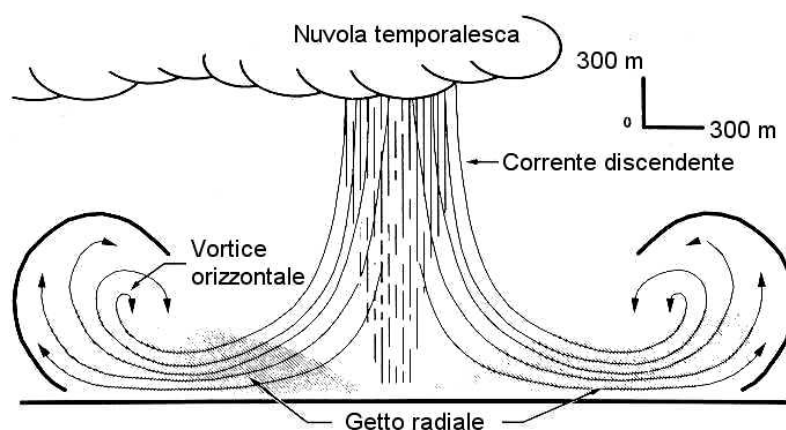


Figura 2.9 - Corrente convettiva discendente o *downburst*.



Figura 2.10 - Tornado o tromba d'aria.

La Tabella 2.I fornisce una classificazione sintetica dei vari fenomeni eolici sopra descritti.

Tabella 2.I - Classificazione dei fenomeni eolici.

Circolazione primaria	Alisei	
	Venti occidentali	
	Venti orientali	
Circolazione secondaria	Cicloni	Extra-tropicali
		Tropicali
	Anti-cicloni	
	Monsoni	
Venti locali	Legati a particolari condizioni geografiche	Brezze
		Föhn
		Venti catabatici (bora, ...)
	Venti legati a particolari condizioni atmosferiche	Venti frontali
		<i>Downburst</i>
		Tornado o tromba d'aria

Allo stato attuale delle conoscenze non esiste un modello matematico in grado di considerare, in modo generale, tutti i fenomeni eolici in precedenza citati. Esistono invece diversi modelli parziali in grado di rappresentare, con vari livelli di confidenza, i singoli tipi di vento supposti indipendenti gli uni dagli altri. La rappresentazione del vento adottata nelle presenti Istruzioni riguarda i cicloni extra-tropicali; normalmente essi costituiscono gli eventi eolici più severi, per intensità e probabilità di occorrenza, ai quali sono sottoposte le costruzioni dei paesi temperati e, in particolare, italiane.

2.3 RAPPRESENTAZIONE DEL VENTO

Per rappresentare la configurazione del vento in un ciclone extra-tropicale, si prendano in esame due fasce atmosferiche di diverse proprietà. Si definisce altezza del gradiente la quota z_g sopra la quale il vento non risente della forza d'attrito del suolo; essa varia fra 1000 m e 3000 m in funzione della velocità del vento e della scabrezza del suolo, espressa da un parametro z_0 detto lunghezza di rugosità. La fascia atmosferica fra la superficie terrestre e l'altezza del gradiente è chiamata strato limite atmosferico. Sopra l'altezza del gradiente si estende l'atmosfera indisturbata.

La velocità del vento nell'atmosfera indisturbata è costante, è detta geostrofica ed è indicata con il simbolo V_g . Essa è diretta parallelamente alle isobare, ed è tanto maggiore quanto più le isobare sono ravvicinate. Nello strato limite atmosferico l'aria risente della forza d'attrito esercitata dal suolo, opposta alla velocità del vento V . Tale forza è nulla all'altezza del gradiente e aumenta in direzione del suolo, causando una riduzione della velocità. Ne scaturisce un profilo della velocità rastremato al quale si sovrappone, sempre per effetto dell'attrito, una fluttuazione tridimensionale della velocità a media nulla, detta turbolenza atmosferica (Figura 2.11). Essa è massima in prossimità del terreno, mentre tende ad estinguersi all'altezza del gradiente.

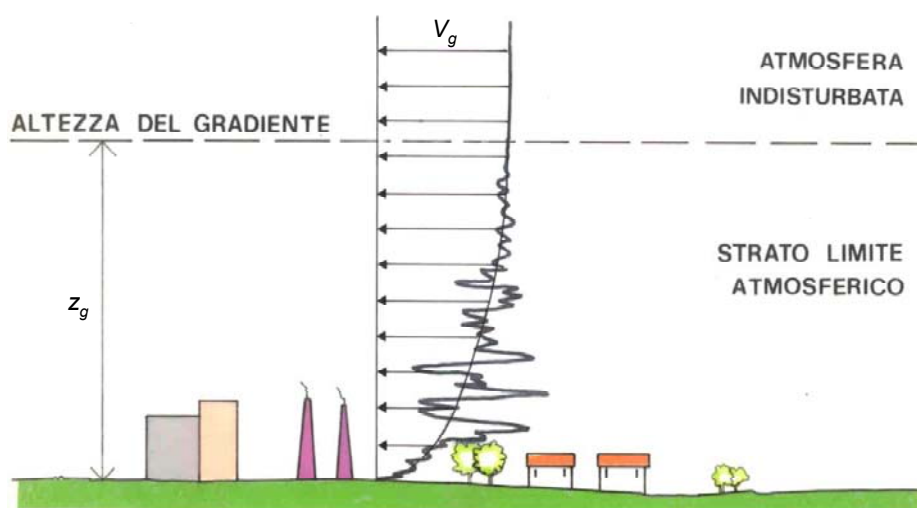


Figura 2.11 - Profilo della velocità media del vento e turbolenza atmosferica.

Per precisare maggiormente le proprietà del vento, è necessario introdurre due ulteriori concetti. Il primo riguarda l'equilibrio atmosferico, il secondo il significato di velocità media e di fluttuazione.

Si consideri una massa d'aria in equilibrio verticale idrostatico sotto l'azione della forza peso e del gradiente barico verticale. Essa è in equilibrio stabile, instabile o neutrale a seconda che il gradiente verticale della temperatura T sia maggiore, minore o uguale del gradiente verticale della temperatura T_a in condizioni adiabatiche.

Esistono due situazioni limite che chiariscono il problema. La prima è costituita dallo spostamento orizzontale di aria calda su suolo freddo (Figura 2.12a); essa causa una riduzione della temperatura in prossimità del terreno, al limite l'inversione del gradiente termico, e una tendenza a condizioni di equilibrio stabile che sopprimono la turbolenza. La seconda si attua nella condizione duale in cui aria fredda fluisca su suolo caldo (Figura 2.12b); in questo caso, il riscaldamento dal basso provoca un aumento del gradiente termico, che rende l'atmosfera instabile ed esalta la turbolenza.

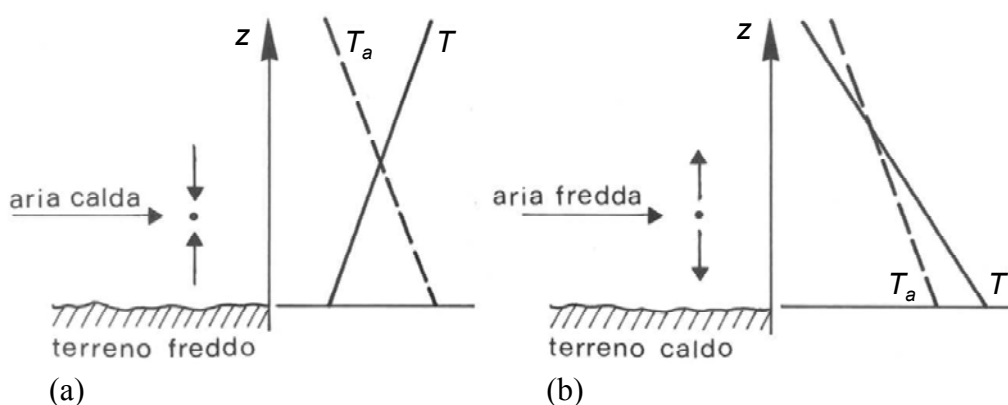


Figura 2.12 - Atmosfera stabile (a) e instabile (b).

Il problema muta in funzione della velocità del vento. Al crescere della velocità, le forze di attrito esercitate dal suolo aumentano e, conseguentemente, assumono crescente importanza le fluttuazioni turbolente. Esse provocano un rimescolamento dell'atmosfera che, per la rapidità con cui avviene, presenta caratteristiche adiabatiche. In altre parole, al crescere della velocità del vento, il gradiente termico tende al valore adiabatico e l'atmosfera tende al regime neutrale. Quando ciò si realizza, la velocità del vento è indipendente dalla temperatura.

L'ingegneria del vento e le presenti Istruzioni sono generalmente interessate agli effetti dei venti più intensi. Usano quindi l'ipotesi di neutralità, semplificando il problema in virtù dell'indipendenza della velocità e della temperatura. Questa trattazione, in generale affidabile, ha i suoi limiti maggiori nei riguardi del distacco dei vortici e dei fenomeni aeroelastici, normalmente esaltati dalla mancanza di turbolenza, e della fatica, determinata da velocità moderate e frequenti del vento.

Il secondo concetto di rilievo riguarda il significato della velocità media e della fluttuazione turbolenta. Si prenda in esame un lungo arco temporale e si valuti lo spettro di potenza $S_V(n)$ della velocità del vento, essendo n la frequenza (Figura 2.13). Esso evidenzia due contenuti armonici distinti. Il primo, legato a periodi compresi fra circa un'ora e alcuni mesi, è detto picco macro-meteorologico e corrisponde alla ricorrenza degli eventi eolici. Il secondo, legato a periodi compresi fra pochi secondi e circa dieci minuti, è chiamato picco micro-meteorologico e corrisponde alle fluttuazioni turbolente. I due picchi sono separati da una banda spettrale quasi priva di contenuti armonici, definita *gap* spettrale, con periodi compresi fra circa dieci minuti e un'ora.

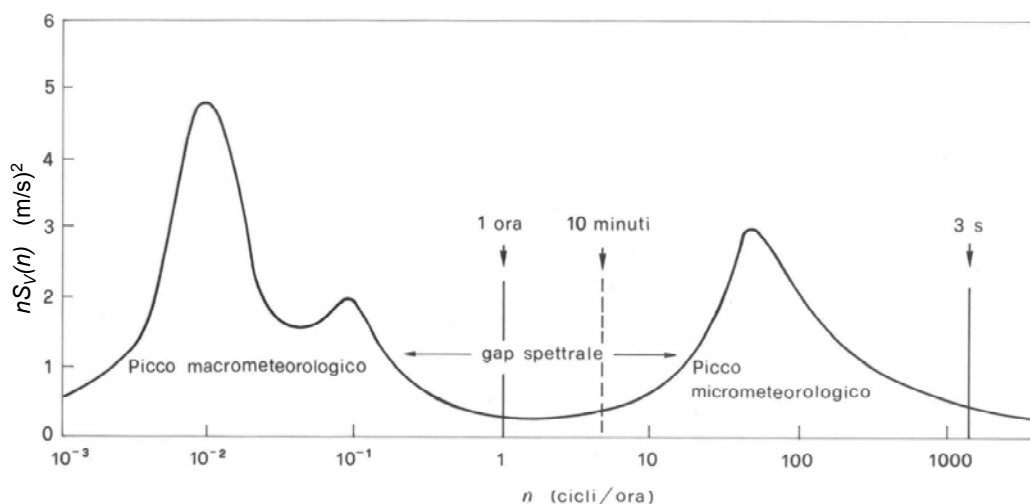


Figura 2.13 - Spettro di potenza della velocità del vento.

Da questa rappresentazione nasce il principio di scomporre in due parti la velocità (vettoriale) del vento \mathbf{V} . La prima esprime la velocità media \mathbf{V}_m su un intervallo di 10 minuti ed è caratterizzata da variazioni di lungo periodo. La seconda esprime la turbolenza atmosferica \mathbf{V}' ed è caratterizzata da fluttuazioni ad alta frequenza. Più precisamente, sia x, y, z un sistema di riferimento cartesiano con l'origine O posta sul terreno; l'asse z è verticale e diretto verso l'alto; l'asse x è assunto parallelo e concorde con la velocità media \mathbf{V}_m . Pertanto (Figura 2.14):

$$\mathbf{V}(M;t) = \mathbf{V}_m(z) + \mathbf{V}'(M;t) \quad (2.1)$$

$$\mathbf{V}_m(M) = \mathbf{i} \cdot v_m(z) \quad (2.2)$$

$$\mathbf{V}'(M;t) = \mathbf{i} \cdot v'_1(M;t) + \mathbf{j} \cdot v'_2(M;t) + \mathbf{k} \cdot v'_3(M;t) \quad (2.3)$$

dove M è un punto generico dello spazio alla quota z sul suolo, t è il tempo, \mathbf{i} , \mathbf{j} , \mathbf{k} sono i versori di x , y , z ; v_m è la velocità media del vento (lungo x); v'_1 , v'_2 , v'_3 sono la componente longitudinale (lungo x), laterale (lungo y) e verticale (lungo z) della turbolenza.

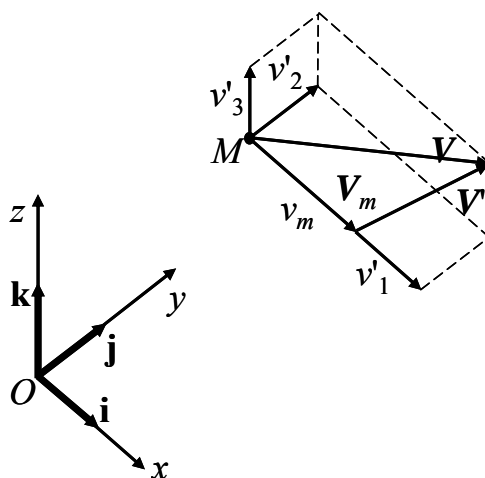


Figura 2.14 - Rappresentazione della velocità del vento.

L'ingegneria del vento è solita trattare la velocità media come una funzione aleatoria del tempo e deterministica dello spazio; schematizza invece la turbolenza come una funzione aleatoria dello spazio e del tempo.

Trattando la velocità media come una funzione aleatoria del tempo, la sua intensità è definita da un valore convenzionale di riferimento v_r , caratteristico della ventosità del territorio e funzione della probabilità di superamento in un anno. La velocità di riferimento prescelta è la velocità media del vento su un intervallo di tempo pari a 10 minuti, a 10 m d'altezza sul suolo, su un terreno pianeggiante e omogeneo, con lunghezza di rugosità $z_0 = 0.05$ m. La probabilità di superamento di tale valore è assegnata mediante un periodo di ritorno di progetto T_R , funzione delle proprietà della costruzione e delle verifiche. Le presenti Istruzioni assegnano tali parametri nei paragrafi 3.2.1 e 3.2.2, sulla scorta dei principi introdotti nelle Appendici A e B.

Il profilo verticale della velocità media del vento nel sito della costruzione è espresso mediante una funzione deterministica della scabrezza del suolo e della sua topografia.

Si prenda dapprima in esame il caso di un terreno pianeggiante, di uniforme scabrezza, idealmente indefinito. Lo strato limite atmosferico è suddiviso in due regioni chiamate strato limite interno ed esterno. Lo strato limite interno è compreso fra la superficie del terreno e una quota z_s di circa 200 m; la velocità media ha un profilo logaritmico funzione della lunghezza di rugosità z_0 . Lo strato limite esterno si estende fra le quote z_s e z_g ; la velocità media alla quota z_s si raccorda con la velocità geostrofica V_g , secondo un andamento complesso (a forma di spirale).

L'ingegneria del vento applica questi concetti nel modo seguente. Nota la velocità di riferimento v_r e la relativa lunghezza di rugosità, da queste si ricava la velocità geostrofica V_g . Si ammette che tale valore, indipendente dalla scabrezza del suolo, si mantenga invariato su ampie estensioni territoriali. Partendo da V_g , è quindi possibile tornare nello strato limite interno e determinare il profilo della velocità media associato alla scabrezza locale del terreno (Figura 2.15). Le presenti Istruzioni forniscono gli elementi per svolgere tale operazione nei paragrafi 3.2.3 e 3.2.4. La loro applicazione è limitata ai primi 200 m di altezza dove la direzione del vento si mantiene costante e il profilo della velocità media è logaritmico.

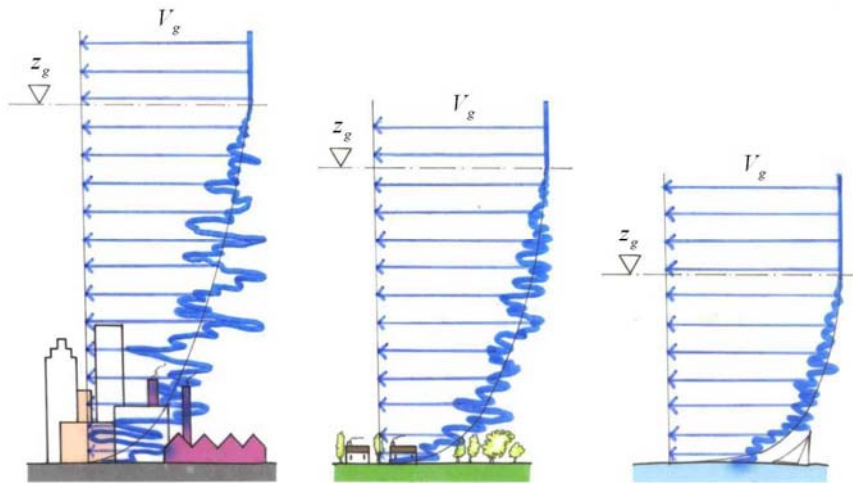


Figura 2.15 - Profilo della velocità media del vento in siti con diversa rugosità del terreno.

Nella realtà la situazione reale è complicata da due fattori. In primo luogo non esistono aree indefinite di uniforme scabrezza, ma la rugosità del terreno muta in maniera complessa da sito a sito. Inoltre, il territorio ha una conformazione topografica spesso lontana dal caso ideale di zona pianeggiante. Le presenti Istruzioni trattano tali argomenti nel paragrafo 3.2.5 e nelle Appendici C e D.

Per quanto concerne le fluttuazioni della velocità, l'ingegneria del vento è solita schematizzare le tre componenti della turbolenza, v'_1 , v'_2 , v'_3 , come processi aleatori stazionari gaussiani (talvolta ergodici). Le presenti Istruzioni forniscono gli elementi essenziali per rappresentare tali processi nel paragrafo 3.2.6 e nell'Appendice E.

Si consideri infine la componente longitudinale v (parallela a x) della velocità del vento (Eqq. 2.1-2.3). Essa è espressa nella forma:

$$v(M;t) = v_m(z) + v'(M;t) \quad (2.4)$$

dove, per semplicità, $v' = v'_1$. La velocità v è caratterizzata da una funzione di densità gaussiana $f(v)$. Il valore massimo v_{max} di v nell'intervallo di tempo $T = 10$ minuti è una variabile aleatoria la cui funzione di densità $f(v_{max})$ è in generale stretta e appuntita. Si definisce valore di picco della velocità del vento v_p il valore medio di v_{max} associato al periodo di ritorno di progetto. Esso è fornito dalle relazioni:

$$v_p(z) = v_m(z) + g_v(z) \cdot \sigma_v(z) = v_m(z) \cdot G_v(z) \quad (2.5)$$

$$G_v(z) = 1 + g_v(z) \cdot I_v(z) \quad (2.6)$$

$$I_v(z) = \frac{\sigma_v(z)}{v_m(z)} \quad (2.7)$$

dove I_v è l'intensità della (componente longitudinale della) turbolenza, g_v è il coefficiente di picco di v , G_v è il fattore di raffica della velocità (Figura 2.16).

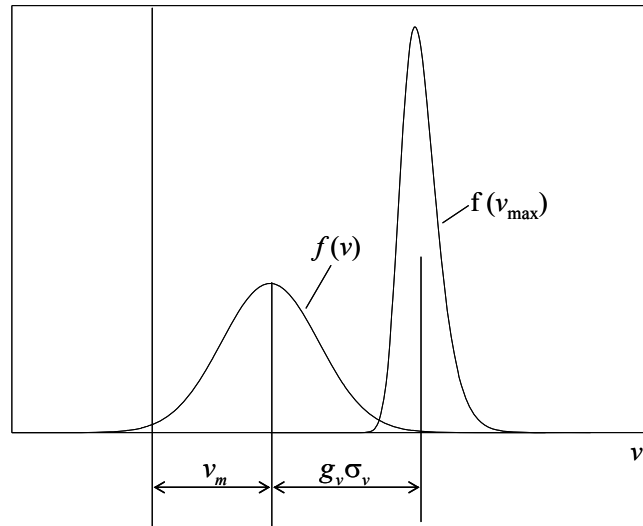


Figura 2.16 - Densità di probabilità della velocità del vento e del suo valore massimo.

Conseguentemente, osservando che l'intensità della turbolenza è generalmente molto minore di 1, il valore di picco della pressione cinetica del vento può essere espresso mediante la relazione:

$$q_p(z) \cong \frac{1}{2} \rho \cdot v_p^2(z) \cong \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot v_m^2(z) \cdot [1 + 2 \cdot g_v(z) \cdot I_v(z)] \quad (2.8)$$

dove ρ è la densità dell'aria. Le presenti Istruzioni applicano l'Eq. (2.8) al paragrafo 3.2.7 ponendo $g_v = 3,5$. L'Appendice F chiarisce il ruolo dell'approssimazione introdotta nell'Eq. (2.6), e la relazione che intercorre fra la velocità di picco e la pressione cinetica di picco del vento.

2.4 AERODINAMICA DELLE COSTRUZIONI

Si consideri un corpo fisso e indeformabile immerso nel vento. Si possono individuare due effetti collegati: da un lato, il corpo modifica il flusso alterandone la configurazione locale; dall'altro, sulla superficie del corpo nasce una pressione P differente dalla pressione statica P_0 del flusso indisturbato. La superficie del corpo è pertanto sottoposta a un'azione aerodinamica legata, nel suo complesso, alla variazione della pressione sulla sua superficie, $p = P - P_0$. La rappresentazione del fenomeno fisico cambia a seconda che il fluido abbia proprietà tipicamente tridimensionali (Figura 2.17), oppure possa essere ricondotto, almeno lontano dalle zone di bordo, a un regime bidimensionale (Figura 2.18) (nel piano della sezione trasversale).

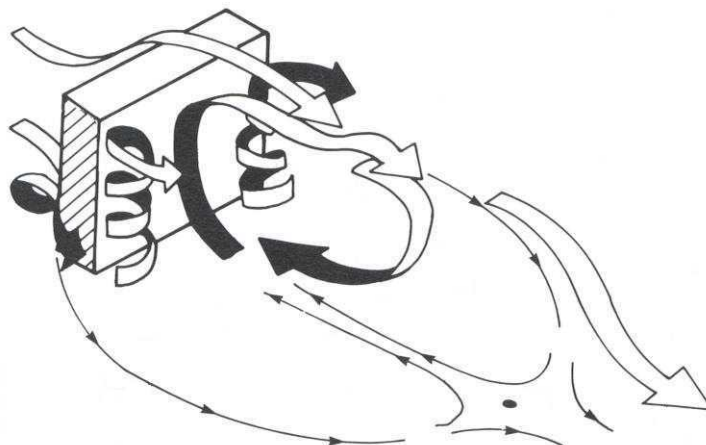


Figura 2.17 - Corpo tridimensionale in un campo di vento.

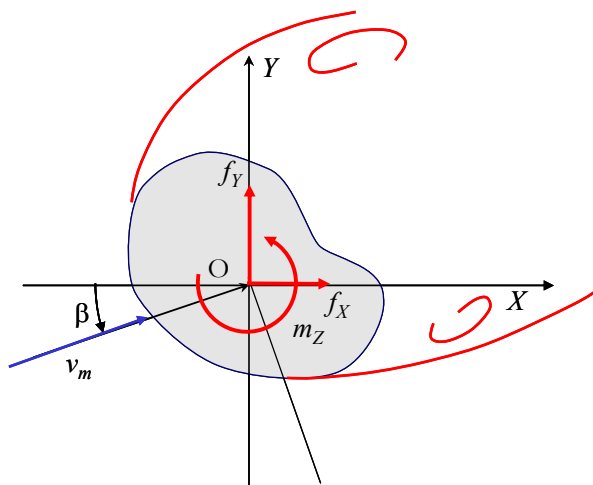


Figura 2.18 - Corpo bidimensionale in un campo di vento.

In entrambi i casi, sulla superficie del corpo esposta al flusso incidente si realizza un sottile strato limite di natura laminare o turbolenta (Figura 2.19), in funzione del numero di Reynolds Re , definito nel paragrafo 3.3.7, e della scabrezza superficiale del corpo.

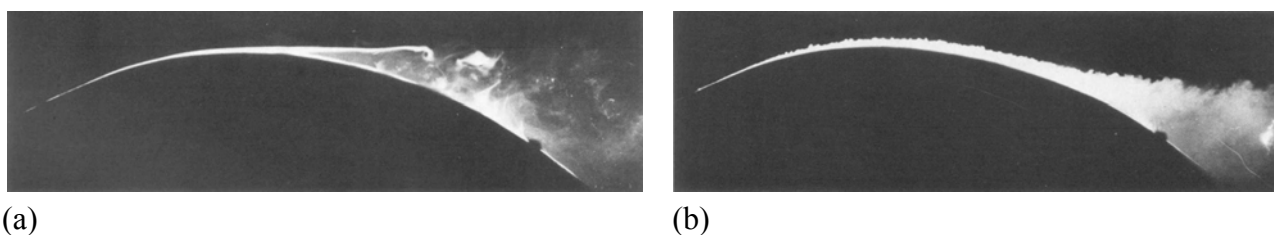


Figura 2.19 - Strato limite laminare (a) e turbolento (b).

Quando lo strato limite è sottoposto a un gradiente di pressione negativo nella direzione del vento, cioè quando il flusso tende ad accelerare per il principio di Bernoulli, lo spessore dello strato limite tende a diminuire e la vorticità che si realizza al suo interno è trasportata verso la superficie; in altre parole, lo strato limite tende ulteriormente a schiacciarsi contro la superficie. Il fenomeno opposto si attua quando lo strato limite è sede di un gradiente positivo di pressione, detto gradiente avverso di pressione; in tale circostanza lo spessore dello strato limite cresce, e la vorticità è trasportata dalla superficie del corpo verso l'esterno, dando vita al fenomeno della separazione dello strato limite. A valle di tale separazione, il flusso esterno allo strato limite è allontanato dalla superficie; pertanto, la vorticità non è più confinata in una zona sottile aderente alla superficie, ma occupa un'ampia zona di flusso. Questa zona del flusso prende il nome di scia vorticoso, e ha un ruolo essenziale nel comportamento delle costruzioni sottoposte all'azione del vento.

L'insorgenza di un gradiente avverso di pressione presenta aspetti diversi a seconda che la superficie del corpo sia arrotondata o abbia spigoli vivi.

Nel caso dei corpi con superfici arrotondate, il fenomeno fisico dipende, oltre dalla forma del corpo, dal numero di Reynolds e dalla scabrezza della superficie. La Figura 2.20 illustra il caso classico di un cilindro liscio di lunghezza infinita e sezione circolare, immerso in un campo di vento laminare, cioè privo di turbolenza. Per $Re < 1$, lo strato limite è laminare e si mantiene attaccato al cilindro lungo tutto il perimetro (Figura 2.20a). Per $1 < Re < 30$, lo strato limite resta laminare, ma si separa dal cilindro dando luogo a due vortici stazionari simmetrici a struttura laminare (Figura 2.20b). Per $30 < Re < 10000$, lo strato limite è ancora laminare ma i vortici, pur conservando struttura laminare, si staccano alternativamente dal cilindro realizzando una scia di Von Karman, cioè due treni di vor-

tici (Figura 2.20c) dotati di velocità di traslazione nei riguardi del cilindro. Per $10000 < Re < 200000$, lo strato limite permane laminare, ma i vortici presentano struttura in prevalenza turbolenta con strati vorticosi di difficile individuazione (Figura 2.20d). Per $Re > 200000$, lo strato limite è turbolento, i punti di separazione si spostano a valle e la scia, tuttora turbolenta, diventa più stretta (Figura 2.20e). L'incremento della rugosità superficiale fa sì che il regime di transizione si realizzi per numeri di Reynolds minori.

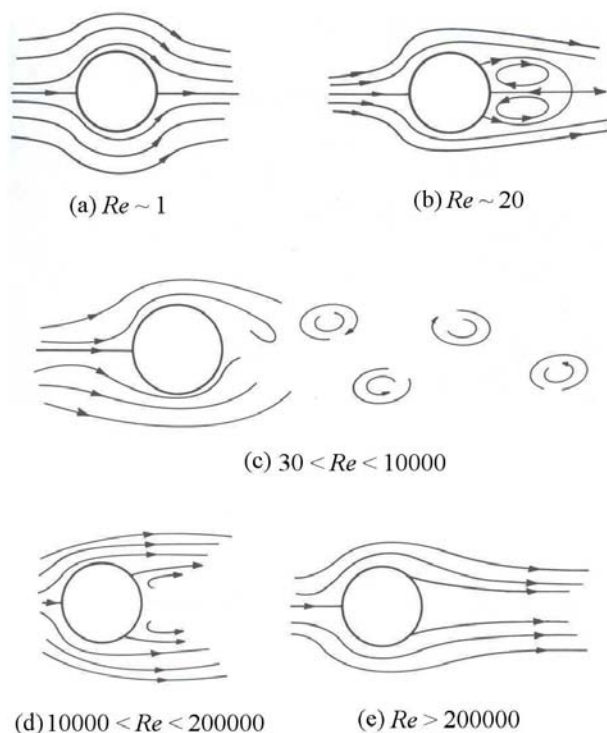


Figura 2.20 - Cilindro di lunghezza indefinita e sezione circolare immerso in un campo di flusso.

La situazione cambia profondamente nei corpi con spigoli vivi. Essi danno luogo alla separazione dello strato limite poiché, se il flusso riuscisse a contornare lo spigolo, la velocità esterna allo strato limite sarebbe molto alta e la pressione molto piccola. Subito dopo lo spigolo si avrebbe quindi un gradiente avverso di pressione tanto elevato da essere insostenibile senza separazione. La Figura 2.21(a) mostra il flusso nell'intorno di un cilindro a sezione quadrata, dove la separazione di scia si realizza presso gli spigoli della faccia frontale. La configurazione del flusso è quindi indipendente dal numero di Reynolds e dalla scabrezza della superficie. Si noti anche che i corpi allungati nella direzione del flusso spesso danno luogo, dopo la separazione dagli spigoli frontali, alla formazione di bolle di separazione (Figura 2.21b); a valle di queste il flusso tende a riattaccarsi alle pareti laterali del corpo, poi si separa di nuovo in corrispondenza degli spigoli nel retro-corpo.

La resistenza offerta dal corpo al vento è tanto maggiore quanto più ampia è la scia vorticososa.

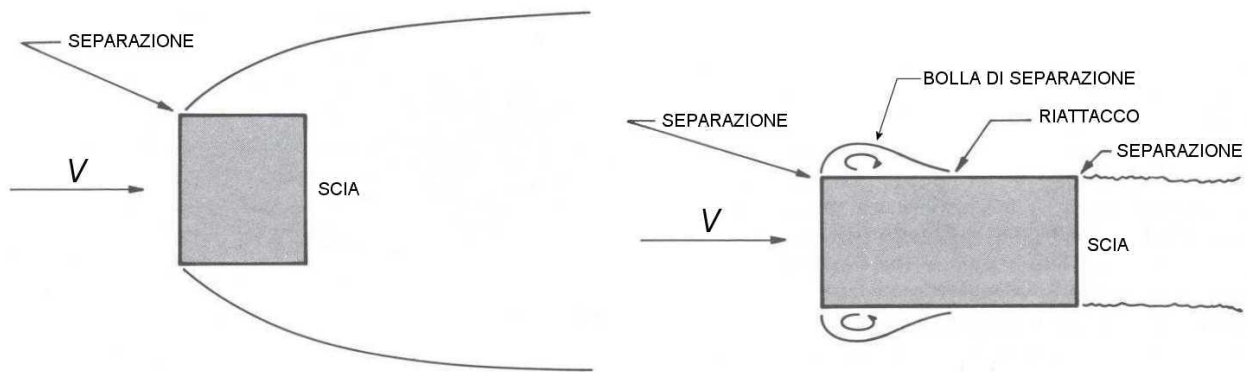


Figura 2.21 - Separazione del flusso da corpi a spigoli vivi.

Sulla scorta di questi principi, le azioni aerodinamiche del vento sui corpi fissi e indeformabili dipendono, in maniera diversa, dal flusso incidente e dalla scia vorticoso. Il primo agisce attraverso la velocità media e la sua fluttuazione. La seconda genera azioni legate alla turbolenza prodotta dal corpo. L'ingegneria del vento è solita quantificare tali azioni attraverso parametri adimensionali chiamati, nel loro complesso, coefficienti aerodinamici. Essi comprendono i coefficienti di pressione, i coefficienti di pressione complessiva, i coefficienti di forza e di momento risultante, i coefficienti di forza e di momento per unità di lunghezza, e i coefficienti di attrito.

Si definisce coefficiente di pressione il parametro:

$$c_p = \frac{p}{\frac{1}{2} \cdot \rho \cdot V^2} \quad (2.9)$$

dove V è un valore medio o di picco della velocità, quindi indipendente dal tempo, caratteristico del flusso indisturbato e valutato a una quota convenzionale di riferimento.

Quando $p > 0$ ($P > P_0$), c_p è positivo e la pressione è detta sovrappressione; tale situazione è tipica delle superfici frontali esposte al vento incidente e, più in generale, delle zone dove lo strato limite resta aderente alla superficie del corpo. Per contro, se $p < 0$ ($P < P_0$), c_p è negativo e la pressione è definita depressione o suzione; tale situazione è tipica delle superfici laterali e sotto vento e, più in generale, delle zone sede di separazione di scia.

Si definisce esterna la pressione p_e che agisce sulle facce esterne del corpo; in questo caso il coefficiente c_p è chiamato coefficiente di pressione esterna ed è indicato con il simbolo c_{pe} . Si definisce interna la pressione p_i che agisce sulle facce interne del corpo; in questo caso il coefficiente c_p è chiamato coefficiente di pressione interna ed è indicato con il simbolo c_{pi} . La Figura 2.22 riporta una tipica distribuzione del coefficiente di pressione esterna di un edificio.

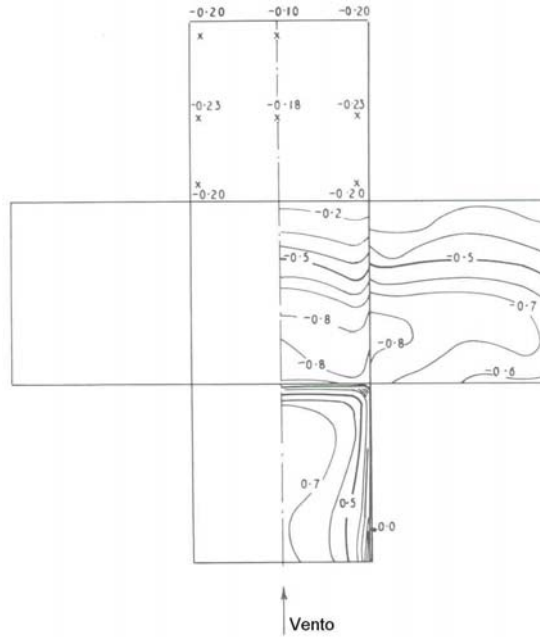


Figura 2.22 - Coefficiente di pressione sulla superficie esterna di un edificio.

La pressione complessiva p_n esercitata dal vento su una superficie è la risultante delle pressioni p_1 e p_2 applicate dal vento, rispettivamente, sulle facce 1 e 2 della superficie. Assumendo p_n concorde con la pressione applicata dal vento sulla faccia 1, $p_n = p_1 - p_2$. Si definisce coefficiente di pressione complessiva il parametro:

$$c_{pn} = \frac{p_n}{\frac{1}{2} \cdot \rho \cdot V^2} = \frac{p_1 - p_2}{\frac{1}{2} \cdot \rho \cdot V^2} \quad (2.10)$$

I coefficienti di pressione e i coefficienti di pressione complessiva sono impiegati generalmente per rappresentare la distribuzione della pressione p sulle superfici di corpi tridimensionali estesi. Nel caso dei corpi tridimensionali compatti, è spesso sufficiente conoscere le tre componenti della forza risultante, F_X , F_Y e F_Z , e del momento risultante, M_X , M_Y e M_Z , rispetto a un sistema di riferimento cartesiano X , Y , Z . Si definiscono coefficienti di forza, c_{FX} , c_{FY} e c_{FZ} , e coefficienti di momento, c_{MX} , c_{MY} e c_{MZ} , i sei parametri:

$$c_{F\alpha} = \frac{F_\alpha}{\frac{1}{2} \cdot \rho \cdot V^2 \cdot L^2} ; \quad c_{M\alpha} = \frac{M_\alpha}{\frac{1}{2} \cdot \rho \cdot V^2 \cdot L^3} \quad (\alpha = X, Y, Z) \quad (2.11)$$

dove L è una dimensione caratteristica del corpo.

La formulazione si semplifica notevolmente nel caso dei corpi bidimensionali snelli, per i quali è spesso sufficiente conoscere le azioni aerodinamiche risultanti, per unità di lunghezza, riferite alla linea d'asse del corpo. Prendendo in esame la Figura 2.18, dove l'asse del corpo coincide con Z , si definiscono coefficienti di forza, c_{fX} e c_{fY} , e di momento, c_{mZ} , i tre parametri:

$$c_{fX} = \frac{F_X}{\frac{1}{2} \cdot \rho \cdot V^2 \cdot l} ; \quad c_{fY} = \frac{F_Y}{\frac{1}{2} \cdot \rho \cdot V^2 \cdot l} ; \quad c_{mZ} = \frac{m_Z}{\frac{1}{2} \cdot \rho \cdot V^2 \cdot l^2} \quad (2.12)$$

dove l è una dimensione caratteristica della sezione. La Figura 2.23 riporta un tipico andamento di tali coefficienti per un impalcato da ponte; l'angolo β che definisce la direzione del vento è comunemente chiamato angolo di attacco (della vena fluida) (Figura 2.23).

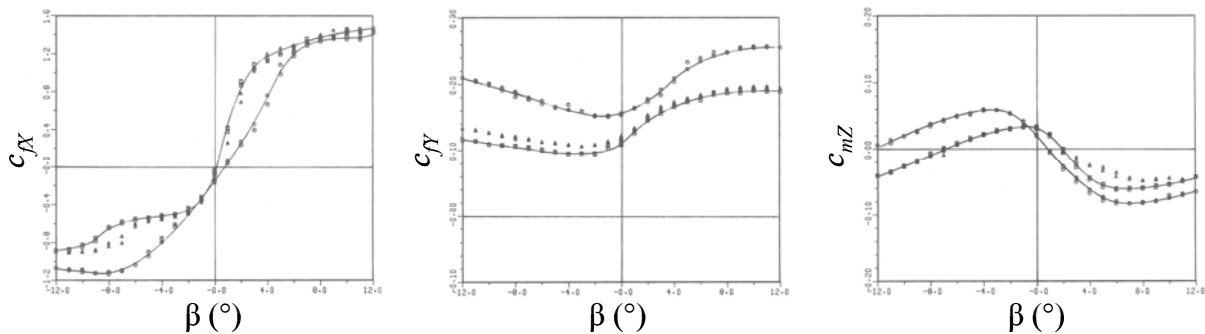


Figura 2.23 - Coefficienti di resistenza, portanza e momento torcente di un impalcato da ponte.

Quando l'asse X coincide con la direzione del vento incidente, i coefficienti c_{fX} e c_{fY} sono chiamati, rispettivamente, coefficienti di resistenza (*drag*) e coefficiente di portanza (*lift*).

Si definisce coefficiente di attrito il parametro:

$$c_f = \frac{w_f}{\frac{1}{2} \cdot \rho \cdot V^2} \quad (2.13)$$

dove w_f è l'azione tangente, per unità di superficie lambita dal vento, nella direzione del flusso.

La conoscenza dei parametri atmosferici, ρ e V , delle dimensioni caratteristiche del corpo, L e l , e dei coefficienti aerodinamici fornisce, attraverso le Eqq. (2.9)-(2.13), le azioni aerodinamiche.

In particolare, identificando V con la velocità media del vento, $V = v_m$, le Eqq. (2.9)-(2.13) forniscono i valori medi delle azioni aerodinamiche. Ad esempio, partendo dall'Eq. (2.12), la forza media del vento in direzione X per unità di lunghezza è fornita dalla relazione:

$$f_{xm} = \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot v_m^2 \cdot l \cdot c_{fX} \quad (2.14)$$

Analogamente, identificando V con la velocità di picco, $V = v_p$, le Eqq. (2.9)-(2.13) forniscono i valori di picco delle azioni aerodinamiche. Ad esempio, usando ancora l'Eq. (2.12), la forza di picco del vento in direzione X per unità di lunghezza è fornita dalla relazione:

$$f_{xp} = \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot v_p^2 \cdot l \cdot c_{fX} \quad (2.15)$$

Analoghe espressioni sono facilmente ricavabili applicando tutte le Eqq. (2.9)-(2.13).

I paragrafi 3.3.1-3.3.5 applicano le Eqq. (2.9)-(2.13) per esprimere le azioni aerodinamiche di picco come il prodotto di tre grandezze: la pressione cinetica di picco a una quota fissata di riferimento, il coefficiente aerodinamico appropriato, ed eventualmente una dimensione caratteristica del corpo. Le Appendici G e H forniscono un'ampia rassegna di coefficienti aerodinamici relativi, rispettivamente, alle azioni globali e locali del vento. L'Appendice Q illustra gli aspetti essenziali inerenti l'impiego delle gallerie del vento.

2.5 RISPOSTA DINAMICA

Si prenda in esame una costruzione o un suo elemento riconducibile, in prima approssimazione, allo schema bidimensionale in Figura 2.18. Ammettendo che gli spostamenti causati dal vento siano piccoli, essi possono essere stimati applicando sul corpo le azioni aerodinamiche valutate trattando il corpo come fisso e indeformabile (paragrafo 2.4). Tali azioni sono schematizzate (per unità di lunghezza) mediante una forza longitudinale F_D ($D = drag$, resistenza, in direzione x), una forza trasversale F_L ($L = lift$, portanza, in direzione y) e un momento torcente (M , intorno all'asse z) (Figura 2.24). Per effetto di tali azioni il corpo manifesta tre forme di risposta, definite longitudinale (D),

trasversale (L) e torsionale (M). La risposta longitudinale e la risposta trasversale si esplicano, rispettivamente, nei piani x, z e y, z ; la rotazione torsionale avviene intorno all'asse z . Si ammette, per semplicità, che le tre risposte siano non accoppiate.

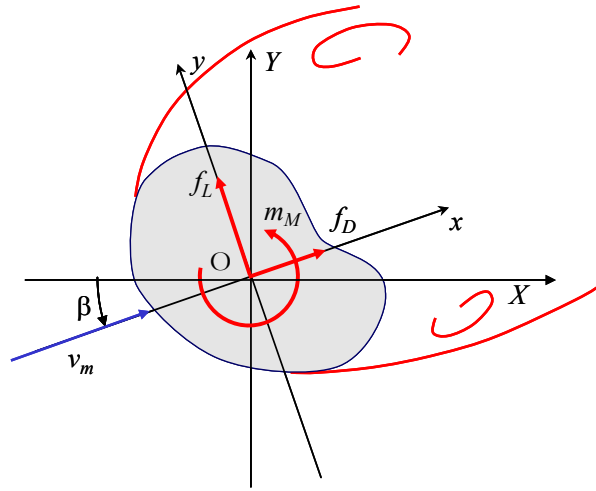


Figura 2.24 - Risposta longitudinale, trasversale e torsionale.

Assumendo che la struttura possieda un comportamento elastico lineare, l'equazione del moto del grado di libertà longitudinale $x(t)$ assume la forma:

$$\ddot{x}(t) + 2 \cdot \xi_D \cdot (2\pi \cdot n_D) \cdot \dot{x}(t) + (2\pi \cdot n_D)^2 \cdot x(t) = \frac{1}{m} \cdot f_D(t) \quad (2.16)$$

dove m , n_D e ξ_D sono, rispettivamente, la massa, la frequenza fondamentale e il rapporto di smorzamento in direzione longitudinale (Appendice I). Analogamente alla velocità del vento (Eq. 2.4), anche l'azione aerodinamica f_D e la risposta dinamica x sono espresse nella forma:

$$f_D(t) = f_{Dm} + f'_D(t) \quad (2.17)$$

$$x(t) = x_m + x'(t) \quad (2.18)$$

dove f_{Dm} e f'_D sono, rispettivamente, il valore medio e la parte fluttuante di f_D ; x_m e x' sono, rispettivamente, il valore medio e la parte fluttuante di x . Il valore medio e la parte fluttuante di x (Eq. 2.18) sono dovuti, rispettivamente, al valore medio e alla parte fluttuante di f_D (Eq. 2.17); a loro volta questi sono dovuti, rispettivamente, al valore medio e alla parte fluttuante di v (Eq. 2.4). In particolare (assumendo piccola la turbolenza atmosferica), analogamente alla velocità, anche l'azione aerodinamica e la risposta costituiscono processi aleatori stazionari gaussiani. Pertanto, il valore di picco di x è fornito dalle relazioni:

$$x_p = x_m + g_D \cdot \sigma_x = x_m + g_D \cdot \sqrt{\sigma_{Bx}^2 + \sigma_{Rx}^2} = x_m \cdot G_D \quad (2.19)$$

$$G_D = 1 + g_D \cdot \frac{\sigma_x}{x_m} = 1 + 2 \cdot g_D \cdot I_v \cdot \sqrt{B^2 + R_D^2} \quad (2.20)$$

dove σ_x e g_D sono, rispettivamente, la deviazione standard e il fattore di picco di x ; σ_{Bx} e σ_{Rx} sono, rispettivamente, la parte quasi-statica e la parte risonante della deviazione standard della risposta; G_D è il fattore di raffica della risposta dinamica longitudinale; B e R_D sono due coefficienti definiti, rispettivamente, fattore di risposta quasi-statica e fattore di risposta risonante.

Il fattore di risposta quasi-statica B è un coefficiente che tiene conto della correlazione parziale delle pressioni esercitate dal vento sulla superficie di area A esposta al vento. Quando A è tanto piccola

da tendere a un punto (A tendente a 0), $B = 1$; al crescere di A , a causa della non contemporaneità dei picchi di pressione, B progressivamente diminuisce sino a tendere a 0 per A che tende all'infinito (Figura 2.25a).

Il fattore di risposta risonante R_D è un coefficiente funzione dell'area A esposta al vento, della frequenza fondamentale n_D e del rapporto di smorzamento ξ_D della struttura. Analogamente a B , esso diminuisce al crescere di A in virtù della non contemporaneità dei picchi di pressione. Inoltre, nell'ambito dei valori più comuni della frequenza fondamentale, esso è tanto minore quanto più rigida è la struttura (Figura 2.25b). Infine, R_D diminuisce al crescere dello smorzamento.

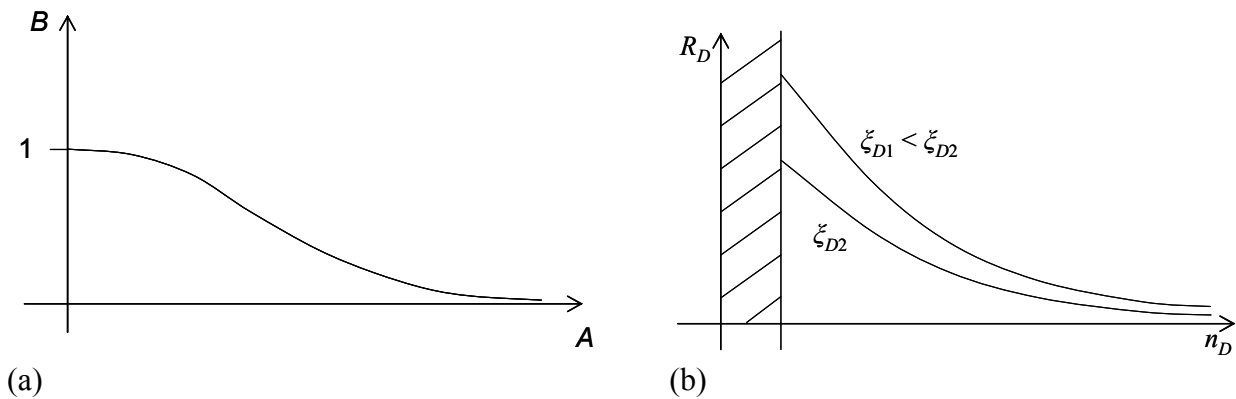


Figura 2.25 - Fattore di risposta quasi-statica B (a) e risonante R_D (b).

Pertanto può dirsi che il coefficiente di raffica G_D dipende dalla dimensione, dalla rigidezza e dallo smorzamento della struttura. E' grande se la struttura è piccola o snella, flessibile e/o poco smorzata; è piccolo se la struttura è grande, rigida e molto smorzata. La Tabella 2.II fornisce uno schema riassuntivo dei valori assunti da G_D ; in ogni caso $G_D \geq 1$.

Tabella 2.II - Coefficiente di raffica longitudinale G_D .

Frequenza n_D e smorzamento ξ_D	Superficie esposta al vento A		
	puntiforme ($B \rightarrow 1$)	media ($0 < B < 1$)	molto estesa ($B \rightarrow 0$)
molto piccoli ($R_D \gg B$)	$G_D = 1 + 2g_D I_v R_D$	$G_D = 1 + 2g_D I_v R_D$	-
medi ($R_D > 0$)	$G_D = 1 + 2g_D I_v \sqrt{1 + R_D^2}$	$G_D = 1 + 2g_D I_v \sqrt{B^2 + R_D^2}$	$G_D = 1 + 2g_D I_v R_D$
molto grandi ($R_D \rightarrow 0$)	$G_D = 1 + 2g_D I_v$	$G_D = 1 + 2g_D I_v B$	1

Osservando che l'azione aerodinamica media, f_{Dm} , dà luogo alla risposta media della struttura, x_m , si definisce azione statica equivalente, f_{Dse} , un'azione aerodinamica che, applicata staticamente alla struttura, dà luogo al valore di picco della risposta x_p . Sfruttando la linearità del problema, essa è fornita dalla relazione:

$$f_{Dse} = f_{Dm} \cdot G_D \tag{2.21}$$

dove G_D è il coefficiente di raffica.

In alternativa all'Eq. (2.21), l'azione statica equivalente può essere espressa dalla relazione:

$$f_{Dse} = f_{Dp} \cdot c_{dD} \tag{2.22}$$

dove $f_{Dp} = f_{Dm} (1 + 2g_v I_v)$ è l'azione aerodinamica di picco e c_{dD} è il coefficiente dinamico fornito dalla relazione:

$$c_{ad} = \frac{G_D}{1+2 \cdot g_v \cdot I_v} = \frac{1+2 \cdot g_D \cdot I_v \cdot \sqrt{B^2 + R_D^2}}{1+2 \cdot g_v \cdot I_v} \quad (2.23)$$

Diversamente dal coefficiente di raffica G_D , il coefficiente dinamico c_{ad} può essere maggiore, minore o uguale a 1. La condizione $c_{ad} > 1$ corrisponde a $G_D > 1+2g_v I_v$ e conduce ad azioni statiche equivalenti maggiori delle azioni aerodinamiche di picco; essa è tipica delle strutture piccole, flessibili e poco smorzate. La condizione $c_{ad} < 1$ corrisponde a $G_D < 1+2g_v I_v$ e conduce ad azioni statiche equivalenti minori delle azioni aerodinamiche di picco; essa è tipica delle strutture grandi, rigide e molto smorzate. La Tabella 2.III fornisce uno schema riassuntivo dei valori assunti da c_{ad} , avendo posto $g_D = g_v = 3,5$: $g_D = 3,5$ costituisce un valore medio rappresentativo del coefficiente di picco della risposta longitudinale; $g_v = 3,5$ è il valore convenzionale attribuito dalle presenti Istruzioni al coefficiente di picco della velocità. La Figura 2.26 fornisce un'interpretazione grafica della Tabella 2.III.

Tabella 2.III - Coefficiente dinamico longitudinale c_{ad} .

Frequenza n_D e smorzamento ξ_D	Superficie esposta al vento A		
	puntiforme ($B \rightarrow 1$)	media ($0 < B < 1$)	molto estesa ($B \rightarrow 0$)
molto piccoli ($R_D \gg B$)	$c_{ad} = \frac{1+7I_v R_D}{1+7I_v}$	$c_{ad} = \frac{1+7I_v R_D}{1+7I_v}$	-
medi ($R_D > 0$)	$G_D = 1+2g_D I_v \sqrt{1+R_D^2}$	$G_D = 1+2g_D I_v \sqrt{B^2 + R_D^2}$	$c_{ad} = \frac{1+7I_v R_D}{1+7I_v}$
molto grandi ($R_D \rightarrow 0$)	$c_{ad} = 1$	$c_{ad} = \frac{1+7I_v B}{1+7I_v}$	$c_{ad} = \frac{1}{1+7I_v}$

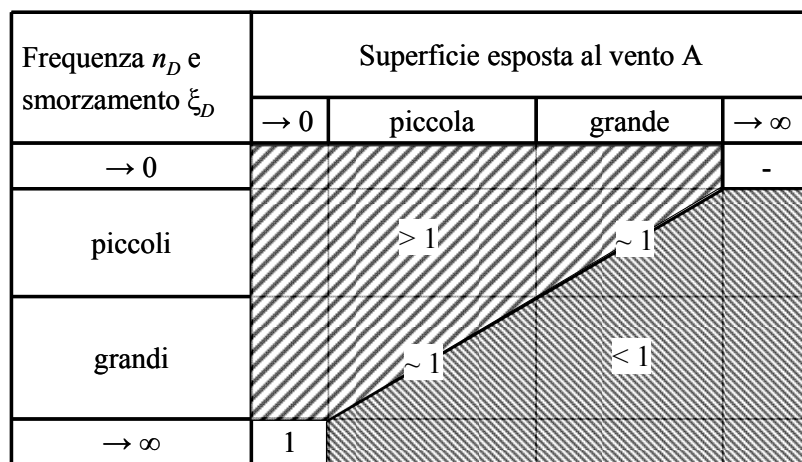


Figura 2.26 - Coefficiente dinamico longitudinale c_{ad} .

Le presenti Istruzioni introducono l'Eq. (2.22) nel paragrafo 3.4.1, estendendola a tutte le azioni del vento. L'Eq. (2.23) è invece introdotta nell'Appendice L, ponendo $g_v = 3,5$. In questo modo, l'azione statica equivalente risulta il prodotto di tre grandezze caratteristiche, rispettivamente, del vento nel sito ove sorge la costruzione (paragrafo 3.2), dell'aerodinamica del corpo (paragrafo 3.3) e della dinamica della struttura (paragrafo 3.4): la pressione cinetica di picco a una quota di riferimento (Eq. 2.8), il coefficiente aerodinamico (Eq. 2.9-2.13) e il coefficiente dinamico (Eq. 2.23).

L'elemento distintivo di questa trattazione è costituito dal fatto che la risposta longitudinale della struttura è prodotta da due principali meccanismi di azione, entrambi associati al flusso incidente: la velocità media del vento e la turbolenza longitudinale. La situazione è più complessa nei riguardi della risposta trasversale e torsionale dove intervengono, oltre ai due meccanismi di azione sopra

citati, tre nuovi fondamentali elementi: la turbolenza laterale (per le strutture a sviluppo verticale), la turbolenza verticale (per le strutture a sviluppo orizzontale) e, soprattutto, la scia vorticoso. Essi determinano un insieme di fenomeni la cui valutazione e interpretazione è molto più complessa di quella che compete alla risposta longitudinale. Peraltro si noti che, almeno nel campo delle strutture ordinarie, la risposta trasversale e torsionale è spesso meno importante di quella longitudinale. Ciò non è vero, almeno in generale, nel caso dei tipi strutturali caratterizzati, ad esempio, da notevole altezza (edifici alti, torri, ciminiere, ...) o lunghezza (ponti, passerelle pedonali, elementi di grandi strutture industriali, cavi, ...); in questi casi accade anzi di frequente che la risposta trasversale e torsionale diventino gli elementi cruciali del progetto. L'Appendice M delle presenti Istruzioni fornisce alcuni criteri per valutare tali fenomeni nel caso particolare degli edifici alti e regolari.

Il fisico umano non manifesta generalmente difficoltà a sopportare elevati spostamenti; è invece molto sensibile all'accelerazione alla quale è sottoposto, dando luogo a reazioni che spaziano dalla non percezione all'intollerabilità. La valutazione dell'accelerazione indotta dal vento ai piani alti degli edifici è quindi un presupposto essenziale per verificarne una corretta abitabilità. Le Appendici L e M forniscono, accanto ai criteri per valutare le azioni statiche equivalenti longitudinali, trasversali e torsionali, analoghi criteri per determinare le corrispondenti accelerazioni. L'Appendice N introduce opportuni criteri per valutare l'accettabilità di tali valori dell'accelerazione nei riguardi dell'abitabilità dell'edificio.

2.6 DISTACCO DEI VORTICI

Il fenomeno del distacco dei vortici dalle costruzioni e dagli elementi snelli (ad esempio le ciminiere, i pali d'illuminazione, le membrature delle strutture reticolari e i cavi) costituisce uno degli aspetti più peculiari dell'ingegneria del vento.

Per illustrare questo fenomeno si prenda in esame un corpo snello, quindi tendenzialmente bidimensionale, e si consideri la scia vorticoso che si forma nella zona di separazione del flusso (Figura 2.24). Essa è caratterizzata da un distacco alternato di vortici dalla struttura che causa una forza trasversale alla direzione del flusso schematizzabile, in prima approssimazione, mediante la legge armonica:

$$f_{sL}(t) = A_s \cdot \sin(2\pi \cdot n_s \cdot t) \quad (2.24)$$

dove A_s è l'ampiezza e n_s è la frequenza dominante del distacco dei vortici; essa è fornita dalla legge di Strouhal:

$$n_s = \frac{St \cdot v_m}{b} \quad (2.25)$$

nella quale St è un parametro adimensionale, detto numero di Strouhal, principalmente funzione della forma della sezione e del numero di Reynolds, v_m è la velocità media del vento, b è una dimensione caratteristica della sezione del corpo.

Le condizioni più critiche si manifestano quando la frequenza di distacco dei vortici è uguale alla frequenza propria di un modo di vibrazione trasversale della struttura $n_{L,i}$, in particolare alla prima frequenza propria associata a una forma di vibrazione perpendicolare alla direzione del vento, $n_{L,i}$.

Si definiscono critiche le velocità medie del vento $v_m = v_{cr,i}$, per le quali $n_s = n_{L,i}$ e la struttura subisce un fenomeno di risonanza:

$$v_{cr,i} = \frac{n_{L,i} \cdot b}{St} \quad (2.26)$$

Quanto sopra richiede alcune considerazioni di particolare importanza.

La prima considerazione riguarda la circostanza che il modello armonico della forza trasversale causata dal distacco dei vortici (Eq. 2.24) è ragionevole solo nel caso di flusso laminare; al crescere della turbolenza, il contenuto armonico della forza si distribuisce su una banda di frequenze sempre più ampia, ancorché centrata sulla frequenza n_s . Pertanto, mentre la risposta longitudinale tende ad aumentare quanto è maggiore la turbolenza, l'incremento della turbolenza attenua la risposta trasversale al distacco dei vortici.

La seconda considerazione riguarda il profilo della velocità media del vento che cresce in funzione dell'altezza. Le strutture a sviluppo verticale manifestano quindi valori critici della velocità media del vento che migrano lungo l'asse della struttura al variare dell'intensità della velocità media (Figura 2.27). Si pone quindi il problema di quale posizione della velocità critica causi la massima risposta trasversale. L'esperienza e la teoria dimostrano che ciò accade in prossimità delle posizioni dove è massima l'ampiezza del modo risonante di vibrazione. Il primo modo di vibrazione è pertanto eccitato, con massimo vigore, quando il distacco critico dei vortici avviene presso la sommità della struttura (Figura 2.27a). I modi superiori vanno analizzati in relazione a più posizioni di distacco critico (Figura 2.27b).

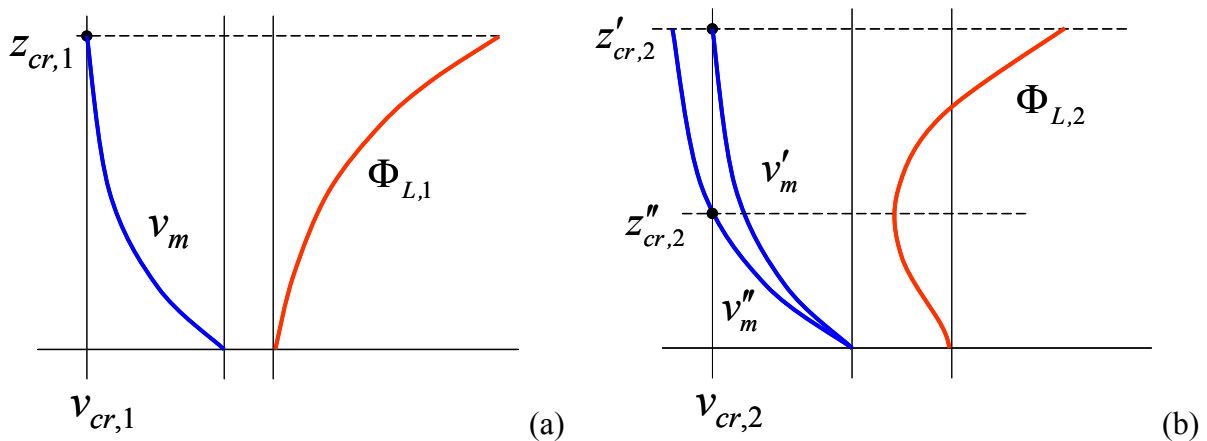


Figura 2.27 - Posizioni critiche in cui si attua il distacco risonante dei vortici.

La terza e principale osservazione è che, secondo l'Eq. (2.25), il legame fra la frequenza di distacco dei vortici n_s e la velocità media del vento v_m è lineare (Figura 2.28a). In realtà tale legge è violata, a partire da $v_{cr,i}$, all'interno di un intervallo di velocità $\Delta v_{cr,i}$ (Figura 2.28b), detto dominio di autocontrollo o di sincronizzazione o di *lock-in*, tanto più ampio quanto minore è il numero di Scruton:

$$Sc = \frac{4\pi \cdot m \cdot \xi_{L,i}}{\rho \cdot b^2} \tag{2.27}$$

dove m è la massa della struttura per unità di lunghezza, assunta uniforme per semplicità, e $\xi_{L,i}$ è il fattore di smorzamento relativo all' i -esimo modo di vibrazione trasversale.

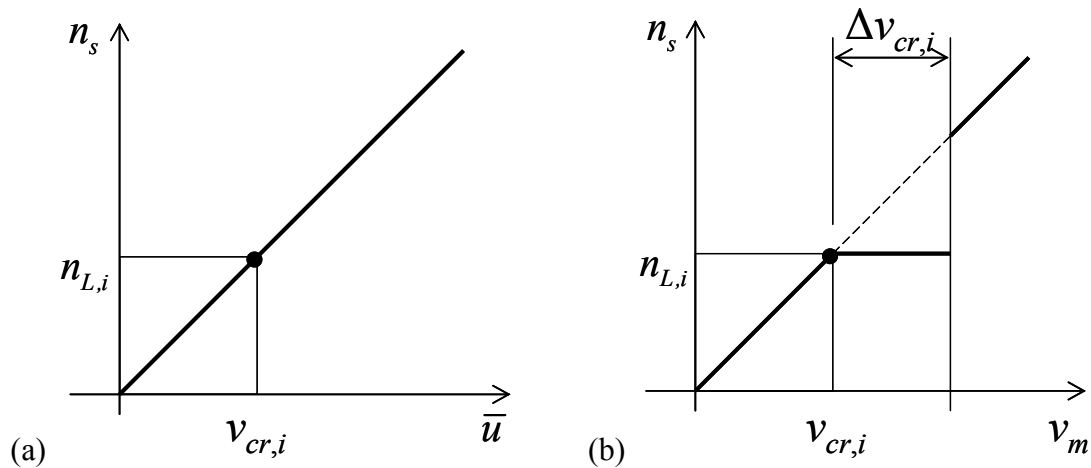


Figura 2.28 - Legge di Strouhal per grandi (a) e piccoli (b) numeri di Scruton.

Tutto ciò ha un significato fisico profondo. Quando il numero di Scruton è grande (Figura 2.28a), il distacco alternato dei vortici causa una forza trasversale del tipo sopra descritto, che a sua volta dà luogo a una classica vibrazione risonante; essa rientra pertanto nei tipici fenomeni di risposta dinamica della struttura illustrati nel paragrafo 2.5. Quando invece il numero di Scruton è piccolo, la scia vorticoso produce vibrazioni tanto ampie da diventare, esse stesse, il meccanismo principale che comanda il distacco alternato dei vortici; pertanto esso si manifesta, con la frequenza propria di vibrazione, anche variando, nei termini indicati in Figura 2.28b, la velocità media del vento; tale fenomeno risente dell'interazione fluido-struttura, e come tale rientra nella classe dei problemi trattati nel paragrafo 2.7. Per detti motivi, le vibrazioni causate dal distacco dei vortici hanno la peculiarità di collocarsi all'interfaccia fra la risposta dinamica e la risposta aeroelastica.

La Figura 2.29 chiarisce ciò che accade nel dominio di violazione della legge di Strouhal, illustrando qualitativamente i risultati di prove sperimentali in galleria del vento sul modello di una ciminiera. L'ascissa e l'ordinata riportano, rispettivamente, la velocità media ridotta, $v_m / n_{L,i} b$, e la deviazione standard normalizzata dello spostamento trasversale in sommità, σ_y / b ; i diversi diagrammi corrispondono a vari valori del numero di Scruton Sc . Quando Sc è grande, la risposta trasversale cresce, in misura relativamente contenuta, in un piccolo intorno della velocità critica. Riducendosi Sc , la risposta trasversale aumenta violentemente e la risonanza si estende a un intorno destro del valore critico della velocità; è quindi violata la legge di Strouhal (Figura 2.28b).

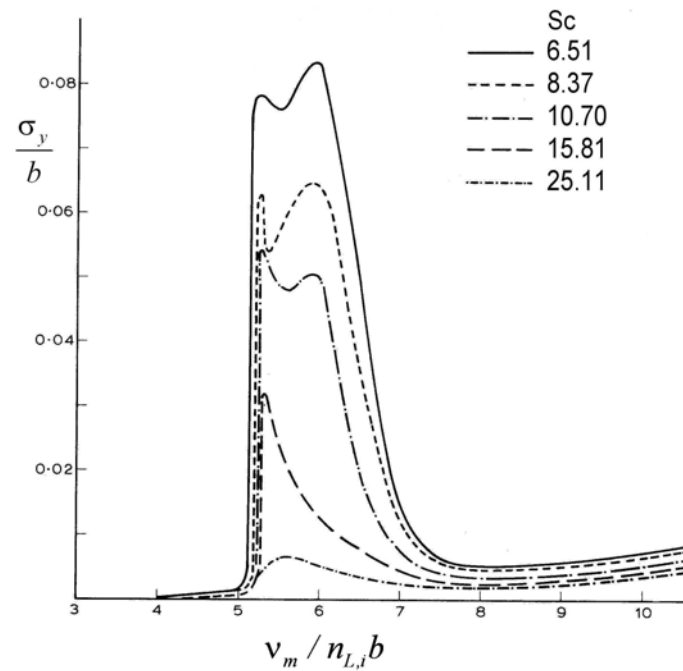


Figura 2.29 - Risposta trasversale al distacco dei vortici.

La Figura 2.30 riprende i risultati mostrati in Figura 2.29, riportando in ascissa e in ordinata, rispettivamente, il numero di Scruton e il valore massimo della deviazione standard normalizzata della risposta trasversale alla sommità della struttura. Si individuano tre regimi distinti. Per grandi valori di Sc , le vibrazioni sono forzate dal distacco dei vortici e hanno proprietà casuali (Figura 2.31a). Per piccoli valori di Sc , le vibrazioni sono auto-eccitate dalla struttura e hanno caratteristiche deterministiche (Figura 2.31b). Per valori intermedi di Sc , si realizza la transizione fra i due domini e le vibrazioni hanno caratteristiche di tipo misto (Figura 2.31c).

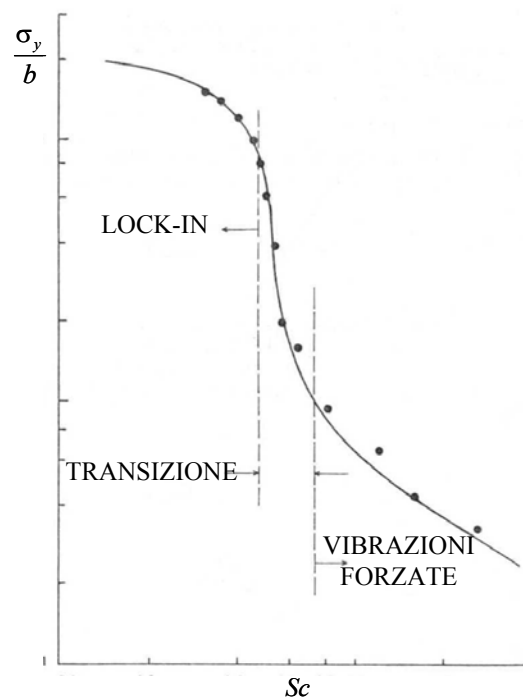


Figura 2.30 - Domini della risposta trasversale al distacco dei vortici.

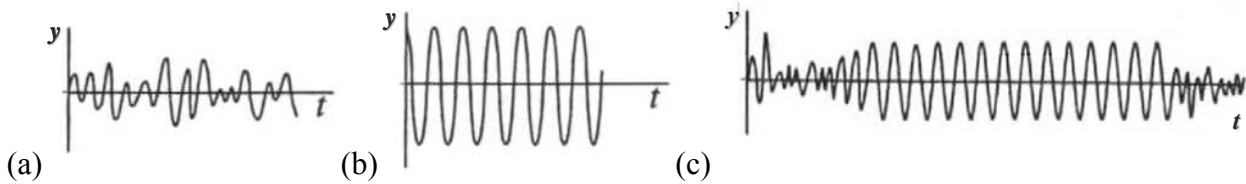


Figura 2.31 - Regime di risposta forzata (a), auto-eccitata (b) e di transizione (c).

Il dominio di transizione si attua per numeri di Scruton indicativamente nell'ordine di 5-20, e segna il passaggio dalla risposta dinamica classica al comportamento aeroelastico. Soprattutto dà luogo a un aumento repentino e violento delle vibrazioni. Generalmente è richiesto che la struttura non entri in questo dominio e permanga nel campo delle vibrazioni forzate. Si noti, anche in questo fenomeno, il ruolo favorevole della turbolenza; il suo incremento tende a spostare la transizione verso numeri di Scruton più piccoli, ritardando l'ingresso della struttura nel campo dell'auto-eccitazione.

A fronte di un comportamento fisicamente e concettualmente tanto complesso, e nonostante ricerche ormai secolari, mancano tuttora formulazioni esaustive, affidabili e condivise per prevedere questi fenomeni in maniera quantitativamente ragionevole. I due metodi attualmente più accreditati nel campo strutturale dell'ingegneria del vento hanno pregi e difetti complementari, e portano a risultati spesso molto diversi.

Assumendo che la struttura possieda un comportamento elastico lineare, e che sia sottoposta a un distacco dei vortici in risonanza con l' i -esimo modo di vibrazione trasversale, l'equazione del moto assume la forma:

$$\ddot{y}_i(t) + 2 \cdot \xi_{L,i} \cdot (2\pi \cdot n_{L,i}) \cdot \dot{y}_i(t) + (2\pi \cdot n_{L,i})^2 \cdot y_i(t) = \frac{1}{m} \cdot f_L(t) \quad (2.28)$$

nella quale y_i è lo spostamento trasversale associato all' i -esimo modo di vibrazione trasversale, f_L è la forza trasversale complessiva:

$$f_L(t) = f_{sL}(t) + f_{aL}(t) \quad (2.29)$$

dove f_{sL} è la forza aerodinamica dovuta al distacco dei vortici (Eq. 2.24), indipendente dal moto del corpo, e f_{aL} è la forza aeroelastica, dipendente dal moto ed espressa dalla relazione:

$$f_{aL}(t) = A_a \cdot K_a \cdot \left[1 - \frac{y_i^2(t)}{y_l^2} \right] \cdot \dot{y}_i(t) \quad (2.30)$$

dove i parametri del modello, A_a , K_a , y_l , sono calibrati tramite prove ed evidenze relative a strutture reali, con l'obiettivo di fornire risultati generalmente a favore di sicurezza.

Il secondo metodo, detto armonico, non contempla la presenza esplicita della forza aeroelastica nell'Eq. (2.29). Peraltro ne tiene conto, implicitamente, esprimendo la lunghezza della porzione strutturale dove si realizza il distacco risonante dei vortici, detta lunghezza di correlazione, in funzione dell'ampiezza del moto. I parametri del modello sono calibrati tramite prove su strutture reali, con l'obiettivo di fornire risultati mediamente aderenti alla realtà.

Purtroppo accade che il primo metodo talvolta conduca a stime esageratamente prudenti, mentre il secondo inevitabilmente dia luogo, in alcuni casi, a sottostimare l'entità delle vibrazioni. Peraltro, il metodo armonico ha l'indubbio vantaggio di essere applicabile in un contesto più ampio del metodo spettrale. La Figura 2.32 confronta qualitativamente i risultati tipici dei due metodi, evidenziando come le diversità si manifestino proprio nel dominio più delicato della transizione. L'Appendice O illustra questi concetti fornendo criteri operativi per un'applicazione razionale di entrambi i metodi.

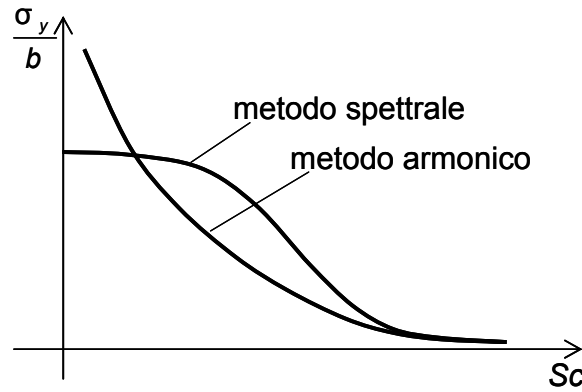


Figura 2.32 - Confronto fra tipici risultati del metodo spettrale ed armonico.

2.7 ALTRI FENOMENI AEROELASTICI

Sono detti aeroelastici i fenomeni d'interazione vento-struttura causati da spostamenti o velocità strutturali tanto elevati da modificare il flusso incidente, le azioni aerodinamiche e la risposta che il vento provocherebbe sul corpo fisso. Sono particolarmente suscettibili a tali fenomeni le strutture leggere, flessibili e con piccolo smorzamento, quali ad esempio le antenne, le ciminiere, i pali d'illuminazione e le torri faro, i ponti e le passerelle pedonali sorrette da cavi, le coperture di grande estensione e le tensostrutture, i cavi e i singoli elementi delle strutture reticolari e industriali.

Tralasciando le vibrazioni causate dal distacco dei vortici, già illustrate nel paragrafo 2.6, e volendo illustrare gli altri fenomeni aeroelastici in modo semplice, intuitivo e compatto, si prenda dapprima in esame un sistema strutturale con un solo grado di libertà nella generica direzione $\alpha = x, y$ o θ , essendo θ la rotazione torsionale intorno all'asse z (Figura 2.24). Ammettendo che la struttura possieda un comportamento elastico lineare, l'equazione del moto è fornita dalla relazione:

$$\ddot{\alpha}(t) + 2 \cdot \xi_{\alpha} \cdot (2\pi \cdot n_{\alpha}) \cdot \dot{\alpha}(t) + (2\pi \cdot n_{\alpha})^2 \cdot \alpha(t) = \frac{1}{m_{\alpha}} \cdot f_{\alpha}(t) \quad (2.31)$$

dove m_{α} , n_{α} e ξ_{α} sono la massa (o il momento di inerzia polare di massa), la frequenza fondamentale e il rapporto di smorzamento nella direzione α del moto; f_{α} è l'azione complessiva fornita dalla relazione:

$$f_{\alpha}(t) = f_{s\alpha}(t) + f_{a\alpha}(t) \quad (2.32)$$

dove $f_{s\alpha}$ è l'azione aerodinamica che il vento eserciterebbe sul corpo fisso e indeformabile, $f_{a\alpha}$ è l'azione aeroelastica o auto-eccitata causata dal moto del corpo; in generale, essa è una funzione non lineare della velocità $\dot{\alpha}(t)$ e dello spostamento $\alpha(t)$. Considerando piccole tali grandezze, cioè analizzando le condizioni di moto incipiente:

$$f_{a\alpha}(t) = 2 \cdot \beta_{\alpha} \cdot (2\pi \cdot n_{\alpha}) \cdot \dot{\alpha}(t) + \gamma_{\alpha} \cdot (2\pi \cdot n_{\alpha})^2 \cdot \alpha(t) \quad (2.33)$$

dove β_{α} e γ_{α} sono coefficienti funzioni delle proprietà strutturali e della velocità media del vento. Sostituendo l'Eq. (2.33) nelle Eqq. (2.31) e (2.32), risulta:

$$\ddot{\alpha}(t) + 2 \cdot (\xi_{\alpha} - \beta_{\alpha}) \cdot (2\pi \cdot n_{\alpha}) \cdot \dot{\alpha}(t) + (1 - \gamma_{\alpha}) \cdot (2\pi \cdot n_{\alpha})^2 \cdot \alpha(t) = \frac{1}{m_{\alpha}} \cdot f_{\alpha}(t) \quad (2.34)$$

dalla quale si evince che la proporzionalità fra $f_{a\alpha}$ e $\dot{\alpha}$ equivale a modificare lo smorzamento, mentre la proporzionalità fra $f_{a\alpha}$ e α equivale a modificare la rigidezza, o la frequenza fondamentale.

L'esame dell'Eq. (2.34) dimostra che, se $\beta_\alpha < 0$, lo smorzamento complessivo, somma di una parte strutturale e di una parte aeroelastica, aumenta. Per contro, se $\beta_\alpha > 0$, lo smorzamento complessivo si riduce al punto di annullarsi per $\beta_\alpha = \xi_\alpha$. Tale situazione dà luogo a fenomeni aeroelastici, di natura dinamica, chiamati galoppo per $\alpha = y$ e flutter torsionale per $\alpha = \theta$. La velocità media del vento in corrispondenza della quale $\beta_\alpha = \xi_\alpha$ è chiamata velocità critica di galoppo (per $\alpha = y$) o velocità critica di flutter torsionale (per $\alpha = \theta$). E' necessario che la probabilità di accadimento di tale velocità sia remota.

Nel caso duale in cui $\gamma_\alpha < 1$, la rigidità complessiva, somma di una parte strutturale e di una parte aeroelastica, aumenta. Per contro, se $\gamma_\alpha > 1$, la rigidità complessiva si riduce al punto di annullarsi quando $\gamma_\alpha = 1$. Questa situazione dà luogo a un fenomeno aeroelastico, di natura statica, chiamato divergenza. La velocità media del vento in corrispondenza della quale $\gamma_\alpha = 1$ è chiamata velocità critica di divergenza. E' necessario che la probabilità di accadimento di tale velocità sia remota.

Passando a considerare separatamente le equazioni del moto longitudinale, trasversale e torsionale, nella direzione $\alpha = x$ parallela al vento, $\beta_x \leq 0$ e $\gamma_x \leq 1$. Quindi, non solo il galoppo e la divergenza non possono attuarsi, ma addirittura l'aeroelasticità è ininfluenza o favorevole al comportamento della struttura.

Nella direzione $\alpha = y$ trasversale al vento, generalmente $\gamma_y \leq 1$. Pertanto, la divergenza non può attuarsi. Per contro, potendo assumere β_y valori positivi, negativi o nulli, nel primo caso può insorgere il galoppo. Esso riguarda soprattutto gli elementi strutturali non circolari e i cavi ghiacciati o percorsi da rivoli d'acqua.

Nella direzione torsionale $\alpha = \theta$, potendo essere β_θ maggiore, minore o uguale a zero, e potendo essere inoltre γ_θ maggiore, minore o uguale a 1, è possibile che si attui tanto il galoppo quanto la divergenza. Il primo fenomeno è molto improbabile; il secondo riguarda soprattutto gli impalcati da ponte e le lastre sottili.

Si definisce *flutter*, nel senso più generale del termine, una forma d'instabilità aeroelastica che coinvolga due o a più componenti accoppiate dello spostamento e della velocità. Esso dà luogo a un fenomeno equivalente a modificare, simultaneamente, lo smorzamento e la rigidità della struttura. E' tipico ad esempio degli impalcati dei ponti sospesi e strallati, e dei profili alari. Ha proprietà notevolmente complesse e richiede trattazioni specialistiche.

L'Appendice P fornisce un inquadramento generale di questa materia e, ove possibile, semplici criteri operativi di analisi.

2.8 INTERFERENZA

Si definiscono di interferenza, i fenomeni tali da modificare il comportamento alle azioni del vento che una costruzione o un suo elemento avrebbe se fosse isolato. Secondo le diverse circostanze, l'interferenza può dare luogo a un incremento ovvero a una riduzione della velocità del vento, delle azioni aerodinamiche, della risposta dinamica e dei fenomeni aeroelastici.

Relativamente alla velocità del vento, l'interferenza si attua principalmente quando una costruzione possiede altezza paragonabile a quella degli ostacoli che danno luogo, complessivamente, alla rugosità del terreno che la circonda. Questa situazione pone particolari problemi soprattutto quando una costruzione bassa si trova in un bosco o in un centro cittadino. Si definisce strato limite superficiale la fascia atmosferica a contatto del terreno, di spessore $z_s \approx 1,5z_h$, essendo z_h l'altezza media degli elementi di rugosità (Figura 2.33). L'impiego del profilo logaritmico della velocità media del vento è corretto sopra tale fascia. Al suo interno, per contro, il campo di velocità dipende dalla dispo-

ne e dalle proprietà degli elementi di rugosità; può quindi essere valutato soltanto con prove sperimentali o simulazioni numeriche. Le presenti Istruzioni adottano una forma di parziale cautela, imponendo che il campo di vento si conservi uniforme sotto una quota convenzionale di riferimento chiamata altezza minima, z_{min} (paragrafo 3.2.3). In nessun caso ciò tiene conto della riduzione o dell'aumento locale della velocità, in concomitanza di particolari distribuzioni degli ostacoli e di specifiche direzioni del flusso incidente.

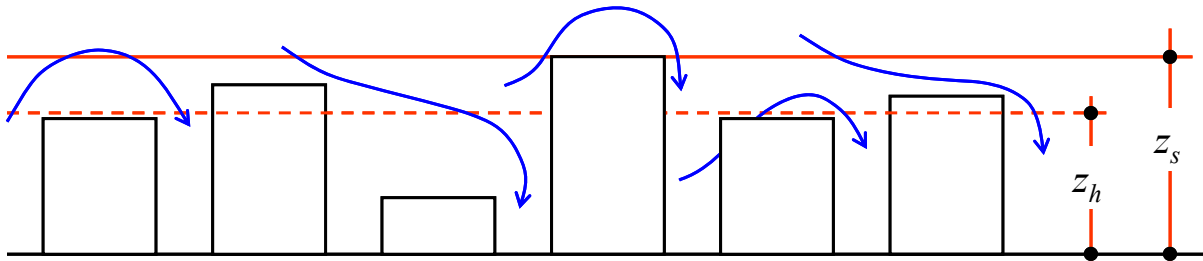


Figura 2.33 - Strato limite superficiale.

Il fenomeno dell'interferenza aerodinamica si manifesta quando due o più corpi fissi e indeformabili, ravvicinati fra loro, danno luogo a variazioni rilevanti del campo di flusso locale e delle azioni aerodinamiche che competono ai corpi isolati. Questo fenomeno assume particolare rilevanza nel caso di costruzioni di analoga forma e tipo, ad esempio gli edifici alti che emergono dal tessuto urbano, le tettoie di gradinate contrapposte negli stadi, i serbatoi, le torri di refrigerazione e i ponti affiancati, le ciminiere in gruppo, i cavi ravvicinati e paralleli, gli elementi strutturali contigui, i fasci di tubi. La Figura 2.34 mostra il caso di due cilindri affiancati, evidenziando i diversi regimi di flusso che si attuano in funzione della posizione reciproca dei corpi investiti dal vento. Ad essi corrispondono azioni aerodinamiche profondamente diverse.

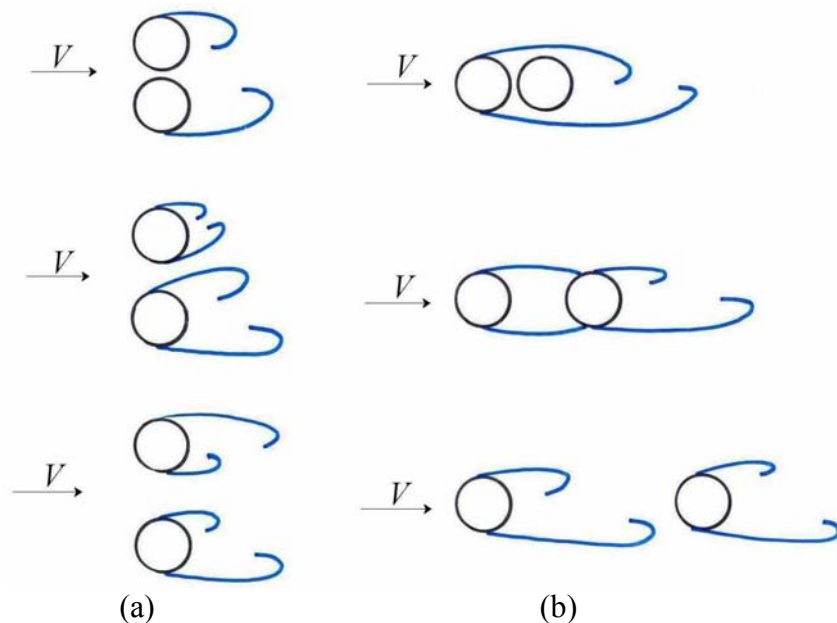


Figura 2.34 - Interferenza aerodinamica fra coppie di cilindri.

L'interferenza dinamica nasce come conseguenza dell'interferenza aerodinamica, quando la risposta dinamica di una struttura è alterata dalla variazione delle azioni aerodinamiche subite a causa di una struttura contigua. Fra numerosi fenomeni di rilevante significato tecnico, quello più noto riguarda il caso in cui una struttura o un suo elemento produce un treno di vortici che investe un analogo corpo posto in scia rispetto al primo (Figura 2.35). Se la frequenza di distacco dei vortici dal corpo

sopra vento è uguale a una frequenza propria del corpo sotto vento, in particolare alla prima, questo corpo subisce un'azione risonante causata dall'interferenza. Tale fenomeno spesso coinvolge coppie di edifici alti emergenti dal tessuto urbano, con conseguenze assai critiche nei riguardi delle accelerazioni di piano e delle relative verifiche di abitabilità. Si attua anche a seguito della realizzazione di nuovi ponti affiancati a ponti già in essere, per fare fronte all'incremento di traffico.

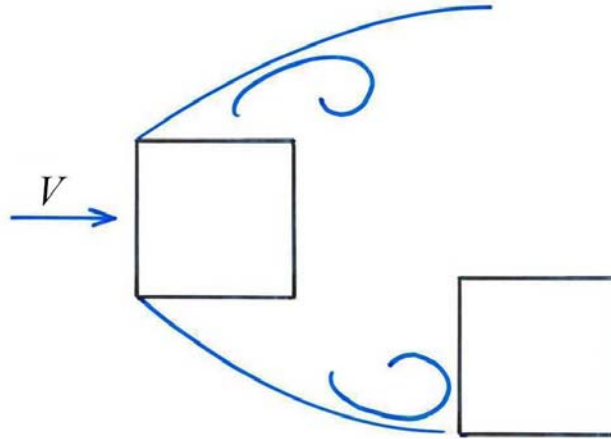


Figura 2.35 - Interferenza dinamica fra edifici contigui.

L'interferenza aeroelastica è uno dei fenomeni più complessi e potenzialmente catastrofici. Essa si manifesta quando corpi ravvicinati leggeri, deformabili e poco smorzati si scambiano azioni dovute ai reciproci moti attraverso il fluido nel quale sono immersi. Rientrano in questa famiglia i fenomeni di sincronizzazione, il galoppo e il *flutter* che coinvolgono congiuntamente corpi vicini. Sono soprattutto noti e temuti i fenomeni di interazione struttura-vento-struttura inerenti gruppi di ciminiere (Figura 2.36), elementi snelli ravvicinati, cavi paralleli, impalcati di ponti affiancati sorretti da cavi.

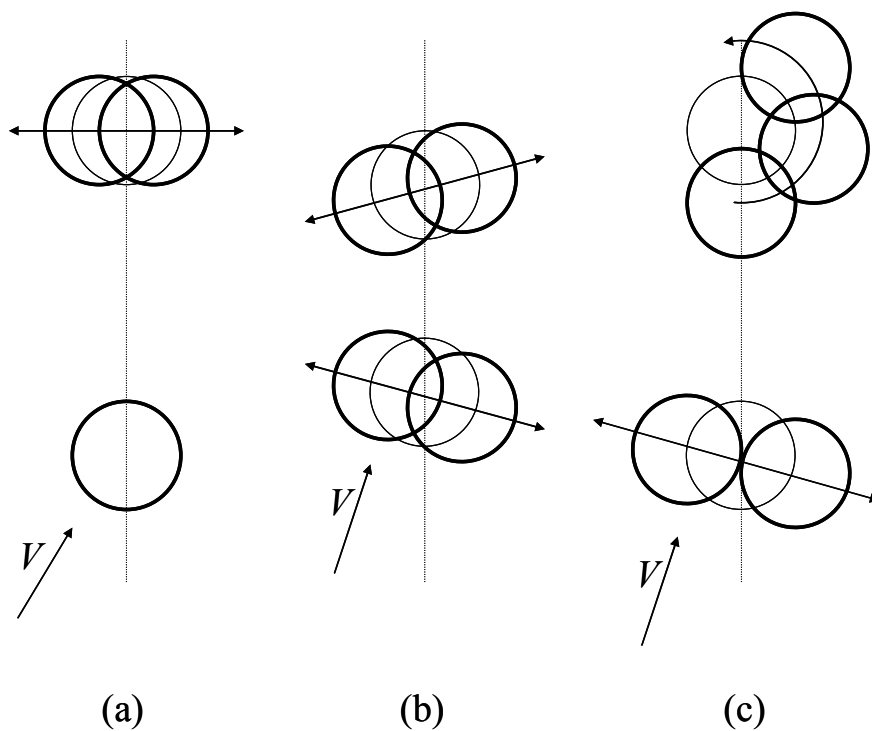


Figura 2.36 - Interferenza aeroelastica associata al galoppo indotto da una scia vortice.

Le presenti Istruzioni forniscono numerosi richiami qualitativi, e talvolta quantitativi, riguardanti i problemi sopra citati, raccomandando lo svolgimento di prove sperimentali in galleria del vento e l'assistenza di esperti nei casi più critici.

2.9 RIFERIMENTI BIBLIOGRAFICI

Il presente paragrafo riporta una bibliografia essenziale inerente le azioni e gli effetti del vento sulle costruzioni. Il lettore interessato ad approfondire l'argomento può usare i testi seguenti come spunto d'avvio per approfondimenti in altri testi, in articoli specifici o in atti di convegno.

Blevins, R.D. (2001). Flow-induced vibrations. Krieger Publishing Company, Malabar, Florida.

Cook, N.J. (1985). The designer's guide to wind loading of building structures. Part 1: Background, damage survey, wind data and structural classification. Building Research Establishment, Butterworths, U.K.

Cook, N.J. (1990). The designer's guide to wind loading of building structures. Part 2: Static structures. Building Research Establishment, Butterworths, U.K.

Holmes, J.D. (2001). Wind loading of structures. Spon Press, London, U.K.

Simiu, E., Scanlan, R.H. (1996). Wind effects on structures: Fundamentals and applications to design. John Wiley & Sons, New York, N.Y.

Strommen, E. (2006). Theory of bridge aerodynamics. Springer, Berlin, Heidelberg.

Riferimenti bibliografici più ampi e completi sono reperibili, ad esempio, sul sito Internet della *International Association for Wind Engineering* (IAWE), www.iawe.org.

3 PRINCIPI E REGOLE

3.1 GENERALITA'

(1)P Il vento è uno spostamento di masse d'aria, caratterizzato da un campo di velocità che varia casualmente nel tempo e nello spazio. Esso esercita sulle costruzioni e sui loro elementi azioni aerodinamiche, dovute al flusso incidente e alla scia vorticoso prodotta dai corpi investiti, che variano casualmente nel tempo e nello spazio provocando, in generale, effetti dinamici. L'oscillazione delle costruzioni e degli elementi dotati di particolare deformabilità modifica inoltre il flusso incidente e le azioni aerodinamiche, dando luogo a fenomeni d'interazione vento-struttura chiamati aeroelastici. La presenza di costruzioni contigue determina infine fenomeni d'interferenza, tali da ridurre o amplificare le azioni e gli effetti che il vento causerebbe sulla costruzione isolata; gli stessi fenomeni possono manifestarsi sui singoli elementi delle costruzioni.

2(P) Peraltro, limitatamente alle costruzioni e agli elementi caratterizzati da forma regolare e dimensioni ordinarie, dotati di rigidezza e smorzamento sufficientemente grandi da limitare gli effetti dinamici, da escludere l'occorrenza di fenomeni aeroelastici pericolosi ed effetti d'interferenza tali da amplificare la risposta dinamica, è possibile valutare gli effetti indotti dal vento mediante azioni equivalenti che, applicate staticamente sulle costruzioni e/o sui loro elementi, diano origine agli effetti massimi indotti dall'applicazione dinamica delle azioni effettive del vento.

(3)P La valutazione delle azioni e degli effetti del vento sulle costruzioni e sui loro elementi procede secondo lo schema seguente:

- (a) definite le caratteristiche del sito ove sorge la costruzione, si valuta la velocità di progetto e la pressione cinetica di picco del vento (paragrafo 3.2);
- (b) definita la forma, le dimensioni e l'orientamento della costruzione, si valutano le azioni aerodinamiche di picco esercitate dal vento sulla costruzione e sui suoi elementi (paragrafo 3.3);
- (c) definite le proprietà meccaniche della costruzione e dei suoi elementi si valutano, secondo le diverse situazioni e ove necessario (paragrafo 3.4):
 - le azioni statiche equivalenti (paragrafo 3.4.1);
 - la risposta dinamica alle azioni del vento (paragrafo 3.4.2);
 - le azioni e gli effetti dinamici e aeroelastici dovuti al distacco dei vortici da costruzioni ed elementi snelli (paragrafo 3.4.3);
 - l'insorgere di altri fenomeni aeroelastici, quali il galoppo, la divergenza e il *flutter*, o di situazioni aeroelastiche d'interferenza (paragrafo 3.4.4).

(4)P E' compito del Progettista garantire la sicurezza e l'efficienza della costruzione e dei suoi elementi nei riguardi del vento. E' inoltre necessario tenere in debito conto il problema dell'abitabilità degli edifici e della fiducia dei loro abitanti nei riguardi delle accelerazioni strutturali indotte dal vento. E' altresì necessario salvaguardare l'incolumità delle persone non solo all'interno ma anche all'esterno delle costruzioni esposte al vento, ad esempio evitando la caduta di elementi non strutturali delle facciate e delle coperture degli edifici.

(5)P L'impiego di specifici procedimenti analitici, numerici e/o sperimentali è particolarmente raccomandato per costruzioni di forma o tipo non usuali, oppure di grande altezza o lunghezza o estensione superficiale, o di rilevante snellezza e leggerezza, o di notevole flessibilità e ridotto smorzamento. E' inoltre raccomandato per le costruzioni di rilevante importanza, o la cui sicurezza risulti strategica nei riguardi dell'incolumità delle persone o delle loro comunità.

3.2 VELOCITA' E PRESSIONE CINETICA DEL VENTO

(1)P La velocità istantanea del vento varia casualmente nel tempo e nello spazio. Essa è costituita da una parte media, variabile lentamente nel tempo e nello spazio, e da una fluttuazione turbolenta a media nulla, variabile rapidamente nel tempo e nello spazio. Si definisce pressione cinetica di picco il valore atteso della pressione cinetica massima. I valori di progetto della velocità media e della fluttuazione turbolenta del vento dipendono dalla posizione geografica e dall'altitudine sul livello del mare del sito ove sorge la costruzione, dalle caratteristiche locali del terreno, in particolare dalla rugosità e dalla topografia, dall'altezza sul suolo, dalla probabilità di superamento in un anno o dal periodo di ritorno. I valori di progetto della pressione cinetica di picco del vento dipendono dalle stesse grandezze e, inoltre, dalla densità dell'aria.

(2)P La valutazione della velocità di progetto e della pressione cinetica di picco del vento procede secondo i passi seguenti:

- (a) definita la posizione geografica e l'altitudine sul livello del mare della costruzione, si valuta la velocità base di riferimento v_b (paragrafo 3.2.1);
- (b) definito il periodo di ritorno di progetto T_R , si valuta la velocità di riferimento di progetto v_r (paragrafo 3.2.2);
- (c) definita la rugosità locale del terreno nel sito ove sorge la costruzione, si determina la categoria di esposizione (paragrafo 3.2.3);
- (d) definita la topografia locale del sito ove sorge la costruzione, si valuta il coefficiente di topografia c_t (paragrafo 3.2.4);
- (e) ove necessario (per la determinazione delle azioni aerodinamiche sui corpi con superfici arrotondate o per l'analisi dei fenomeni dinamici e aeroelastici), si valuta la velocità media del vento v_m (paragrafo 3.2.5);
- (f) ove necessario (per l'analisi dei fenomeni dinamici e aeroelastici), si valuta l'intensità della turbolenza I_v e la scala integrale della turbolenza L_v (paragrafo 3.2.6);
- (g) si valuta la pressione cinetica di picco del vento q_p (paragrafo 3.2.7).

3.2.1 Velocità base di riferimento

(1) La velocità base di riferimento v_b caratterizza la ventosità della zona ove sorge la costruzione. Essa è definita come il valore della velocità media del vento su un intervallo di tempo $T = 10$ minuti, a 10 m di altezza sul suolo, su un terreno pianeggiante e omogeneo con lunghezza di rugosità $z_0 = 0,05$ m (II categoria di esposizione, paragrafo 3.2.3), riferito a un periodo di ritorno $T_R = 50$ anni.

(2) In mancanza di specifiche e adeguate indagini statistiche (Appendice B) che tengano conto della rugosità del sito, della topografia del terreno e della direzione del vento (Appendice C), per località poste a quota inferiore di 1500 m sul livello del mare, la velocità base di riferimento non dovrà essere assunta minore del valore dato dall'espressione:

$$v_b = v_{b,0} \cdot c_a \quad (3.1)$$

dove:

- $v_{b,0}$ è la velocità base di riferimento al livello del mare, assegnata dalla Tabella 3.I in funzione della zona (Figura 3.1) ove sorge la costruzione;
- c_a è il coefficiente di altitudine fornito dalla relazione:

$$c_a = 1 \quad \text{per } a_s \leq a_0 \quad (3.2a)$$

$$c_a = 1 + k_a \cdot \left(\frac{a_s}{a_0} - 1 \right) \quad \text{per } a_s > a_0 \quad (3.2b)$$

dove:

a_0, k_a sono parametri assegnati dalla Tabella 3.I in funzione della zona (Figura 3.1) ove sorge la costruzione;

a_s è l'altitudine sul livello del mare del sito ove sorge la costruzione.

Tabella 3.I – Valori dei parametri $v_{b,0}$, a_0 e k_a per le diverse zone italiane.

Zona	Descrizione	$v_{b,0}$ (m/s)	a_0 (m)	k_a
1	Valle d'Aosta, Piemonte, Lombardia, Trentino Alto Adige, Veneto, Friuli Venezia Giulia (con l'eccezione della provincia di Trieste)	25	1000	0,40
2	Emilia Romagna	25	750	0,45
3	Toscana, Marche, Umbria, Lazio, Abruzzo, Molise, Puglia, Campania, Basilicata, Calabria (esclusa la provincia di Reggio Calabria)	27	500	0,37
4	Sicilia e provincia di Reggio Calabria	28	500	0,36
5	Sardegna (zona a oriente della retta congiungente Capo Teulada con l'Isola di Maddalena)	28	750	0,40
6	Sardegna (zona a occidente della retta congiungente Capo Teulada con l'Isola di Maddalena)	28	500	0,36
7	Liguria	28	1000	0,54
8	Provincia di Trieste	30	1500	0,50
9	Isole (con l'eccezione di Sicilia e Sardegna) e mare aperto	31	500	0,32

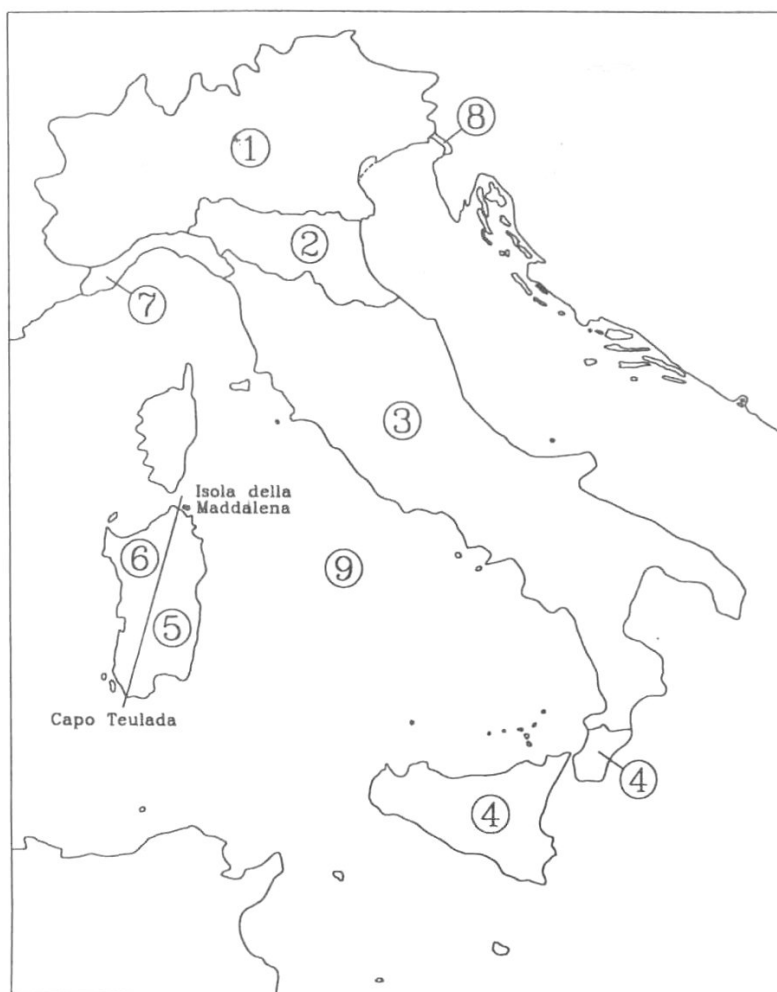


Figura 3.1 – Zone caratterizzate da diversi valori della velocità di riferimento.

(3) Per località poste a quote superiori di 1500 m sul livello del mare, il valore della velocità base di riferimento può essere ricavato da dati suffragati da opportuna documentazione o da indagini statistiche adeguatamente comprovate (Appendice B). Fatte salve tali valutazioni, comunque raccomandate in prossimità di vette e crinali, il valore utilizzato non dovrà essere minore di quello previsto per 1500 m di altitudine.

(4)P L'Appendice B fornisce alcune linee guida per la valutazione della velocità base di riferimento v_b utilizzando metodi e dati adeguatamente comprovati.

3.2.2 Periodo di ritorno e velocità di riferimento di progetto

(1) La velocità di riferimento di progetto v_r è il valore della velocità media del vento su un intervallo di tempo $T = 10$ minuti, a 10 m di altezza sul suolo, su un terreno pianeggiante e omogeneo con lunghezza di rugosità $z_0 = 0,05$ m (II categoria di esposizione, paragrafo 3.2.3), riferito al periodo di ritorno di progetto T_R .

(2) In mancanza di specifiche e adeguate indagini statistiche (Appendice B), tale velocità è fornita dalla relazione:

$$v_r = v_b \cdot c_r \quad (3.3)$$

dove:

v_b è la velocità base di riferimento del vento associata a un periodo di ritorno $T_R = 50$ anni (paragrafo 3.2.1);

c_r è il coefficiente di ritorno fornito dall'espressione (Figura 3.2):

$$c_r = 0,75 \quad \text{per } T_R = 1 \text{ anno} \quad (3.4a)$$

$$c_r = 0,75 + 0,0652 \ln(T_R) \quad \text{per } 1 \text{ anno} \leq T_R < 5 \text{ anni} \quad (3.4b)$$

$$c_r = 0,75 \sqrt{1 - 0,2 \cdot \ln \left[-\ln \left(1 - \frac{1}{T_R} \right) \right]} \quad \text{per } 5 \text{ anni} \leq T_R < 50 \text{ anni} \quad (3.4c)$$

$$c_r = 0,65 \left\{ 1 - 0,138 \cdot \ln \left[-\ln \left(1 - \frac{1}{T_R} \right) \right] \right\} \quad \text{per } T_R \geq 50 \text{ anni} \quad (3.4d)$$

dove T_R è il periodo di ritorno di progetto espresso in anni.

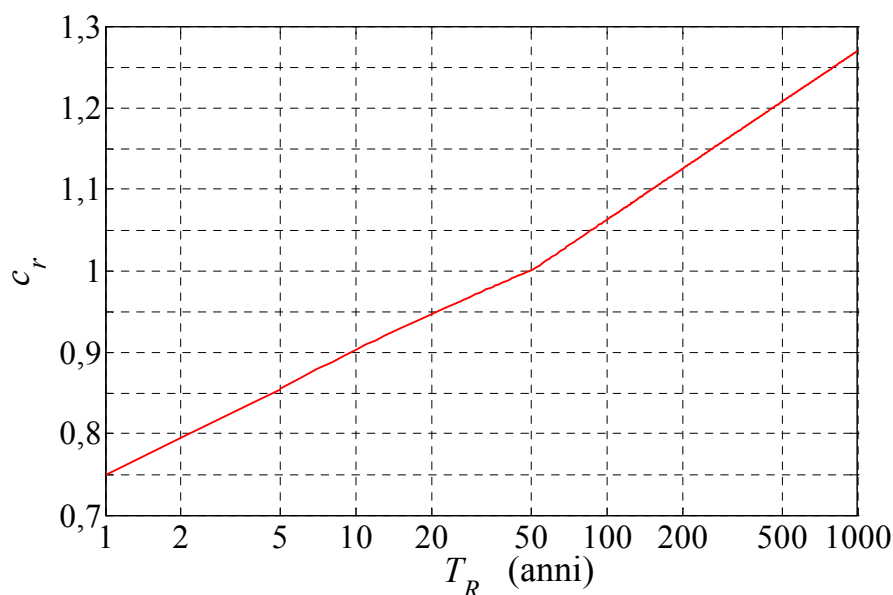


Figura 3.2 – Diagramma del coefficiente di ritorno c_r in funzione del periodo di ritorno T_R .

(3)P L'Appendice A fornisce alcune linee guida per la scelta del periodo di ritorno di progetto. L'Appendice B fornisce alcune linee guida per la valutazione della velocità di riferimento di progetto v_R sulla base di metodi e dati adeguatamente comprovati.

3.2.3 Categoria di esposizione

(1) In mancanza di analisi specifiche che tengano conto della direzione di provenienza del vento e della rugosità e topografia del terreno che circonda la costruzione (Appendice C), la velocità media del vento, l'intensità di turbolenza e la pressione cinetica di picco del vento, definite rispettivamente ai paragrafi 3.2.5, 3.2.6 e 3.2.7, dipendono da tre parametri: il fattore di terreno k_r , la lunghezza di rugosità z_0 e l'altezza minima z_{\min} , definiti nella Tabella 3.II in funzione della categoria di esposizione del sito ove sorge la costruzione. Essa è assegnata mediante gli schemi in Figura 3.3, in funzione della posizione geografica del sito e della classe di rugosità del terreno definita nella Tabella 3.III.

Tabella 3.II – Valori dei parametri k_r , z_0 , e z_{\min} per le diverse categorie di esposizione.

Categorie di esposizione del sito	k_r	z_0 (m)	z_{\min} (m)
I	0,17	0,01	2
II	0,19	0,05	4
III	0,20	0,10	5
IV	0,22	0,30	8
V	0,23	0,70	12

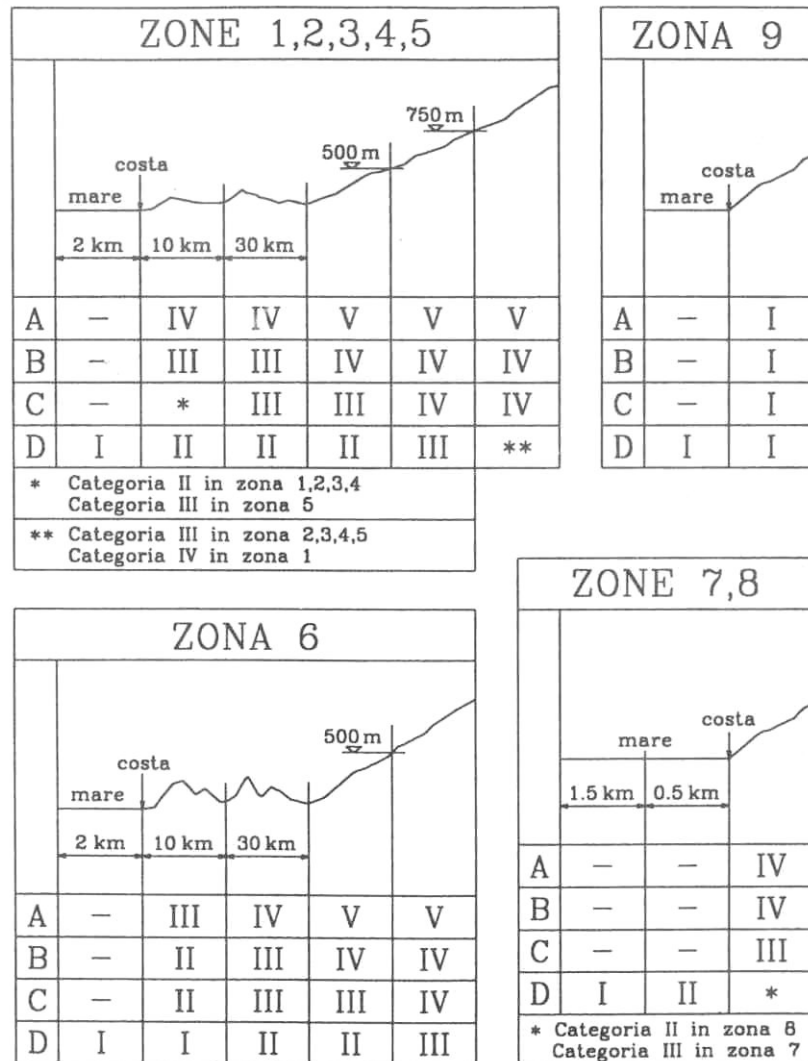
**Figura 3.3** – Criterio di assegnazione della categoria di esposizione per le diverse zone italiane.

Tabella 3.III - Classi di rugosità del terreno.

Classi di rugosità	Descrizione
A	Area urbana, in cui almeno il 15% della superficie del terreno sia coperto da edifici la cui altezza media supera i 15 m
B	Area urbana (non di classe A), suburbana, industriale o boschiva
C	Area con ostacoli diffusi (quali alberi, case, muri, recinzioni,); aree con rugosità non riconducibile alle Classi A, B, D.
D	a) Mare e relativa fascia costiera (entro 2 km dalla riva) b) Lago (con larghezza pari ad almeno 1 km) e relativa fascia costiera (entro 1 km dalla riva) c) Area priva di ostacoli o con al più rari ostacoli isolati (aperta campagna, aeroporti, aree agricole, pascoli, zone paludose o sabbiose, superfici innevate o ghiacciate, ...)

(2) In mancanza di più approfondite valutazioni (Appendice C), la classe di rugosità del terreno potrà essere assegnata applicando il criterio seguente:

- (a) qualunque sito appartiene, salvo diverse indicazioni fornite ai punti successivi, alla classe C di rugosità;
- (b) si deve assumere che il sito appartenga alla classe D di rugosità, qualora la costruzione sorga nelle aree indicate nella Tabella 3.III con le lettere a) o b), oppure qualora, entro un raggio di 1 km dalla costruzione, vi sia un settore ampio almeno 30°, dove almeno il 90% del terreno sia del tipo indicato nella Tabella 3.III con la lettera c);
- (c) si può assumere che il sito appartenga alla classe A o B di rugosità, purché la costruzione si trovi nella relativa area indicata nella Tabella 3.III, entro un raggio di almeno 1 km e comunque non meno di 20 volte l'altezza della costruzione, per tutti i settori di provenienza del vento ampi almeno 30°.

(3) Laddove sussistano dubbi sull'assegnazione della classe di rugosità, si deve assumere la classe più sfavorevole (tenendo presente che l'azione del vento è in genere minima in classe A, massima in classe D).

3.2.4 Coefficiente di topografia

(1)P Il coefficiente di topografia c_t , in genere funzione dell'altezza z sul suolo, tiene conto delle caratteristiche topografiche e orografiche del sito ove sorge la costruzione.

(2) In mancanza di più approfondite valutazioni (Appendice C), il coefficiente di topografia è posto di regola pari a 1 sia per le zone pianeggianti sia per quelle ondulate, collinose e montane.

(3) Nel caso di costruzioni ubicate presso la sommità di colline o pendii isolati, il coefficiente di topografia c_t deve essere ricavato da dati suffragati da opportuna documentazione. L'Appendice D fornisce alcuni criteri di calcolo.

(4) Nel caso di costruzioni ubicate entro valli tali da favorire l'incanalamento del vento, si raccomanda di svolgere valutazioni approfondite.

3.2.5 Velocità media

(1) La velocità media del vento v_m , su un intervallo di tempo $T = 10$ minuti, dipende dall'altezza z sul suolo, dalla ventosità della zona in esame (paragrafo 3.2.1), dal periodo di ritorno di progetto

(paragrafo 3.2.2) e dalle caratteristiche locali del sito ove sorge la costruzione. Salvo casi particolari, la sua direzione è assunta di regola orizzontale.

(2) In mancanza di analisi specifiche che tengano in conto la direzione di provenienza del vento e l'effettiva rugosità e topografia del terreno che circonda la costruzione (Appendice C), per altezze sul suolo non maggiori di $z = 200$ m, la velocità media del vento è fornita dalla relazione:

$$v_m(z) = v_r \cdot c_m(z) \tag{3.5}$$

dove:

v_r è la velocità di riferimento di progetto (paragrafo 3.2.2);

c_m è il coefficiente di profilo medio del vento fornito dalla relazione:

$$c_m(z) = k_r \cdot \ln\left(\frac{z_{\min}}{z_0}\right) \cdot c_t(z_{\min}) \quad \text{per } z \leq z_{\min} \tag{3.6a}$$

$$c_m(z) = k_r \cdot \ln\left(\frac{z}{z_0}\right) \cdot c_t(z) \quad \text{per } z > z_{\min} \tag{3.6b}$$

dove:

k_r, z_0, z_{\min} sono, rispettivamente, il fattore di terreno, la lunghezza di rugosità e l'altezza minima, forniti al paragrafo 3.2.3 in funzione della categoria di esposizione del sito;

c_t è il coefficiente di topografia, fornito al paragrafo 3.2.4 in funzione delle caratteristiche topografiche e orografiche del sito.

La Figura 3.4 mostra i diagrammi di $c_m(z)$ per le diverse categorie di esposizione, nel caso $c_t(z) = 1$.

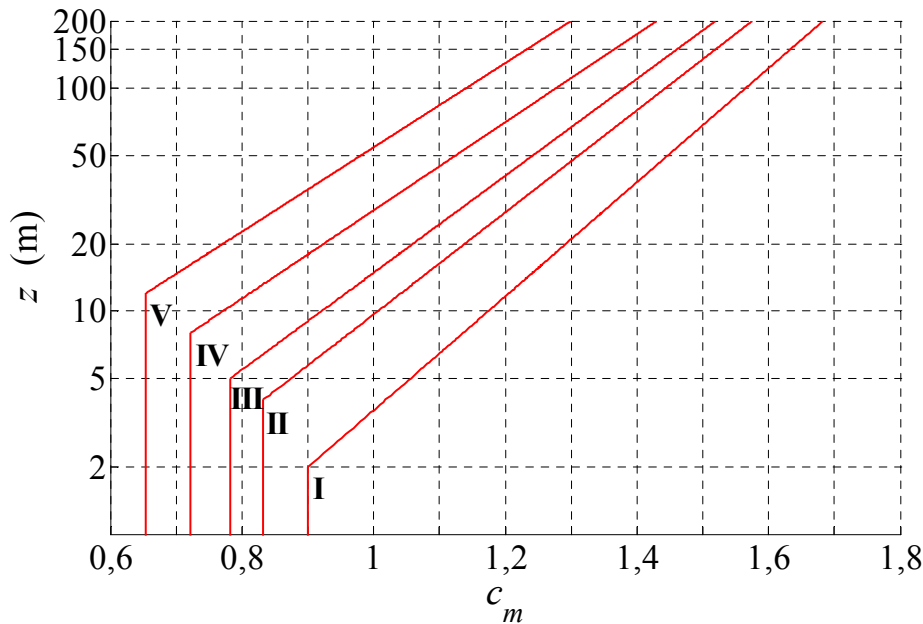


Figura 3.4 – Diagrammi di $c_m(z)$ per le diverse categorie di esposizione, nel caso $c_t(z) = 1$.

3.2.6 Turbolenza atmosferica

(1) La turbolenza atmosferica è la fluttuazione a media nulla della velocità istantanea del vento (intorno al valore medio v_m). Essa è caratterizzata in primo luogo da due parametri: l'intensità della turbolenza I_v e la scala integrale della turbolenza L_v .

(2) L'intensità della turbolenza è il rapporto fra la deviazione standard della componente longitudinale della turbolenza e la velocità media del vento. In mancanza di analisi specifiche che tengano in conto la direzione di provenienza del vento e l'effettiva rugosità e topografia del terreno limitrofo alla costruzione (Appendice C), per altezze sul suolo non maggiori di $z = 200$ m, essa è fornita dalla relazione:

$$I_v(z) = \frac{1}{\ln\left(\frac{z_{\min}}{z_0}\right) \cdot c_t(z_{\min})} \quad \text{per } z \leq z_{\min} \quad (3.7a)$$

$$I_v(z) = \frac{1}{\ln\left(\frac{z}{z_0}\right) \cdot c_t(z)} \quad \text{per } z > z_{\min} \quad (3.7b)$$

dove:

z_0, z_{\min} sono, rispettivamente, la lunghezza di rugosità e l'altezza minima, forniti al paragrafo 3.2.3 in funzione della categoria di esposizione del sito ove sorge la costruzione;

c_t è il coefficiente di topografia, fornito al paragrafo 3.2.4 in funzione delle caratteristiche topografiche e orografiche del sito ove sorge la costruzione.

La Figura 3.5 mostra i diagrammi di $I_v(z)$, per le diverse categorie di esposizione, nel caso $c_t(z) = 1$.

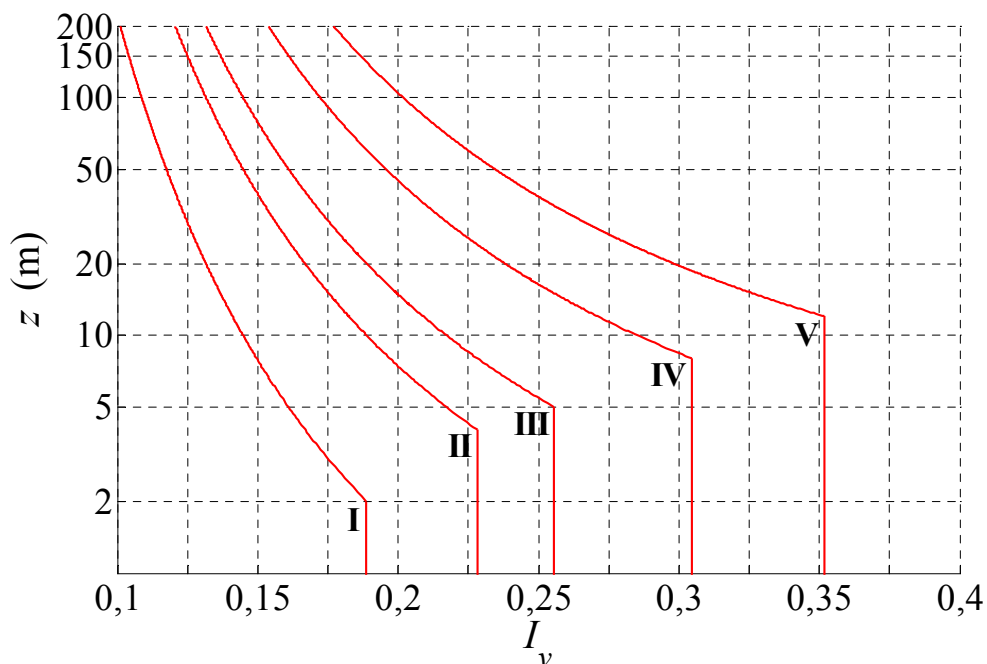


Figura 3.5 – Diagrammi di $I_v(z)$ per le diverse categorie di esposizione, nel caso $c_t(z) = 1$.

(3) La scala integrale della turbolenza esprime la dimensione media dei vortici che compongono la turbolenza atmosferica. In mancanza di analisi specifiche, essa è fornita dalla relazione:

$$L_v(z) = \bar{L} \cdot \left(\frac{z_{\min}}{\bar{z}} \right)^\kappa \quad \text{per } z \leq z_{\min} \quad (3.8a)$$

$$L_v(z) = \bar{L} \cdot \left(\frac{z}{\bar{z}} \right)^\kappa \quad \text{per } z > z_{\min} \quad (3.8b)$$

dove:

\bar{z} = 200 m è un'altezza di riferimento;

\bar{L} = 300 m è una lunghezza di riferimento;

z_{\min} è l'altezza minima, fornita al paragrafo 3.2.3 in funzione della categoria di esposizione del sito ove sorge la costruzione;

κ è un coefficiente riportato in Tabella 3.IV in funzione della categoria di esposizione del sito ove sorge la costruzione (paragrafo 3.2.3).

Tabella 3.IV – Valori del coefficiente κ per le diverse categorie di esposizione.

Categorie di esposizione del sito	κ
I	0,44
II	0,52
III	0,55
IV	0,61
V	0,65

La Figura 3.6 mostra i diagrammi di $L_v(z)$ per le diverse categorie di esposizione, nel caso $c_t(z) = 1$.

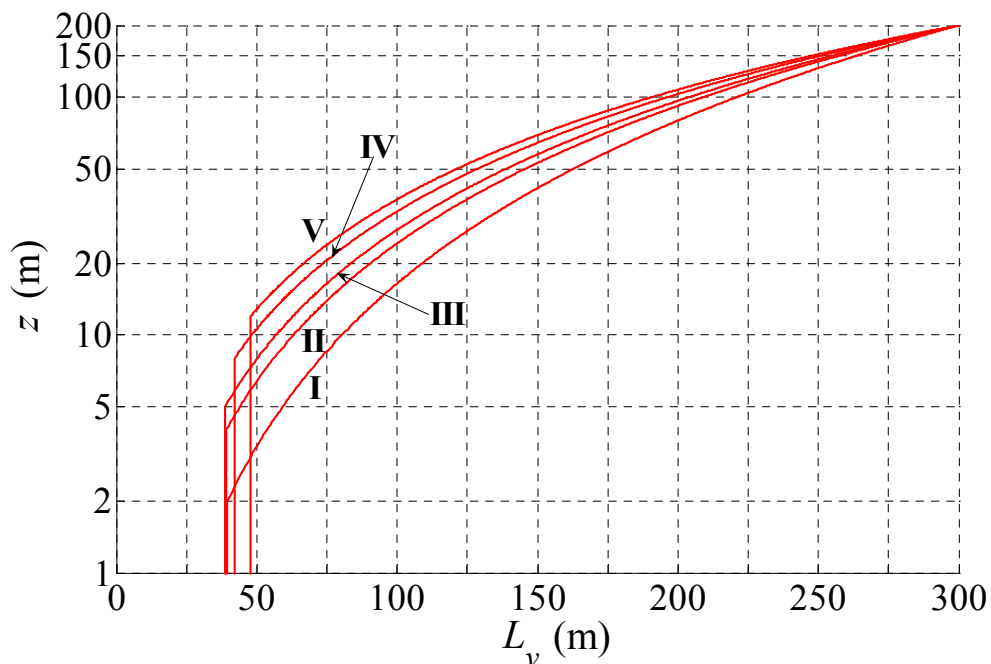


Figura 3.6 – Diagrammi di $L_v(z)$ per le diverse categorie di esposizione.

(4)P L'Appendice E fornisce alcune linee guida relative alla definizione e all'impiego di modelli dettagliati della turbolenza atmosferica.

3.2.7 Pressione cinetica di picco

(1) La pressione cinetica di picco del vento q_p è il valore atteso della pressione cinetica massima del vento sull'intervallo di tempo $T = 10$ minuti. Essa dipende dall'altezza z sul suolo, dalla ventosità della zona in esame (paragrafo 3.2.1), dal periodo di ritorno di progetto (paragrafo 3.2.2), dalle caratteristiche locali del sito ove sorge la costruzione e dalla densità dell'aria.

(2) In mancanza di analisi specifiche che tengano in conto la direzione di provenienza del vento e l'effettiva rugosità e topografia del terreno limitrofo alla costruzione (Appendice C), per altezze sul suolo non maggiori di $z = 200$ m, la pressione cinetica di picco è fornita dalla relazione:

$$q_p(z) = \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot v_r^2 \cdot c_e(z) \quad (3.9)$$

dove:

ρ è la densità media di massa dell'aria. Di norma, in mancanza di stime precise legate alle condizioni locali del sito ove sorge la costruzione, $\rho = 1,25 \text{ kg/m}^3$;
 v_r è la velocità di riferimento di progetto (paragrafo 3.2.2);
 c_e è il coefficiente di esposizione fornito dalla relazione:

$$c_e(z) = k_r^2 \cdot \ln\left(\frac{z_{\min}}{z_0}\right) \cdot c_t(z_{\min}) \cdot \left[\ln\left(\frac{z_{\min}}{z_0}\right) \cdot c_t(z_{\min}) + 7 \right] \quad \text{per } z \leq z_{\min} \quad (3.10a)$$

$$c_e(z) = k_r^2 \cdot \ln\left(\frac{z}{z_0}\right) \cdot c_t(z) \cdot \left[\ln\left(\frac{z}{z_0}\right) \cdot c_t(z) + 7 \right] \quad \text{per } z > z_{\min} \quad (3.10b)$$

dove:

k_r, z_0, z_{\min} sono, rispettivamente, il fattore di terreno, la lunghezza di rugosità e l'altezza minima, forniti al paragrafo 3.2.3 in funzione della categoria di esposizione del sito;
 c_t è il coefficiente di topografia, fornito al paragrafo 3.2.4 in funzione delle caratteristiche topografiche e orografiche del sito.

Esprimendo ρ in kg/m^3 e v_r in m/s , q_p risulta espresso in N/m^2 .

La Figura 3.7 mostra i diagrammi di $c_e(z)$ per le diverse categorie di esposizione, nel caso $c_t(z) = 1$.

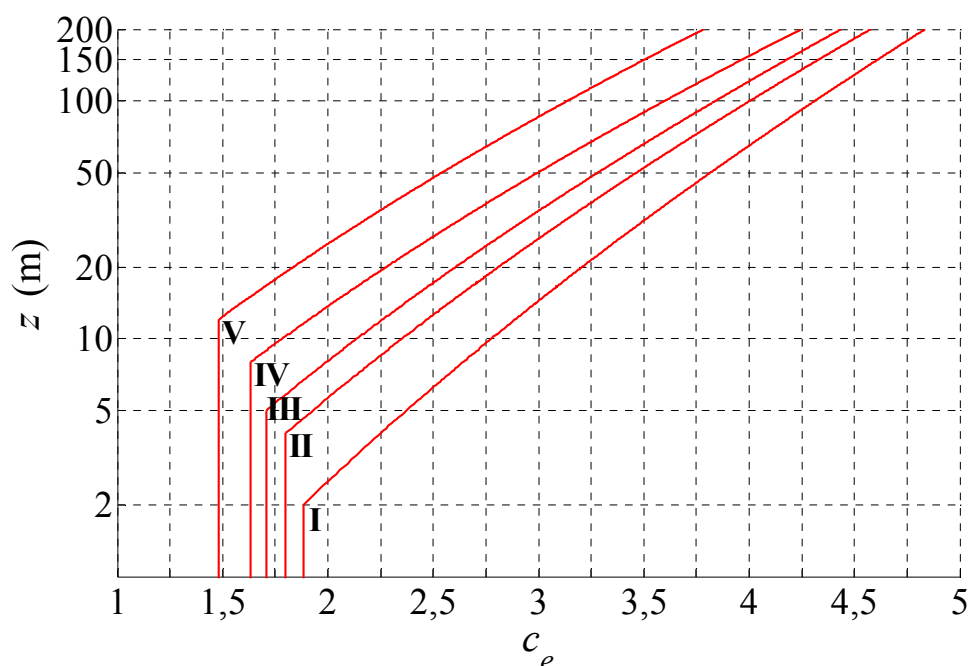


Figura 3.7 – Valori di $c_e(z)$ per le diverse categorie di esposizione, nel caso $c_f(z) = 1$.

(3)P L'Appendice F fornisce alcune linee guida relative alla valutazione della velocità di picco del vento, e chiarisce la relazione che intercorre fra questa grandezza e la pressione cinetica di picco.

3.3 AZIONI AERODINAMICHE

(1)P Il vento esercita azioni aerodinamiche d'insieme sulla costruzione, e azioni aerodinamiche locali sui singoli elementi, strutturali e non strutturali, che compongono la costruzione. Esse dipendono dalla forma, dalla dimensione e dall'orientamento della costruzione e dei suoi elementi rispetto alla direzione del vento. Dipendono altresì dalla velocità media e dalla turbolenza del vento. Inoltre, soprattutto per le costruzioni o gli elementi dotati di superfici arrotondate, tali azioni sono strettamente associate al numero di Reynolds (paragrafo 3.3.7) e alla scabrezza della superficie.

(2)P Le azioni aerodinamiche d'insieme esercitate dal vento sulla costruzione sono valutate considerando di regola, come direzioni di provenienza del vento, quelle corrispondenti a ciascuno degli assi principali della sezione della costruzione, considerati singolarmente (Figura 3.8). In casi particolari, come ad esempio per le torri a pianta quadrata, è necessario considerare anche l'ipotesi di vento spirante in direzione diagonale (Figura 3.9). Per le costruzioni con un solo asse di simmetria, o prive di assi di simmetria, si raccomanda di valutare le direzioni del vento che causano le azioni aerodinamiche e gli effetti strutturali più severi.

(3)P Le azioni aerodinamiche locali esercitate dal vento sui singoli elementi, strutturali e non strutturali, che compongono la costruzione sono valutate considerando, fra tutte le possibili direzioni di provenienza del vento, quelle che causano le azioni più intense. Soprattutto in prossimità dei bordi e degli spigoli delle costruzioni (Figura 3.10), tali azioni sono spesso molto maggiori di quelle applicate sui singoli elementi per valutare l'azione d'insieme del vento sulla costruzione. In nessun caso le azioni aerodinamiche locali vanno sommate alle azioni aerodinamiche d'insieme.

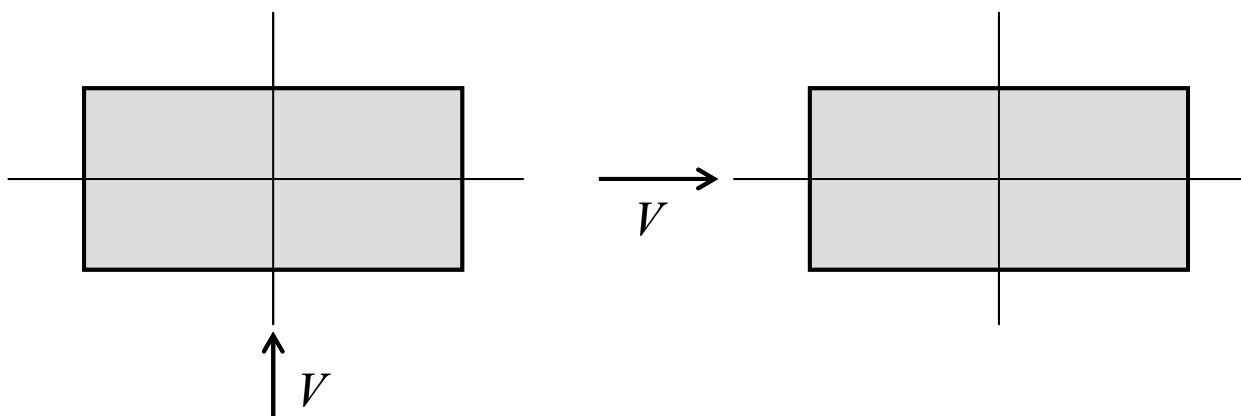


Figura 3.8 – Direzioni del vento di progetto per le strutture dotate di due assi di simmetria.

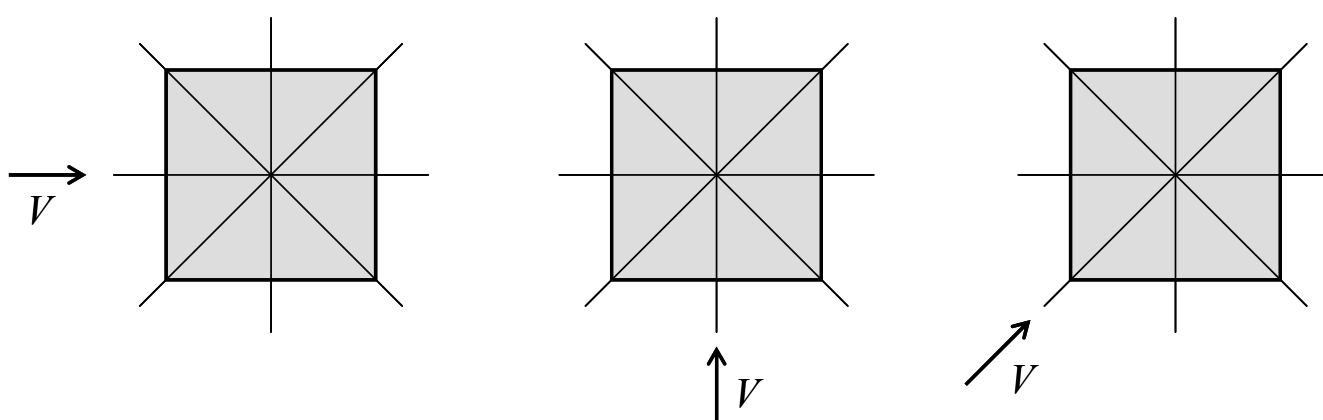


Figura 3.9 – Direzioni del vento di progetto per le strutture a pianta quadrata.

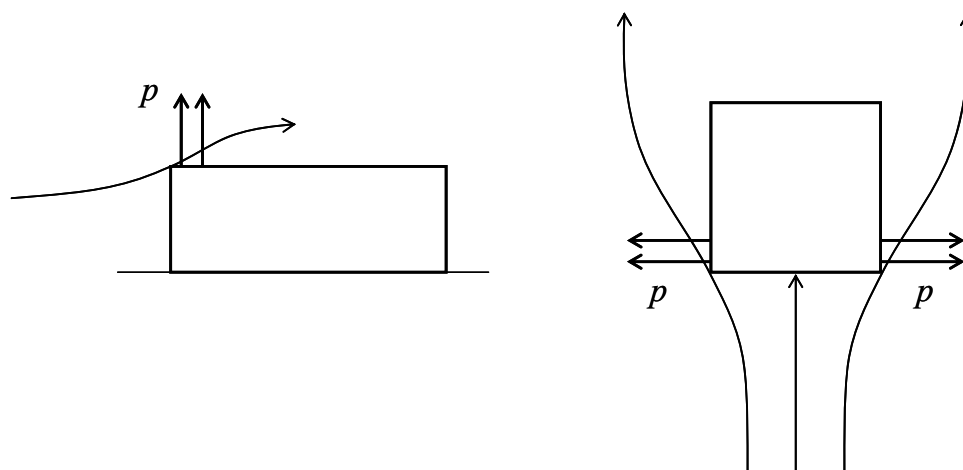


Figura 3.10 – Azioni locali del vento sui singoli elementi che compongono la costruzione.

(4)P Si definiscono azioni aerodinamiche di picco sulla costruzione, nel suo insieme o sui suoi singoli elementi, i valori attesi delle azioni massime del vento, su un intervallo $T = 10$ minuti, valutate trascurando gli effetti riduttivi dovuti alla non contemporaneità delle massime pressioni locali e gli effetti amplificativi prodotti dalle vibrazioni strutturali (paragrafo 3.4). Esse sono proporzionali alla pressione cinetica di picco del vento q_p (paragrafo 3.2.7), secondo leggi distinte relative ai casi seguenti:

- (a) le azioni aerodinamiche sono rappresentate dalla pressione esercitata dal vento su ciascuna faccia delle superfici della costruzione o dei suoi elementi (paragrafo 3.3.1), ad esempio nel caso degli edifici e dei serbatoi, e comunque delle costruzioni che racchiudono un volume interno;
- (b) le azioni aerodinamiche sono rappresentate dalla pressione equivalente, detta pressione complessiva, esercitata dal vento sulle superfici della costruzione o dei suoi elementi; essa è la somma delle pressioni agenti sulle due facce delle superfici (paragrafo 3.3.2) ed è usata ad esempio nel caso dei muri e dei parapetti, e comunque delle costruzioni che non racchiudono un volume interno;
- (c) le azioni aerodinamiche sono rappresentate dalle forze e dai momenti risultanti esercitati dal vento su costruzioni o elementi compatti (paragrafo 3.3.3), ad esempio le tettoie, le insegne e i tabelloni;
- (d) le azioni aerodinamiche sono rappresentate dalle forze e dai momenti per unità di lunghezza esercitati dal vento lungo l'asse di costruzioni o elementi snelli (paragrafo 3.3.4), ad esempio nel caso delle ciminiere, delle torri e dei ponti.
- (5)P E' possibile che una stessa costruzione sia schematizzata secondo modelli diversi in funzione delle parti considerate e delle verifiche eseguite. Ad esempio, una ciminiera può essere ricondotta al caso a) nei riguardi delle azioni radiali (Figura 3.11a), al caso d) nei riguardi delle azioni complessive (Figura 3.11b).

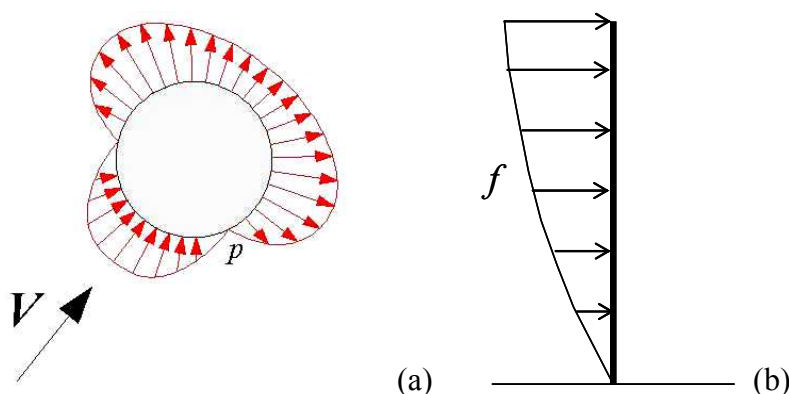


Figura 3.11 – Azioni del vento sulle ciminiere: (a) pressione locale applicata sul guscio in direzione radiale; (b) forze complessive per unità di lunghezza applicate alla linea d'asse.

(6)P Nel caso di costruzioni o elementi dotati di superfici molto estese, ad esempio grandi capannoni industriali e muri o parapetti molto lunghi, è necessario tenere anche conto delle azioni tangenti esercitate dal vento sulle superfici parallele alla direzione del flusso (paragrafo 3.3.5).

(7)P La presenza di costruzioni contigue modifica il flusso incidente e le azioni aerodinamiche che il vento causerebbe sulla costruzione isolata. Analogamente, la presenza di elementi contigui modifica il flusso incidente e le azioni aerodinamiche che il vento causerebbe sull'elemento isolato. Le azioni e gli effetti associati all'interazione fra strutture o elementi contigui danno luogo a fenomeni detti d'interferenza. Essi producono, secondo i diversi casi, effetti riduttivi o incrementali delle azioni aerodinamiche proprie delle costruzioni e degli elementi isolati (paragrafo 3.3.6).

(8)P Per le costruzioni dotate di planimetria estesa o irregolare, è compito del Progettista individuare scenari di carico non simmetrici e valutare, in maniera adeguata, possibili azioni torsionali indotte dal vento (Appendice G).

3.3.1 Pressione su ciascuna faccia di una superficie

(1)P Le azioni aerodinamiche di picco esercitate dal vento su ciascuna faccia delle superfici di una costruzione o dei suoi elementi si traducono in sovrappressioni e depressioni p agenti normalmente alle superfici sia esterne che interne. Le sovrappressioni sono definite convenzionalmente positive (Figura 3.12a); le depressioni sono definite convenzionalmente negative (Figura 3.12b).

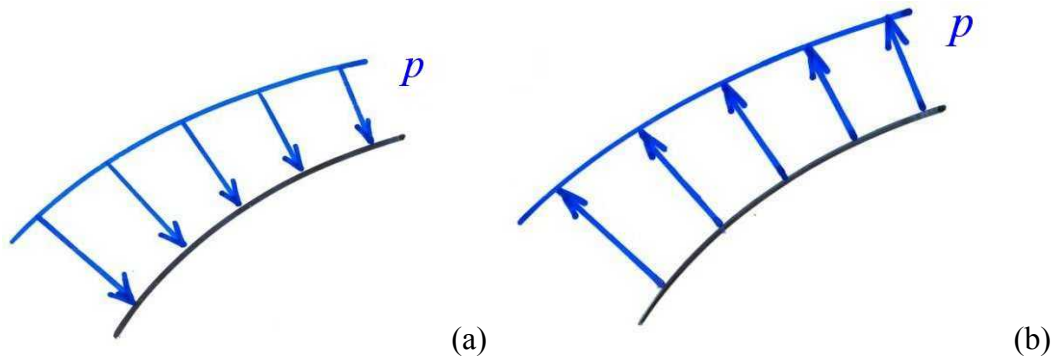


Figura 3.12 – Sovrappressione (a) e depressione (b) su una faccia di una superficie.

(2) Si definisce esterna la pressione p_e agente sulle facce esterne della costruzione; si definisce interna la pressione p_i agente sulle facce interne delle costruzioni (Figura 3.13). Esse sono date dalle relazioni:

$$p_e(z) = q_p(\bar{z}_e) \cdot c_{pe} \quad (3.11a)$$

$$p_i(z) = q_p(\bar{z}_i) \cdot c_{pi} \quad (3.11b)$$

dove:

q_p è la pressione cinetica di picco del vento (paragrafo 3.2.7);
 c_{pe}, c_{pi} sono i coefficienti di pressione esterna ed interna, definiti convenzionalmente positivi o negativi a seconda che la faccia corrispondente della superficie considerata si trovi in sovrappressione (Figura 3.13a) o in depressione (Figura 3.13b);
 \bar{z}_e, \bar{z}_i sono le altezze di riferimento, associate alla definizione di c_{pe} e c_{pi} .

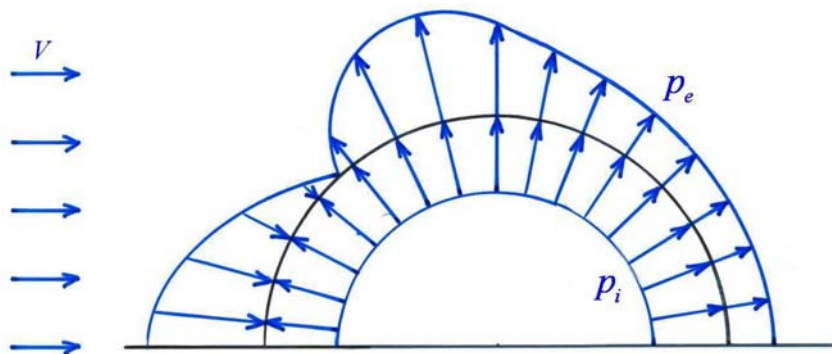


Figura 3.13 – Pressione esterna ed interna sulle due facce di una superficie.

(3) L'azione del vento su ogni singolo elemento è determinata considerando la combinazione più gravosa della pressione agente sulle due facce della superficie.

(4)P I coefficienti di pressione esterna ed interna, c_{pe} e c_{pi} , e le relative altezze di riferimento, \bar{z}_e e \bar{z}_i , possono essere ricavati da dati suffragati da opportuna documentazione o da prove sperimentali in galleria del vento (Appendice Q).

(5)P L'Appendice G riporta una rassegna di coefficienti di pressione esterna ed interna, e le altezze di riferimento corrispondenti, per gli edifici regolari a pianta rettangolare e per le costruzioni cilindriche a pianta circolare; tali criteri sono applicabili per valutare le azioni globali del vento sulle costruzioni. L'Appendice H riporta una rassegna di coefficienti di pressione esterna, e le altezze di riferimento corrispondenti, per edifici di varia forma; tali criteri sono applicabili per valutare le azioni locali del vento sugli elementi strutturali e non strutturali, oppure per condurre analisi globali di maggiore dettaglio.

3.3.2 Pressione complessiva su una superficie

(1) Le azioni aerodinamiche di picco esercitate dal vento su ciascuna faccia delle superfici di una costruzione o di suoi elementi (Figura 3.14a) possono essere espresse mediante la pressione complessiva, o risultante, agente normalmente alle superfici (Figura 3.14b). Tale pressione è definita convenzionalmente positiva o negativa in funzione della sua direzione. Essa è data dalla relazione:

$$p_n(z) = q_p(\bar{z}) \cdot c_{pn} \quad (3.12)$$

dove:

- q_p è la pressione cinetica di picco del vento (paragrafo 3.2.7);
 c_{pn} è il coefficiente di pressione complessiva, definito convenzionalmente positivo o negativo in funzione della direzione della pressione risultante che agisce sulla superficie;
 \bar{z} è l'altezza di riferimento, associata alla definizione di c_{pn} .

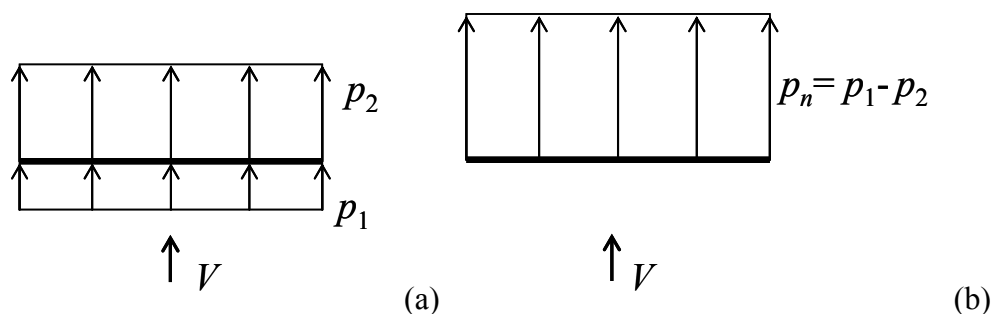


Figura 3.14 – (a) Pressione esercitata dal vento su ciascuna faccia di una superficie; (b) pressione complessiva sulla superficie.

(2)P Il coefficiente di pressione complessiva c_{pn} e la relativa altezza di riferimento \bar{z} possono essere ricavati da dati suffragati da opportuna documentazione o da prove sperimentali in galleria del vento (Appendice Q).

(3)P L'Appendice G riporta una rassegna di coefficienti di pressione complessiva, e le altezze di riferimento corrispondenti, per costruzioni ed elementi di semplice geometria. L'Appendice H riporta una rassegna di coefficienti di pressione complessiva, e le altezze di riferimento corrispondenti, per le tettoie di semplice geometria.

3.3.3 Forze e momenti risultanti

(1) Le azioni aerodinamiche di picco esercitate dal vento su costruzioni ed elementi compatti possono essere espresse mediante un sistema di tre forze ortogonali F_X, F_Y, F_Z e di tre momenti ortogonali M_X, M_Y, M_Z applicati in un punto di riferimento della costruzione o dell'elemento, secondo lo schema mostrato in Figura 3.15. Essi sono forniti dalle relazioni:

$$F_X = q_p(\bar{z}) \cdot L^2 \cdot c_{FX} \quad (3.13a)$$

$$F_Y = q_p(\bar{z}) \cdot L^2 \cdot c_{FY} \quad (3.13b)$$

$$F_Z = q_p(\bar{z}) \cdot L^2 \cdot c_{FZ} \quad (3.13c)$$

$$M_X = q_p(\bar{z}) \cdot L^3 \cdot c_{MX} \quad (3.13d)$$

$$M_Y = q_p(\bar{z}) \cdot L^3 \cdot c_{MY} \quad (3.13e)$$

$$M_Z = q_p(\bar{z}) \cdot L^3 \cdot c_{MZ} \quad (3.13f)$$

dove:

q_p è la pressione cinetica di picco del vento (paragrafo 3.2.7);
 c_{FX}, c_{FY}, c_{FZ} sono i coefficienti di forza secondo le tre direzioni ortogonali X, Y, Z ;
 c_{MX}, c_{MY}, c_{MZ} sono i coefficienti di momento intorno alle tre direzioni ortogonali X, Y, Z ;
 \bar{z}, L sono l'altezza e la lunghezza di riferimento associate ai coefficienti c_{FX}, c_{FY}, c_{FZ} e c_{MX}, c_{MY}, c_{MZ} .

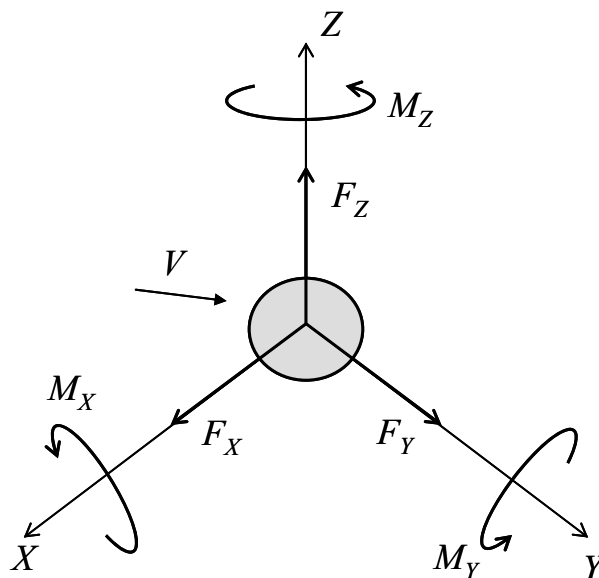


Figura 3.15 – Azioni risultanti su costruzioni ed elementi compatti.

(2)P I coefficienti di forza c_{FX}, c_{FY}, c_{FZ} e i coefficienti di momento c_{MX}, c_{MY}, c_{MZ} sono definiti convenzionalmente positivi o negativi in funzione della direzione della forza o del momento di volta in volta considerati. I loro valori, e i corrispettivi valori dell'altezza \bar{z} e della lunghezza L di riferi-

mento, possono essere ricavati da dati suffragati da opportuna documentazione o da prove sperimentali in galleria del vento (Appendice Q).

(3)P In alternativa allo schema di calcolo sopra fornito, i momenti (Eqq. 3.13d-f) possono essere rappresentati mediante opportune eccentricità equivalenti delle forze (Eqq. 3.13a-c).

(4)P L'Appendice G riporta una rassegna di coefficienti di forza e di coefficienti di momento (o di eccentricità equivalenti), e i corrispondenti valori delle altezze e delle lunghezze di riferimento, per costruzioni ed elementi di semplice geometria.

3.3.4 Forze e momenti per unità di lunghezza

(1) Le azioni aerodinamiche di picco esercitate dal vento su costruzioni ed elementi snelli possono essere espresse mediante una coppia di forze ortogonali f_X e f_Y e un momento torcente m_Z , per unità di lunghezza, applicati lungo l'asse Z di riferimento della costruzione o dell'elemento, secondo lo schema mostrato in Figura 3.16. Tali forze e momenti sono definiti convenzionalmente positivi o negativi in funzione della loro direzione. Essi sono forniti dalle relazioni:

$$f_X(z) = q_p(z) \cdot l \cdot c_{fX} \quad (3.14a)$$

$$f_Y(z) = q_p(z) \cdot l \cdot c_{fY} \quad (3.14b)$$

$$m_Z(z) = q_p(z) \cdot l^2 \cdot c_{mZ} \quad (3.14c)$$

dove:

q_p è la pressione cinetica di picco del vento (paragrafo 3.2.7);

z è la quota sul suolo;

c_{fX}, c_{fY}, c_{mZ} sono i coefficienti di forza (secondo le due direzioni ortogonali X e Y) e il coefficiente di momento (intorno all'asse Z), definiti convenzionalmente positivi o negativi in funzione della direzione della forza o del momento di volta in volta considerati;

l è la dimensione di riferimento associata ai coefficienti c_{fX}, c_{fY}, c_{mZ} .

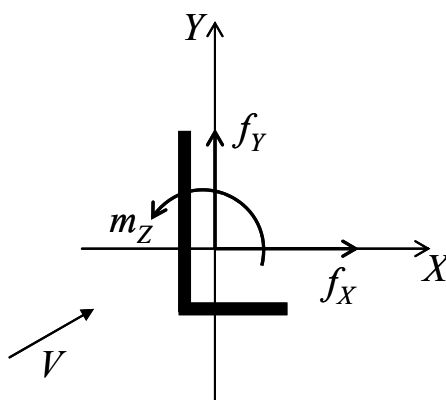


Figura 3.16 – Azioni per unità di lunghezza su costruzioni ed elementi snelli.

(2)P I coefficienti di forza e di momento c_{fX}, c_{fY}, c_{mZ} possono essere ricavati da dati suffragati da opportuna documentazione o da prove sperimentali in galleria del vento (Appendice Q).

(3)P L'Appendice G riporta una rassegna di coefficienti di forza e di momento, e le lunghezze di riferimento corrispondenti, per strutture ed elementi snelli o allungati di semplice geometria; essi sono validi nel caso in cui il vento incida ortogonalmente all'asse della struttura o dell'elemento.

(4)P La valutazione delle azioni aerodinamiche su costruzioni ed elementi snelli obliqui rispetto alla direzione del vento richiede analisi o prove in galleria del vento adeguatamente approfondite e comprovate (Appendice Q).

3.3.5 Azione tangente

(1) L'azione tangente di picco per unità di superficie parallela alla direzione del vento (Figura 17) è data dalla relazione:

$$w_f(z) = q_p(\bar{z}) \cdot c_f \quad (3.15)$$

dove:

q_p è la pressione cinetica di picco del vento (paragrafo 3.2.7);
 c_f è il coefficiente di attrito funzione della rugosità della superficie;
 \bar{z} è l'altezza di riferimento, associata alla definizione di c_f .

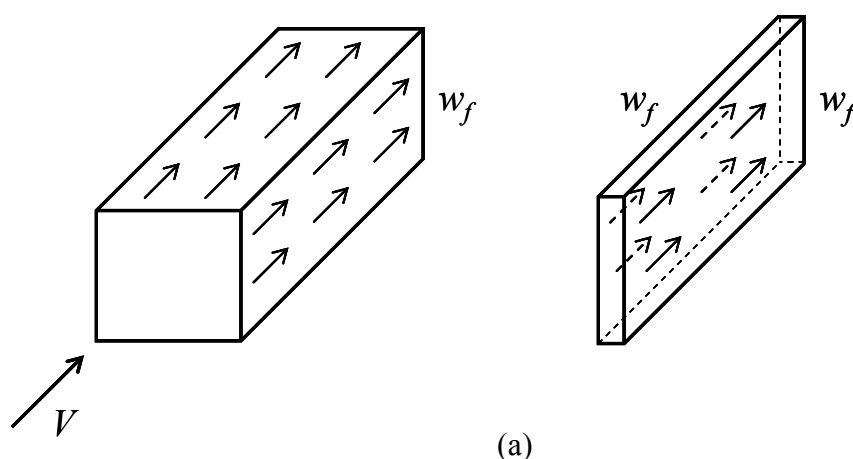


Figura 3.17 – Azioni tangenti del vento: (a) costruzione chiusa; (b) singola parete.

(2)P Le azioni tangenti w_f e i coefficienti di attrito c_f sono definiti convenzionalmente positivi se concordi con la direzione del vento. Essi possono essere ricavati da dati suffragati da opportuna documentazione o da prove sperimentali in galleria del vento (Appendice Q).

(3)P L'Appendice G riporta una rassegna di coefficienti di attrito, e le relative altezze di riferimento, per superfici di diversa rugosità.

3.3.6 Interferenza

(1)P Si definiscono di interferenza i fenomeni tali da modificare le azioni aerodinamiche alle quali sarebbe sottoposta una costruzione o un suo elemento se fosse isolato. Secondo le diverse circostanze, tali fenomeni possono incrementare o ridurre le azioni aerodinamiche.

(2)P L'interferenza può incrementare le azioni aerodinamiche, in modo particolarmente severo, nel caso di corpi ravvicinati di analoga forma o tipo, ad esempio gli edifici alti emergenti dal tessuto urbano, i serbatoi, le torri di refrigerazione e i ponti affiancati, le ciminiere in gruppo, i cavi disposti parallelamente a breve distanza l'uno dall'altro, gli elementi strutturali contigui, i fasci di tubi. In

tali casi si raccomanda di tenere in conto l'interferenza, usando opportuna documentazione o ricorrendo a valutazioni accurate, suffragate da metodi sperimentali, analitici o numerici adeguatamente comprovati.

(3)P E' lecito considerare gli effetti riduttivi dell'interferenza soltanto ricorrendo a valutazioni accurate e adeguatamente comprovate. In questo caso è compito del Progettista accertare che la situazione esaminata non sia suscettibile a variazioni, durante la vita della costruzione, che possano annullare tali effetti riduttivi.

3.3.7 Numero di Reynolds

(1) Il numero di Reynolds Re all'altezza z sul suolo è fornito dalla relazione:

$$Re(z) = \frac{l \cdot v_m(z)}{\nu} \quad (3.16)$$

dove:

l è una dimensione caratteristica della costruzione o dell'elemento considerato;

v_m è la velocità media del vento (paragrafo 3.2.5);

ν è la viscosità cinematica dell'aria. Di norma, in mancanza di stime precise legate alle condizioni locali del sito ove sorge la costruzione, $\nu = 15 \cdot 10^{-6} \text{ m}^2/\text{s}$.

Esprimendo l in m e v_m in m/s, Re risulta correttamente una grandezza adimensionale.

(2)P Nel caso di costruzioni o di elementi dotati di superfici arrotondate, l'Appendice G precisa, di volta in volta, la dimensione caratteristica l da usare nell'Eq. (3.16).

3.4 FENOMENI DINAMICI E AEROELASTICI

(1)P Le azioni aerodinamiche definite al paragrafo 3.3 rappresentano i valori di picco esercitati dal vento sulla costruzione nel suo insieme o sui suoi singoli elementi.

(2)P In realtà, la non contemporaneità delle azioni di picco riduce le azioni aerodinamiche globali, in misura tanto maggiore quanto più esteso è il corpo considerato. Per contro, l'amplificazione della risposta dinamica dà luogo a spostamenti e sollecitazioni tanto maggiori quanto più la struttura o l'elemento è flessibile e dotato di piccolo smorzamento.

(3)P A questo si aggiunga che, a valle delle costruzioni e dei loro elementi, si formano scie vortici che causano azioni dinamiche prevalentemente trasversali alla direzione del vento e torsionali. Esse possono diventare particolarmente severe per gli edifici alti e per le costruzioni e gli elementi snelli, leggeri e dotati di piccolo smorzamento, soggetti a un distacco alternato di vortici in risonanza con un modo proprio di vibrazione.

(4)P In alcuni casi, l'oscillazione delle costruzioni o di loro elementi particolarmente deformabili modifica il flusso incidente e le azioni aerodinamiche che il vento causerebbe sul corpo fisso. Le azioni e gli effetti associati all'interazione vento-struttura danno luogo a fenomeni detti aeroelastici. Tali fenomeni, ivi compreso il distacco risonante dei vortici e i casi più critici d'interferenza, possono causare situazioni molto pericolose per la sicurezza delle costruzioni.

(5)P Peraltro, la maggior parte delle costruzioni e dei loro elementi è dotata di rigidità e smorzamento abbastanza elevati da limitare gli effetti dinamici ed escludere pericolosi fenomeni aeroelastici. In questi casi, le azioni del vento possono essere rappresentate mediante distribuzioni equivalenti di carico che, applicate staticamente alla costruzione o ai suoi elementi, diano luogo ai valori massimi degli spostamenti e delle sollecitazioni indotte dall'azione dinamica del vento effettivo.

(6)P Il paragrafo 3.4.1 fornisce alcune linee guida per la valutazione delle azioni statiche equivalenti. Il paragrafo 3.4.2 discute l'analisi della risposta dinamica alle azioni del vento. Il paragrafo 3.4.3 descrive le azioni e gli effetti dinamici e aeroelastici dovuti al distacco dei vortici dalle costruzioni e dagli elementi snelli. Il paragrafo 3.4.4 analizza gli altri fenomeni aeroelastici.

(7)P L'Appendice I fornisce alcuni criteri di valutazione dei parametri dinamici delle strutture.

(8)P L'Appendice Q fornisce alcune linee guida relative all'analisi del comportamento dinamico delle strutture e dei loro elementi, mediante prove su modelli in galleria del vento.

3.4.1 Azioni statiche equivalenti

(1) Si definiscono azioni statiche equivalenti le azioni che applicate staticamente alla costruzione o ai suoi elementi danno luogo a spostamenti e sollecitazioni pari ai massimi indotti dall'azione dinamica del vento effettivo. In generale, esse sono fornite da una relazione del tipo:

$$\text{Azioni statiche equivalenti} = \text{Azioni aerodinamiche di picco} \times c_d \quad (3.17)$$

nella quale c_d è un parametro adimensionale chiamato coefficiente dinamico.

(2)P Per strutture o elementi snelli o flessibili o dotati di piccolo smorzamento, l'amplificazione della risposta dinamica prevale sugli effetti riduttivi causati dalla non contemporaneità delle azioni di picco, e c_d è abitualmente maggiore di 1. In questo caso, le azioni statiche equivalenti e/o il coefficiente dinamico possono essere valutati applicando specifiche analisi teoriche, numeriche e/o sperimentali adeguatamente comprovate. In ogni caso è necessario che esse tengano in conto la parte statica e quasi-statica della risposta; devono inoltre tenere in conto i contributi associati a tutti i modi di vibrazione tali da causare significativi effetti risonanti.

(3)P Per contro, per strutture o elementi di grande estensione superficiale e/o rigidi e/o dotati di elevato smorzamento, gli effetti riduttivi causati dalla non contemporaneità delle azioni di picco prevalgono sull'amplificazione della risposta dinamica, e c_d è abitualmente minore di 1. In questo caso, fatte salve migliori valutazioni, è lecito identificare le azioni statiche equivalenti con le azioni aerodinamiche di picco, ponendo $c_d = 1$ nell'Eq. (3.17). Peraltro, in queste situazioni, valutazioni più accurate del coefficiente dinamico spesso conducono a riduzioni anche sensibili delle azioni di progetto.

(4) Fatte salve valutazioni più accurate e adeguatamente documentate, è lecito assumere $c_d = 1$ (generalmente a favore di sicurezza), nei casi seguenti:

- edifici civili con distribuzione regolare di rigidezza e di massa, e con altezza limitata (minore di 40 metri);
- edifici industriali di forma regolare, con altezza limitata (minore di 20 m) e con rigidezza sufficientemente elevata (frequenza del primo modo di vibrazione maggiore di 1,5 Hz);
- ciminiere con sezione circolare la cui altezza sia minore di 6 volte il diametro e, in ogni caso, inferiore a 50 metri;
- costruzioni rigide (frequenza del primo modo nella direzione del vento maggiore di 2 Hz) ed estese (superficie esposta al vento di larghezza maggiore di 25 m e altezza minore di 75 m);
- singoli elementi strutturali e sistemi di supporto delle facciate con rigidezza sufficientemente elevata (frequenza del primo modo nella direzione del vento maggiore di 5 Hz).

(5)P L'Appendice L fornisce le azioni statiche equivalenti longitudinali, cioè parallele alla direzione del vento, per costruzioni ed elementi con specificate proprietà geometriche e meccaniche.

(6)P L'Appendice M fornisce le azioni statiche equivalenti trasversali e torsionali sugli edifici con pianta rettangolare. Nei medesimi casi fornisce inoltre le regole di combinazione delle azioni longitudinali, trasversali e torsionali.

3.4.2 Analisi della risposta dinamica

(1)P L'analisi della risposta dinamica delle costruzioni o dei loro elementi è un'alternativa o un perfezionamento rispetto all'impiego delle azioni statiche equivalenti (paragrafo 3.4.1). Essa può essere svolta mediante metodi analitici, numerici e/o sperimentali adeguatamente comprovati.

(2)P L'analisi della risposta dinamica può essere svolta analiticamente o numericamente, partendo da adeguati modelli o misure della velocità del vento (Appendici C, D, E), successivamente trasformati, analiticamente, numericamente e/o sperimentalmente, in azioni aerodinamiche. Oppure può essere svolta, per via analitica o numerica, partendo da adeguati modelli o misure delle azioni aerodinamiche. Alternativamente può essere svolta sperimentalmente, eseguendo misure della risposta dinamica al vero della struttura o di suoi modelli in galleria del vento. L'uso di procedimenti analitici, numerici e/o sperimentali richiede adeguata competenza ed esperienza.

(3)P Le Appendici L e M forniscono, oltre alle azioni statiche equivalenti longitudinali, trasversali e torsionali, un metodo di calcolo delle accelerazioni di piano degli edifici. L'Appendice N fornisce alcune linee guida relative all'impiego di tali accelerazioni nelle verifiche di abitabilità.

3.4.3 Distacco dei vortici

(1)P Per costruzioni snelle quali le ciminiere, le torri, i cavi e gli elementi di strutture reticolari, è necessario tenere in conto l'effetto dinamico dovuto al distacco alternato dei vortici. Esso produce un'azione ciclica ortogonale alla direzione del flusso e all'asse della costruzione o dell'elemento, la cui frequenza dipende dalla velocità media del vento, e dalla forma e dimensione della sezione.

(2)P Quando la frequenza del distacco dei vortici è prossima a una frequenza propria, si attuano condizioni di risonanza che danno luogo ad ampiezze di oscillazione tanto maggiori quanto minore è lo smorzamento e la massa della struttura o dell'elemento. Il conseguimento della sicurezza nei riguardi di tali fenomeni richiede lo svolgimento di analisi teoriche, numeriche e/o sperimentali adeguatamente comprovate.

(3)P L'Appendice O fornisce alcune linee guida relative alle azioni e agli effetti del distacco dei vortici da costruzioni ed elementi snelli. Speciali cautele devono essere assunte nei riguardi della fatica causata dall'azione prolungata del distacco dei vortici. Massima attenzione deve essere inoltre prestata ai fenomeni d'interferenza associati a strutture o elementi contigui, soprattutto della stessa forma e dimensione, sottoposti a distacco risonante dei vortici.

(4)P Laddove necessario, si raccomanda l'impiego di accorgimenti aerodinamici atti a contrastare la regolarità del distacco dei vortici, o di dispositivi meccanici finalizzati a mitigare le vibrazioni.

3.4.4 Altri fenomeni aeroelastici

(1)P Si definiscono aeroelastici i fenomeni d'interazione vento-struttura che nascono quando le oscillazioni delle strutture, o dei loro elementi, sono caratterizzate da spostamenti e/o velocità tanto elevati da modificare il flusso incidente e le azioni aerodinamiche che il vento causerebbe sul corpo fisso. Sono suscettibili a tali fenomeni le strutture leggere, molto flessibili e con piccolo smorzamento, ad esempio le antenne, le ciminiere, i pali d'illuminazione e le torri faro, i ponti e le passerelle pedonali sostenute da cavi, le grandi coperture e le tensostrutture, i cavi e le strutture composte da cavi, i singoli elementi delle strutture reticolari e industriali.

(2)P In generale, l'azione del vento può essere schematizzata mediante la sovrapposizione di azioni aerodinamiche, indipendenti dal moto della struttura o dei suoi elementi, e di azioni aeroelastiche, dovute al moto del corpo nel vento. Tali azioni aeroelastiche dipendono dalla velocità media del vento, e modificano il comportamento strutturale alterandone, in termini equivalenti, lo smorzamento e/o la rigidità.

(3)P Tralasciando i fenomeni aeroelastici dovuti al distacco dei vortici, trattati al paragrafo 3.4.3, si definiscono critiche le velocità del vento il cui raggiungimento (o superamento) dà luogo a comportamenti instabili della struttura. Le forme d'instabilità aeroelastica di tipo dinamico equivalenti ad annullare (o a rendere negativo) lo smorzamento totale della struttura (somma dello smorzamento strutturale positivo e dello smorzamento aerodinamico eventualmente negativo) sono definite galoppo nel caso delle oscillazioni trasversali alla direzione del vento, flutter torsionale nel caso delle oscillazioni torsionali; il primo è tipico di elementi strutturali non circolari e di cavi ghiacciati o percorsi da rivoli d'acqua, il secondo è caratteristico degli impalcati di ponti sospesi e strallati. Si definisce divergenza (torsionale) una forma d'instabilità aeroelastica di tipo statico, equivalente ad annullare (o a rendere negativa) la rigidità (torsionale) totale della struttura (somma della rigidità strutturale positiva e della rigidità aerodinamica eventualmente negativa); essa è tipica degli impalcati da ponte e delle lastre sottili. Si definisce *flutter* una forma d'instabilità aeroelastica di tipo dinamico, equivalente a modificare contemporaneamente lo smorzamento e la rigidità totali della struttura; esso è tipico degli impalcati di ponti sospesi e strallati e dei profili alari. Si definiscono d'interferenza aeroelastica i fenomeni d'interazione vento-struttura che coinvolgono congiuntamente corpi vicini; essi sono tipici dei gruppi di ciminiere, di elementi snelli ravvicinati, di cavi paralleli, di impalcati di ponti affiancati e sorretti da cavi. I fenomeni sopra elencati devono essere studiati con metodi sperimentali, analitici e/o numerici adeguatamente comprovati.

(4)P E' necessario che tutte le velocità critiche della costruzione e dei suoi elementi associate ai differenti fenomeni di instabilità aeroelastica, ad eccezione di quelle associate al distacco dei vortici (paragrafo 3.4.3), siano adeguatamente maggiori della velocità di progetto del vento.

(5)P L'Appendice P fornisce alcune linee guida per l'analisi dei principali fenomeni aeroelastici.

Appendice A PERIODO DI RITORNO DI PROGETTO

Si definisce vita nominale V_N di una costruzione, purché sottoposta a manutenzione ordinaria, il periodo durante il quale la costruzione deve poter essere usata per lo scopo al quale è stata destinata.

Tutte le analisi raccomandate dalle presenti Istruzioni dipendono dalla velocità di riferimento di progetto del vento v_r , funzione del periodo di ritorno di progetto T_R secondo i criteri indicati al paragrafo 3.2.2. La scelta del periodo di ritorno di progetto ha quindi un ruolo essenziale per valutare le azioni e gli effetti del vento sulle costruzioni. Tale scelta dipende dal tipo delle analisi svolte, dalle proprietà della costruzione e dalla sua vita nominale.

Si definisce periodo di ritorno di riferimento il valore maggiore fra il periodo di ritorno convenzionale T_0 riportato nella Tabella A.I e la vita nominale della costruzione V_N :

$$T_{R,0} = \max \{T_0, V_N\} \quad (\text{A.1})$$

Tabella A.I – Periodo di ritorno convenzionale T_0 .

Proprietà della costruzione	T_0 (anni)
Costruzione provvisoria, in fase di realizzazione o di demolizione, purché il periodo in cui sussiste tale stato sia minore di 1 anno. Per le costruzioni provvisorie, è necessario che sia minore di un anno l'insieme di tutti i successivi periodi nei quali la costruzione è riutilizzata	10
Costruzione ordinaria	50
Costruzione di rilevante importanza	100
Costruzione di importanza strategica	200

Laddove le presenti Istruzioni non forniscano diverse indicazioni, o non sussistano specifiche norme, o non si applichino considerazioni opportunamente motivate e documentate, si raccomanda di attribuire al periodo di ritorno di progetto T_R i valori del periodo di ritorno di riferimento $T_{R,0}$ definiti dall'Eq. (A.1), quindi $T_R = T_{R,0}$.

Le presenti Istruzioni raccomandano di utilizzare valori del periodo di ritorno di progetto T_R diversi dal periodo di ritorno di riferimento $T_{R,0}$ in due casi distinti:

- per analisi inerenti l'abitabilità degli edifici, l'Appendice N suggerisce di valutare i valori di picco dell'accelerazione in corrispondenza di un periodo di ritorno di progetto $T_R = 1$ anno;
- per analisi inerenti il comportamento delle costruzioni e dei loro elementi nei riguardi del distacco dei vortici e di altri fenomeni aeroelastici, le Appendici O e P raccomandano di valutare la velocità media del vento in corrispondenza di un periodo di ritorno di progetto $T_R = 10T_{R,0}$.

E' compito del Progettista e/o del Committente individuare le situazioni per le quali sia opportuno applicare periodi di ritorno di progetto maggiori di quelli sopra indicati.

Limitatamente agli elementi non strutturali, è lecito adottare valori del periodo di ritorno di progetto minori di quelli sopra indicati, purché tale scelta non sia in contrasto con altre norme specifiche, purché questa decisione sia adeguatamente motivata ed esplicitamente dichiarata in sede di progetto e/o di verifica, e purché la crisi degli elementi considerati non sia pregiudizievole per la sicurezza della costruzione e/o per l'incolumità delle persone.

Appendice B VELOCITA' DI RIFERIMENTO

Il criterio illustrato ai paragrafi 3.2.1 e 3.2.2 per valutare la velocità di riferimento del vento fornisce valutazioni mediamente corrette e in prevalenza cautelative, coerenti con l'accuratezza normalmente adottata nelle analisi progettuali di livello ordinario. Il paragrafo B.1 fornisce alcune linee guida relative allo svolgimento di analisi probabilistiche dettagliate. Il paragrafo B.2 chiarisce le ipotesi e le semplificazioni da cui scaturisce il metodo semplificato proposto nelle presenti Istruzioni.

B.1 Metodo dettagliato

Una valutazione accurata della velocità di riferimento comporta, in linea di principio, l'applicazione di un metodo articolato in tre fasi sequenziali:

- (a) acquisizione, controllo e correzione di misure della velocità media e della direzione del vento, rappresentative del sito ove sorge la costruzione (paragrafo B.1.1);
- (b) trasformazione dei dati misurati in valori coerenti con la definizione di velocità di riferimento del vento (paragrafo B.1.2);
- (c) analisi probabilistica dei dati trasformati.

L'applicazione di tale procedimento richiede, in ogni caso, la collaborazione di esperti della materia (paragrafo B.1.3).

B.1.1 Acquisizione, controllo e correzione delle misure rappresentative

L'analisi della velocità di riferimento richiede l'individuazione delle stazioni meteorologiche rappresentative del sito ove sorge la costruzione, e l'acquisizione delle relative misure della velocità media e della direzione del vento.

Affinché i dati misurati da una stazione meteorologica siano rappresentativi del sito ove sorge la costruzione, è necessario che la stazione sia adeguatamente ubicata, che il periodo di acquisizione sia sufficientemente lungo, che i dati registrati siano omogenei e privi di errori tali da pregiudicare la validità delle successive analisi probabilistiche.

Una stazione è adeguatamente ubicata se la sua distanza dalla costruzione è limitata (non oltre 50-100 km), se i regimi di vento presso la stazione sono analoghi a quelli nel sito della costruzione (ad esempio se il sito e la stazione non siano separati da catene montuose), se gli strumenti sono installati correttamente (ad esempio siano posti a un'altezza sul suolo non inferiore a circa 10 m, e non siano prossimi a corpi che perturbano il vento, compresi quelli sui quali gli strumenti sono posti).

La durata del periodo di acquisizione dei dati è adeguata in funzione del periodo di ritorno in corrispondenza del quale si vuole valutare la velocità di riferimento, e dei metodi probabilistici applicati per l'analisi. In ogni caso si raccomanda di utilizzare dati provenienti da stazioni che dispongano di lunghe serie storiche di registrazione.

Affinché l'analisi probabilistica sia affidabile è necessario utilizzare dati omogenei (ad esempio valori medi sullo stesso intervallo temporale) e corretti (cioè privi di errori, sistematici o casuali, tali da pregiudicare la validità dell'analisi). Il controllo, la correzione o l'eliminazione dei dati sbagliati corrispondenti ai venti più intensi è essenziale nello studio dei venti estremi. L'omogeneizzazione e la correzione dei dati richiede l'impiego di procedimenti affidabili e adeguatamente giustificati.

B.1.2 Trasformazione dei dati misurati nelle condizioni di riferimento

La velocità di riferimento di progetto è il valore massimo della velocità media del vento su un intervallo di tempo di 10 minuti, a 10 m di altezza sul suolo, su un terreno pianeggiante e omogeneo con lunghezza di rugosità $z_0 = 0,05$ m (II categoria di esposizione, paragrafo 2.3), riferito al periodo di

ritorno di progetto T_R . Per valutare tale valore è quindi necessario trasformare i dati misurati in valori coerenti con le condizioni di riferimento.

La trasformazione sopra citata richiede che sia valutata, per ogni direzione di provenienza del vento, noto il valore medio della velocità misurata dalla stazione, il valore medio che sarebbe stato misurato qualora l'anemometro fosse stato posto a 10 m di altezza sul suolo, su un terreno pianeggiante e omogeneo con lunghezza di rugosità $z_0 = 0,05$ m. Tale operazione di trasformazione comporta l'uso di procedimenti di modellazione del vento del tipo descritto al paragrafo C.1.

B.1.3 Analisi probabilistica dei dati trasformati

L'analisi probabilistica dei dati trasformati presso ogni stazione meteorologica selezionata comporta la valutazione della distribuzione del massimo annuale della velocità media del vento, applicando procedimenti adeguatamente comprovati, e la successiva derivazione della velocità media contraddistinta dal periodo di ritorno di progetto T_R . Si raccomanda che tali analisi siano svolte usando anche dati costituite da un numero di anni maggiore di 1/5 del periodo di ritorno di progetto, e in ogni caso maggiore di 5 anni. Analisi basate su periodi di misura più brevi sono possibili, solo applicando metodi statistici adeguatamente comprovati e documentati.

La velocità di riferimento del vento nel sito della costruzione, ove valutata partendo dai dati di più stazioni meteorologiche, può essere ricavata applicando opportuni fattori peso (ad esempio legati alla distanza delle stazioni dal sito della costruzione, alla durata delle serie storiche e alla qualità delle misure disponibili) alle stime associate a ciascuna stazione.

E' consentito valutare la velocità di riferimento in funzione della direzione di provenienza del vento, applicando procedimenti adeguatamente comprovati, purché il rischio complessivo associato all'analisi direzionale sia non superiore del rischio che deriva dall'analisi svolta in forma non direzionale.

B.2 Metodo semplificato

Le velocità di riferimento riportate nel paragrafo 3.2.1 sono ricavate applicando il procedimento illustrato nel paragrafo B.1 a 69 stazioni meteorologiche distribuite sul territorio nazionale in maniera sufficientemente omogenea.

La legge fornita nel paragrafo 3.2.2 per trasformare la velocità di riferimento del vento (paragrafo 3.2.1) nella velocità di riferimento di progetto, anch'essa basata su analisi svolte presso numerose stazioni meteorologiche nazionali, conduce a valutazioni mediamente a favore di sicurezza.

Appendice C VELOCITA' DEL VENTO

Il criterio impiegato nelle presenti Istruzioni per valutare la velocità media del vento (paragrafo 3.2.5), l'intensità della turbolenza (paragrafo 3.2.6) e la pressione cinetica di picco (paragrafo 3.2.7) è ispirato a un procedimento semplificato tipico del panorama normativo internazionale, adattato al territorio e alla climatologia italiana; esso fornisce valutazioni mediamente corrette, coerenti con l'accuratezza normalmente adottata nelle analisi progettuali di livello ordinario. Il paragrafo C.1 fornisce alcune linee guida relative ai modelli dettagliati del vento. Il paragrafo C.2 chiarisce le ipotesi e le semplificazioni da cui scaturisce il metodo semplificato proposto nelle presenti Istruzioni.

C.1 Metodo dettagliato

La configurazione del vento nel sito ove sorge la costruzione può essere valutata mediante metodi sperimentali (paragrafo C.1.1), numerici o analitici (paragrafo C.1.2) adeguatamente comprovati.

C.1.1 Valutazioni sperimentali

La valutazione sperimentale del vento nel sito ove sorge la costruzione può essere svolta mediante campagne di misure al vero, o ricorrendo a prove su modelli in galleria del vento.

Le misure sperimentali al vero richiedono l'impiego di strumenti la cui qualità deve essere adeguatamente comprovata e documentata. Il passo temporale delle acquisizioni deve essere commisurato alle proprietà dei dati richiesti. Gli strumenti devono essere posti in posizioni rappresentative del vento incidente, quindi non perturbati da corpi presenti nel sito, compresi quelli sui quali gli strumenti sono installati; devono inoltre possedere distribuzioni spaziali ed eseguire acquisizioni temporali commisurate alle proprietà geometriche e meccaniche della costruzione considerata. Le misure devono essere svolte su periodi temporali sufficientemente lunghi da permettere adeguate interpretazioni probabilistiche dei dati acquisiti, per tutte le direzioni di provenienza del vento.

Le misure sperimentali su modelli in galleria del vento (Appendice Q) devono essere svolte presso laboratori di adeguata competenza e qualificazione. Devono essere eseguite adottando scale geometriche e temporali commisurate al caso considerato. La scala geometrica deve essere abbastanza piccola da consentire una corretta riproduzione della porzione del territorio in grado di influenzare i fenomeni eolici propri dell'area considerata; contemporaneamente, deve essere abbastanza grande da consentire una simulazione adeguata delle proprietà locali del vento nel sito della costruzione.

C.1.2 Valutazioni numeriche o analitiche

La valutazione numerica o analitica del vento nel sito ove sorge la costruzione dipende da tre principali fattori: 1) la rugosità e la topografia del terreno che circonda la costruzione; 2) le condizioni termiche dell'atmosfera; 3) le proprietà del fenomeno meteorologico considerato.

La modellazione della rugosità comporta la realizzazione di un modello appropriato della lunghezza di rugosità del terreno che circonda la costruzione. Il modello deve avere crescente precisione in prossimità della costruzione. L'estensione del modello deve essere tanto maggiore quanto più alta è la costruzione. La realizzazione del modello può essere svolta avvalendosi di ispezioni visive, documentazioni fotografiche, dati relativi alla copertura del suolo (successivamente trasformati in lunghezze di rugosità), rilievi cartografici e immagini satellitari. Le Figure C.1-C.5 mostrano le rappresentazioni fornite da documentazioni fotografiche (a), immagini satellitari (b) e rilievi cartografici (c) di aree con diverse lunghezze di rugosità z_0 (non necessariamente corrispondenti fra loro da un punto di vista geografico).



Figura C.1 – Fascia costiera ($z_0 \approx 0,01m$).



Figura C.2 – Aperta campagna con rari ostacoli isolati ($z_0 \approx 0,05$ m).



(a)



(b)



(c)

Figura C.3 – Campagna con ostacoli diffusi ($z_0 \approx 0,1$ m).

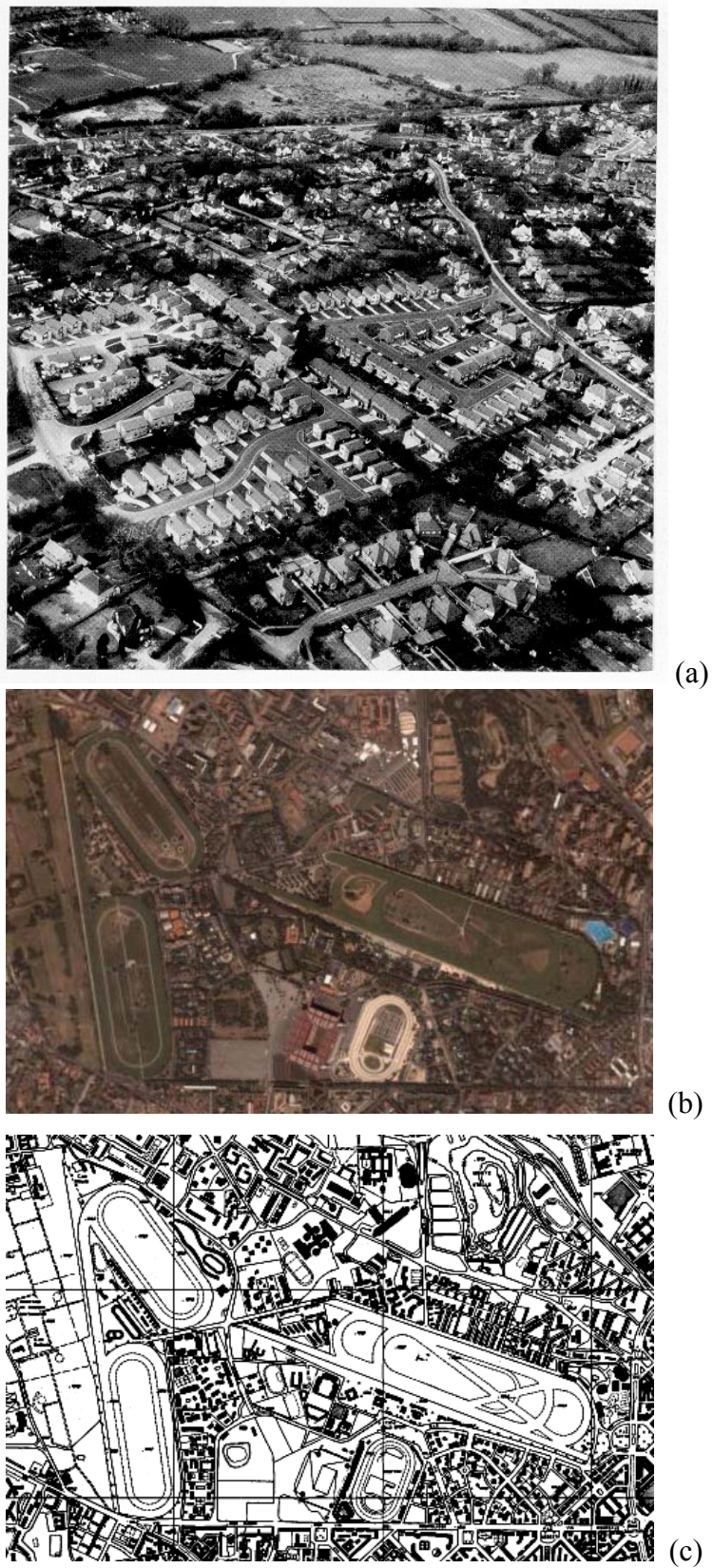


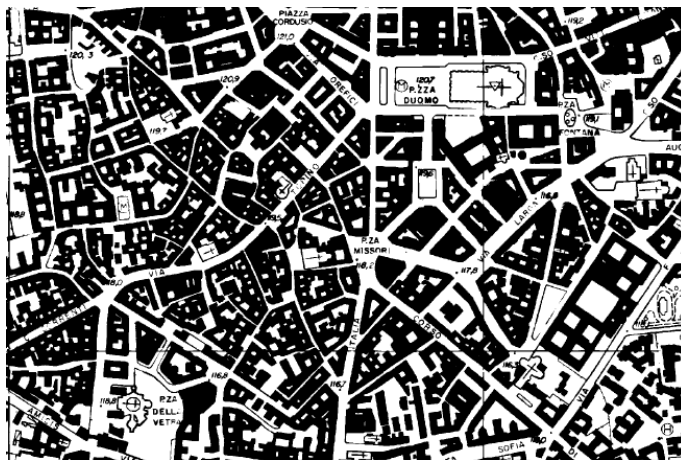
Figura C.4 – Zona suburbana ($z_0 \approx 0,3$ m).



(a)



(b)



(c)

Figura C.5 – Area urbana ($z_0 \approx 0,7$ m).

La modellazione della topografia comporta la realizzazione di un modello che tenga conto della quota del terreno che circonda la costruzione. Il modello deve avere crescente precisione in prossimità della costruzione. L'estensione del modello deve essere sufficiente a consentire una corretta riproduzione della porzione del territorio in grado di influenzare i fenomeni eolici propri dell'area considerata. La realizzazione del modello può essere svolta avvalendosi di dati relativi alle curve di livello del suolo.

Nel caso in cui il territorio limitrofo alla costruzione sia pianeggiante o poco ondulato, è possibile usare programmi di calcolo o metodi analitici, adeguatamente comprovati, che tengano conto soltanto della rugosità del terreno. In questo caso è essenziale apprezzare, per ogni direzione di provenienza del vento, le successive variazioni (transizioni) della rugosità.

Nel caso in cui il terreno limitrofo alla costruzione sia caratterizzato da topografia complessa, quindi non rientri nel caso precedente, la determinazione della configurazione del vento al variare della direzione di provenienza può essere svolta in forma analitica soltanto nel caso di rilievi isolati di semplice forma (Appendice D). In tutti gli altri casi è generalmente necessario impiegare programmi di calcolo, adeguatamente comprovati, che tengano conto della rugosità e della topografia del terreno. Per territori con limitate pendenze è possibile usare programmi di calcolo a conservazione di massa, o codici che integrino le equazioni di Navier-Stokes in forma linearizzata; entrambi questi programmi di norma forniscono la sola velocità media del vento. Al crescere della pendenza del terreno si raccomanda l'impiego di programmi di calcolo che integrino le equazioni complete di Navier-Stokes (codici CFD). In ogni caso è indispensabile usare questi strumenti di calcolo soltanto avvalendosi della collaborazione di esperti.

Per quanto concerne le condizioni termiche dell'atmosfera, l'analisi della configurazione del vento nel sito ove sorge la costruzione può essere svolta di norma in ipotesi di regime neutrale, vale a dire assumendo la velocità del vento indipendente dalle condizioni termiche dell'atmosfera. Tale ipotesi è ragionevolmente corretta quando la velocità media del vento a 10 m di altezza sul suolo è maggiore di circa 10 m/s; questa condizione è quasi sempre soddisfatta per analisi agli stati limite ultimi e di esercizio. Peraltro, velocità medie del vento minori di circa 10 m/s possono avere grande importanza per l'occorrenza di vibrazioni legate al distacco dei vortici dalle strutture snelle (Appendice O); in questo caso, la realizzazione di bassi livelli di turbolenza legati a regimi atmosferici stabili possono causare situazioni peggiori di quelle associate ai regimi neutrali. Analogamente, valori ridotti della velocità media del vento possono avere rilevante importanza nel comportamento a fatica delle strutture; in questo caso l'occorrenza di regimi atmosferici stabili o instabili può causare situazioni peggiori di quelle associate ai regimi neutrali.

Per quanto infine concerne le proprietà del fenomeno meteorologico analizzato, è tipico ammettere che la velocità di progetto del vento si realizzi nel corso di eventi ciclonici caratteristici del territorio italiano: essi si sviluppano su ampie estensioni territoriali (nell'ordine di alcune centinaia di km) e su lunghi intervalli temporali (nell'ordine di almeno uno o due giorni). I modelli di calcolo più noti e utilizzati sono generalmente basati su tali ipotesi. L'analisi della configurazione del vento associata a fenomeni meteorologici di diversa natura, ad esempio le trombe d'aria, i venti temporaleschi, il föhn e la bora, richiede valutazioni specifiche adeguatamente comprovate.

C.2 Metodo semplificato

I metodi di calcolo introdotti nelle presenti Istruzioni per valutare la velocità media del vento (paragrafo 3.2.5), l'intensità della turbolenza (paragrafo 3.2.6) e la pressione cinetica di picco (paragrafo 3.2.7) costituiscono una semplificazione del procedimento dettagliato illustrato al paragrafo C.1. Tale semplificazione è basata sulle ipotesi seguenti:

- il fenomeno meteorologico che determina la velocità di progetto del vento è un evento ciclonico tipico del territorio italiano: esso si sviluppa su ampie estensioni territoriali (nell'ordine di alcune centinaia di km) e su lunghi intervalli temporali (nell'ordine di almeno uno o due giorni);
- il regime termico dell'atmosfera è neutrale, quindi la velocità del vento è elevata e indipendente dalla temperatura;
- il sito in cui sorge la costruzione è pianeggiante, o al più caratterizzato dalla presenza di un rilievo topografico isolato di forma semplice (Appendice D). La rugosità del terreno è uniforme in tutte le direzioni.

Con tali premesse, il profilo della velocità media del vento (paragrafo 3.2.5), dell'intensità della turbolenza (paragrafo 3.2.6) e della pressione cinetica di picco (paragrafo 3.2.7) sono espressi in funzione di cinque categorie di esposizione definite al paragrafo 3.2.3.

Il criterio di assegnazione delle categorie di esposizione fornito al paragrafo 3.2.3, strettamente legato alla morfologia del territorio nazionale, considera esplicitamente la rugosità del terreno, la zona geografica, la distanza dalla costa del mare e l'altitudine sul livello del mare; tiene inoltre conto, implicitamente, della direzione dei venti più intensi.

Appendice D COEFFICIENTE DI TOPOGRAFIA

La presente appendice si applica a rilievi topografici isolati e di forma semplice.

In mancanza di valutazioni specifiche e approfondite il coefficiente di topografia c_t , in generale funzione dell'altezza z sul suolo, può essere calcolato mediante i metodi descritti ai paragrafi D.1- D.3. Il paragrafo D.1 illustra un metodo di calcolo dettagliato i cui parametri sono forniti tramite grafici; il paragrafo D.2 riporta tali parametri mediante espressioni analitiche; il paragrafo D.3 illustra un metodo semplificato, derivato dal metodo dettagliato fornito ai paragrafi D.1 e D.2, che normalmente conduce a valutazioni più cautelative delle precedenti. Tutti i metodi proposti ipotizzano, a favore di sicurezza, che la direzione del vento sia perpendicolare al ciglio della collina o del pendio.

D.1 Metodo dettagliato

Il coefficiente di topografia riferito a pendii (Figura D.1) e a colline (Figura D.2) isolate è fornito dall'espressione:

$$c_t = 1 \quad \text{per } \Phi \leq 0,05 \quad (\text{D.1a})$$

$$c_t = 1 + 2 \cdot s \cdot \Phi \quad \text{per } 0,05 < \Phi < 0,3 \quad (\text{D.1b})$$

$$c_t = 1 + 0,6 \cdot s \quad \text{per } \Phi \geq 0,3 \quad (\text{D.1c})$$

dove:

s è il fattore di posizione orografica fornito dalla Figura D.1, per i pendii, e dalla Figura D.2, per le colline, in funzione delle coordinate x e z ; in alternativa, esso è fornito dalle espressioni elencate al paragrafo D.2;

$\Phi = H/L_u$, è la pendenza media del fronte del rilievo esposto al vento;

H è l'altezza del rilievo;

L_u è la lunghezza (in orizzontale) del fronte del rilievo esposto al vento;

L_e è la lunghezza effettiva (in orizzontale) del fronte del pendio esposto al vento:

$L_e = L_u$ per $\Phi \leq 0,3$;

$L_e = H/0,3$ per $\Phi > 0,3$;

L_d è la lunghezza (in orizzontale) del fronte sotto vento della collina;

x è la distanza (in orizzontale) della costruzione dalla sommità del rilievo;

z è l'altezza sul suolo.

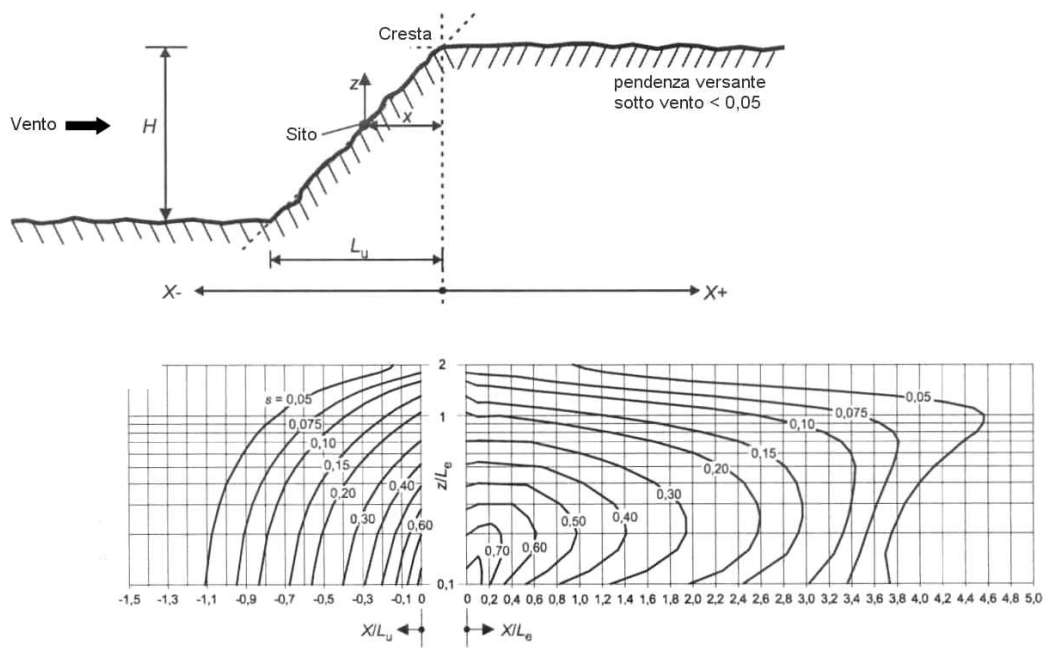


Figura D.1 - Fattore di posizione orografica s per i pendii isolati.

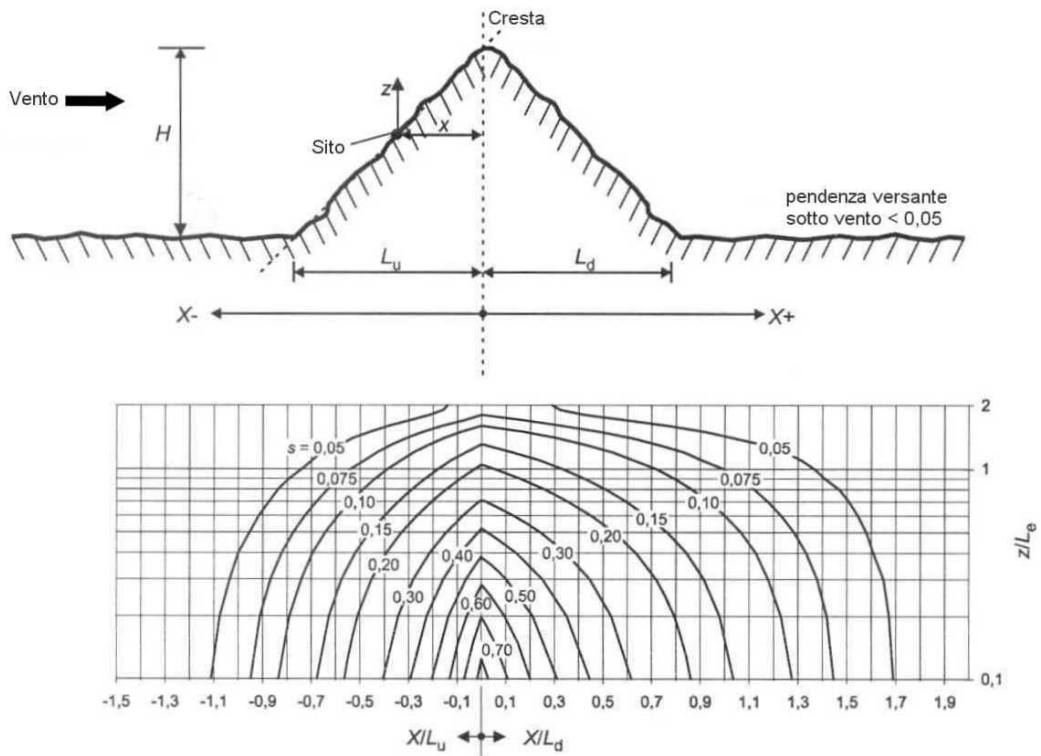


Figura D.2 - Fattore di posizione orografica s per le colline isolate.

D.2 Formule del fattore di posizione orografica

In alternativa ai diagrammi forniti dalle Figure D.1 e D.2, il fattore di posizione orografica s può essere valutato applicando le formule riportate nei paragrafi seguenti. In particolare, il paragrafo D.2.1 riporta le formule relative al versante esposto al vento di pendii e colline; i paragrafi D.2.2 e D.2.3 riportano le formule relative al versante sotto vento, rispettivamente, di pendii e di colline. Tali formule sono valide limitatamente ai domini in cui sono definite; fuori da tali domini conducono a valori errati.

D.2.1 Versante esposto al vento di pendii e colline

Per $-1,5 \leq x/L_u \leq 0$ e $0 \leq z/L_e \leq 2,0$, il fattore di posizione orografica s è dato dall'espressione:

$$s = A \cdot \exp\left(B \cdot \frac{x}{L_u}\right) \quad (\text{D.2})$$

dove:

$$A = 0,1552 \cdot \left(\frac{z}{L_e}\right)^4 - 0,8575 \cdot \left(\frac{z}{L_e}\right)^3 - 1,8133 \cdot \left(\frac{z}{L_e}\right)^2 - 1,9115 \cdot \left(\frac{z}{L_e}\right) + 1,0124 \quad (\text{D.3a})$$

$$B = 0,3542 \cdot \left(\frac{z}{L_e}\right)^2 - 1,0577 \cdot \left(\frac{z}{L_e}\right) + 2,6456 \quad (\text{D.3b})$$

Per $x/L_u < -1,5$ o $z/L_e > 2$, si assume $s = 0$.

D.2.2 Versante sotto vento di pendii

Per $0,1 \leq x/L_u \leq 3,5$ e $0,1 \leq z/L_e \leq 2,0$, il fattore di posizione orografica s è dato dall'espressione:

$$s = A \cdot \left[\log\left(\frac{x}{L_e}\right)\right]^2 + B \cdot \left[\log\left(\frac{x}{L_e}\right)\right] + C \quad (\text{D.4})$$

dove:

$$A = 1,3420 \cdot \left[\log\left(\frac{z}{L_e}\right)\right]^3 - 0,8222 \cdot \left[\log\left(\frac{z}{L_e}\right)\right]^2 + 0,4609 \cdot \log\left(\frac{z}{L_e}\right) - 0,0791 \quad (\text{D.5a})$$

$$B = -1,0196 \cdot \left[\log\left(\frac{z}{L_e}\right)\right]^3 - 0,8910 \cdot \left[\log\left(\frac{z}{L_e}\right)\right]^2 + 0,5343 \cdot \log\left(\frac{z}{L_e}\right) - 0,1156 \quad (\text{D.5b})$$

$$C = 0,8030 \cdot \left[\log\left(\frac{z}{L_e}\right)\right]^3 + 0,4236 \cdot \left[\log\left(\frac{z}{L_e}\right)\right]^2 - 0,5738 \cdot \log\left(\frac{z}{L_e}\right) + 0,1606 \quad (\text{D.5c})$$

Per $0 \leq x/L_e \leq 0,1$, il fattore di posizione orografica s può essere ricavato mediante interpolazione lineare fra i valori assunti da s per $x/L_e = 0$ e $x/L_e = 0,1$.

Per $z/L_e < 0,1$, il fattore di posizione orografica s assume il valore di s per $z/L_e = 0,1$.

Per $x/L_d > 3,5$ o $z/L_e > 2,0$, si assume $s = 0$.

D.2.3 Versante sotto vento di colline

Per $0 \leq z/L_d \leq 2,0$ e $0 \leq z/L_e \leq 2,0$, il fattore di posizione orografica s è dato dall'espressione:

$$s = A \cdot \exp\left(B \cdot \frac{x}{L_d}\right) \quad (D.6)$$

dove:

$$A = 0,1552 \cdot \left(\frac{z}{L_e}\right)^4 - 0,8575 \cdot \left(\frac{z}{L_e}\right)^3 + 1,8133 \cdot \left(\frac{z}{L_e}\right)^2 - 1,9115 \cdot \left(\frac{z}{L_e}\right) + 1,0124 \quad (D.7a)$$

$$B = -0,3056 \cdot \left(\frac{z}{L_e}\right)^2 + 1,0212 \cdot \left(\frac{z}{L_e}\right) - 1,7637 \quad (D.7b)$$

Per $x/L_d > 2,0$ o $z/L_e > 2,0$, si assume $s = 0$.

D.3 Metodo semplificato

Per costruzioni ubicate sulla sommità di pendii isolati (Figura D.1), il coefficiente di topografia è dato dall'espressione:

$$c_t = 1 + \beta \cdot \gamma \cdot \left(1 - 0,1 \cdot \frac{x}{H}\right) \geq 1 \quad (D.8)$$

Per costruzioni ubicate sul fronte esposto al vento di pendii (Figura D.1) e colline (Figura D.2) isolate, il coefficiente di topografia è dato dall'espressione:

$$c_t = 1 + \beta \cdot \gamma \cdot \left(1 - \frac{x}{L_u}\right) \geq 1 \quad (D.9)$$

I parametri che figurano nelle Eqq. (D.8) e (D.9) hanno il significato seguente:

H è l'altezza del rilievo;

L_u è la lunghezza (in orizzontale) del fronte del rilievo esposto al vento;

β è un coefficiente funzione dell'altezza z sul suolo (Figura D.3):

$$\beta = 0,5 \quad \text{per } \frac{z}{H} \leq 0,75 \quad (D.10a)$$

$$\beta = 0,8 - 0,4 \cdot \frac{z}{H} \quad \text{per } 0,75 < \frac{z}{H} \leq 2 \quad (D.10b)$$

$$\beta = 0 \quad \text{per } \frac{z}{H} > 2 \quad (\text{D.10c})$$

γ è un coefficiente funzione del rapporto $\Phi = H/L_u$ (Figura D.3):

$$\gamma = 0 \quad \text{per } \Phi \leq 0,10 \quad (\text{D.11a})$$

$$\gamma = 5(\Phi - 0,10) \quad \text{per } 0,10 < \Phi \leq 0,30 \quad (\text{D.11b})$$

$$\gamma = 1 \quad \text{per } \Phi > 0,30 \quad (\text{D.11c})$$

x è la distanza (in orizzontale) della costruzione dalla sommità del rilievo;
 z è l'altezza sul suolo.

Appendice E TURBOLENZA ATMOSFERICA

La velocità istantanea del vento varia casualmente nel tempo e nello spazio, provocando azioni ed effetti dinamici sulle strutture. I paragrafi E.1 ed E.2 forniscono alcuni elementi relativi alle proprietà spettrali della turbolenza, rispettivamente in un punto e in una coppia di punti dello spazio, in condizioni atmosferiche neutre (Appendice C) e per altezze sul suolo non maggiori di $z = 200$ m. Il paragrafo E.3 fornisce alcune linee guida relative alla simulazione Monte Carlo della turbolenza, e all'impiego di questa tecnica nell'analisi dinamica delle strutture nel dominio del tempo (paragrafo 3.4.2).

E.1 Modellazione spettrale della turbolenza in un punto

La turbolenza atmosferica in un punto M è normalmente schematizzata mediante un vettore le cui tre componenti sono chiamate, rispettivamente, longitudinale (v'_1 , orizzontale, nella direzione x della velocità media del vento), laterale (v'_2 , orizzontale, nella direzione y perpendicolare alla velocità media del vento) e verticale (v'_3 , nella direzione verticale z) (Figura E.1). Ogni componente della turbolenza è generalmente trattata come un processo aleatorio stazionario gaussiano a media nulla, le cui proprietà statistiche sono definite mediante il relativo spettro di potenza. E' lecito ammettere, in prima approssimazione, che le tre componenti della turbolenza siano fra loro non correlate (nella realtà questa ipotesi cade in difetto relativamente alla correlazione della componente longitudinale e della componente trasversale della turbolenza).

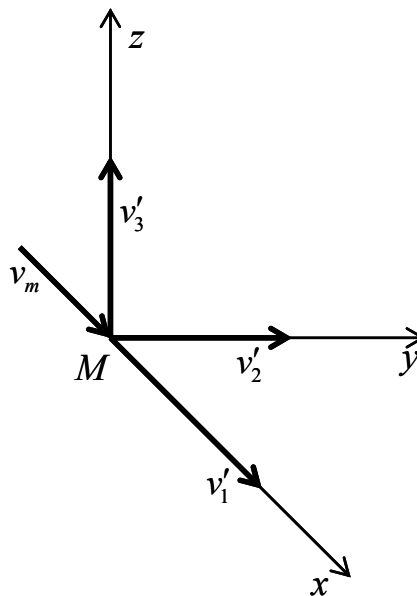


Figura E.1 - Velocità istantanea del vento.

In mancanza di analisi specifiche, gli spettri di potenza della turbolenza longitudinale, laterale e verticale, S_1 , S_2 , S_3 (normalizzati in modo tale che la varianza sia l'integrale dello spettro di potenza al variare della frequenza n fra zero e infinito), sono dati dalle relazioni:

$$\frac{n \cdot S_1(z, n)}{\sigma_1^2(z)} = \frac{n \cdot S_1(z, n)}{I_1^2(z) \cdot v_m^2(z)} = \frac{6,868 \cdot n \cdot L_1(z) / v_m(z)}{[1 + 10,302 \cdot n \cdot L_1(z) / v_m(z)]^{5/3}} \quad (\text{E.1a})$$

$$\frac{n \cdot S_2(z, n)}{\sigma_2^2(z)} = \frac{n \cdot S_2(z, n)}{I_2^2(z) \cdot v_m^2(z)} = \frac{9,434 \cdot n \cdot L_2(z) / v_m(z)}{[1 + 14,151 \cdot n \cdot L_2(z) / v_m(z)]^{5/3}} \quad (\text{E.1b})$$

$$\frac{n \cdot S_3(z, n)}{\sigma_3^2(z)} = \frac{n \cdot S_3(z, n)}{I_3^2(z) \cdot v_m^2(z)} = \frac{6,103 \cdot n \cdot L_3(z) / v_m(z)}{1 + 63,181 \cdot [n \cdot L_3(z) / v_m(z)]^{5/3}} \quad (\text{E.1c})$$

dove:

v_m è la velocità media del vento, definita al paragrafo 3.2.5 o valutata mediante analisi specifiche del tipo illustrate in Appendice C;

$\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3$ sono le deviazioni standard della turbolenza longitudinale, laterale e verticale;

I_1, I_2, I_3 sono le intensità della turbolenza longitudinale, laterale e verticale, definite come il rapporto fra le deviazioni standard della turbolenza $\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3$ e la velocità media del vento v_m ;

L_1, L_2, L_3 sono le scale integrali della turbolenza longitudinale, laterale e verticale nella direzione della velocità media del vento.

In mancanza di analisi specifiche, le deviazioni standard della componente longitudinale, laterale e verticale della turbolenza sono fornite dalle relazioni:

$$\sigma_1(z) = v_r \cdot k_r \quad (\text{E.2a})$$

$$\sigma_2(z) = 0,75 \cdot v_r \cdot k_r \quad (\text{E.2b})$$

$$\sigma_3(z) = 0,50 \cdot v_r \cdot k_r \quad (\text{E.2c})$$

dove:

v_r è la velocità di riferimento di progetto (paragrafo 3.2.2);

k_r è il fattore di terreno (paragrafo 3.2.3).

Coerentemente con l'Eq. (E.2), in mancanza di analisi specifiche, le intensità della componente longitudinale, laterale e verticale della turbolenza sono fornite dalle relazioni:

$$I_1(z) = I_v(z) \quad (\text{E.3a})$$

$$I_2(z) = 0,75 \cdot I_v(z) \quad (\text{E.3b})$$

$$I_3(z) = 0,50 \cdot I_v(z) \quad (\text{E.3c})$$

dove I_v è l'intensità della turbolenza definita al paragrafo 3.2.6.

Le scale integrali della turbolenza esprimono la dimensione media dei vortici, associati a ciascuna delle tre componenti della turbolenza, nella direzione del vento. In mancanza di analisi specifiche, esse sono fornite dalle relazioni:

$$L_1(z) = L_v(z) \quad (\text{E.4a})$$

$$L_2(z) = 0,25 \cdot L_v(z) \quad (\text{E.4b})$$

$$L_3(z) = 0.10 \cdot L_v(z) \quad (\text{E.4c})$$

dove L_v è la scala integrale della turbolenza definita al paragrafo 3.2.6.

La Figura E.2 mostra gli spettri di potenza della turbolenza longitudinale, laterale e verticale, forniti dall'applicazione delle Eqq. (E.1)-(E.4). Si noti che l'ordinata è normalizzata mediante la varianza σ_1^2 per le tre componenti della turbolenza.

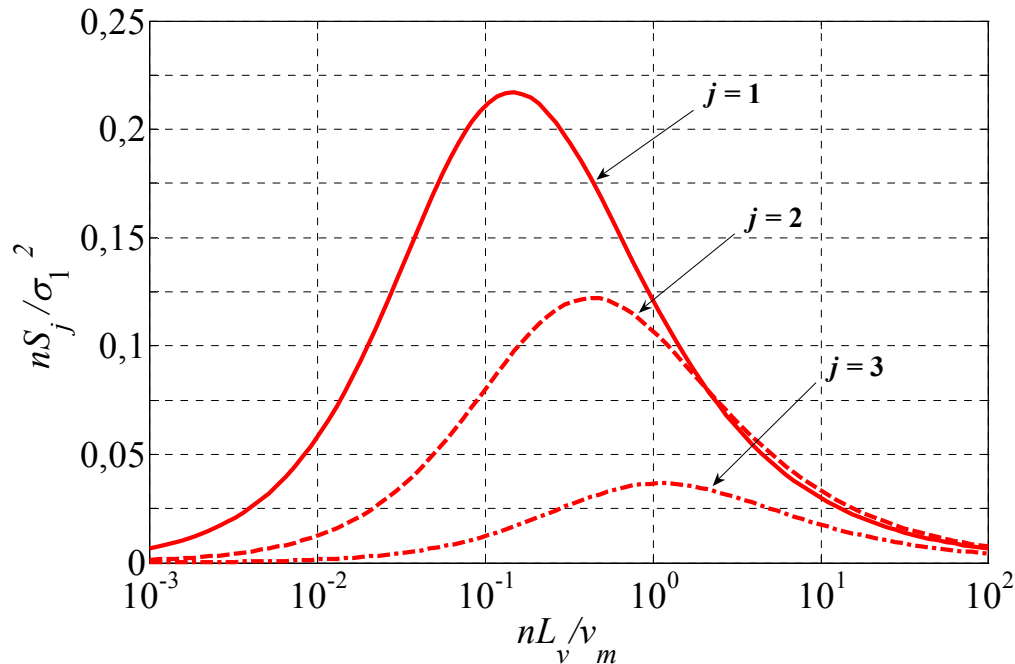


Figura E.2 – Diagrammi degli spettri di potenza della turbolenza.

E.2 Modellazione spettrale della turbolenza in una coppia di punti

Le proprietà spettrali della turbolenza atmosferica in una coppia di punti sono generalmente assegnate mediante gli spettri di potenza delle singole componenti della turbolenza (paragrafo E.1) e le rispettive funzioni di coerenza.

In mancanza di analisi specifiche, le funzioni di coerenza della turbolenza longitudinale, laterale e verticale (definite come il rapporto fra lo spettro incrociato di potenza e la radice del prodotto degli spettri di potenza puntuali), sono fornite dalla relazione:

$$Coh_{jj}(M, M', n) = \exp \left\{ - \frac{2 \cdot n \cdot \sqrt{C_{jx}^2 \cdot |x - x'|^2 + C_{jy}^2 \cdot |y - y'|^2 + C_{jz}^2 \cdot |z - z'|^2}}{v_m(z) + v_m(z')} \right\} \quad (j = 1, 2, 3) \quad (\text{E.5})$$

dove:

M e M' sono due punti di coordinate (x, y, z) e (x', y', z') (Figura E.3);
 C_{jr} sono i coefficienti di decadimento esponenziale della componente $j = 1, 2, 3$ della turbolenza, nella direzione $r = x, y, z$. In mancanza di analisi specifiche essi sono forniti dalla Tabella E.I.

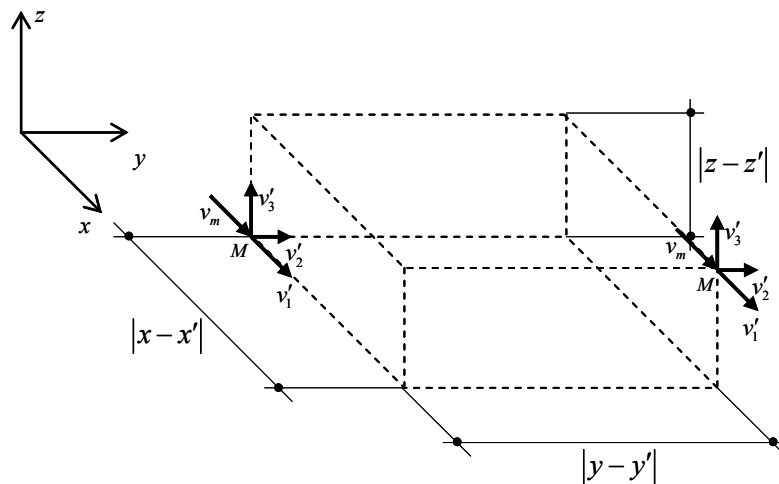


Figura E.3 - Velocità istantanea del vento in due punti generici M e M' dello spazio.

Tabella E.I - Coefficienti di decadimento esponenziale della turbolenza.

C_{1x}	C_{1y}	C_{1z}	C_{2x}	C_{2y}	C_{2z}	C_{3x}	C_{3y}	C_{3z}
3	10	10	3	6,5	6,5	0,5	6,5	3

Le funzioni di coerenza definite dall'Eq. (E.5) sono ragionevolmente ben approssimate per quanto riguarda la componente longitudinale e laterale della turbolenza. Diversamente dai risultati ai quali conduce l'Eq. (E.5), la funzione di coerenza della componente verticale della turbolenza manifesta invece, alla frequenza $n = 0$, valori di norma minori di 1; valutazioni più accurate della funzione di coerenza della componente verticale della turbolenza richiedono specifici metodi analitici, numerici e/o sperimentali adeguatamente comprovati.

E.3 Simulazione Monte Carlo della turbolenza

La simulazione numerica di una famiglia di realizzazioni spazio-temporali di un campo di vento è generalmente eseguita applicando il metodo Monte Carlo. Schematizzando il campo di vento come un processo aleatorio stazionario gaussiano, esistono varie tecniche sviluppate per tale obiettivo. Esse possono essere divise in due classi principali. La prima comprende i metodi basati sulla rappresentazione spettrale dei processi; usando tali metodi, le funzioni campione sono simulate, nel loro insieme, per tutti gli istanti temporali richiesti; normalmente sono espresse come la somma di onde armoniche con angolo di fase aleatorio, e talvolta con ampiezza aleatoria. La seconda comprende i metodi basati sulla realizzazione di modelli ricorsivi; essi simulano le funzioni campione, in istanti successivi, mediante filtri lineari di rumori bianchi a banda limitata - usando ad esempio i metodi auto-regressivi (AR), a media mobile (MA) e di tipo misto (ARMA) - oppure attraverso simulazioni condizionate di vettori aleatori.

La simulazione numerica dei campi di vento comporta la discretizzazione del dominio del tempo e dello spazio. L'uso dei metodi basati sulla rappresentazione spettrale dei processi richiede inoltre la discretizzazione del dominio della frequenza. In questo caso, applicando un algoritmo FFT (*Fast Fourier Transform*, o trasformata rapida di Fourier), le due discretizzazioni non sono indipendenti, bensì univocamente legate dalla scelta dei parametri N_t e Δt che rappresentano, rispettivamente, il numero degli istanti temporali nei quali è simulato il processo e il passo di campionamento; $T_p = N_t \Delta t$ è la durata del segnale campionato. Il valore $n_c = 1/(2\Delta t)$ è il limite superiore della frequenza delle armoniche riprodotte nella simulazione (frequenza di *cut-off*); $\Delta n = 1/T_p$ è la distanza minima tra le frequenze di armoniche distinte. Attribuire ai parametri Δt e T_p valori finiti, come necessario nelle

applicazioni, conduce ad elidere, rispettivamente, contenuti spettrali ad alta e bassa frequenza della turbolenza. La Figura E.2 pone in luce che la scelta dei parametri più adatti a simulare una componente della turbolenza può essere inefficace nei riguardi di un'altra. La discretizzazione del dominio spaziale dove è simulato il campo di vento richiede l'uso di passi spaziali Δs abbastanza piccoli per rappresentare, con il dettaglio voluto, la correlazione parziale della turbolenza in coppie di punti distinti.

L'applicazione dei principi sopra esposti fornisce i requisiti basilari per rappresentare la turbolenza in modo appropriato. E' inoltre sufficiente, partendo dalle simulazioni prodotte, per analizzare le azioni statiche e quasi-statiche esercitate dal vento sulle costruzioni e sui loro elementi. L'impiego delle simulazioni dei campi di vento nella prospettiva di svolgere l'analisi della risposta dinamica delle strutture (paragrafo 3.4.2) esige ulteriori avvertenze.

Nel caso delle strutture con comportamento lineare, è necessario che il passo temporale Δt sia abbastanza piccolo da non escludere contenuti spettrali in grado di eccitare, in misura apprezzabile, i modi di vibrazione rilevanti per la risposta dinamica della struttura; quindi, ad esempio, $1/\Delta t$ deve essere almeno doppio della frequenza propria del modo maggiore eccitato dal vento. E' inoltre necessario che la durata T_p del segnale sia molto maggiore del periodo proprio del primo modo di vibrazione, e tanto più grande quanto più piccolo è il fattore di smorzamento dei modi eccitati dal vento. E' infine necessario che il passo spaziale Δs sia sufficientemente minore della lunghezza d'onda spaziale dei modi rilevanti per la risposta dinamica.

La simulazione di campi di vento finalizzati all'analisi della risposta dinamica delle strutture con comportamento non lineare richiede particolari cautele e la collaborazione di esperti della materia.

In ogni caso, è necessario simulare un numero di scenari di vento abbastanza grande da ricavare statistiche sufficientemente rappresentative delle azioni e della risposta.

Appendice F VELOCITA' DI PICCO DEL VENTO

La velocità di picco del vento v_p è il valore atteso della velocità massima del vento nel corso di un intervallo di tempo $T = 10$ minuti, mediato su un intervallo di tempo τ molto minore di T . Essa dipende dall'altezza z sul suolo, dalla ventosità della zona in esame (paragrafo 3.2.1), dal periodo di ritorno di progetto (paragrafo 3.2.2) e dalle caratteristiche locali del sito ove sorge la costruzione.

In mancanza di analisi specifiche che tengano in conto la direzione di provenienza del vento e l'effettiva rugosità e topografia del terreno limitrofo alla costruzione (Appendice C), per altezze sul suolo non maggiori di $z = 200$ m, la velocità di picco del vento è fornita dalla relazione:

$$v_p(z) = v_m(z) \cdot G_v(z) \quad (F.1)$$

dove:

v_m è la velocità media del vento (paragrafo 3.2.5);

G_v è il fattore di raffica della velocità del vento, espresso dalla formula:

$$G_v(z) = 1 + g_v(z) \cdot I_v(z) \cdot P_v(z) \quad (F.2)$$

dove:

g_v è il fattore di picco della velocità del vento;

I_v è l'intensità della turbolenza (paragrafo 3.2.6);

P_v è un coefficiente che tiene conto della riduzione dell'intensità della turbolenza, a causa del periodo di tempo τ sul quale è mediata la velocità di picco.

I coefficienti g_v e P_v sono forniti dalle relazioni:

$$g_v(z) = \sqrt{2 \cdot \ln[\nu_v(z) \cdot T]} + \frac{0.5772}{\sqrt{2 \cdot \ln[\nu_v(z) \cdot T]}} \quad (F.3)$$

$$\nu_v(z) = 0,032 \frac{v_m(z)}{L_v(z)} \cdot \left[\frac{L_v(z)}{\tau \cdot v_m(z)} \right]^{1,44} \quad (F.4)$$

$$P_v(z) = \frac{1}{1 + 0,56 \cdot \left[\frac{\tau \cdot v_m(z)}{L_v(z)} \right]^{0,74}} \quad (F.5)$$

dove:

ν_v è la frequenza attesa della turbolenza;

L_v è la scala integrale della turbolenza (paragrafo 3.2.6).

In mancanza di specifiche indicazioni, adeguatamente motivate, si raccomanda di porre $\tau = 3$ s. In questo caso, $G_v = 1,5$ costituisce generalmente un'approssimazione ragionevole dell'Eq. (F.2).

Applicando le Eqq. (F.1) e (F.2), la pressione cinetica q_p associata alla velocità di picco v_p risulta:

$$q_p(z) = \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot v_m^2(z) \cdot \left[1 + 2 \cdot g_v(z) \cdot I_v(z) \cdot P_v(z) + g_v^2(z) \cdot I_v^2(z) \cdot P_v^2(z) \right] \quad (F.6)$$

dove ρ è la densità media di massa dell'aria.

L'Eq. (3.9) deriva dall'Eq. (F.6) attraverso tre diverse assunzioni:

1. si trascura il terzo addendo all'interno della parentesi quadra; tale ipotesi è moderatamente a sfavore di sicurezza, poiché I_v è una grandezza molto minore dell'unità;
2. si pone $P_v = 1$, a favore di sicurezza;
3. si pone $g_v = 3.5$, generalmente a favore di sicurezza.

In virtù di queste approssimazioni, l'Eq. (F.6) assume la forma:

$$q_p(z) = \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot v_m^2(z) \cdot [1 + 7 \cdot I_v(z)] \quad (\text{F.7})$$

E' immediato constatare che l'Eq. (F.7) coincide con l'Eq. (3.9), e che questa fornisce di norma una stima a favore di sicurezza della pressione cinetica di picco del vento.

Le assunzioni 1 e 2 costituiscono tipiche approssimazioni comunemente adottate in sede normativa. L'assunzione 3 ha invece un preciso significato concettuale e operativo.

Nel corso delle Istruzioni, la pressione cinetica di picco del vento è dapprima trasformata in azioni aerodinamiche di picco (paragrafo 3.3), poi in azioni statiche equivalenti (paragrafo 3.4), attraverso l'introduzione di coefficienti moltiplicativi, rispettivamente di natura aerodinamica e dinamica. La frequenza attesa delle azioni statiche equivalenti è generalmente molto maggiore della frequenza attesa della turbolenza. Le Eqq. (F.7) e (3.9) tengono in conto questa circostanza, nella prospettiva di essere usate per valutare le azioni del vento sulle costruzioni.

In tale prospettiva, non è lecito sostituire le Eqq. (F.7) e (3.9) mediante l'Eq. (F.6).

Appendice G COEFFICIENTI AERODINAMICI GLOBALI

G.1 Generalità

La presente Appendice fornisce i valori dei coefficienti adimensionali necessari per trasformare la pressione cinetica del vento (paragrafo 3.2) in azioni aerodinamiche globali sulle costruzioni (paragrafo 3.3). Tali coefficienti, definiti nel loro complesso coefficienti aerodinamici globali, comprendono i coefficienti di pressione (utilizzati per definire la pressione esterna, interna e complessiva), i coefficienti di forza e di momento (utilizzati per definire le forze e i momenti risultanti e per unità di lunghezza) e i coefficienti di attrito (utilizzati per definire le azioni radenti). I coefficienti aerodinamici globali possono essere utilizzati in tutti i casi in cui la rappresentazione delle azioni aerodinamiche del vento può essere effettuata in una maniera semplificata, rivolta alla valutazione delle azioni globali su porzioni estese di costruzioni o delle risultanti delle azioni indotte dal vento sugli elementi principali della struttura; per contro, non possono essere usati per la valutazione delle azioni locali su elementi strutturali e di rivestimento, per i quali si deve fare riferimento ai valori riportati nell'Appendice H.

L'Appendice H riporta, per alcuni tipi strutturali, valori locali o dettagliati dei coefficienti aerodinamici; essi consentono una rappresentazione più realistica dell'effettivo campo di pressione che si instaura sulle superfici delle costruzioni. Vengono generalmente impiegati per valutare le azioni aerodinamiche locali da utilizzare per il dimensionamento e la verifica di singoli elementi strutturali o di rivestimento e dei relativi fissaggi (elementi di facciata, componenti di coperture, etc.). In alternativa possono essere utilizzati, limitatamente agli edifici, per eseguire valutazioni dettagliate dell'azione del vento su costruzioni nel loro complesso e su loro porzioni.

I coefficienti di pressione (paragrafo 3.3.1) possono assumere valori sia positivi sia negativi, in relazione alla geometria delle costruzioni. In particolare, per quanto riguarda la pressione esterna, i coefficienti di pressione assumono valori positivi in tutti i punti direttamente investiti dal vento; assumono invece valori negativi sulle superfici esposte ad un flusso separato, ossia sulle superfici sottovento e laterali. I valori positivi del coefficiente di pressione sono generalmente compresi nell'intervallo $[0,1]$. I valori negativi del coefficiente di pressione sono spesso più elevati (in modulo), e possono assumere valori compresi nell'intervallo $[-3,0]$; non si può escludere che si riscontrino localmente, su aree di modesta estensione, valori anche maggiori (in modulo).

I coefficienti di pressione complessiva (paragrafo 3.3.2) possono assumere valori sia negativi sia positivi, in funzione della geometria della superficie investita, della direzione di provenienza del vento e della convenzione adottata; nella valutazione della pressione sulle superfici degli edifici occorre in generale tenere conto dei valori della pressione complessiva, ossia della differenza tra i valori della pressione esterna e quelli della pressione interna.

I coefficienti di forza e di momento risultante (paragrafo 3.3.3) possono assumere valori sia positivi sia negativi, in funzione della geometria del corpo investito, della direzione di provenienza del vento e della convenzione adottata. Qualora l'asse X coincida con la direzione del vento incidente, il coefficiente di forza c_{FX} assume sempre valore positivo.

Analogamente, i coefficienti di forza e di momento per unità di lunghezza (paragrafo 3.3.4) possono assumere valori sia positivi sia negativi, in funzione della geometria del corpo investito, della direzione di provenienza del vento e della convenzione adottata. Qualora l'asse X coincida con la direzione del vento incidente, il coefficiente di forza c_{FX} assume sempre valore positivo.

Il coefficiente di attrito assume sempre valore positivo.

I paragrafi seguenti riportano una rassegna dei coefficienti aerodinamici relativi ai tipi strutturali più comuni fornendo, secondo i diversi casi, i coefficienti di pressione (paragrafi G.2-G.4), i coefficienti di pressione complessiva (paragrafo G.5), i coefficienti di forza e di momento risultante (paragrafi

G.6-G.9), i coefficienti di forza e di momento per unità di lunghezza (paragrafi G.10-G.11), i coefficienti di attrito (paragrafo G.12). In particolare sono trattati i casi seguenti:

- coefficienti di pressione esterna per gli edifici a pianta rettangolare (paragrafo G.2);
- coefficienti di pressione esterna per le costruzioni pianta circolare (paragrafo G.3);
- coefficienti di pressione interna (paragrafo G.4);
- coefficienti di pressione complessiva per i muri e i parapetti (paragrafo G.5);
- coefficienti di forza e momento risultanti per le tettoie (paragrafo G.6);
- coefficienti di forza e momento risultanti per le insegne e i tabelloni (paragrafo G.7);
- coefficienti di forza e momento risultanti per i corpi compatti (paragrafo G.8);
- coefficienti di forza risultante per le travature reticolari piane e per i tralicci (paragrafo G.9);
- coefficienti di forza e momento per unità di lunghezza per strutture snelle ed elementi allungati (paragrafo G.10);
- coefficienti di forza e momento per unità di lunghezza per impalcati da ponte (paragrafo G.11);
- coefficienti di attrito per le superfici piane (paragrafo G.12).

Per i tipi strutturali e per le geometrie non considerate in questa Appendice si rimanda alla Appendice H (limitatamente agli edifici irregolari), alla letteratura tecnica o alla sperimentazione in galleria del vento (Appendice Q).

G.2 Edifici a pianta rettangolare

G.2.1 Generalità

Il vento esercita sulle due facce delle superfici degli edifici una distribuzione di pressione esterna p_e e di pressione interna p_i . Tali pressioni sono quantificate attraverso la definizione di coefficienti di pressione esterna c_{pe} ed interna c_{pi} (paragrafo 3.3.1).

I coefficienti di pressione esterna c_{pe} dipendono dalla forma dell'edificio, dalla direzione del vento incidente e dall'estensione dell'area considerata; nel seguito si riportano valori che, in assenza di indagini più dettagliate, possono essere utilizzati nella valutazione delle azioni globali su porzioni estese di edifici a pianta regolare, e delle risultanti delle azioni indotte dal vento sugli elementi principali della struttura. Essi sono derivati dai coefficienti di pressione esterna $c_{pe,10}$ riportati nel paragrafo H.2 per le superfici con area maggiore di 10 m²; da questi si differenziano in quanto conducono ad una definizione semplificata, generalmente a favore di sicurezza, del campo di pressione.

I valori riportati nel presente paragrafo fanno riferimento a direzioni di incidenza del vento ortogonali alle facce principali degli edifici. In realtà i valori forniti rappresentano quelli maggiormente sfavorevoli, per un campo direzioni pari a $\pm 45^\circ$ rispetto alla direzione di riferimento.

I coefficienti di pressione interna c_{pi} sono riportati nel paragrafo G.4.

G.2.2 Pareti laterali

Il comportamento aerodinamico degli edifici e in particolare delle loro pareti dipende, principalmente, dai rapporti tra le dimensioni in pianta e l'altezza. Per edifici tozzi si realizza un flusso tridimensionale. Per gli edifici snelli, con l'esclusione della porzione alla base e di sommità, si realizza un flusso bidimensionale in piani orizzontali.

Pertanto, in generale, i coefficienti di pressione forniti in questo paragrafo dipendono dal rapporto h/d , essendo h l'altezza dell'edificio e d la sua dimensione nella direzione del flusso incidente (Figura G.1). Essi sono riportati nella Tabella G.1 e nella Figura G.2.

Nel caso di edifici particolarmente snelli, il cui rapporto h/d sia maggiore di 5, occorre fare riferimento alle indicazioni riportate nel paragrafo G.10 (strutture snelle ed elementi allungati). In questo caso, diversamente dalle prescrizioni riportate nel presente paragrafo, le azioni del vento sono espresse in termini di forze per unità di lunghezza.

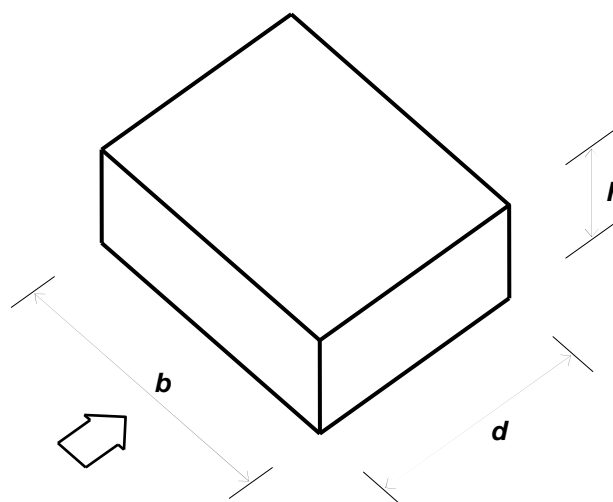


Figura G.1 – Parametri caratteristici di edifici a pianta rettangolare.

Tabella G.I – Edifici a pianta rettangolare: c_{pe} per facce sopravento, sottovento e laterali.

Faccia sopravento	Facce laterali	Faccia sottovento
$h/d \leq 1$: $c_{pe} = 0,7 + 0,1 \cdot h/d$	$h/d \leq 0,5$: $c_{pe} = -0,5 - 0,8 \cdot h/d$	$h/d \leq 1$: $c_{pe} = -0,3 - 0,2 \cdot h/d$
$h/d > 1$: $c_{pe} = 0,8$	$h/d > 0,5$: $c_{pe} = -0,9$	$1 < h/d \leq 5$: $c_{pe} = -0,5 - 0,05 \cdot (h/d - 1)$

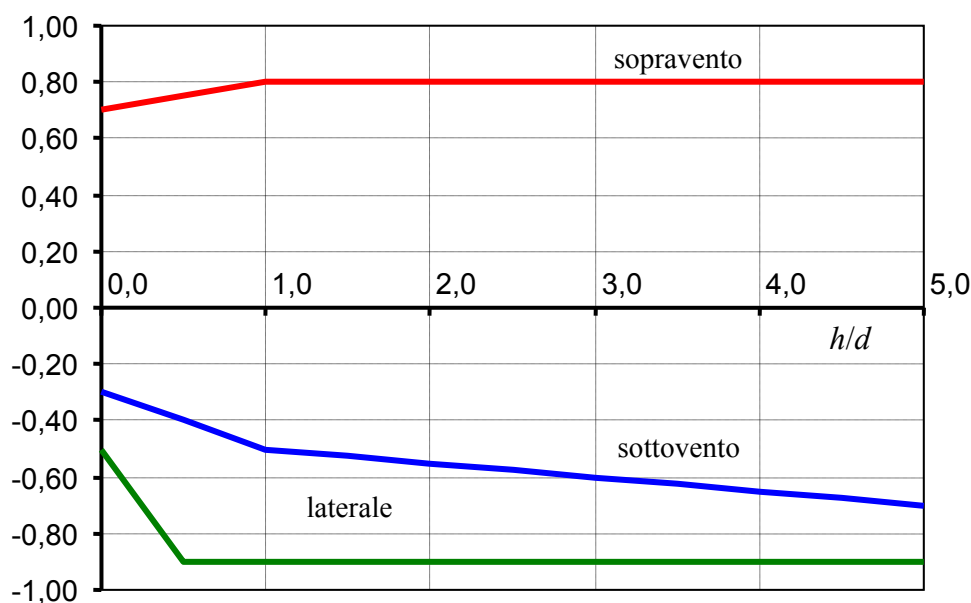


Figura G.2 – Edifici a pianta rettangolare: c_{pe} per facce sopravento, sottovento e laterali.

In aggiunta alle azioni aerodinamiche sopra descritte, gli edifici sono generalmente soggetti anche ad azioni torcenti. Queste sono presenti non solo nel caso di edifici a pianta non simmetrica, ma anche nel caso in cui la pianta sia simmetrica e in particolare rettangolare. In particolare le azioni torcenti possono nascere quando il flusso non incida lungo un'asse di simmetria. Sono inoltre presenti anche quando il vento incide lungo un asse di simmetria, sia a causa delle fluttuazioni della pressione sulle facce laterali, sia della non perfetta correlazione della pressione che agisce sulla faccia sopravento. Si suggerisce di considerare tali azioni soprattutto in presenza di piante allungate.

I paragrafi G.2.2.1 e G.2.2.2 forniscono i criteri per valutare le altezze di riferimento relative, rispettivamente, alle facce sopravvento ed alle facce sottovento e laterali degli edifici a pianta rettangolare. Il paragrafo G.2.2.3 fornisce alcune indicazioni per stimare gli effetti torcenti.

G.2.2.1 Altezza di riferimento per la faccia sopravvento

Il flusso che si instaura intorno agli edifici è molto complesso, specialmente nella parte di base e sommitale della faccia sopravvento. Ciò produce una distribuzione altimetrica della pressione in generale diversa dal profilo della pressione cinetica di picco del vento indisturbato (paragrafo 3.3.7). Il presente paragrafo fornisce un criterio di valutazione dell'altezza di riferimento per la faccia sopravvento, ossia della quota a cui si deve calcolare la pressione cinetica di picco, tale da condurre a stime approssimate, generalmente a favore di sicurezza, della risultante di tali pressioni.

Per gli edifici bassi, ossia con altezza minore o uguale della dimensione in pianta ortogonale al flusso del vento ($h \leq b$), l'altezza di riferimento è costante e pari alla quota di sommità dell'edificio ($\bar{z}_e = h$); la pressione del vento è pertanto uniforme.

Per gli edifici alti, ossia con altezza compresa fra la dimensione in pianta ortogonale al flusso del vento e 5 volte la profondità dell'edificio ($b < h \leq 5 \cdot d$), si definiscono due zone distinte. Nella prima parte dell'edificio, sino alla quota $z = b$, l'altezza di riferimento è costante e pari a $\bar{z}_e = b$; la pressione del vento è pertanto uniforme. Nella parte superiore dell'edificio, per z compreso fra b e h , la quota di riferimento \bar{z}_e può essere scelta seguendo uno dei due seguenti criteri (Figura G.3):

1. L'altezza di riferimento è costante e pari alla sommità dell'edificio ($\bar{z}_e = h$); la pressione del vento è pertanto uniforme fra le quote $z=b$ e $z=h$. In questo modo il calcolo delle forze aerodinamiche è semplificato, ma la forza totale che ne risulta è generalmente maggiore di quella reale.
2. L'edificio è suddiviso in tronchi di altezza arbitraria, a ciascuno dei quali corrisponde un'altezza di riferimento costante pari alla sommità del tronco; se l'altezza di ciascun tronco coincide con l'interpiano dell'edificio, ed ogni singolo tronco risulta centrato sulla posizione degli elementi orizzontali (solai), è lecito ammettere che l'altezza di riferimento sia pari alla quota del solaio relativo; in entrambi i casi la pressione del vento è uniforme su ogni tronco. In questo modo il calcolo delle forze è più oneroso, ma i valori che si ottengono sono più aderenti alla realtà e non maggiori di quelli che si ottengono applicando la procedura di cui al punto precedente.

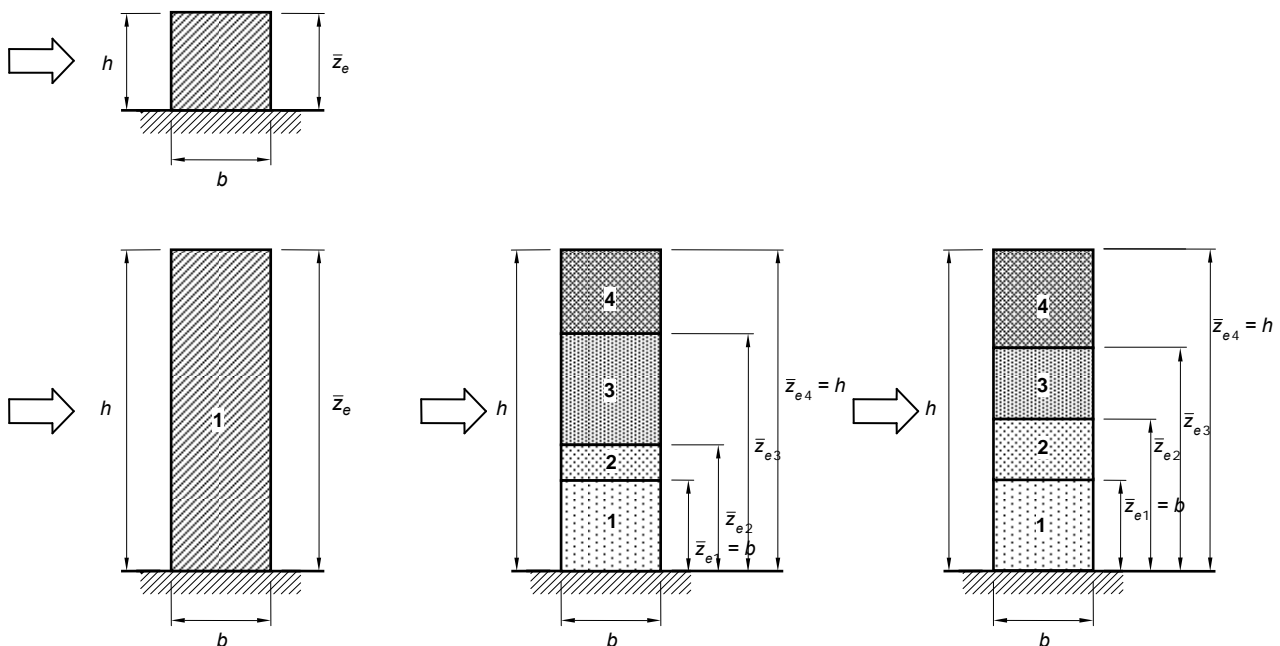


Figura G.3 – Quote di riferimento negli edifici bassi e alti.

G.2.2.2 Altezza di riferimento per le facce sottovento e laterali

La pressione sulle facce sottovento e sulle facce laterali degli edifici è legata alle caratteristiche del flusso separato (in scia) e può essere considerata, con buona approssimazione, costante con la quota. Di ciò si tiene conto assumendo che l'altezza di riferimento sia costante e pari alla quota di sommità dell'edificio ($\bar{z}_e = h$).

G.2.2.3 Azioni torcenti

Nel caso di edifici a pianta rettangolare, è possibile tenere in conto in modo approssimato della presenza di azioni torcenti, modificando la distribuzione della sola pressione agente sulla faccia sopravvento.

A tal fine, in aggiunta alla condizione di carico che considera la distribuzione completa della pressione agente sia sulla faccia sopravvento (caratterizzata da un coefficiente di pressione $c_{pe,p}$) sia sulla faccia sottovento (caratterizzata da un coefficiente di pressione $c_{pe,n}$), si valutano gli effetti indotti da una ulteriore condizione di carico caratterizzata, sulla faccia sopravvento, da una distribuzione in pianta della pressione variabile linearmente dal valore $c_{pe,p}$ al valore nullo; si applica inoltre, sulla faccia sottovento, una distribuzione di pressione ancora uniforme e caratterizzata dal coefficiente di pressione $c_{pe,n}$. (Figura G.4).

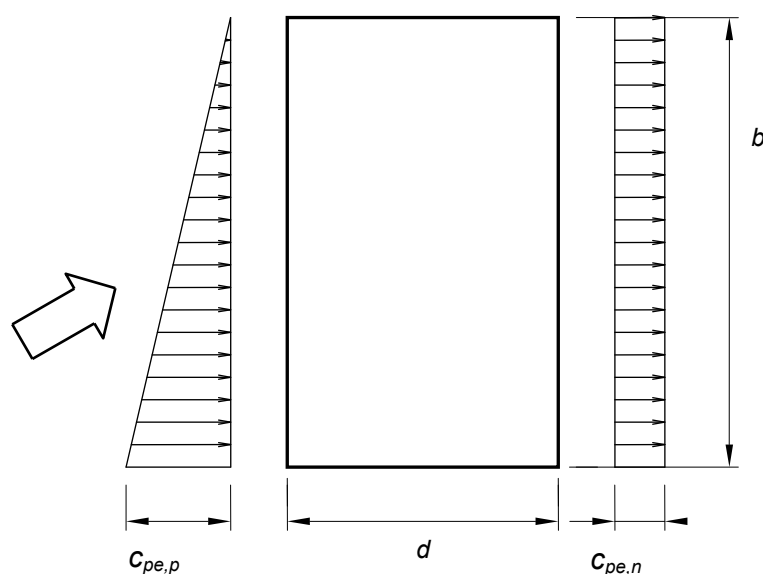


Figura G.4 – Azioni torcenti su edifici a pianta rettangolare (vista in pianta).

G.2.3 Coperture

G.2.3.1 Coperture piane

Si considerano piane le coperture la cui inclinazione sull'orizzontale sia compresa tra -5° e $+5^\circ$.

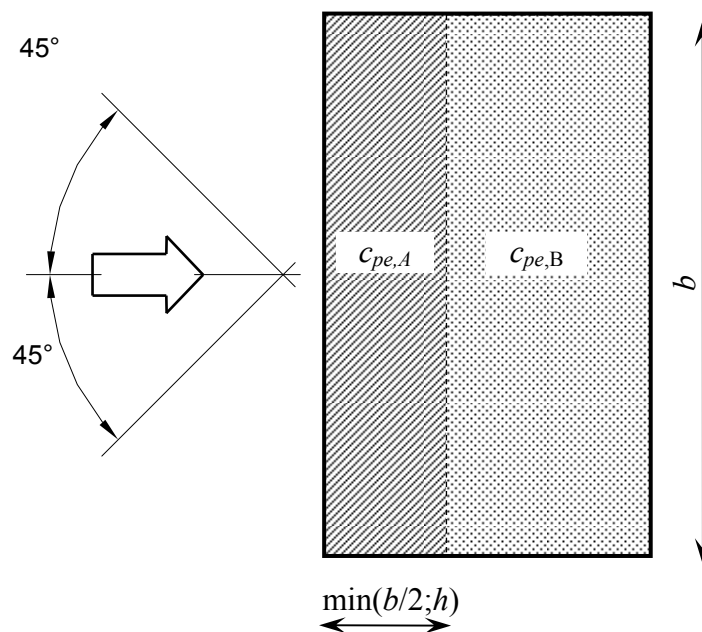
L'altezza di riferimento \bar{z}_e per le coperture piane è pari alla quota massima della copertura stessa, inclusa la presenza dei parapetti e di altri analoghi elementi. I coefficienti di pressione sono riportati nella Tabella G.II, secondo la suddivisione in zone di Figura G.5.

Tabella G.II – Edifici rettangolari: c_{pe} per coperture piane.

Fascia sopravvento di profondità pari al minimo tra $b/2$ ed h :	$c_{pe,A} = -0,80$
Restanti zone	$c_{pe,B} = \pm 0,20$

Nella zona sottovento la pressione può assumere sia valori negativi sia valori positivi, per cui si devono considerare entrambi i casi.

L'eventuale presenza di parapetti con altezza superiore ad $1/20$ dell'altezza dell'edificio al netto del parapetto, può condurre a riduzioni del valore del coefficiente $c_{pe,A}$, come riportato in Appendice H.

**Figura G.5** – Schema di riferimento per coperture piane.

G.2.3.2 Coperture a semplice falda

L'altezza di riferimento \bar{z}_e per le coperture inclinate a semplice falda (Figura G.6) è pari alla quota massima della copertura stessa. Per le inclinazioni $-5^\circ \leq \alpha \leq +5^\circ$ occorre fare riferimento al caso di copertura piana (paragrafo G.2.3.1).

Nel caso di vento ortogonale alla direzione del colmo, i coefficienti di pressione sono riportati nella Tabella G.III e nella Figura G.7.

Nella zona $0^\circ \leq \alpha \leq 45^\circ$ la pressione può variare rapidamente da valori negativi a valori positivi, per cui vengono forniti valori dei coefficienti di pressione con entrambi i segni; in generale, si considerano ambedue le condizioni di carico, valutando quale può condurre a situazioni più gravose per la struttura o l'elemento strutturale considerato.

Nel caso di vento parallelo alla direzione del colmo, i coefficienti di pressione sono riportati nella Tabella G.IV e nella Figura G.8.

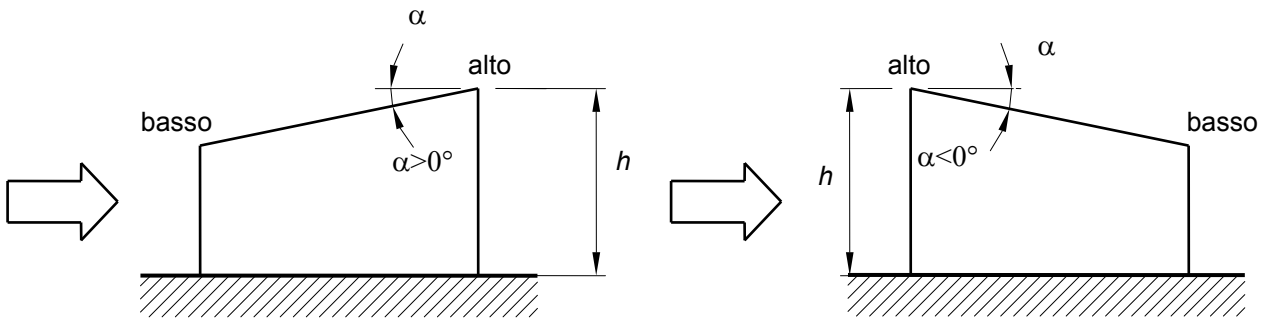


Figura G.6 – Schema di riferimento per coperture a semplice falda.

Tabella G.III – Coefficienti di pressione per coperture a semplice falda (α in $^\circ$):
vento perpendicolare alla direzione del colmo.

Valori negativi		Valori positivi	
$\alpha \leq -60^\circ$	$c_{pe} = -0,5$	$0^\circ \leq \alpha \leq 45^\circ$	$c_{pe} = +\alpha/75$
$-60^\circ \leq \alpha \leq -15^\circ$	$c_{pe} = -0,5 - (\alpha+60)/90$	$45^\circ \leq \alpha \leq 75^\circ$	$c_{pe} = +0,6 + (\alpha-45)/150$
$-15^\circ \leq \alpha \leq 30^\circ$	$c_{pe} = -1,0 + (\alpha+15)/75$		
$30^\circ \leq \alpha \leq 45^\circ$	$c_{pe} = -0,4 + (\alpha-30)/37,5$		

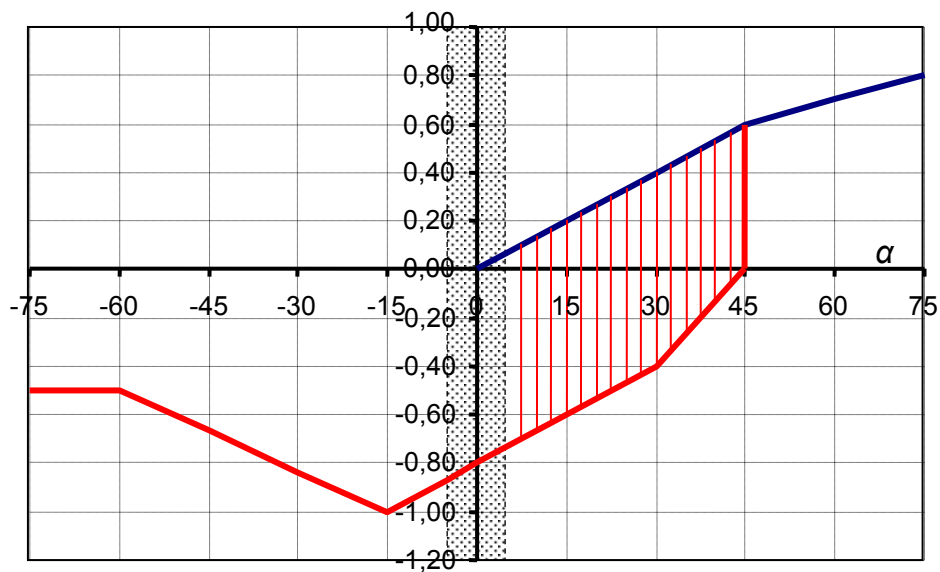


Figura G.7 – Coperture a semplice falda: valori del coefficiente c_{pe} :
vento perpendicolare alla direzione del colmo.

Tabella G.IV – Coefficienti di pressione per coperture a semplice falda (α in $^\circ$):
vento parallelo alla direzione del colmo.

Fascia sopravvento di profondità pari al minimo tra $b/2$ ed h	$0^\circ \leq \alpha \leq 15^\circ$ $15^\circ < \alpha$	$c_{pe,A} = -0,6 - \alpha/50$ $c_{pe,A} = -1,00$
Restanti zone	$0^\circ \leq \alpha \leq 15^\circ$ $15^\circ \leq \alpha \leq 45^\circ$ $45^\circ \leq \alpha$	$c_{pe,B} = -0,6 - \alpha/30$ $c_{pe,B} = -0,7 - (\alpha-15)/150$ $c_{pe,B} = -0,9 + (\alpha-45)/75$

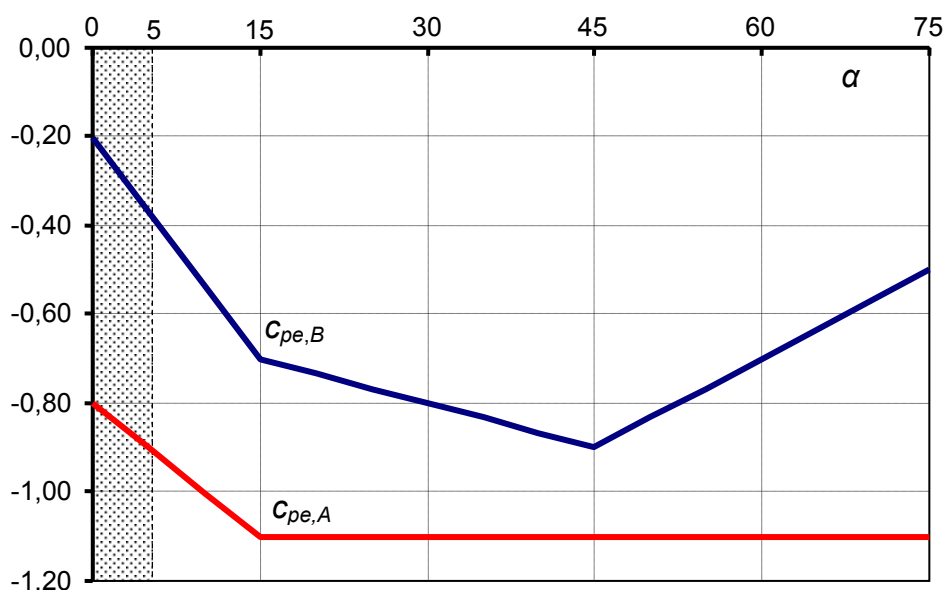


Figura G.8 – Coefficienti di pressione per coperture a semplice falda: vento parallelo alla direzione del colmo.

G.2.3.3 Coperture a doppia falda

L'altezza di riferimento \bar{z}_e per le coperture inclinate a doppia falda (Figura G.9) è pari alla quota massima della copertura stessa. Per le inclinazioni $-5^\circ \leq \alpha \leq +5^\circ$ occorre fare riferimento al caso di copertura piana (paragrafo G.2.3.1).

Nel caso di vento perpendicolare alla direzione del colmo, i coefficienti di pressione per la falda sopravvento sono quelli riportati per le coperture a semplice falda (Tabella G.III, Figura G.7).

Nella zona $0^\circ \leq \alpha \leq 45^\circ$ la pressione può cambiare rapidamente da valori negativi a valori positivi, per cui sono presenti valori dei coefficienti di pressione con entrambi i segni; in generale, si considerano ambedue le condizioni di carico, valutando quale possa condurre a situazioni più gravose per la struttura o l'elemento strutturale considerato.

Per la falda sottovento, si fa riferimento ai valori riportati in Tabella G.V e Figura G.10.

Nel caso di vento parallelo alla direzione del colmo, i coefficienti di pressione sono riportati nella Tabella G.VI e Figura G.11.

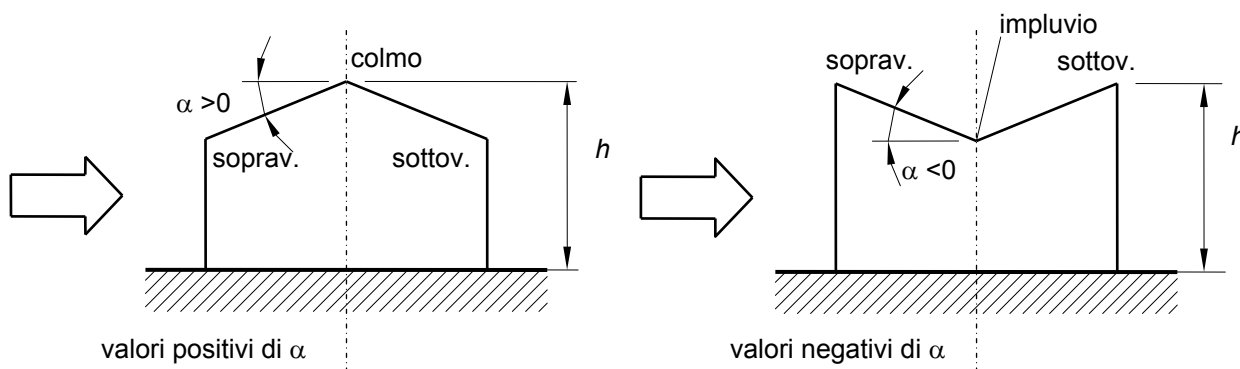
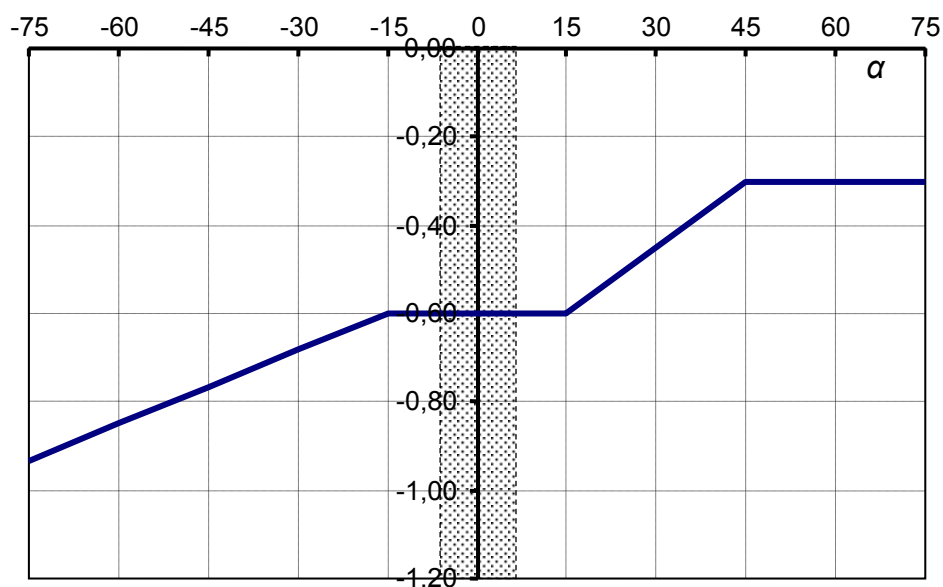


Figura G.9 – Schema di riferimento per coperture a doppia falda.

Tabella G.V – Coefficienti di pressione per coperture a doppia falda (α in $^\circ$): falda sottovento.

$-75^\circ \leq \alpha \leq -15^\circ$	$c_{pe} = -0,85 + (\alpha+60)/180$
$-15^\circ \leq \alpha \leq 15^\circ$	$c_{pe} = -0,6$
$15^\circ \leq \alpha \leq 45^\circ$	$c_{pe} = -0,6 + (\alpha-15)/100$
$45^\circ \leq \alpha$	$c_{pe} = -0,3$

**Figura G.10** – Coefficienti di pressione per coperture a doppia falda: falda sottovento con vento in direzione perpendicolare al colmo.**Tabella G.VI** – Coefficienti di pressione per coperture a doppia falda (α in $^\circ$): vento in direzione parallela al colmo.

Fascia sopravvento di profondità pari al minimo tra $b/2$ ed h	$\alpha \leq -30^\circ$	$c_{pe,A} = -1,0$
	$-30^\circ \leq \alpha \leq 0^\circ$	$c_{pe,A} = -0,8 + \alpha/150$
	$0^\circ \leq \alpha \leq 30^\circ$	$c_{pe,A} = -0,8 - \alpha/150$
	$30^\circ \leq \alpha$	$c_{pe,A} = -1,0$
Restanti zone:	$-45^\circ \leq \alpha \leq -30^\circ$	$c_{pe,B} = -0,9$
	$-30^\circ \leq \alpha \leq 10^\circ$	$c_{pe,B} = -0,9 + (\alpha+30)/100$
	$10^\circ \leq \alpha$	$c_{pe,B} = -0,5$

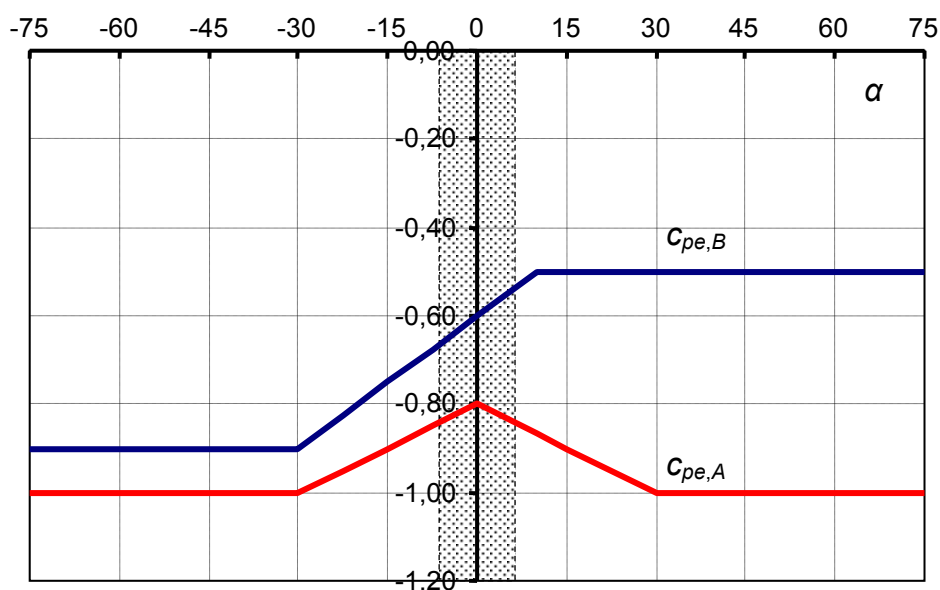


Figura G.11 – Coefficienti di pressione per coperture a doppia falda: vento in direzione parallela al colmo.

G.2.3.4 Coperture a padiglione

L'altezza di riferimento \bar{z}_e per le coperture a padiglione (Figura G.12) è pari all'altezza massima della copertura stessa.

Per le falde sopravvento e sottovento si utilizzano gli stessi coefficienti previsti per le coperture a due falde (Tabella G.III e Tabella G.V, e relative Figura G.7 e Figura G.10).

Per le falde laterali, relative alle pareti parallele alla direzione del vento, si considerano i coefficienti di pressione riportati in Tabella G.VII e in Figura G.13.

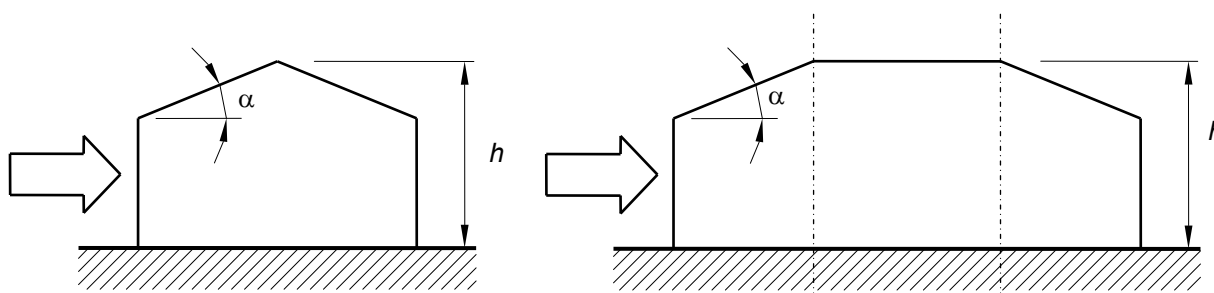


Figura G.12 – Schema di riferimento per coperture a padiglione.

Tabella G.VII – Coefficienti di pressione per coperture a padiglione (α in $^\circ$): falde laterali.

$0^\circ \leq \alpha \leq 30^\circ$	$c_{pe} = -0,6 - \alpha/75$
$30^\circ \leq \alpha \leq 45^\circ$	$c_{pe} = -1,0$
$45^\circ \leq \alpha \leq 60^\circ$	$c_{pe} = -1,0 + (\alpha - 45)/37,5$
$60^\circ \leq \alpha$	$c_{pe} = -0,6$

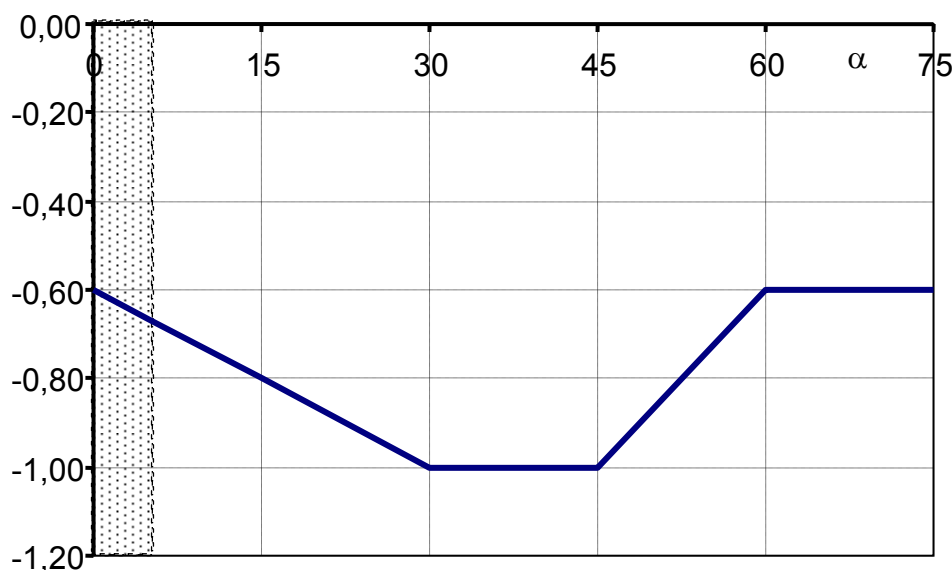


Figura G.13 – Coefficienti di pressione per coperture a padiglione: falde laterali.

G.2.3.5 Coperture a falde multiple

L'altezza di riferimento \bar{z}_e per le coperture a falde multiple, ossia le coperture composte da successioni contigue di coperture a semplice o a doppia falda (Figura G.14), è pari all'altezza massima h della copertura stessa.

In generale, i coefficienti di pressione per le coperture a falde multiple sono gli stessi forniti nei precedenti paragrafi per le coperture corrispondenti a semplice e a doppia falda (paragrafi G.2.3.2 e G.2.3.3) supposte indipendenti.

Limitatamente al caso di vento perpendicolare alla direzione del colmo, e per i soli tipi costruttivi illustrati in Figura G.14, i coefficienti di pressione sopra definiti possono essere moltiplicati per i fattori riduttivi indicati nello schema in Figura G.14. In particolare:

- nel caso riportato nella Figura G.14a, si applicano ad ogni tratto della copertura i coefficienti di pressione definiti nel paragrafo G.2.3.2 (coperture a semplice falda con inclinazione negativa). Tali coefficienti sono moltiplicati per il fattore riduttivo 0,8 nel secondo tratto, e per il fattore riduttivo 0,6 nei tratti successivi;
- nel caso riportato nella Figura G.14b, si applicano ad ogni tratto della copertura i coefficienti di pressione definiti nel paragrafo G.2.3.2 (coperture a semplice falda con inclinazione positiva). Nel caso in cui tali coefficienti siano positivi ($c_{pe} > 0$), nel secondo tratto e in quelli successivi si assume $c_{pe} = -0,4$. Nel caso in cui tali coefficienti siano negativi ($c_{pe} < 0$), essi sono moltiplicati per il fattore riduttivo 0,8 nel secondo tratto, e per il fattore riduttivo 0,6 nei tratti successivi;
- nel caso riportato in Figura G.14c, si applicano al primo tratto della copertura (prima falda sopravento) i coefficienti di pressione definiti nel paragrafo G.2.3.2 (coperture a semplice falda con inclinazione positiva). Ai tratti successivi della copertura si applicano i coefficienti di pressione riportati nel paragrafo G.2.3.3 (coperture a doppia falda con inclinazione negativa); tali coefficienti sono moltiplicati per il fattore riduttivo 0,6 a partire dal terzo tratto della copertura;
- nel caso riportato in Figura G.14d, si applicano ad ogni tratto della copertura i coefficienti di pressione riportati nel paragrafo G.2.3.3 (coperture a doppia falda con inclinazione negativa). Tali coefficienti sono moltiplicati per il fattore riduttivo 0,8 nel secondo tratto, e per il fattore riduttivo 0,6 nei tratti successivi.

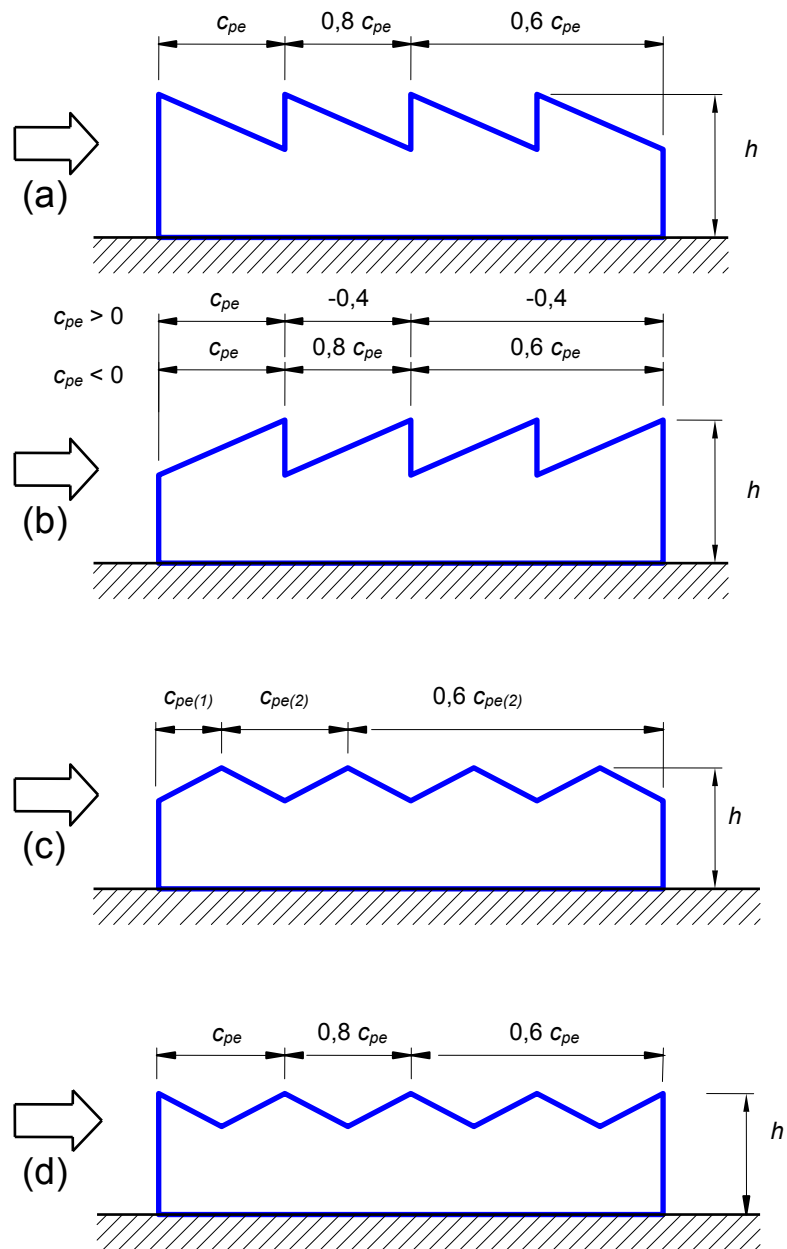


Figura G.14 – Coefficienti di pressione per coperture a falde multiple.

G.2.3.6 Coperture a volta cilindrica

La quota di riferimento per le coperture a volta cilindrica è pari a $\bar{z}_e = h + f/2$ (Figura G.15).

Nel caso di vento perpendicolare alle generatrici della copertura, la copertura è suddivisa in quattro zone distinte di uguale sviluppo:

- nella prima zona (A, sopravento) si adottano i coefficienti di pressione $c_{pe,A}$;
- nelle due zone intermedie (B) si adottano i coefficienti di pressione $c_{pe,B}$;
- nell'ultima zona (C, sottovento) si adottano i coefficienti di pressione $c_{pe,C}$.

I valori dei coefficienti di pressione $c_{pe,A}$, $c_{pe,B}$ e $c_{pe,C}$ sono forniti nella Figura G.16, in funzione dei rapporti h/d e f/d (Figura G.15). In particolare, per quanto riguarda il coefficiente $c_{pe,A}$:

- nel caso in cui $h/d \geq 0,5$, si considerano entrambi i valori riportati nel grafico;
- per valori intermedi tra $h/d=0$ e $h/d=0,5$, si possono interpolare linearmente i valori riportati.

Per valori di $f/d \leq 0,05$ si possono adottare i coefficienti di pressione delle coperture piane (paragrafo G.2.3.1).

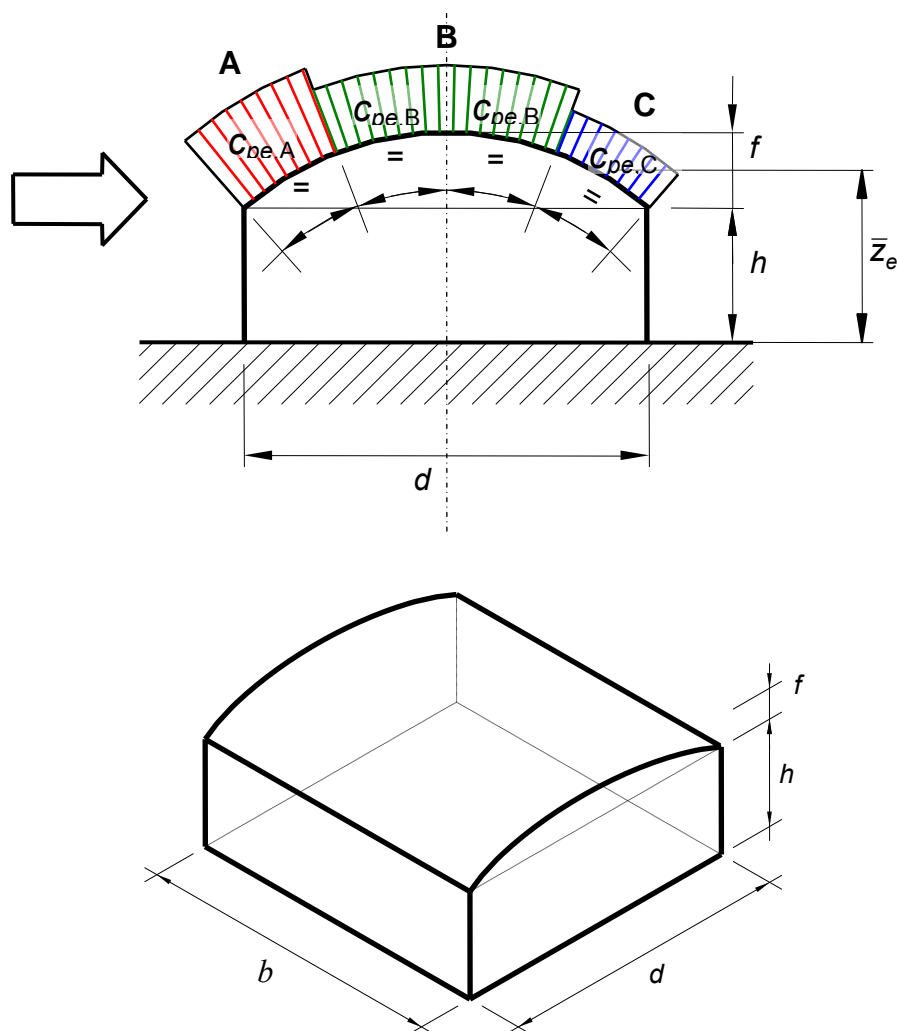


Figura G.15 – Schema di riferimento per coperture a volta cilindrica.

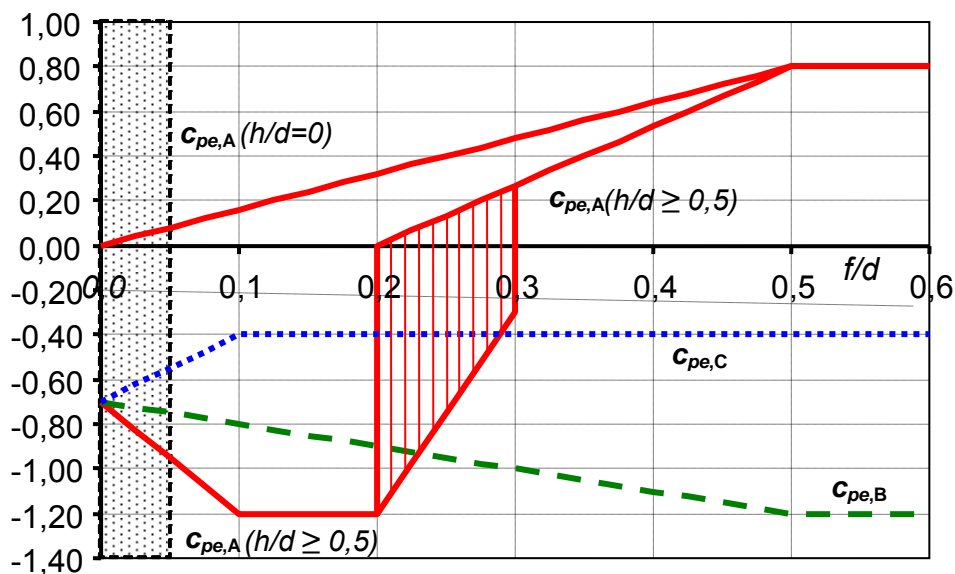


Figura G.16 – Coefficienti di pressione per coperture a volta cilindrica.

Nel caso di vento parallelo alle generatrici della copertura, in prima approssimazione, è lecito applicare i coefficienti di pressione relativi alle coperture piane (paragrafo G.2.3.1).

G.3 Costruzioni a pianta circolare

G.3.1 Generalità

Il vento esercita sulle due facce delle superfici delle costruzioni a pianta circolare una distribuzione di pressione esterna p_e e di pressione interna p_i . Tali pressioni sono quantificate attraverso la definizione di coefficienti di pressione esterna c_{pe} ed interna c_{pi} (paragrafo 3.3.1). I coefficienti di pressione riportati nel seguito di questo paragrafo si riferiscono alle superfici esterne. I coefficienti di pressione interna sono riportati nel paragrafo G.4.

G.3.2 Superficie laterale

Analogamente agli edifici a pianta rettangolare, il comportamento aerodinamico delle costruzioni a pianta circolare e in particolare della loro superficie laterale dipende, sostanzialmente, dal rapporto tra il diametro in pianta e l'altezza. Per le costruzioni tozze si realizza un flusso tridimensionale. Per le costruzioni snelle, con l'esclusione della porzione alla base e di sommità, si realizza un flusso bidimensionale in piani orizzontali.

Pertanto, in generale, i coefficienti di pressione forniti in questo paragrafo dipendono dal rapporto h/b , essendo h l'altezza della costruzione e b il suo diametro. Inoltre dipendono dal numero di Reynolds Re e dalla scabrezza k della superficie.

Nel caso di costruzioni particolarmente snelle, il cui il rapporto h/b sia maggiore di 5, occorre fare riferimento alle indicazioni riportate nel paragrafo G.10 (strutture snelle ed elementi strutturali allungati). In questo caso, diversamente dalle prescrizioni riportate nel presente paragrafo, le azioni del vento sono espresse in termini di forze per unità di lunghezza.

G.3.2.1 Altezza di riferimento

Analogamente agli edifici a pianta rettangolare, il flusso che si instaura intorno alle costruzioni a pianta circolare è molto complesso, specialmente nella parte di base e sommitale. Ciò produce una

distribuzione altimetrica della pressione in generale diversa dal profilo della pressione cinetica di picco del vento indisturbato (paragrafo 3.3.7). Il presente paragrafo fornisce un criterio di valutazione dell'altezza di riferimento, tale da condurre a stime approssimate, generalmente a favore di sicurezza, della risultante delle pressioni.

Per le costruzioni basse, ossia con altezza minore o uguale del diametro in pianta ($h \leq b$), l'altezza di riferimento è costante e pari alla quota di sommità della costruzione ($\bar{z}_e = h$); la pressione del vento è pertanto uniforme in altezza.

Per le costruzioni alte, ossia con altezza compresa fra il diametro della pianta e 5 volte l'altezza della costruzione ($b < h \leq 5 \cdot b$), si definiscono due zone distinte. Nella prima parte della costruzione, sino alla quota $z = b$, l'altezza di riferimento è costante e pari a $\bar{z}_e = b$; la pressione del vento è pertanto uniforme in altezza. Nella parte superiore della costruzione, per z compreso fra b e h , la quota di riferimento \bar{z}_e può essere scelta seguendo uno dei due seguenti criteri (Figura G.3):

1. L'altezza di riferimento è costante e pari alla sommità della costruzione ($\bar{z}_e = h$); la pressione del vento è pertanto uniforme fra le quote $z=b$ e $z=h$. In questo modo il calcolo delle forze aerodinamiche è semplificato, ma la forza totale che ne risulta è generalmente maggiore di quella reale.
2. La costruzione viene suddivisa in tronchi di altezza arbitraria, a ciascuno dei quali corrisponde un'altezza di riferimento costante pari alla sommità del tronco; la pressione del vento su ogni tronco è pertanto uniforme in altezza. In questo modo il calcolo delle forze è più oneroso, ma i valori che si ottengono sono più aderenti alla realtà e non maggiori di quelli che si ottengono applicando la procedura di cui al punto precedente.

G.3.2.2 Coefficienti di pressione

I coefficienti di pressione esterna c_{pe} sono forniti dalla relazione:

$$c_{pe} = c_{peo} \Psi_{\lambda\alpha} \quad (\text{G.1})$$

dove:

c_{peo} è il coefficiente di pressione esterna per un cilindro circolare di lunghezza teoricamente infinita;

$\Psi_{\lambda\alpha}$ è un coefficiente che tiene conto della lunghezza finita del cilindro (effetti di bordo).

Il coefficiente di pressione esterna c_{peo} è fornito dalla relazione:

$$c_{peo}(\alpha_p) = 1 - (1 - c_{pm}) \cdot \sin^2 \left(\frac{\pi \cdot \alpha_p}{2 \cdot \alpha_m} \right) \quad \text{per } 0^\circ \leq \alpha_p \leq \alpha_m \quad (\text{G.2a})$$

$$c_{peo}(\alpha_p) = c_{pb} - (c_{pb} - c_{pm}) \cdot \cos^2 \left(\frac{\pi \cdot \alpha_p - \alpha_m}{2 \cdot \alpha_b - \alpha_m} \right) \quad \text{per } \alpha_m \leq \alpha_p \leq \alpha_b \quad (\text{G.2b})$$

$$c_{peo}(\alpha_p) = c_{pb} \quad \text{per } \alpha_b \leq \alpha_p \leq 180^\circ \quad (\text{G.2c})$$

dove α_p è l'angolo indicato in Figura G.17, espresso in gradi ($^\circ$); i parametri c_{pm} , c_{pb} , α_m e α_b hanno il significato illustrato nella Figura G.17. La Tabella G.VIII riporta alcuni valori indicativi di tali parametri, corrispondenti a diversi numeri di Reynolds Re (paragrafo 3.3.7), valutati attribuendo alla lunghezza di riferimento il valore del diametro b , e assumendo $k/b \leq 0,5 \cdot 10^{-3}$ (paragrafo G.10.6, Tabella G.XVII).

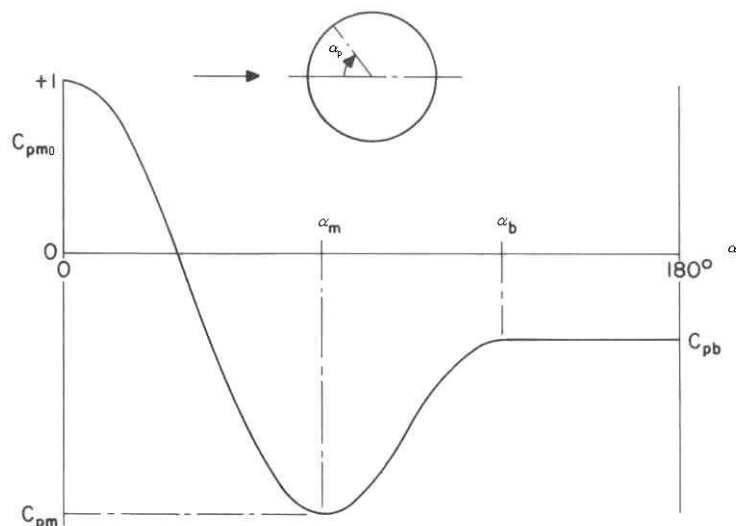


Figura G.17 – Coefficiente di pressione esterna c_{peo} .

Tabella G.VIII - Valori indicativi dei parametri c_{pm} , c_{pb} , α_m e α_b per $k/b \leq 0,5 \cdot 10^{-3}$.

Re	c_{pm}	c_{pb}	α_m [°]	α_b [°]
$5 \cdot 10^5$	-2,2	-0,4	85	135
$2 \cdot 10^6$	-1,9	-0,7	80	120
10^7	-1,5	-0,8	75	105

Il coefficiente $\psi_{\lambda\alpha}$ è fornito dalla relazione:

$$\psi_{\lambda\alpha} = 1 \quad \text{per } 0^\circ \leq \alpha_p \leq \alpha_m \quad (\text{G.3a})$$

$$\psi_{\lambda\alpha} = \psi_\lambda + (1 - \psi_\lambda) \cdot \cos \left[\frac{\pi}{2} \cdot \left(\frac{\alpha_p - \alpha_m}{\alpha_b - \alpha_m} \right) \right] \quad \text{per } \alpha_m \leq \alpha_p \leq \alpha_b \quad (\text{G.3b})$$

$$\psi_{\lambda\alpha} = \psi_\lambda \quad \text{per } \alpha_b \leq \alpha_p \leq 180^\circ \quad (\text{G.3c})$$

dove α_p è espresso in gradi (°); ψ_λ è un coefficiente di snellezza (paragrafo G.10.8). Per le costruzioni trattate nel presente paragrafo ($h/d \leq 5$), può porsi $\psi_\lambda = 2/3$.

G.3.3 Coperture

Per coperture a cupola sferica, l'altezza di riferimento è pari a $\bar{z}_e = h + f/2$ (Figura G.18).

Sulla superficie della copertura si applica una distribuzione di pressione variabile lungo la direzione del vento incidente, mantenendo i valori dei coefficienti di pressione costanti lungo gli archi di cerchio ottenuti dall'intersezione della superficie sferica con i piani ortogonali alla direzione del vento (tratteggiati in Figura G.18).

I valori dei coefficienti di pressione sono riportati nella Figura G.19 e sono indicati con $c_{pe,A}$, $c_{pe,B}$ e $c_{pe,C}$; essi sono riferiti, rispettivamente, al bordo sopravvento (zona A), alla zona centrale della copertura (zona B) e al bordo sottovento (zona C); per la valutazione del valore del coefficiente di pressione lungo lo sviluppo della copertura si può utilizzare un'interpolazione lineare tra i tre valori indicati.

Per valori intermedi del rapporto h/d rispetto a quelli riportati nella Figura G.19 si può adottare un'interpolazione lineare.

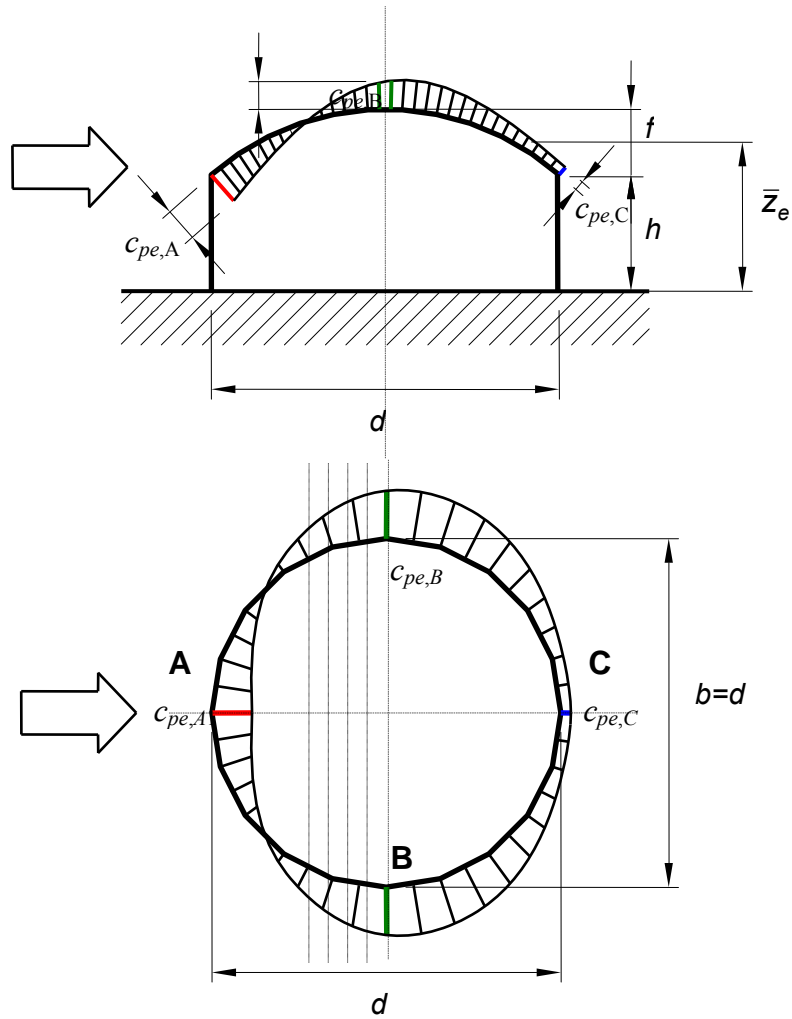


Figura G.18 – Schema di riferimento per cupole sferiche.

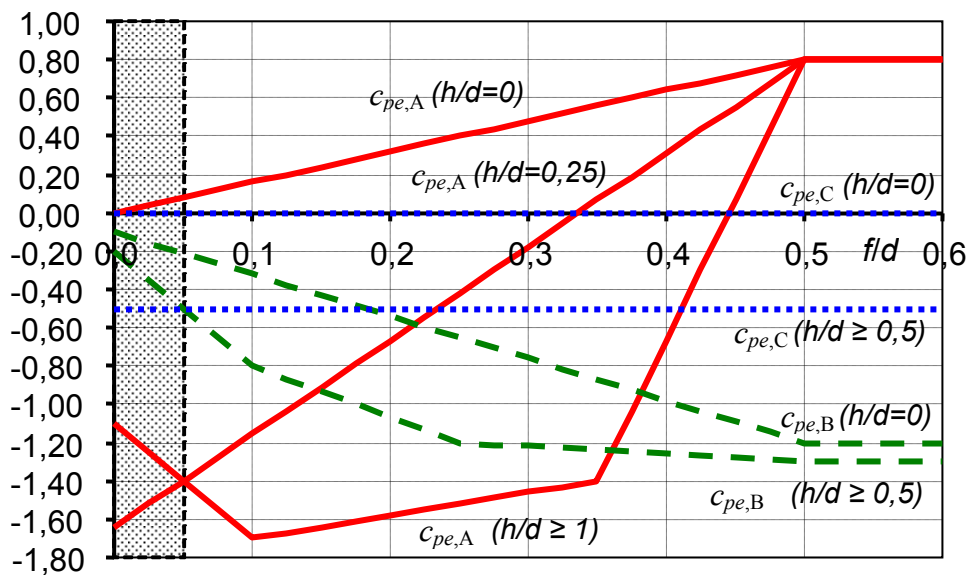


Figura G.19 – Coefficienti di pressione per cupole sferiche.

G.4 Pressione interna

La pressione esercitata dal vento sulle superfici esterne delle costruzioni è generalmente variabile da punto a punto. Per contro, la pressione interne è notevolmente uniforme, anzi tendenzialmente costante su tutte le superfici degli spazi interni comunicanti. Per questo dà luogo, nel volume interno della costruzione, a un'azione risultante nulla, quindi a un complesso di azioni autoequilibrato. Peraltro la pressione interna può determinare azioni aerodinamiche fondamentali per il progetto e la verifica di singole porzioni ed elementi della costruzione.

La pressione interna nelle costruzioni è quantificata attraverso il coefficiente di pressione interna c_{pi} . Esso dipende da diversi fattori, primi fra tutti la dimensione e la distribuzione delle aperture sulle superfici della costruzione. Se la costruzione presenta aperture diffuse ma di piccole dimensioni (porosità distribuita), queste agiscono da filtro sulla variazione della pressione interna, che tende a raggiungere un valore di equilibrio statico pari alla media delle pressioni esterne in corrispondenza delle aperture, pesate rispetto all'area di ciascuna apertura. Viceversa, se le dimensioni delle aperture hanno una certa rilevanza, la pressione interna è influenzata dalla variazione delle pressioni esterne in corrispondenza delle aperture stesse; quindi il valore del coefficiente di pressione interna assume valori assoluti più elevati, associati alla posizione ed alla dimensione delle aperture.

La pressione interna va considerata agente contemporaneamente alla pressione esterna. Le azioni di progetto su singole porzioni o elementi della costruzione sono quindi rappresentate dalla combinazione più sfavorevole delle pressioni interne e della pressione esterna.

Di norma, ogni costruzione deve essere assunta non stagna, quindi deve essere considerato un valore non nullo della pressione interna. Possono essere considerate stagne soltanto:

- le costruzioni in cui la superficie totale delle aperture non superi lo $0,0002$ ($0,2 \cdot 10^{-3}$) della superficie totale;
- le costruzioni con aperture controllate, ossia le costruzioni le cui aperture vengono usualmente tenute chiuse, e che comunque possono essere chiuse in caso di necessità.

In linea di principio è possibile adottare valori diversi della pressione interna in funzione dello stato limite considerato. Ad esempio, se nel caso di venti di intensità elevata si prevede che le aperture di estensione elevata vengano ermeticamente chiuse, tali aperture possono essere trascurate nei confronti delle verifiche agli stati limite ultimi; la presenza delle stesse aperture deve essere invece considerata in condizioni di esercizio o accidentali. Simili scelte devono essere accuratamente valutate e chiaramente specificate in sede di progetto o di verifica.

Il presente paragrafo fornisce criteri di valutazione del coefficiente di pressione interna riferiti ai quattro casi seguenti:

- edifici con percentuale di aperture maggiore del 30% (paragrafo G.4.1);
- edifici con una superficie dominante (paragrafo G.4.2), non appartenenti al caso precedente;
- edifici con una distribuzione uniforme di aperture (paragrafo G.4.3), non appartenenti ai due casi precedenti;
- silos aperti, camini e serbatoi (paragrafo G.4.4).

In tutti gli altri casi si raccomandano valutazioni basate su dati suffragati da opportuna documentazione o da valutazioni analitiche, numeriche e/o sperimentali adeguatamente documentate.

G.4.1 Edifici con percentuale di aperture maggiore del 30%

Se su almeno due facce dell'edificio l'area totale delle aperture presenti su ogni faccia supera il 30% della superficie totale della faccia stessa (Figura G.20a), si applicano le prescrizioni riportate nel paragrafo G.6 (tettoie). Se l'area totale delle aperture presenti sulla copertura supera il 30% della superficie totale della copertura stessa (Figura G.20b), si applicano le prescrizioni riportate nel paragrafo G.5 (muri e parapetti).

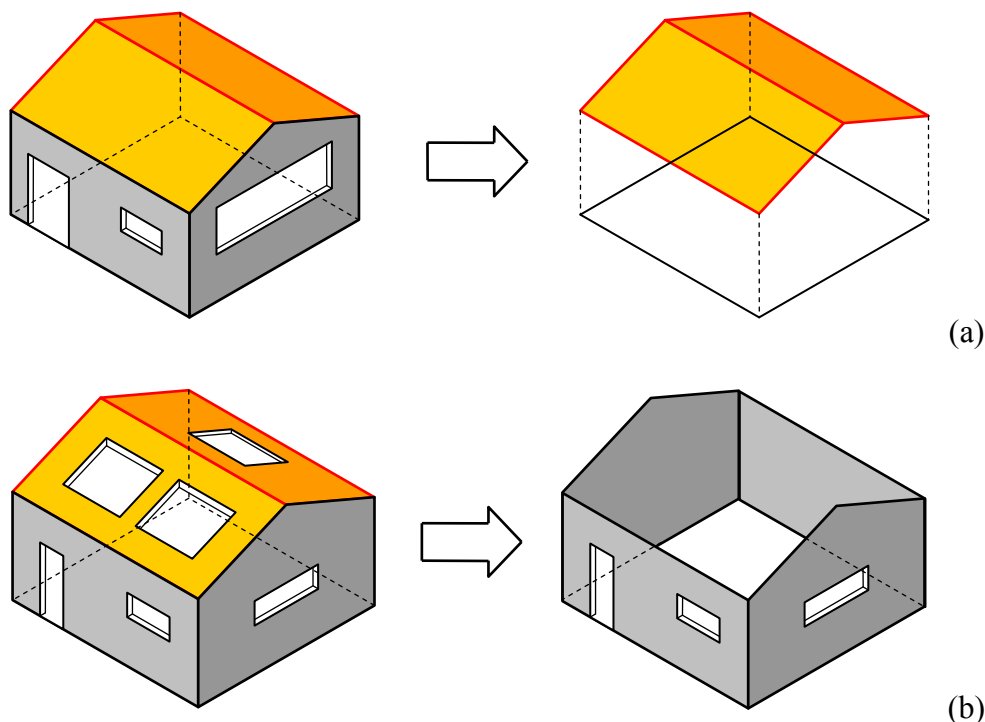


Figura G.20 - Schemi di riferimento per grandi aperture sulle pareti laterali (a) e sulla copertura (b).

G.4.2 Edifici con una superficie dominante

Ai fini della valutazione della pressione interna degli edifici, si definisce superficie dominante (rispetto alle altre) una superficie dotata di un'area totale di aperture pari ad almeno il doppio della somma delle aree delle aperture presenti sulle rimanenti superfici.

Se l'edificio, pur non rientrando nei casi di cui al paragrafo G.4.1, presenta una superficie dominante, si applicano le indicazioni riportate nel seguito.

L'area totale delle aperture presenti su una superficie va calcolata come la somma delle aree delle aperture localizzate (estendendo la somma soltanto alle aperture di area maggiore del 1% dell'area della faccia relativa, o comunque maggiori di $0,2 \text{ m}^2$), aumentata della quota parte di area di apertura derivante dalla porosità distribuita. L'area di apertura derivante da porosità distribuita va calcolata come il prodotto dell'area totale della superficie per il coefficiente di porosità. Il coefficiente di porosità assume valori compresi tra $0,0005$ ($0,5 \cdot 10^{-3}$) e $0,01$ ($10 \cdot 10^{-3}$), ove il valore minore è relativo ad edifici poco porosi (infissi di buona qualità, assenza di impianti di ventilazione), mentre il valore maggiore si riferisce ad edifici molto porosi.

La Tabella G.IX riporta i valori del coefficiente di pressione interna c_{pi} degli edifici con una superficie dominante, in funzione del corrispondente valore del coefficiente di pressione esterna c_{pe} .

Tabella G.IX – Coefficienti di pressione interna per edifici con una superficie dominante

Area delle aperture sulla superficie dominante pari ad almeno il doppio dell'area delle aperture sulle altre superfici	$c_{pi} = 0,75 \cdot c_{pe}$
Area delle aperture sulla superficie dominante pari ad almeno il triplo dell'area delle aperture sulle altre superfici	$c_{pi} = 0,90 \cdot c_{pe}$

L'altezza di riferimento \bar{z}_i è pari all'altezza di riferimento \bar{z}_e relativa alla superficie dominante.

G.4.3 Edifici con distribuzione uniforme di aperture

Se l'edificio è dotato di porosità distribuita in maniera circa uniforme, quindi non rientra nei casi di cui ai paragrafi G.4.1 e G.4.2, il coefficiente di pressione interna è indipendente dal valore assunto dal coefficiente di porosità, ed è fornito dalla relazione:

$$c_{pi} = \frac{A_p^2 \cdot c_{pe,p} + A_n^2 \cdot c_{pe,n}}{A_p^2 + A_n^2} \quad (\text{G.4})$$

dove:

A_p è l'area totale delle aperture cui compete un coefficiente di pressione esterna positivo;

A_n è l'area totale delle aperture cui compete un coefficiente di pressione esterna negativo;

$c_{pe,p}$ è il coefficiente di pressione esterna medio per le aperture soggette a pressione esterna positiva;

$c_{pe,n}$ è il coefficiente di pressione esterna medio per le aperture soggette a pressione esterna negativa.

I coefficienti di pressione esterna media sono forniti dalle seguenti relazioni:

$$c_{pe,p} = \frac{\sum_{\text{superfici con } c_{pe} > 0} A_{p,j} \cdot c_{pe,p,j}}{\sum_{\text{superfici con } c_{pe} > 0} A_{p,j}} = \frac{\sum_{\text{superfici con } c_{pe} > 0} A_{p,j} \cdot c_{pe,p,j}}{A_p} \quad (\text{G.5a})$$

$$c_{pe,n} = \frac{\sum_{\text{superfici con } c_{pe} < 0} A_{n,j} \cdot c_{pe,n,j}}{\sum_{\text{superfici con } c_{pe} < 0} A_{n,j}} = \frac{\sum_{\text{superfici con } c_{pe} < 0} A_{n,j} \cdot c_{pe,n,j}}{A_n} \quad (\text{G.5b})$$

dove:

$A_{p,j}$ è l'area della j -esima apertura cui compete un coefficiente di pressione esterna positivo;

$A_{n,j}$ è l'area della j -esima apertura cui compete un coefficiente di pressione esterna negativo;

$c_{pe,p,j}$ è il coefficiente di pressione esterna dell' j -esima apertura soggetta a pressione esterna positiva;

$c_{pe,n,j}$ è il coefficiente di pressione esterna dell' j -esima apertura soggetta a pressione esterna negativa.

L'altezza di riferimento \bar{z}_i è pari all'altezza massima dell'edificio.

Quando non possano essere effettuate valutazioni accurate del coefficiente di pressione interna, ad esempio poiché non sono disponibili i dati necessari ad applicare le Eqq. (G.4) e (G.5), si possono assumere i valori $c_{pi} = +0,2$ e $c_{pi} = -0,3$, considerando il caso che di volta in volta conduce alla situazione maggiormente gravosa.

G.4.4 Silos aperti, camini e serbatoi

In presenza di aperture diffuse, il coefficiente di pressione interna per silos aperti e camini può essere assunto pari a $c_{pi} = -0,60$. Il coefficiente di pressione interna per serbatoi permeabili al vento con piccole aperture può essere assunto pari a $c_{pi} = -0,40$.

In alternativa ai coefficienti di pressione interna sopra indicati, si raccomanda di assumere anche $c_{pi} = 0$, considerando il caso che di volta in volta conduce alla situazione maggiormente gravosa.

G.5 Muri e parapetti

Il vento esercita sui muri e sui parapetti una distribuzione della pressione complessiva p_n . Tale pressione complessiva è quantificata attraverso la definizione di coefficienti di pressione complessiva c_{pn} (paragrafo 3.3.2). I coefficienti di pressione complessiva riportati nel seguito di questo paragrafo riguardano i muri e i parapetti piani.

I coefficienti di pressione complessiva sui muri e sui parapetti piani sono molto influenzati dalla eventuale porosità dell'elemento, cioè dal rapporto fra l'area totale dei vuoti e l'area totale investita dal vento. Il presente paragrafo tratta gli elementi la cui porosità non ecceda il 20%, ossia la cui densità ϕ sia non minore del 80%. Per elementi la cui densità sia inferiore del 80% occorre fare riferimento al paragrafo G.7 in cui vengono trattati i sistemi reticolari.

I coefficienti di pressione complessiva assumono valori differenti in funzione della distanza dalla estremità dell'elemento; quindi questo viene suddiviso in fasce così come riportato in Figura G.21, dove h è l'altezza del muro o del parapetto. I coefficienti di pressione complessiva sono inoltre influenzati dall'eventuale presenza di un elemento di chiusura laterale disposto nella direzione del flusso (Figura G.22); esso ha l'effetto di ridurre (in modulo) la depressione sulla faccia sottovento e, pertanto, di ridurre la pressione complessiva che agisce sulle aree prossime all'estremità.

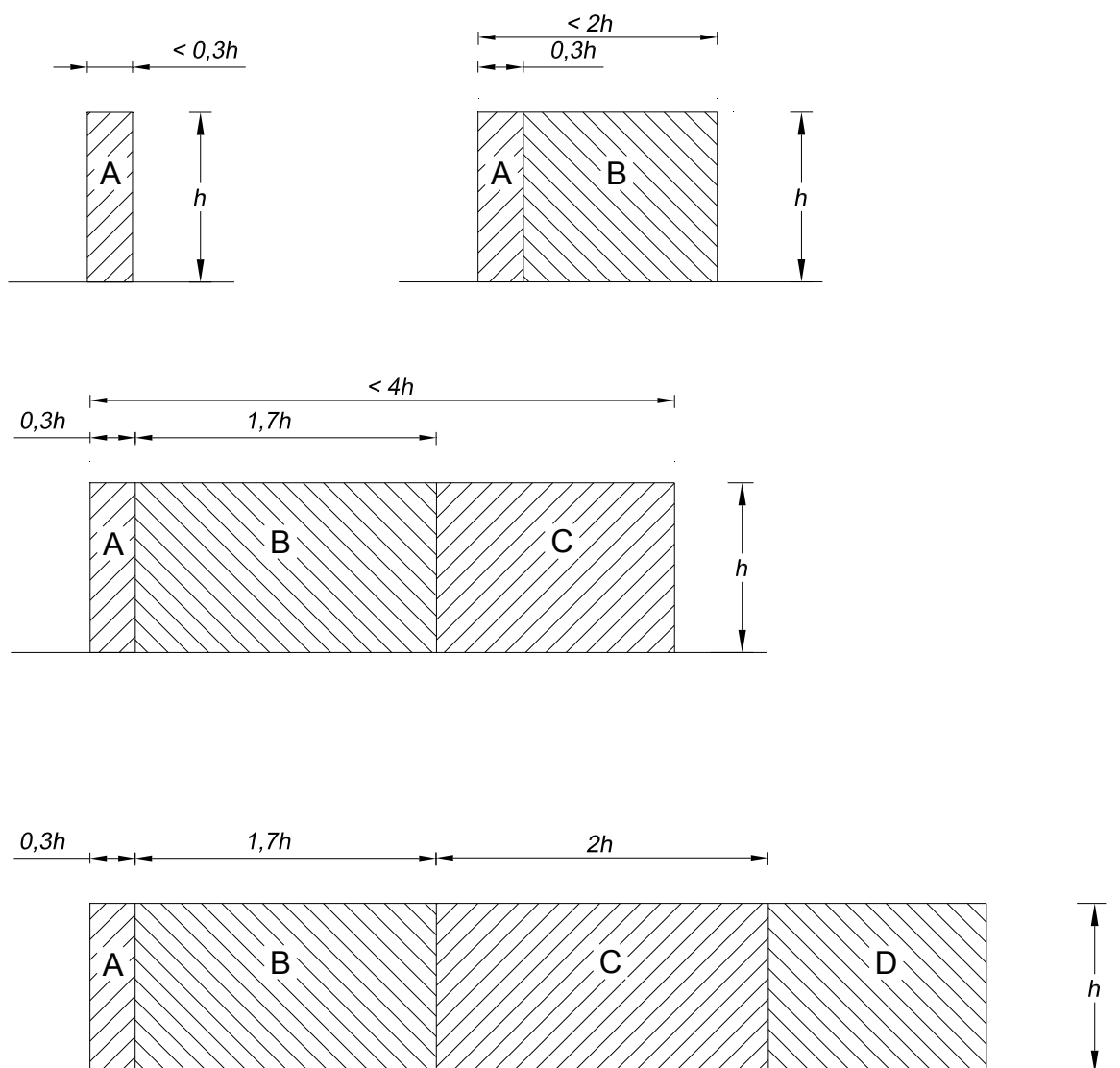


Figura G.21 – Suddivisione di muri e parapetti in aree di uguale pressione complessiva.



Figura G.22 – Muri e parapetti senza e con chiusura laterale.

La Tabella G.X riporta i valori dei coefficienti di pressione complessiva per ciascuna fascia dell'elemento, sia in assenza sia in presenza di chiusure laterali, per due valori della densità φ rispettivamente pari a 1 e 0,8; l è la lunghezza del muro o del parapetto. Per valori intermedi della densità è consentito interpolare linearmente i valori del coefficiente di pressione complessiva.

Tabella G.X – Coefficienti di pressione complessiva per muri e parapetti.

φ	Chiusura laterale	l/h	A	B	C	D
1,0	no	<3	2,3	1,4	1,2	1,2
		5	2,9	1,8	1,4	
		>10	3,4	2,1	1,7	
	si	tutti	2,1	1,8	1,4	
0,8	si/no	tutti	1,2			

La quota di riferimento è $\bar{z}_e = h$.

Qualora l'elemento considerato sia posto sottovento ad un altro elemento simile, questo può causare un effetto di schermatura, con conseguente riduzione della pressione complessiva sull'elemento sottovento. Tale riduzione è legata alla porosità dell'elemento schermante e alla distanza tra l'elemento schermante e l'elemento considerato. Di ciò si può tenere conto moltiplicando i coefficienti di pressione complessiva in Tabella G.X per il fattore riduttivo ψ_s fornito dalla Tabella G.XI e dalla Figura G.23 in funzione del rapporto tra la distanza x tra gli elementi e l'altezza h dell'elemento oggetto del calcolo, e della densità φ dell'elemento schermante. Tale riduzione può essere applicata solo qualora l'elemento schermante sia alto almeno quanto quello schermato, e comunque va applicata solo nelle zone che distano più di h dai lati dell'elemento oggetto del calcolo (Figura G.24).

Tabella G.XI – Fattore di schermatura per muri e parapetti.

Rapporto di spaziatura x/h	$\varphi = 1,0$	$\varphi = 0,8$
$0 \leq x/h \leq 5$	$\psi_s = 0,3$	
$5 \leq x/h \leq 10$	$\psi_s = 0,07 \cdot (x/h) - 0,05$	$\psi_s = 0,03 \cdot (x/h) + 0,15$
$10 \leq x/h \leq 15$	$\psi_s = 0,04 \cdot (x/h) + 0,25$	$\psi_s = 0,04 \cdot (x/h) + 0,05$
$15 \leq x/h \leq 20$	$\psi_s = 0,03 \cdot (x/h) + 0,40$	$\psi_s = 0,07 \cdot (x/h) - 0,40$

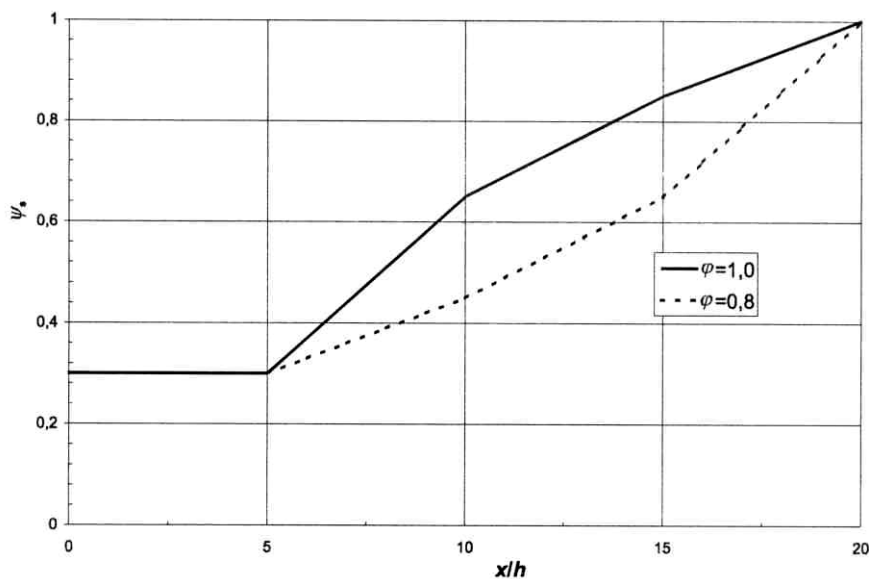


Figura G.23 – Coefficiente di schermatura ψ_s .

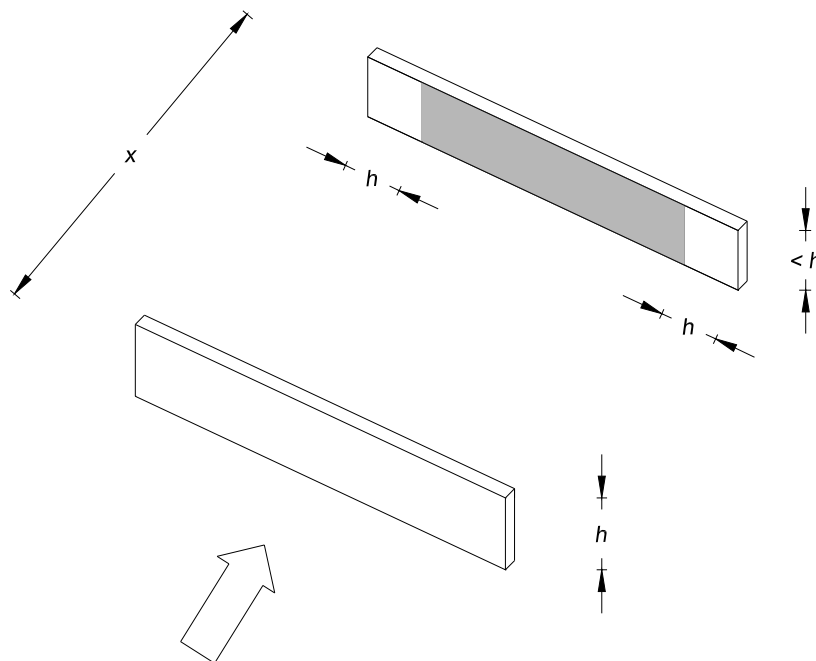


Figura G.24 – Effetto di schermatura.

G.6 Tettoie

Il presente paragrafo fornisce i criteri per valutare le azioni globali del vento sulle coperture che non si collocano permanentemente al di sopra di pareti verticali, ossia in cui lo spazio sottostante non sia delimitato in maniera permanente da pareti.

Si definisce grado di bloccaggio φ , il rapporto tra l'area esposta al vento di un'eventuale ostruzione presente al di sotto della tettoia e l'area totale della superficie ortogonale alla direzione del vento al di sotto della tettoia (Figura G.25). Si identificano due situazioni limite:

- $\varphi=0$ corrisponde all'assenza di ostruzioni al di sotto della tettoia (tettoia libera);
- $\varphi=1$ corrisponde alla situazione in cui lo spazio al di sotto della tettoia risulti completamente ostruito.

La condizione $\varphi=1$ è sostanzialmente diversa da quella prevista per gli edifici in quanto l'eventuale ostruzione può essere offerta anche da elementi che non delimitano completamente e permanentemente lo spazio al di sotto della tettoia.

A valle della massima ostruzione si adotta $\varphi=0$.

Le azioni aerodinamiche esercitate dal vento sulle tettoie dipendono fortemente dal grado di bloccaggio in quanto la presenza di un'ostruzione, anche soltanto sul lato sottovento, impedisce il passaggio dell'aria al di sotto della tettoia.

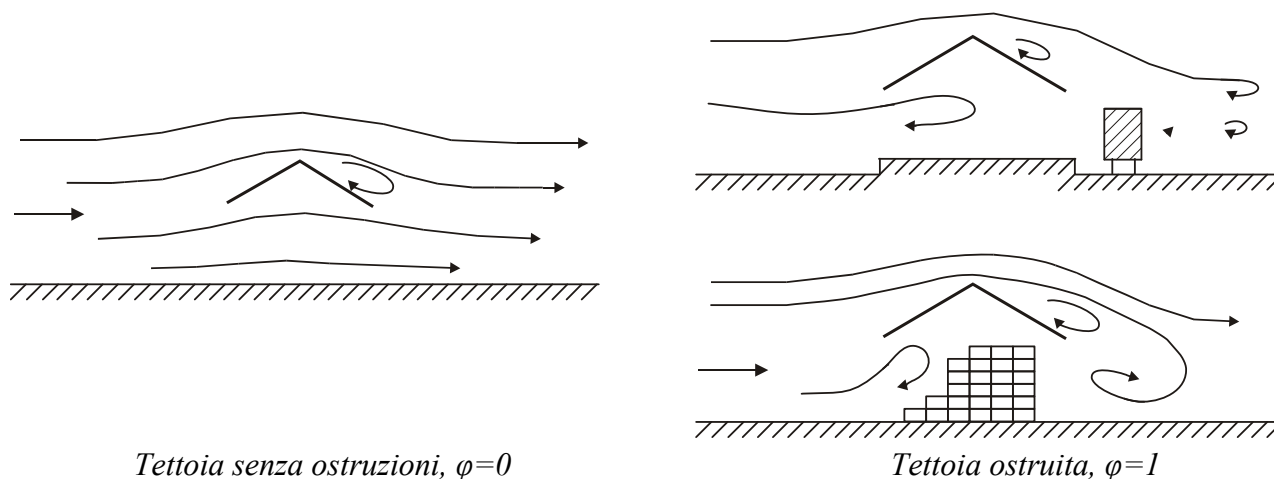


Figura G.25 – Differenze nel flusso dell'aria per tettoie con $\varphi=0$ e $\varphi=1$.

Il presente paragrafo schematizza l'azione del vento sulle tettoie attraverso forze F ortogonali al piano di ciascuna falda della tettoia. Tali forze sono quantificate mediante coefficienti di forza, c_F , e dalla posizione del loro punto di applicazione (paragrafo 3.3.3).

L'Appendice H riporta valori dei coefficienti di pressione complessiva che possono essere utilizzati per valutare le azioni locali su elementi o su porzioni delle tettoie costituite da un singolo strato di copertura. La valutazione delle pressioni locali sulla faccia superiore e sulla faccia inferiore delle tettoie costituite da un doppio strato di copertura richiede valutazioni specifiche e, se necessario, lo svolgimento di prove in galleria del vento.

G.6.1 Tettoie a semplice falda

La Tabella G.XII e la relativa Figura G.26 riportano i valori dei coefficienti di forza per le tettoie a semplice falda con vento agente perpendicolarmente alla linea di colmo. I valori dei coefficienti di forza sono espressi in funzione del grado di bloccaggio φ e dell'inclinazione α della falda. Per valori intermedi di φ è ammessa un'interpolazione lineare tra i valori relativi ai casi $\varphi=0$ e $\varphi=1$.

La quota di riferimento \bar{z} è pari all'altezza massima h della tettoia. L'area di riferimento L^2 , ossia l'area su cui è applicata la forza risultante, è pari all'area della tettoia.

Tabella G.XII – Coefficienti di forza per tettoie a semplice falda (α in $^\circ$).

Valori positivi	Tutti i valori di φ	$c_F = +0,2 + \alpha/30$
Valori negativi	$\varphi = 0$	$c_F = -0,5 - 1,3 \cdot \alpha/30$
	$\varphi = 1$	$c_F = -1,4$

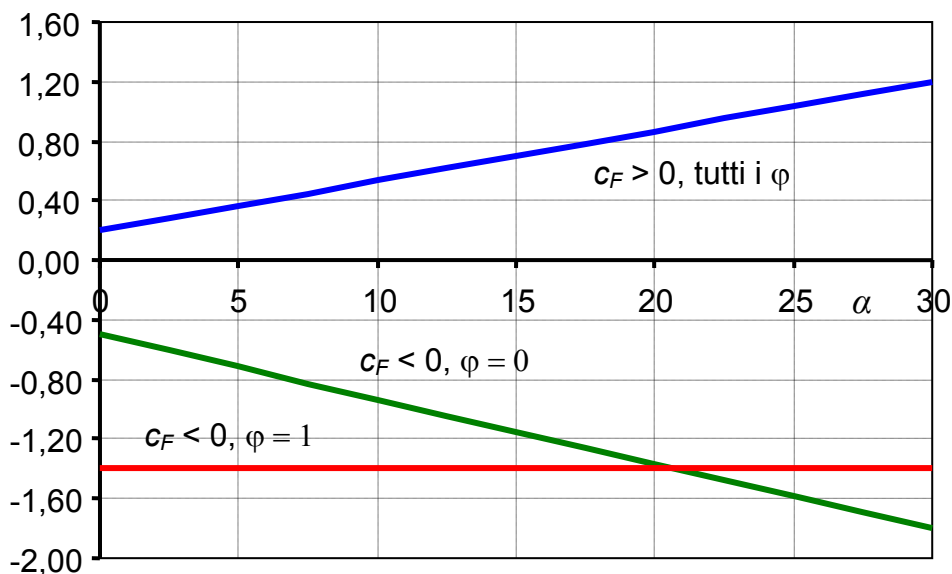


Figura G.26 – Coefficienti di pressione compressiva per tettoie a semplice falda.

Per il calcolo della tettoia si considerano le condizioni di carico più gravose tra le quattro indicate nella Figura G.27, dove la forza risultante $F = q_p(\bar{z}) \cdot L^2 \cdot c_F$ (Eqq. 3.13a,b,c) è applicata sopravvento ad una distanza pari a $d/4$ dal bordo investito dal flusso.

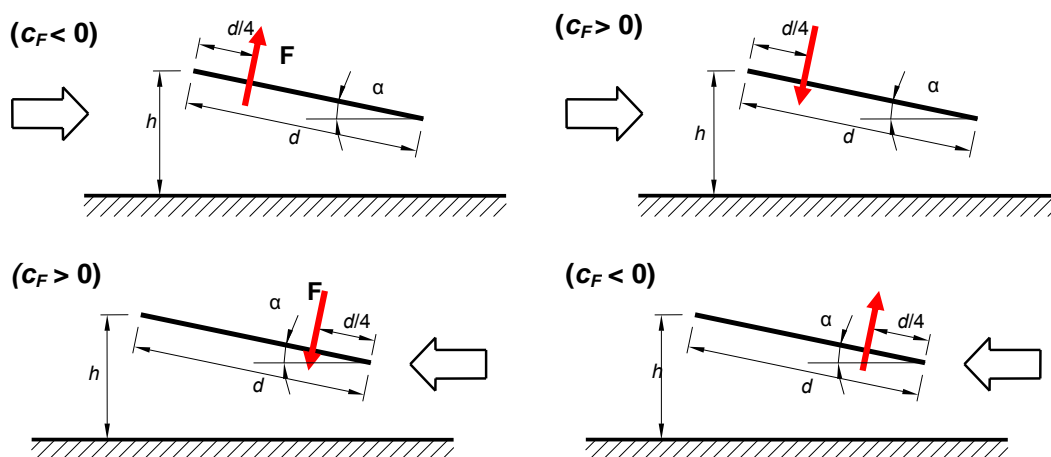


Figura G.27– Tettoie a semplice falda: posizione del punto di applicazione della forza risultante in funzione della direzione di provenienza del vento e della direzione della forza.

Le tettoie a semplice falda con vento agente parallelamente alla linea di colmo possono essere analizzate, in prima approssimazione, come tettoie piane a semplice falda ($\alpha = 0^\circ$).

G.6.2 Tettoie a doppia falda

La Tabella G.XIII e la relativa Figura G.28 riportano i valori dei coefficienti di forza per le tettoie a doppia falda (di uguale pendenza) con vento agente perpendicolarmente alla linea di colmo. I valori dei coefficienti di forza sono espressi in funzione del grado di bloccaggio φ e dell'inclinazione α

delle falde. Per valori intermedi di φ è ammessa un'interpolazione lineare tra i valori relativi ai casi $\varphi=0$ e $\varphi=1$.

La quota di riferimento \bar{z} è pari all'altezza massima h della tettoia. L'area di riferimento L^2 , ossia l'area su cui è applicata la forza risultante, è pari all'area di ciascuna falda della tettoia.

Tabella G.XIII – Coefficienti di forza per tettoie a doppia falda (α in $^\circ$).

Valori positivi	Tutti i valori di φ	$c_F = +0,2 + 0,7 \cdot \alpha /30$	
Valori negativi	$\varphi = 0$	$\alpha \leq 0^\circ$	$c_F = -0,5 + 0,1 \cdot \alpha/10$
		$\alpha \geq 0^\circ$	$c_F = -0,5 - 0,2 \cdot \alpha/10$
	$\varphi = 1$	tutti i valori di α	$c_F = -1,4$

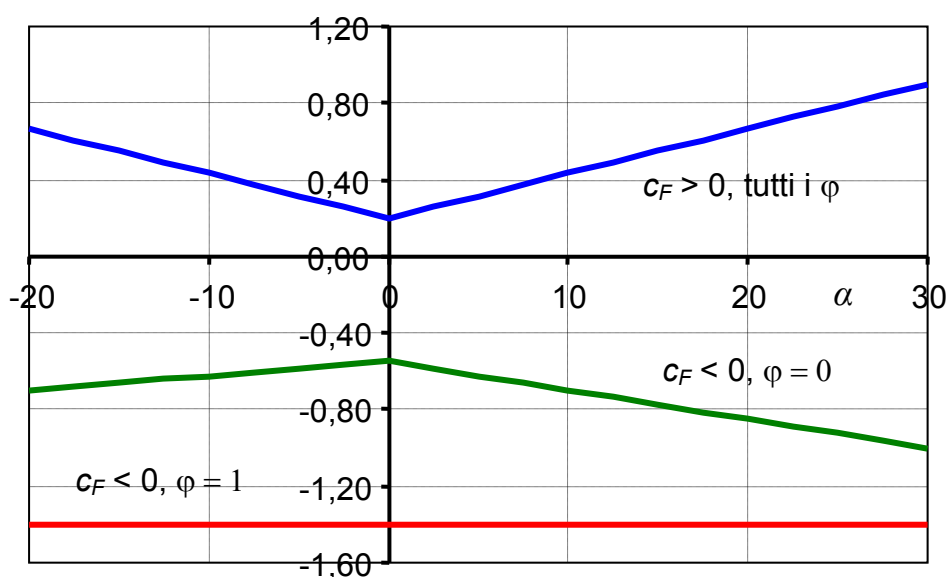


Figura G.28 – Coefficienti di forza per tettoie a doppia falda.

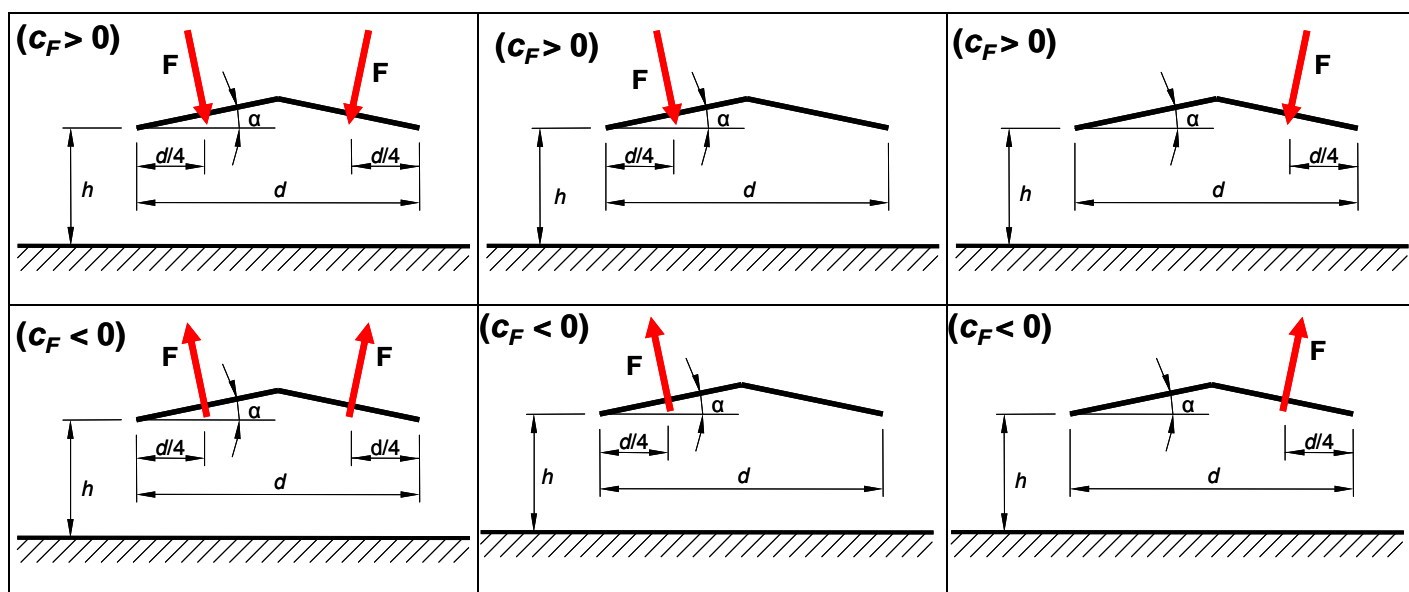


Figura G.29a – Tettoie a doppia falda: posizione del punto di applicazione delle forze risultanti in funzione della direzione della forza – schema per $\alpha > 0^\circ$.

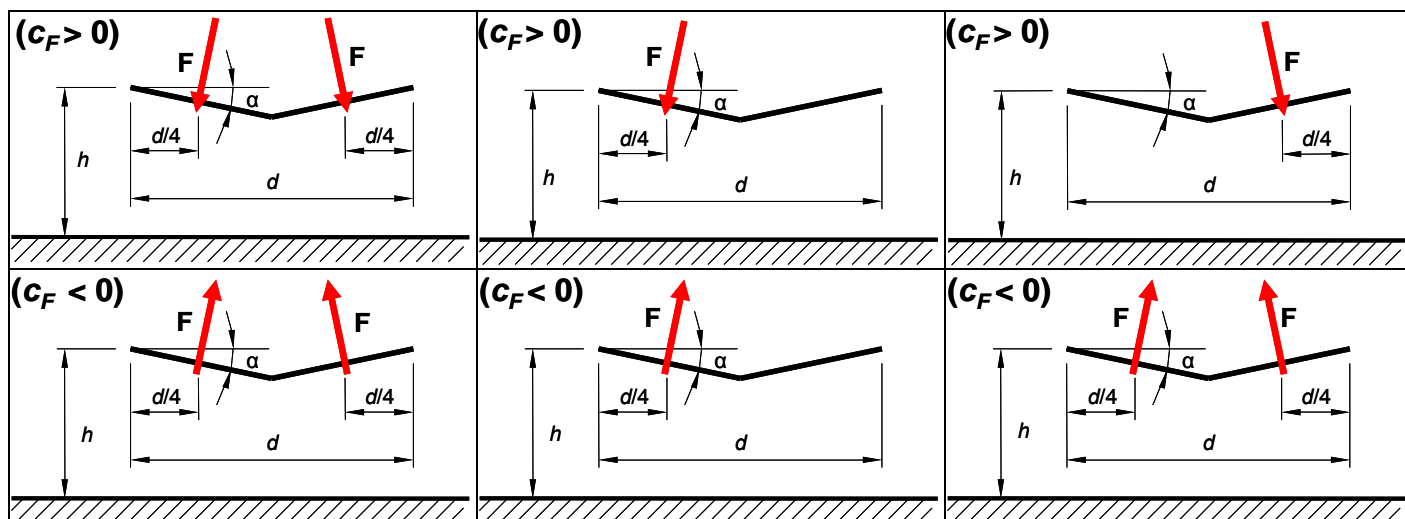


Figura G.29b – Tettoie a doppia falda: posizione del punto di applicazione delle forze risultanti in funzione della direzione della forza – schema per $\alpha < 0^\circ$.

Per il calcolo della tettoia si considerano le condizioni di carico più gravose tra quelle indicate nella Figura G.29, dove la forza risultante $F = q_p(\bar{z}) \cdot L^2 \cdot c_F$ (Eqq. 3.13a,b,c) è considerata agente simultaneamente su entrambe le falde oppure soltanto su una di esse.

Ciascuna falda delle tettoie a doppia falda con vento agente parallelamente alla linea di colmo può essere analizzata, in prima approssimazione, come una tettoia piana a semplice falda ($\alpha = 0^\circ$).

G.6.3 Tettoie a falde multiple

Ciascuna coppia di falde delle tettoie composte da più coppie di falde affiancate (di uguale pendenza) può essere analizzata, in prima approssimazione, come una singola tettoia a doppia falda (paragrafo G.6.2).

Limitatamente al caso di vento perpendicolare alla direzione dei colmi, e per il solo tipo costruttivo illustrato in Figura G.30, i coefficienti di forza sopra definiti possono essere moltiplicati per i fattori riduttivi riportati in Tabella G.XIV, secondo lo schema indicato nella Figura G.30.

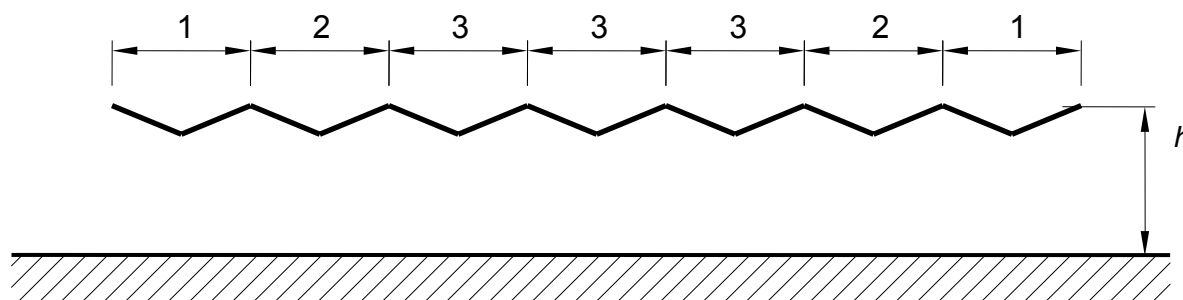


Figura G.30 – Tettoie a falda multipla: individuazione dei vari elementi.

Tabella G.XIV – Coefficienti riduttivi delle forze per tettoie a falda multipla.

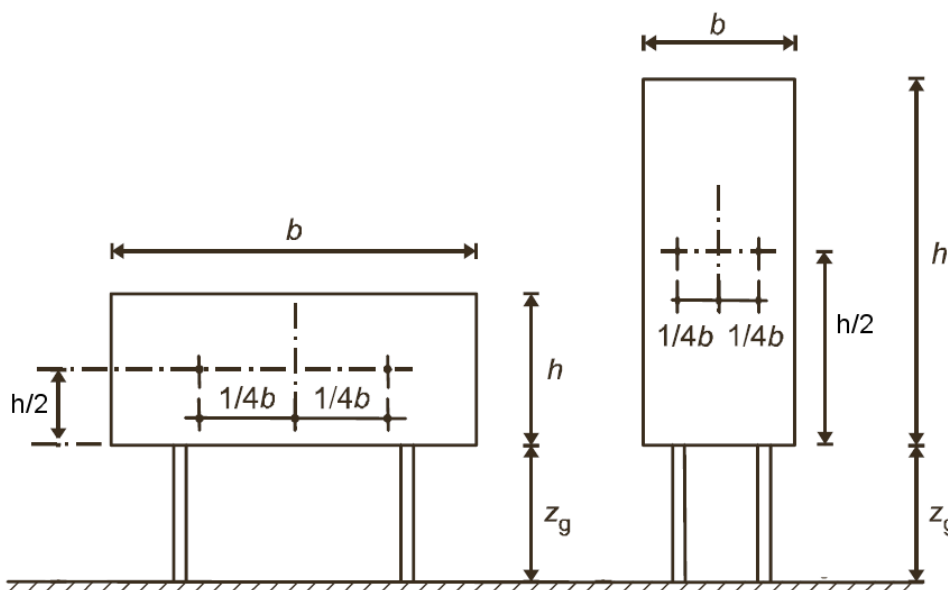
Elemento n.	Posizione	Fattori riduttivi per tutti i valori di φ	
		per $c_F > 0$	per $c_F < 0$
1	Primo campo	1,0	0,8
2	Secondo campo	0,9	0,7
3	Altri campi	0,7	0,7

G.7 Insegne e tabelloni

Le insegne e i tabelloni sono elementi piani la cui distanza dal suolo z_g è almeno pari ad un quarto della loro altezza h , $z_g/h \geq 1/4$ (Figura G.31).

Il presente paragrafo schematizza l'azione aerodinamica attraverso una forza F ortogonale al piano dell'elemento. Tale forza è quantificata mediante un coefficiente di forza $c_F = 1,8$ e la posizione del suo punto di applicazione (paragrafo 3.3.3).

La quota di riferimento è pari a $\bar{z} = z_g + 0,5 \cdot h$ (Figura G.31). L'area di riferimento L^2 , ossia l'area sulla quale è applicata la forza risultante è pari a $b \cdot h$, $L^2 = b \cdot h$. La forza va applicata in un punto alla quota $z = z_g + 0,5 \cdot h$, con una eccentricità orizzontale pari a $e = \pm 0,25 \cdot b$.

**Figura G.31** – Geometria dei tabelloni.

Per $z_g/h < 1/4$ sussistono due casi diversi. Gli elementi a prevalente estensione orizzontale ($h < b$) possono essere trattati secondo quanto indicato nel paragrafo G.5. Gli elementi a prevalente estensione verticale ($h > b$) possono ancora essere trattati come insegne e tabelloni, purché l'altezza di riferimento sia pari a $\bar{z} = z_g + h$.

G.8 Corpi compatti

G.8.1 Sfere

Il vento esercita sui corpi sferici una coppia di forze risultanti F_X e F_Z , dirette secondo gli assi X e Z indicati nella Figura G.32. Tali forze sono quantificate mediante una coppia di coefficienti di forza c_{FX} e c_{FZ} (paragrafo 3.3.3).

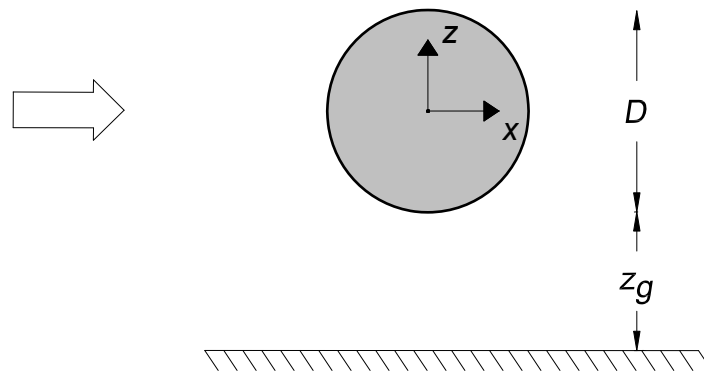


Figura G.32 – Geometria delle sfere.

Il coefficiente di forza c_{FX} dipende dal numero di Reynolds Re e della scabrezza k della superficie. Esso è definito dalla Figura G.33 e dalle relazioni:

$$\begin{aligned}
 c_{FX} &= 0,6 & 10^5 \leq Re \leq 3,7 \cdot 10^5 \\
 c_{FX} &= -1,194 \cdot \log_{10}(Re) + 7,25 & 3,7 \cdot 10^5 \leq Re \leq 10^7 \\
 c_{FX} &\geq 0,2 & k/D = 10^{-5} \\
 c_{FX} &\geq 0,3 & k/D = 10^{-4} \\
 c_{FX} &\geq 0,4 & k/D = 10^{-3}
 \end{aligned} \tag{G.6}$$

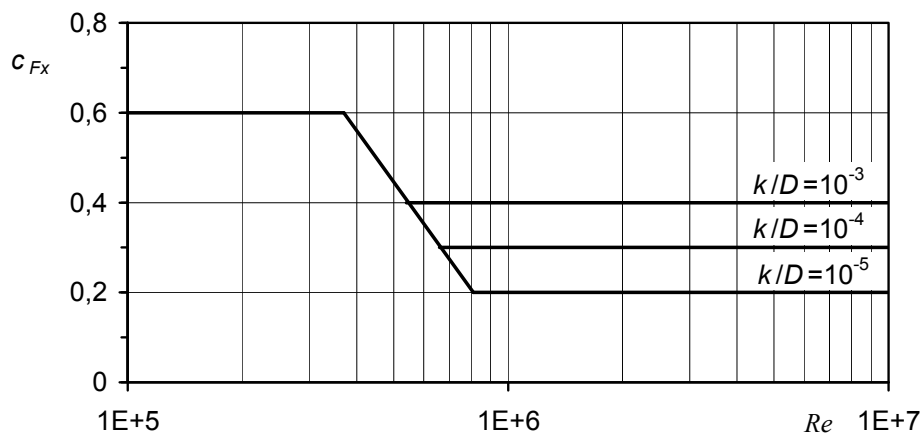


Figura G.33 – Coefficiente di forza c_{FX} per i corpi sferici.

Il numero di Reynolds va calcolato in base alla relazione fornita nel paragrafo 3.3.7, dove la lunghezza di riferimento è pari al diametro della sfera, $l=D$. L'area di riferimento, L^2 , ossia l'area su cui è applicata la forza risultante, è pari ad $A = \pi \cdot D^2/4$, $L^2 = A$. L'altezza di riferimento è pari all'altezza sul suolo del baricentro della sfera, $\bar{z} = z_g + 0,5 \cdot D$ (Figura G.32).

I valori del coefficiente di forza forniti dalla Figura G.33 e dall'Eq. (G.6) sono validi nel caso in cui il centro della sfera disti più di D dalla superficie orizzontale di riferimento. In caso contrario i valori forniti dalla Figura G.33 e dall'Eq. (G.6) vanno incrementati mediante un coefficiente moltiplicativo pari a 1,6.

Il coefficiente di forza verticale c_{FZ} è fornito dalla relazione:

$$c_{FZ} = 0 \quad \text{per} \quad z_g > \frac{D}{2} \quad (\text{G.7a})$$

$$c_{FZ} = 0,6 \quad \text{per} \quad z_g < \frac{D}{2} \quad (\text{G.7b})$$

I rimanenti coefficienti aerodinamici sono a rigore nulli. Nella realtà, anche piccole imperfezioni della geometria della sfera possono portare a valori non nulli di tali coefficienti. Pertanto, in tutti i casi in cui possano essere presenti delle imperfezioni, occorre indagare gli effetti che queste possono comportare, adottando valori adeguatamente cautelativi di tali coefficienti aerodinamici.

G.8.2 Antenne paraboliche

Il vento esercita sulle antenne paraboliche un sistema di azioni aerodinamiche definite nel paragrafo 3.3.3 attraverso l'Eq. 3.13. Peraltro, nel caso in cui la direzione di incidenza del vento sia contenuta nel piano di simmetria verticale del paraboloide, il sistema di azioni aerodinamiche si riduce ad un sistema piano costituito da una forza parallela all'asse del paraboloide, F_X , da una forza ortogonale all'asse del paraboloide e contenuta nel piano verticale, F_Z , e da un momento nel piano di simmetria, M_Y (Figura G.34). Tali azioni sono quantificate mediante una coppia di coefficienti di forza, c_{FX} e c_{FZ} , e mediante un coefficiente di momento, c_{MY} .

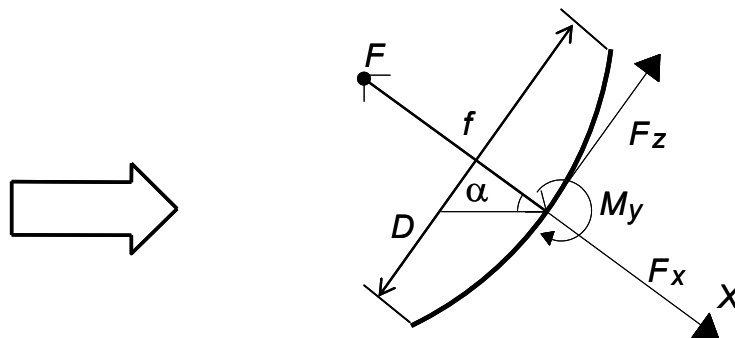


Figura G.34 – Azioni aerodinamiche sulle antenne paraboliche.

Il coefficiente della forza aerodinamica parallela all'asse del paraboloide dipende dall'angolo α che esprime l'inclinazione dell'asse del paraboloide sull'orizzontale e dal rapporto f/D , essendo f la distanza focale (F è il fuoco) e D il diametro del paraboloide (Figura G.34). Esso è definito dalla Figura G.35 e dalle relazioni:

$$\begin{aligned} c_{FX} &= -0,0521 \cdot \alpha + 5,03 \\ -0,7 &\leq c_{FX} \leq 1,8 & f/D &= 0,2 \\ -1,1 &\leq c_{FX} \leq 1,5 & f/D &= 1,0 \end{aligned} \quad (\text{G.8})$$

dove α è espresso in gradi ($^\circ$).

Per rapporti f/D compresi tra 0,2 ed 1,0 è possibile interpolare linearmente i valori forniti in Figura G.35. Per valori esterni all'intervallo $f/D = 0,2-1,0$ non è consentito adottare valori del coefficiente aerodinamico c_{FX} inferiori a quelli forniti in Figura G.35.

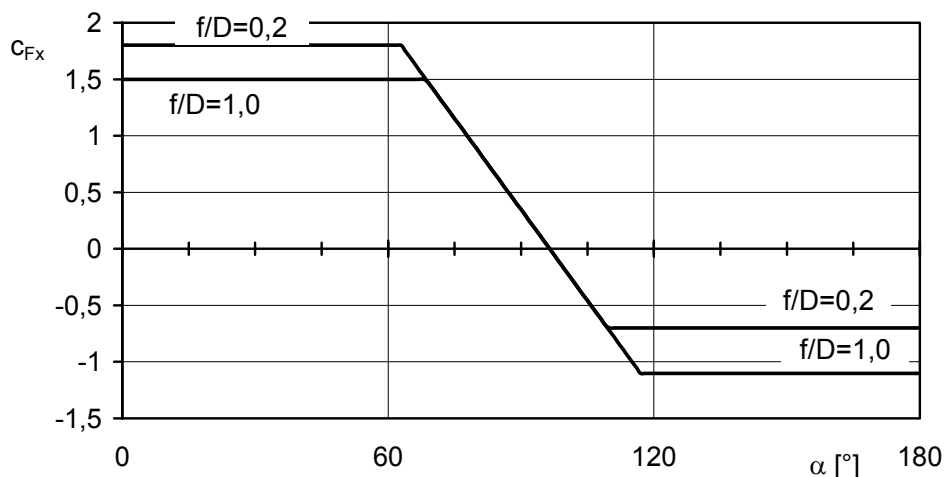


Figura G.35 – Coefficiente di forza c_{Fx} per le antenne paraboliche.

Il coefficiente della forza aerodinamica perpendicolare all'asse del paraboloide dipende dall'angolo α e dal rapporto f/D (Figura G.34). Esso è definito dalla Figura G.36 e dalle relazioni:

$$\begin{aligned}
 c_{FZ} &= 0,05 & \alpha &\leq 75^\circ \\
 c_{FZ} &= 0,01 \cdot \alpha - 0,7 & 75^\circ < \alpha \leq 90^\circ \\
 c_{FZ} &= 0,0023 \cdot \alpha - 0,0025 & 90^\circ < \alpha \leq 130^\circ \\
 c_{FZ} &= -0,006 \cdot \alpha + 1,08 & 130^\circ < \alpha \leq 180^\circ
 \end{aligned}
 \quad f/D = 0,2$$

$$\begin{aligned}
 c_{FZ} &= -0,1 & \alpha &\leq 60^\circ \\
 c_{FZ} &= 0,005 \cdot \alpha - 0,4 & 60^\circ < \alpha \leq 80^\circ \\
 c_{FZ} &= 0,002 \cdot \alpha - 0,16 & 80^\circ < \alpha \leq 130^\circ \\
 c_{FZ} &= -0,002 \cdot \alpha + 0,36 & 130^\circ < \alpha \leq 180^\circ
 \end{aligned}
 \quad f/D = 1,0$$

(G.9)

dove α è espresso in gradi ($^\circ$).

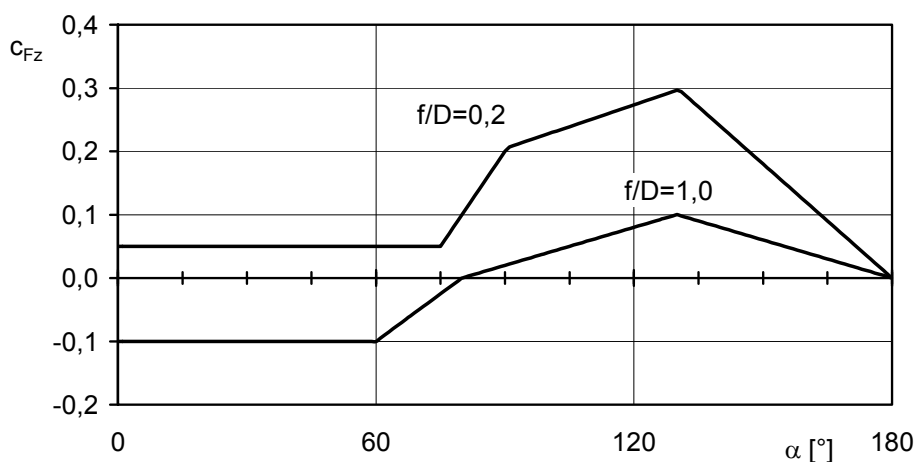


Figura G.36 – Coefficiente di forza c_{Fz} per le antenne paraboliche.

Per rapporti f/D compresi tra 0,2 ed 1,0 è possibile interpolare linearmente i valori forniti in Figura G.36, purché questi presentino lo stesso segno; altrimenti vanno considerati entrambi i valori di se-

gno opposto. Per valori esterni all'intervallo $f/D = 0,2-1,0$ non è consentito adottare valori del coefficiente aerodinamico c_{FZ} inferiori a quelli forniti in Figura G.36.

Il coefficiente di momento c_{MY} è dato dalla relazione:

$$c_{MY} = c_{FZ} \cdot \frac{x_{FZ}}{D} \quad (\text{G.10})$$

dove x_{FZ} è l'eccentricità della forza trasversale fornita in Figura G.37.

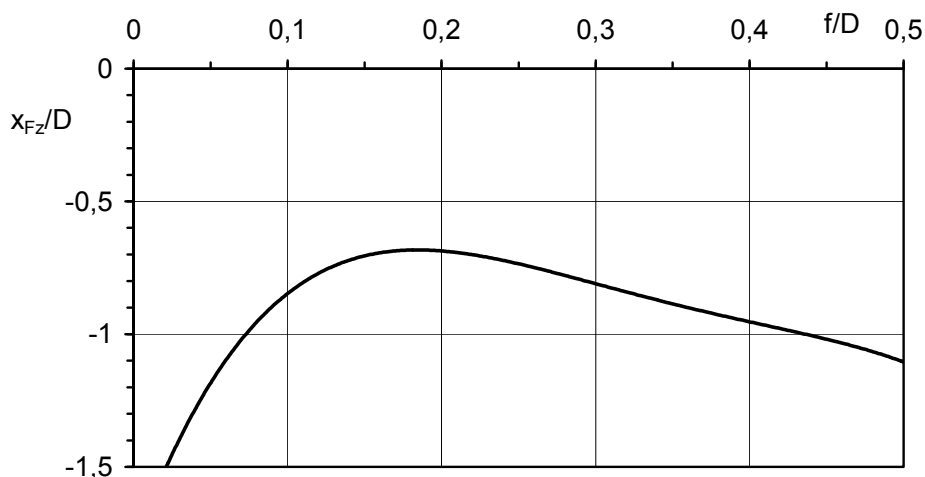


Figura G.37 – Eccentricità della forza trasversale F_Z per le antenne paraboliche.

L'area di riferimento, L^2 , ossia l'area su cui sono applicate le forze risultanti, è pari all'area della proiezione del paraboloide su un piano perpendicolare al suo asse, $A = \pi \cdot D^2/4$, $L^2 = A$. L'altezza di riferimento è pari alla quota del fuoco F del paraboloide (Figura G.34).

G.9 Strutture reticolari

G.9.1 Generalità

Il presente paragrafo fornisce i valori dei coefficienti aerodinamici delle travi reticolari piane e dei tralicci tridimensionali. Per entrambi i tipi, il vento esercita sulla struttura o su sue porzioni una forza F_X applicata secondo una direzione X che generalmente coincide con la direzione del flusso incidente (paragrafo 3.3.3). Tale forza è quantificata mediante un coefficiente di forza c_{FX} fornito dalla relazione:

$$c_{FX} = c_{FX0} \cdot \psi_\lambda \quad (\text{G.11})$$

dove:

c_{FX0} è il coefficiente di forza relativo a strutture di dimensioni idealmente infinite;

ψ_λ è il coefficiente di snellezza, che tiene in conto gli effetti riduttivi di bordo.

Il paragrafo G.9.2 fornisce i coefficienti di forza c_{FX0} per le travi reticolari piane. Il paragrafo G.9.3 fornisce i coefficienti di forza c_{FX0} per i tralicci spaziali. Il paragrafo G.9.4 fornisce il coefficiente di snellezza. Si rimanda al paragrafo G.10 per quanto riguarda i coefficienti aerodinamici dei singoli elementi strutturali che compongono la struttura reticolare.

G.9.2 Travi reticolari piane

La densità φ di una trave reticolare piana è il rapporto tra l'area netta A_n della proiezione sul piano ortogonale alla direzione del vento dei soli elementi (profili e fazzoletti) della trave, o di una sua porzione, e l'area lorda A_c di tale proiezione. Ad esempio, nel caso in cui la direzione del vento sia ortogonale a una trave piana di forma rettangolare (Figura G.40), la densità φ è data dalla relazione:

$$\varphi = \frac{A_n}{A_c} = \frac{\sum b_i \cdot l_i + \sum A_{gk}}{\ell \cdot d} \quad (\text{G.12})$$

ove b_i ed l_i sono rispettivamente la larghezza e la lunghezza dell' i -esimo profilo, A_{gk} è l'area del k -esimo fazzoletto e d ed ℓ sono rispettivamente la larghezza e lunghezza della trave reticolare.

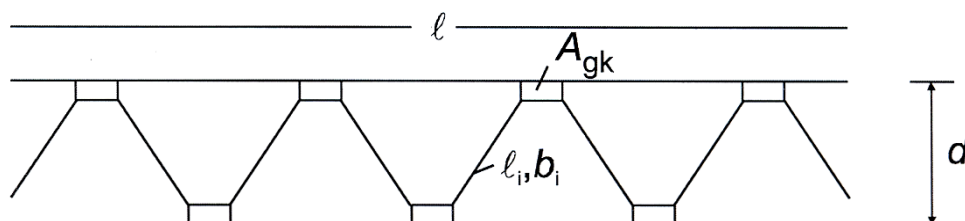


Figura G.38 – Schema di trave reticolare piana di forma rettangolare.

Nel caso di flusso ortogonale al piano medio della trave reticolare, il vento esercita sulla trave nel suo complesso, o su sue porzioni, una forza nella direzione X ortogonale al piano della trave (Eq. G.11). Trascurando gli effetti di bordo (paragrafo G.9.4), tale forza è quantificata mediante un coefficiente di forza c_{FX_0} , generalmente funzione della densità φ della trave, della forma degli elementi strutturali e, nel caso di elementi con sezioni arrotondate, del loro numero di Reynolds Re .

Per le travi reticolari piane con elementi strutturali a spigoli vivi, il coefficiente di forza c_{FX_0} è fornito dalla relazione (Figura G.39):

$$\begin{aligned} c_{FX_0} &= -1,778 \cdot \varphi + 2 & 0 \leq \varphi \leq 0,225 \\ c_{FX_0} &= 1,6 & 0,225 \leq \varphi \leq 0,9 \\ c_{FX_0} &= 4 \cdot \varphi - 2 & 0,9 \leq \varphi \leq 1 \end{aligned} \quad (\text{G.13})$$

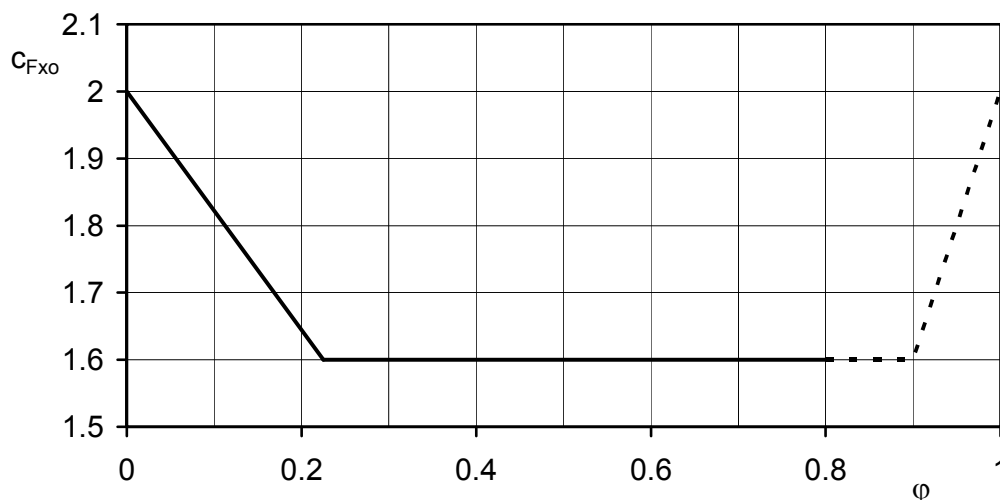


Figura G.39 – Coefficiente di forza c_{FX_0} per travi reticolari piane con elementi a spigoli vivi.

Per le travi reticolari piane con elementi strutturali a sezione circolare e densità φ compresa fra 0,2 e 0,6, il coefficiente di forza c_{FX_0} è fornito dalla relazione (Figura 40):

$$\begin{aligned} c_{FX_0} &= 1,1 & 10^4 \leq Re \leq 2 \cdot 10^5 \\ c_{FX_0} &= -1,33 \cdot \log_{10}(Re) + 8,16 & 2 \cdot 10^5 \leq Re \leq 5 \cdot 10^5 \\ c_{FX_0} &= 0,2 \cdot \log_{10}(Re) - 0,57 & 5 \cdot 10^5 \leq Re \leq 10^6 \end{aligned} \quad (G.14)$$

L'area di riferimento, L^2 , ossia l'area su cui è applicata la forza risultante, è pari all'area netta A_n , $L^2 = A_n$. L'altezza di riferimento \bar{z} è pari all'altezza massima dell'estradosso della trave o della sua porzione di volta in volta considerata.

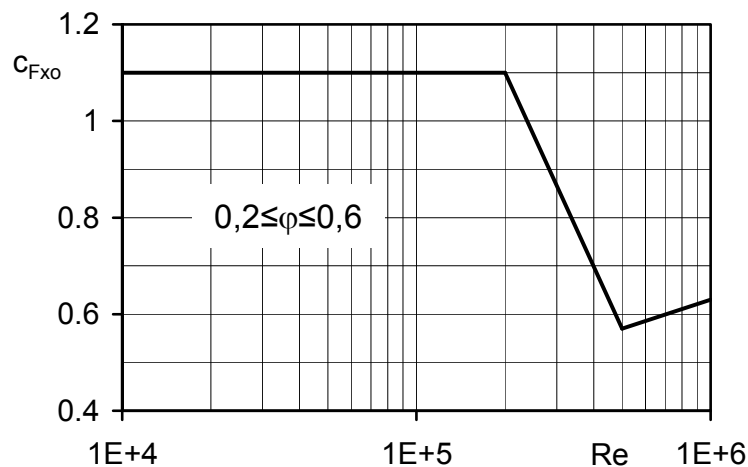


Figura G.40 – Coefficiente di forza c_{FX_0} per travi reticolari piane con elementi a sezione circolare.

Nel caso di flusso non ortogonale al piano medio, la forza nella direzione X ortogonale al piano della trave si riduce rispetto al caso di flusso ortogonale (Eq. G.11). Di tale riduzione si può tenere conto moltiplicando il coefficiente di forza c_{FX_0} , definito dalle Eqq. (G.13) e (G.14) e dalle Figure G.39 e G.40, per il fattore ψ_α fornito dalla relazione (Figura G.41):

$$\psi_\alpha = -0,00013 \cdot \alpha^2 + 0,00035 \cdot \alpha + 1 \quad (G.15)$$

in cui α è l'angolo ($^\circ$), nel piano orizzontale, tra la direzione di incidenza del vento e la normale al piano della trave reticolare.

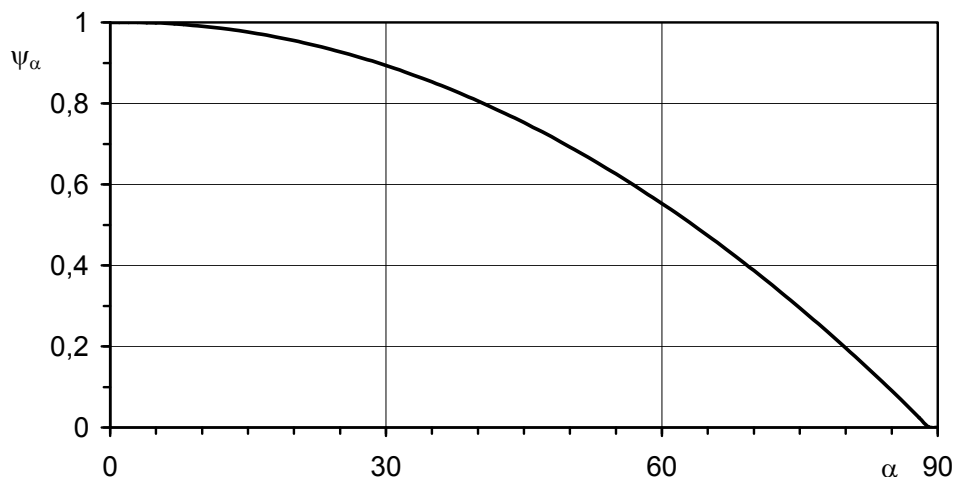


Figura G.41 – Coefficiente riduttivo per incidenza obliqua.

Nel caso di flusso ortogonale al piano medio di più travi reticolari piane disposte in piani paralleli, la forza nella direzione X ortogonale al piano delle travi che agisce sulle travi poste nella scia della prima si riduce rispetto alla forza che agisce sulla trave direttamente investita dal vento (Eq. G.11). Di tale riduzione si può tenere conto moltiplicando il coefficiente di forza c_{FX_0} , definito dalle Eqq. (G.13) e (G.14) e dalle Figure G.39 e G.40 per la trave esposta al vento, per il fattore ψ_s fornito dalla Figura G.42 e dalle relazioni:

$$\psi_s = 0,75 - 0,35 \cdot c_{FX_0} \quad \text{per } x/d \leq 3 \quad (\text{G.16a})$$

$$\psi_s = 0,75 - 0,35 \cdot c_{FX_0} \quad ; \quad \psi_s > 0,1 \cdot x/d \quad \text{per } x/d > 3 \quad (\text{G.16b})$$

dove:

x è la distanza della trave considerata dalla trave sopravvento;

d è la dimensione della trave mostrata in Figura G.38;

c_{FX_0} è il coefficiente di forza della trave sopravvento.

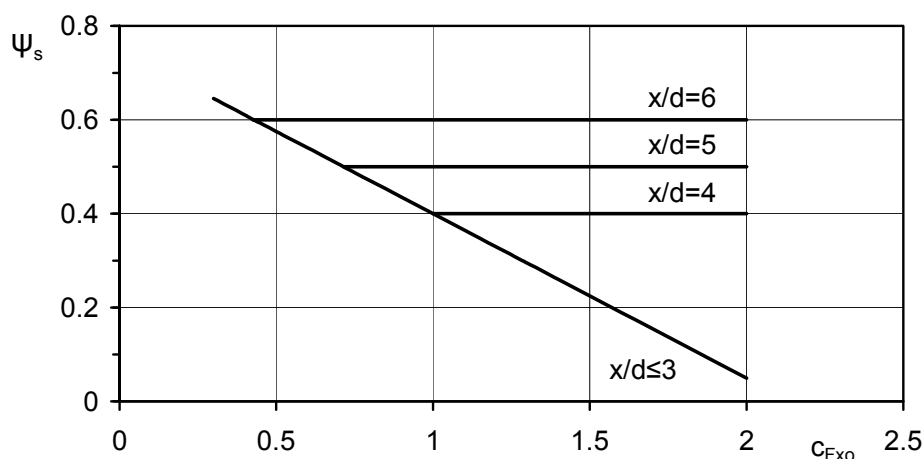


Figura G.42 - Coefficiente riduttivo per effetto della schermatura.

I due coefficienti riduttivi ψ_α e ψ_s non vanno in nessun caso cumulati. Pertanto nel caso di travi disposte sottovento ad un'altra trave, e di flusso non ortogonale al loro piano, è possibile ridurre il coefficiente di forza c_{FX_0} soltanto attraverso il maggiore dei due coefficienti ψ_α e ψ_s .

G.9.3 Tralicci

La densità ϕ del traliccio o di una sua porzione viene calcolata utilizzando l'Eq. (G.12), in cui le dimensioni geometriche degli elementi sono quelle proiettate su un piano ortogonale alla direzione di incidenza del vento (Figura G.43). Gli elementi (profili e fazzoletti) che rimangono nella scia di altri elementi non vengono inclusi nel calcolo.



Figura G.43 – Dimensioni caratteristiche dei tralicci.

Nel caso dei tralicci a sezione triangolare o quadrata, il vento esercita sul traliccio nel suo complesso, o su sue porzioni, una forza nella direzione X del flusso incidente (Eq. G.11). Trascurando gli effetti di bordo, tale forza è quantificata mediante un coefficiente di forza c_{FX_0} , generalmente funzione della densità ϕ del traliccio, della forma degli elementi strutturali e, nel caso di elementi con sezioni arrotondate, del loro numero di Reynolds Re .

La Figura G.44 e la Figura G.45 riportano i valori del coefficiente c_{FX_0} riferiti alle situazioni più tipiche, a seconda che gli elementi strutturali siano a spigoli vivi ovvero abbiano sezione circolare.

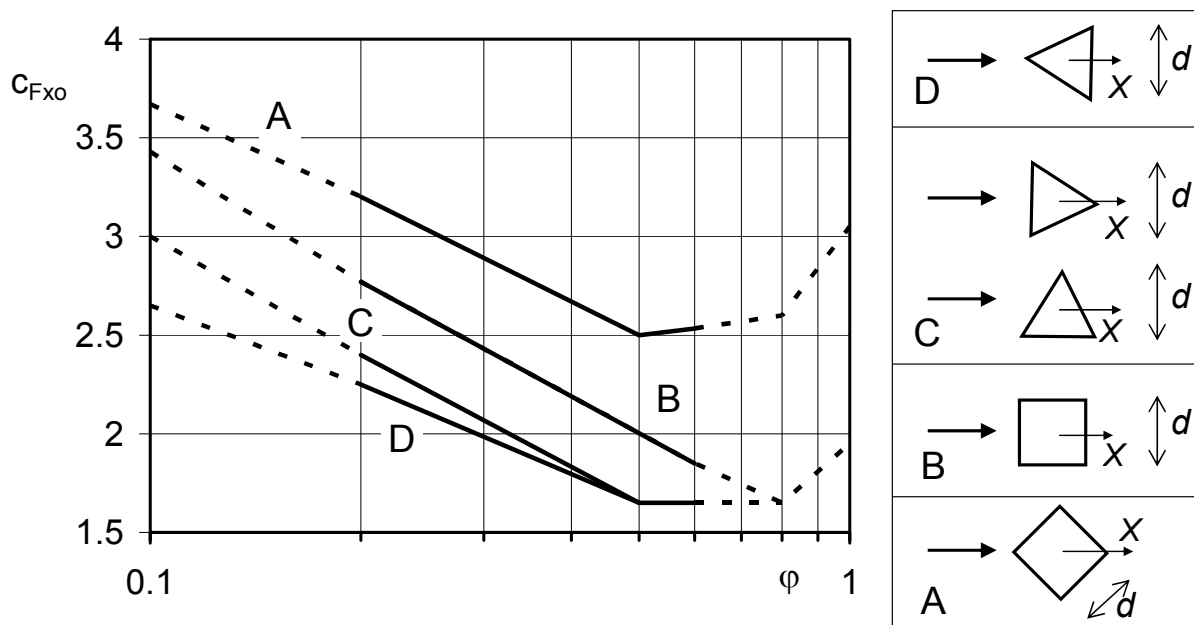


Figura G.44 – Coefficiente di forza c_{FX_0} per tralicci con elementi a spigoli vivi.

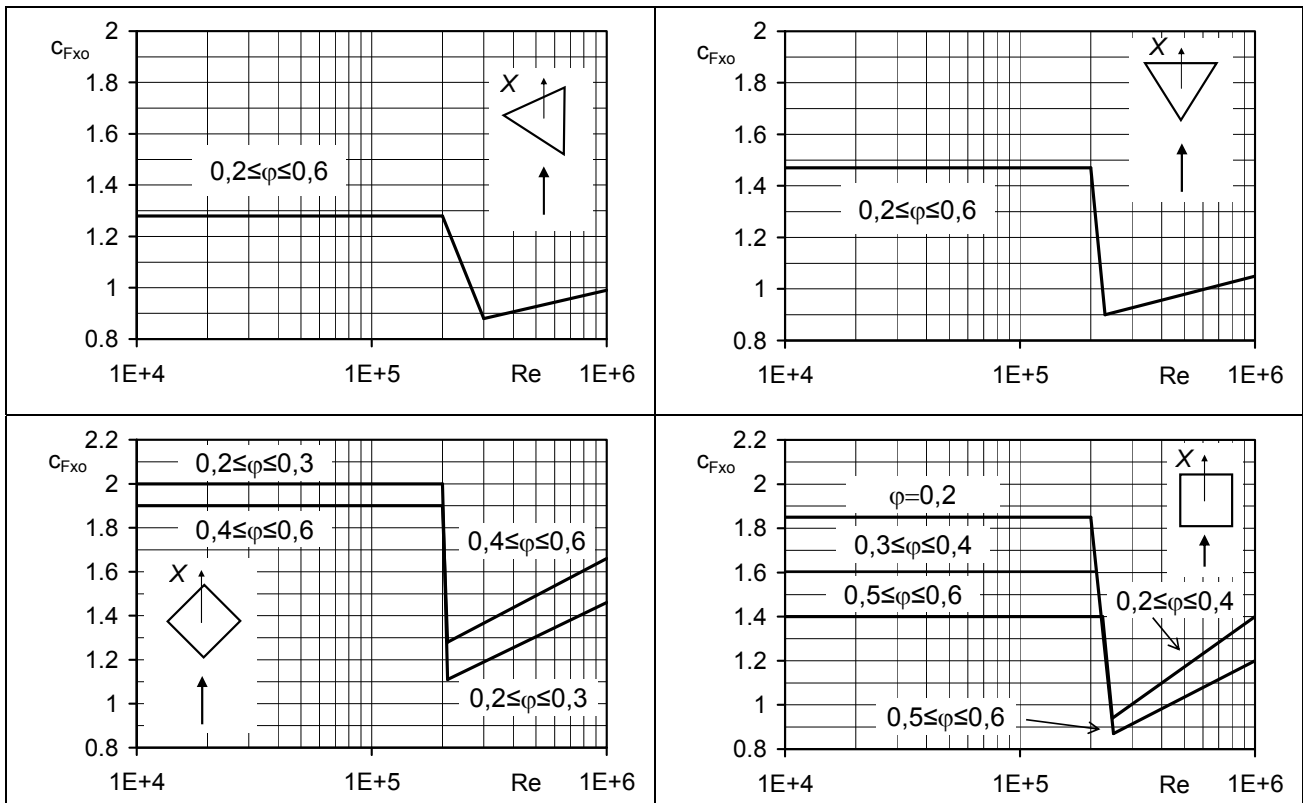


Figura G.45 – Coefficiente di forza c_{Fx0} per tralici con elementi a sezione circolare.

L'area di riferimento, L^2 , ossia l'area su cui è applicata la forza risultante, è pari all'area netta A_n , $L^2 = A_n$. L'altezza di riferimento \bar{z} è pari all'altezza massima dell'estradosso del traliccio o della sua porzione di volta in volta considerata.

G.9.4 Coefficiente di snellezza

I coefficienti aerodinamici riportati nei paragrafi G.9.2 e G.9.3 sono utilizzabili nel caso di travi reticolari e tralici con dimensioni idealmente infinite. Nella realtà tali strutture hanno dimensioni finite, fatto che comporta la necessità di tenere in conto l'effetto riduttivo dei bordi. Tale riduzione può essere trascurata a vantaggio di sicurezza, oppure quantificata mediante il coefficiente di snellezza ψ_λ .

Il coefficiente di snellezza ψ_λ è fornito dalla relazione (Figura G.46):

$$\begin{aligned}
 \varphi = 0,1 & \begin{cases} \psi_\lambda = 0,005 \cdot \log_{10}(\lambda) + 0,985 & 1 \leq \lambda \leq 10 \\ \psi_\lambda = 0,01 \cdot \log_{10}(\lambda) + 0,98 & 10 \leq \lambda \leq 100 \\ \psi_\lambda = 1 & 100 \leq \lambda \leq 200 \end{cases} \\
 \varphi = 0,5 & \begin{cases} \psi_\lambda = 0,025 \cdot \log_{10}(\lambda) + 0,885 & 1 \leq \lambda \leq 10 \\ \psi_\lambda = 0,07 \cdot \log_{10}(\lambda) + 0,84 & 10 \leq \lambda \leq 100 \\ \psi_\lambda = 0,066 \cdot \log_{10}(\lambda) + 0,85 & 100 \leq \lambda \leq 200 \end{cases} \\
 \varphi = 0,9 & \begin{cases} \psi_\lambda = 0,05 \cdot \log_{10}(\lambda) + 0,825 & 1 \leq \lambda \leq 10 \\ \psi_\lambda = 0,097 \cdot \log_{10}(\lambda) + 0,778 & 10 \leq \lambda \leq 100 \\ \psi_\lambda = 0,093 \cdot \log_{10}(\lambda) + 0,786 & 100 \leq \lambda \leq 200 \end{cases}
 \end{aligned} \tag{G.17}$$

dove λ è un parametro adimensionale chiamato snellezza effettiva (Tabella G.XV).

Indipendentemente dal fatto che il coefficiente di forza c_{FXo} (paragrafi G.9.2 e G.9.3) sia stato valutato considerando la trave o il traliccio nel suo complesso, ovvero in relazione a una sua porzione, λ dipende dalla lunghezza complessiva l della trave (Figura G.38) o del traliccio (Figura G.43) e dal rapporto l/d , essendo d la dimensione media di riferimento della sezione trasversale. Per valori di φ differenti da quelli specificati in Eq. (G.17) e in Figura G.46, è ammesso determinare ψ_λ mediante un'interpolazione lineare.

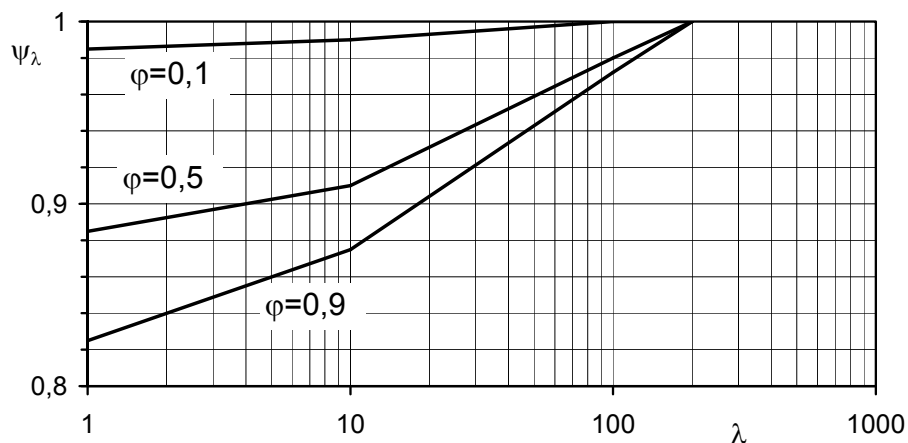


Figura G.46 – Coefficiente di snellezza ψ_λ .

Tabella G.XV – Snellezza effettiva λ .

$l \leq 20 \text{ m}$	$\lambda = 2 \cdot l / d$
$20 \text{ m} \leq l \leq 50 \text{ m}$	$\lambda = (2,4 - 0,02 \cdot l) \cdot l / d$
$50 \text{ m} \leq l$	$\lambda = 1,4 \cdot l / d$

G.10 Strutture snelle ed elementi strutturali allungati

G.10.1 Generalità

Il presente paragrafo fornisce i valori dei coefficienti di forza e di momento da utilizzare nelle Eqq. (3.14) per valutare le azioni aerodinamiche per unità di lunghezza sulle strutture snelle e sugli elementi allungati a sezione poligonale e circolare, e sui profili di carpenteria metallica (paragrafo 3.3.4). Tali coefficienti sono definiti per strutture o elementi strutturali isolati. Gli elementi facenti parti di strutture reticolari vanno calcolati sia singolarmente, seguendo le indicazioni nei paragrafi G.10.2-G.10.6, sia come appartenenti alla struttura reticolare, seguendo le indicazioni nel paragrafo G.9. Nel paragrafo G.9 vengono, infatti, tenuti in conto i fenomeni di interferenza aerodinamica che insorgono tra i singoli elementi, con un conseguente scostamento delle azioni da quelle relative all'elemento isolato. L'interferenza aerodinamica può comportare sia una riduzione che un aumento dell'azione totale; per tale motivo, nei casi non contemplati dal presente documento, non può essere tenuta in conto, se non col suffragio di dati sperimentali affidabili.

I coefficienti di forza e di momento per unità di lunghezza sono forniti dalle relazioni:

$$c_{fX} = c_{fX_0} \cdot \Psi_\lambda \quad (\text{G.18a})$$

$$c_{fY} = c_{fY_0} \cdot \Psi_\lambda \quad (\text{G.18b})$$

$$c_{mZ} = c_{mZ_0} \cdot \Psi_\lambda \quad (\text{G.18c})$$

dove:

c_{fX_0} , c_{fY_0} , c_{mZ_0} sono i coefficienti di forza e di momento per unità di lunghezza relativi a strutture ed elementi di lunghezza ideale infinita, quindi con comportamento aerodinamico bidimensionale nel piano della sezione trasversale;

Ψ_λ è il coefficiente di snellezza, che tiene in conto gli effetti riduttivi di bordo.

I paragrafi G.10.2-G.10.7 riportano i valori dei coefficienti aerodinamici c_{fX_0} , c_{fY_0} e c_{mZ_0} per le più comuni geometrie, discutendo di volta in volta la dipendenza di tali parametri dal numero di Reynolds, dalla scabrezza della superficie e dalla direzione di provenienza del vento. In particolare, il paragrafo G.10.2 riguarda le strutture e gli elementi a sezione quadrata, con spigoli vivi o arrotondati. Il paragrafo G.10.3 riguarda le strutture e gli elementi a sezione rettangolare. Il paragrafo G.10.4 riguarda le strutture e gli elementi a sezione poligonale. Il paragrafo G.10.5 riguarda gli elementi di carpenteria metallica. Il paragrafo G.10.6 riguarda le strutture e gli elementi a sezione circolare. Il paragrafo G.10.7 riguarda i cavi. Il paragrafo G.10.8 fornisce il coefficiente di snellezza.

L'altezza di riferimento delle strutture snelle e degli elementi allungati trattati nei paragrafi G.10.2-G.10.7 è l'altezza corrente z di volta in volta considerata.

G.10.2 Strutture ed elementi a sezione quadrata

Nel caso di flusso ortogonale a una faccia, il vento esercita sulle strutture e sugli elementi a sezione quadrata una forza per unità di lunghezza, nella direzione del flusso X , espressa dall'Eq. (G.18a). Tralasciando gli effetti di bordo, tale forza è quantificata mediante un coefficiente di forza c_{fX_0} .

Per le sezioni a spigoli vivi, indipendentemente dal numero di Reynolds e dalla scabrezza della superficie, il coefficiente di forza nella direzione del vento è $c_{fX_0} = 2,1$.

Il coefficiente di forza trasversale alla direzione del vento, c_{fY_0} , e il coefficiente di momento torcente, c_{mZ_0} , per quanto nulli a rigore quando il vento incide ortogonalmente a un lato del quadrato, assumono valori diversi da zero anche per modeste deviazioni della direzione di incidenza. Per tenere

in conto tale situazione ed eventuali imperfezioni nella configurazione geometrica si suggerisce che, in luogo del valore nullo, si ponga $c_{fY_0} = \pm 0,3$.

Per le sezioni dotate di spigoli arrotondati, i parametri aerodinamici dipendono dal raggio di curvatura r degli spigoli, dal numero di Reynolds e dalla scabrezza delle superfici. Considerando a favore di sicurezza la sola dipendenza dal raggio di curvatura, il coefficiente c_{fX_0} può essere ridotto, in funzione del rapporto r/l tra il raggio di curvatura r degli spigoli ed il lato l della sezione, tramite il fattore moltiplicativo ψ_r (Figura G.47):

$$\psi_r = 1 - 2,5 \cdot \frac{r}{l} \quad ; \quad \psi_r \geq 0,5 \quad (\text{G.19})$$

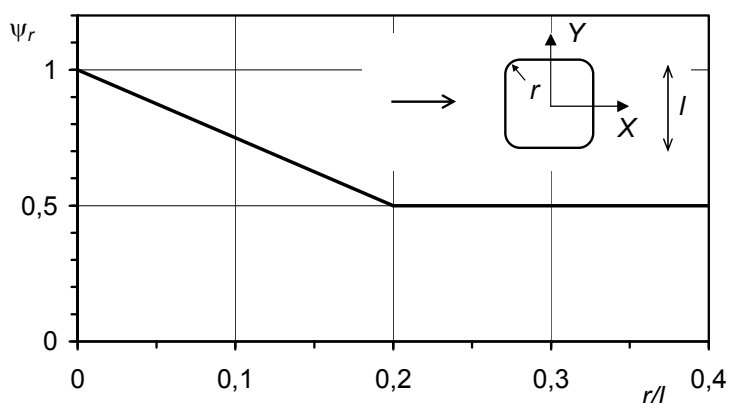


Figura G.47 – Fattore riduttivo della forza aerodinamica per sezioni quadrate a spigoli arrotondati (vento ortogonale a una faccia).

Nel caso di flusso diretto secondo una diagonale principale, indicando con X e Y gli assi ortogonali alle facce, il vento esercita sulle strutture e sugli elementi a sezione quadrata una coppia di forze per unità di lunghezza, nelle direzioni X e Y , espresse dalle Eqq. (G.18a) e (G.18b). Tralasciando gli effetti di bordo tali forze sono quantificate mediante una coppia di coefficienti di forza c_{fX_0} e c_{fY_0} .

Per le sezioni a spigoli vivi, i coefficienti di forza risultano $c_{fX_0} = c_{fY_0} = 1,55$, indipendentemente dal numero di Reynolds e dalla scabrezza della superficie.

Per le sezioni dotate di spigoli arrotondati, i parametri aerodinamici dipendono dal raggio di curvatura r degli spigoli, dal numero di Reynolds e dalla scabrezza delle superfici. Considerando a favore di sicurezza la sola dipendenza dal numero di Reynolds, i coefficienti di forza c_{fX_0} e c_{fY_0} possono essere ridotti, in funzione del rapporto r/l tra il raggio di curvatura r degli spigoli ed il lato l della sezione, tramite il fattore moltiplicativo ψ_r (Figura G.48):

$$\psi_r = 1 - 0,75 \cdot \frac{r}{l} \quad ; \quad \psi_r \geq 0,7 \quad (\text{G.20})$$

In ogni caso la dimensione di riferimento l è pari al lato della sezione.

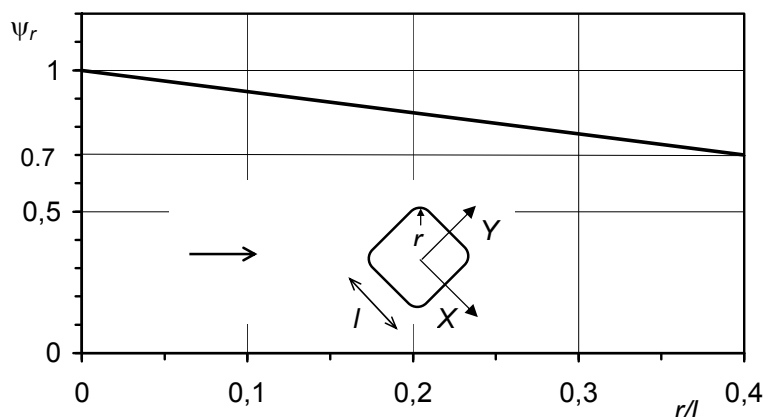


Figura G.48 – Fattore riduttivo della forza aerodinamica per sezioni quadrate a spigoli arrotondati (vento in direzione diagonale).

G.10.3 Strutture ed elementi a sezione rettangolare

Nel caso di flusso ortogonale a una faccia, il vento esercita sulle strutture e sugli elementi a sezione rettangolare una forza per unità di lunghezza, nella direzione del flusso X , espressa dall'Eq. (G.18a). Tralasciando gli effetti di bordo tale forza è quantificata mediante un coefficiente di forza c_{fx0} .

Per le sezioni con spigoli vivi il coefficiente di forza nella direzione del vento dipende dal rapporto d/b di allungamento della sezione (Figura G.49), e solo marginalmente dal numero di Reynolds e dalla scabrezza della superficie. Esso è fornito dalla relazione (Figura G.49):

$$\begin{aligned}
 c_{fx0} &= 2,0 & 0,1 \leq d/b \leq 0,2 \\
 c_{fx0} &= 0,73 \cdot \log_{10}(d/b) + 2,51 & 0,2 \leq d/b \leq 0,7 \\
 c_{fx0} &= -1,64 \cdot \log_{10}(d/b) + 2,15 & 0,7 \leq d/b \leq 5 \\
 c_{fx0} &= -0,33 \cdot \log_{10}(d/b) + 1,23 & 5 \leq d/b \leq 10 \\
 c_{fx0} &= 0,9 & 10 \leq d/b \leq 50
 \end{aligned}
 \tag{G.21}$$

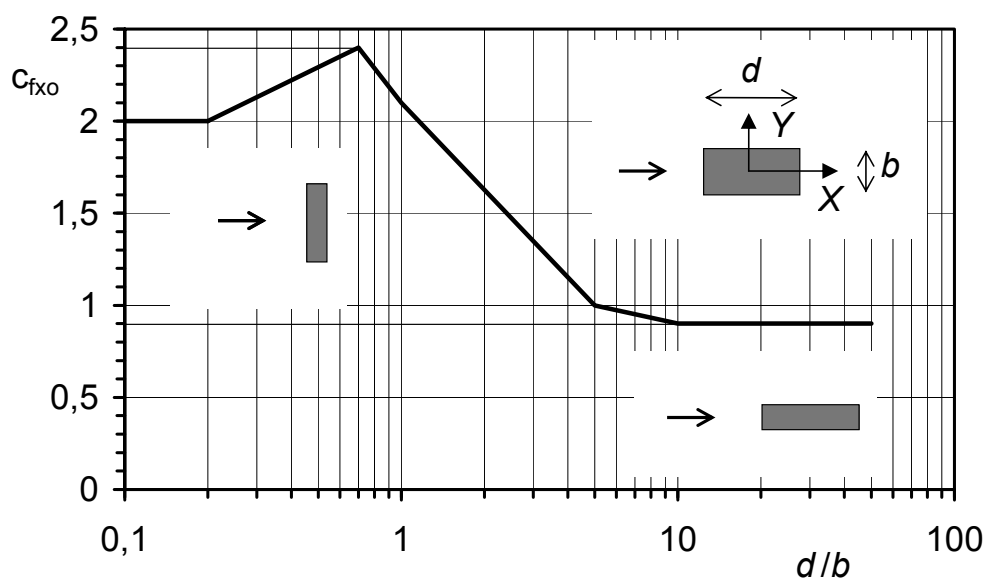


Figura G.49 – Coefficiente di forza c_{fx0} per sezioni rettangolari.

Il coefficiente di forza trasversale, c_{fy_0} , e il coefficiente di momento torcente, c_{mz_0} , per quanto nulli a rigore quando il vento incide ortogonalmente ad uno dei lati del rettangolo, assumono valori diversi da zero anche per modeste deviazioni della direzione di incidenza. Ciò accade soprattutto per sezioni appiattite nella direzione del vento. Si suggerisce di considerare questa situazione adottando valori adeguatamente cautelativi di tali coefficienti.

In ogni caso la dimensione di riferimento del rettangolo è pari a $l=b$ (Figura G.49).

G.10.4 Strutture ed elementi a sezione poligonale regolare

Nel caso di flusso ortogonale a una faccia, o comunque nel caso di flusso diretto secondo un asse di simmetria della sezione, il vento esercita sulle strutture e sugli elementi a sezione poligonale regolare una forza per unità di lunghezza, nella direzione del flusso X , espressa dall'Eq. (G.18a). Tralasciando gli effetti di bordo tale forza è quantificata mediante un coefficiente di forza c_{fx_0} .

Per le sezioni poligonali a spigoli vivi la separazione del flusso può essere dettata tanto dagli spigoli, come accade per i poligoni con pochi lati, ovvero dal flusso, come accade per i poligoni con molti lati, il cui comportamento aerodinamico tende a quello della sezione circolare. La Tabella G.XVI fornisce i valori del coefficiente di forza c_{fx_0} per le sezioni più comuni, nel caso in cui la superficie sia liscia; essi devono intendersi come i valori più elevati che si ottengono al variare dell'angolo di incidenza del vento, tranne nel caso della sezione triangolare, per la quale vengono considerate due direzioni di incidenza. I valori sono relativi ad una dimensione di riferimento l pari al diametro della circonferenza circoscritta.

Tabella G.XVI – Coefficiente di forza c_{fx_0} per sezioni poligonali regolari.

Sezione	c_{fx_0}
Triangolo – vertice sopravento	1,5
Triangolo – vertice sottovento	1,7
Pentagono	1,8
Esagono	1,6
Ottagono	1,4
Decagono	1,3
Dodecagono	1,2

Il coefficiente di forza trasversale, c_{fy_0} , e il coefficiente di momento torcente, c_{mz_0} , per quanto nulli a rigore quando il vento è diretto secondo un asse di simmetria della sezione, possono assumere valori diversi da zero anche per modeste deviazioni della direzione di incidenza. Ciò accade soprattutto per poligoni con pochi lati. Si suggerisce di considerare questa situazione adottando valori adeguatamente cautelativi di tali coefficienti.

G.10.5 Elementi di carpenteria metallica

Indicando con X e Y una coppia di assi ortogonali nel piano della sezione, il vento esercita sugli elementi di carpenteria metallica una coppia di forze, per unità di lunghezza, nelle direzioni X e Y , espresse dalle Eqq. (G.18a) e (G.18b). Tralasciando gli effetti di bordo tali forze sono quantificate mediante una coppia di coefficienti di forza c_{fx_0} e c_{fy_0} .

La Figura G.50 riporta i coefficienti di forza c_{fx_0} e c_{fy_0} per gli elementi da carpenteria metallica più comuni. Alcuni dei coefficienti c_{fy_0} vengono riportati con un doppio valore (positivo e negativo), nonostante la simmetria della sezione nella direzione del flusso dia luogo a rigore a un valore nullo del coefficiente di forza trasversale. Ciò dipende dal fatto che un piccolo disallineamento della direzione del vento può comportare valori anche elevati del coefficiente di forza trasversale.

In ogni caso la dimensione di riferimento è pari a $l=b$ (Figura G.50).

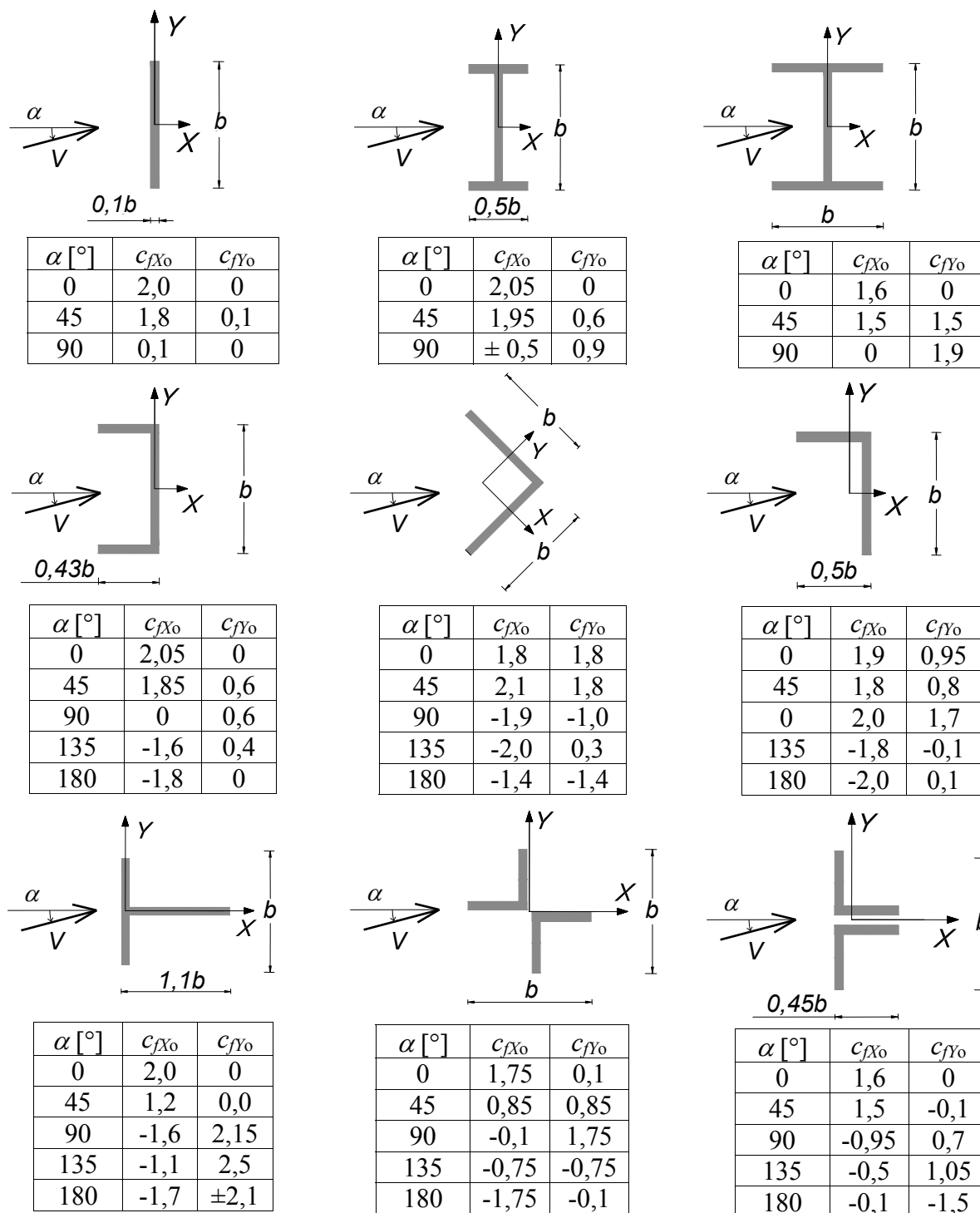


Figura G.50 – Coefficienti di forza per elementi da carpenteria metallica.

G.10.6 Strutture ed elementi a sezione circolare

Il vento esercita sulle strutture e sugli elementi a sezione circolare una forza per unità di lunghezza, nella direzione del flusso X , espressa dall'Eq. (G.18a). Tralasciando gli effetti di bordo tale forza è quantificata mediante un coefficiente di forza c_{fx0} .

La Figura G.51 riporta i coefficienti di forza c_{fx_0} delle sezioni circolari in funzione del numero di Reynolds Re e dal rapporto k/b , essendo k la scabrezza della superficie e b il diametro della sezione. Le curve A e B riportate in Figura G.51 sono date dalle espressioni:

$$c_{fx_0} = \frac{0,11}{(Re/10^6)^{1,4}} \leq 1,2 \quad (\text{curva A}) \quad (\text{G.22a})$$

$$c_{fx_0} = 1,2 + \frac{0,18 \cdot \log_{10}(10 \cdot k/b)}{1 + 0,4 \cdot \log_{10}(Re/10^6)} \geq 0,4 \quad (k/b \geq 10^{-5}) \quad (\text{curva B}) \quad (\text{G.22b})$$

La scelta della curva A o della curva B è eseguita tenendo presente l'andamento dei diagrammi in Figura G.51.

Il valore del numero di Reynolds è fornito nel paragrafo 3.3.7, identificando la dimensione di riferimento l con il diametro b . La Tabella G.XVII riporta alcuni valori di riferimento della scabrezza k delle superfici più comuni.

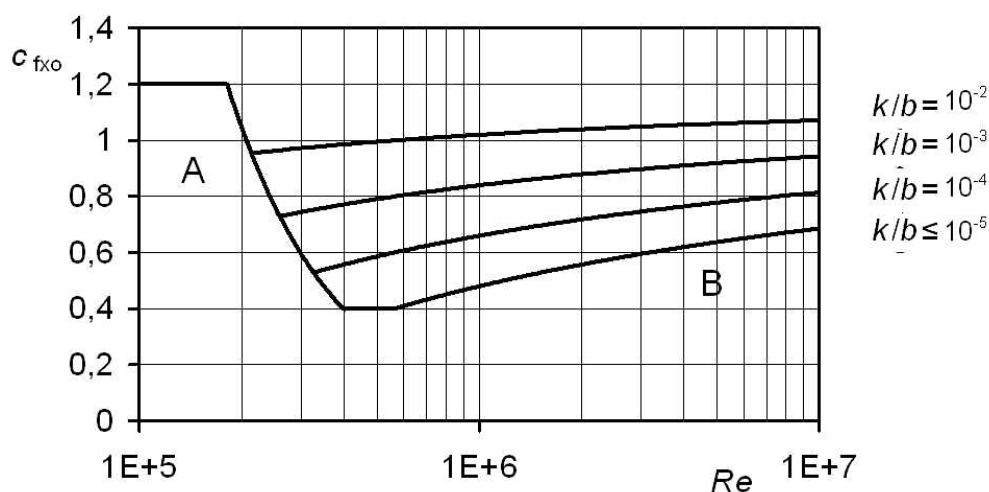


Figura G.51 – Coefficiente di forza c_{fx_0} per strutture ed elementi a sezione circolare.

Tabella G.XVII – Scabrezza k della superficie.

Superficie	k [mm]
Vetro	0,0015
Metalli lucidati	0,002
Pittura liscia	0,006
Pittura a spruzzo	0,02
Acciaio lucido	0,05
Ghisa	
Acciaio galvanizzato	0,2
Calcestruzzo liscio	
Legno levigato	0,5
Calcestruzzo ruvido	1,0
Legno grezzo	
Superfici arrugginite	2,0
Murature	3,0

Il coefficiente di forza trasversale, c_{fy_0} , e il coefficiente di momento torcente, c_{mz_0} , per quanto nulli a rigore, possono assumere valori diversi da zero anche per modeste imperfezioni della forma della sezione nominalmente circolare. Possono essere inoltre molto diversi da zero, soprattutto nelle sezioni di piccolo diametro, a causa della formazione di ghiaccio o della presenza di rivoli d'acqua. Si suggerisce di considerare queste situazioni adottando valori adeguatamente cautelativi di tali coefficienti.

Nel caso di strutture a sezione circolare di elevato diametro e modesto spessore è spesso necessario valutare gli effetti prodotti dalla distribuzione radiale della pressione. A tal fine è possibile fare riferimento alle indicazioni riportate nel paragrafo G.3, attribuendo al coefficiente di snellezza ψ_λ in Eq. (G.3) i valori indicati nel paragrafo G.10.8.

G.10.7 Cavi

Il vento esercita sui cavi una forza per unità di lunghezza, nella direzione del flusso X , espressa dall'Eq. (G.18a). Tralasciando gli effetti di bordo tale forza è quantificata mediante un coefficiente di forza c_{fx_0} .

Analogamente agli elementi a sezione circolare, il coefficiente di forza dei cavi dipende dal numero di Reynolds Re e dalla scabrezza della superficie. In particolare, la scabrezza può essere espressa attraverso il rapporto tra il diametro d del singolo filo (dello strato esterno, qualora non tutti i fili abbiano lo stesso diametro) ed il diametro esterno D del cavo (Figura G.52). Il coefficiente di forza c_{fx_0} viene fornito in Tabella G.XVIII. La lunghezza di riferimento è pari al diametro esterno, $l=D$.

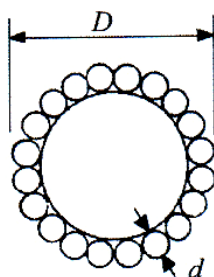


Figura G.52 – Geometria dei cavi.

Tabella G.XVIII – Coefficiente di forza c_{fx_0} per i cavi.

d/D	$Re < 4 \cdot 10^4$	$Re > 4 \cdot 10^4$
0,07	1,2	0,85
0,1		0,95
0,15	1,3	1,05
0,2		1,11
0,3		1,18

G.10.8 Coefficiente di snellezza

I coefficienti aerodinamici riportati nei paragrafi G.10.2-G.10.7 sono relativi ad una ipotetica condizione di flusso bidimensionale, ossia sono utilizzabili nel caso di strutture o elementi strutturali con un forte allungamento (tendenzialmente infinito). Nella realtà le strutture e gli elementi strutturali hanno un allungamento finito, il che comporta la necessità di tenere in conto gli effetti di bordo. La lunghezza finita delle strutture e degli elementi strutturali comporta quindi una riduzione delle forze aerodinamiche che agirebbero su una struttura o un elemento infinitamente lungo. Tale riduzione

può essere trascurata a vantaggio di sicurezza, oppure quantificata mediante il coefficiente di snellezza ψ_λ .

Il coefficiente di snellezza ψ_λ è fornito dalla relazione (Figura G.53):

$$\psi_\lambda = 0,6 + 0,1 \cdot \log_{10}(\lambda) \quad \text{per } 1 \leq \lambda \leq 10 \quad (\text{G.23a})$$

$$\psi_\lambda = 0,45 + 0,25 \cdot \log_{10}(\lambda) \quad \text{per } 10 \leq \lambda \leq 100 \quad (\text{G.23b})$$

$$\psi_\lambda = 0,61 + 0,17 \cdot \log_{10}(\lambda) \leq 1 \quad \text{per } 100 \leq \lambda \leq 1000 \quad (\text{G.23c})$$

dove λ è un parametro adimensionale chiamato snellezza effettiva (Tabella G.XIX). Esso dipende dalla lunghezza L della struttura o dell'elemento, dal rapporto L/l , essendo l la dimensione media di riferimento della sezione trasversale, dalla forma della sezione trasversale, e dalle condizioni del flusso alle due estremità della struttura o dell'elemento. Si distinguono in particolare due casi: il primo comprende le situazioni in cui il flusso è libero (ad esempio per assenza di vincoli) o poco impedito (ad esempio nel caso dei nodi ordinari non vincolati delle travi reticolari) ad almeno un'estremità; il secondo comprende le situazioni in cui il flusso è sostanzialmente contrastato ad entrambe le estremità (ad esempio nel caso di elementi vincolati a grosse piastre o a pareti).

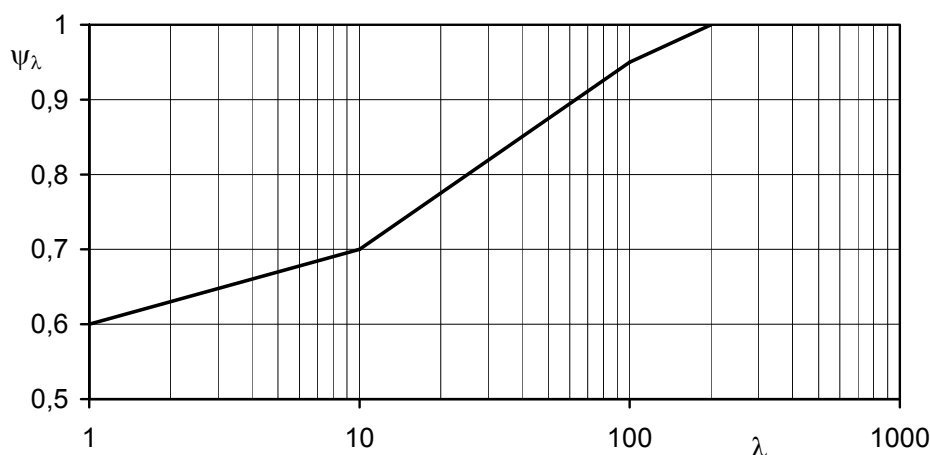


Figura G.53 – Coefficiente di snellezza ψ_λ .

Tabella G.XIX – Snellezza effettiva λ .

Lunghezza L (m)	Flusso libero ad almeno un'estremità		Flusso confinato ad entrambe le estremità
	Sezione a spigoli vivi	Sezione circolare	
$L \leq 20$ m	$\lambda = 2 \cdot L/l$	$\lambda = L/l$	$\lambda = L/l \geq 70$
$20 \text{ m} \leq L \leq 50$ m	$\lambda = (2,4 - 0,02 \cdot L) \cdot L/l$	$\lambda = (1,2 - 0,01 \cdot L) \cdot L/l$	$\lambda = (1,2 - 0,01 \cdot L) \cdot L/l$ $\lambda \geq 70$
$50 \text{ m} \leq L$	$\lambda = 1,4 \cdot L/l$	$\lambda = 0,7 \cdot L/l$	$\lambda = 0,7 \cdot L/l \geq 70$

G.11 Impalcati da ponte

Il flusso che si instaura nell'intorno di un impalcato da ponte, e la conseguente distribuzione della pressione esercitata dal vento sulla superficie dell'impalcato, costituiscono fenomeni molto complessi, fortemente dipendenti dalla forma dell'impalcato e dei suoi elementi (ad esempio schermi,

barriere e New Jersey), dalla presenza e dalla distanza di un eventuale impalcato affiancato, dalla presenza e dalla distribuzione di veicoli o convogli in transito. La letteratura tecnico-scientifica su questa materia è tuttora carente di dati sperimentali e di criteri di calcolo applicabili, in termini generali e con sufficiente confidenza, in sede di progetto e/o di verifica.

In assenza di analisi e valutazioni specifiche più approfondite, i criteri forniti dal presente paragrafo vanno quindi interpretati come pure indicazioni preliminari, generalmente a favore di sicurezza; in nessun caso essi rappresentano richieste vincolanti. Sono applicabili a impalcati da ponte a sezione costante lungo la linea d'asse, limitatamente ai tipi riportati in Figura G.54, per ponti a luce singola o multipla, purché di lunghezza non superiore a 200 m.

Si considerano esclusi da questo paragrafo altri tipi di ponti quali i ponti ad arco, i ponti sospesi o strallati, i ponti coperti o mobili, i ponti con curvature planimetriche significative e i ponti costituiti da più impalcati affiancati non riconducibili al semplice schema illustrato nel paragrafo G.11.2. Per tutti questi tipi strutturali occorre sviluppare specifiche e mirate valutazioni.

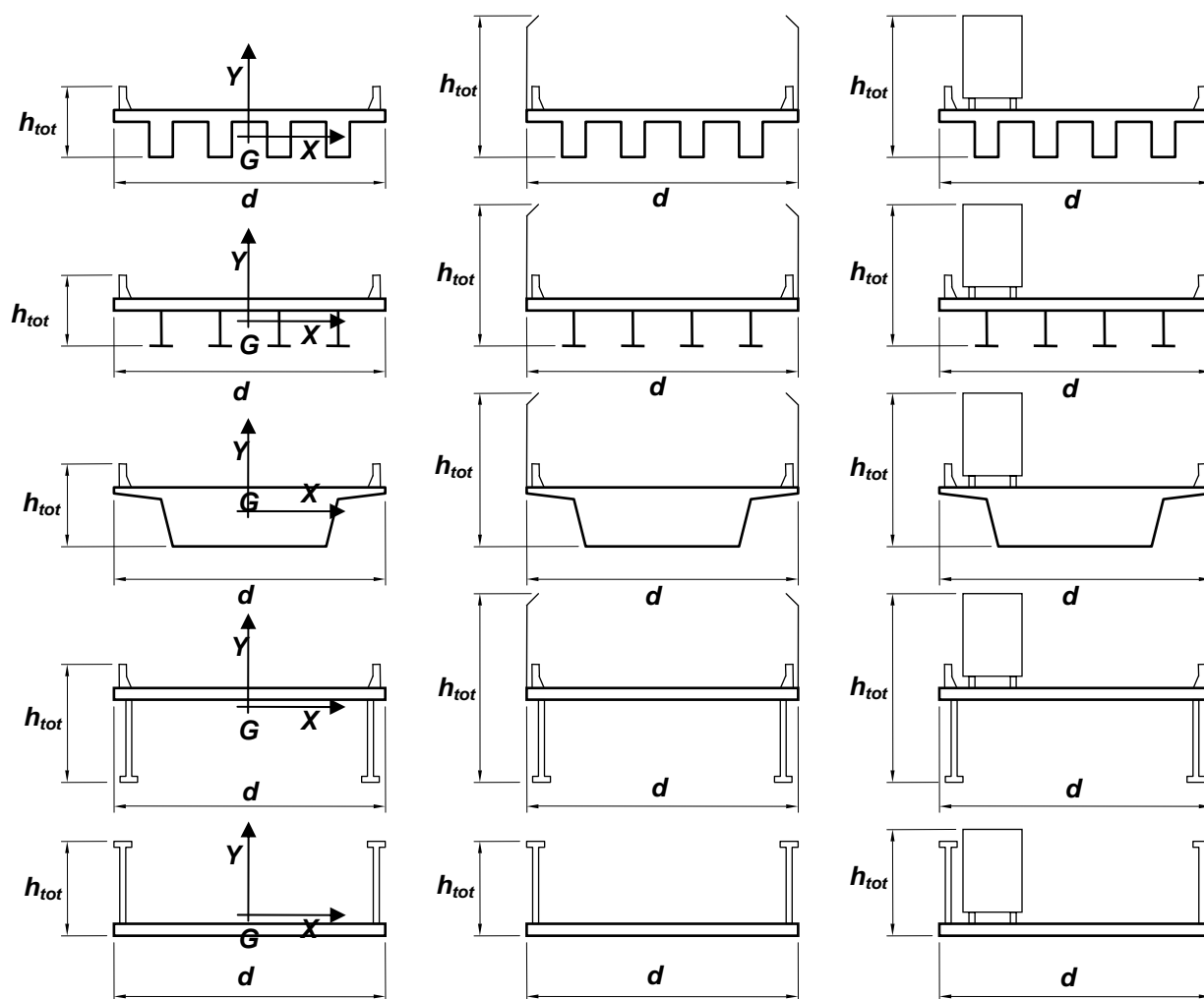


Figura G.54 – Tipi di impalcati da ponte trattati nel presente paragrafo: gli ultimi due casi si riferiscono sia a travi ad anima piena sia a travi reticolari.

Nel caso di ponti stradali, in presenza di traffico, si assume che l'ingombro della sagoma dei veicoli in transito abbia un'altezza pari a 3 m lungo tutto lo sviluppo del ponte.

Nel caso di ponti ferroviari, in presenza di traffico, si assume che l'ingombro della sagoma dei convogli in transito abbia un'altezza pari a 4 m lungo tutto lo sviluppo del ponte.

Quando l'azione del vento è assunta simultanea alla presenza di veicoli o convogli in transito, essa va scalata mediante opportuni coefficienti parziali, che tengano in conto la probabilità di occorrenza simultanea del vento di progetto e della presenza di traffico veicolare o ferroviario.

Il paragrafo G.11.1 tratta il caso dell'impalcato isolato. Il paragrafo G.11.2 tratta il caso di una coppia di impalcati affiancati di forma simile.

G.11.1 Impalcato isolato

Ammettendo che il vento agisca in direzione prevalentemente orizzontale e ortogonalmente all'asse dell'impalcato, esso esercita nel piano della sezione un sistema di azioni aerodinamiche per unità di lunghezza riconducibili a una forza parallela alla direzione del vento, f_X , a una forza verticale, f_Y , e ad un momento intorno alla linea d'asse, m_Z (Figura G.54, Eq. (3.14), paragrafo 3.3.4). Tali azioni sono quantificate mediante una coppia di coefficienti di forza, c_{fX} e c_{fY} , e mediante un coefficiente di momento, c_{mZ} .

In mancanza di valutazioni più accurate, i coefficienti di forza e di momento per unità di lunghezza sono forniti dalle relazioni (Figura G.55):

$$c_{fX} = \begin{cases} \frac{1,85}{d/h_{tot}} - 0,10 & 2 \leq d/h_{tot} \leq 5 \\ \frac{1,35}{d/h_{tot}} & d/h_{tot} > 5 \end{cases} \quad (\text{G.24a})$$

$$c_{fY} = \begin{cases} \pm \left(0,7 + 0,1 \frac{d}{h_{tot}} \right) & 0 \leq d/h_{tot} \leq 5 \\ \mp 1,2 & d/h_{tot} > 5 \end{cases} \quad (\text{G.24b})$$

$$c_{mZ} = \pm 0,2 \quad (\text{G.24c})$$

dove:

d è la larghezza dell'impalcato nella direzione del vento (Figura G.54);

h_{tot} è l'altezza totale d'ingombro dell'impalcato (Figura G.54).

L'Eq. (G.24a) e la Figura G.55 sono applicabili per valori $d/h_{tot} \geq 2$; per valori $d/h_{tot} < 2$, si può fare riferimento ai coefficienti di azione per unità di lunghezza relativi a strutture snelle ed elementi allungati a sezione rettangolare (paragrafo G.10.3).

Le azioni aerodinamiche f_X , f_Y e m_Z si considerano di norma simultanee e combinate con i segni che producono gli effetti più onerosi.

In presenza di traffico, l'altezza h_{tot} deve comprendere la sagoma di veicoli o convogli in transito. In assenza di traffico, l'altezza h_{tot} deve comprendere la presenza di eventuali arredi permanenti (ad esempio le barriere guard-rails e i New Jersey).

La dimensione di riferimento l è pari alla larghezza d dell'impalcato (Figura G.54).

L'altezza di riferimento \bar{z} è pari al massimo valore della quota del centro dell'impalcato rispetto al punto più basso del suolo sottostante, incrementato di $h_{tot}/2$.

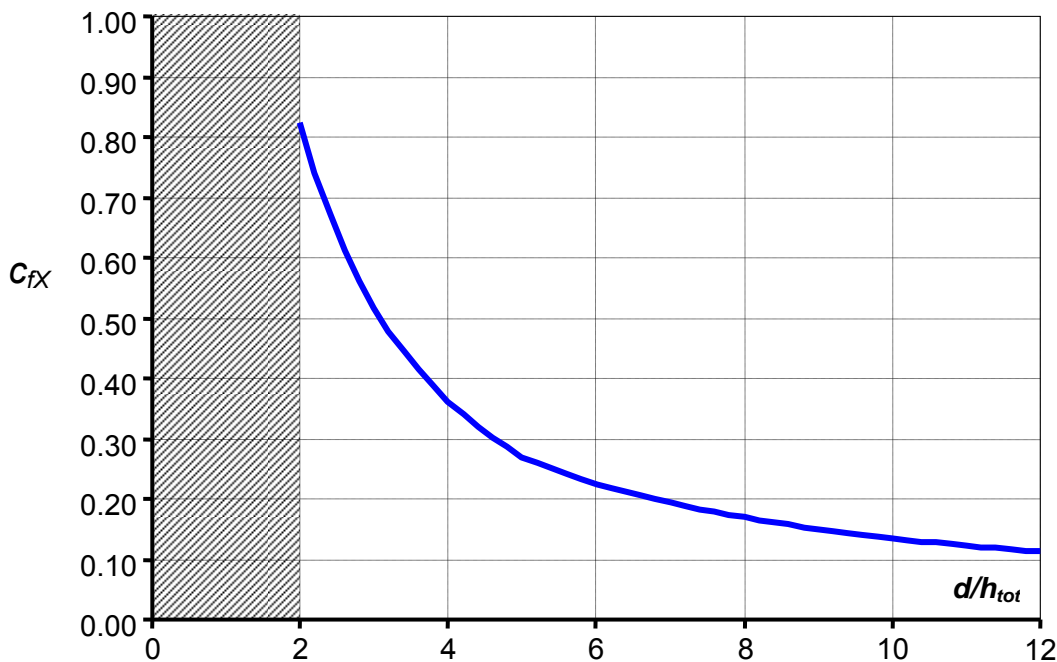


Figura G.55 – Valori del coefficiente c_{fx} .

G.11.2 Impalcati affiancati

Nel caso di impalcati affiancati di forma simile (Figura G.56), possono insorgere effetti rilevanti di interferenza. La letteratura tecnica su questo argomento è tuttora scarsa e frammentaria. In assenza di analisi più dettagliate, in prima approssimazione, si possono utilizzare le indicazioni riportate nel seguito.

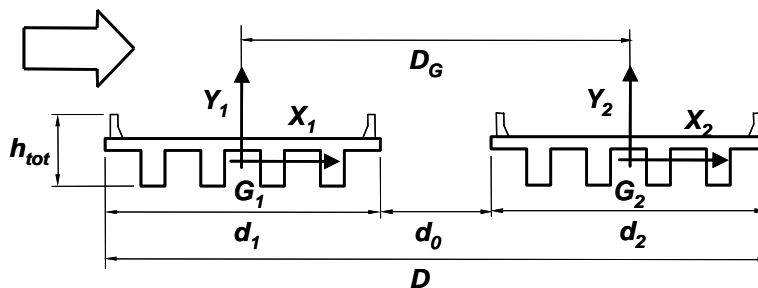


Figura G.56 – Dimensioni di riferimento per impalcati affiancati.

Ai fini della valutazione delle azioni del vento sugli impalcati si distinguono tre situazioni:

a) Se la spaziatura fra gli impalcati soddisfa la condizione (Figura G.56):

$$\frac{d_0}{\max \{d_1, d_2\}} \geq \frac{1}{4} \quad (\text{G.25})$$

le azioni del vento su ciascun impalcato sono valutate trattando tali impalcati come se fossero isolati (paragrafo G.11.1).

b) Se la spaziatura fra gli impalcati non soddisfa la condizione in Eq. (G.25), e i due impalcati sono indipendenti strutturalmente (eventualmente con l'eccezione dei collegamenti presso le pile e/o le spalle), le azioni del vento su ciascun impalcato sono valutate utilizzando la seguente procedura:

1. si valutano le azioni del vento su ciascun impalcato come se questo fosse isolato (paragrafo G.11.1); tali azioni sono indicate con f_{X1} , f_{Y1} e m_{Z1} ;
2. si valutano le azioni del vento trattando l'insieme dei due impalcati come un unico impalcato di larghezza totale D (paragrafo G.11.1); tali azioni sono indicate con f_{X2} , f_{Y2} e m_{Z2} ;
3. le azioni del vento su ciascun impalcato sono fornite dalle espressioni:

$$f_X = \max \begin{cases} f_{X1} \\ 0,75 \cdot f_{X2} \end{cases} \quad (\text{G.26a})$$

$$f_Y = \pm \max \begin{cases} |f_{Y1}| \\ 0,5 \cdot |f_{Y2}| + \frac{|m_{Z2}| - |m_{Z1}|}{D_G} \end{cases} \quad (\text{G.26b})$$

$$m_Z = m_{Z1} \quad (\text{G.26c})$$

dove D_G è la distanza tra i baricentri dei due impalcati (Figura G.56).

c) Se la spaziatura fra gli impalcati non soddisfa la condizione in Eq. (G.25), e i due impalcati sono collegati strutturalmente (in forma continua o discreta mediante traversi), la forza in direzione del vento f_X è pari al valore maggiore tra la forza valutata trattando l'insieme dei due impalcati come un unico impalcato di larghezza totale D (Figura G.56) e la forza valutata considerando il solo impalcato sopravento come isolato; la forza verticale f_Y e il momento torcente m_Z sono valutati trattando l'insieme dei due impalcati come un unico impalcato di larghezza totale D (paragrafo G.11.1).

Ai fini della valutazione delle azioni complessive trasmesse dai due impalcati a strutture di supporto comuni (ad esempio pile o spalle del ponte comuni ad entrambi gli impalcati), si può procedere nel modo seguente. Nei casi a) e c) sopra illustrati, le azioni trasmesse dagli impalcati alle strutture comuni sono la risultante delle azioni esercitate dal vento sugli impalcati affiancati. Nel caso b) tali azioni sono valutate applicando il criterio di cui al punto c).

G.12 Coefficienti di attrito

I coefficienti di attrito c_f da utilizzare nell'Eq. (3.15) (paragrafo 3.3.5) sono forniti in Tabella G.XX.

Tabella G.XX – Coefficienti di attrito.

Superficie	c_f
Acciaio, calcestruzzo liscio	0,01
Calcestruzzo ruvido, superfici catramate	0,02
Superfici ondulate	0,04

Per le superfici appartenenti a elementi piani dai quali il flusso non si separa (ad esempio i tabelloni e le tettoie), l'area di riferimento coincide con l'area della superficie (Figura G.56). Nel caso di superfici appartenenti ad elementi esposti ad un flusso separato (ad esempio le coperture e le pareti laterali degli edifici), l'area di riferimento è pari alla sola porzione di superficie su cui il flusso risulta attaccato; in particolare si assume che l'area A_r soggetta alla forza di attrito sia ubicata nella parte sottovento dell'edificio e abbia una distanza dal fronte esposto al vento, nella direzione del flusso, pari al minimo tra i valori $2b$ e $4h$ (Figura G.57).

L'altezza di riferimento per la forza di attrito è pari alla quota più alta della superficie considerata, $\bar{z}=h$ (Figura G.57).

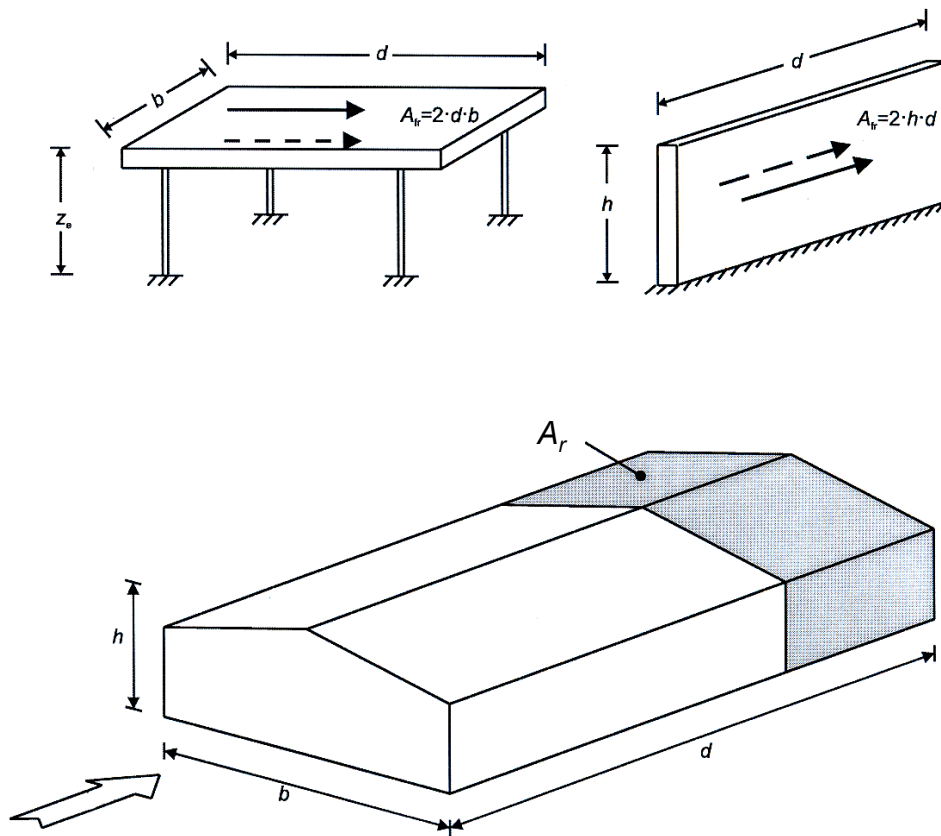


Figura G.57 – Area di riferimento per il calcolo delle forze di attrito.

Appendice H COEFFICIENTI AERODINAMICI LOCALI E DETTAGLIATI

H.1 Introduzione

La presente Appendice fornisce i valori dei coefficienti adimensionali necessari per trasformare la pressione cinetica del vento (paragrafo 3.2) in azioni aerodinamiche locali e/o dettagliate sugli edifici (regolari e non) e sulle tettoie.

Tanto per gli edifici quanto per le tettoie, tali valori possono essere usati per quantificare la pressione locale sugli elementi strutturali e non strutturali di limitata estensione, ad esempio per la valutazione delle azioni del vento su singole membrature, su elementi di rivestimento o su loro fissaggi.

Inoltre, limitatamente agli edifici, essi possono essere usati come alternativa ai valori riportati in Appendice G quando, utilizzando le espressioni delle azioni aerodinamiche fornite nel paragrafo 3.3, si voglia descrivere in maggiore dettaglio il campo di pressione causato dall'azione del vento; in questo caso i valori riportati in Appendice G sono ricavati da quelli riportati nella presente Appendice H, con l'obiettivo di fornire una definizione semplificata, e generalmente a favore di sicurezza, del campo di pressione o di forza.

I valori riportati nella presente Appendice fanno riferimento a direzioni Θ di incidenza del vento ortogonali alle facce principali delle costruzioni; tali direzioni sono di volta in volta indicate con $\Theta = 0^\circ$, $\Theta = 90^\circ$ e $\Theta = 270^\circ$. In realtà i valori forniti rappresentano quelli maggiormente sfavorevoli, per un campo di direzioni $\Delta\Theta = \pm 45^\circ$ rispetto alla direzione di riferimento.

I paragrafi seguenti riportano una rassegna di coefficienti aerodinamici relativi a:

- edifici a pianta rettangolare regolari in elevazione (paragrafo H.2);
- edifici a pianta non rettangolare o irregolari in elevazione (paragrafo H.3);
- tettoie a pianta rettangolare (paragrafo H.4).

Per i tipi strutturali e per le geometrie non considerate in questa Appendice si rimanda alla letteratura tecnica specializzata o alla sperimentazione in galleria del vento (Appendice Q).

H.2 Edifici a pianta rettangolare regolari in elevazione

H.2.1 Generalità

Il presente paragrafo riporta i coefficienti di pressione esterna per le pareti e le coperture di edifici a pianta rettangolare, regolari in elevazione.

I coefficienti di pressione esterna dipendono, oltre che dalla forma dell'edificio e dalla direzione del vento, dall'estensione dell'area alla quale si riferiscono. I paragrafi successivi riportano i coefficienti di pressione per aree di riferimento rispettivamente pari a 1 m^2 e a 10 m^2 ; i relativi valori vengono indicati con $c_{pe,1}$ e $c_{pe,10}$. I coefficienti di pressione esterna relativi ad aree di riferimento diverse possono essere valutati utilizzando lo schema riportato in Tabella H.I.

Tabella H.I – Coefficienti di pressione in funzione dell'estensione dell'area investita A .

Area	Coefficiente di pressione esterna
$A \leq 1 \text{ m}^2$	$c_{pe} = c_{pe,1}$
$1 \text{ m}^2 < A < 10 \text{ m}^2$	$c_{pe} = c_{pe,1} - (c_{pe,1} - c_{pe,10}) \cdot \log_{10}(A)$
$A \geq 10 \text{ m}^2$	$c_{pe} = c_{pe,10}$

I valori di $c_{pe,1}$ sono generalmente impiegati nel calcolo delle azioni aerodinamiche su piccoli elementi di rivestimento e sui relativi fissaggi (elementi di facciata, componenti di coperture, etc.). I valori di $c_{pe,10}$ (indicati nell'Appendice G semplicemente con c_{pe}), sono utilizzati in tutti i casi in cui la rappresentazione del campo di pressione sulla costruzione può essere effettuata in maniera meno dettagliata, ad esempio nella valutazione delle azioni globali su porzioni estese di edifici o delle risultanti delle azioni indotte dal vento sugli elementi principali della struttura.

Per le sporgenze di gronda si applica il criterio seguente (Figura H.1):

- il coefficiente di pressione sulla faccia inferiore della gronda è pari al valore del coefficiente di pressione della zona della parete verticale immediatamente al di sotto della gronda;
- il coefficiente di pressione sulla faccia superiore della gronda è pari al coefficiente di pressione della zona della copertura superiore a contatto con la gronda stessa.

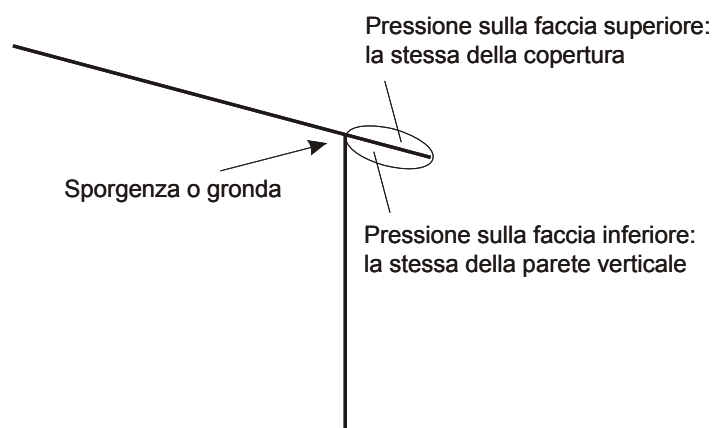


Figura H.1 – Pressione su gronde e su sporgenze di coperture.

H.2.2. Pareti

Le pareti laterali degli edifici a pianta rettangolare (Figura H.2) vanno divise in zone secondo gli schemi indicati nelle Figure H.3 e H.4. I coefficienti di pressione esterna relativi a ciascuna zona sono riportati in Tabella H.II in funzione del rapporto h/d , essendo h l'altezza dell'edificio e d la dimensione in pianta parallela alla direzione del flusso incidente. Per valori intermedi del rapporto h/d si può adottare un'interpolazione lineare.

Nel caso di edifici particolarmente snelli, il cui rapporto h/d sia maggiore di 5, occorre fare riferimento alle indicazioni riportate nel paragrafo G.10 (strutture snelle ed elementi strutturali allungati). In questo caso, diversamente dalle prescrizioni riportate nel presente paragrafo, le azioni del vento sono espresse in termini di forze per unità di lunghezza.

Il valore del parametro geometrico e che compare in Figura H.4 è pari al minimo tra b e $2 \cdot h$:

$$e = \min \begin{cases} b \\ 2 \cdot h \end{cases} \quad (\text{H.1})$$

dove b è la dimensione in pianta perpendicolare alla direzione del flusso incidente (Figura H.2).

L'altezza di riferimento \bar{z}_e può essere valutata secondo quanto riportato nei paragrafi G.2.2.1 e G.2.2.2.

Nei casi in cui la forze globali sull'edificio siano valutate come la somma delle forze agenti sulla faccia sopravvento e sulla faccia sottovento, l'effetto della non perfetta correlazione tra le due azioni

può essere tenuto in conto riducendo i valori di entrambi i coefficienti di pressione attraverso un coefficiente moltiplicativo ψ pari a:

$$\psi = \begin{cases} 0,85 & \text{per } h/d \leq 1 \\ 0,0375 \cdot h/d + 0,8125 & \text{per } 1 < h/d \leq 5 \end{cases} \quad (\text{H.2})$$

La presenza di azioni torcenti che possano nascere quando il flusso non incida lungo un'asse di simmetria, a causa delle fluttuazioni della pressione sulle facce laterali o della non perfetta correlazione della pressione che agisce sulla faccia sopravento può essere tenuta in conto applicando il criterio fornito al paragrafo G.2.2.3.

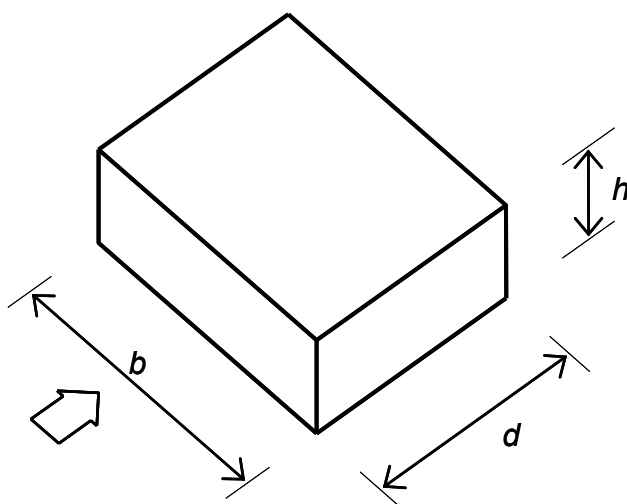


Figura H.2 – Parametri caratteristici di edifici a pianta rettangolare.

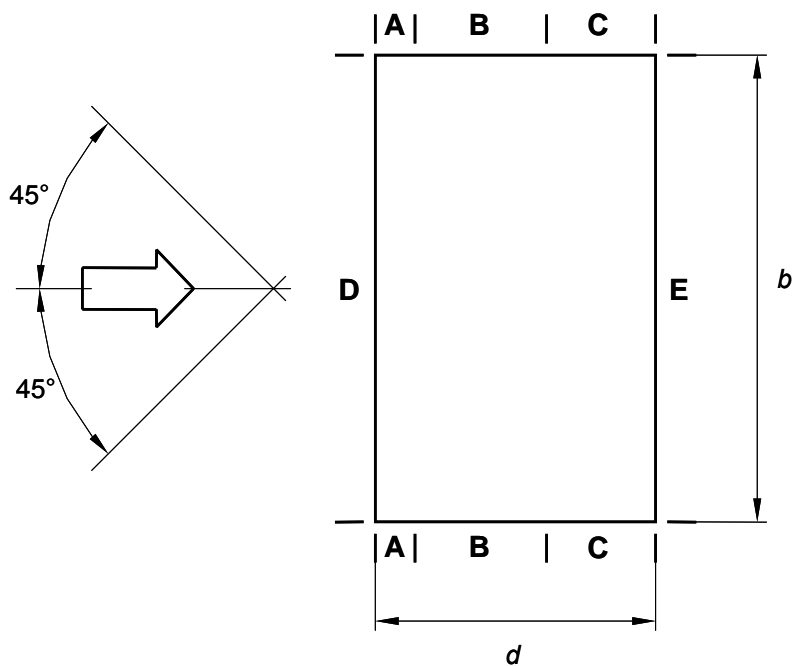


Figura H.3 – Suddivisione delle pareti verticali di edifici a pianta rettangolare in zone di uguale pressione (pianta).

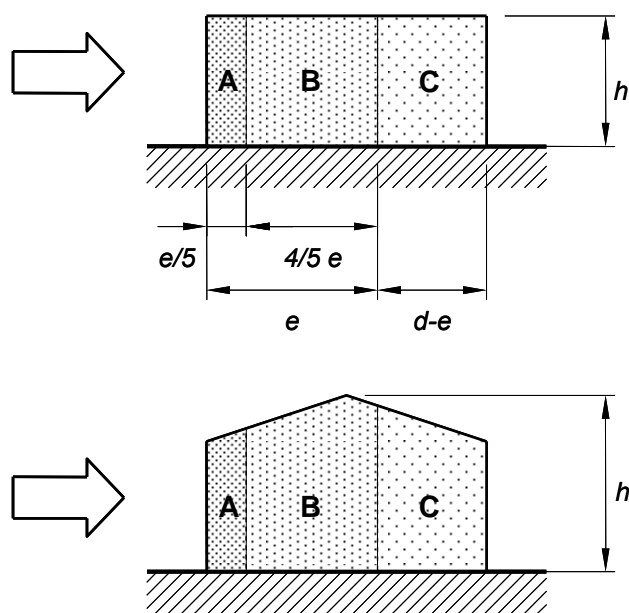


Figura H.4 – Suddivisione delle pareti verticali di edifici a pianta rettangolare in zone di uguale pressione (prospetto).

Tabella H.II – Coefficienti di pressione per le pareti verticali di edifici a pianta rettangolare.

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	
$\leq 0,25$	-1,2	-1,4	-0,8	-1,1	-0,5		+0,7	+1,0	-0,3	

H.2.3 Coperture

H.2.3.1 Coperture piane

Si considerano piane le coperture la cui inclinazione α sull'orizzontale sia compresa tra -5° e $+5^\circ$.

La copertura va divisa in zone omogenee secondo gli schemi indicati nelle Figure H.5 e H.6. I coefficienti di pressione esterna relativi a ciascuna zona sono riportati nella Tabella H.III.

Il valore del parametro geometrico e che compare in Figura H.5 è pari al minimo tra b e $2 \cdot h$:

$$e = \min \begin{cases} b \\ 2 \cdot h \end{cases} \quad (\text{H.3})$$

L'altezza di riferimento \bar{z}_e per le coperture piane (Figura H.6) è pari alla quota massima h della copertura stessa. Nel caso di coperture con parapetti, l'altezza di riferimento è pari a $\bar{z}_e = h + h_p$, essendo h_p l'altezza dei parapetti; l'azione del vento sul parapetto va valutata facendo riferimento alle indicazioni riportate nel paragrafo G.5.

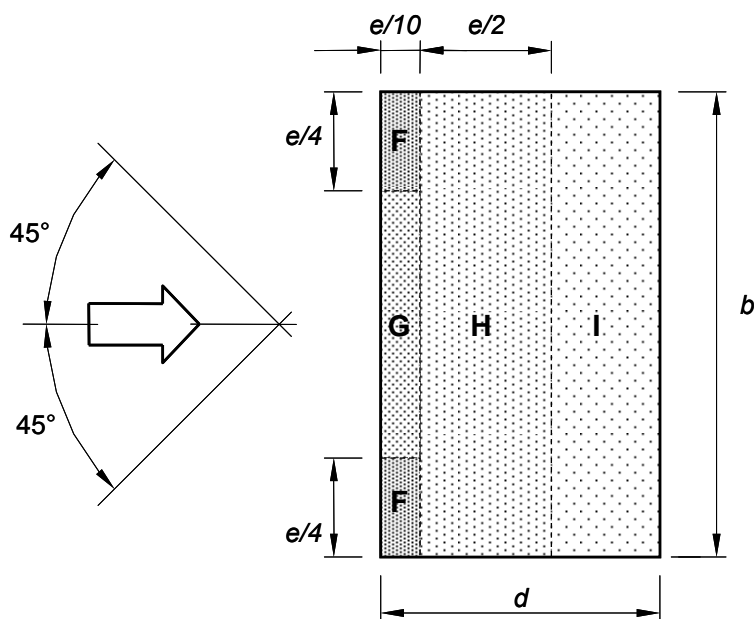


Figura H.5 – Suddivisione delle coperture piane in zone di uguale pressione.

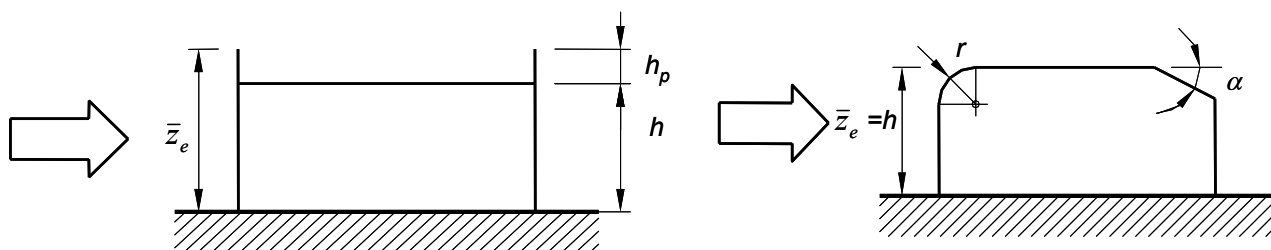


Figura H.6 – Altezza di riferimento per coperture piane con parapetti o raccordi (curvi e piani).

Tabella H.III – Coefficienti di pressione per coperture piane.

		Zona							
		F		G		H		I	
		$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$
Spigoli vivi		-1,8	-2,5	-1,2	-2,0	-0,7	-1,2	$\pm 0,2$	
Con parapetti	$h_p/h = 0,025$	-1,6	-2,2	-1,1	-1,8	-0,7	-1,2	$\pm 0,2$	
	$h_p/h = 0,05$	-1,4	-2,0	-0,9	-1,6	-0,7	-1,2		
	$h_p/h = 0,10$	-1,2	-1,8	-0,8	-1,4	-0,7	-1,2		
Raccordi curvi	$r/h = 0,05$	-1,0	-1,5	-1,2	-1,8	-0,4		$\pm 0,2$	
	$r/h = 0,10$	-0,7	-1,2	-0,8	-1,4	-0,3			
	$r/h = 0,20$	-0,5	-0,8	-0,5	-0,8	-0,3			
Raccordi piani	$\alpha = 30^\circ$	-1,0	-1,5	-1,0	-1,5	-0,3		$\pm 0,2$	
	$\alpha = 45^\circ$	-1,2	-1,8	-1,3	-1,9	-0,4			
	$\alpha = 60^\circ$	-1,3	-1,9	-1,3	-1,9	-0,5			

Nella zona I, vanno considerate entrambe le condizioni di carico relative a valori positivi e negativi del coefficiente di pressione.

Per coperture con parapetti, si può utilizzare un'interpolazione lineare per i valori intermedi del rapporto h_p/h .

Per coperture con bordi curvi, si può usare un'interpolazione lineare per i valori intermedi del rapporto r/h , essendo r il raggio di curvatura; inoltre, nelle zone curve, si può usare un'interpolazione lineare, lungo lo sviluppo della curva, tra il valore relativo alla parete verticale e quello relativo alla copertura.

Per coperture con raccordi piani, si può utilizzare un'interpolazione lineare per i valori intermedi dell'angolo α compresi tra 30° e 45° e tra 45° e 60° ; per valori di α maggiori di 60° , si può utilizzare un'interpolazione lineare tra il valore relativo ad $\alpha = 60^\circ$ e quello relativo alla copertura con spigoli vivi. Nella zona di raccordo, si applicano i valori dei coefficienti di pressione riportati al paragrafo H.2.3.3 (coperture a doppia falda, valori per $\Theta = 0^\circ$), relativamente alle due fasce F e G ed al valore dell'angolo α di inclinazione di tale zona.

H.2.3.2 Coperture a semplice falda

Le coperture a semplice falda inclinate dell'angolo α (Figura H.7) vanno suddivise in zone omogenee secondo lo schema indicato in Figura H.8. I coefficienti di pressione esterna relativi a ciascuna zona sono riportati nelle Tabelle H.IVa e H.IVb.

Il valore del parametro geometrico e che compare in Figura H.8 è pari al minimo tra b e $2 \cdot h$:

$$e = \min \begin{cases} b \\ 2 \cdot h \end{cases} \quad (\text{H.4})$$

L'altezza di riferimento per le coperture inclinate a semplice falda (Figura H.7) è pari alla quota massima della copertura stessa, $\bar{z}_e = h$.

Per le falde con inclinazione $-5^\circ \leq \alpha \leq +5^\circ$ occorre fare riferimento al caso di copertura piana.

Nella zona $5^\circ \leq \alpha \leq 45^\circ$ il valore della pressione può cambiare rapidamente da valori negativi a valori positivi, per cui sono forniti valori dei coefficienti di pressione con entrambi i segni; a seconda delle situazioni di volta in volta esaminate, è quindi necessario applicare la condizione di carico che conduce alle situazioni più gravose per la struttura o l'elemento considerato.

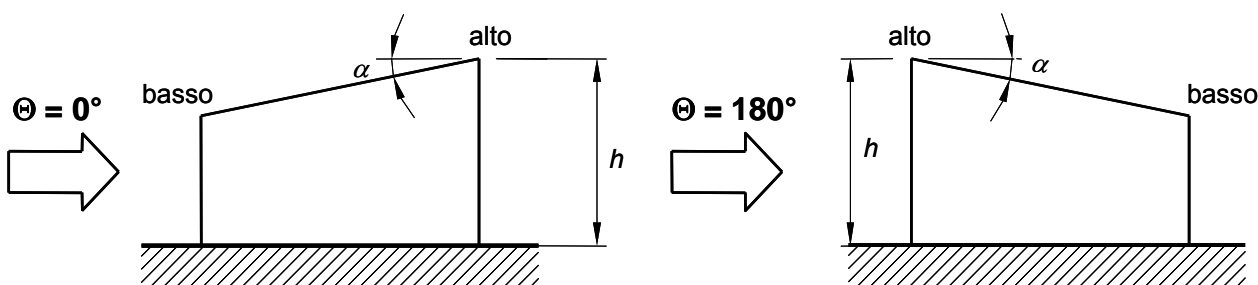


Figura H.7 – Schema di riferimento per coperture a semplice falda.

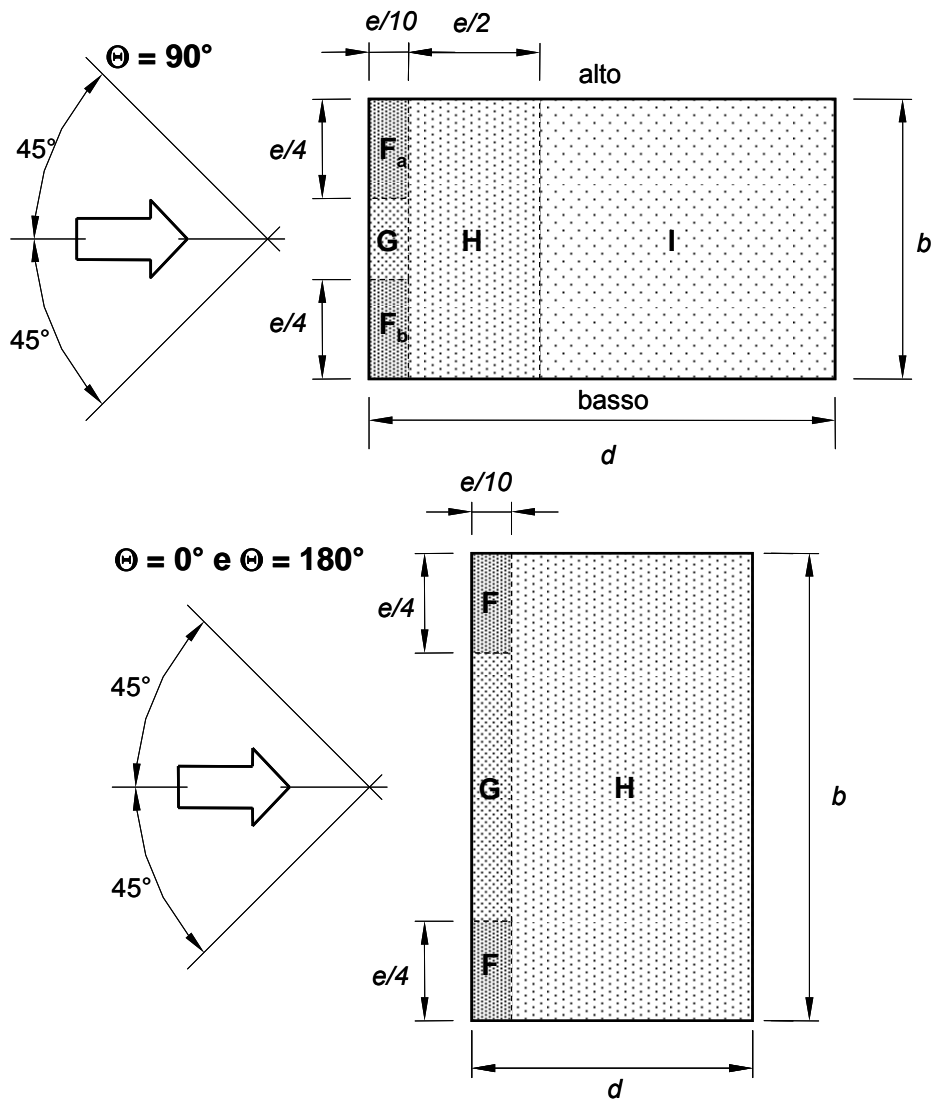


Figura H.8 – Suddivisione delle coperture a semplice falda in zone di uguale pressione.

Tabella H.IVa – Coefficienti di pressione per coperture a semplice falda ($\Theta = 0^\circ$ e $\Theta = 180^\circ$).

α	Direzione del vento $\Theta = 0^\circ$						Direzione del vento $\Theta = 180^\circ$					
	F		G		H		F		G		H	
	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$
5°	-1,7	-2,5	-1,2	-2,0	-0,6	-1,2	-2,3	-2,5	-1,3	-2,0	-0,8	-1,2
	0		0		0							
15°	-0,9	-2,0	-0,8	-1,5	-0,3		-2,5	-2,8	-1,3	-2,0	-0,9	-1,2
	+0,2		+0,2		+0,2							
30°	-0,5	-1,5	-0,5	-1,5	-0,2		-1,1	-2,3	-0,8	-1,5	-0,8	
	+0,7		+0,7		+0,4							
45°	0		0		0		-0,6	-1,3	-0,5		-0,7	
	+0,7		+0,7		+0,6							
60°	+0,7		+0,7		+0,7		-0,5	-1,0	-0,5		-0,5	
75°	+0,8		+0,8		+0,8		-0,5	-1,0	-0,5		-0,5	

Tabella H.IVb – Coefficienti di pressione per coperture a semplice falda ($\Theta = 90^\circ$).

α	Direzione del vento $\Theta = 90^\circ$									
	F _a		F _b		G		H		I	
	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$
5°	-2,1	-2,6	-2,1	-2,4	-1,8	-2,0	-0,6	-1,2	-0,5	
15°	-2,4	-2,9	-1,6	-2,4	-1,9	-2,5	-0,8	-1,2	-0,7	-1,2
30°	-2,1	-2,9	-1,3	-2,0	-1,5	-2,0	-1,0	-1,3	-0,8	-1,2
45°	-1,5	-2,4	-1,3	-2,0	-1,4	-2,0	-1,0	-1,3	-0,9	-1,2
60°	-1,2	-2,0	-1,2	-2,0	-1,2	-2,0	-1,0	-1,3	-0,7	-1,2
75°	-1,2	-2,0	-1,2	-2,0	-1,2	-2,0	-1,0	-1,3	-0,5	

E' possibile utilizzare un'interpolazione lineare per valori intermedi dell'angolo α , purché questa sia fatta fra valori corrispondenti di segno non opposto.

H.2.3.3 Coperture a doppia falda

Le coperture a doppia falda inclinate dello stesso angolo α (Figura H.9) vanno suddivise in zone omogenee secondo lo schema indicato nelle Figure H.10a e H.10b. I coefficienti di pressione esterna relativi a ciascuna zona sono riportati nelle Tabelle H.Va e H.Vb.

Il valore del parametro geometrico e che compare in Figura H.9 è pari al minimo tra b e $2 \cdot h$:

$$e = \min \begin{cases} b \\ 2 \cdot h \end{cases} \quad (\text{H.5})$$

L'altezza di riferimento per le coperture inclinate a doppia falda (Figure H.9) è pari alla quota massima della copertura stessa, $\bar{z}_e = h$.

Per le inclinazioni $-5^\circ \leq \alpha \leq +5^\circ$ occorre fare riferimento al caso di copertura piana.

Nella zona $5^\circ \leq \alpha \leq 45^\circ$ il valore della pressione può cambiare rapidamente da negativi a positivi, per cui sono forniti valori dei coefficienti di pressione con entrambi i segni; a seconda delle situazioni di volta in volta esaminate, è quindi necessario applicare la condizione di carico che conduce alle situazioni più gravose per la struttura o l'elemento considerato.

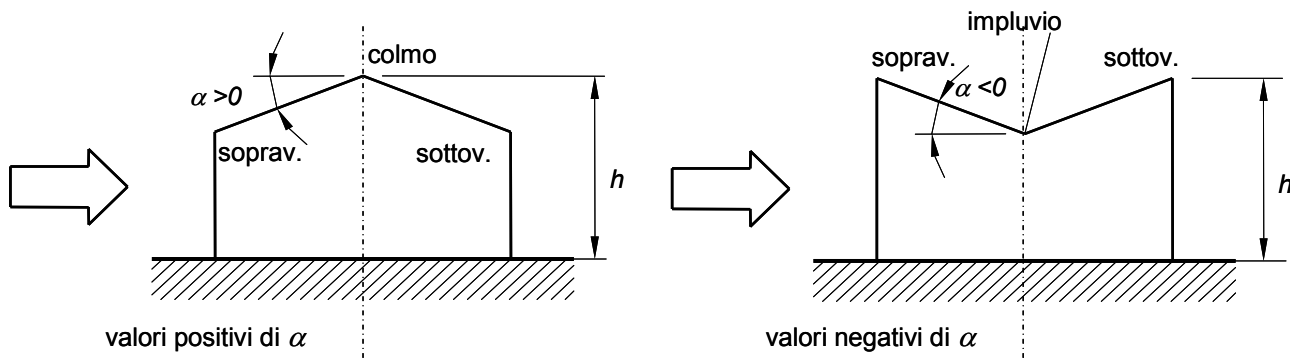


Figura H.9 – Schema di riferimento per coperture a doppia falda.

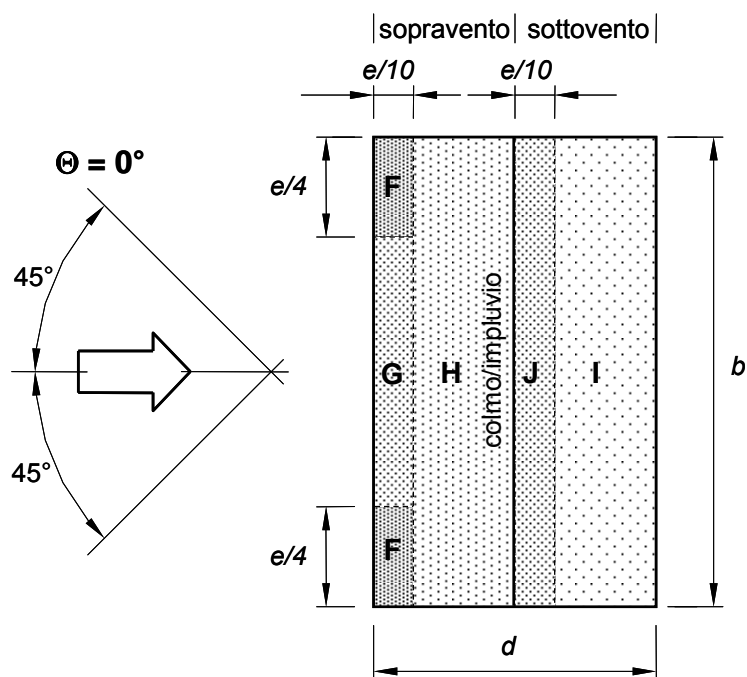


Figura H.10a – Suddivisione delle coperture a doppia falda in zone di uguale pressione: vento in direzione ortogonale al colmo.

Tabella H.Va – Coefficienti di pressione per coperture a doppia falda: vento in direzione ortogonale al colmo.

α	Direzione del vento $\Theta = 0^\circ$									
	F		G		H		I		J	
	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$
-45°	-0,6		-0,6		-0,8		-0,7		-1,0	-1,5
-30°	-1,1	-2,0	-0,8	-1,5	-0,8		-0,6		-0,8	-1,4
-15°	-2,5	-2,8	-1,3	-2,0	-0,9	-1,2	-0,5		-0,7	-1,2
-5°	-2,3	-2,5	-1,2	-2,0	-0,8	-1,2	-0,6		-0,6	
							+0,2		+0,2	
5°	-1,7	-2,5	-1,2	-2,0	-0,6	-1,2	-0,6		-0,6	
	0		0		0				+0,2	
15°	-0,9	-2,0	-0,8	-1,5	-0,3		-0,4		-1,0	-1,5
	+0,2		+0,2		+0,2		0		0	
30°	-0,5	-1,5	-0,5	-1,5	-0,2		-0,4		-0,5	
	+0,7		+0,7		+0,4		0		0	
45°	0		0		0		-0,2		-0,3	
	+0,7		+0,7		+0,6		0		0	
60°	+0,7		+0,7		+0,7		-0,2		-0,3	
75°	+0,8		+0,8		+0,8		-0,2		-0,3	

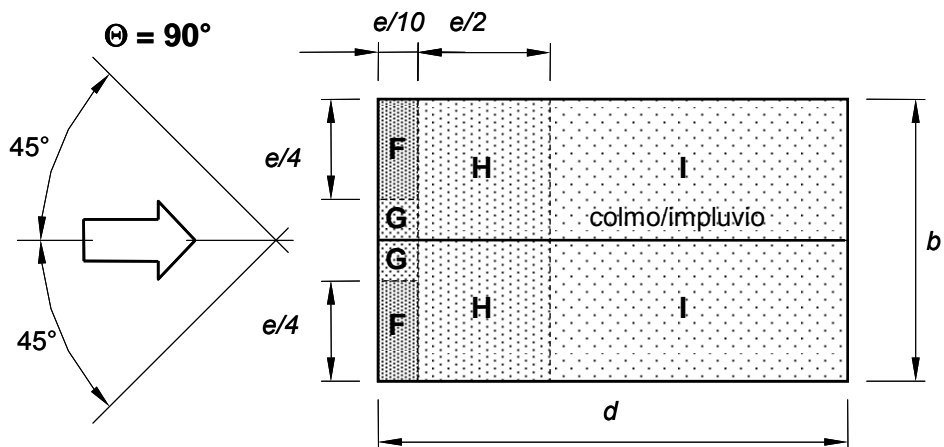


Figura H.10b – Suddivisione delle coperture a doppia falda in zone di uguale pressione: vento in direzione parallela al colmo.

Tabella H.Vb – Coefficienti di pressione per coperture a doppia falda:
vento in direzione parallela al colmo

α	Direzione del vento $\Theta = 90^\circ$							
	F		G		H		I	
	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$
-45°	-1,4	-2,0	-1,2	-2,0	-1,0	-1,3	-0,9	-1,2
-30°	-1,5	-2,1	-1,2	-2,0	-1,0	-1,3	-0,9	-1,2
-15°	-1,9	-2,5	-1,2	-2,0	-0,8	-1,2	-0,8	-1,2
-5°	-1,8	-2,5	-1,2	-2,0	-0,7	-1,2	-0,6	-1,2
5°	-1,6	-2,2	-1,3	-2,0	-0,7	-1,2	-0,6	
15°	-1,3	-2,0	-1,3	-2,0	-0,6	-1,2	-0,5	
30°	-1,1	-1,5	-1,4	-2,0	-0,8	-1,2	-0,5	
45°	-1,1	-1,5	-1,4	-2,0	-0,9	-1,2	-0,5	
60°	-1,1	-1,5	-1,2	-2,0	-0,8	-1,0	-0,5	
75°	-1,1	-1,5	-1,2	-2,0	-0,8	-1,0	-0,5	

Per la direzione del vento $\Theta = 0^\circ$, nella zona $5^\circ \leq \alpha \leq 45^\circ$ in cui è presente un doppio valore del coefficiente di pressione, occorre combinare i valori massimi e minimi relativi alle aree F, G ed H con i corrispondenti valori massimi e minimi delle aree I e J; all'interno di una stessa falda non occorre considerare condizioni di carico in cui i coefficienti di pressione assumano valori sia positivi sia negativi.

Per la direzione del vento $\Theta = 0^\circ$, nel caso di valori intermedi dell'angolo α , si può utilizzare un'interpolazione lineare, purché questa sia fatta fra valori corrispondenti di segno non opposto.

H.2.3.4 Coperture a padiglione

Le coperture a padiglione vanno suddivise in zone omogenee secondo gli schemi indicati nelle Figure H.11 e H.12. I coefficienti di pressione esterna relativi a ciascuna zona sono riportati nella Tabella H.VI.

Il valore del parametro geometrico e che compare nelle Figure H.11 e H.12 è pari al minimo tra b e $2 \cdot h$:

$$e = \min \begin{cases} b \\ 2 \cdot h \end{cases} \quad (\text{H.6})$$

L'altezza di riferimento per le coperture a padiglione (Figure H.11 e H.12) è pari alla quota massima della copertura stessa, $\bar{z}_e = h$.

Per le inclinazioni $-5^\circ \leq \alpha \leq 5^\circ$ occorre fare riferimento al caso di copertura piana.

Nella zona $5^\circ \leq \alpha \leq 45^\circ$ il valore della pressione può cambiare rapidamente da negativi a positivi, per cui sono forniti valori dei coefficienti di pressione con entrambi i segni; a seconda delle situazioni di volta in volta esaminate, è quindi necessario applicare la condizione di carico che conduce alle situazioni più gravose per la struttura o l'elemento considerato.

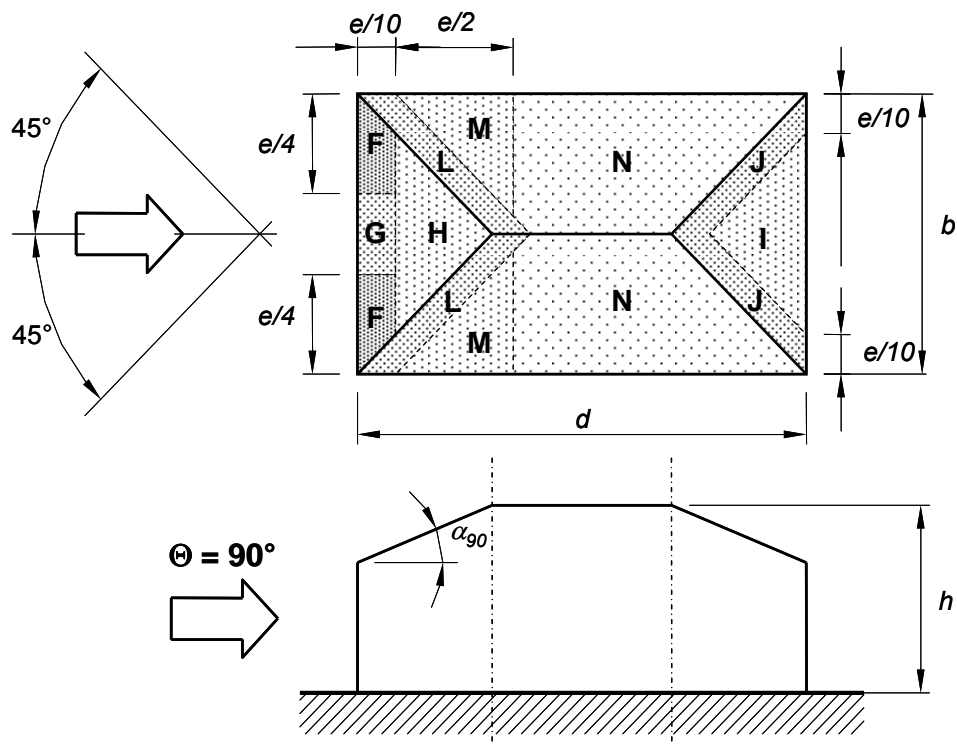


Figura H.11 – Suddivisione delle coperture a padiglione in zone di uguale pressione ($\Theta = 90^\circ$).

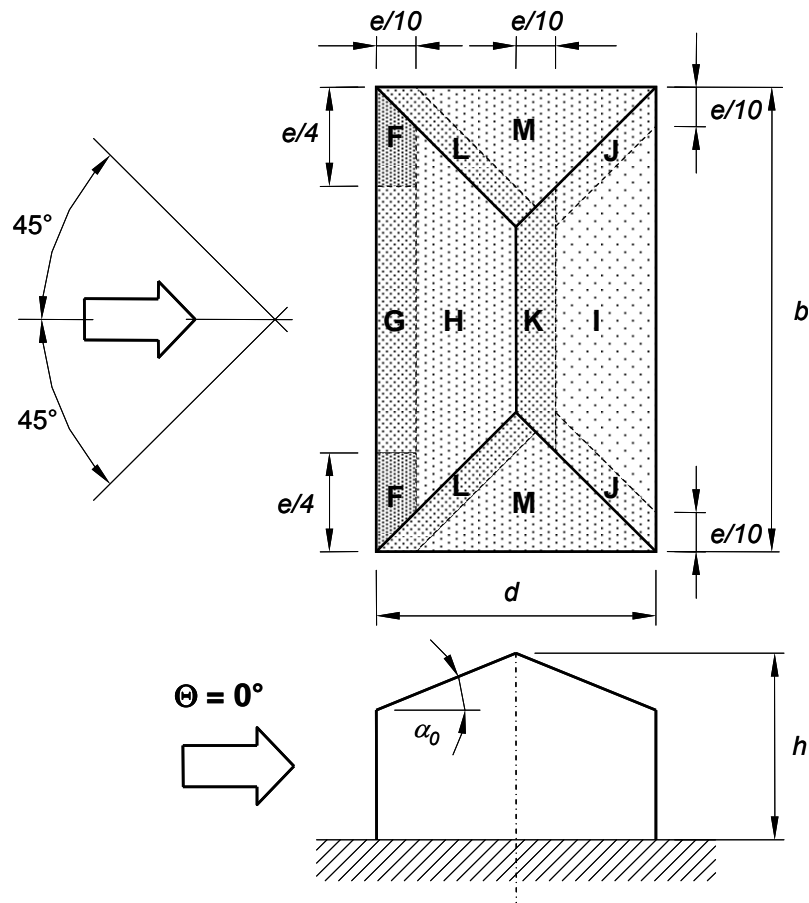


Figura H.12. – Suddivisione delle coperture a padiglione in zone di uguale pressione ($\Theta = 0^\circ$).

Tabella H.VI – Coefficienti di pressione per coperture a padiglione.

α_0 per $\Theta=0^\circ$, α_{90} per $\Theta=90^\circ$	Direzione del vento $\Theta = 0^\circ$ e $\Theta = 90^\circ$																		
	F		G		H		I		J		K		L		M		N		
	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$	
+ 5°	-1,7	-2,5	-1,2	-2,0	-0,6	-1,2	-0,3	-0,6	-0,6	-1,2	-2,0	-0,6	-1,2	-0,6	-1,2	-0,4	0	0	0
	0	0	0																
+ 15°	-0,9	-2,0	-0,8	-1,5	-0,3	-0,5	-1,0	-1,5	-1,2	-2,0	-1,4	-2,0	-0,6	-1,2	-0,3	+0,2	+0,2	+0,2	
	+0,2	+0,2	+0,2																
+ 30°	-0,5	-1,5	-0,5	-1,5	-0,2	-0,4	-0,7	-1,2	-0,5	-1,4	-2,0	-0,8	-1,2	-0,2	+0,5	+0,7	+0,4		
	+0,5	+0,7	+0,4																
+ 45°	0	0	0	0	-0,3	-0,6	-0,3	-1,3	-2,0	-0,8	-1,2	-0,2	+0,7	+0,7	+0,6				
	+0,7	+0,7	+0,6																
+ 60°	+0,7	+0,7	+0,7	+0,7	-0,3	-0,6	-0,3	-1,2	-2,0	-0,4	-0,2								
+ 75°	+0,8	+0,8	+0,8	+0,8	-0,3	-0,6	-0,3	-1,2	-2,0	-0,4	-0,2								

Per la direzione del vento $\Theta = 0^\circ$, nel caso di inclinazioni di falda $5^\circ \leq \alpha \leq 45^\circ$, ove è presente un doppio valore del coefficiente di pressione, vanno considerati due casi diversi: nel primo si adottano tutti i valori positivi dei coefficienti di pressione, nel secondo tutti i valori negativi; non occorre prendere in considerazione combinazioni di carico in cui i coefficienti di pressione assumano valori sia positivi sia negativi.

E' possibile utilizzare un'interpolazione lineare per valori intermedi dell'angolo α , purché questa sia fatta fra valori corrispondenti di segno non opposto.

I valori dei coefficienti di pressione sono sempre da valutare in funzione dell'inclinazione della falda sopravvento.

H.3 Edifici a pianta non rettangolare o irregolari in elevazione

La distribuzione della pressione esterna sugli edifici è fortemente dipendente dalla loro geometria. Pertanto, qualora non si ricada nel semplice caso degli edifici a pianta rettangolare e regolari in elevazione (paragrafi G.2 e H.2), occorre prestare attenzione ai criteri che si adottano nella scelta dei coefficienti di pressione esterna.

Per gli edifici la cui pianta presenti una geometria complessa, così come per gli edifici che presentano uno sviluppo articolato in elevazione, i valori dei coefficienti di pressione non sono quantificabili in maniera semplice; in questi casi, la loro valutazione può essere effettuata attraverso prove in galleria del vento.

In questo paragrafo vengono trattati due casi particolari di edifici irregolari. Il paragrafo H.3.1 tratta il caso di edifici regolari in elevazione, la cui pianta è costituita dalla combinazione di più elementi rettangolari. Il paragrafo H.3.2 tratta il caso di edifici a pianta rettangolare che presentino semplici forme di irregolarità in elevazione, in particolare la presenza di corpi di altezza diversa (paragrafo H.3.2.1) o di corpi arretrati (paragrafo H.3.2.2). In queste situazioni considerazioni sull'andamento del flusso e dati sperimentali disponibili consentono di dedurre criteri di carattere generale per la scelta dei coefficienti di pressione. Tali coefficienti sono definiti, attraverso regole opportune, facendo riferimento ai valori riportati nei paragrafi H.2.2 (pareti di edifici a pianta rettangolare e regolari in elevazione) e H.2.3.1 (coperture piane).

In generale, rientranze e corpi aggettanti possono creare modifiche locali del flusso che non di rado determinano zone in cui sia presente una pressione anche molto diversa da quella che si avrebbe in mancanza di tali elementi.

Prendendo come riferimento l'edificio mostrato in Figura H.2 si introduce il parametro geometrico e , pari al minimo tra b e $2 \cdot h$:

$$e = \min \begin{cases} b \\ 2 \cdot h \end{cases} \quad (\text{H.7})$$

Nel caso in cui le rientranze e gli aggetti presentino dimensioni inferiori a $e/20$, si può generalmente trascurare la presenza di tali elementi nella valutazione del campo di pressione attorno all'edificio.

Nel caso in cui le rientranze e gli aggetti presentino invece dimensioni maggiori di $e/20$, in assenza di valutazioni più approfondite, si può riferire alle indicazioni riportate nei paragrafi successivi.

H.3.1 Edifici irregolari in pianta

Per edifici rientranti in uno dei casi mostrati in Figura H.13, la pressione sulle pareti verticali può essere valutata adottando i criteri riportati nel seguito.

Nel caso in cui la pianta dell'edificio sia composta da un corpo a pianta rettangolare (generalmente di dimensioni maggiori) da cui aggettano altri corpi a pianta rettangolare (generalmente di dimensioni minori come nei casi a, b e c di Figura H.13), è possibile operare nel modo seguente. Si individuano gli spigoli della faccia sopravento da cui il flusso si distacca dalla costruzione, e da questi si tracciano rette orizzontali inclinate di 45° rispetto alla direzione del flusso incidente. Sulle superfici interne al settore individuato da tali rette, si distinguono due tipi di zone: le prime, indicate con X, appartengono al corpo A (con parametri b_A e d_A) dal quale sono state tracciate le rette; le seconde, indicate con Y, appartengono al resto della costruzione (corpo B, con parametri geometrici b_B e d_B).

Nelle zone indicate con la lettera X la pressione è la stessa che si avrebbe sulle pareti laterali del corpo A, come se il corpo B non fosse presente.

Nelle zone indicate con la lettera Y, si considerano entrambe le seguenti situazioni:

- 1) la pressione è la stessa che si realizza nelle zone X del corpo A (quindi sono generalmente negative);
- 2) la pressione è la stessa che agirebbe sul corpo B in assenza del corpo A (quindi sono generalmente positive).

In tutte le altre zone del corpo B, la pressione è la stessa che agirebbe sul corpo B come se il corpo A non fosse presente.

Se il corpo B (sottovento al corpo A) presenta un aggetto sulla faccia sottovento (caso a di Figura H.13), la pressione su tutte le superfici sottovento è uguale a quella che agirebbe sulla faccia sottovento del corpo B, se questo fosse privo di aggetto.

Nel caso in cui la pianta dell'edificio presenti delle rientranze (come nel caso d della Figura H.13), si valuta il parametro geometrico e , pari al minimo tra b_2 e $2 \cdot h$:

$$e = \min \begin{cases} b_2 \\ 2 \cdot h \end{cases} \quad (\text{H.8})$$

Se le dimensioni della rientranza (b_1 e d_1) non superano il valore di $e/10$:

- sulle facce della rientranza (indicate con la lettera X) la pressione è pari a quella della copertura in tale posizione;

- sulle altre facce dell'edificio la pressione è la stessa che si avrebbe in assenza della rientranza.

Se le dimensioni della rientranza sono maggiori di $e/10$, occorre fare riferimento a dati specifici o alla sperimentazione in galleria del vento.

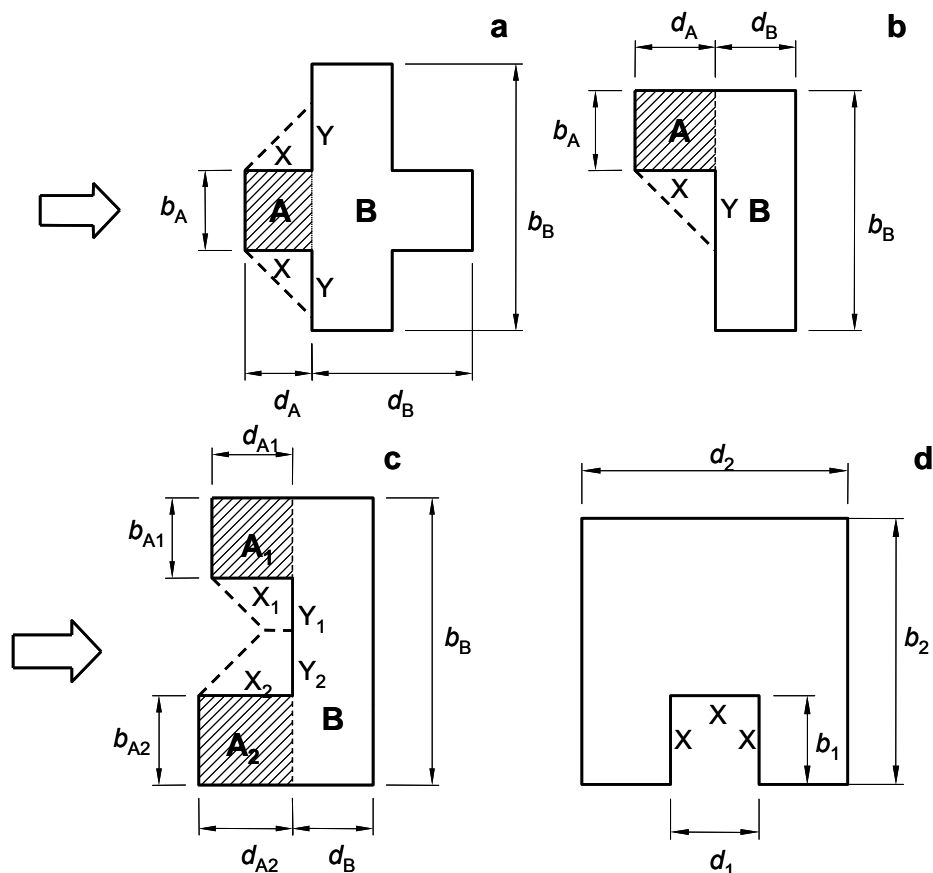


Figura H.13 – Schemi di riferimento per edifici irregolari in pianta.

H.3.2 Edifici irregolari in elevazione

H.3.2.1 Edifici con corpi di altezza diversa

Per gli edifici a pianta rettangolare che presentino due corpi di altezza differente, come nei casi riportati nelle Figure H.14 e H.15, si possono utilizzare i criteri riportati nel seguito.

Se il corpo di altezza inferiore si trova sottovento, le facce laterali dell'edificio sono divise in zone omogenee (Figura H.14) in funzione del parametro geometrico e fornito dalla relazione:

$$e = \min \left\{ \begin{array}{l} b \\ 2 \cdot h \end{array} \right. \quad (\text{H.9})$$

essendo b è la larghezza dell'edificio in direzione ortogonale al flusso, e h l'altezza massima.

La pressione sulla faccia sopravvento del corpo alto è la stessa che il corpo avrebbe in assenza del corpo basso. La pressione sulle facce sottovento del corpo alto e del corpo basso va calcolata con riferimento all'altezza massima h ed alla dimensione longitudinale d dell'edificio, secondo quanto riportato al paragrafo H.2.

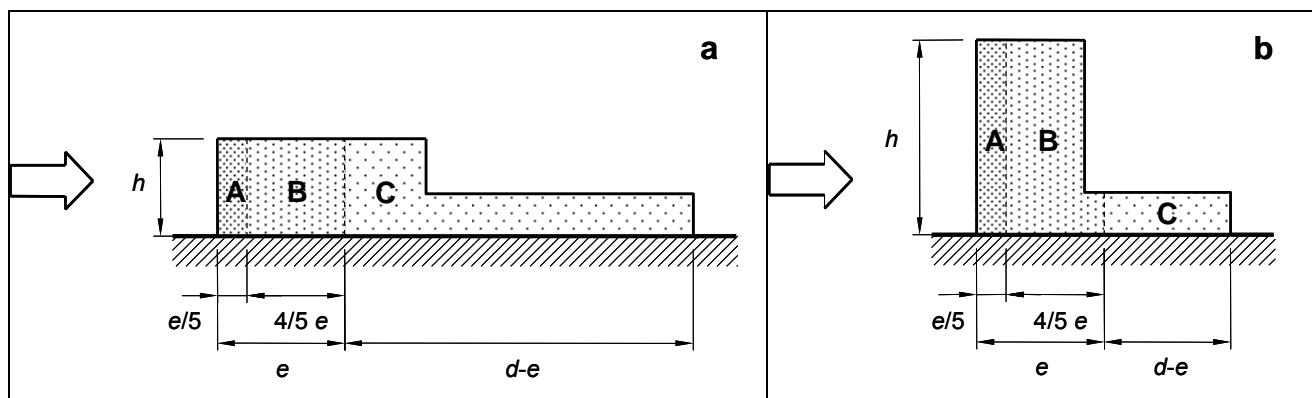


Figura H.14 – Edifici a pianta rettangolare con corpi di differente altezza (corpo di altezza inferiore sottovento).

Se il corpo di altezza inferiore si trova sopravvento, le facce laterali dell'edificio sono divise in zone omogenee (Figura H.15), in funzione dei parametri geometrici e_1 ed e_2 forniti dalle relazioni

$$e_1 = \min \left\{ \frac{b_1}{2 \cdot h_1} \right\} ; \quad e_2 = \min \left\{ \frac{b_2}{2 \cdot h_2} \right\} \quad (H.10)$$

dove b_1 e b_2 rappresentano rispettivamente la larghezza esposta al vento della zona superiore ed inferiore dell'edificio. Le altezze di riferimento per ognuna delle due zone sono le altezze h_1 e h_2 di ciascun corpo dell'edificio.

La pressione sulla faccia sopravvento del corpo basso viene calcolata come se il corpo alto non fosse presente. La pressione sulle facce sopravvento e sottovento del corpo alto è calcolata come se il corpo basso non fosse presente.

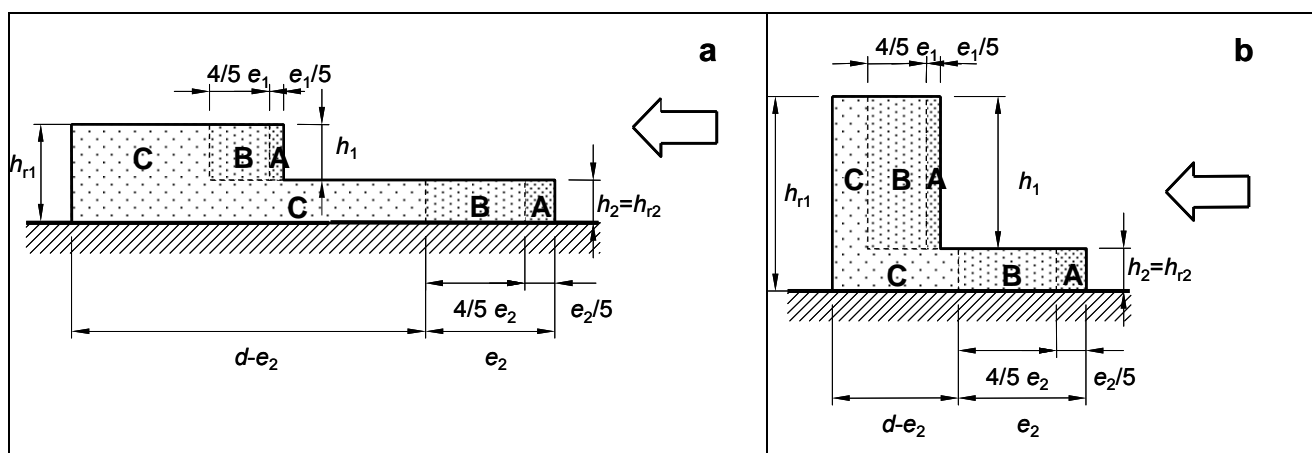


Figura H.15 – Edifici a pianta rettangolare con corpi di differente altezza (corpo di altezza inferiore sopravvento).

H.3.2.2 Edifici con corpi arretrati

Per gli edifici con corpi arretrati rispetto a quelli sottostanti, come nei casi riportati in Figura H.16, si possono utilizzare i criteri riportati nel seguito, dove i parametri geometrici e_1 ed e_2 sono definiti dalle relazioni:

$$e_1 = \min \left\{ \frac{b_1}{2 \cdot h_1} \right\}; \quad e_2 = \min \left\{ \frac{b_2}{2 \cdot h_2} \right\} \quad (\text{H.11})$$

Se il corpo sovrastante rientra di una distanza maggiore di $0,2 \cdot e_1$ (Figura H.16a), la distribuzione della pressione su tale corpo è valutata come se l'edificio fosse regolare (paragrafo H.2) e avesse la base posta al livello della copertura del corpo sottostante. In ogni caso l'altezza di riferimento è pari alla quota della copertura del corpo arretrato rispetto al suolo.

Se il corpo sovrastante rientra di una distanza inferiore a $0,2 \cdot e_1$ (Figura H.16a), o è allineato lungo la faccia sopravvento (Figura H.16b), si utilizza la stessa suddivisione in zone omogenee di cui al punto precedente, inserendo però una zona, indicata con E in Figura H.16b, dove si adotta un coefficiente di pressione $c_{pe} = -2,0$; tale zona si estende dal livello di copertura del corpo sottostante per un'altezza pari a $e_2/3$.

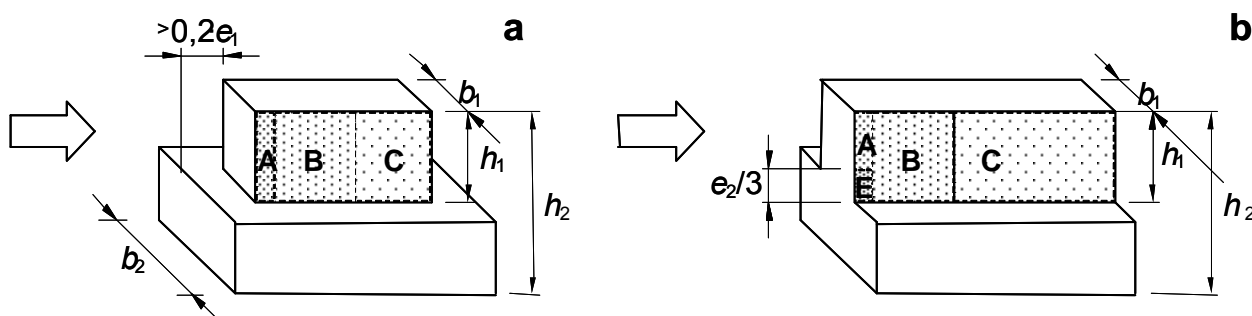


Figura H.16 – Suddivisione in zone di uguale pressione delle pareti laterali di edifici con corpi arretrati.

Sulla copertura della parte sottostante di un edificio che presenta un corpo sovrastante arretrato, si considera una distribuzione di pressione uguale a quella che si avrebbe in assenza del corpo arretrato, ad esclusione di una zona di larghezza $e_1/2$, indicata a tratteggio nella Figura H.17, intorno al perimetro del corpo arretrato. In tale fascia i coefficienti di pressione sono gli stessi che agiscono sulle corrispondenti pareti laterali del corpo arretrato.

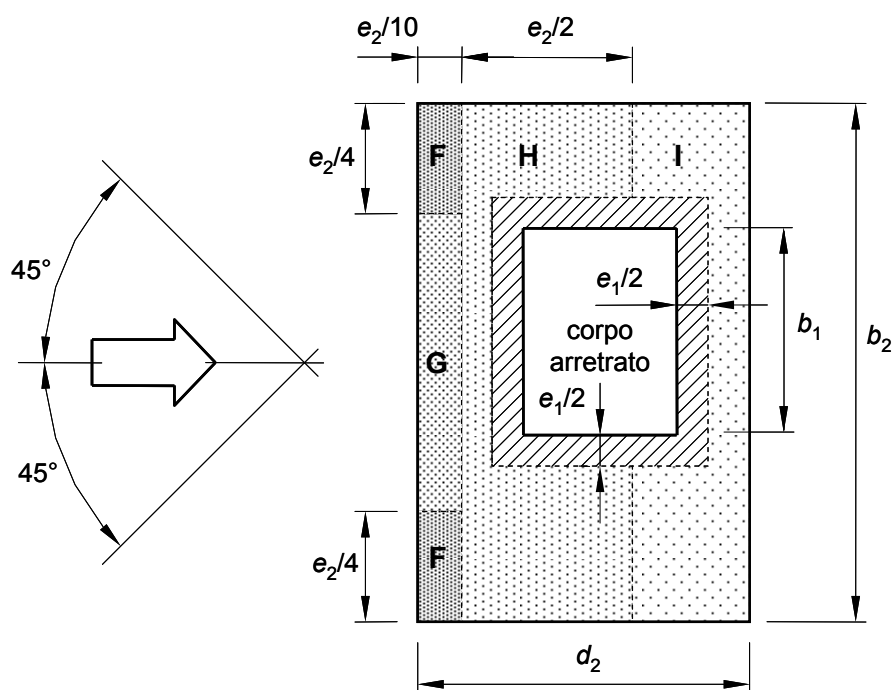


Figura H.17 – Distribuzione della pressione sulla copertura di un edificio in cui sia presente un corpo arretrato (vista in pianta).

H.4 Tettoie

Il presente paragrafo riporta valori dei coefficienti di pressione complessiva che possono essere utilizzati per valutare le azioni locali su elementi o su porzioni delle tettoie costituite da un singolo strato di copertura. La valutazione delle pressioni locali sulla faccia superiore e sulla faccia inferiore delle tettoie costituite da un doppio strato di copertura richiede valutazioni specifiche e, se necessario, lo svolgimento di prove in galleria del vento.

I coefficienti di pressione complessiva c_{pn} riportati nel seguito sono espressi in funzione del grado di bloccaggio φ offerto da eventuali costruzioni o da ostruzioni presenti al di sotto della tettoia; il grado di bloccaggio φ è il rapporto tra l'area ostruita al di sotto della tettoia e l'area totale al di sotto della tettoia, come illustrato nel paragrafo G.6.

Valori positivi dei coefficienti di pressione complessiva indicano pressioni dirette verso il basso. Valori negativi dei coefficienti di pressione complessiva indicano pressioni dirette verso l'alto.

In nessun caso è concesso utilizzare i valori dei coefficienti di pressione complessiva per valutare l'azione globale esercitata dal vento sulla tettoia.

H.4.1 Tettoie a semplice falda

I coefficienti di pressione complessiva locale delle tettoie a semplice falda sono riportati in Tabella H.VII, secondo la suddivisione in zone di uguale pressione riportata in Figura H.18.

Nella Tabella H.VII i valori dei coefficienti di pressione complessiva sono riportati in funzione del grado di bloccaggio φ e dell'inclinazione delle falde α (Figura H.19). Per valori intermedi di α è ammessa un'interpolazione lineare; per valori intermedi di φ è ammessa un'interpolazione lineare tra i valori $\varphi=0$ e $\varphi=1$.

L'altezza di riferimento è pari all'altezza massima della tettoia, $\bar{z} = h$ (Figura H.19).

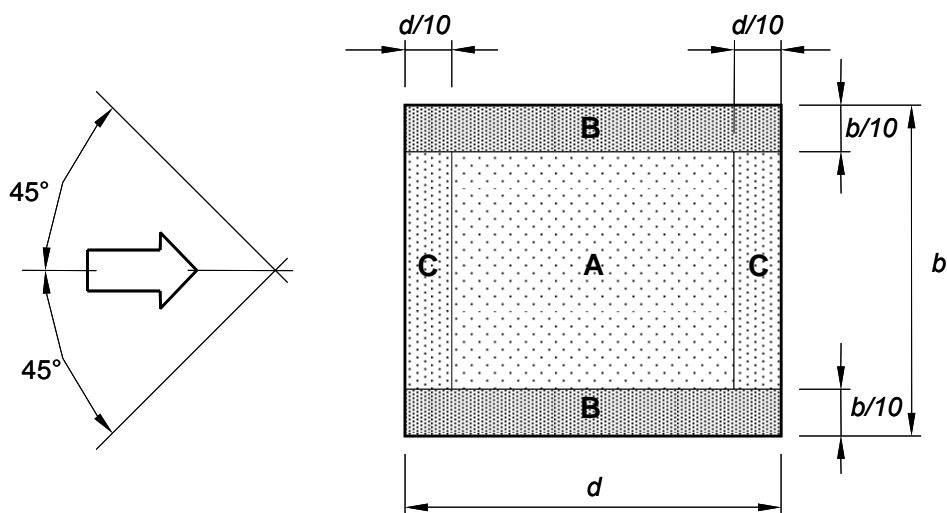


Figura H.18 – Suddivisione delle tettoie a semplice falda in zone di uguale pressione.

Tabella H.VII – Coefficienti di forza e di pressione complessiva per tettoie a semplice falda.

α	Grado di bloccaggio φ	Coefficiente di pressione c_{pn}		
		A	B	C
0°	Massimo, tutti i valori di φ	+0,5	+1,8	+1,1
	Minimo, $\varphi = 0$	-0,6	-1,3	-1,4
	Minimo, $\varphi = 1$	-1,5	-1,8	-2,2
5°	Massimo, tutti i valori di φ	+0,8	+2,1	+1,3
	Minimo, $\varphi = 0$	-1,1	-1,7	-1,8
	Minimo, $\varphi = 1$	-1,6	-2,2	-2,5
10°	Massimo, tutti i valori di φ	+1,2	+2,4	+1,6
	Minimo, $\varphi = 0$	-1,5	-2,0	-2,1
	Minimo, $\varphi = 1$	-2,1	-2,6	-2,7
15°	Massimo, tutti i valori di φ	+1,4	+2,7	+1,8
	Minimo, $\varphi = 0$	-1,8	-2,4	-2,5
	Minimo, $\varphi = 1$	-1,6	-2,9	-3,0
20°	Massimo, tutti i valori di φ	+1,7	+2,9	+2,1
	Minimo, $\varphi = 0$	-2,2	-2,8	-2,9
	Minimo, $\varphi = 1$	-1,6	-2,9	-3,0
25°	Massimo, tutti i valori di φ	+2,0	+3,1	+2,3
	Minimo, $\varphi = 0$	-2,6	-3,2	-3,2
	Minimo, $\varphi = 1$	-1,5	-2,5	-2,8
30°	Massimo, tutti i valori di φ	+2,2	+3,2	+2,4
	Minimo, $\varphi = 0$	-3,0	-3,8	-3,6
	Minimo, $\varphi = 1$	-1,5	-2,2	-2,7

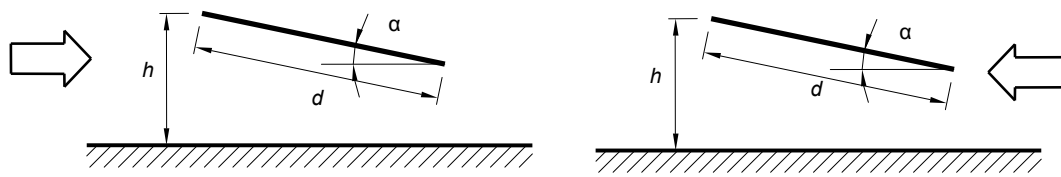


Figura H.19 – Tettoie a semplice falda.

H.4.2 Tettoie a doppia falda

I coefficienti di pressione complessiva locale delle tettoie a doppia falda sono riportati nelle Tabelle H.VIIIa e H.VIIIb, secondo la suddivisione in zone di uguale pressione riportata in Figura H.20.

Nelle Tabelle H.VIIIa e H.VIIIb i valori dei coefficienti di pressione complessiva sono espressi in funzione del grado di bloccaggio φ e dell'inclinazione delle falde α (Figura H.21). Per valori intermedi di α è ammessa un'interpolazione lineare; per valori intermedi di φ è ammessa un'interpolazione lineare tra i valori $\varphi=0$ e $\varphi=1$.

L'altezza di riferimento \bar{z} è pari all'altezza h indicata nella Figura H.21.

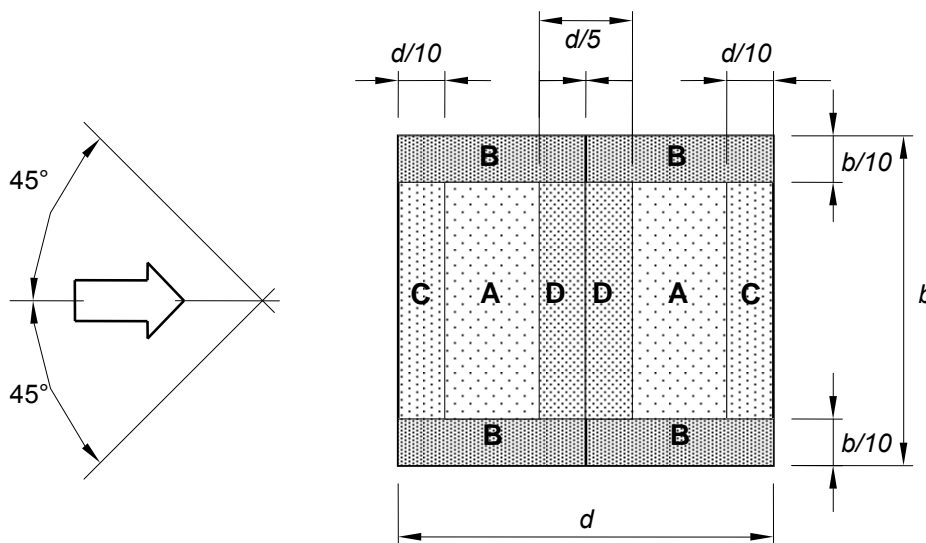


Figura H.20 – Suddivisione delle tettoie a doppia falda in zone di uguale pressione.

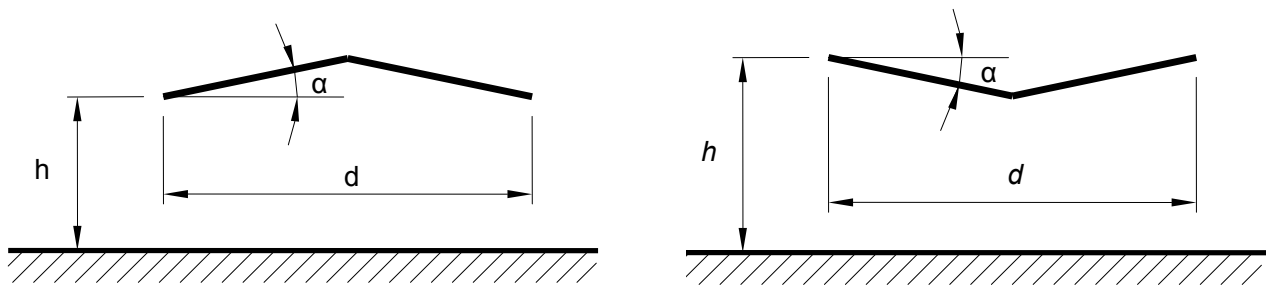


Figura H.21 – Tettoie a doppia falda.

Tabella H.VIIIa – Coefficienti di forza e di pressione complessiva per tettoie a doppia falda:
valori per $\alpha > 0^\circ$.

α	Grado di bloccaggio φ	Coefficiente di pressione c_{pn}			
		A	B	C	D
5°	Massimo, tutti i valori di φ	+0,6	+1,8	+1,3	+0,4
	Minimo, $\varphi = 0$	-0,6	-1,4	-1,4	-1,1
	Minimo, $\varphi = 1$	-1,3	-2,0	-1,8	-1,5
10°	Massimo, tutti i valori di φ	+0,7	+1,8	+1,4	+0,4
	Minimo, $\varphi = 0$	-0,7	-1,5	-1,4	-1,4
	Minimo, $\varphi = 1$	-1,3	-2,0	-1,8	-1,8
15°	Massimo, tutti i valori di φ	+0,9	+1,9	+1,4	+0,4
	Minimo, $\varphi = 0$	-0,9	-1,7	-1,4	-1,8
	Minimo, $\varphi = 1$	-1,3	-2,2	-1,6	-2,1
20°	Massimo, tutti i valori di φ	+1,1	+1,9	+1,5	+0,4
	Minimo, $\varphi = 0$	-1,2	-1,8	-1,4	-2,0
	Minimo, $\varphi = 1$	-1,4	-2,2	-1,6	-2,1
25°	Massimo, tutti i valori di φ	+1,2	+1,9	+1,6	+0,5
	Minimo, $\varphi = 0$	-1,4	-1,9	-1,4	-2,0
	Minimo, $\varphi = 1$	-1,4	-2,0	-1,5	-2,0
30°	Massimo, tutti i valori di φ	+1,3	+1,9	+1,6	+0,7
	Minimo, $\varphi = 0$	-1,4	-1,9	-1,4	-2,0
	Minimo, $\varphi = 1$	-1,4	-1,8	-1,4	-2,0

Tabella H.VIIIb – Coefficienti di forza e di pressione complessiva per tettoie a doppia falda:
valori per $\alpha < 0^\circ$.

α	Grado di bloccaggio φ	Coefficiente di pressione c_{pn}			
		A	B	C	D
-20°	Massimo, tutti i valori di φ	+0,8	+1,6	+0,6	+1,7
	Minimo, $\varphi = 0$	-0,9	-1,3	-1,6	-0,6
	Minimo, $\varphi = 1$	-1,5	-2,4	-2,4	-0,6
-15°	Massimo, tutti i valori di φ	+0,6	+1,5	+0,7	+1,4
	Minimo, $\varphi = 0$	-0,8	-1,3	-1,6	-0,6
	Minimo, $\varphi = 1$	-1,6	-2,7	-2,6	-0,6
-10°	Massimo, tutti i valori di φ	+0,6	+1,4	+0,8	+1,1
	Minimo, $\varphi = 0$	-0,8	-1,3	-1,5	-0,6
	Minimo, $\varphi = 1$	-1,6	-2,7	-2,6	-0,6
-5°	Massimo, tutti i valori di φ	+0,5	+1,5	+0,8	+0,8
	Minimo, $\varphi = 0$	-0,7	-1,3	-1,6	-0,6
	Minimo, $\varphi = 1$	-1,5	-2,4	-2,4	-0,6

H.4.3 Tettoie a falde multiple

In prima approssimazione è lecito assumere che i coefficienti di pressione complessiva locale di ciascuna coppia di falde delle tettoie composte da più coppie di falde affiancate (di uguale pendenza) siano uguali a quelli che competono a una singola tettoia a doppia falda (paragrafo H.4.2).

Limitatamente al caso di vento perpendicolare alla direzione dei colmi, e per i soli tipi costruttivi illustrati in Figura G.30, i coefficienti di pressione complessiva definiti al paragrafo H.4.2 possono essere moltiplicati per i fattori riduttivi riportati in Tabella G.XIV, secondo lo schema indicato nella Figura G.30.

Appendice I PROPRIETA' DINAMICHE DELLE COSTRUZIONI

I.1 Premessa

Le indicazioni riportate nella presente Appendice, ove non specificato diversamente, assumono che la struttura abbia un comportamento elastico lineare e modi di vibrazione classici. Le proprietà dinamiche della struttura sono quindi:

- le frequenze naturali di oscillazione,
- le forme modali di oscillazione,
- le masse generalizzate ed equivalenti,
- i momenti di inerzia generalizzati,
- i rapporti di smorzamento relativo al critico.

I paragrafi seguenti riportano stime indicative di queste grandezze, precisandone i campi di impiego.

I.2 Frequenze di oscillazione

I.2.1 Frequenze di oscillazione per mensole con massa concentrata all'estremo libero

Si consideri una struttura a mensola avente massa ed inerzia uniformi. La struttura è dotata di una massa concentrata all'estremo libero (Figura I.1), preponderante rispetto alla massa della mensola. Un'espressione approssimata per il calcolo della frequenza del primo modo flessionale è fornita da:

$$n_1 = \frac{1}{2\pi} \cdot \sqrt{\frac{3 \cdot E \cdot J_f}{M_s \cdot h^3}} \quad (\text{I.1})$$

dove:

h è l'altezza della struttura;

E è il modulo di elasticità del materiale;

J_f è il momento di inerzia flessionale della sezione trasversale della mensola, calcolato rispetto all'asse x uscente dal piano; la trave è supposta di inerzia costante lungo l'altezza;

M_s è la massa equivalente di sommità, indicativamente pari a $M_s = M + m \cdot h / 2$, essendo M la massa concentrata e m la massa della mensola per unità di lunghezza, considerata costante lungo l'altezza.

Esprimendo le dimensioni strutturali in m, il modulo di elasticità in N/m^2 e la massa in kg, la frequenza n_1 è ottenuta in Hz.

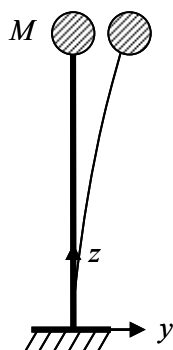


Figura I.1 – Vibrazioni di una mensola uniforme dotata di massa concentrata all'estremo libero.

1.2.2 Frequenze di oscillazione flessionale per strutture snelle

La frequenza naturale dell' i -esimo modo di oscillazione flessionale per strutture snelle (schematizzabili secondo travi con luce libera prevalente rispetto alle dimensioni della sezione trasversale) dotate di massa e inerzia uniforme, è data dalla espressione:

$$n_i = \frac{\lambda_i^2}{2\pi \cdot l^2} \cdot \sqrt{\frac{E \cdot J_f}{m}} \quad (1.2)$$

dove:

l è la lunghezza della struttura;

E è il modulo di elasticità del materiale;

J_f è il momento di inerzia flessionale della sezione trasversale della struttura, calcolato rispetto all'asse perpendicolare al piano di inflessione;

m è la massa per unità di lunghezza;

λ_i è un coefficiente che dipende dalle condizioni di vincolo (Tabella I.I).

Tabella I.I. Coefficienti λ_i .

Vincolo	λ_1	λ_2	λ_3	λ_4	$\lambda_i (i > 4)$
Cerniera - cerniera	π	2π	3π	4π	$i\pi$
Incastro – incastro	4,730	7,853	10,996	14,137	$(2i+1)\pi/2$
Incastro – cerniera	3,927	7,069	10,210	13,352	$(4i+1)\pi/4$
Incastro – sezione libera	1,875	4,694	7,855	10,996	$(2i-1)\pi/2$

Esprimendo le dimensioni strutturali in m, il modulo elastico in N/m^2 , la massa per unità di lunghezza in kg/m , la frequenza n_i è ottenuta in Hz.

1.2.3 Frequenze di oscillazione torsionale per strutture snelle

La frequenza naturale dell' i -esimo modo di oscillazione torsionale per strutture snelle (schematizzabili secondo travi con luce libera prevalente rispetto alle dimensioni della sezione trasversale) dotate di massa e inerzia uniforme, è data dalla espressione:

$$n_{M,i} = \frac{\lambda_{M,i}}{2\pi \cdot l} \sqrt{\frac{G \cdot J_t}{I_p}} \quad (1.3)$$

dove:

G è il modulo di elasticità tangenziale (o modulo di taglio) del materiale;

J_t è il momento di inerzia torsionale della sezione trasversale della struttura; esso è uguale al momento di inerzia polare J_p per le sezioni circolari; $J_t < J_p$ per le altre sezioni;

I_p è il momento di inerzia polare di massa per unità di lunghezza, relativo all'asse di torsione, valutabile come $I_p = I'_p + m \cdot d^2$, essendo I'_p il momento di inerzia polare di massa per unità di lunghezza relativo al centro di massa, m la massa per unità di lunghezza e d la distanza del centro di massa dal centro di torsione;

l è la lunghezza della struttura;

$\lambda_{M,i}$ è un coefficiente che dipende dalle condizioni di vincolo; in particolare, per strutture a mensola, $\lambda_{M,i} = (2 \cdot i - 1) \cdot (\pi / 2)$.

Esprimendo le dimensioni strutturali in m, il modulo di elasticità tangenziale in N/m^2 , il momento di inerzia polare di massa per unità di lunghezza in $\text{kg} \cdot \text{m}^2/\text{m}$, la frequenza $n_{M,i}$ è ottenuta in Hz.

1.2.4 Frequenze di oscillazione per edifici multipiano

Le espressioni riportate in questo paragrafo valgono limitatamente alle strutture nelle quali le vibrazioni trasversali secondo due piani ortogonali, e le vibrazioni torsionali, possano essere considerate non accoppiate. Questa situazione si realizza ad esempio nelle strutture per le quali sia possibile ammettere che i due piani di vibrazione trasversale costituiscono piani di simmetria.

Relativamente al primo modo flessionale, la frequenza naturale n_1 diminuisce all'aumentare dell'altezza h e può essere approssimata mediante le relazioni seguenti:

$$n_1 = \frac{1}{0,015 \cdot h} \div \frac{1}{0,018 \cdot h} \quad \text{per edifici in cemento armato ed edifici misti} \quad (\text{I.4})$$

$$n_1 = \frac{1}{0,020 \cdot h} \div \frac{1}{0,024 \cdot h} \quad \text{per edifici in acciaio} \quad (\text{I.5})$$

dove h è espressa in m e n_1 è espressa in Hz.

Le prime stime (frequenze più elevate) sono valide per piccole ampiezze di oscillazione e pertanto sono utilizzabili per le verifiche di abitabilità (Appendice N); le seconde stime (frequenze più basse) sono valide per le verifiche agli stati limite ultimi, comunque condotte in ambito elastico.

Limitatamente agli edifici in acciaio, le frequenze relative ai modi superiori possono essere assunte proporzionali alla prima frequenza naturale applicando le relazioni:

$$n_2 = 3,05 \cdot n_1, \quad n_3 = 5,46 \cdot n_1, \quad n_4 = 7,69 \cdot n_1 \quad (\text{I.6})$$

La frequenza relativa al primo modo torsionale di edifici in cemento armato, misti e in acciaio può essere stimata mediante la relazione:

$$n_M = 1,35 \cdot n_1 \quad (\text{I.7})$$

Le formule approssimate sopra riportate traducono le indicazioni fornite da ampie raccolte di misure sperimentali al vero di edifici reali. Le analisi dinamiche numeriche (ad esempio agli elementi finiti) devono essere effettuate schematizzando correttamente il contributo degli elementi secondari.

1.2.5 Frequenza fondamentale di oscillazione flessionale per ciminiera

La frequenza del modo fondamentale di oscillazione flessionale per le ciminiere può essere stimata mediante l'espressione:

$$n_1 = \frac{\varepsilon_1 \cdot b}{h_{\text{eff}}^2} \cdot \sqrt{\frac{W_S}{W_T}} \quad (\text{I.8})$$

essendo:

$$h_{\text{eff}} = h_1 + \frac{h_2}{3} \quad (\text{I.9})$$

dove:

b è il diametro della ciminiera in sommità;

h_{eff} è l'altezza efficace della ciminiera, essendo h_1 e h_2 le altezze definite dalla Figura I.2;

W_S è il peso dei soli elementi strutturali che contribuiscono alla rigidezza della ciminiera;

- W_T è il peso totale della ciminiera, calcolato sommando a W_S il peso di tutti gli elementi a-venti funzione non strutturale;
- ε_1 = 1000 m/s, per ciminiera in acciaio;
= 700 m/s, per ciminiera in cemento armato o in muratura.

Esprimendo le dimensioni strutturali in m, la frequenza n_1 è ottenuta in Hz.

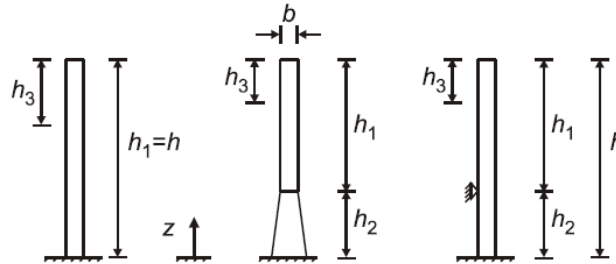


Figura I.2 – Parametri geometrici per ciminiera ($h_3=h_1/3$).

I.2.6 Frequenza di ovalizzazione per gusci cilindrici

La frequenza fondamentale di ovalizzazione per una struttura cilindrica non irrigidita è fornita dall'espressione:

$$n_{O,1} = 0,49 \cdot \frac{t}{b^2} \cdot \sqrt{\frac{E}{\rho_s}} \quad (\text{I.10})$$

dove:

- t è lo spessore del guscio del cilindro;
 b è il diametro del guscio del cilindro;
 E è il modulo di elasticità del materiale;
 ρ_s è la densità del materiale di cui è composta la struttura.

Esprimendo le dimensioni strutturali in m, il modulo di elasticità in N/m^2 e la densità del materiale in kg/m^3 , la frequenza $n_{O,1}$ è ottenuta in Hz.

Se il guscio è di acciaio (ponendo $E = 0,21 \cdot 10^{12} \text{ N/m}^2$, $\rho_s = 7.850 \text{ kg/m}^3$) l'Eq. (I.10) si riduce a:

$$n_{O,1} = 2534 \cdot \frac{t}{b^2} \quad (\text{I.11})$$

dove, esprimendo t e b in m, la frequenza $n_{O,1}$ è ottenuta in Hz.

I.2.7 Frequenza fondamentale di oscillazione flessionale per impalcati da ponte

La frequenza fondamentale di oscillazione flessionale (in direzione verticale) di impalcati da ponte dotati di sufficiente rigidità torsionale (ad esempio realizzati mediante travi scatolari), anche di sezione non costante, può essere approssimata dall'espressione:

$$n_1 = \frac{\lambda_p^2}{2\pi \cdot L^2} \cdot \sqrt{\frac{E \cdot J_f}{m}} \quad (\text{I.12})$$

dove:

- L è la lunghezza della campata principale del ponte;
 E è il modulo di elasticità del materiale;

- J_f è il momento di inerzia flessionale della sezione trasversale, relativamente alla flessione verticale in mezzeria dell'impalcato;
- m è la massa per unità di lunghezza dell'intera sezione trasversale in mezzeria (considerando il peso proprio e tutti i carichi permanenti);
- λ_p è un fattore adimensionale di configurazione, il cui valore è funzione della disposizione delle campate. Si distinguono i seguenti casi:
- per ponti a campata unica:
 - $\lambda_p = \pi$ se l'impalcato è semplicemente appoggiato;
 - $\lambda_p = 3,927$ se l'impalcato è incastrato ad un estremo, appoggiato all'altro estremo;
 - $\lambda_p = 4,730$ se l'impalcato è doppiamente incastrato;
 - per ponti a due campate λ_p si ottiene dalla Figura I.3, essendo $L > L_1$;
 - per ponti a tre campate λ_p si deduce dalla Figura I.3, essendo L_1 la lunghezza della campata di bordo più lunga, e $L > L_1 > L_2$. Questa valutazione può essere applicata anche a ponti con campata principale a sbalzo o sospesa. Se $L_1 > L$ il fattore λ_p può essere ottenuto considerando due sole campate, trascurando la campata di bordo più corta, e considerando la campata laterale più lunga come la campata principale di un ponte equivalente a due sole campate;
 - per ponti a quattro campate simmetrici (rispetto all'appoggio centrale) il fattore λ_p può essere ottenuto dalle curve per ponti a due campate, trattando ogni metà come un ponte equivalente a due campate;
 - per ponti non simmetrici a quattro campate e ponti con più di quattro campate, il fattore λ_p può essere dedotto dalle curve per ponti a tre campate, scegliendo la campata interna più lunga come campata principale.

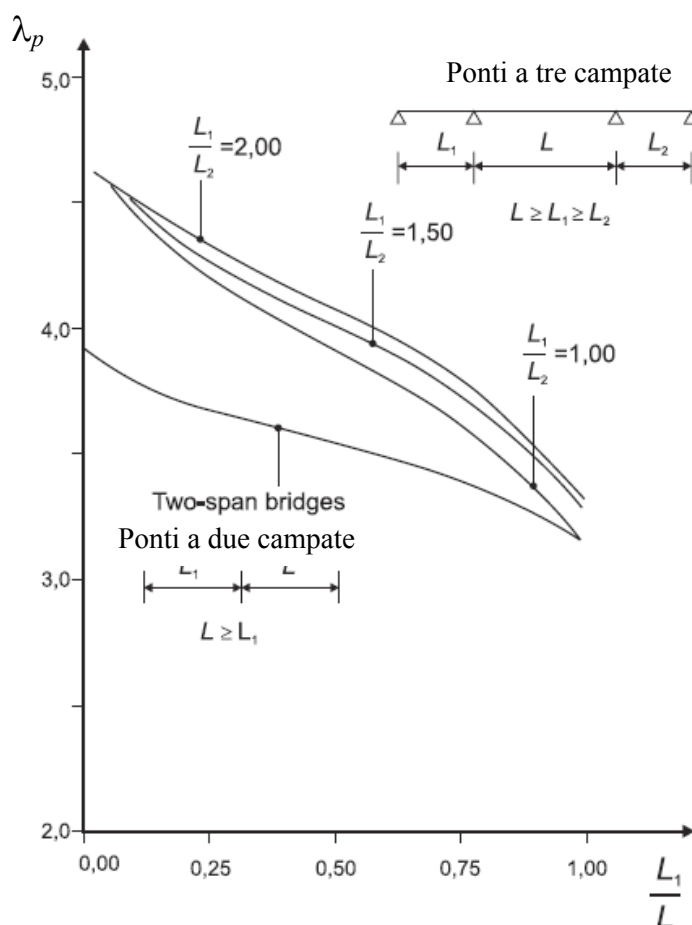


Figura I.3 – Fattore adimensionale di configurazione λ_p .

Se il valore della grandezza $\sqrt{E \cdot J_f / m}$ valutata in prossimità degli appoggi dell'impalcato è inferiore 0,8 volte o superiore di 2 volte della stessa grandezza valutata in prossimità della mezzeria dell'impalcato, l'Eq. (I.12) non può essere utilizzata in quanto fornisce valori poco accurati.

Esprimendo le dimensioni strutturali in m, il modulo di elasticità in N/m², la massa per unità di lunghezza in kg/m, la frequenza $n_{M,1}$ è ottenuta in Hz.

Le relazioni fornite in questo paragrafo sono applicabili limitatamente ai casi in cui l'impalcato sia impostato su spalle o su pile di notevole rigidità. Per impalcato da ponte su pile flessibili è necessario fare ricorso a modelli che tengano conto dell'impalcato e delle pile.

I.2.8 Frequenza fondamentale di oscillazione torsionale per impalcato da ponte

La frequenza fondamentale di vibrazione torsionale per impalcato da ponte a travi scatolari può essere approssimata dall'espressione:

$$n_{M,1} = n_1 \cdot \sqrt{P_1 \cdot (P_2 + P_3)} \quad (\text{I.13})$$

essendo:

$$P_1 = \frac{m \cdot b^2}{I_f}, \quad P_2 = \frac{\sum_j r_j^2 \cdot I_{fj}}{b^2 \cdot I_f}, \quad P_3 = \frac{L^2 \cdot \sum_j J_{tj}}{2 \cdot \lambda_p \cdot b^2 \cdot I_f \cdot (1 + \nu)} \quad (\text{I.14})$$

dove:

- n_1 è la frequenza flessionale fondamentale;
- b è la larghezza totale del ponte;
- m è la massa per unità di lunghezza dell'intera sezione trasversale in mezzeria (considerando il peso proprio e tutti i carichi permanenti);
- λ_p è il fattore adimensionale di configurazione (paragrafo I.2.7);
- ν è il coefficiente di Poisson relativo al materiale delle travi del ponte;
- j è un indice che identifica il j -esimo scatolare di cui è composto il ponte;
- r_j è la distanza tra la linea d'asse del singolo scatolare e la linea d'asse del ponte;
- I_{fj} è il momento di inerzia flessionale di massa per unità di lunghezza del j -esimo scatolare, relativo alla flessione verticale in mezzeria includendo la larghezza dell'impalcato;
- I_f è il momento di inerzia flessionale di massa per unità di lunghezza della sezione trasversale in mezzeria; esso è fornito dalla seguente espressione:

$$I_f = \frac{m_d \cdot b^2}{12} + \sum_j (I_{fj} + m_j \cdot r_j^2) \quad (\text{I.15})$$

dove:

- m_d è la massa per unità di lunghezza del solo impalcato, valutato in mezzeria;
- I_{fj} è il momento di inerzia flessionale di massa del j -esimo scatolare, valutato in mezzeria;
- m_j è la massa per unità di lunghezza del j -esimo scatolare, valutato in mezzeria con un'associata porzione di impalcato;
- J_{tj} è il momento di inerzia torsionale del j -esimo scatolare, valutato in mezzeria; esso è fornito dall'espressione:

$$J_{tj} = \frac{4 \cdot A_j^2}{\oint \frac{ds}{t}} \quad (\text{I.16})$$

dove A_j è l'area racchiusa dalla j -esima cella in mezzeria; nell'integrale circolatorio sulla lunghezza, lo spessore t è valutato lungo il perimetro del j -esimo scatolare nella sezione di mezzeria.

L'Eq. (I.13) può perdere di accuratezza se applicata a ponti multi-scatolari aventi rapporto luce/larghezza maggiore di 6.

Le dimensioni delle grandezze coinvolte devono essere omogenee in modo che i coefficienti P_1 , P_2 , P_3 risultino adimensionali.

I.2.9 Frequenze di oscillazione trasversale per cavi tesi

Il presente paragrafo si riferisce a cavi sottoposti al peso proprio e fissati ad estremi posti a eguale livello (Figura I.4), per i quali sussiste la condizione:

$$\frac{d}{L} \leq \frac{1}{8} \quad (\text{I.17})$$

dove:

d è la freccia del cavo misurata in mezzeria;

L è la distanza fra gli estremi del cavo.

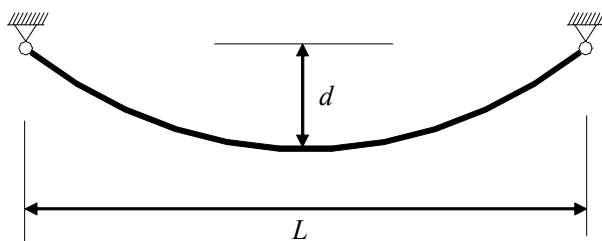


Figura I.4 – Cavo dotato di freccia d .

Il cavo presenta oscillazioni nel suo piano e fuori dal suo piano. La frequenza naturale dell' i -esimo modo di oscillazione fuori dal piano è fornita dall'espressione:

$$n_i = \frac{i}{2 \cdot L} \cdot \sqrt{\frac{S}{m}} \quad (\text{I.18})$$

dove:

S è il tiro del cavo;

m è la massa del cavo per unità di lunghezza;

L è la distanza fra gli estremi del cavo.

Esprimendo il tiro del cavo in N, la lunghezza del cavo in m e la massa del cavo in kg/m, la frequenza n_i è ottenuta in Hz.

Relativamente alle oscillazioni nel piano del cavo si distinguono modi antisimmetrici e modi simmetrici. I modi antisimmetrici sono caratterizzati da componenti verticali e longitudinali dello spostamento delle sezioni del cavo, rispettivamente, antisimmetrici e simmetrici rispetto alla mezzeria del cavo. Per questi modi la lunghezza del cavo rimane costante e non si hanno incrementi del tiro.

La frequenza naturale dell' i -esimo modo di oscillazione antisimmetrica nel piano del cavo è fornita dall'espressione:

$$n_i = \frac{i}{L} \cdot \sqrt{\frac{S}{m}} \quad (\text{I.19})$$

I modi simmetrici sono caratterizzati da componenti verticali e longitudinali dello spostamento delle sezioni del cavo, rispettivamente simmetrici e antisimmetrici rispetto alla mezzeria del cavo con una conseguente variazione del tiro. Assumendo questa variazione costante lungo il cavo, la frequenza naturale dell' i -esimo modo di oscillazione simmetrica nel piano del cavo è fornita dall'espressione:

$$n_i = \frac{\Omega_i}{2 \cdot L} \cdot \sqrt{\frac{S}{m}} \quad (I.20)$$

Ω_i è un coefficiente adimensionale fornito dalla Tabella I.II in funzione del parametro ω^2 :

$$\omega^2 = \frac{(m \cdot g)^2 \cdot L^3 \cdot E \cdot A}{S^3 \cdot L_e} \quad (I.21)$$

essendo:

$$L_e \cong L \cdot (1 + 8(d/L)^2) \quad (I.22)$$

dove:

- E è il modulo di elasticità del cavo;
- A è l'area della sezione trasversale del cavo;
- g è l'accelerazione di gravità.

Per valori intermedi di ω^2 è ammessa l'interpolazione lineare.

Tabella I.II – Coefficiente adimensionale Ω_i in funzione di ω^2 .

ω^2	Ω_1	Ω_2	Ω_3	Ω_4	Ω_5	Ω_6	Ω_7	Ω_8
∞	2,86	4,92	6,94	8,95	10,96	12,97	14,97	16,98
$256 \pi^2$	2,86	4,91	6,93	8,93	10,93	12,91	14,81	16,00
$196 \pi^2$	2,85	4,91	6,92	8,92	10,91	12,81	14,00	15,15
$144 \pi^2$	2,85	4,90	6,91	8,90	10,81	12,00	13,15	15,05
$100 \pi^2$	2,85	4,89	6,89	8,80	10,00	11,15	13,04	15,02
$64 \pi^2$	2,84	4,87	6,79	8,00	9,14	11,04	13,02	15,01
$36 \pi^2$	2,82	4,78	6,00	7,14	9,04	11,02	13,01	15,01
$16 \pi^2$	2,74	4,00	5,12	7,03	9,01	11,01	13,00	15,00
100	2,60	3,48	5,05	7,01	9,01	-	-	-
80	2,48	3,31	5,04	7,01	9,01	-	-	-
60	2,29	3,18	5,03	7,01	-	-	-	-
$4 \pi^2$	2,00	3,09	5,02	7,01	-	-	-	-
20	1,61	3,04	5,01	7,00	-	-	-	-
10	1,35	3,02	5,00	-	-	-	-	-
8	1,28	3,01	-	-	-	-	-	-
6	1,22	-	-	-	-	-	-	-
4	1,15	-	-	-	-	-	-	-
2	1,08	-	-	-	-	-	-	-
1	1,04	-	-	-	-	-	-	-
0	1,00	3,00	5,00	7,00	9,00	11,00	13,00	15,00

I.3 Forma dei modi di oscillazione

I.3.1 Primo modo di oscillazione per strutture a mensola

La forma del primo modo di oscillazione flessionale $\Phi_1(z)$ per edifici, torri e ciminiere con schema strutturale a mensola, può essere approssimato dalla seguente espressione (Figura I.5):

$$\Phi_1(z) = \left(\frac{z}{h}\right)^\zeta \quad (\text{I.23})$$

dove:

z è l'altezza rispetto alla base;

h è l'altezza totale della struttura;

ζ è un parametro che definisce la forma del modo di oscillazione. Si suggeriscono i seguenti valori:

$\zeta=0,6$ per strutture intelaiate snelle prive di pareti a taglio;

$\zeta=1,0$ per edifici con struttura a telaio e nucleo centrale o controventi;

$\zeta=1,5$ per edifici snelli con comportamento a mensola ed edifici con nucleo centrale in c.a.;

$\zeta=2,0$ per torri e ciminiere;

$\zeta=2,5$ per torri a traliccio in acciaio.

In assenza di valutazioni più accurate, la forma del primo modo di oscillazione torsionale $\Phi_1(z)$ per edifici può essere approssimato dall'Eq. (I.23), avendo posto $\zeta=1,0$.

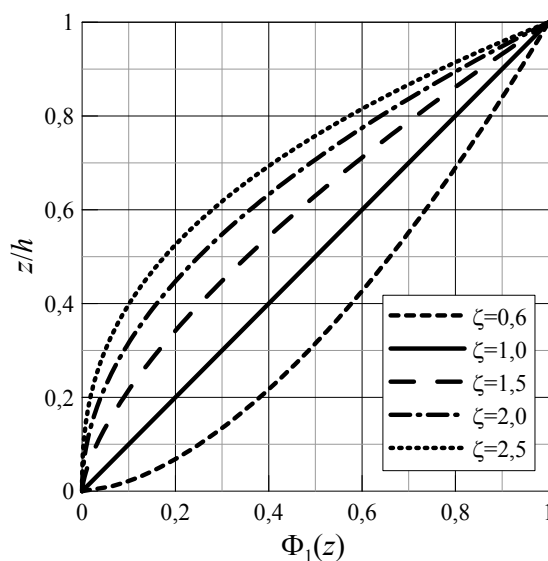
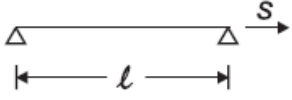
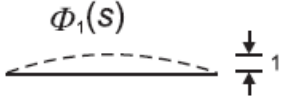
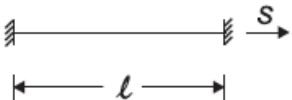
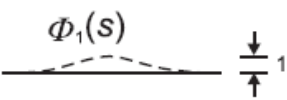


Figura I.5 – Forma del primo modo di oscillazione flessionale per edifici, torri e ciminiere.

I.3.2 Primo modo di oscillazione flessionale per travi semplici

La forma del primo modo di oscillazione flessionale $\Phi_1(s)$ per travi semplici, doppiamente appoggiate o doppiamente incastrate agli estremi, è riportata nella Tabella I.III.

Tabella I.III – Forma del primo modo di oscillazione flessionale per travi semplici.

Schema statico	Forma modale	$\Phi_1(s)$
		$\sin\left(\pi \cdot \frac{s}{l}\right)$
		$\frac{1}{2} \cdot \left[1 - \cos\left(2\pi \cdot \frac{s}{l}\right) \right]$

I.3.3 Secondo modo di oscillazione flessionale per strutture a mensola

La forma del secondo modo di oscillazione flessionale $\Phi_2(z)$ per torri e ciminiere con schema strutturale a mensola può essere approssimata mediante la seguente espressione (Figura I.6):

$$\Phi_2(z) = -5.5 \cdot \left(\frac{z}{h}\right)^2 + 8 \cdot \left(\frac{z}{h}\right)^3 - 1.5 \cdot \left(\frac{z}{h}\right)^4 \tag{I.24}$$

dove:

- z è l'altezza rispetto alla base;
- h è l'altezza totale della struttura.

L'Eq. (I.24) sintetizza le indicazioni fornite da una vasta raccolta di ciminiere metalliche aventi un modo fondamentale di oscillazione caratterizzato dall'Eq. (I.23), con $\zeta=1.6-2.2$. Essa presuppone che la massima ampiezza di oscillazione si attui alla sommità (Figura I.6).

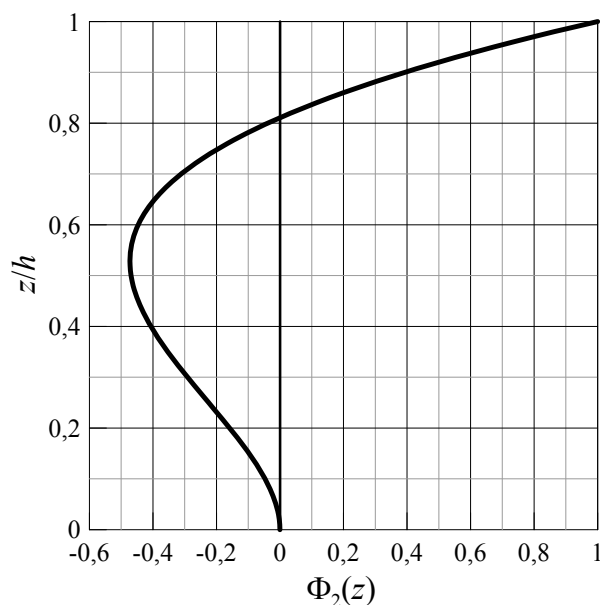


Figura I.6 – Forma del secondo modo di oscillazione flessionale per torri e ciminiere.

I.4 Massa generalizzata e massa equivalente

La massa generalizzata della struttura, m_i , relativa all' i -esimo modo di vibrazione $\Phi_i(s)$, è fornita dall'espressione:

$$m_i = \int_0^{\ell} m(s) \cdot \Phi_i^2(s) ds \quad (\text{I.25})$$

dove:

$m(s)$ è la massa strutturale per unità di lunghezza, in generale funzione dell'ascissa s ;

ℓ è l'altezza della struttura (o la lunghezza dell'elemento strutturale).

La massa equivalente per unità di lunghezza, $m_{e,i}$, relativa all' i -esimo modo di vibrazione $\Phi_i(s)$, è data dall'espressione:

$$m_{e,i} = \frac{m_i}{\int_0^{\ell} \Phi_i^2(s) \cdot ds} \quad (\text{I.26})$$

Per strutture a mensola con massa variabile, il valore della massa equivalente relativa al primo modo di vibrazione, $m_{e,1}$, può essere approssimato dal valore medio di $m(s)$ sulla terza parte della struttura presso l'estremo libero (h_3 nella Figura I.2 per le strutture verticali).

Per strutture sostenute ad entrambi gli estremi e massa variabile, il valore della massa equivalente relativa al primo modo di vibrazione, $m_{e,1}$, può essere approssimato dal valore medio di $m(s)$ sulla lunghezza $\ell/3$ centrata nella sezione dove $\Phi_1(s)$ assume il valore massimo.

I.5 Momento di inerzia di massa generalizzato

Il momento di inerzia di massa (flessionale o polare) generalizzato della struttura, I_i , relativo all' i -esimo modo di vibrazione $\Phi_i(s)$ è fornito dall'espressione:

$$I_i = \int_0^{\ell} I(s) \cdot \Phi_i^2(s) \cdot ds \quad (\text{I.27})$$

dove:

$I(s)$ è il momento di inerzia di massa (flessionale o polare) della struttura per unità di lunghezza, in generale funzione dell'ascissa s ;

ℓ è l'altezza della struttura (o la lunghezza dell'elemento strutturale).

I.6 Rapporto di smorzamento relativo al critico

Lo smorzamento relativo al critico ξ per il primo modo di oscillazione flessionale può essere stimato attraverso l'espressione:

$$\xi = \xi_s + \xi_a + \xi_d \quad (\text{I.28})$$

dove:

ξ_s è il rapporto di smorzamento strutturale;

ξ_a è il rapporto di smorzamento aerodinamico;

ξ_d è il rapporto di smorzamento legato alla presenza di eventuali elementi dissipativi.

I paragrafi I.6.1-I.6.4 forniscono valori approssimati del rapporto di smorzamento strutturale ξ_s , relativamente ad alcuni tipi strutturali di particolare interesse per la risposta all'azione del vento. Il paragrafo I.6.5 fornisce alcune indicazioni sul calcolo del rapporto di smorzamento aerodinamico. Per quanto concerne la valutazione del rapporto di smorzamento legato alla presenza di elementi dissipativi, esso deve essere determinato attraverso specifiche analisi teoriche, numeriche e/o sperimentali.

I paragrafi I.6.1-I.6.4 forniscono il valore del fattore di smorzamento strutturale per il primo modo di vibrazione o, al più, per i primi modi di vibrazione. In mancanza di valutazioni maggiormente accurate, in prima approssimazione, è possibile attribuire ai modi di vibrazione superiori valori del rapporto di smorzamento strutturale pari a quello del massimo modo considerato. Tale criterio semplificato non può essere applicato alla valutazione dello smorzamento aerodinamico e dello smorzamento legato alla presenza di eventuali elementi dissipativi.

I.6.1 Rapporto di smorzamento strutturale per edifici multipiano

Nell'ambito delle piccole oscillazioni, i rapporti di smorzamento strutturale per il primo modo flessionale degli edifici, $\xi_{s,1}$, aumentano pressoché linearmente con il valore della frequenza naturale n_1 . Inoltre, l'analisi dei risultati sperimentali dimostra che il rapporto di smorzamento tende ad aumentare con l'ampiezza di oscillazione dell'edificio. Con l'obiettivo di prendere in esame valori a favore di sicurezza, validi anche per le verifiche agli stati limite di esercizio e di abitabilità (in cui non è significativo il ruolo dell'ampiezza dell'oscillazione sullo smorzamento), si possono adottare le seguenti espressioni dello smorzamento strutturale, comprensivo degli effetti di interazione suolo-struttura:

$$\xi_{s,1} = \frac{1}{100} \cdot \frac{68}{h} \geq 0,01 \quad \text{per edifici in cemento armato, } h \geq 30 \text{ m} \quad (\text{I.29})$$

$$\xi_{s,1} = \frac{1}{100} \cdot \frac{56}{h} \geq 0,008 \quad \text{per edifici in acciaio, } h \geq 30 \text{ m} \quad (\text{I.30})$$

Per edifici di altezza h minore di 30 m devono essere utilizzati i valori forniti dalle Eqq. (I.29) e (I.30) per $h=30$ m. Tali valori possono essere aumentati per le verifiche agli stati limite ultimi (da effettuarsi sempre in campo elastico) facendo ricorso a trattazioni specialistiche.

Per quanto concerne i modi superiori di edifici alti, i rapporti di smorzamento possono essere considerevolmente maggiori dei valori sopra definiti; essi possono essere approssimati dalle espressioni:

$$\xi_{s,i} = 1,4 \cdot \xi_{s,i-1} \quad (i = 2,3) \quad \text{per edifici in cemento armato, } h \geq 50 \text{ m} \quad (\text{I.31})$$

$$\xi_{s,i} = 1,3 \cdot \xi_{s,i-1} \quad (i = 2,3) \quad \text{per edifici in acciaio, } h \geq 50 \text{ m} \quad (\text{I.32})$$

Le Eqq. (I.31) e (I.32) non corrispondono ad uno smorzamento di tipo proporzionale, assunzione tipica nelle analisi strutturali.

Relativamente al rapporto di smorzamento per i modi torsionali, anch'esso appare notevolmente legato al valore della frequenza naturale n_1 del primo modo flessionale; in mancanza di dati più approfonditi può essere cautelativamente posto pari al rapporto di smorzamento relativo al primo modo flessionale, Eqq. (I.29) e (I.30).

I.6.2 Rapporto di smorzamento strutturale per ciminiere

La Tabella I.IV riporta valori approssimati e generalmente cautelativi del rapporto di smorzamento relativo al critico, ξ_s , per il primo modo flessionale di ciminiere in cemento armato e in acciaio.

Tabella I.IV – Valori del rapporto di smorzamento strutturale per ciminiere.

Tipo strutturale		ξ_s
Ciminiere e torri in cemento armato		0,005
Ciminiere in acciaio saldate prive di fodera senza isolamento termico esterno		0,002
Ciminiere in acciaio saldate prive di fodera con isolamento termico esterno		0,003
Ciminiere in acciaio ad una canna con isolamento termico esterno (*)	$h/b < 18$	0,003
	$20 \leq h/b < 24$	0,006
	$h/b > 26$	0,002
Ciminiere in acciaio a più canne con isolamento termico esterno (*)	$h/b < 18$	0,003
	$20 \leq h/b < 24$	0,006
	$h/b > 26$	0,004
Ciminiera in acciaio con canna interna in refrattario		0,011
Ciminiera in acciaio con gunite interna		0,005
Ciminiere accoppiate senza canna		0,002
Ciminiere strallate in acciaio senza canna		0,006

(*) Per valori intermedi del rapporto h/b si può adottare una interpolazione lineare

In mancanza di dati suffragati da documentazione adeguata, in prima approssimazione, è lecito attribuire al rapporto di smorzamento dei modi di ovalizzazione i valori forniti in Tabella I.IV.

I.6.3 Rapporto di smorzamento strutturale per ponti

La Tabella I.V riporta valori approssimati e generalmente cautelativi del rapporto di smorzamento relativo al critico, ξ_s , per il primo modo flessionale di impalcati da ponte realizzati con diversi materiali da costruzione.

Per ponti in legno, in vetro e in materie plastiche, i valori riportati in Tabella I.V sono puramente indicativi; i valori reali possono essere anche notevolmente diversi.

Tabella I.V – Valori del rapporto di smorzamento strutturale per impalcati da ponte.

Tipo strutturale		ξ_s
Ponti in acciaio (unioni saldate)		0,003
Ponti in acciaio (unioni bullonate ad alta resistenza)		0,005
Ponti in acciaio (unioni bullonate ordinarie)		0,008
Ponti in struttura composta acciaio-calcestruzzo		0,006
Ponti in calcestruzzo	precompresso senza fessurazioni	0,006
	con fessurazioni	0,016
Ponti in legno		0,009
Ponti in lega di alluminio		0,003
Ponti in vetro o in fibre plastiche rinforzate		0,006

I.6.4 Rapporto di smorzamento strutturale per cavi

Nel caso dei cavi il rapporto di smorzamento è generalmente molto piccolo e difficilmente valutabile. La Tabella I.VI riporta valori cautelativi di prima approssimazione applicabili a tutti i modi di oscillazione.

Tabella I.VI – Valori del rapporto di smorzamento strutturale per cavi.

Tipo strutturale	ξ_s
cavi con fili paralleli	0,001
cavi spirroidali	0,003

I.6.5 Rapporto di smorzamento aerodinamico

Relativamente a strutture snelle (aventi una lunghezza prevalente rispetto alle dimensioni della sezione trasversale), il rapporto di smorzamento aerodinamico ξ_a relativo al primo modo di vibrazione flessionale nella direzione del vento può essere stimato mediante l'espressione:

$$\xi_a = \frac{c_{fX} \cdot \rho \cdot b \cdot v_m(z_e)}{4 \cdot \pi \cdot n_1 \cdot m_{e,1}} \quad (I.33)$$

dove:

- c_{fX} è il coefficiente di forza nella direzione del vento (Appendice G);
- ρ è la densità media dell'aria, il cui valore raccomandato è 1,25 kg/m³;
- b è la larghezza della struttura (dimensione ortogonale al vento medio incidente);
- v_m è la velocità media del vento (paragrafo 3.2.5) calcolata all'altezza equivalente z_e definita nel paragrafo L.1 (Figura L.2);
- n_1 è la frequenza del primo modo flessionale;
- $m_{e,1}$ è la massa equivalente per unità di lunghezza relativa al primo modo di vibrazione nella direzione del vento, Eq. (I.26).

L'Eq. (I.33) può essere utilizzata anche per gli edifici; in questo caso $c_{fX} = (c_{pe,p} - c_{pe,n})$, dove $c_{pe,p}$ e $c_{pe,n}$ sono rispettivamente i coefficienti di pressione sulla faccia sopravento e sottovento (Appendice G).

In nessun caso è lecito generalizzare l'Eq. (I.33) alla valutazione dello smorzamento aerodinamico relativo alle vibrazioni trasversali e torsionali (Appendici M e O). In tali situazioni, se necessario, la valutazione dello smorzamento aerodinamico richiede il ricorso a valutazioni specialistiche e possibilmente sperimentali.

Appendice L AZIONI STATICHE EQUIVALENTI E ACCELERAZIONI LONGITUDINALI

L.1 Principi generali

Si definiscono azioni statiche equivalenti longitudinali (D , *drag*) le azioni statiche equivalenti nella direzione del vento. Applicando l'Eq. (3.17), esse assumono la forma:

$$\text{Azioni statiche equivalenti longitudinali} = \text{Azioni aerodinamiche longitudinali di picco} \times c_{dD} \quad (\text{L.1})$$

dove, per azioni aerodinamiche di picco, si intende la pressione agente sulle facce esterne della costruzione ($p_e(z)$, paragrafo 3.3.1), la pressione complessiva su una superficie ($p_n(z)$, paragrafo 3.3.2), la forza longitudinale risultante su costruzioni ed elementi compatti (paragrafo 3.3.3), la forza longitudinale per unità di lunghezza su costruzioni ed elementi snelli (paragrafo 3.3.4). Il coefficiente dinamico longitudinale c_{dD} è una grandezza adimensionale che modifica le azioni aerodinamiche di picco, tenendo conto della correlazione parziale delle azioni del vento e dell'amplificazione in risonanza della struttura. Generalmente $c_{dD} > 1$ per strutture ed elementi strutturali piccoli o snelli, flessibili e/o poco smorzati; $c_{dD} < 1$ per strutture ed elementi di grande estensione superficiale, rigidi e/o molto smorzati.

L'utilizzo del coefficiente dinamico longitudinale c_{dD} riguarda tutte le azioni di picco precedentemente citate, relativamente alle sole componenti nella direzione del vento (Figura L.1); non si applica inoltre alla pressione interna e alle azioni tangenti.

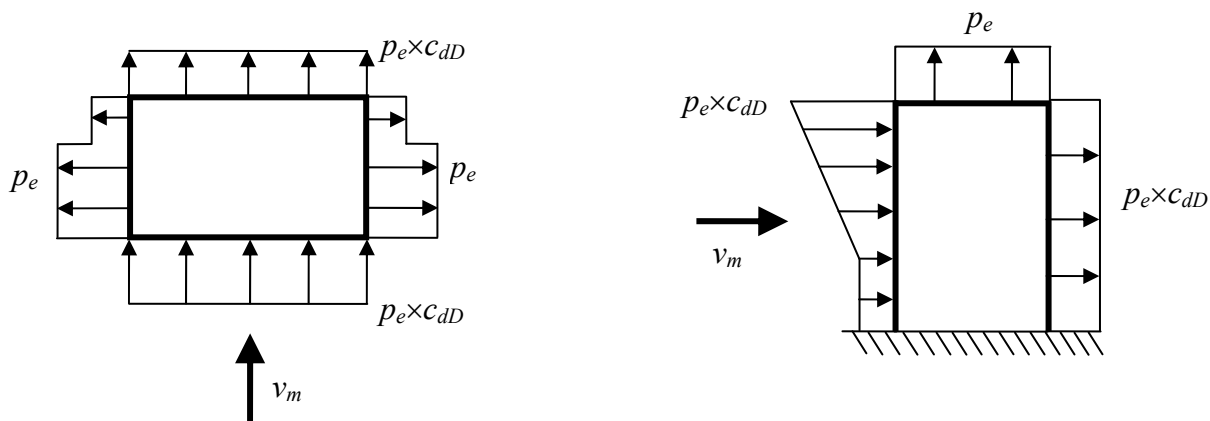


Figura L.1 – Esempi di utilizzo del coefficiente dinamico longitudinale (si noti come non sia applicato alle pareti laterali e alla copertura).

Fatte salve valutazioni più accurate e adeguatamente documentate, la presente appendice fornisce due differenti metodi di calcolo per il coefficiente dinamico longitudinale c_{dD} .

Il primo metodo (riportato nel paragrafo L.2) riguarda una procedura dettagliata di calcolo, utilizzabile per i tipi strutturali indicati in Figura L.2; essa è valida solo se il contributo alla risposta nella direzione del vento è prevalentemente riconducibile ad un unico modo strutturale di segno costante (assenza di nodi nella forma modale, Figura L.3); ciò accade di norma per il primo modo di vibrazione flessionale, verificando che i modi superiori non abbiano influenza sulla risposta (la seconda frequenza della struttura in direzione longitudinale deve essere pari ad almeno il doppio della prima frequenza nella stessa direzione).

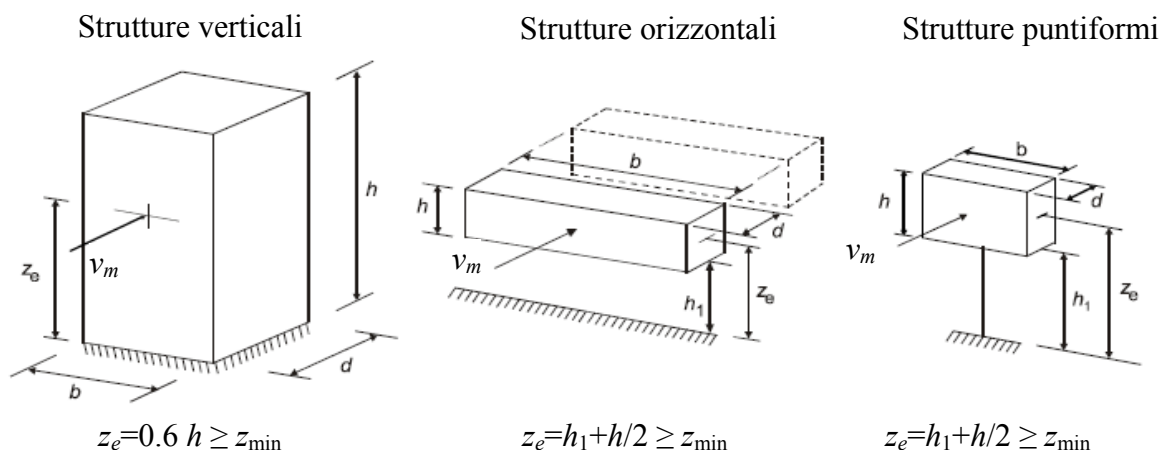


Figura L.2 – Tipi strutturali oggetto della procedura di calcolo dettagliata.

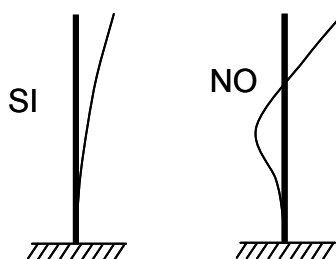


Figura L.3 - Forme di vibrazione ammissibili e non ammissibili per l'applicazione della procedura dettagliata nel caso di edifici e strutture puntuali.

Il secondo metodo (riportato nel paragrafo L.3) consiste in una procedura di calcolo semplificata (a favore di sicurezza), valida solo per edifici sostanzialmente riconducibili a un parallelepipedo retto, con una distribuzione regolare di rigidezza e di massa.

Relativamente al caso di edifici o strutture verticali, per le quali sia possibile applicare il metodo dettagliato, il paragrafo L.4 fornisce un metodo di calcolo dell'accelerazione di piano, per valutare l'abitabilità della costruzione nei riguardi delle vibrazioni indotte dal vento (Appendice N).

Per tutti i tipi strutturali non contemplati precedentemente, è necessario ricorrere a metodi analitici, numerici e/o sperimentali di accertata validità.

L.2 Metodo dettagliato

Il coefficiente dinamico longitudinale c_{dD} è fornito dalle relazioni:

$$c_{dD} = \frac{G_D}{1 + 7 \cdot I_v(z_e)} \quad (\text{L.2})$$

$$G_D = 1 + 2 \cdot g_D \cdot I_v(z_e) \cdot \sqrt{B^2 + R_D^2} \quad (\text{L.3})$$

dove:

G_D è il fattore di raffica longitudinale;

z_e è l'altezza di riferimento (Figura L.2);

$I_v(z_e)$ è l'intensità della turbolenza (paragrafo 3.2.6), calcolata all'altezza $z = z_e$;

g_D è il fattore di picco longitudinale, definito come il rapporto tra il valore massimo della parte fluttuante della risposta e la sua deviazione standard;

- B è il fattore di risposta quasi-statica, che tiene conto della non perfetta correlazione della pressione agente sulla struttura;
- R_D è il fattore di risposta risonante, che tiene conto della risonanza tra l'eccitazione turbolenta e il primo modo di vibrazione della struttura.

Il fattore di risposta quasi-statica B è fornito dalla relazione (Figura L.4):

$$B^2 = \frac{1}{1 + 0,9 \cdot \left(\frac{b+h}{L_v(z_e)} \right)^{0,63}} \quad (\text{L.4})$$

dove:

- b è la larghezza della struttura (trasversale alla direzione del vento) (Figura L.2);
- h è l'altezza della struttura (Figura L.2);
- z_e è l'altezza di riferimento (Figura L.2);
- $L_v(z_e)$ è la scala integrale della turbolenza (paragrafo 3.2.6), calcolata all'altezza $z = z_e$.

E' cautelativo assumere $B=1$ (perfetta correlazione della pressione).

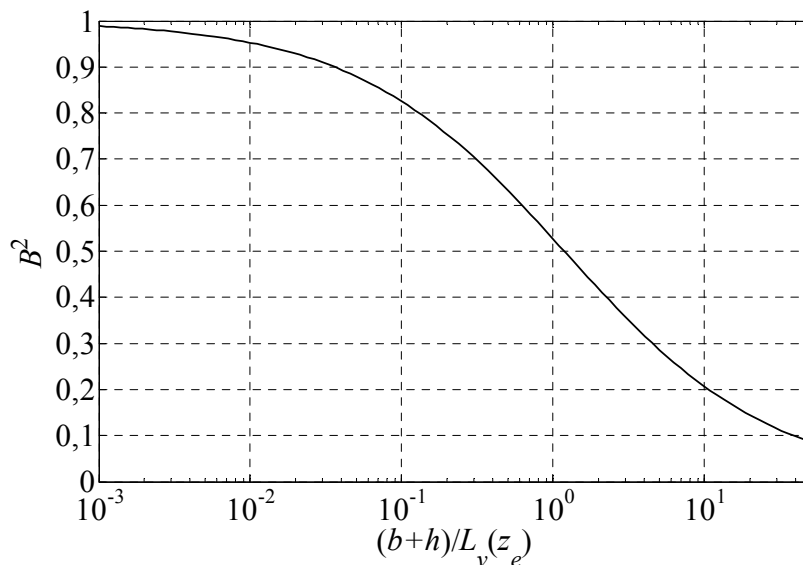


Figura L.4 - Quadrato del fattore di risposta quasi-statica B .

Il fattore di risposta risonante R_D è fornito dalle relazioni:

$$R_D^2 = \frac{\pi}{4 \cdot \xi_D} S_D \cdot R_h \cdot R_b \quad (\text{L.5})$$

$$S_D = \frac{6,868 \cdot n_D \cdot L_v(z_e) / v_m(z_e)}{[1 + 10,302 \cdot n_D \cdot L_v(z_e) / v_m(z_e)]^{5/3}} \quad (\text{L.6})$$

$$R_h = \begin{cases} 0 & \text{per } \eta_h = 0 \\ \frac{1}{\eta_h} - \frac{1}{2 \cdot \eta_h^2} (1 - e^{-2 \cdot \eta_h}) & \text{per } \eta_h > 0 \end{cases} \quad (\text{L.7})$$

$$R_b = \begin{cases} 0 & \text{per } \eta_b = 0 \\ \frac{1}{\eta_b} - \frac{1}{2 \cdot \eta_b^2} (1 - e^{-2 \cdot \eta_b}) & \text{per } \eta_b > 0 \end{cases} \quad (\text{L.8})$$

$$\eta_h = 4 \cdot \frac{n_D \cdot h}{v_m(z_e)}, \quad \eta_b = 4 \cdot \frac{n_D \cdot b}{v_m(z_e)} \quad (\text{L.9})$$

dove:

ξ_D è il rapporto di smorzamento relativo al critico per il primo modo di vibrazione della struttura nella direzione del vento (Appendice I);

n_D è la frequenza del primo modo di vibrazione nella direzione del vento (Appendice I);

$v_m(z_e)$ è la velocità media del vento (paragrafo 3.2.5), calcolata all'altezza $z=z_e$;

$L_v(z_e)$ è la scala integrale della turbolenza (paragrafo 3.2.6), calcolata all'altezza $z=z_e$;

S_D è un parametro adimensionale, riportato in Figura L.5, che tiene conto del contenuto spettrale della turbolenza longitudinale (Eq. E.1a);

R_h e R_b sono due parametri adimensionali, riportati in Figura L.6, che tengono conto della coerenza parziale (cioè della mancanza di correlazione) della turbolenza longitudinale (Eq. E.5).

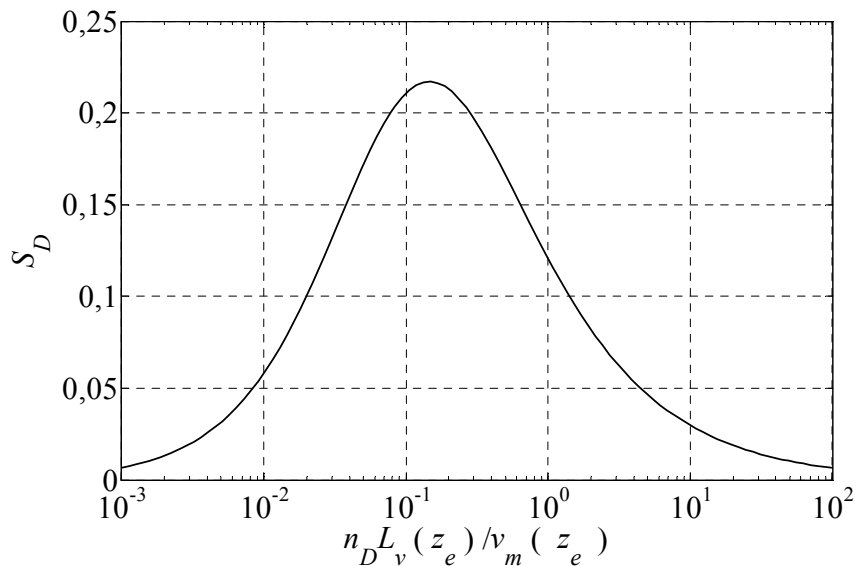


Figura L.5 - Diagramma di S_D .

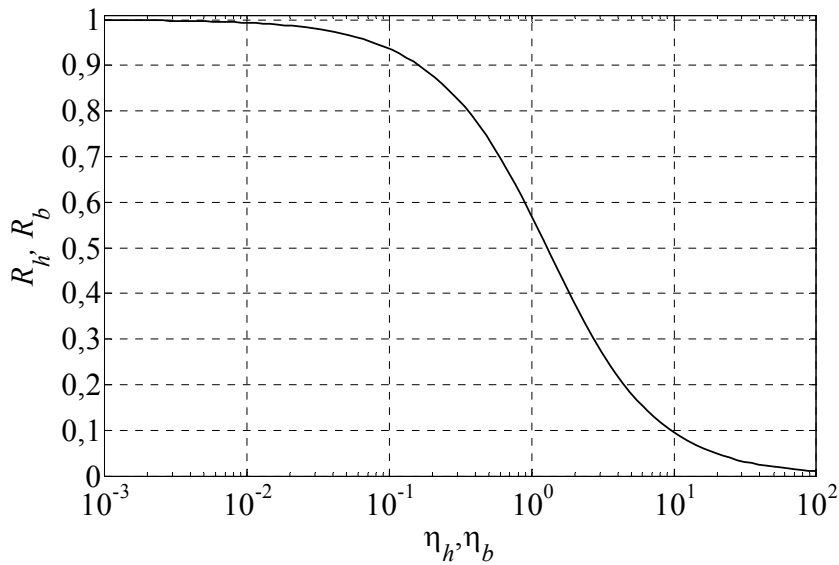


Figura L.6 - Diagramma di R_h e R_b .

Il fattore di picco in direzione longitudinale è fornito dalle relazioni (Figura L.7):

$$g_D = \sqrt{2 \cdot \ln(\nu_D \cdot T)} + \frac{0,5772}{\sqrt{2 \cdot \ln(\nu_D \cdot T)}} \geq 3 \quad (L.10)$$

$$\nu_D = n_D \cdot \sqrt{\frac{R_D^2}{B^2 + R_D^2}} \geq 0,08 \text{ Hz} \quad (L.11)$$

dove:

ν_D è la frequenza attesa della risposta longitudinale;

T è l'intervallo temporale su cui è valutata la velocità media del vento, $T=600$ s.

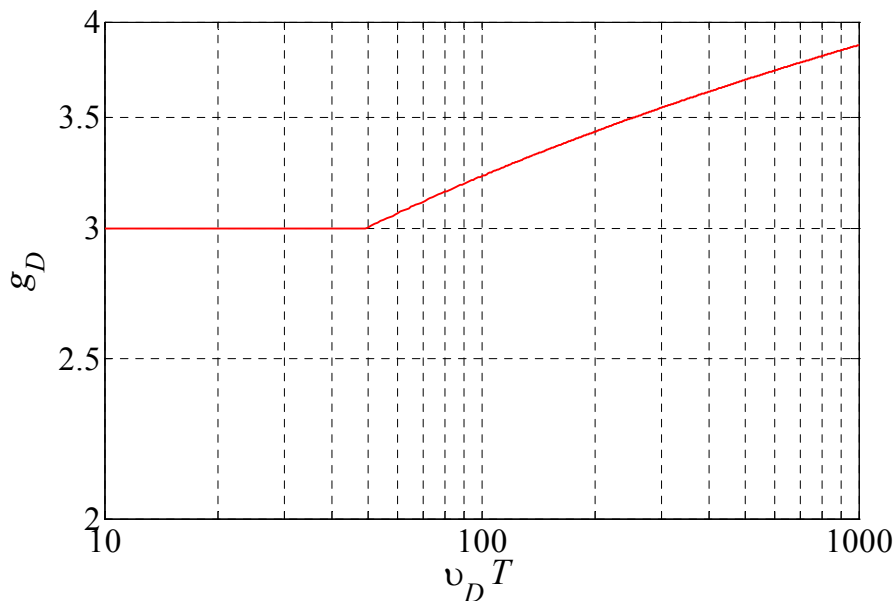


Figura L.7 – Fattore di picco g_D .

La Tabella L.I suggerisce la sequenza delle operazioni da svolgere per valutare il coefficiente dinamico longitudinale.

Tabella L.I - Procedura di calcolo del coefficiente dinamico longitudinale.

Passo	Operazione
1	Assegnazione del modello strutturale di riferimento (Figura L.2)
2	Assegnazione dei parametri geometrici b , h , z_e (Figura L.2)
3	Valutazione della velocità media del vento $v_m(z_e)$ (Paragrafo 3.2.5)
4	Valutazione dell'intensità della turbolenza $I_v(z_e)$ (Paragrafo 3.2.6)
5	Valutazione della scala integrale della turbolenza $L_v(z_e)$ (Paragrafo 3.2.6)
6	Assegnazione dei parametri dinamici n_D e ξ_D (Appendice I)
7	Valutazione del fattore di risposta quasi-statica B (Eq. L.4, Figura L.4)
8	Valutazione del parametro S_D (Eq. L.6, Figura L.5)
9	Valutazione dei parametri η_h e η_b (Eq. L.9)
10	Valutazione dei parametri R_h (Eq. L.7) e R_b (Eq. L.8) (Figura L.6)
11	Valutazione del fattore di risposta risonante R_D (Eq. L.5)
12	Valutazione della frequenza attesa ν_D (Eq. L.11)
13	Valutazione del fattore di picco g_D (Eq. L.10)
14	Valutazione del coefficiente di raffica G_D (Eq. L.3)
15	Valutazione del coefficiente dinamico c_{dD} (Eq. L.2)

L.3 Metodo semplificato per edifici

Partendo dal metodo dettagliato illustrato al paragrafo L.2, è possibile dedurre un valore cautelativo del coefficiente dinamico longitudinale, valido per edifici riconducibili a un parallelepipedo retto, con una distribuzione regolare di rigidezza e di massa, anche senza conoscere le esatte caratteristiche dinamiche della struttura. I diagrammi riportati in questo paragrafo sono ricavati utilizzando il metodo dettagliato, come involuppo di tutte le possibili situazioni associate a diversi valori della velocità base di riferimento del vento e della lunghezza di rugosità (assumendo unitario il coefficiente di topografia). I valori delle frequenze di vibrazione sono dedotti dalle Eqq. (I.4) e (I.5), in regime di verifiche di sicurezza; i valori dei rapporti di smorzamento relativo al critico sono dedotti dalle Eqq. (I.29) e (I.30). La Figura L.8 è ottenuta con le formule della frequenza di vibrazione e del rapporto di smorzamento consigliate per gli edifici multi-piano in acciaio. La Figura L.9 è ottenuta con le formule della frequenza di vibrazione e del rapporto di smorzamento consigliate per gli edifici multi-piano in cemento armato o misti.

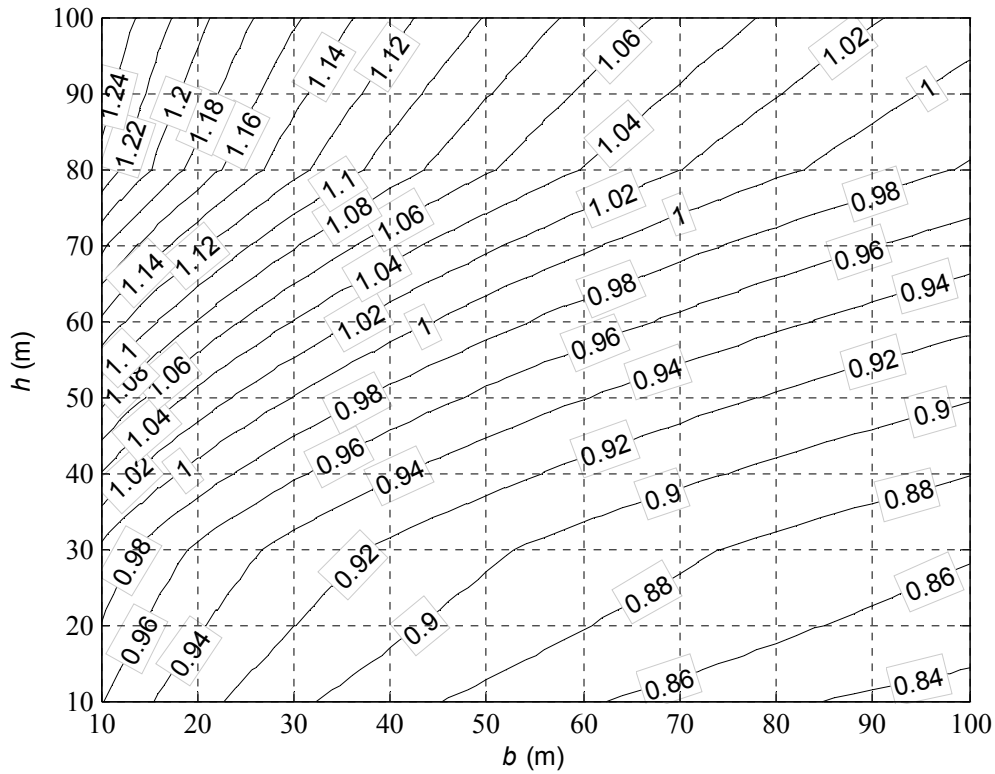


Figura L.8 – Coefficiente dinamico longitudinale c_{dD} per edifici schematizzabili come parallelepipedi retti, aventi struttura portante in acciaio.

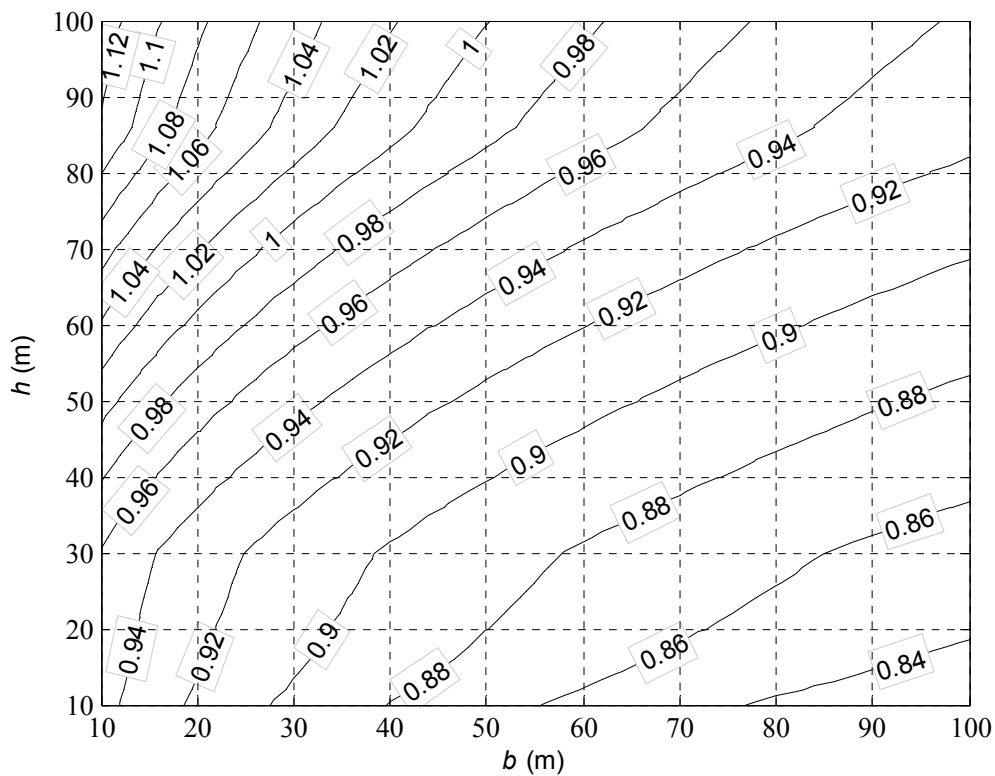


Figura L.9 – Coefficiente dinamico longitudinale c_{dD} per edifici schematizzabili come parallelepipedi retti, aventi struttura portante in cemento armato o mista.

L.4 Accelerazione di strutture verticali

L'applicazione delle azioni statiche equivalenti alla struttura permette di valutare lo spostamento massimo nella direzione del vento e il relativo stato di sollecitazione. Peraltro, soprattutto nel caso degli edifici alti, e più in generale delle costruzioni verticali adibite a ospitare persone, può essere importante determinare anche l'accelerazione di piano per verificare l'abitabilità della costruzione nei riguardi delle vibrazioni indotte dal vento (Appendice N).

Il valore di picco dell'accelerazione longitudinale alla quota z è fornito dall'espressione:

$$a_{pD}(z) = g_{aD} \cdot \sigma_{aD}(z) \quad (\text{L.12})$$

dove:

g_{aD} è il fattore di picco dell'accelerazione:

$$g_{aD} = \sqrt{2 \cdot \ln(n_D \cdot T)} + \frac{0,5772}{\sqrt{2 \cdot \ln(n_D \cdot T)}} \geq 3 \quad (\text{L.13})$$

σ_{aD} è la deviazione standard dell'accelerazione longitudinale alla quota z :

$$\sigma_{aD}(z) = \frac{\rho \cdot v_m^2(z_e) \cdot b \cdot h}{m_D} \cdot c_{fD} \cdot I_v(z_e) \cdot R_D \cdot K_D \cdot \Phi_D(z) \quad (\text{L.14})$$

dove:

n_D è la frequenza del primo modo della struttura nella direzione del vento (Appendice I);

T è il tempo su cui è valutata la velocità media del vento, $T=600$ s;

ρ è la densità media dell'aria, $\rho=1.25$ kg/m³ (paragrafo 3.2.7);

$v_m(z_e)$ è la velocità media del vento (paragrafo 3.2.5), valutata per $z=z_e$ in corrispondenza di un periodo di ritorno di progetto T_R idoneo alla verifica di abitabilità (Appendice N);

b è la larghezza della struttura (Figura L.2);

h è l'altezza della struttura (Figura L.2);

m_D è la massa generalizzata relativa al primo modo nella direzione del vento (Appendice I);

c_{fD} è il coefficiente di forza per unità di lunghezza della struttura o dell'elemento strutturale nella direzione del vento (Appendice G); relativamente agli edifici, $c_{fD} = (c_{pe,p} - c_{pe,n})$, dove $c_{pe,p}$ e $c_{pe,n}$ sono rispettivamente i coefficienti di pressione sulla faccia sopravvento e sottovento (Appendice G);

$I_v(z_e)$ è l'intensità di turbolenza (paragrafo 3.2.6), valutata all'altezza $z=z_e$;

R_D è il fattore di risposta risonante, il cui quadrato è fornito dall'Eq. (L.5) in corrispondenza di un periodo di ritorno di progetto T_R idoneo alla verifica di abitabilità (Appendice N);

$\Phi_D(z)$ è la forma modale del primo modo di vibrazione della struttura nella direzione del vento (Appendice I);

K_D è un coefficiente adimensionale definito dall'espressione:

$$K_D = \frac{\int_0^h v_m(z) \cdot \Phi_D(z) \cdot dz}{h \cdot v_m(z_e)} \quad (\text{L.15})$$

Limitatamente al caso in cui il primo modo di vibrazione abbia una forma del tipo $\Phi_D(z)=(z/h)^\zeta$ (Appendice I) e il coefficiente di topografia sia $c_t = 1$ (paragrafo 3.2.4), l'Eq. (L.15) è approssimata dalla relazione (Figura L.10):

$$K_D = \frac{(\zeta + 1) \left[\ln \left(\frac{z_e}{z_0} \right) + 0,5 \right] - 1}{(\zeta + 1)^2 \ln \left(\frac{z_e}{z_0} \right)} \quad (\text{L.16})$$

dove z_0 è la lunghezza di rugosità definita al paragrafo (3.2.4) in funzione della categoria di esposizione del sito ove sorge la costruzione.

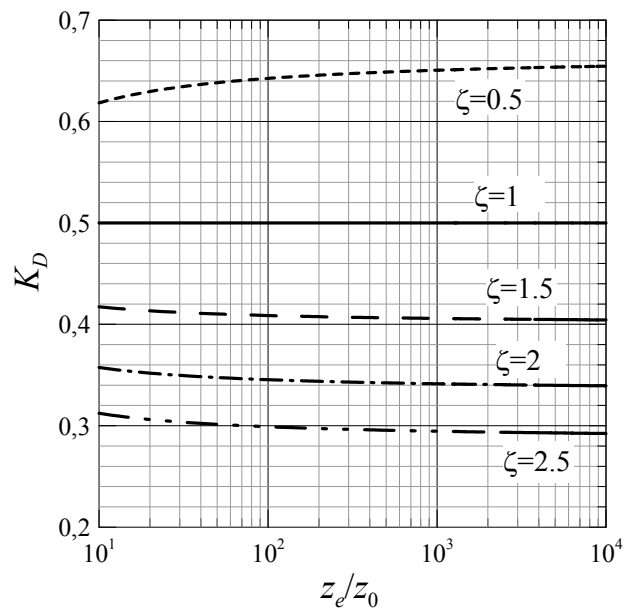


Figura L.10 – Coefficiente adimensionale K_D .

Appendice M AZIONI STATICHE EQUIVALENTI E ACCELERAZIONI TRASVERSALI E TORSIONALI

M.1 Principi generali

In generale, il vento esercita sugli edifici azioni longitudinali, trasversali e torsionali. Le azioni trasversali (L , *lift*) e torsionali (M , *moment*) tendono ad assumere un ruolo di crescente importanza quanto più l'edificio è alto, snello e flessibile, principalmente a causa della scia indotta dal distacco dei vortici.

La presente appendice fornisce procedimenti applicabili ad edifici riconducibili a parallelepipedi retti (Figura M.1). Si raccomanda di valutare gli effetti delle azioni trasversali e torsionali se:

$$\frac{h}{\sqrt{b \cdot d}} \geq 3 \quad (\text{M.1})$$

dove:

- b è la larghezza dell'edificio (dimensione ortogonale alla direzione del vento);
- d è la profondità dell'edificio (dimensione parallela alla direzione del vento);
- h è l'altezza dell'edificio.

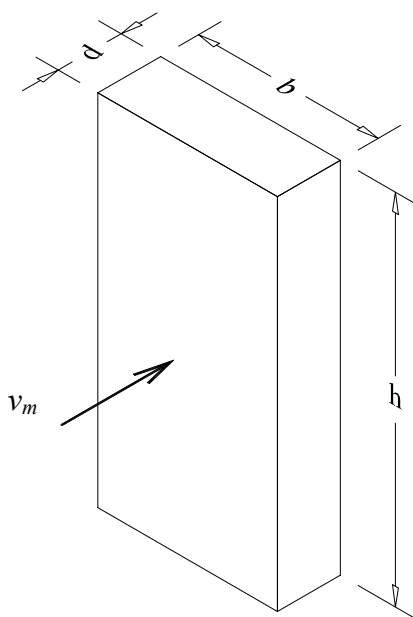


Figura M.1 - Edificio riconducibile a un parallelepipedo retto.

Le procedure riportate nel seguito per calcolare le azioni statiche equivalenti e le accelerazioni trasversali e torsionali sono applicabili ad edifici:

- (a) sollecitati dal vento ortogonalmente ad una faccia (situazione che rappresenta generalmente la condizione di carico più sfavorevole);
- (b) dotati di una distribuzione verticale di massa (per unità di lunghezza) costante;
- (c) rispondenti alle seguenti condizioni:

$$\frac{h}{\sqrt{b \cdot d}} \leq 6 \quad (\text{M.2})$$

$$0,2 \leq \frac{d}{b} \leq 5 \quad (\text{M.3})$$

$$\frac{v_m(h)}{n_{LM} \cdot \sqrt{b \cdot d}} \leq 10 \quad (\text{M.4})$$

dove:

$v_m(h)$ è la velocità media del vento (paragrafo 3.2.5), valutata alla sommità dell'edificio, $z=h$;
 n_{LM} è la frequenza del primo modo trasversale (in direzione ortogonale alla velocità del vento) o del primo modo torsionale, a seconda della verifica che si intende eseguire. Stime delle frequenze di vibrazione flessionale o torsionale sono riportate in Appendice I.

Esprimendo b e d in m, v_m in m/s e n_{LM} in Hz, il primo membro dell'Eq. (M.4) risulta correttamente adimensionale.

Per edifici con caratteristiche tali da soddisfare le Eqq. (M.2)-(M.4), i paragrafi M.2 e M.3 illustrano due procedure dettagliate di calcolo per valutare, rispettivamente, le forze trasversali e i momenti torcenti statici equivalenti. Il paragrafo M.4 illustra una procedura semplificata di calcolo, a favore di sicurezza, per valutare le forze trasversali e i momenti torcenti statici equivalenti, limitatamente a edifici riconducibili a parallelepipedi retti a base quadrata. Il paragrafo M.5 illustra una procedura di calcolo delle accelerazioni trasversali e torsionali, per valutare l'abitabilità della costruzione nei riguardi delle vibrazioni indotte dal vento (Appendice N). Il paragrafo M.6 fornisce le regole atte a combinare le azioni longitudinali, trasversali e torsionali, e gli effetti relativi.

Per edifici con caratteristiche tali da non soddisfare le Eqq. (M.2)-(M.4), si possono instaurare fenomeni aeroelastici. In tali casi si raccomanda di valutare le azioni del vento attraverso metodi sperimentali, numerici e/o teorici adeguatamente comprovati.

M.2 Metodo dettagliato per le azioni trasversali

Le vibrazioni trasversali sono causate dalla turbolenza del vento incidente e dalla scia vorticosa. Nel presente paragrafo è fornita una procedura per la stima delle forze statiche equivalenti alle azioni prodotte dal vento, in direzione ortogonale alla velocità media.

La forza statica equivalente trasversale per unità di lunghezza è fornita dalla relazione:

$$f_L(z) = 3 \cdot q_p(h) \cdot C_L \cdot b \cdot \left(\frac{z}{h} \right) \cdot c_{dL} \quad (\text{M.5})$$

dove:

$q_p(h)$ è la pressione cinetica di picco (paragrafo 3.2.7), valutata all'altezza $z=h$;
 C_L è il coefficiente aerodinamico di forza (correlato al momento fluttuante di ribaltamento alla base, Figura M.1):

$$C_L = 0,0082 \cdot \left(\frac{d}{b} \right)^3 - 0,071 \cdot \left(\frac{d}{b} \right)^2 + 0,22 \cdot \frac{d}{b} \quad (\text{M.6})$$

c_{dL} è il coefficiente dinamico trasversale, fornito dalle relazioni:

$$c_{dL} = \frac{G_L}{1 + 7 \cdot I_v(h)} \quad (\text{M.7})$$

$$G_L = g_L \cdot \sqrt{1 + R_L^2} \quad (\text{M.8})$$

dove:

G_L è il fattore di raffica trasversale;
 g_L è il fattore di picco in direzione trasversale;
 R_L è il fattore di risposta risonante in direzione trasversale;
 $I_v(h)$ è l'intensità di turbolenza (paragrafo 3.2.6) all'altezza $z=h$.

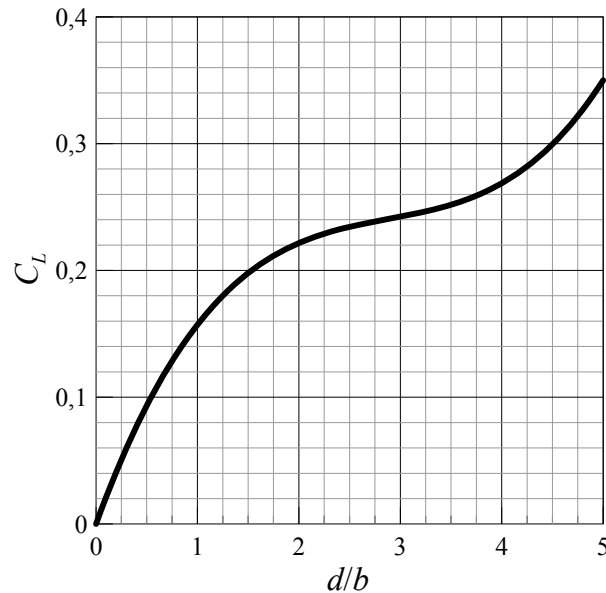


Figura M.2 – Coefficiente aerodinamico di forza C_L .

Il fattore di risposta risonante in direzione trasversale è fornito dalle relazioni:

$$R_L^2 = \frac{\pi \cdot S_L}{4 \cdot \xi_L} \quad (\text{M.9})$$

$$S_L = \sum_{j=1}^m \frac{4k_j \cdot (1 + 0,6 \cdot \beta_j) \cdot \beta_j}{\pi} \frac{\left(\frac{n_L}{n_{sj}}\right)^2}{\left[1 - \left(\frac{n_L}{n_{sj}}\right)^2\right]^2 + 4 \cdot \beta_j^2 \cdot \left(\frac{n_L}{n_{sj}}\right)^2} \quad (\text{M.10})$$

$$m = \begin{cases} 1 & d/b < 3 \\ 2 & d/b \geq 3 \end{cases} \quad (\text{M.11})$$

$$k_1 = 0,85, \quad k_2 = 0,02 \quad (\text{M.12})$$

$$\beta_1 = \frac{\left(\frac{d}{b}\right)^4 + 2,3 \cdot \left(\frac{d}{b}\right)^2}{\left[2,4 \cdot \left(\frac{d}{b}\right)^4 - 9,2 \cdot \left(\frac{d}{b}\right)^3 + 18 \cdot \left(\frac{d}{b}\right)^2 + 9,5 \cdot \left(\frac{d}{b}\right) - 0,15\right]} + \frac{0,12}{\left(\frac{d}{b}\right)}, \quad \beta_2 = 0,28 \cdot \left(\frac{d}{b}\right)^{-0,34} \quad (\text{M.13})$$

$$n_{s1} = \frac{0,12}{\left\{1 + 0,38 \cdot \left(\frac{d}{b}\right)^2\right\}^{0,89}} \frac{v_m(h)}{b}, \quad n_{s2} = \frac{0,56}{\left(\frac{d}{b}\right)^{0,85}} \frac{v_m(h)}{b} \quad (\text{M.14})$$

dove:

- ξ_L il rapporto di smorzamento per il primo modo trasversale (Appendice I);
- n_L è la frequenza del primo modo trasversale dell'edificio (Appendice I);
- $v_m(h)$ è la velocità media del vento (Paragrafo 3.2.5), valutata all'altezza $z=h$;
- β_1, β_2 sono coefficienti adimensionali riportati in Figura M.3;
- n_{s1}, n_{s2} sono parametri riportati, in forma adimensionale, in Figura M.4.

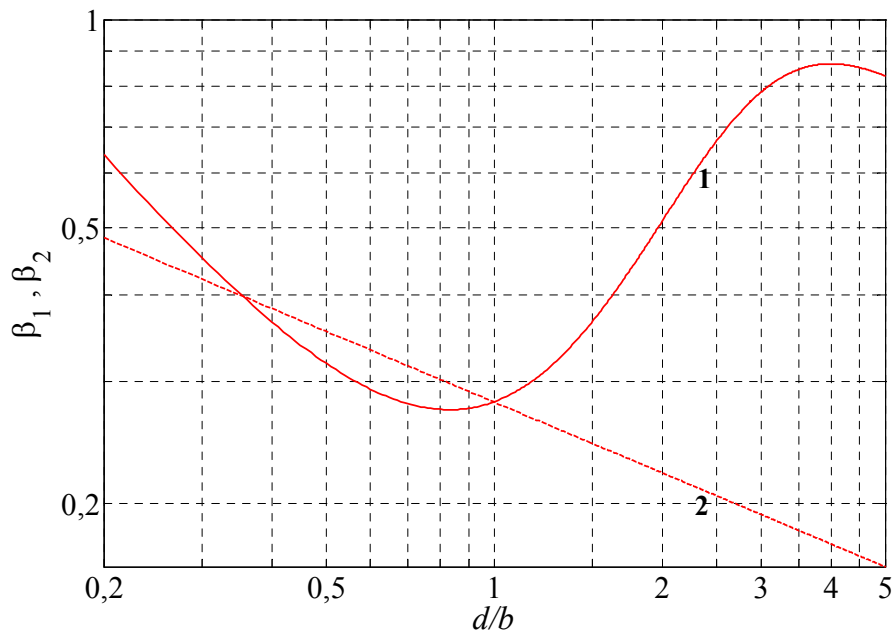


Figura M.3 - Diagrammi di β_1 e β_2 .

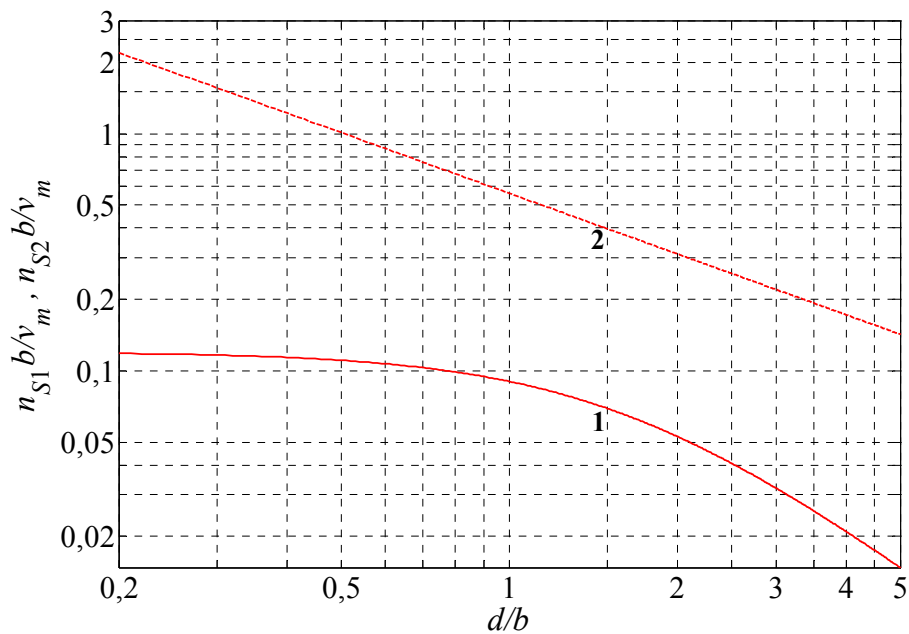


Figura M.4 - Diagrammi di $n_{s1}b/v_m(h)$ e $n_{s2}b/v_m(h)$.

Il fattore di picco in direzione trasversale è fornito dalla relazione:

$$g_L = \sqrt{2 \cdot \ln(n_L \cdot T)} + \frac{0,5772}{\sqrt{2 \cdot \ln(n_L \cdot T)}} \geq 3 \quad (\text{M.15})$$

dove:

n_L è la frequenza del primo modo trasversale dell'edificio (Appendice I);

T è l'intervallo temporale su cui è valutata la velocità media del vento, $T=600$ s.

La Tabella M.I suggerisce la sequenza delle operazioni da svolgere per valutare il coefficiente dinamico trasversale.

Tabella M.I - Procedura di calcolo del coefficiente dinamico trasversale.

Passo	Operazione
1	Assegnazione dei parametri geometrici b, d, h (Figura M.1)
2	Valutazione della velocità media del vento $v_m(h)$ (Paragrafo 3.2.5)
3	Valutazione dell'intensità della turbolenza $I_v(h)$ (Paragrafo 3.2.6)
4	Assegnazione dei parametri dinamici n_L e ξ_L (Appendice I)
5	Valutazione del parametro m (Eq. M.11)
6	Valutazione dei parametro k_1 ed eventualmente k_2 (se $m=2$) (Eq. M.12)
7	Valutazione dei parametro β_1 ed eventualmente β_2 (se $m=2$) (Eq. M.13, Figura M.3)
8	Valutazione dei parametro n_{s1} ed eventualmente n_{s2} (se $m=2$) (Eq. M.14, Figura M.4)
9	Valutazione del parametro S_L (Eq. M.10)
10	Valutazione del fattore di risposta risonante R_L (Eq. M.9)
11	Valutazione del fattore di picco g_L (Eq. M.15)
12	Valutazione del coefficiente di raffica G_L (Eq. M.8)
13	Valutazione del coefficiente dinamico c_{dL} (Eq. M.7)

M.3 Metodo dettagliato per le azioni torsionali

Le vibrazioni torsionali sono causate dalla turbolenza del vento incidente e dalla scia vorticosa. Nel presente paragrafo è fornita una procedura per la stima del momento torcente statico equivalente alle azioni prodotte dal vento per vibrazioni torsionali.

Il momento torcente statico equivalente per unità di lunghezza è espresso dalla relazione:

$$m_M(z) = 1,8 \cdot q_p(h) \cdot C_M \cdot b^2 \cdot \left(\frac{z}{h}\right) \cdot c_{dM} \quad (\text{M.16})$$

dove:

$q_p(h)$ è la pressione cinetica di picco (paragrafo 3.2.7), valutata all'altezza $z=h$;

C_M è il coefficiente aerodinamico di momento (correlato al momento fluttuante di torsione alla base, Figura M.5):

$$C_M = \left[0,0066 + 0,015 \cdot \left(\frac{d}{b}\right)^2 \right]^{0,78} \quad (\text{M.17})$$

c_{dM} è il coefficiente dinamico torsionale fornito dalle relazioni:

$$c_{dM} = \frac{G_M}{1 + 7 \cdot I_v(h)} \quad (M.18)$$

$$G_M = g_M \cdot \sqrt{1 + R_M^2} \quad (M.19)$$

dove:

G_M è il fattore di raffica torsionale;

g_M è il fattore di picco torsionale;

R_M è il fattore di risposta risonante torsionale;

$I_v(h)$ è l'intensità di turbolenza (Paragrafo 3.2.6) alla sommità dell'edificio.

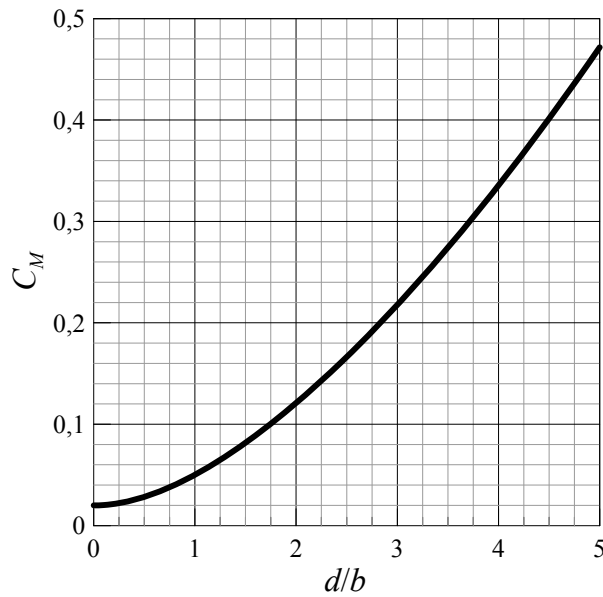


Figura M.5 – Coefficiente aerodinamico di momento C_M .

Il fattore di risposta risonante torsionale è fornito dalle relazioni:

$$R_M^2 = \frac{\pi \cdot S_M}{4 \cdot \xi_M} \quad (M.20)$$

$$S_M = \begin{cases} S_{M1} \cdot \left(\frac{v_m^*}{4,5}\right)^{2\beta_{M1}} & \text{per } v_m^* \leq 4,5 \\ S_{M1} \cdot \exp\left\{3,5 \cdot \ln\left(\frac{S_{M2}}{S_{M1}}\right) \cdot \ln\left(\frac{v_m^*}{4,5}\right)\right\} & \text{per } 4,5 < v_m^* < 6 \\ S_{M2} \cdot \left(\frac{v_m^*}{6}\right)^{2\beta_{M2}} & \text{per } 6 \leq v_m^* \leq 10 \end{cases} \quad (M.21)$$

$$v_m^* = \frac{v_m(h)}{n_M \cdot \sqrt{b \cdot d}} \quad (M.22)$$

$$S_{M1} = \frac{0,14 \cdot K_{M1}^2 \cdot d \cdot (b^2 + d^2)^2}{\pi \cdot \ell^2 \cdot b^3} \cdot (4,5)^{2\beta_{M1}}, \quad S_{M2} = \frac{0,14 \cdot K_{M2}^2 \cdot d \cdot (b^2 + d^2)^2}{\pi \cdot \ell^2 \cdot b^3} \cdot (6)^{2\beta_{M2}} \quad (\text{M.23})$$

$$\beta_{M1} = \frac{(d/b) + 3,6}{(d/b)^2 - 5,1 \cdot (d/b) + 9,1} + \frac{0,14}{(d/b)} + 0,14, \quad \beta_{M2} = \frac{0,044 \cdot (d/b)^2 - 0,0064}{(d/b)^4 - 0,26 \cdot (d/b)^2 + 0,1} + 0,2 \quad (\text{M.24})$$

$$K_{M1} = \frac{-1,1 \cdot (d/b) + 0,97}{(d/b)^2 + 0,85 \cdot (d/b) + 3,3} + 0,17, \quad K_{M2} = \frac{0,077 \cdot (d/b) - 0,16}{(d/b)^2 - 0,96 \cdot (d/b) + 0,42} + \frac{0,35}{(d/b)} + 0,095 \quad (\text{M.25})$$

dove:

ξ_M il rapporto di smorzamento per il primo modo torsionale (Appendice I);

n_M è la frequenza del primo modo torsionale dell'edificio (Appendice I);

ℓ è la dimensione maggiore tra d e b ;

$v_m(h)$ è la velocità media del vento (paragrafo 3.2.5), valutata all'altezza $z=h$;

v_m^* è la velocità media ridotta, valutata all'altezza $z=h$;

β_{M1}, β_{M2} sono coefficienti adimensionali riportati in Figura M.6;

K_{M1}, K_{M2} sono coefficienti adimensionali riportati in Figura M.7.

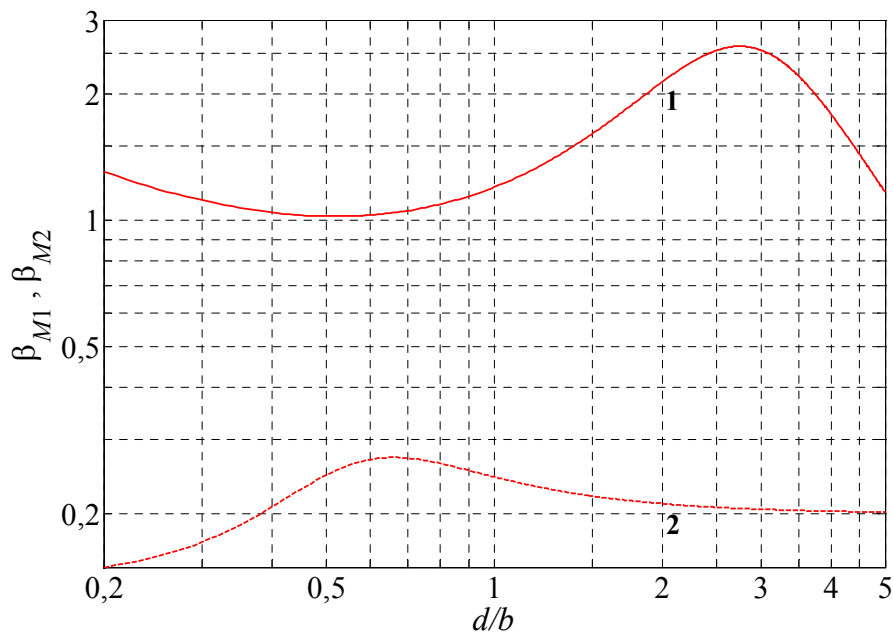


Figura M.6 - Coefficienti adimensionali β_{M1} e β_{M2} .

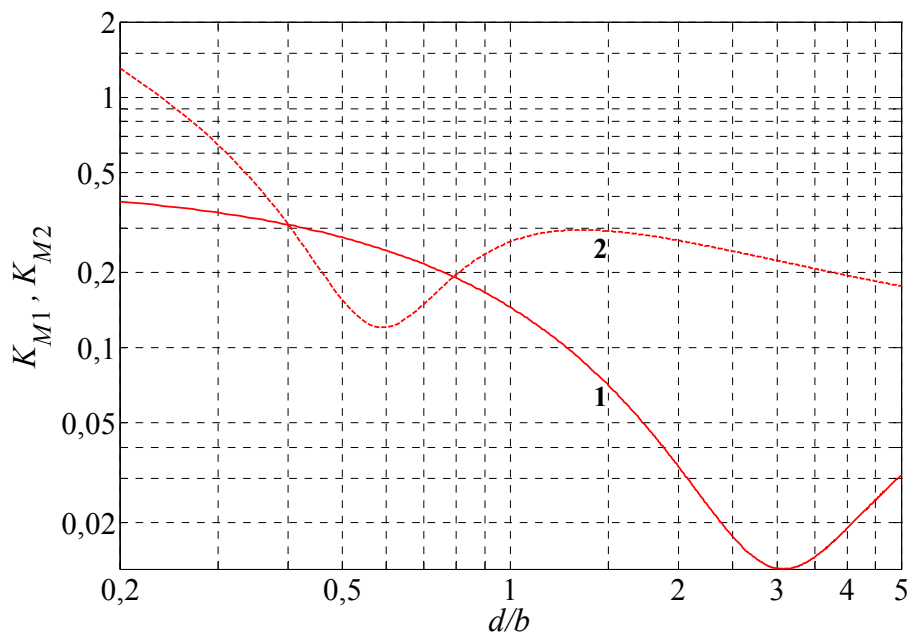


Figura M.7 - Coefficienti adimensionali K_{M1} e K_{M2} .

Il fattore di picco torsionale è fornito dalla relazione:

$$g_M = \sqrt{2 \cdot \ln(n_M \cdot T)} + \frac{0,5772}{\sqrt{2 \cdot \ln(n_M \cdot T)}} \geq 3 \quad (\text{M.26})$$

dove:

n_M è la frequenza del primo modo torsionale dell'edificio (Appendice I);

T è l'intervallo temporale su cui è valutata la velocità media del vento, $T=600$ s.

La Tabella M.II suggerisce la sequenza delle operazioni da svolgere per valutare il coefficiente dinamico torsionale.

Tabella M.II - Procedura di calcolo del coefficiente dinamico torsionale.

Passo	Operazione
1	Assegnazione dei parametri geometrici b , d , h , (Figura M.1) e $l = \max(b,d)$
2	Valutazione della velocità media del vento $v_m(h)$ (Paragrafo 3.2.5)
3	Valutazione dell'intensità della turbolenza $I_v(h)$ (Paragrafo 3.2.6)
4	Assegnazione dei parametri dinamici n_M e ξ_M (Appendice I)
5	Valutazione del parametro v_M^* (Eq. M.22)
6	Valutazione dei parametri β_{M1} (se $v_M^* \leq 6$) e β_{M2} (se $v_M^* \geq 4,5$) (Eq. M.24, Figura M.6)
7	Valutazione dei parametri K_{M1} (se $v_M^* \leq 6$) e K_{M2} (se $v_M^* \geq 4,5$) (Eq. M.25, Figura M.7)
8	Valutazione dei parametri S_{M1} (se $v_M^* \leq 6$) e S_{M2} (se $v_M^* \geq 4,5$) (Eq. M.23)
9	Valutazione del parametro S_M (Eq. M.21)
10	Valutazione del fattore di risposta risonante R_M (Eq. M.20)
11	Valutazione del fattore di picco g_M (Eq. M.26)
12	Valutazione del coefficiente di raffica G_M (Eq. M.19)
13	Valutazione del coefficiente dinamico c_{dM} (Eq. M.18)

M.4 Metodo semplificato per le azioni trasversali e torsionali

Partendo dai metodi dettagliati illustrati ai Paragrafi M.2 e M.3, è possibile dedurre valori cautelativi del coefficiente dinamico trasversale e torsionale per edifici riconducibili a un parallelepipedo a sezione quadrata ($b=d$), anche senza conoscere le esatte caratteristiche dinamiche della struttura. I diagrammi riportati in questo paragrafo sono ricavati usando i metodi dettagliati, come involuppo di tutte le possibili situazioni associate a diversi valori della velocità base di riferimento del vento e della lunghezza di rugosità (assumendo unitario il coefficiente di topografia). I valori delle frequenze di vibrazione sono dedotti dalle Eqq. (I.4) e (I.5), in regime di verifica di sicurezza, per le frequenze trasversali; sono dedotti dall'Eq. (I.7) per le frequenze torsionali. I valori del rapporto di smorzamento sono dedotti dalle Eqq. (I.29) e (I.30) sia per le vibrazioni trasversali, sia per le vibrazioni torsionali.

Il valore del coefficiente dinamico trasversale e torsionale riportati nei diagrammi successivi sono circoscritti alle situazioni nelle quali siano rispettate le regole sui campi di utilizzo, in particolare le Eqq. (M.1), (M.2) e (M.4). Pertanto, per un edificio a sezione quadrata, i valori di h significativi per l'applicazione della procedura sono minori di $6b$.

Relativamente al calcolo del coefficiente dinamico trasversale, la Figura M.8 riguarda gli edifici multi-piano in acciaio; la Figura M.9 riguarda gli edifici multi-piano in cemento armato o misti. Le zone grigie nelle due figure indicano le situazioni in cui non è strettamente necessario procedere alla valutazione degli effetti delle azioni trasversali, in quanto $h < 3b$ (Eq. M.1).

Relativamente al calcolo del coefficiente dinamico torsionale, la Figura M.10 riguarda gli edifici multi-piano in acciaio; la Figura M.11 riguarda gli edifici multi-piano in cemento armato o misti. Le zone grigie nelle due figure indicano le situazioni in cui non è strettamente necessario procedere alla valutazione degli effetti delle azioni torsionali, in quanto $h < 3b$ (Eq. M.1).

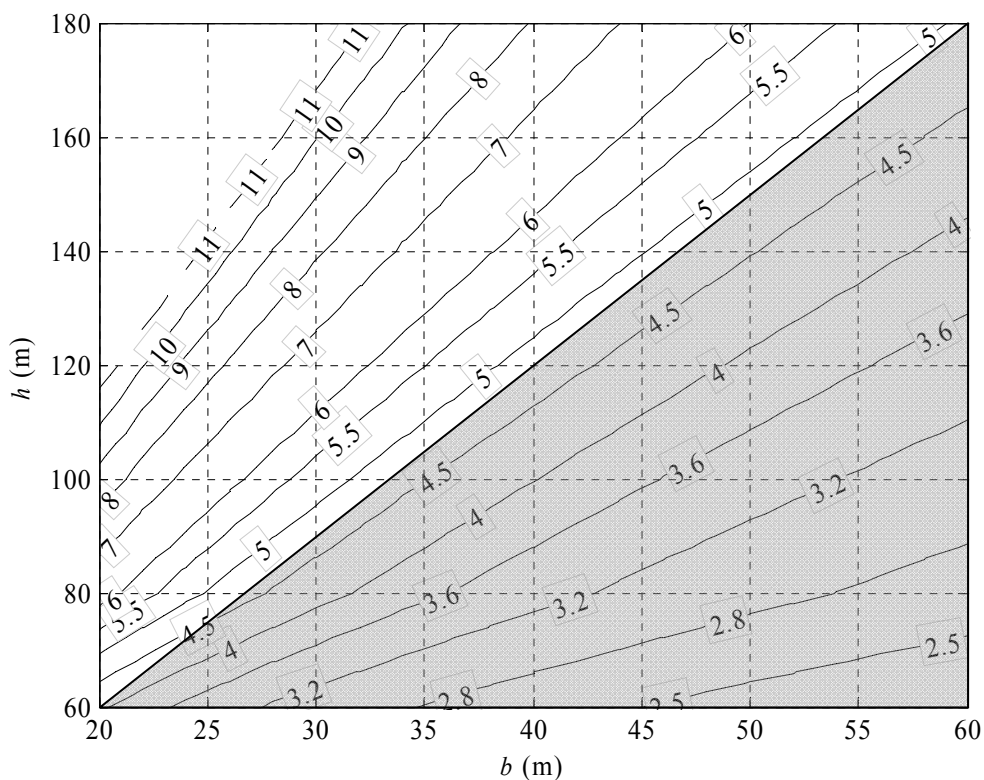


Figura M.8 – Valori del coefficiente dinamico trasversale c_{dL} per edifici schematizzabili come parallelepipedi retti a base quadrata, aventi struttura portante in acciaio.

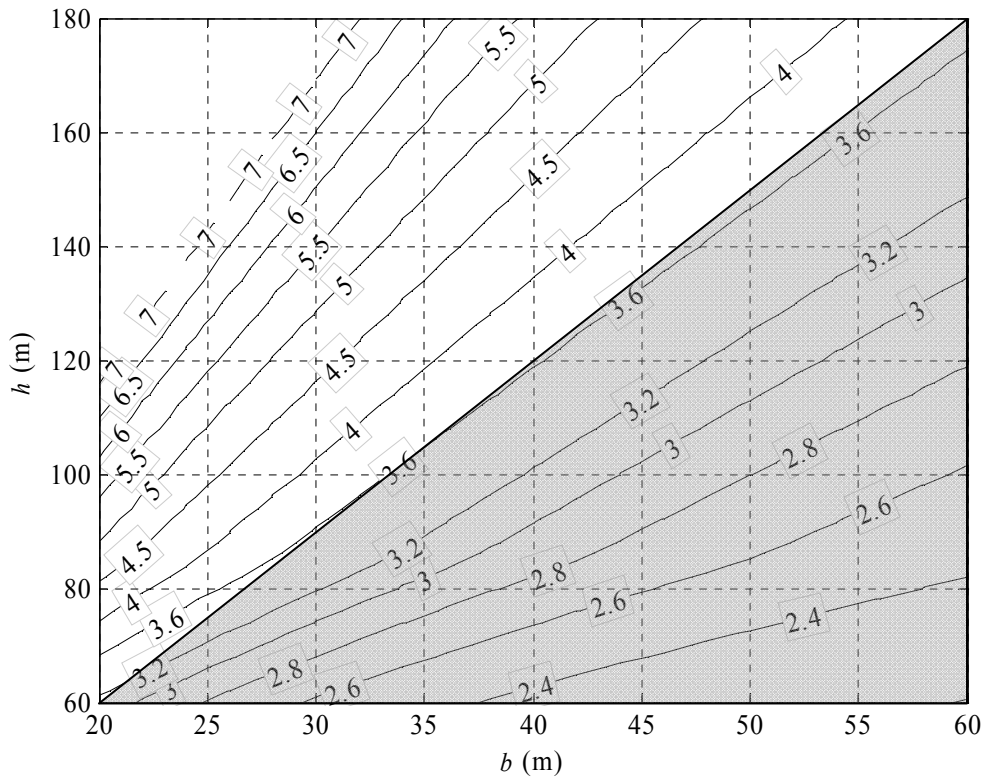


Figura M.9 – Valori del coefficiente dinamico trasversale c_{dL} per edifici schematizzabili come parallelepipedi retti a base quadrata, aventi struttura portante in cemento armato o misti.

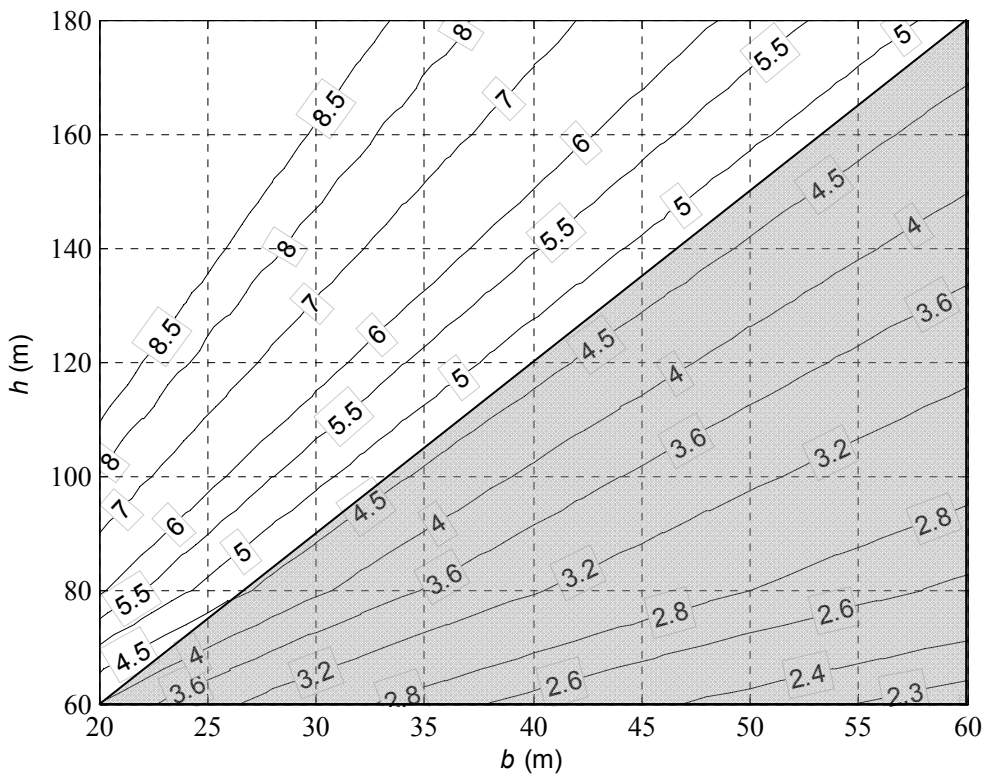


Figura M.10 – Valori del coefficiente dinamico torsionale c_{dM} per edifici schematizzabili come parallelepipedi retti a base quadrata, aventi struttura portante in acciaio.

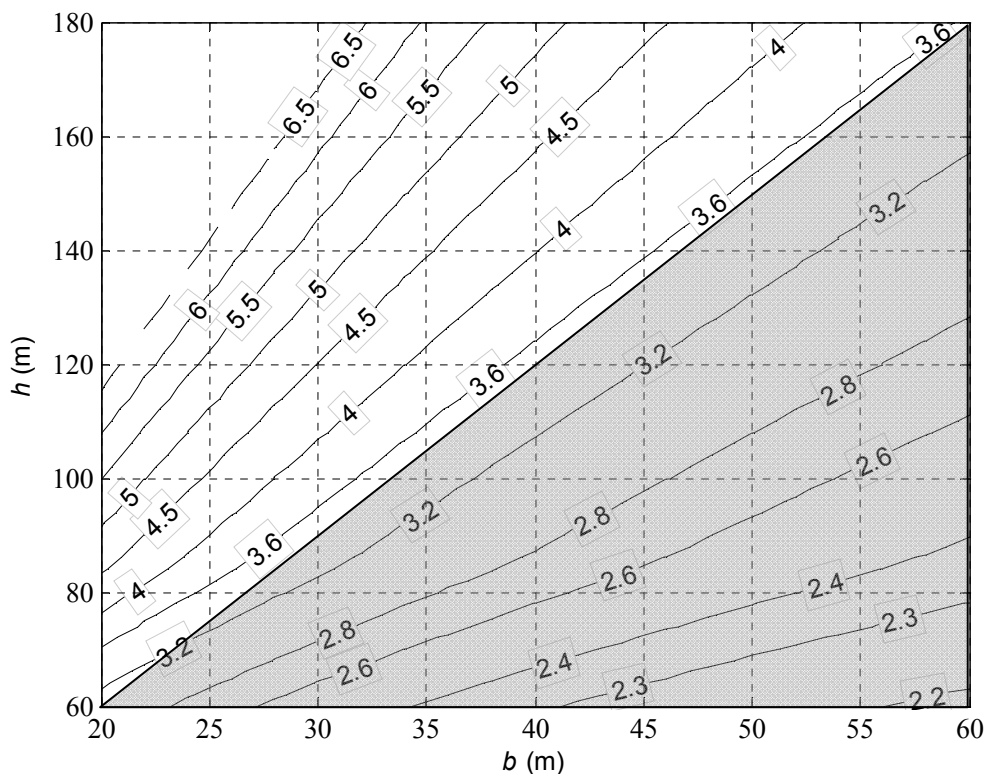


Figura M.11 – Valori del coefficiente dinamico torsionale c_{dM} per edifici schematizzabili come parallelepipedi retti a base quadrata, aventi struttura portante in cemento armato o misti.

M.5 Accelerazioni trasversali e torsionali

Il valore di picco dell'accelerazione trasversale alla quota z dell'edificio è fornito dall'espressione:

$$a_{pL}(z) = g_L \cdot \sigma_{aL}(z) \quad (\text{M.27})$$

dove:

g_L è il fattore di picco in direzione trasversale, Eq. (M.15);

σ_{aL} è la deviazione standard dell'accelerazione trasversale alla quota z :

$$\sigma_{aL}(z) = \frac{0,5 \cdot \rho \cdot v_m^2(h) \cdot b \cdot h}{m_L} C_L \cdot R_L \cdot \Phi_L(h) \cdot \Phi_L(z) \quad (\text{M.28})$$

dove:

ρ è la densità dell'aria, $\rho=1,25 \text{ kg/m}^3$ (paragrafo 3.2.7);

$v_m(h)$ è la velocità media del vento (paragrafo 3.2.5), valutata per $z=h$ in corrispondenza di un periodo di ritorno di progetto T_R idoneo alla verifica di abitabilità (Appendice N);

b è la larghezza dell'edificio (Figura M.1);

h è l'altezza dell'edificio (Figura M.1);

m_L è la massa generalizzata dell'edificio, relativa al primo modo di vibrazione trasversale (Appendice I);

C_L è il coefficiente aerodinamico di forza, Eq. (M.6);

R_L è il fattore di risposta risonante in direzione trasversale, il cui quadrato è fornito dall'Eq. (M.9) in corrispondenza di un periodo di ritorno di progetto T_R idoneo alla verifica di abitabilità (Appendice N);

$\Phi_L(z)$ è la forma modale del primo modo di vibrazione in direzione trasversale (Appendice I).
Il valore di picco dell'accelerazione torsionale alla quota z dell'edificio è fornito dall'espressione:

$$a_{pM}(z) = g_M \cdot \sigma_{aM}(z) \quad (\text{M.29})$$

dove:

g_M è il fattore di picco torsionale, Eq. (M.22);

σ_{aM} è la deviazione standard dell'accelerazione torsionale alla quota z :

$$\sigma_{aM}(z) = \frac{0,3 \cdot \rho \cdot v_m^2(h) \cdot b^2 \cdot h}{I_M} C_M \cdot R_M \cdot \Phi_M(h) \cdot \Phi_M(z) \quad (\text{M.30})$$

dove:

ρ è la densità dell'aria, $\rho=1,25 \text{ kg/m}^3$ (paragrafo 3.2.7);

$v_m(h)$ è la velocità media del vento (paragrafo 2.5), valutata per $z=h$ in corrispondenza di un periodo di ritorno di progetto T_R idoneo alla verifica di abitabilità (Appendice N);

b è la larghezza dell'edificio (Figura M.1);

h è l'altezza dell'edificio (Figura M.1);

I_M è il momento di inerzia polare di massa generalizzato dell'edificio, relativo al primo modo di vibrazione torsionale (Appendice I);

C_M è il coefficiente aerodinamico di momento, Eq. (M.17);

R_M è il fattore di risposta risonante torsionale, il cui quadrato è fornito dall'Eq. (M.9) in corrispondenza di un periodo di ritorno di progetto T_R idoneo alla verifica di abitabilità (Appendice N);

$\Phi_M(z)$ è la forma modale del primo modo di vibrazione torsionale (Appendice I).

M.6 Combinazione delle azioni e degli effetti

Le azioni trasversali e torsionali devono essere opportunamente combinate tra loro e con le azioni longitudinali (Appendice L). Analogamente, devono essere opportunamente combinati gli effetti relativi (spostamenti, rotazioni, sollecitazioni, accelerazioni, ...).

Si raccomanda di applicare le tre regole di combinazione riportate in Tabella M.III.

Tabella M.III - Regole di combinazione delle azioni e degli effetti.

Combinazione	Azione/effetto longitudinale	Azione/effetto trasversale	Azione/effetto torcente
1	D	$0,4 \cdot L$	$0,4 \cdot M$
2	$D \cdot \left(0,4 + \frac{0,6}{G_D} \right)$	L	$\gamma_{LM} \cdot M$
3	$D \cdot \left(0,4 + \frac{0,6}{G_D} \right)$	$\gamma_{LM} \cdot L$	M

I simboli presenti nella Tabella M.III hanno il seguente significato:

D, L, M indicano, a seconda delle circostanze, rispettivamente un'azione in direzione longitudinale, trasversale e torsionale, o un effetto relativo (spostamento, rotazione, sollecitazione, accelerazione, ...);

G_D è il fattore di raffica longitudinale (paragrafo L.3);

γ_{LM} è il coefficiente adimensionale di combinazione delle azioni e degli effetti trasversali e torsionali, riportato nella Tabella M.IV.

Tabella M.IV - Coefficiente di combinazione di L e M .

d/b	$n_1 \cdot b/v_m (h)$	γ_{LM}		
		$f_{LM} = 1,0$	$f_{LM} = 1,1$	$f_{LM} \geq 1,4$
$\leq 0,5$	$\leq 0,1$	0,95	0,61	0,55
	0,2	0,55	0,67	0,61
	0,3	0,55	0,73	0,67
	0,6	0,79	0,79	0,79
	≥ 1	0,84	0,84	0,84
1	$\leq 0,1$	0,84	0,55	0,55
	0,2	0,61	0,55	0,55
	0,3	0,55	0,55	0,55
	0,6	0,67	0,67	0,67
	≥ 1	0,73	0,73	0,73
≥ 2	$\leq 0,05$	0,79	0,55	0,55
	$\geq 0,1$	0,55	0,55	0,55

I simboli presenti nella Tabella M.IV hanno il seguente significato:

n_1 è il valore della frequenza propria minore fra n_L e n_M ;

f_{LM} è il rapporto tra le frequenze proprie trasversali e torsionali:

$$f_{LM} = \begin{cases} n_L / n_M & \text{per } n_L \geq n_M \\ n_M / n_L & \text{per } n_L < n_M \end{cases} \quad (\text{M.31})$$

Per valori intermedi tra quelli riportati nella Tabella M.IV è consentita l'interpolazione lineare.

Appendice N ACCELERAZIONE E ABITABILITA'

E' necessario che le costruzioni adibite ad ospitare persone, quindi soprattutto gli edifici, ispirino fiducia e garantiscano benessere agli occupanti nei riguardi delle azioni e degli effetti del vento. Il fisico umano non manifesta generalmente difficoltà a sopportare elevati spostamenti e velocità; è invece molto sensibile all'accelerazione alla quale è sottoposto, dando luogo a una gamma di reazioni che spaziano dalla non percezione sino al fastidio e, in alcuni casi, all'intollerabilità. Tali reazioni dipendono dalla frequenza con cui avviene l'oscillazione e da vari altri fattori, soprattutto fisiologici e psicologici, legati alle caratteristiche delle singole persone. E' compito del Progettista fare in modo che le costruzioni ospitino i propri abitanti o utilizzatori dando luogo a condizioni fisiologicamente non favorevoli solo in rare situazioni.

Per questo si raccomanda di determinare, applicando metodi analitici, numerici e/o sperimentali adeguatamente comprovati e documentati, i valori di picco dell'accelerazione longitudinale a_{pD} , trasversale a_{pL} e torsionale a_{pM} , in corrispondenza del centro di torsione dei piani alti della costruzione, associati alla velocità media del vento con periodo di ritorno $T_R = 1$ anno (paragrafo 3.2.2). Le Appendici L e M forniscono alcuni criteri di calcolo rivolti a tale obiettivo, applicabili a costruzioni caratterizzate da proprietà geometriche e meccaniche semplici.

Il paragrafo N.1 fornisce alcune stime relative alle soglie di percezione dell'accelerazione. Il paragrafo N.2 suggerisce possibili scelte dei valori limite dell'accelerazione, da utilizzare per le verifiche di abitabilità. Il paragrafo N.3 fornisce alcune indicazioni relative all'analisi dell'accelerazione in punti diversi dal centro di torsione dell'edificio.

Le indicazioni fornite nei successivi paragrafi non costituiscono in alcun caso richieste vincolanti. Sono puri suggerimenti da interpretare in funzione delle situazioni che si attuano di volta in volta.

N.1 Soglie di percezione dell'accelerazione

La Figura N.1 riporta alcune stime della soglia di percezione dell'accelerazione di picco, a_p , in funzione della frequenza dominante n_0 con cui avviene l'oscillazione. In particolare:

$n_0 = n_D$ nei riguardi dei valori di picco dell'accelerazione longitudinale a_{pD} ;

$n_0 = n_L$ nei riguardi dei valori di picco dell'accelerazione trasversale a_{pL} ;

n_D, n_L sono, rispettivamente, la frequenza del primo modo di vibrazione in direzione longitudinale e trasversale.

I diagrammi contraddistinti in Figura N.1 dalle sigle H-10, H-30, H-50, H-70 e H-90 corrispondono ai valori di picco dell'accelerazione percepiti, statisticamente, dal 10 %, 30 %, 50 %, 70 % e 90 % degli abitanti della costruzione.

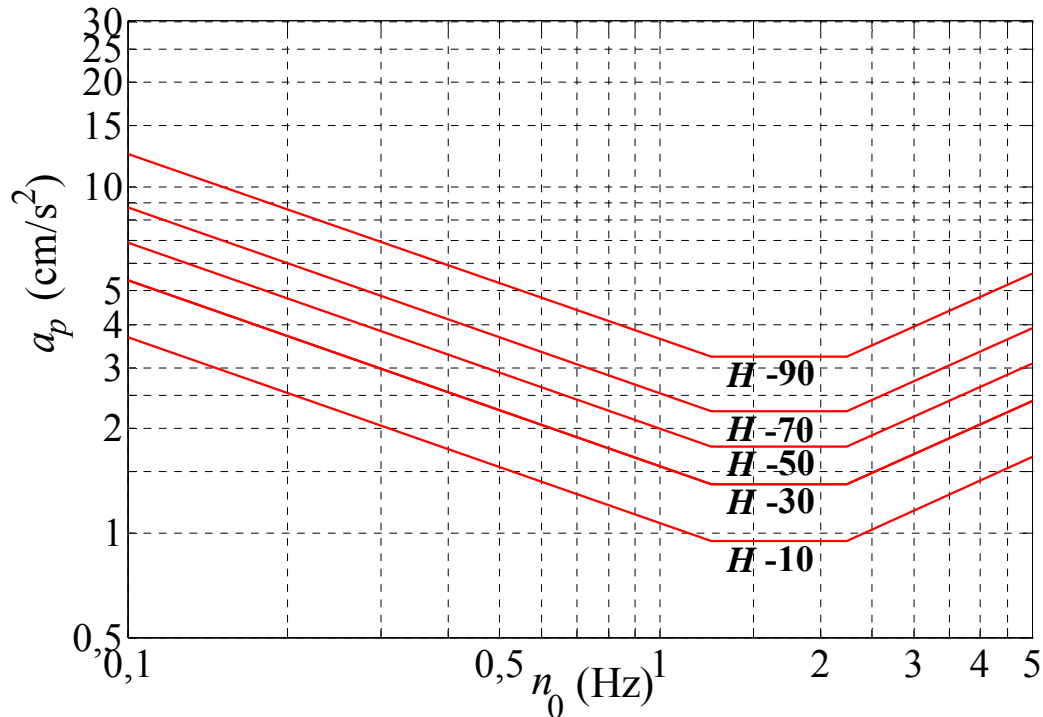


Figura N.1. Soglie di percezione dell'accelerazione di picco.

N.2 Valori limite dell'accelerazione

Al fine di garantire una corretta abitabilità della costruzione in esame, si suggerisce di verificare che ciascuno dei valori di picco dell'accelerazione longitudinale e trasversale nel centro di torsione, a_{pD} e a_{pL} , non superi il valore limite dell'accelerazione fornito dalla relazione (Figura N.2):

$$a_l = \begin{cases} \frac{a_0}{n_0^{0,56}} & \text{per } n_0 < 1 \text{ Hz} \\ a_0 & \text{per } 1 \text{ Hz} \leq n_0 \leq 2 \text{ Hz} \\ 0,5 \cdot a_0 \cdot n_0 & \text{per } n_0 \geq 2 \text{ Hz} \end{cases} \quad (\text{N.1})$$

dove:

a_0 è il valore limite di riferimento dell'accelerazione:

$a_0 = 6 \text{ cm/s}^2$, per i piani degli edifici adibiti a uffici (curva (a) in Figura N.2);

$a_0 = 4 \text{ cm/s}^2$, per i piani degli edifici adibiti a residenze (curva (b) in Figura N.2);

n_0 è la frequenza dominante, definita al paragrafo N.1, espressa in Hz.

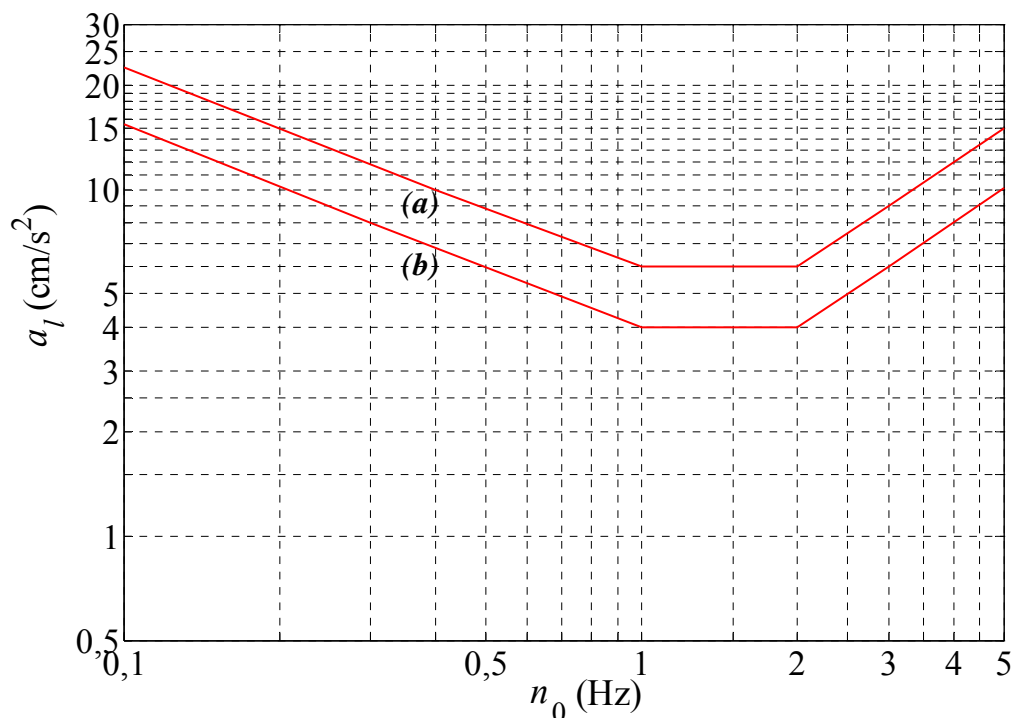


Figura N.2 - Valore limite dell'accelerazione di picco con $T_R = 1$ anno.

N.3 Accelerazione in punti diversi dal centro di torsione

Lontano dal centro di torsione, soprattutto in prossimità degli spigoli dell'edificio, i valori di picco dell'accelerazione longitudinale e trasversale tendono ad aumentare per effetto dell'accelerazione torsionale.

In un generico punto P del piano della costruzione, i valori di picco dell'accelerazione longitudinale e trasversale sono dati dalle relazioni:

$$a_{pD}^P = a_{pD} + |d_x^P| a_{pM} \quad (\text{N.2a})$$

$$a_{pL}^P = a_{pL} + |d_y^P| a_{pM} \quad (\text{N.2b})$$

dove:

a_{pD} , a_{pL} , a_{pM} sono i valori di picco delle accelerazioni longitudinali, trasversali e torsionali, nel centro di torsione, combinati mediante le regole fornite al paragrafo M.6;

d_x^P , d_y^P sono le coordinate del punto P rispetto al centro di torsione (Figura N.3).

Fatti salvi casi speciali in cui sia opportuno adottare particolari cautele nei riguardi delle accelerazioni di picco locali, ad esempio nelle zone d'angolo degli ultimi piani di edifici adibiti a funzioni non usuali, non è necessario eseguire alcuna verifica, del tipo suggerito nel paragrafo N.2, per quanto concerne i valori forniti dall'Eq. (N.2).

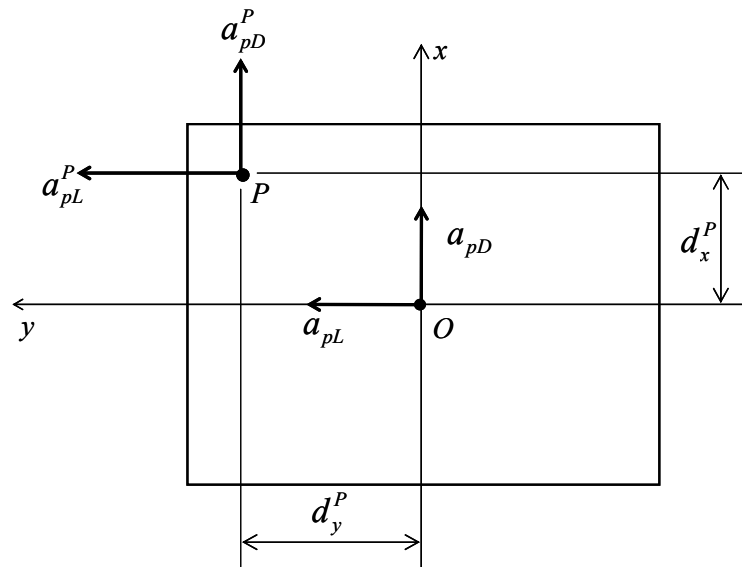


Figura N.3 - Accelerazione di piano degli edifici.

Appendice O DISTACCO DEI VORTICI DA STRUTTURE SNELLE

O.1 Principi generali

Un corpo immerso in una corrente fluida produce, in generale, una scia formata da treni di vortici (scia di von Karman) che si staccano alternativamente dal corpo stesso (Figura O.1), con una frequenza n_s fornita dalla relazione di Strouhal:

$$n_s = \frac{St \cdot v_m}{b} \quad (O.1)$$

dove:

St è un parametro adimensionale, detto numero di Strouhal (paragrafo O.2), che dipende, principalmente, dalla forma della sezione del corpo;

v_m è la velocità media del vento (paragrafo 3.2.5);

b è la dimensione di riferimento della sezione trasversale (paragrafo O.2).

Il distacco alternato dei vortici genera pressioni istantanee oscillanti sulla superficie del corpo, la cui integrazione origina forze e momenti. Tali azioni possono essere molto importanti soprattutto su strutture ed elementi snelli. In questi casi è possibile schematizzare il fenomeno fisico come bi-dimensionale nel piano della sezione (Figura O.2), anche se esso a rigore possiede una natura tri-dimensionale. Le azioni principali agenti sul corpo si manifestano in direzione trasversale a quella del flusso, L , con frequenza prevalente pari alla frequenza di distacco dei vortici n_s . Sono altresì presenti azioni longitudinali, D , generalmente di minore entità, di frequenza prevalente $2 \cdot n_s$, e azioni torsionali, M , di frequenza prevalente pari a circa n_s . Nel seguito si prende in esame il solo caso di forze fluttuanti trasversali, perpendicolari alla direzione media del flusso e all'asse della struttura o dell'elemento considerato.

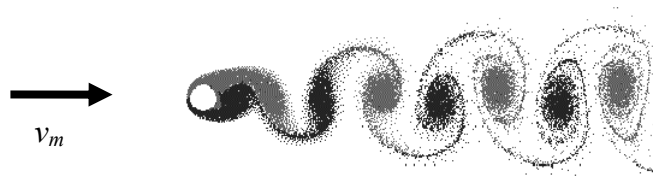


Figura O.1 – Scia di von Kármán per una sezione circolare.

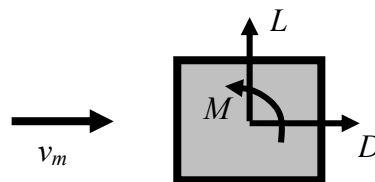


Figura O.2 – Forze globali oscillanti agenti sul piano della sezione.

Se il corpo possiede una frequenza naturale $n_{L,i}$, associata a un modo trasversale di vibrazione, prossima alla frequenza di distacco n_s , la forza trasversale L diventa risonante con il distacco dei vortici. Si definisce velocità critica di distacco dei vortici per l' i -esimo modo trasversale della struttura o dell'elemento considerato, la velocità media del vento che determina la condizione di risonanza, $n_s = n_{L,i}$. Utilizzando l'Eq. (O.1), essa è definita dall'espressione:

$$v_{cr,i} = \frac{n_{L,i} \cdot b}{St} \quad (O.2)$$

Poiché la velocità media del vento varia in funzione dell'altezza (paragrafo 3.2.5), le strutture a sviluppo verticale possono manifestare valori critici della velocità media del vento in diverse posizioni lungo il proprio asse. Al fine di eseguire valutazioni cautelative, si raccomanda di analizzare il distacco critico dei vortici, per ogni modo di vibrazione considerato, in corrispondenza delle posizioni dove è massima l'ampiezza del modo. Ad esempio, per strutture ed elementi verticali con schema a mensola (Appendice I.3.1), l'eccitazione del primo modo è massima quando il distacco dei vortici avviene in risonanza alla sommità (Figura O.3a); l'eccitazione del secondo modo può essere massima quando il distacco dei vortici avviene in risonanza tanto alla sommità (Figura O.3b) quanto alla quota di massimo relativo del secondo modo (Figura O.3c). Analogamente, per strutture ed elementi strutturali schematizzabili come travi semplici doppiamente appoggiate o incastrate agli estremi (Appendice I.3.2), l'eccitazione del primo modo è massima quando il distacco dei vortici è risonante in mezzeria.

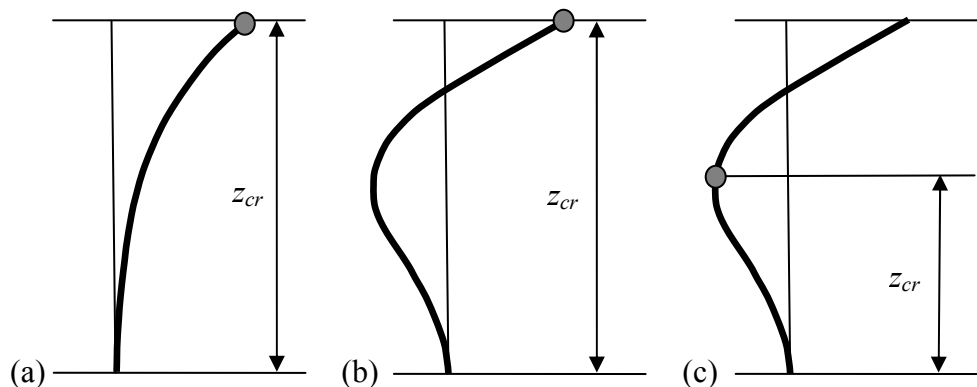


Figura O.3 – Posizione più sfavorevole del distacco critico dei vortici per diverse forme modali.

Si raccomanda di valutare gli effetti del distacco dei vortici per tutte le velocità critiche che soddisfano la relazione:

$$v_{cr,i} < v_{m,l} \quad (O.3)$$

dove:

$v_{cr,i}$ è la velocità critica di distacco dei vortici per il modo i -esimo, nella posizione più sfavorevole Eq. (O.2);

$v_{m,l}$ è la velocità media del vento (paragrafo 3.2.5), valutata alla quota in cui si attua la velocità critica, per un periodo di ritorno T_R pari a 10 volte il periodo di ritorno di riferimento $T_{R,0}$ (Appendice A), $T_R = 10 \cdot T_{R,0}$.

Quando i vortici si staccano in risonanza da una struttura leggera e/o poco smorzata, quindi caratterizzata da un basso numero di Scruton (paragrafo O.3), il fenomeno della risonanza tende a diventare di auto-eccitazione (o di interazione fluido-struttura), e origina il caratteristico effetto di sincronizzazione o *lock-in*. In questi casi, tendenzialmente, non è più il distacco dei vortici che eccita la struttura, ma è la struttura che comanda il distacco dei vortici originando fenomeni di amplificazione anche molto rilevanti (con ampiezze di oscillazione intorno al 5-10% della dimensione di riferimento b). Il numero di Scruton è quindi un parametro di grande importanza tecnica, dal momento che piccoli valori di questa grandezza possono indurre fenomeni di danneggiamento (fino al collasso) per ciminiere, torri, elementi di strutture reticolari, condotte off-shore, scambiatori di calore e impalcati da ponte soprattutto se sorretti da cavi.

La presente Appendice è organizzata nel modo seguente. Il paragrafo O.2 fornisce i valori del numero di Strouhal per alcune sezioni di interesse tecnico. Il numero di Scruton viene definito e di-

scusso nel paragrafo O.3. Il paragrafo O.4 definisce l'azione statica equivalente trasversale e introduce due metodi di calcolo del valore di picco dello spostamento trasversale indotto dal distacco dei vortici, chiamati rispettivamente metodo spettrale (paragrafo O.5) e metodo armonico (paragrafo O.6). Il distacco dei vortici relativo ai gruppi di cilindri viene affrontato nel paragrafo O.7. Il paragrafo O.8 fornisce un metodo per stimare il numero dei cicli di carico indotti dal distacco dei vortici, nella prospettiva di analisi di fatica. Il paragrafo O.9 discute brevemente le tecniche per mitigare gli effetti indotti dal distacco dei vortici. Il paragrafo O.10 analizza il fenomeno dell'ovalizzazione.

O.2 Numero di Strouhal

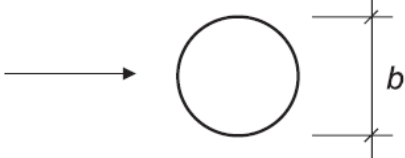
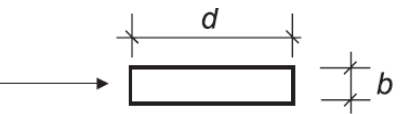
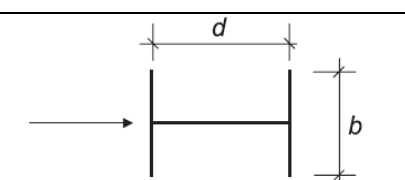
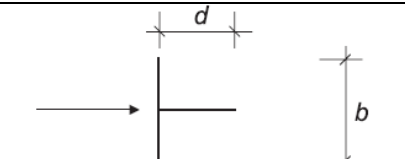
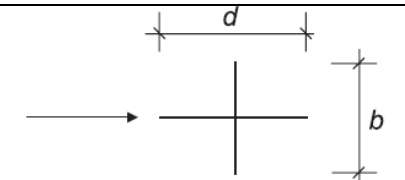
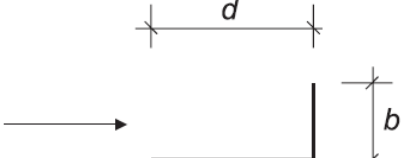
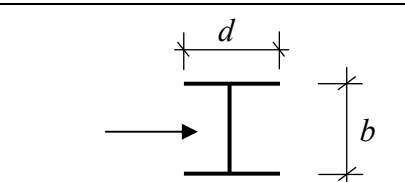
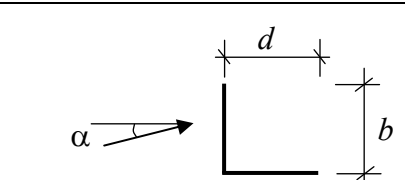
Il numero di Strouhal St è un parametro adimensionale, funzione del comportamento aerodinamico della struttura o dell'elemento preso in esame. In generale, il numero di Strouhal dipende dalla forma della sezione, dalle caratteristiche della turbolenza, dal numero di Reynolds Re (paragrafo 3.3.7), calcolato per l' i -esima velocità critica $v_{cr,i}$, Eq. (O.2), e dalla scabrezza k della superficie (paragrafo G.10.6, Tabella G.XVII). Nel caso di strutture ed elementi a spigoli vivi il numero di Strouhal può essere considerato funzione della forma della sezione e, in parte minore, delle caratteristiche della turbolenza. La Tabella O.I, unitamente alle Figure O.4 (per sezioni circolari) e O.5 (per sezioni rettangolari), riporta valori medi indicativi di St per le sezioni più comuni.

Il valore $St=0,22$ fornito dalla Tabella O.I e dalla Figura O.4 per sezioni circolari con $Re>1,6\cdot 10^6$, è consigliabile per elementi di media scabrezza, $k/b\approx 0,1\cdot 10^{-3}$; tale valore può aumentare (fino a 0,25) o diminuire (fino a 0,20) per elementi aventi scabrezza rispettivamente minore o maggiore.

Nelle applicazioni, per cilindri a sezione circolare, è lecito semplificare l'analisi ponendo $St = 0,2$, indipendentemente dal numero di Reynolds e dalla scabrezza della superficie. Valutazioni maggiormente accurate possono essere svolte applicando il procedimento seguente:

- 1) si pone inizialmente $St = 0,2$, e si valuta la velocità critica $v_{cr,i}$, Eq. (O.2);
- 2) si utilizza la velocità critica $v_{cr,i}$ per valutare il numero di Reynolds Re (paragrafo 3.3.7);
- 3) si valuta una seconda stima di St mediante l'espressione fornita dalla Tabella O.I o dalla Figura O.4;
- 4) eventualmente si itera il procedimento sino a convergenza.

Tabella O.I – Valori del numero di Strouhal.

Sezione	St	
	$10^5 \leq Re \leq 4 \cdot 10^5$ $4 \cdot 10^5 \leq Re \leq 10^6$ $10^6 \leq Re \leq 1,6 \cdot 10^6$ $Re > 1,6 \cdot 10^6$	0,19 $-0,7674 + 0,1709 \cdot \log_{10}(Re)$ $1,3752 - 0,1862 \cdot \log_{10}(Re)$ 0,22 (Figura O.4)
	d/b $0 < d/b < 1$ $1 \leq d/b < 2$ $2 \leq d/b < 3$ $3 \leq d/b < 3,5$ $3,5 < d/b < 5$ $5 \leq d/b < 10$ $d/b \geq 10$	St 0,12 $0,18 - 0,06 \cdot d/b$ 0,06 $-0,48 + 0,18 \cdot d/b$ $0,2433 - 0,02667 \cdot d/b$ $0,13 - 0,004 \cdot d/b$ 0,09 (Figura O.5)
	$d/b=1$ $d/b=1,5$ $d/b=2$	0,11 0,10 0,14
	$d/b=1$ $d/b=2$	0,13 0,08
	$d/b=1$ $d/b=2$	0,16 0,12
	$d/b=1,3$ $d/b=2$	0,11 0,07
	$d/b=0,5-1$ (IPE, HE)	0,14
	ali uguali ($d=b$), qualsiasi α	0,14

NOTA: Si può interpolare linearmente tra i valori riportati, ma non sono possibili estrapolazioni

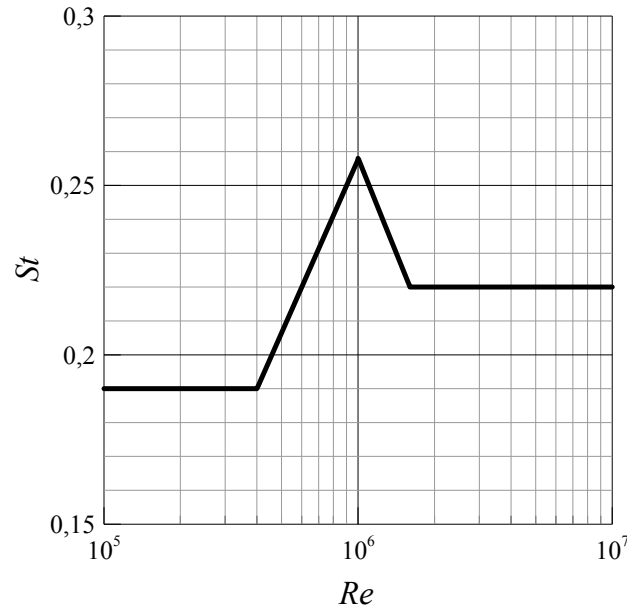


Figura O.4 – Valori del numero di Strouhal per sezioni circolari.

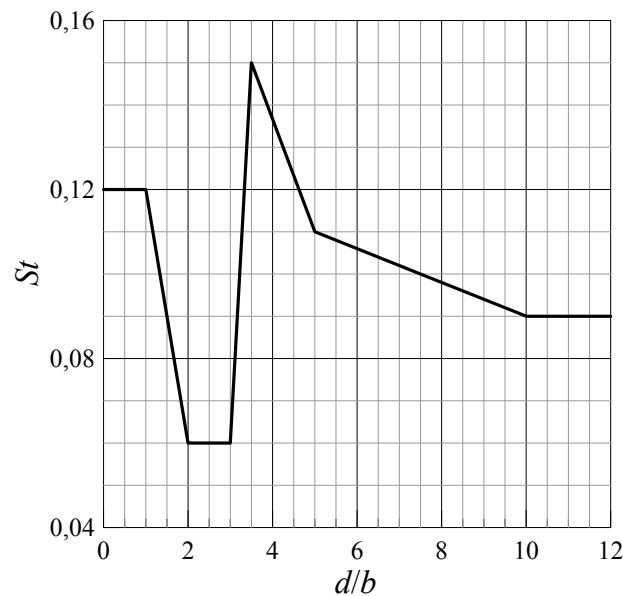


Figura O.5 – Valori dei numeri di Strouhal per sezioni rettangolari.

O.3 Numero di Scruton

Il numero di Scruton Sc è un parametro adimensionale che dipende dalla massa equivalente, dal rapporto di smorzamento e dalla dimensione di riferimento della sezione dalla quale avviene il distacco critico dei vortici. Poiché tali parametri sono funzioni del modo di vibrazione cui è associato il distacco critico, Sc risulta a sua volta funzione dell' i -esimo modo di vibrazione preso in esame. Esso è indicato con Sc_i ed è fornito dalla relazione:

$$Sc_i = \frac{4\pi \cdot m_{e,i} \cdot \xi_i}{\rho \cdot b^2} \quad (O.4)$$

dove:

$m_{e,i}$	è la massa equivalente per unità di lunghezza relativa all' i -esimo modo di vibrazione trasversale (Appendice I.4);
ξ_i	è il rapporto di smorzamento relativo al critico dell' i -esimo modo, avendo escluso il contributo dello smorzamento aerodinamico (Appendice I.6);
ρ	è la densità dell'aria, il cui valore raccomandato è $1,25 \text{ kg/m}^3$ (paragrafo 3.2.7);
b	è la dimensione di riferimento della sezione trasversale, valutata nella posizione in cui avviene il fenomeno critico di distacco dei vortici.

In condizioni di risonanza, quanto più piccolo è il numero di Scruton (quindi quanto più la struttura è leggera e/o poco smorzata), tanto più grande è la risposta. Sulla base di esperienze derivanti da casi reali, si distinguono le seguenti situazioni:

- se il numero di Scruton è maggiore di 30, il rischio di sincronizzazione è molto ridotto e il fenomeno del distacco dei vortici non rappresenta, in generale, una condizione di carico particolarmente gravosa; tuttavia, si suggerisce di effettuare ugualmente le verifiche relative;
- se il numero di Scruton è compreso tra 5 e 30, il fenomeno del distacco dei vortici è molto sensibile a svariati parametri, primo fra tutti l'intensità di turbolenza. Elevati valori dell'intensità di turbolenza riducono il rischio di violente vibrazioni; piccoli valori dell'intensità di turbolenza, soprattutto possibili per limitati valori delle velocità critiche, possono esaltare il fenomeno del distacco critico dei vortici. In ogni caso esso deve essere analizzato assicurandosi in particolare che le vibrazioni non inducano tensioni eccessivamente elevate nella struttura, e che i limiti per fatica non siano superati (paragrafo O.8);
- se il numero di Scruton è minore di 5, le vibrazioni indotte dal distacco dei vortici possono essere di grande intensità e notevolmente pericolose; si raccomanda pertanto di trattare il problema con massima attenzione e cautela.

O.4 Azione statica equivalente

L'effetto delle vibrazioni trasversali indotte dal distacco risonante dei vortici sull' i -esimo modo può essere schematizzato attraverso l'applicazione di una forza statica equivalente per unità di lunghezza, ortogonale alla direzione media del vento e all'asse della struttura o dell'elemento considerato. Essa è fornita dalla relazione:

$$F_{L,i}(s) = m(s) \cdot (2\pi \cdot n_{L,i})^2 \cdot \Phi_{L,i}(s) \cdot y_{pL,i} \cdot C_{TR,i} \quad (\text{O.5})$$

dove:

s	è la coordinata strutturale corrente;
$m(s)$	è la massa della struttura per unità di lunghezza;
$n_{L,i}$	è la frequenza naturale dell' i -esimo modo di vibrazione in direzione trasversale;
$\Phi_{L,i}(s)$	è la forma modale dell' i -esimo modo di vibrazione in direzione trasversale, normalizzata a 1 nella coordinata \bar{s} di massimo spostamento, $\Phi_{L,i}(\bar{s})=1$;
$y_{pL,i}$	è il valore di picco dello spostamento trasversale della struttura, valutato in corrispondenza della coordinata \bar{s} (paragrafi O.4.1, O.5 e O.6);
$C_{TR,i}$	è un parametro adimensionale legato all'accadimento di valori critici della velocità media del vento per elevati periodi di ritorno T_R (paragrafo O.4.2).

Esprimendo la massa in kg/m, la frequenza in Hz e il valore di picco dello spostamento trasversale in m, la forza $f_{L,i}$ è ottenuta in N/m (essendo adimensionale la forma modale della struttura).

O.4.1 Valore di picco dello spostamento trasversale

Nella letteratura tecnico-scientifica sono attualmente disponibili numerosi procedimenti per il calcolo del valore di picco dello spostamento trasversale dovuto al distacco dei vortici. La maggior parte di essi gode di pregi e difetti complementari; nessuno può dirsi pienamente condiviso e riconosciuto. Il metodo spettrale e il metodo armonico sono quelli più noti e applicati in campo strutturale.

Il metodo spettrale, illustrato nel paragrafo O.5, è calibrato su dati sperimentali relativi a prove su strutture a mensola (ad esempio ciminiere, torri ed antenne), con variazione regolare della sezione lungo la linea d'asse e oscillazioni risonanti con il primo modo di vibrazione. In questi casi, in cui se ne raccomanda l'applicazione, esso fornisce generalmente valori a favore di sicurezza, talvolta eccessivamente prudenziali.

Il metodo armonico, illustrato nel paragrafo O.6, è calibrato su dati sperimentali riferiti a una classe più ampia di strutture e oscillanti risonanti con qualunque modo di vibrazione. Generalmente conduce a risultati mediamente aderenti al comportamento effettivo della struttura; talvolta conduce peraltro a sottostimare gli effetti del distacco dei vortici. Per questo motivo si raccomanda di utilizzarlo soprattutto nei casi in cui il metodo spettrale non può essere applicato. Nelle altre situazioni se ne suggerisce l'applicazione, abbinata al metodo spettrale, per stimare ad esempio le incertezze che governano la risposta.

Quando l'analisi della risposta al distacco critico dei vortici è svolta applicando sia il metodo spettrale sia il metodo armonico, si suggerisce di utilizzare i valori di calcolo più cautelativi fra quelli forniti dai due metodi.

O.4.2 Coefficiente riduttivo per elevati periodi di ritorno

Il coefficiente $C_{TR,i}$ è un parametro adimensionale introdotto per un duplice obiettivo: considerare l'accadimento di fenomeni critici a velocità medie del vento con periodo di ritorno maggiore del periodo di ritorno di progetto adottato per le verifiche ordinarie di sicurezza (Appendice A); ridurre l'ampiezza di calcolo della risposta per elevati valori della velocità media del vento, tenendo conto che in tali situazioni il flusso tende a diventare notevolmente turbolento, quindi meno favorevole al distacco regolare dei vortici. In termini di prima approssimazione, il coefficiente $C_{TR,i}$ è dato dalla relazione (Figura O.6):

$$\begin{aligned}
 C_{TR,i} &= 1 && \text{per } v_{cr,i} \leq v_{m,0} \\
 C_{TR,i} &= \frac{v_{m,l} - v_{cr,i}}{v_{m,l} - v_{m,0}} && \text{per } v_{m,0} \leq v_{cr,i} \leq v_{m,l} \\
 C_{TR,i} &= 0 && \text{per } v_{m,l} \leq v_{cr,i}
 \end{aligned} \tag{O.6}$$

dove:

- $v_{cr,i}$ è la velocità critica di distacco dei vortici, per il modo i -esimo, nella posizione più sfavorevole, Eq. (O.2);
- $v_{m,0}$ è la velocità media del vento (paragrafo 3.2.5), valutata alla quota in cui si attua la velocità critica, per il periodo di ritorno di progetto T_R pari al periodo di ritorno di riferimento $T_{R,0}$ (Appendice A), $T_R = T_{R,0}$.
- $v_{m,l}$ è la velocità media del vento (paragrafo 3.2.5), valutata alla quota in cui si attua la velocità critica, per un periodo di ritorno di progetto T_R pari a 10 volte il periodo di ritorno di riferimento $T_{R,0}$ (Appendice A), $T_R = 10 \cdot T_{R,0}$.

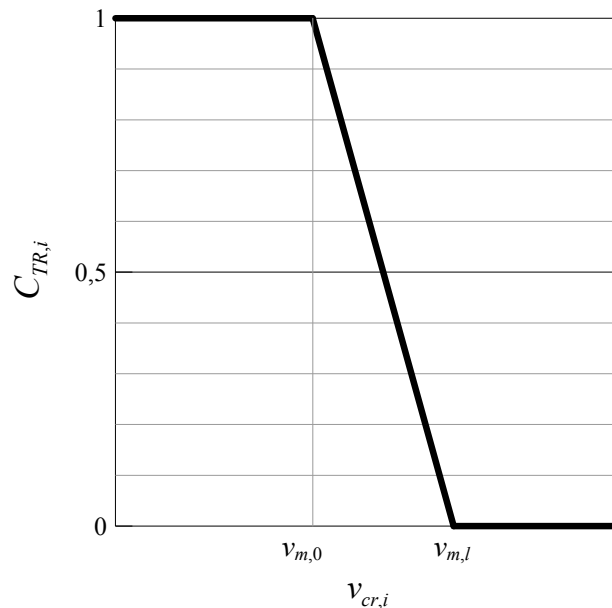


Figura O.6 – Valori del coefficiente $C_{TR,i}$ (ascissa qualitativa, ordinata quantitativa).

O.5 Spostamento trasversale di picco - Metodo spettrale

Il metodo spettrale è applicabile a strutture a mensola (ad esempio ciminiere, torri ed antenne), con variazione regolare della sezione lungo la linea d'asse, limitatamente al primo modo di vibrazione. Il valore di picco dello spostamento trasversale $y_{pL,1}$ indotto dal distacco critico dei vortici sul primo modo di vibrazione trasversale è fornito dalla relazione:

$$y_{pL,1} = g_L \cdot \sigma_L \quad (O.7)$$

dove:

g_L è il fattore di picco dello spostamento trasversale (paragrafo O.5.1);

σ_L è la deviazione standard dello spostamento trasversale (paragrafo O.5.2).

O.5.1 Fattore di picco dello spostamento trasversale

Il fattore di picco dello spostamento trasversale è fornito dall'espressione (Figura O.7):

$$g_L = \sqrt{2} \cdot \left\{ 1 + \left[\arctan \left(0,7 \cdot \left(\frac{Sc_1}{4\pi \cdot K_a} \right)^{2,5} \right) \right]^{1,4} \right\} \quad (O.8)$$

dove:

Sc_1 è il numero di Scruton relativo al primo modo di vibrazione trasversale, Eq. (O.4);

K_a è il parametro adimensionale di smorzamento aerodinamico:

$$K_a = K_{a,max} \cdot C_I \quad (O.9)$$

dove:

$K_{a,max}$ è il valore massimo del parametro di smorzamento aerodinamico, ossia il valore di K_a valutato in assenza di turbolenza atmosferica;

C_I è il fattore di turbolenza, minore o uguale a 1, associato al distacco critico dei vortici sul primo modo.

Il parametro $K_{a,max}$ dipende dalla forma della sezione ed eventualmente dal numero di Reynolds. Esso è fornito dalla Tabella O.II e dalla relativa Figura O.8 (per sezioni circolari).

Tabella O.II – Valore massimo del parametro di smorzamento aerodinamico $K_{a,max}$.

Sezione circolare	$K_{a,max}=1,5$ per $Re \leq 10^5$ $K_{a,max}=5,075-0,715 \cdot \log_{10}(Re)$ per $10^5 < Re < 5 \cdot 10^5$ $K_{a,max}=1$ per $Re \geq 5 \cdot 10^5$ (Figura O.8)
Sezione quadrata	$K_{a,max}=6$

Il fattore di turbolenza C_I tiene conto del fatto che, per moderati valori della velocità critica $v_{cr,1}$, la turbolenza atmosferica può essere assente; per valori elevati della velocità critica la turbolenza è generalmente presente e mitiga il fenomeno del distacco dei vortici. A meno di valutazioni più accurate, il fattore di turbolenza C_I può essere approssimato mediante la relazione (Figura O.9):

$$\begin{aligned}
 C_I &= 1 \text{ per } v_{cr,i} \leq 5 \text{ m/s} \\
 C_I &= 1,3 - 0,06 \cdot v_{cr,i} \text{ per } 5 < v_{cr,i} < 10 \text{ m/s} \\
 C_I &= 0,7 \text{ per } v_{cr,i} > 10 \text{ m/s}
 \end{aligned}
 \tag{O.10}$$

dove $v_{cr,1}$ è la velocità critica di distacco dei vortici, Eq. (O.2), per il primo modo di vibrazione in direzione trasversale.

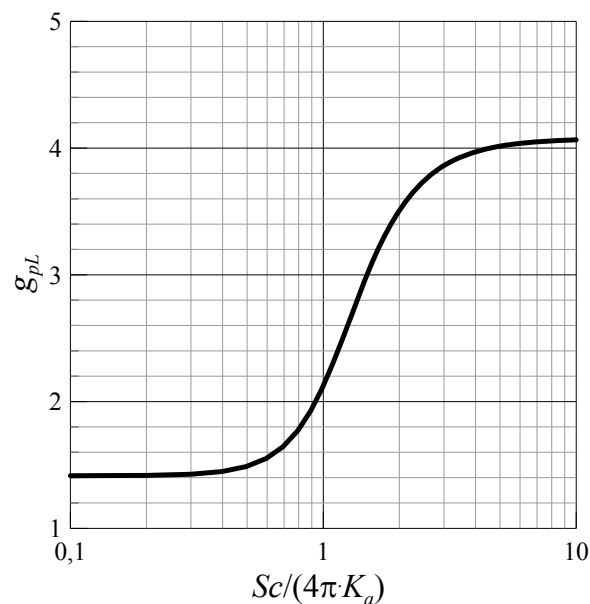


Figura O.7 – Fattore di picco.

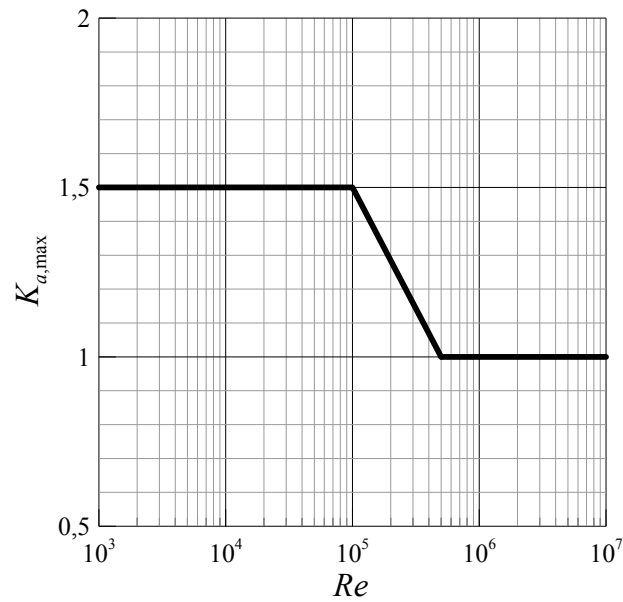


Figura O.8 – Valore massimo del parametro di smorzamento aerodinamico per cilindri circolari.

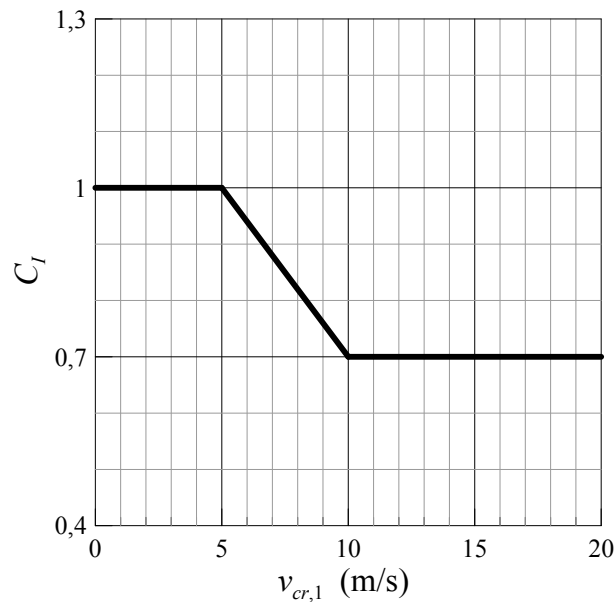


Figura O.9 – Fattore di turbolenza.

O.5.2 Deviazione standard dello spostamento trasversale

La deviazione standard dello spostamento trasversale, relativa alla dimensione di riferimento b , è fornita dalla relazione:

$$\frac{\sigma_L}{b} = \sqrt{c_1 + \sqrt{c_1^2 + c_2}} \quad (\text{O.11})$$

dove c_1 e c_2 sono coefficienti adimensionali forniti dalle espressioni:

$$c_1 = \frac{a_L^2}{2} \cdot \left(1 - \frac{Sc_1}{4\pi \cdot K_a} \right) \quad (\text{O.12})$$

$$c_2 = \frac{a_L^2}{K_a} \cdot \frac{\rho \cdot b^3}{m_{e,i} h} \cdot \frac{C_c^2}{St^4} \quad (O.13)$$

dove:

- b è la dimensione di riferimento della sezione strutturale, valutata nella sezione in cui avviene il fenomeno critico di distacco dei vortici;
- a_L è l'ampiezza limite normalizzata (adimensionale), ossia il massimo valore che può essere assunto dallo spostamento trasversale, diviso per la dimensione di riferimento corrispondente, per Sc tendente a 0; si consiglia di assumere $a_L=0.4$;
- Sc_1 è il numero di Scruton per il primo modo di vibrazione, Eq. (O.4);
- K_a è il parametro di smorzamento aerodinamico, Eq. (O.9);
- ρ è la densità dell'aria, il cui valore raccomandato è $1,25 \text{ kg/m}^3$ (paragrafo 3.2.7);
- $m_{e,i}$ è la massa equivalente per unità di lunghezza relativa al primo modo (Appendice I.4);
- St è il numero di Strouhal (paragrafo O.2);
- h è l'altezza della struttura;
- C_c è un parametro adimensionale, funzione della forma della sezione trasversale ed eventualmente del numero di Reynolds. Esso è fornito dalla Tabella O.III e dalla relativa Figura O.10 (per sezioni circolari).

Tabella O.III – Parametro C_c .

Sezione circolare	$C_c=0,02$ per $Re \leq 10^5$ $C_c=0,07-0,01 \cdot \log_{10}(Re)$ per $10^5 < Re < 10^6$ $C_c=0,01$ per $Re \geq 10^6$ (Figura O.10)
Sezione quadrata	$C_c=0,04$

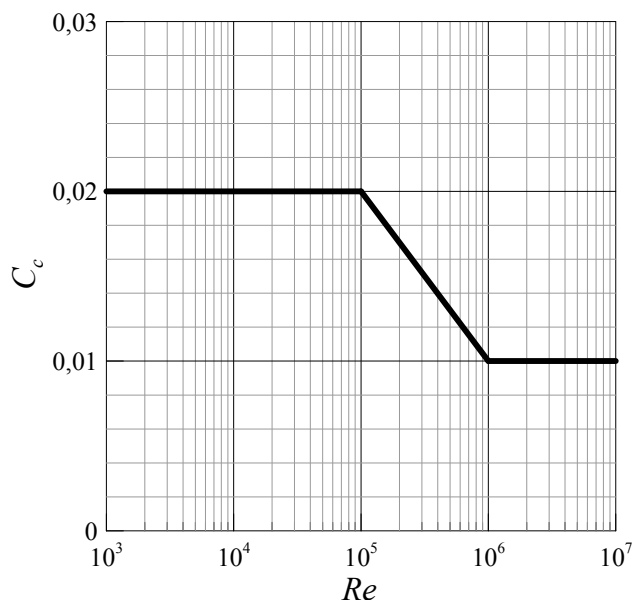


Figura O.10 – Valori del parametro C_c .

O.6 Spostamento trasversale di picco - metodo armonico

Applicando il metodo armonico, il valore di picco dello spostamento trasversale $y_{pL,i}$ indotto dal distacco critico dei vortici sull' i -esimo modo di vibrazione trasversale è fornito dalla relazione:

$$\frac{y_{pL,i}}{b} = \frac{1}{St^2} \cdot \frac{1}{Sc_i} \cdot K \cdot K_w \cdot c_{lat} \quad (O.14)$$

dove:

- b è la dimensione di riferimento della sezione strutturale, valutata nella sezione in cui avviene il fenomeno critico di distacco dei vortici;
- St è il numero di Strouhal (paragrafo O.2);
- Sc_i è il numero di Scruton per l' i -esimo modo di vibrazione trasversale, Eq. (O.4);
- K è il fattore di forma modale (paragrafo O.6.1);
- K_w è il fattore di lunghezza effettiva della correlazione, funzione della lunghezza di correlazione L_j reativa all'porzione strutturale dove avviene il distacco critico dei vortici (paragrafo O.6.1);
- c_{lat} è il coefficiente di forza laterale (paragrafo O.6.2).

Poiché la lunghezza di correlazione delle forze indotte dal distacco risonante dei vortici aumenta al crescere dell'ampiezza di vibrazione, la risposta trasversale dipende dal parametro K_w , funzione della lunghezza di correlazione L_j , che a sua volta dipende dal valore di picco dello spostamento trasversale $y_{pL,i}$. La soluzione dell'Eq. (O.14) è pertanto iterativa. Si suggerisce di applicare la seguente procedura:

- 1) si pone inizialmente $y_{pL,i}/b \leq 0,1$, conseguentemente si assume $L_j/b=6$ (paragrafo O.6.1); quindi si applica l'Eq. (O.14) e si ottiene una seconda stima di $y_{pL,i}$;
- 2) se $y_{pL,i}/b \leq 0,1$ si è già arrivati a convergenza e il procedimento è terminato;
- 3) in caso contrario, si ricava L_j/b in funzione dell'ampiezza di vibrazione $y_{pL,i}$ ottenuta al passo precedente (paragrafo O.6.1), e si itera la soluzione dell'Eq. (O.14) sino a convergenza.

In generale, per le strutture o gli elementi moderatamente sensibili al distacco dei vortici, risulta $y_{pL,i}/b < 0,1$. Quindi il procedimento sopra descritto si arresta al passo 2), senza che sia necessaria alcuna iterazione. Se ciò non accade, si raccomanda di affrontare il problema con massima attenzione e cautela.

O.6.1 Fattori di forma modale e di lunghezza effettiva della correlazione

Si consideri una struttura o un elemento lungo l e si suddivida tale lunghezza in m campi adiacenti di lunghezza l_j , la cui somma su j da 1 a m sia pari a l (Figura O.11); ogni campo di lunghezza l_j è delimitato da una coppia di punti costituiti da nodi, ossia da punti dove la forma modale $\Phi_{L,i}$ assume valori nulli, o dagli estremi (vincoli o estremità libere). Si definiscono antinodi di una struttura o di un elemento i punti della linea d'asse dove la forma modale $\Phi_{L,i}$ assume valori massimi assoluti o relativi (Figura O.11). Il numero degli antinodi coincide con il numero m dei campi adiacenti in cui è suddivisa la struttura o l'elemento considerato.

Si definisce lunghezza effettiva di correlazione L_j , una porzione di un generico campo l_j ($j = 1, \dots, m$), $L_j \leq l_j$, dove i vortici si staccano, uniformemente e regolarmente, con la frequenza propria $n_{L,i}$ associata alla forma modale $\Phi_{L,i}$ (Figura O.11). La lunghezza di correlazione L_j dipende dall'ampiezza delle vibrazioni, $y_{pL,i}$ (Tabella O.IV e Figura O.12). A favore di sicurezza si assume che essa si collochi nella posizione più sfavorevole, cioè in prossimità del relativo antinodo. Si definisce $n \leq m$ il numero dei campi j dove è possibile che avvenga, simultaneamente, il distacco risonante dei vortici. In questo caso si considera, a favore di sicurezza, che l'azione dovuta al distacco critico dei vortici sia applicata simultaneamente in corrispondenza di n lunghezze di correlazione L_j ($j = 1, \dots, n$).

Il fattore di forma modale K è un parametro adimensionale funzione della forma modale $\Phi_{L,i}$ considerata. Il fattore di lunghezza effettiva della correlazione K_w è un parametro adimensionale funzione

della forma modale $\Phi_{L,i}$ considerata e delle lunghezze di correlazione L_j ($j = 1, \dots, n$). Tali fattori sono forniti dalle relazioni:

$$K = \frac{\sum_{j=1}^m \int_{\ell_j} |\Phi_{L,i}(s)| \cdot ds}{4\pi \cdot \sum_{j=1}^m \int_{\ell_j} \Phi_{L,i}^2(s) \cdot ds} \quad (\text{O.15})$$

$$K_w = \frac{\sum_{j=1}^n \int_{L_j} |\Phi_{L,i}(s)| \cdot ds}{\sum_{j=1}^m \int_{\ell_j} |\Phi_{L,i}(s)| \cdot ds} \leq 0,6 \quad (\text{O.16})$$

dove:

s è la coordinata strutturale corrente;

$\Phi_{L,i}$ è la i -esima forma modale;

m è il numero di campi in cui è suddivisa la struttura o l'elemento (Figura O.11);

ℓ_j è la lunghezza del j -esimo campo (Figura O.11);

n è il numero di campi in cui è possibile che avvenga, simultaneamente, il distacco critico dei vortici (Figura O.11).

L_j è la lunghezza di correlazione (Figure O.11 e O.12, Tabella O.IV).

Si noti che l'integrale al numeratore dell'Eq. (O.16) è svolto sulla porzione di lunghezza L_j dell' j -esimo campo. Tutti gli altri integrali nelle Eqq. (O.15) e (O.16) sono svolti sull'intera lunghezza del campo ℓ_j ; la loro somma su j da 1 a m dà quindi luogo a un integrale lungo l'intera linea d'asse della struttura o dell'elemento considerato.

La Tabella O.V riporta i fattori di forma modale K e di lunghezza effettiva della correlazione K_w , per alcune semplici strutture, con vibrazioni sul primo modo trasversale.

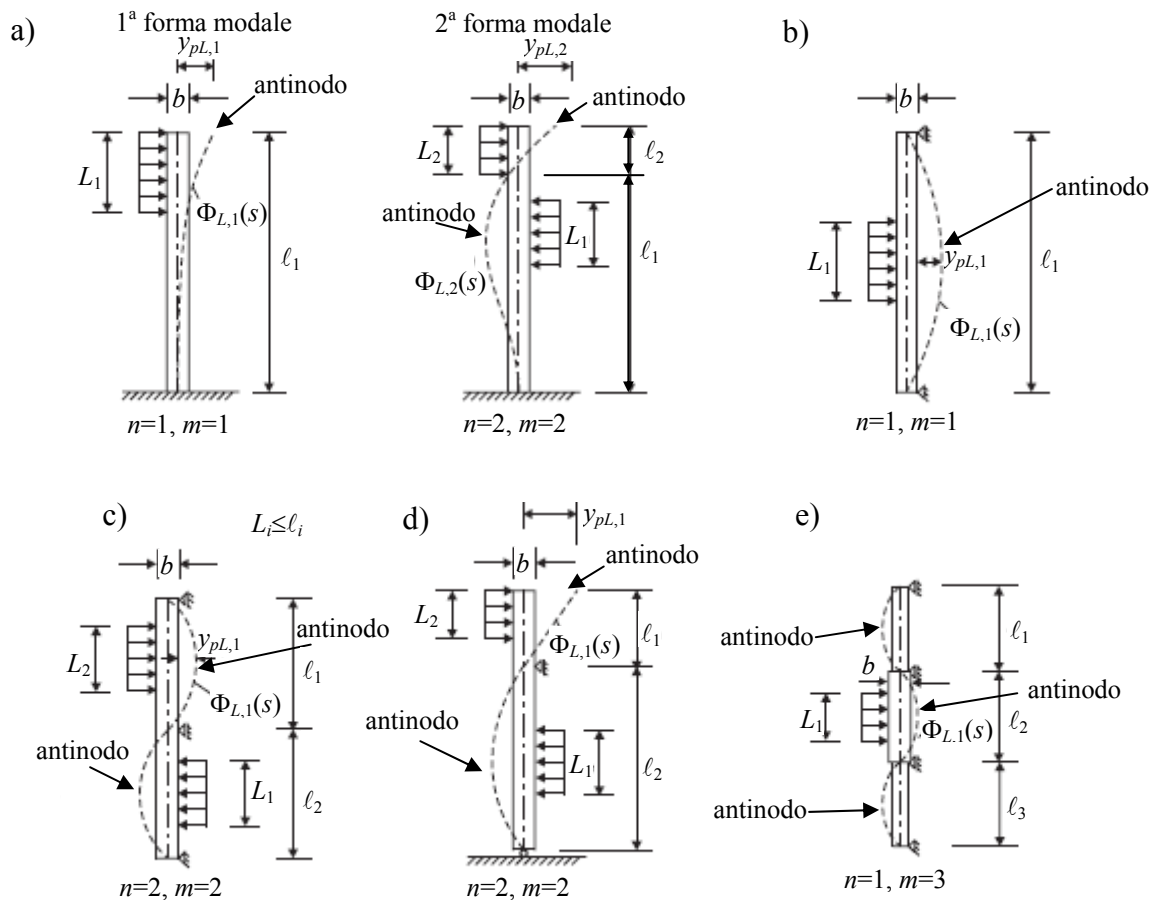


Figura O.11 – Esempi di suddivisione in campi della struttura o dell’elemento, e di posizionamento degli antinodi e delle lunghezze di correlazione.

Tabella O.IV – Lunghezza di correlazione L_j .

$y_{pL,i}/b$	L_j/b
$<0,1$	6
0,1-0,6	$4,8+12 \cdot y_{pL,i}/b$
$>0,6$	12

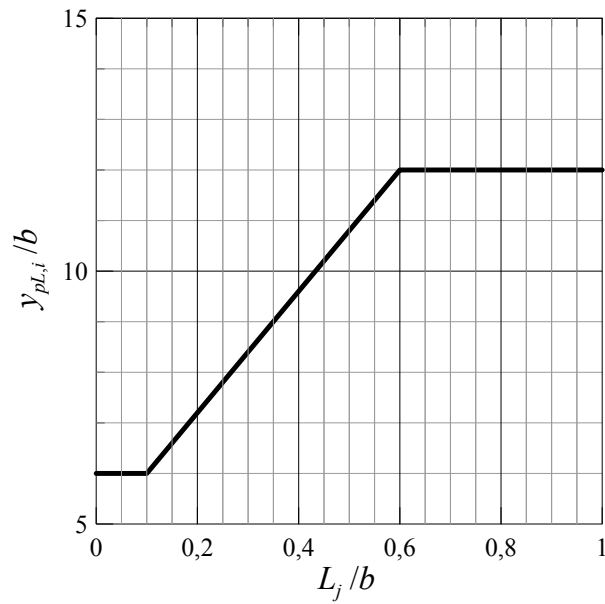


Figura O.12 – Lunghezza di correlazione L_j .

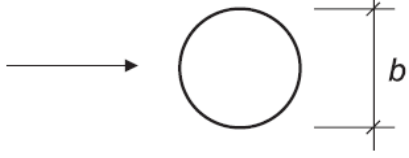
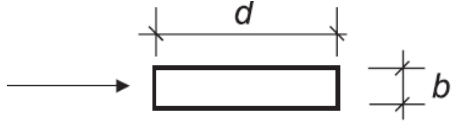
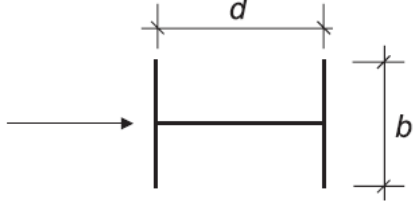
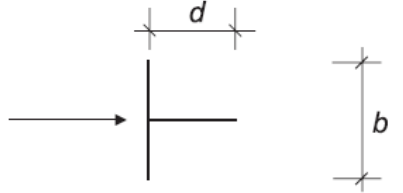
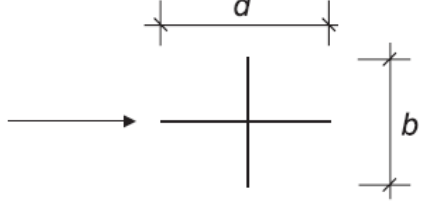
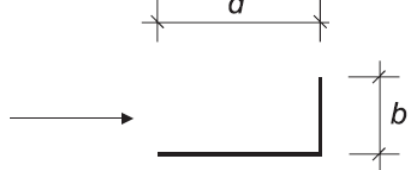
Tabella O.V – Fattori di forma modale K e di lunghezza effettiva di correlazione K_w per alcune semplici strutture.

Struttura	Forma modale $\Phi_{L,i}(s)$	K_w	K
	Paragrafo I.3.1 con $\zeta=2$ $n=1, m=1$	$3 \cdot \frac{L_j/b}{\lambda} \left[1 - \frac{L_j/b}{\lambda} + \frac{1}{3} \cdot \left(\frac{L_j/b}{\lambda} \right)^2 \right] \leq 0,6$	0,13
	Paragrafo I.3.2 $n=1, m=1$	$\cos \left[\frac{\pi}{2} \cdot \left(1 - \frac{L_j/b}{\lambda} \right) \right] \leq 0,6$	0,10
	Paragrafo I.3.2 $n=1, m=1$	$\frac{L_j/b}{\lambda} + \frac{1}{\pi} \cdot \sin \left[\pi \cdot \left(1 - \frac{L_j/b}{\lambda} \right) \right] \leq 0,6$	0,11
Nota: I parametri n, m sono definiti nelle Eqq. (O.15) e (O.16), $\lambda = \ell/b$			

O.6.2 Coefficiente di forza laterale

Il coefficiente di forza laterale c_{lat} è un parametro adimensionale funzione della forma della sezione ed eventualmente del numero di Reynolds (paragrafo 3.3.7), calcolato per l' i -esima velocità critica $v_{cr,i}$, Eq. (O.2), nella sezione in cui si attua il distacco critico dei vortici. Tale parametro è fornito dalla Tabella O.VI e dall'annessa Figura O.13 (per le sezioni circolari).

Tabella O.VI – Valori del coefficiente di forza laterale c_{lat} per alcune sezioni trasversali.

Sezione	c_{lat}
	$10^4 \leq Re \leq 3 \cdot 10^5$ 0,7 $3 \cdot 10^5 < Re < 5 \cdot 10^5$ $13,0454 - 2,254 \cdot \log_{10}(Re)$ $5 \cdot 10^5 \leq Re \leq 5 \cdot 10^6$ 0,2 $5 \cdot 10^6 < Re < 10^7$ $-2,0241 + 0,332 \cdot \log_{10}(Re)$ $Re \geq 10^7$ 0,3 (Figura O.13)
	1,1 ($0,5 \leq d/b \leq 10$)
	$d/b=1$ 0,8 $d/b=1,5$ 1,2 $d/b=2$ 0,3
	$d/b=1$ 1,6 $d/b=2$ 2,3
	$d/b=1$ 1,4 $d/b=2$ 1,1
	$d/b=1,3$ 0,8 $d/b=2$ 1,0

NOTA: Si può interpolare linearmente tra i valori riportati, ma non sono possibili estrapolazioni

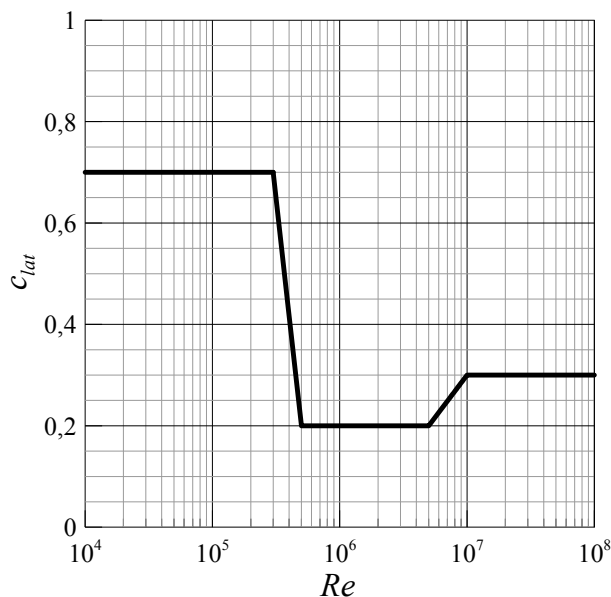


Figura O.13 - Valori del coefficiente di forza laterale c_{lat} per sezioni circolari.

O.7 Cilindri circolari in linea o raggruppati

La presenza di cilindri circolari affiancati in linea o raggruppati (Figura O.14), collegati o non collegati fra loro, può dare luogo a fenomeni di interferenza associati al distacco dei vortici e alle relative scie. Soprattutto se i cilindri sono sufficientemente vicini, il distacco dei vortici può dare luogo ad azioni ed effetti sensibilmente differenti da quelli che si attuano per il cilindro singolo, Eq. (O.5). Tali situazioni, fisicamente complesse e potenzialmente pericolose, devono essere considerate con estrema attenzione e cautela.

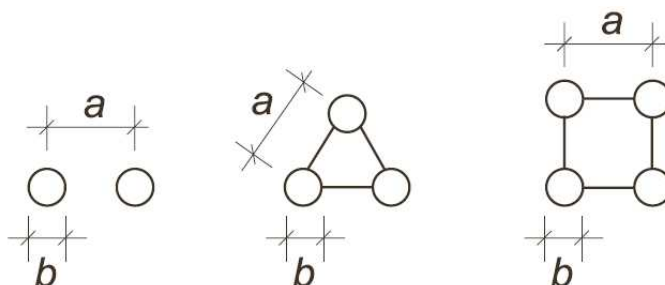


Figura O.14 – Esempi di cilindri verticali in linea (non collegati) o raggruppati (collegati).

Per cilindri non collegati tra loro, in prima approssimazione:

- se la distanza tra i rispettivi centri a è superiore a 10 volte il diametro maggiore coinvolto b , il fenomeno di interferenza di scia tra i cilindri può essere trascurato;
- se la distanza tra i centri dei cilindri a è compresa fra 3 e 10 volte il diametro maggiore b , si raccomanda di incrementare l'azione trasversale valutata per il cilindro singolo, Eq. (O.5), mediante un fattore pari a:
 - 1,6 per distanze a comprese fra 3 e 4 volte il diametro b ;
 - $[2-a/(10 \cdot b)]$ per distanze a comprese tra 4 e 10 volte il diametro b ;
- se la distanza tra i centri dei cilindri a è minore di 3 volte il diametro maggiore b , si raccomanda di valutare le azioni del vento attraverso metodi sperimentali adeguatamente comprovati (ad esempio, prove in galleria del vento) o di consultare un esperto della materia.

Per cilindri collegati tra loro, limitatamente al caso di due soli cilindri con distanza tra i centri a compresa tra 1 e 3 volte il diametro maggiore b , si raccomanda di applicare l'azione trasversale valutata per il cilindro singolo, Eq. (O.5), moltiplicata per un fattore incrementale pari a 1,5. Per tutti

gli altri casi, in particolare se la distanza tra i centri è maggiore di 3 volte il diametro massimo, si raccomanda di valutare le azioni indotte dal vento attraverso metodi sperimentali adeguatamente comprovati (ad esempio, prove in galleria del vento) o di consultare un esperto della materia.

O.8 Numero di cicli di carico

Il distacco risonante dei vortici può produrre ampie oscillazioni strutturali anche in corrispondenza di velocità critiche moderate e quindi frequenti. Pertanto, nell'ambito delle costruzioni metalliche, può condurre a condizioni di fatica precoce di cui si devono valutare accuratamente l'accadimento e le conseguenze. Il numero di cicli di carico N , causati dalle oscillazioni dovute al distacco risonante dei vortici, è la somma dei cicli di carico N_i , causati dal distacco risonante dei vortici sull' i -esimo modo di vibrazione. In prima approssimazione, tali grandezze sono fornite dalle relazioni:

$$N = \sum_i N_i \geq 10^4 \quad (\text{O.17})$$

$$N_i = 2 \cdot V_N \cdot n_{L,i} \cdot \varepsilon_0 \cdot \left(\frac{v_{cr,i}}{v_{0,i}} \right)^2 \cdot \exp \left[- \left(\frac{v_{cr,i}}{v_{0,i}} \right)^2 \right] \quad (\text{O.18})$$

dove:

- V_N è la vita nominale della struttura o dell'elemento considerato (Appendice A);
- $n_{L,i}$ è la frequenza naturale dell' i -esimo modo trasversale;
- ε_0 è il fattore di ampiezza di banda; esso può essere assunto pari a 0,3;
- $v_{cr,i}$ è la i -esima velocità critica di distacco dei vortici, Eq. (O.2);
- $v_{0,i}$ è un valore di riferimento della velocità del vento, indicativamente pari a 0,2 volte la velocità media del vento (paragrafo 3.2.5) con periodo di ritorno di progetto $T_R=50$ anni, calcolata nella sezione dove si verifica l' i -esimo fenomeno critico di distacco dei vortici.

Esprimendo V_N in s (pari alla vita nominale espressa in anni, moltiplicata per $32 \cdot 10^6$) e $n_{L,i}$ in Hz, N_i e N risultano correttamente grandezze adimensionali.

O.9 Tecniche per mitigare gli effetti del distacco dei vortici

Eccessive vibrazioni trasversali dovute al distacco dei vortici possono essere mitigate attraverso l'uso di opportuni sistemi di controllo passivo ed eventualmente attivo o ibrido. Nelle strutture con problemi di accessibilità (ad esempio, le ciminiere), essi devono essere progettati con l'obiettivo di richiedere ridotta manutenzione.

I sistemi di controllo passivo efficaci per la mitigazione del distacco dei vortici sono riconducibili a due principali categorie:

- stabilizzatori aerodinamici (ad esempio, nervature elicoidali, Figura O.15, o rivestimenti protettivi, *shroud*, Figura O.16, purché rispondenti ad adeguati requisiti geometrici), finalizzati a contrastare il distacco regolare dei vortici. La loro efficacia è dimostrata solo per valori del numero di Scruton maggiori di 10; in nessun caso possono essere utilizzati per contrastare gli effetti di interferenza di scia dovuti a strutture o elementi vicini. Generalmente conducono a incrementare le azioni nella direzione del vento;
- smorzatori meccanici a massa accordata (*Tuned Mass Dampers*, TMD, Figura O.17) e smorzatori a liquido accordato (*Tuned Liquid Dampers*, TLD), finalizzati a incrementare il rapporto di smorzamento, quindi a ridurre significativamente ogni tipo di vibrazione, incluse quelle derivanti dai fenomeni di interferenza e nella direzione longitudinale. L'esperienza dimostra che tali apparecchi sono particolarmente efficaci nella riduzione delle vibrazioni auto-eccitate.

L'utilizzo di sistemi di controllo attivo e/o ibrido deve essere adeguatamente valutato facendo ricorso all'ausilio di esperti.

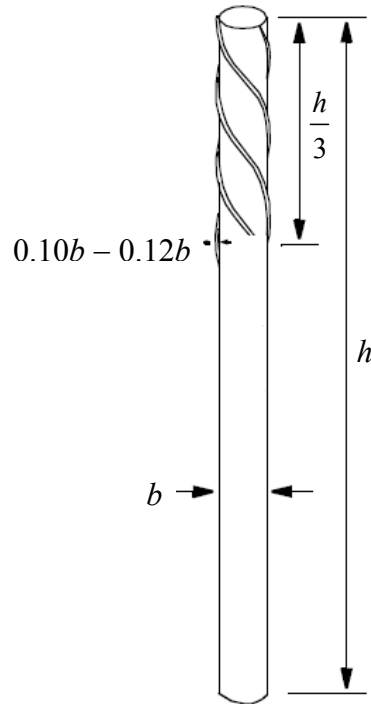


Figura O.15 – Stabilizzatore aerodinamico: nervature elicoidali.

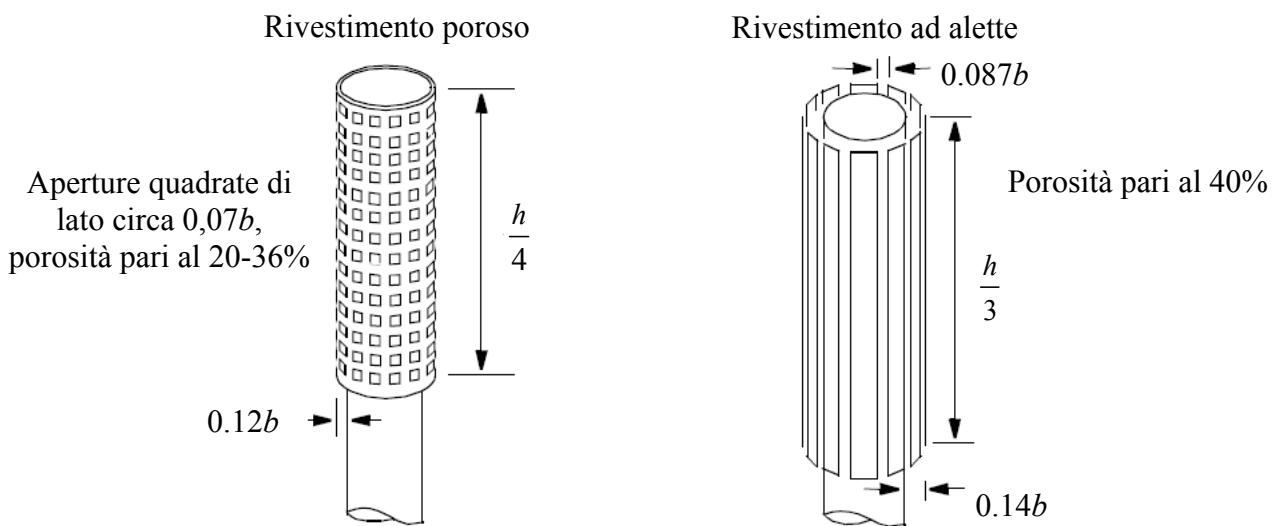


Figura O.16 – Stabilizzatore aerodinamico: rivestimenti protettivi (*shrouds*).

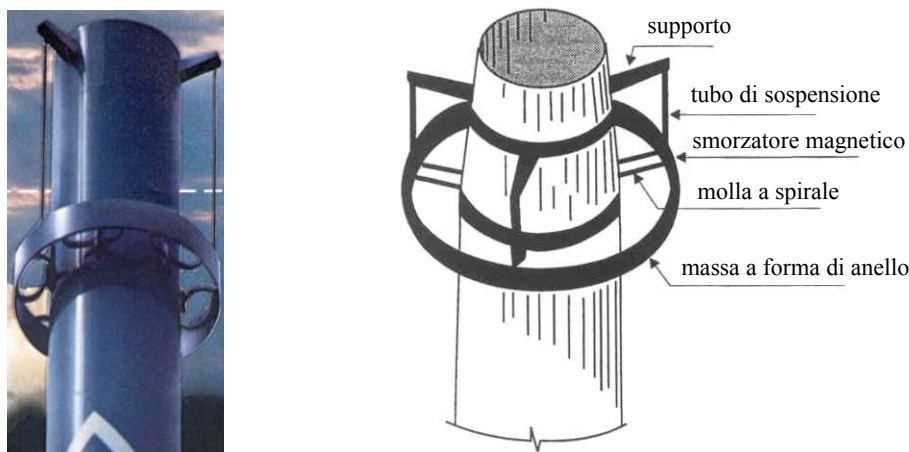


Figura O.17 – Smorzatore a massa accordata (TMD).

O.10 Ovalizzazione

Gusci cilindrici circolari, tipici ad esempio delle ciminiere, dei serbatoi e dei silos metallici, possono manifestare fenomeni di ovalizzazione di natura statica ovvero dinamica.

Il fenomeno dell'ovalizzazione statica è una conseguenza degli effetti causati dalla distribuzione della pressione radiale che si sviluppa sulla superficie di corpi cilindrici a sezione circolare; essa è valutabile applicando i criteri forniti ai paragrafi G.3.2, G.10.6 e G.10.8.

Il fenomeno dell'ovalizzazione dinamica, oggetto del presente paragrafo, avviene generalmente in corrispondenza dei primi modi di ovalizzazione, quindi dei primi modi associati a spostamenti nel piano della sezione in direzione radiale (Figura O.18), spesso accoppiati a modi di vibrazione flessionale rispetto alla linea d'asse del cilindro. Esso può dare luogo a vibrazioni per ovalizzazione che possono causare il collasso della struttura per instabilità locale, o globale, o per fatica. Il fenomeno avviene a frequenze proprie di ovalizzazione multiple della frequenza di distacco dei vortici (Eq. O.1). Da un punto di vista concettuale, analogamente al fenomeno del distacco dei vortici, il fenomeno dell'ovalizzazione si colloca in posizione intermedia fra un'eccitazione dinamica classica, dovuta alle azioni causate dal distacco dei vortici, e una forma di instabilità aeroelastica, associata all'insorgere di azioni di interazione fluido-struttura legate al moto del guscio (Appendice P).

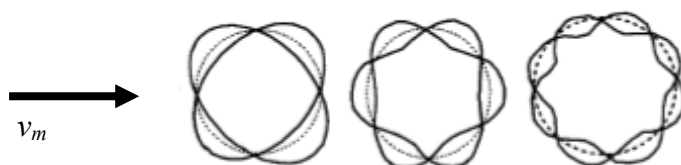


Figura O.18 – Modi di ovalizzazione (sezione del guscio circolare).

Si definiscono velocità critiche di ovalizzazione le velocità medie del vento che danno luogo al fenomeno dell'ovalizzazione dinamica. Nella letteratura tecnico-scientifica sono attualmente disponibili numerosi procedimenti per il calcolo delle velocità critiche di ovalizzazione. La maggior parte di essi gode di pregi e difetti complementari; nessuno può dirsi pienamente condiviso e riconosciuto. Di seguito sono riportati due criteri alternativi di valutazione. Considerando le profonde incertezze tuttora esistenti su questo argomento, si suggerisce di considerare tali criteri come puramente indicativi, e di utilizzare i valori di calcolo più cautelativi fra quelli forniti dai due criteri seguenti.

Applicando il primo criterio, la velocità critica relativa all' i -esimo modo di ovalizzazione è fornita dalla relazione:

$$v_{O,i} = \frac{n_{O,i} \cdot b}{\Omega \cdot St} \quad (\text{O.19})$$

dove:

- $n_{O,i}$ è la frequenza propria dell' i -esimo modo di ovalizzazione (Appendice I);
 b è il diametro della sezione trasversale del cilindro;
 St è il numero di Strouhal (paragrafo O.2);
 Ω è un parametro adimensionale che, a seconda del fenomeno che si realizza, può assumere valori pari a $\Omega = 1, 2, 3, 4$.

Di norma il fenomeno dell'ovalizzazione si realizza per $\Omega = 2$; in casi più rari può manifestarsi per $\Omega = 1, 3, 4$.

Applicando il secondo criterio, dedotto attraverso prove sperimentali in galleria del vento su cilindri relativamente snelli, la velocità critica relativa all' i -esimo modo di ovalizzazione è fornita dalla relazione:

$$v_{O,i} = n_{O,i} \cdot b \left(25,66 \cdot \frac{\rho_s}{\rho} \cdot \frac{t}{b} \cdot \xi_{O,i} + 0,3 \right) \quad (\text{O.20})$$

dove:

- ρ_s è la densità del materiale del guscio cilindrico;
 ρ è la densità dell'aria, il cui valore raccomandato è $1,25 \text{ kg/m}^3$ (paragrafo 3.2.7);
 t è lo spessore del guscio cilindrico;
 $\xi_{O,i}$ è il rapporto di smorzamento relativo al critico dell' i -esimo modo di ovalizzazione, avendo escluso il contributo dello smorzamento aerodinamico (Appendice I.6).

Per evitare il fenomeno dell'ovalizzazione, o almeno per renderlo estremamente improbabile, si raccomanda di soddisfare la seguente condizione:

$$v_{O,i} > v_{m,l} \quad (\text{O.21})$$

dove:

- $v_{m,l}$ è la velocità media del vento (paragrafo 3.2.5), valutata alla sommità h del cilindro, per un periodo di ritorno di progetto T_R pari a 10 volte il periodo di ritorno di riferimento $T_{R,0}$ (Appendice A), $T_R = 10 \cdot T_{R,0}$.

L'incremento di rigidità del guscio (quindi un aumento delle frequenze proprie $n_{O,i}$) riduce il rischio di ovalizzazione. Una possibile soluzione al problema dell'ovalizzazione è pertanto rappresentata dall'utilizzo di anelli di irrigidimento, proporzionati rispetto al diametro del cilindro e distribuiti con un passo appropriato lungo il suo asse.

APPENDICE P. ALTRI FENOMENI AEROELASTICI

P.1 Introduzione

I fenomeni aeroelastici sono fenomeni di interazione fluido-struttura che si manifestano quando gli spostamenti e/o le velocità della struttura o dell'elemento considerato sono tali da alterare, in modo non trascurabile, il campo del flusso e della pressione indotta dal vento. Sono quindi suscettibili a tali fenomeni le strutture leggere, molto flessibili e con piccolo smorzamento.

I fenomeni aeroelastici possono essere schematizzati attraverso l'introduzione di azioni aeroelastiche (o auto-eccitate), in generale non lineari, che dipendono dagli spostamenti e dalle velocità della struttura, oltre che dalla velocità media del vento e dai parametri aerodinamici del corpo investito. In ipotesi di piccoli spostamenti, le azioni aeroelastiche possono essere linearizzate, dando luogo a termini direttamente proporzionali agli spostamenti e alle velocità della struttura.

Per questa ragione, la dipendenza dal movimento della struttura (spostamento e velocità) fa sì che le azioni aeroelastiche linearizzate possano essere descritte per mezzo di opportune grandezze che modificano le caratteristiche meccaniche della struttura, e in particolare lo smorzamento, quando l'azione auto-eccitata è proporzionale alla velocità, e la rigidità, quando l'azione auto-eccitata è proporzionale allo spostamento.

All'aumentare della velocità media del vento le modifiche sopra descritte sono tali da annullare o rendere negativi la rigidità e/o lo smorzamento della struttura, producendo condizioni critiche di incipiente instabilità (instabilità aeroelastica).

I valori della velocità media del vento per i quali si instaurano le condizioni di instabilità sono detti velocità critiche e dipendono dalle caratteristiche geometriche e meccaniche della struttura. È compito del Progettista fare in modo che tutte le velocità critiche della costruzione siano adeguatamente maggiori della velocità di progetto del vento. In particolare, trattandosi di fenomeni instabili che possono condurre la struttura a forme di collasso catastrofico, è opportuno che la probabilità di accadimento delle velocità critiche sia estremamente piccola.

Le instabilità aeroelastiche possono essere classificate in tre categorie principali, in base alla natura fisica del fenomeno che le governa:

- galoppo (*galloping*): è un fenomeno aeroelastico caratterizzato dall'annullamento dello smorzamento della struttura o dell'elemento considerato. Il galoppo è un'instabilità di tipo dinamico che riguarda strutture ed elementi snelli, poco pesanti e dotati di un piccolo rapporto di smorzamento strutturale, caratterizzati da sezioni trasversali di forma non circolare che, sotto determinate condizioni, possano manifestare oscillazioni trasversali di grande ampiezza. Il fenomeno è possibile, anche per velocità modeste, per tutti i cavi, la cui sezione trasversale possa essere modificata dalla presenza di uno strato di ghiaccio, e per i cavi inclinati dei ponti strallati, la cui sezione trasversale possa essere modificata dalla presenza di un rivolo d'acqua. È inoltre possibile, al di sopra di velocità critiche generalmente elevate, per strutture alte e snelle, elementi strutturali isolati, pali di illuminazione;
- divergenza torsionale: è un fenomeno aeroelastico caratterizzato dall'annullamento della rigidità torsionale. La divergenza torsionale è un'instabilità di tipo statico che riguarda strutture contraddistinte da una forma appiattita nella direzione del flusso incidente e da un'intrinseca debolezza nei riguardi delle azioni torsionali. Il fenomeno può coinvolgere strutture sottili e flessibili simili a lamine, quali le insegne, i cartelloni, le tettoie, le pensiline e gli impalcati da ponti sorretti da cavi;
- flutter: è un fenomeno aeroelastico associato alla modifica sia della rigidità che dello smorzamento della struttura. Il flutter è un'instabilità dinamica che coinvolge in generale due gradi

di libertà: lo spostamento trasversale alla direzione del flusso e la rotazione torsionale (*flutter* classico). In casi particolare il *flutter* si manifesta in un singolo grado di libertà (*stall flutter*). Lo *stall flutter* è stato osservato per una grande varietà di strutture appiattite, come le pensiline, i segnali stradali e gli impalcati da ponte sorretti da cavi, soprattutto in relazione ai modi di vibrazione torsionali. Il *flutter* classico è molto pericoloso per i ponti sospesi e strallati dove possono verificarsi situazioni di accoppiamento modale flesso-torsionale a due gradi di libertà. In generale, il *flutter* classico si verifica per modi aventi frequenze ravvicinate e forme modali simili, con lo stesso numero (e all'incirca la stessa posizione) dei punti di nullo (nodi).

Si osservi che la sincronizzazione causata dal distacco dei vortici (Appendice O) è un fenomeno di natura aeroelastica (cioè dovuto alla interazione flusso-struttura) con caratteristiche profondamente diverse da quelle degli altri fenomeni sopra descritti (galoppo, divergenza torsionale, *flutter*). Essa si presenta per valori discreti della velocità media del vento, e la struttura può essere progettata e/o verificata per sopportare le azioni derivanti da queste situazioni (non derivando da questo fenomeno alcuna forma di instabilità). Viceversa i fenomeni oggetto della presente Appendice conducono a situazioni di instabilità (statica o dinamica) a partire da una velocità critica che la struttura non deve raggiungere.

P.2 Galoppo

Il galoppo è un fenomeno di instabilità aeroelastica che può manifestarsi per strutture snelle ed elementi allungati con sezione non circolare (ad esempio rettangolari, ad L, ad I, ad U, a T). La presenza di uno strato di ghiaccio o di un rivolo d'acqua su una sezione circolare può rendere instabile una sezione altrimenti stabile (ad esempio i cavi): il primo caso rientra nei fenomeni classici di galoppo; il secondo caso, estremamente pericoloso per i cavi inclinati dei ponti strallati, è tuttora non completamente chiarito, costituisce una forma di instabilità riconducibile al galoppo solo parzialmente. Possono inoltre sussistere condizioni di instabilità aeroelastica simili al galoppo per sezioni circolari opportunamente inclinate (*yawed*) rispetto al flusso incidente.

Il paragrafo P.2.1 definisce la condizione necessaria affinché si verifichi l'instabilità per galoppo. Il paragrafo P.2.2 fornisce un criterio di valutazione della velocità critica alla quale si attua questo fenomeno. Il paragrafo P.2.3 definisce opportuni criteri di verifica. I paragrafi P.2.4 e P.2.5 discutono le condizioni di galoppo che si attuano, a causa dell'interferenza, per cilindri accoppiati e ravvicinati.

P.2.1 Condizione necessaria di galoppo

Il fenomeno del galoppo è dovuto all'azione combinata delle forze aerodinamiche trasversali (di portanza) e longitudinali (di resistenza) che agiscono sulla sezione della struttura o dell'elemento strutturale preso in esame.

Si consideri una generica sezione fissa (Figura P.1a), rappresentativa di un corpo snello soggetto ad un regime bidimensionale di flusso nel piano della sezione trasversale, e siano noti il valore medio della forza di resistenza D e della forza di portanza L (per unità di lunghezza), prodotte da un velocità media del vento v_m agente secondo un generico angolo di attacco α . Le forze D e L risultano funzioni dei coefficienti aerodinamici di resistenza, $c_D(\alpha)$, e di portanza, $c_L(\alpha)$, rispettivamente, i quali a loro volta dipendono principalmente dalla forma del corpo e dall'angolo di attacco del flusso α (Figura P.1b). I coefficienti aerodinamici di resistenza c_D e di portanza c_L coincidono con i coefficienti di forza per unità di lunghezza c_{FX} e c_{FY} (paragrafo 3.3.4), rispettivamente, quando l'asse X nel piano della sezione coincide con la direzione del vento incidente.

Quando la sezione è libera di muoversi, l'angolo di attacco (apparente) diventa funzione della velocità del moto trasversale; ciò dà origine (in termini equivalenti) ad uno smorzamento aerodinamico che si somma allo smorzamento strutturale. Il fenomeno del galoppo si verifica quando lo smorza-

mento complessivo si riduce fino ad annullarsi e a diventare negativo. La condizione necessaria di instabilità per galoppo in direzione trasversale al flusso è fornita dalla relazione (Figura P.1c):

$$[c'_L + c_D] \leq 0 \quad (\text{P.1})$$

dove:

- c'_L è il valore della derivata prima, rispetto all'angolo di attacco, del coefficiente aerodinamico di portanza c_L , valutata per un valore fissato dell'angolo di attacco α ;
- c_D è il valore del coefficiente aerodinamico di resistenza c_D , valutato per il medesimo valore dell'angolo di attacco α .

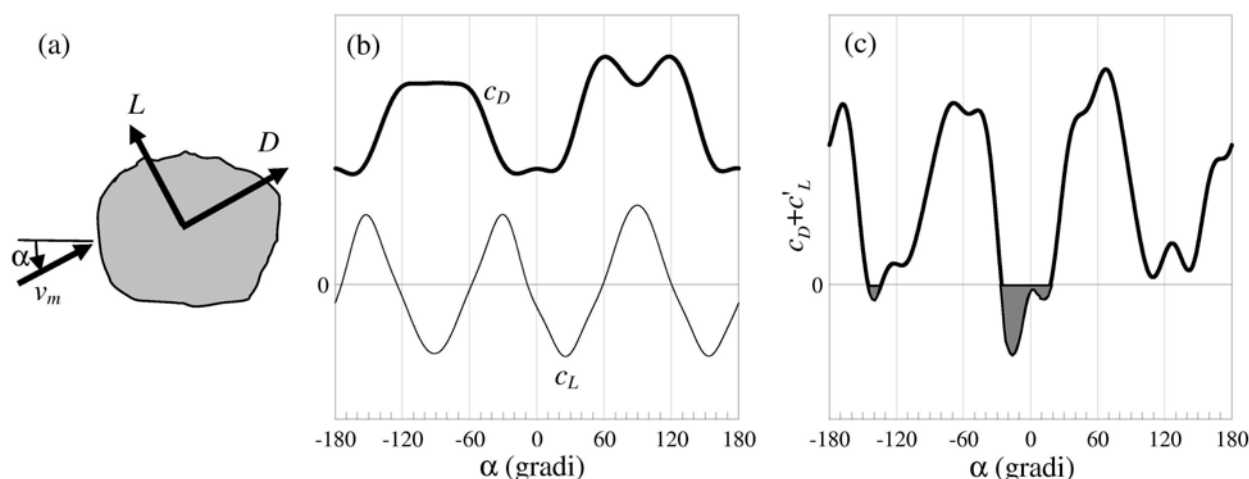


Figura P.1 – Galoppo: (a) forze su una generica sezione fissa; (b) coefficienti aerodinamici di resistenza c_D e di portanza c_L , valutati sulla sezione fissa; (c) condizione necessaria di galoppo, Eq. (P.1).

L'Eq. (P.1) è nota come criterio di Den Hartog. Le zone grigie della Figura P.1c evidenziano i valori dell'angolo di attacco α_v per i quali l'Eq. (P.1) è soddisfatta, quindi la sezione in esame può essere soggetta ad instabilità per galoppo.

Essendo il coefficiente aerodinamico di resistenza c_D strettamente positivo per qualsiasi forma della sezione e direzione del vento, un sistema può diventare instabile in direzione trasversale al flusso solo se la derivata prima del coefficiente di portanza c_L è negativa e, in modulo, maggiore del coefficiente di resistenza c_D . In particolare, le sezioni circolari isolate (ad esempio le sezioni dei cavi) non possono sviluppare condizioni di galoppo a causa della loro polar-simmetria rispetto al flusso incidente (che comporta $c'_L=0$). Viceversa, quando la sezione del cavo si ricopre di ghiaccio o di un rivolo d'acqua, cambiando forma, si possono instaurare fenomeni di galoppo o, nel secondo caso, fenomeni instabili analoghi al galoppo.

P.2.2 Velocità critica di galoppo

Si assume che l'asse cartesiano X nel piano della sezione strutturale coincida con la direzione del vento (agente in generale lungo un asse principale della sezione trasversale della struttura, paragrafo 3.3, nella cui direzione è più convenientemente descritta la risposta), e che il flusso incidente sia ortogonale alla linea d'asse Z della struttura (assenza di deviazione). Si assume, inoltre, che le frequenze naturali della struttura siano sufficientemente lontane tra loro (assenza di condizioni di risonanza interna) al fine di poter schematizzare le vibrazioni della struttura mediante un solo modo di oscillazione flessionale, in direzione trasversale al flusso del vento.

L'instabilità per galoppo si verifica quando si annulla lo smorzamento complessivo del sistema (condizione critica di galoppo), in corrispondenza dell' i -esimo modo trasversale alla direzione del flusso. Tale situazione si realizza quando la velocità media del vento v_m è uguale alla velocità critica di galoppo $v_{G,i}$. Essa è fornita dalla relazione:

$$v_{G,i} = \frac{8\pi \cdot m_{e,i} \cdot n_{L,i} \cdot \xi_{L,i}}{\rho \cdot b \cdot a_G} = \frac{2 \cdot n_{L,i} \cdot b \cdot Sc_i}{a_G} \quad (\text{P.2})$$

dove:

- $m_{e,i}$ è la massa equivalente per unità di lunghezza relativa all' i -esimo modo trasversale (Appendice I.4);
- $n_{L,i}$ è la frequenza naturale relativa all' i -esimo modo trasversale (Appendice I.2);
- $\xi_{L,i}$ è il rapporto di smorzamento relativo al critico dell' i -esimo modo trasversale, avendo escluso il contributo dello smorzamento aerodinamico (Appendice I.6);
- ρ è la densità dell'aria, il cui valore raccomandato è $1,25 \text{ kg/m}^3$ (paragrafo 3.2.7);
- b è la larghezza di riferimento della sezione trasversale, corrispondente al fattore di instabilità per galoppo (Tabella P.I), valutata alla quota della sezione di massima ampiezza dell' i -esimo modo di vibrazione trasversale;
- Sc_i è il numero di Scruton per l' i -esimo modo di vibrazione trasversale, Eq. (O.4);
- a_G è il fattore di instabilità da galoppo; esso è uguale alla somma, cambiata di segno, della derivata prima del coefficiente di portanza c_L e del coefficiente di resistenza c_D , valutati per un angolo di attacco $\alpha=0$ rispetto all'asse X :

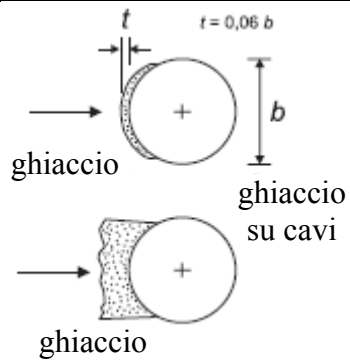
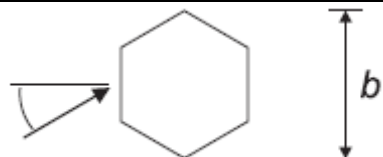
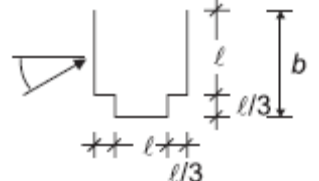
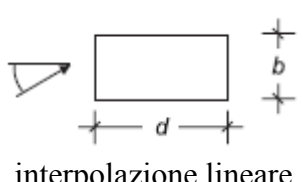

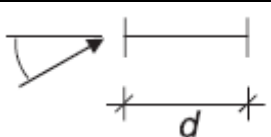
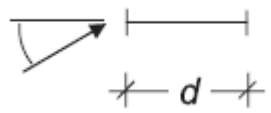
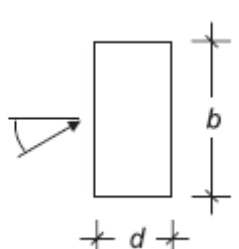
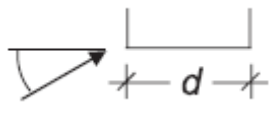
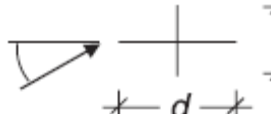
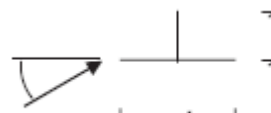
$$a_G = -[c'_L + c_D]_{\alpha=0} = -[c'_{fY} + c_{fX}] \quad (\text{P.3})$$

In mancanza di valutazioni più accurate, la Tabella P.I riporta alcuni valori di a_G per le forme strutturali più tipiche. Per le forme strutturali non riportate in questa tabella, assumere $a_G = 10$ costituisce in generale una scelta ampiamente a favore di sicurezza.

Si noti il ruolo essenziale del numero di Scruton nei riguardi della sensibilità delle strutture e degli elementi a manifestare fenomeni aeroelastici: nel caso del galoppo, le strutture a basso numero di Scruton sono soggette a basse velocità critiche, quindi sono più sensibili a questo tipo di instabilità; nel caso di distacco dei vortici, il numero di Scruton non influenza la velocità critica di distacco, Eq. (O.2), ma governa, in modo determinante, l'ampiezza di oscillazione in condizioni di sincronizzazione (ampiezze fortemente crescenti per piccoli valori del numero di Scruton).

La grande rigidezza e la notevole massa delle più comuni strutture, per esempio gli edifici, dà luogo a valori generalmente molto elevati delle velocità critiche di galoppo. Quindi, soltanto le strutture molto flessibili, leggere e poco smorzate possono manifestare questa forma di instabilità.

Tabella P.I - Fattore di instabilità da galoppo a_G .

Sezione trasversale	a_G		Sezione trasversale	a_G	
	1,0			1,0	
				4,0	
	$d/b=2$	2,0		$d/b=2$	0,7
	$d/b=1,5$	1,7		$d/b=2,7$	5,0
	$d/b=1$	1,2		$d/b=5$	7,0
	$d/b=2/3$	1,0		$d/b=3$	7,5
	$d/b=1/2$	0,7		$d/b=3/4$	3,2
	$d/b=1/3$	0,4		$d/b=2$	1,0
NOTA: Sono ammesse interpolazioni lineari ma non estrapolazioni di a_G in funzione di d/b					

P.2.3 Criteri di verifica

Al fine di evitare l'instabilità per galoppo, o di rendere il suo accadimento altamente improbabile, si raccomanda di soddisfare la condizione:

$$v_{G,i} > v_{m,l} \tag{P.4}$$

dove:

$v_{G,i}$ è la velocità critica di galoppo per l' i -esimo modo di vibrazione trasversale, Eq. (P.2);

$v_{m,i}$ è la velocità media del vento (paragrafo 3.2.5), valutata alla quota della sezione dove è massima l'ampiezza dell' i -esimo modo di vibrazione trasversale, per un periodo di ritorno T_R pari a 10 volte il periodo di ritorno di riferimento $T_{R,0}$ (Appendice A), $T_R = 10 \cdot T_{R,0}$.

In generale, la velocità critica minore corrisponde al primo modo di vibrazione trasversale. Quindi la condizione di verifica più severa, Eq. (P.4), corrisponde alla velocità critica $v_{G,1}$.

Se la velocità critica di distacco dei vortici $v_{cr,i}$, Eq. (O.2), è prossima alla velocità critica di galoppo $v_{G,i}$ (per lo stesso modo di vibrazione trasversale):

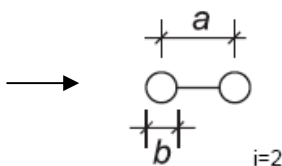
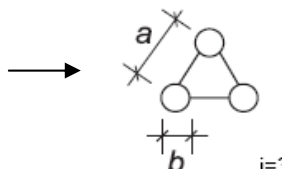
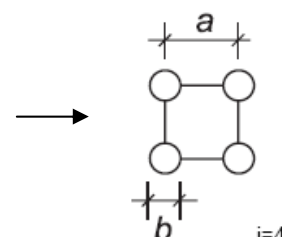
$$0,7 < \frac{v_{G,i}}{v_{cr,i}} < 1,5 \quad (\text{P.5})$$

sono possibili forme di interazione tra i due differenti fenomeni aeroelastici. In questo caso sono necessari studi sperimentali adeguatamente comprovati e l'assistenza di esperti della materia.

P.2.4 Galoppo di cilindri circolari collegati

La presenza di cilindri circolari affiancati in linea o in gruppo, collegati tra loro, può dare luogo a fenomeni classici di galoppo. La velocità critica di galoppo può essere valutata tramite l'Eq. (P.2), dove il fattore di instabilità per galoppo a_G e la dimensione di riferimento b sono specificate dalla Tabella P.II. Il criterio di verifica è lo stesso introdotto nel paragrafo P.2.3.

Tabella P.II - Fattore di instabilità da galoppo di cilindri collegati.

Numero di cilindri accoppiati	a_G	
	$a/b \leq 1,5$	$a/b \geq 2,5$
	1,5	3,0
	6,0	3,0
	1,0	2,0
<p>NOTA: sono ammesse interpolazioni lineari (ma non estrapolazioni) di a_G in funzione di a/b</p>		

P.2.5 Galoppo per interferenza di cilindri circolari non collegati

La presenza di cilindri circolari affiancati in linea, non collegati tra loro, può dare luogo a un fenomeno instabile detto galoppo per interferenza (*wake galloping*). Questo fenomeno, estremamente pericoloso, può essere evitato collegando i cilindri e ricadendo, quindi, nel caso trattato al paragrafo P.2.4.

In caso contrario, se l'angolo di attacco del vento incidente è prossimo alla direzione critica $\alpha \cong 10^\circ$, e se $a/b < 3$ (Figura P.2), la velocità critica che causa l'instabilità di galoppo per interferenza, v_{IG} , può essere stimata mediante la relazione:

$$v_{IG} = 3,5 \cdot n_{L,1} \cdot \sqrt{a \cdot b \cdot \frac{Sc_1}{a_G}} \quad (P.6)$$

dove:

- $n_{L,1}$ è la frequenza naturale del primo modo di vibrazione trasversale (Appendice I.2);
- Sc_1 è il numero di Scruton per il modo primo di vibrazione trasversale, Eq. (O.4);
- a è la distanza tra i centri dei cilindri (Figura P.2);
- b è il diametro dei cilindri (Figura P.2);
- a_G è il fattore di instabilità da galoppo per interferenza; in mancanza di valutazioni più accurate essere può essere assunto pari a 3.

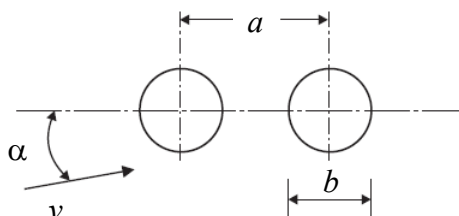


Figura P.2 – Parametri geometrici nel galoppo per interferenza.

Il criterio di verifica è lo stesso introdotto nel paragrafo P.2.3.

P.3 Divergenza torsionale

La divergenza torsionale è un fenomeno di instabilità aeroelastica che può coinvolgere strutture con dimensioni allungate nella direzione del vento incidente (ad esempio, insegne, cartelloni e impalcati da ponte sorretti da cavi)

Il paragrafo P.3.1 definisce la condizione necessaria affinché si verifichi la divergenza torsionale. Il paragrafo P.3.2 fornisce un criterio di valutazione della velocità critica alla quale si verifica questo fenomeno. Il paragrafo P.3.3 definisce opportuni criteri di verifica.

P.3.1 Condizione necessaria di divergenza torsionale

Il fenomeno della divergenza torsionale è legato all'azione del momento torcente aerodinamico che agisce sulla sezione trasversale della struttura o dell'elemento preso in esame.

Si consideri una generica sezione fissa (Figura P.3a), rappresentativa di un corpo snello e allungato soggetto ad un regime bidimensionale di flusso nel piano della sezione trasversale, e sia noto il valore medio del momento torcente aerodinamico M (per unità di lunghezza), prodotto da un velocità media del vento v_m agente secondo un generico angolo di attacco α . Il momento M risulta funzione del coefficiente aerodinamico di momento, $c_{mZ}(\alpha)$, il quale a sua volta dipende principalmente dalla forma del corpo e dall'angolo di attacco del flusso α (Figura P.3b).

Quando la sezione è libera di ruotare, essa manifesta un angolo di rotazione θ (di verso concorde con l'angolo di attacco α) intorno all'asse Z ortogonale al suo piano; in ipotesi di piccole rotazioni, il momento aerodinamico è quindi esprimibile come una funzione lineare dell'angolo di rotazione θ ; ciò dà origine (in termini equivalenti) a una rigidità aerodinamica che si somma alla rigidità

strutturale. Il fenomeno della divergenza torsionale si verifica quando la rigidezza complessiva si riduce fino ad annullarsi e a diventare negativa. La condizione necessaria di instabilità per divergenza torsionale è fornita dalla relazione (Figura P.3c):

$$c'_{mZ} \leq 0 \quad (\text{P.7})$$

dove:

c'_{mZ} è il valore della derivata, rispetto all'angolo di attacco, del coefficiente aerodinamico di momento torcente c_{mZ} , valutato per un valore fissato dell'angolo di attacco α .

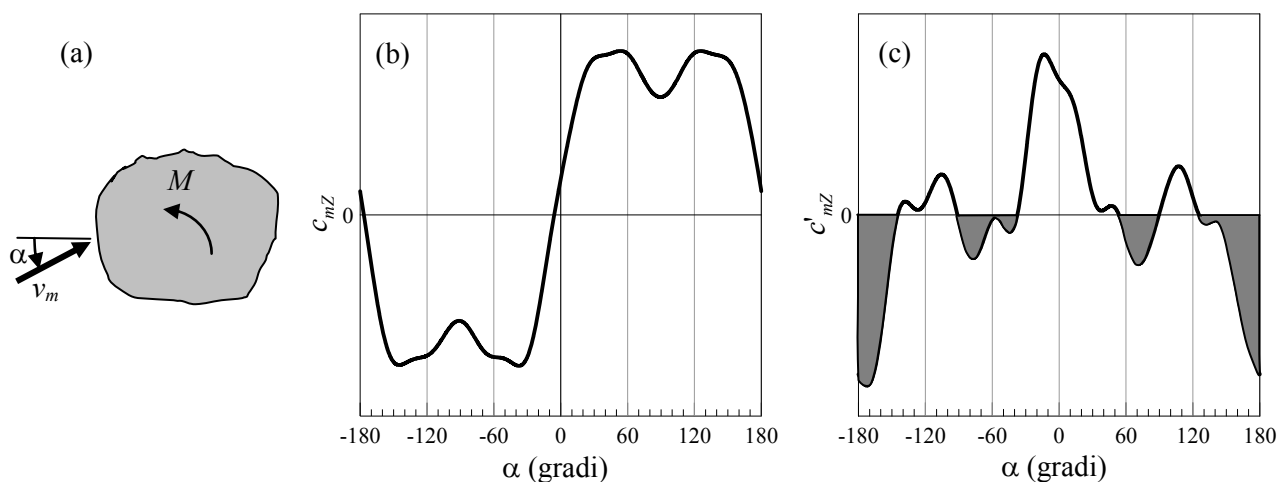


Figura P.3 – Divergenza torsionale: (a) momento su una generica sezione fissa; (b) coefficiente aerodinamico di momento c_{mZ} , valutato sulla sezione fissa; (c) condizione necessaria di divergenza torsionale, Eq. (P.7).

Le zone grigie della Figura P.3c evidenziano i valori dell'angolo di attacco α per i quali l'Eq. (P.7) è soddisfatta, quindi, la sezione in esame può essere soggetta al fenomeno di instabilità per divergenza torsionale.

P.3.2 Velocità critica di divergenza torsionale

L'instabilità per divergenza torsionale si verifica quando si annulla la rigidezza complessiva del sistema (condizione critica di divergenza torsionale). Tale situazione si realizza quando la velocità media del vento v_m è uguale alla velocità critica di divergenza torsionale v_D . Essa è fornita dalla relazione:

$$v_D = \sqrt{\frac{2 \cdot G \cdot J_t}{\rho \cdot d^2 \cdot c'_{mZ}}} \quad (\text{P.8})$$

dove:

G è il modulo di elasticità tangenziale (o modulo di taglio) del materiale;

J_t è il momento di inerzia torsionale della sezione trasversale (paragrafo I.2.3);

ρ è la densità dell'aria, il cui valore raccomandato è $1,25 \text{ kg/m}^3$ (paragrafo 3.2.7);

d è la profondità della struttura, chiamata corda (dimensione parallela alla direzione del vento);

c'_{mZ} è il valore della derivata prima, rispetto all'angolo di attacco, del coefficiente aerodinamico di momento torcente c_{mZ} (associato alla lunghezza di riferimento $l = d$), valutata per un valore fissato dell'angolo di attacco α .

Esprimendo la rigidità torsionale in $\text{N}\cdot\text{m}^2$, la densità dell'aria in kg/m^3 e la corda in m, la velocità critica v_D risulta espressa in m/s.

Per una sezione rettangolare di lati b e d e angolo di attacco nullo ($\alpha = 0$) rispetto all'orizzontale (Figura P.4), in mancanza di valutazioni più accurate, i valori di c'_{mZ} (relativi al centro geometrico della sezione) sono forniti dalla relazione (Figura P.5):

$$c'_{mZ} = 6,3 \left(\frac{b}{d} \right)^2 + 0,38 \left(\frac{b}{d} \right) - 1,6 \quad (\text{P.9})$$

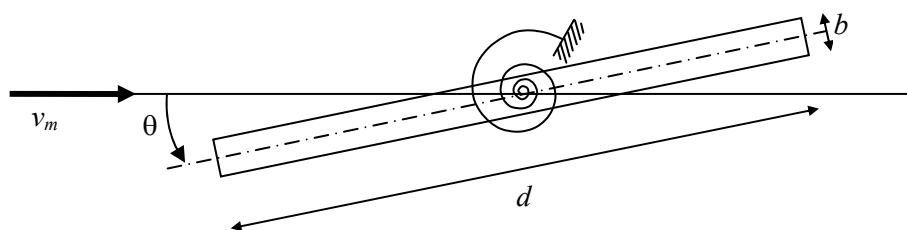


Figura P.4 – Sezione rettangolare soggetta a divergenza torsionale.

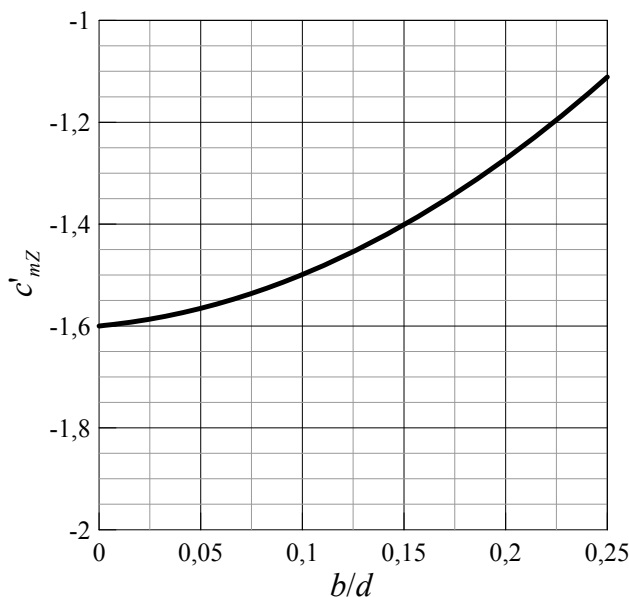


Figura P.5 – Derivata prima del coefficiente aerodinamico di momento torcente, relativa al centro geometrico di una sezione rettangolare.

P.3.3 Criterio di verifica

Al fine di evitare l'instabilità per divergenza torsionale, o di rendere il suo accadimento altamente improbabile, si raccomanda di soddisfare la condizione:

$$v_D > 1,2 \cdot v_{m,l} \quad (\text{P.10})$$

dove:

v_D è la velocità critica di divergenza torsionale, Eq. (P.8);

$v_{m,l}$ è la velocità media del vento (paragrafo 3.2.5), valutata alla quota media della struttura o dell'elemento, per un periodo di ritorno T_R pari a 10 volte il periodo di riferimento $T_{R,0}$ (Appendice A), $T_R = 10 \cdot T_{R,0}$.

P.4 Flutter

Il *flutter* è un fenomeno di instabilità aeroelastica che può manifestarsi per particolari conformazioni geometriche della sezione trasversale della struttura, in funzione delle sue caratteristiche dinamiche. Con riferimento agli impalcati da ponte, esso è un fenomeno generalmente limitato a strutture di grande luce ed estremamente flessibili, quali ad esempio i ponti sospesi o strallati.

I paragrafi P.4.1 e P.4.2 riportano alcune condizioni di massima che consentono di stimare la suscettibilità degli impalcati da ponte nei confronti delle instabilità per *flutter* di tipo torsionale (*stall flutter*) e per *flutter* accoppiato a due gradi di libertà (*flutter* classico), limitatamente agli impalcati di tipo più comune, in assenza di traffico. Il paragrafo P.4.3 discute i principi generali inerenti i criteri di verifica per *flutter*.

P.4.1 Condizione di sensibilità al *flutter* torsionale

Per impalcati da ponte di luce non superiore di 200 m, il fenomeno del *flutter* torsionale può essere escluso se risulta verificata la seguente disuguaglianza:

$$\frac{1,2 \cdot v_{m,l}}{d \cdot n_{M,1}} \leq 3 \quad (\text{P.11})$$

dove:

$v_{m,l}$ è la velocità media del vento (paragrafo 3.2.5), valutata alla quota media dell'impalcato, per un periodo di ritorno T_R pari a 10 volte il periodo di ritorno di riferimento $T_{R,0}$ (Appendice A), $T_R = 10 \cdot T_{R,0}$.

d è la dimensione dell'impalcato nella direzione del vento;

$n_{M,1}$ è la frequenza propria del primo modo torsionale dell'impalcato.

P.4.2 Condizione di sensibilità al *flutter* accoppiato flesso-torsionale

Per impalcati da ponte di luce non superiore di 200 m, il fenomeno del *flutter* accoppiato tra il primo modo di oscillazione trasversale e il primo modo di oscillazione torsionale dell'impalcato può essere escluso se risultano contemporaneamente verificate le seguenti disuguaglianze:

$$\frac{n_{M,1}}{n_{L,1}} \geq 1,5 \quad (\text{P.12})$$

$$\frac{1,2 \cdot v_{m,l}}{d \cdot n_{L,1}} \leq 20 \quad (\text{P.13})$$

$$\frac{1,2 \cdot v_{m,l}}{d \cdot n_{M,1}} \leq 2,5 \cdot \beta_F \cdot \sqrt{\left[1 - \left(\frac{n_{L,1}}{n_{M,1}}\right)^2\right]} \cdot r_m \cdot \mu \quad (\text{P.14})$$

essendo:

$$r_m = \sqrt{\frac{I}{m \cdot d^2}}, \quad \mu = \frac{2 \cdot m}{\rho \cdot d^2} \quad (\text{P.15})$$

dove:

- $n_{M,1}$ è la frequenza propria del primo modo torsionale dell'impalcato;
- $n_{L,1}$ è la frequenza propria del primo modo flessionale dell'impalcato, in direzione trasversale al flusso (quindi verticale);
- $v_{m,l}$ è la velocità media del vento (paragrafo 3.2.5), valutata alla quota media dell'impalcato, per un periodo di ritorno T_R pari a 10 volte il periodo di ritorno di riferimento $T_{R,0}$ (Appendice A), $T_R = 10 T_{R,0}$;
- d è la dimensione dell'impalcato nella direzione del vento;
- I è il momento di inerzia di massa per unità di lunghezza dell'impalcato;
- m è la massa per unità di lunghezza dell'impalcato;
- ρ è la densità dell'aria, il cui valore raccomandato è $1,25 \text{ kg/m}^3$ (paragrafo 3.2.7);
- β_F è un parametro di efficienza aerodinamica. Esso è fornito dalla Figura P.6, per impalcati di utilizzo corrente, in funzione del rapporto h/d , essendo h l'altezza dell'impalcato, comprensiva degli arredi permanenti presenti (barriere, guard-rails, New Jersey, etc.).

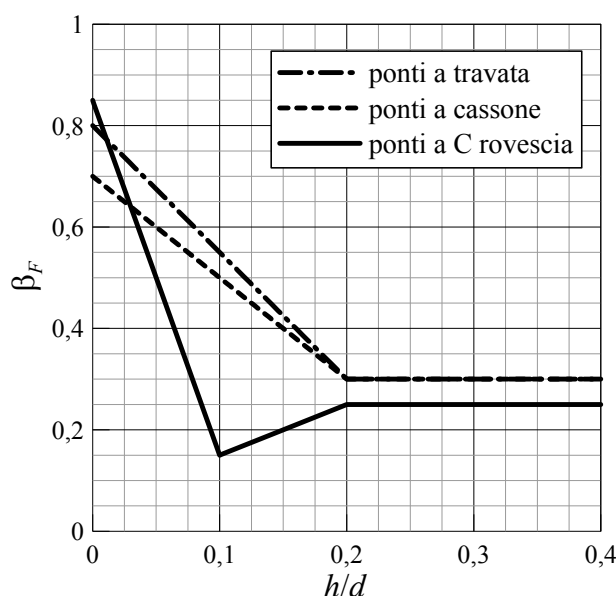


Figura P.6 – Valore del parametro di efficienza aerodinamica β_F .

P.4.3 Criterio di verifica

Una progettazione sicura nei riguardi del *flutter* deve essere in grado di escludere il fenomeno, o di rendere il suo accadimento altamente improbabile. Nei casi in cui non sia possibile escludere il *flutter* applicando i criteri ai paragrafi P.4.1 e P.4.2, si raccomanda di svolgere analisi approfondite basate sui risultati di prove in galleria del vento e sull'ausilio di un esperto della materia. In ogni caso si raccomanda di verificare che la velocità critica di *flutter* v_F , ossia la velocità media del vento che causa questa forma di instabilità, soddisfi la condizione:

$$v_F > 1,2 \cdot v_{m,l} \quad (\text{P.16})$$

dove:

- v_F è la velocità critica di *flutter*, valutata attraverso opportuni metodi sperimentali e numerici adeguatamente comprovati e documentati;
- $v_{m,l}$ è la velocità media del vento (paragrafo 3.2.5), valutata alla quota media dell'impalcato, per un periodo di ritorno T_R pari a 10 volte il periodo di ritorno di riferimento $T_{R,0}$ (Appendice A), $T_R = 10 \cdot T_{R,0}$.

Appendice Q PROVE IN GALLERIA DEL VENTO

Q.1 Introduzione

Il calcolo delle azioni del vento sulle costruzioni e la stima della conseguente risposta strutturale non possono prescindere da dati sperimentali rilevati in galleria del vento. Per i casi più comuni questi dati sono disponibili in letteratura e sintetizzati dalle presenti Istruzioni; pertanto possono essere direttamente utilizzati nella progettazione. Per i casi meno comuni, o per strutture di rilevante importanza o particolare delicatezza, si raccomanda che le analisi di progetto e/o di verifica utilizzino dati di comprovata affidabilità, oppure derivati da prove sperimentali specifiche eseguite secondo i criteri di seguito indicati. In aggiunta le prove in galleria del vento possono rappresentare uno strumento di controllo dei risultati dei calcoli e di ottimizzazione delle prestazioni aerodinamiche e strutturali di un manufatto, generalmente conducendo, in questo caso, ad un vantaggio economico e/o ad un aumento dei margini di sicurezza.

La sperimentazione in galleria del vento è basata sulla riproduzione, in scala ridotta, dei fenomeni fisici che si verificano al vero. La riduzione in scala non deve riguardare solo la geometria, ma tutta la fisica che interviene nel processo di interazione tra il vento e le costruzioni. Pertanto, nella modellazione in galleria occorre scalare opportunamente tutte le grandezze fisiche che intervengono nel problema oggetto di indagine, e ciò viene effettuato con regole diverse a seconda dei casi. In particolare, oltre le proprietà strutturali occorre scalare le caratteristiche del flusso eolico. A tal fine vanno definite le scale delle diverse grandezze fisiche che compaiono nel problema oggetto di indagine, da intendersi come il rapporto tra il valore che ciascuna grandezza assume in galleria ed al vero.

Per la sua natura interdisciplinare ed altamente specialistica la progettazione, l'esecuzione e la interpretazione dei risultati delle prove in galleria del vento va affidata ad un esperto o ad un laboratorio specialistico. Questa Appendice è intesa a fornire al Progettista gli elementi di base necessari alla comprensione delle modalità esecutive delle più comuni prove in galleria, e ad interfacciarsi con lo specialista incaricato di condurre la sperimentazione. L'Appendice contiene inoltre alcuni dei requisiti minimi che il Progettista deve richiedere per l'esecuzione della sperimentazione in galleria del vento. Maggiori dettagli sulle tecniche sperimentali possono essere reperiti nella letteratura specifica.

Q.2 Gallerie del vento e caratteristiche del flusso in galleria

Al fine di misurare correttamente le azioni del vento sulle costruzioni, e/o la conseguente risposta strutturale, occorre riprodurre in galleria del vento le caratteristiche che il flusso eolico presenta nello strato limite atmosferico. In particolare, per le strutture a sviluppo verticale occorre che sia riprodotto l'andamento del profilo della velocità media e dell'intensità di turbolenza. Inoltre, per tutte le strutture, occorre che vengano riprodotte le caratteristiche della turbolenza, in termini di contenuto in frequenza e di scale integrali. Le gallerie in grado di soddisfare al meglio questi requisiti vengono appunto indicate come gallerie a strato limite, e sono generalmente finalizzate alla sperimentazione in ambito civile ed ambientale. Solo nei casi, da verificare opportunamente, in cui non sia rilevante la distribuzione verticale delle caratteristiche del flusso eolico, è possibile utilizzare gallerie non a strato limite o finalizzate alla sperimentazione in ambito meccanico o aeronautico. In ogni caso le caratteristiche del flusso riprodotto in galleria devono mantenersi costanti nel tronco di prova. La Figura Q.1 mostra un'immagine del tronco di prova di una galleria del vento a strato limite.

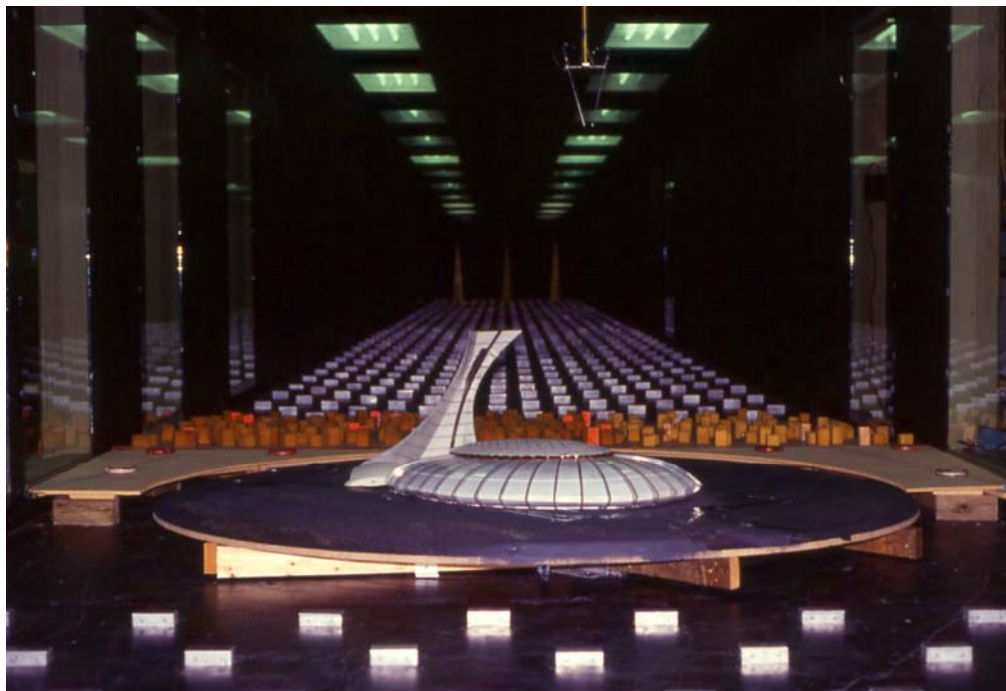


Figura Q.1 – Tronco di prova di una galleria del vento a strato limite.

Per una corretta riproduzione dei fenomeni fisici, i parametri del flusso in galleria devono rappresentare, mediante opportuna scalatura, quelli del flusso reale. Ciò comporta il rispetto delle seguenti regole:

1. le quantità adimensionali (ad esempio numero di Reynolds, numero di Strouhal, intensità di turbolenza, etc.) devono avere in galleria lo stesso valore che assumono al vero;
2. le quantità dotate delle stesse dimensioni fisiche devono essere scalate nella stessa misura; ciò vuol dire, ad esempio, che le quantità aventi le dimensioni di una lunghezza (dimensioni geometriche del modello, scala integrale della turbolenza, profondità dello strato limite atmosferico, etc.) devono essere scalate tutte della stessa quantità, indicata come scala delle lunghezze, λ_L , intesa come il rapporto tra le lunghezze utilizzate nel corso delle prove e le lunghezze al vero;
3. le scale delle differenti grandezze fisiche devono rispettare le equazioni dimensionali; ciò vuol dire che, ad esempio, la scala delle velocità, λ_V (rapporto tra la velocità media del flusso durante la prova in scala e quella reale), deve essere pari alla scala delle lunghezze, λ_L , divisa per la scala dei tempi, λ_T (definita dal rapporto tra le durate temporali delle prove in galleria e le durate equivalenti al vero).

In generale non è possibile soddisfare contemporaneamente tutti i requisiti sopra elencati, e pertanto è prassi fare ricorso ad una modellazione “distorta”, ossia tale da rispettare solo alcuni dei vincoli sulla scalatura. La scelta di quali dei vincoli di scalatura possano, di volta in volta, essere violati è estremamente delicata e determina in larga misura la qualità dei risultati della sperimentazione. Deve pertanto essere cura dello sperimentatore dare opportune garanzie sulle scelte fatte nella scalatura. In particolare deve essere garantito che:

1. per le strutture a sviluppo verticale, i profili della velocità media e dell'intensità di turbolenza riproducano quelli reali, fino ad un'altezza pari almeno a 1,5 volte la massima quota della struttura;
2. per tutte le strutture, la scala integrale della turbolenza longitudinale in galleria sia il più possibile prossima a quella che si ottiene dal valore al vero, trasformandolo secondo la scala geometrica del modello strutturale.

Per una corretta riproduzione del comportamento aerodinamico delle costruzioni occorrerebbe che il valore del numero di Reynolds in galleria coincidesse con quello della realtà. Questo requisito è molto spesso non soddisfatto, il che porta a trascurabili errori per le geometrie a spigoli vivi, e a significativi errori per le geometrie curve, nel cui caso è necessaria particolare attenzione nella progettazione delle prove e nell'interpretazione dei risultati. E' quindi necessario sincerarsi che lo sperimentatore abbia adeguatamente considerato il problema. Una delle possibili tecniche per ridurre l'errore associato al minore valore del numero di Reynolds che si ha in galleria è quella di aumentare la rugosità delle superfici del modello al di là del valore reale. Il risultato che si ottiene è legato alla rugosità che si dà alle superfici, e può condurre ad un valore del numero di Reynolds apparente 3 o 4 volte maggiore di quello effettivo in galleria.

Il confinamento del flusso operato dalle pareti della galleria (bloccaggio) porta ad una variazione dell'entità della pressione che agisce sulle superfici delle strutture, e ciò va tenuto in conto nella scelta delle dimensioni del modello strutturale. In particolare, occorre che la proiezione del volume occupato dal modello sul piano della sezione trasversale della galleria non ecceda il 5% dell'area della sezione stessa. Per valori di questa leggermente maggiori, ma comunque minori del 10%, le misurazioni sono affette da modesti errori e possono essere ancora considerate accettabili, purché opportunamente corrette. Per valori della proiezione del volume occupato dal modello sul piano della sezione della galleria maggiori del 10% le misurazioni sono da considerarsi potenzialmente inaffidabili.

In aggiunta, è necessario che la pressione statica si mantenga costante lungo lo sviluppo della galleria. Le variazioni di pressione statica derivanti dal bloccaggio da parte del modello e dalla formazione dello strato limite lungo il pavimento, il soffitto e le pareti laterali possono essere compensate qualora la galleria disponga di pareti laterali o soffitto mobili. Questi consentono di realizzare una sezione variabile lungo lo sviluppo della galleria, e la variabilità può essere di volta in volta adattata alle esigenze, al fine di ottenere un flusso che presenti pressione statica il più possibile costante.

Q.3 Modellazione dei campi di vento in orografie complesse

Nel caso in cui la struttura in esame sorga in un'area caratterizzata da un'orografia complessa, non è sufficiente, sia ai fini del calcolo analitico sia ai fini della sperimentazione in galleria, considerare le caratteristiche di uno strato limite atmosferico sviluppato su una superficie pianeggiante. Il flusso locale, infatti, può risultare nei casi di orografia complessa notevolmente più articolato. Per una migliore conoscenza delle caratteristiche del campo di vento nel sito di interesse, è possibile misurare in galleria del vento, attraverso modelli topografici, gli effetti che l'orografia ha sul flusso locale. Questi modelli, realizzati con scale delle lunghezze solitamente comprese tra 1:5000 e 1:1000, riproducono l'area circostante la struttura e sono volti alla misurazione delle caratteristiche medie e variabili del flusso nel sito in cui sorge la costruzione.

Il flusso in ingresso deve corrispondere a quello che investirebbe l'area in esame, se priva di orografia.

Le misurazioni devono essere effettuate mediante anemometri ad alta frequenza di campionamento, in un numero di punti sufficiente a ricostruire le caratteristiche medie e variabili del flusso. Questi punti sono disposti, preferibilmente, lungo allineamenti verticali oppure orizzontali a seconda della geometria della struttura oggetto di studio. La frequenza di campionamento deve essere almeno pari al doppio della più alta frequenza che caratterizza il processo di carico aerodinamico. La durata della prova deve essere compresa tra 600 s e 3600 s in scala reale, da scalare in galleria attraverso la scala dei tempi $\lambda_T = \lambda_L / \lambda_V$.

Le prove devono essere effettuate per diverse direzioni di provenienza del vento, scelte con un passo generalmente compreso tra 10° e 45°.

In alternativa alle misurazioni mediante anemometri è possibile utilizzare tecniche di visualizzazione di flusso, che forniscono solo risultati di tipo qualitativo, e tecniche PIV (*Particle Image Velocimetry*), che consentono la misurazione dei campi di velocità del vento in piani comunque disposti.

Quando l'obiettivo della prova di caratterizzazione del flusso è l'analisi di una struttura in orografia complessa, a valle delle misure di flusso vengono effettuate le prove, in scala maggiore, sul modello della struttura, riproducendo in galleria le condizioni di flusso locale riscontrate nella prova topografica.

La Figura Q.2 mostra un'immagine di una prova per la modellazione del campo di vento in orografia complessa.

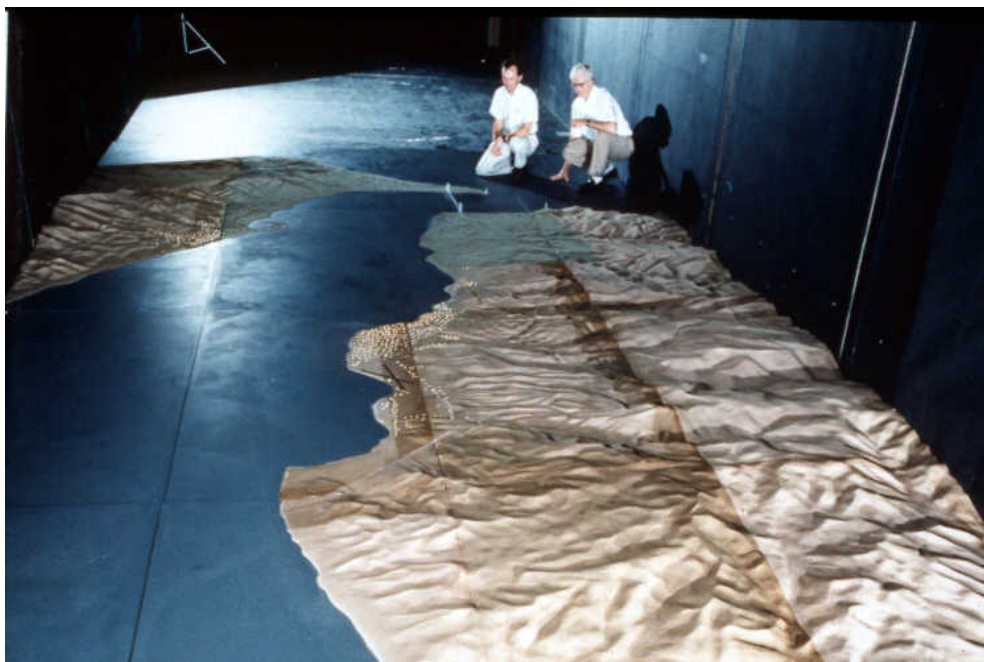


Figura Q.2 – Prova per la modellazione del campo di vento in orografia complessa.

Q.4 Misurazione della pressione

La distribuzione della pressione indotta dal vento sulla superficie di una costruzione può essere misurata in galleria mediante un sistema di acquisizione della pressione ad alta frequenza di campionamento. Il sistema di acquisizione è costituito da un certo numero di prese manometriche disposte sulla superficie oggetto di indagine, ciascuna collegata mediante un collegamento pneumatico ad un trasduttore di pressione. Questo converte il segnale di pressione in un analogo elettrico che viene inviato ad un convertitore analogico-digitale, ed infine memorizzato su una memoria di massa. La Figura Q.3 mostra un modello manometrico, ponendo in evidenza i collegamenti pneumatici presa-trasduttore.

L'accuratezza del dato misurato dipende dalle caratteristiche di tutta la catena di misura, ma risulta determinante il collegamento pneumatico tra la presa di pressione ed il trasduttore. Un collegamento non adeguatamente progettato può introdurre un significativo errore nella pressione misurata. Al fine di garantire un'accettabile precisione delle misurazioni, occorre che il collegamento pneumatico tra la presa manometrica ed il trasduttore di pressione sia in grado di trasmettere, senza distorsioni, fluttuazioni di pressione fino alla maggiore tra le frequenze che interessano il problema in esame.

La scala geometrica del modello (scala delle lunghezze) può assumere valori molto differenti in relazione alle dimensioni della costruzione o della sua porzione presa in esame, e della galleria. Nel caso degli edifici la scala geometrica è solitamente compresa tra 1:400 ed 1:50, dove il primo valore

riguarda edifici particolarmente alti, mentre il secondo edifici di modeste dimensioni. La durata di ciascuna prova deve essere tale da consentire un adeguato trattamento statistico dei dati misurati. Le misurazioni devono, salvo i casi in cui sia possibile sfruttare simmetrie della struttura, essere effettuate per tutte le possibili direzioni di incidenza del vento, con un passo compreso tra 10° e 30° .



Figura Q.3 – Modello manometrico.

I modelli utilizzati sono solitamente modelli rigidi, pertanto la pressione che si misura non tiene in conto l'interazione tra fluido e struttura. L'eventuale deformabilità del modello può portare ad errori nella pressione misurata.

Dalla pressione misurata è possibile ottenere i coefficienti di pressione attraverso la relazione:

$$c_p(t) = \frac{P(t) - P_0}{\frac{1}{2} \rho V^2} \quad (\text{Q.1})$$

dove t è il tempo, P è la pressione misurata, P_0 è la pressione statica di riferimento e $1/2\rho V^2$ è la pressione cinetica di riferimento, essendo ρ la densità dell'aria e V la velocità di riferimento del flusso. Dall'Eq. (Q.1) è possibile ottenere gli spettri di potenza del coefficiente di pressione e le statistiche desiderate. Usualmente si calcolano il valor medio, la deviazione standard ed i valori minimo e massimo. Più raramente è richiesto il calcolo della *skewness* e della *curtosi*. I valori minimo e massimo dipendono dall'intervallo temporale sul quale vengono misurati, e solitamente vengono forniti in funzione della probabilità di superamento.

Ad esempio, per definire i carichi su una superficie più o meno estesa si fa spesso riferimento al valore medio del coefficiente di pressione. Nel caso, invece, in cui occorra definire un carico puntuale (carico su una superficie di piccole dimensioni), si fa generalmente riferimento al valore di picco, massimo o minimo, del coefficiente di pressione.

La frequenza di campionamento deve essere almeno pari al doppio della più alta frequenza che caratterizza il processo di carico aerodinamico della struttura. La durata della prova deve essere compresa tra 600 s e 3600 s in scala reale, da scalare in galleria attraverso la scala dei tempi $\lambda_T = \lambda_L / \lambda_V$.

Nel calcolo della forza totale agente su una struttura o su una porzione di essa è determinante il numero di prese di pressione utilizzato nelle prove, il posizionamento di queste e la scelta delle aree di influenza di ciascuna presa. Il numero di prese da utilizzare dipende dalla geometria strutturale, e va da un minimo di alcune decine a parecchie centinaia. E' cura dello sperimentatore individuare il numero minimo di prese da utilizzare per un'adeguata descrizione del campo di pressione agente sulle superfici della struttura in esame. La distribuzione delle prese solitamente non è uniforme, ma tende ad infittirsi nelle zone in cui vi è una maggiore variazione spaziale delle pressione, ossia in prossimità degli spigoli. Nel caso delle analisi finalizzate a valutare la risposta dinamica della struttura, è altresì necessario che la distribuzione delle prese di pressione sia compatibile con la forma dei modi di vibrazione effettivamente eccitati dal vento.

Le misure manometriche possono essere utilizzate anche per caratterizzare la pressione interna agli edifici. Le caratteristiche di queste dipendono dal numero, dalla grandezza e dalla posizione delle aperture dell'edificio (porosità dell'edificio), oltre che dall'eventuale deformabilità delle pareti. La caratterizzazione della pressione media all'interno di un edificio può essere effettuata in galleria del vento in maniera sufficientemente accurata se la porosità dell'edificio viene adeguatamente riprodotta. E' più complesso riprodurre la dinamica della pressione interna, che deve essere analizzata mediante il supporto di modelli analitici e/o numerici. Per la caratterizzazione della pressione interna ad un edificio è sufficiente un numero di prese manometriche inferiore a quello da utilizzarsi per la caratterizzazione della pressione esterna. Ciò in quanto la pressione interna presenta una distribuzione spaziale notevolmente più uniforme.

La Figura Q.4 mostra l'immagine di una prova manometrica.



Figura Q.4 – Prova manometrica.

Q.5 Misurazione delle forze

Al fine del progetto delle strutture principali di una costruzione è necessaria la conoscenza delle forze globali e delle sollecitazioni che agiscono in determinate sezioni della struttura. Queste possono essere ricavate integrando la pressione misurata secondo la procedura indicata nel paragrafo Q.4.

In alternativa, nel caso degli edifici e di altre strutture ad estensione verticale, è possibile ricorrere a prove su bilancia ad alta frequenza. Se la struttura in esame ha i primi modi flessionali nelle dire-

zioni longitudinale e trasversale con andamento approssimabile ad una forma lineare lungo lo sviluppo in altezza, allora i momenti flettenti misurati alla base sono rappresentativi delle forze generalizzate associate a questi modi. La prova in galleria consiste dunque nella misurazione delle storie temporali dei momenti flettenti ed eventualmente dei tagli alla base di un modello rigido, e nella deduzione da questi degli spettri delle forze generalizzate nei primi due modi flessionali in piani ortogonali. Se i modi flessionali sono discosti dall'andamento lineare, è invece necessario applicare dei fattori correttivi che tengano in conto l'effettiva forma modale. Tali fattori sono il risultato di un'analisi svolta a posteriori, e non definibili in maniera generale. Un discorso analogo può essere fatto per la forza generalizzata nel primo modo torsionale, tuttavia la non coincidenza del modo torsionale con una rotazione uniforme fa sì che debbano essere sempre applicati dei fattori correttivi. In ogni caso occorre prestare particolare attenzione nei casi in cui la struttura in esame presenti modi accoppiati. In Figura Q.5 viene mostrato un modello su bilancia di edificio.

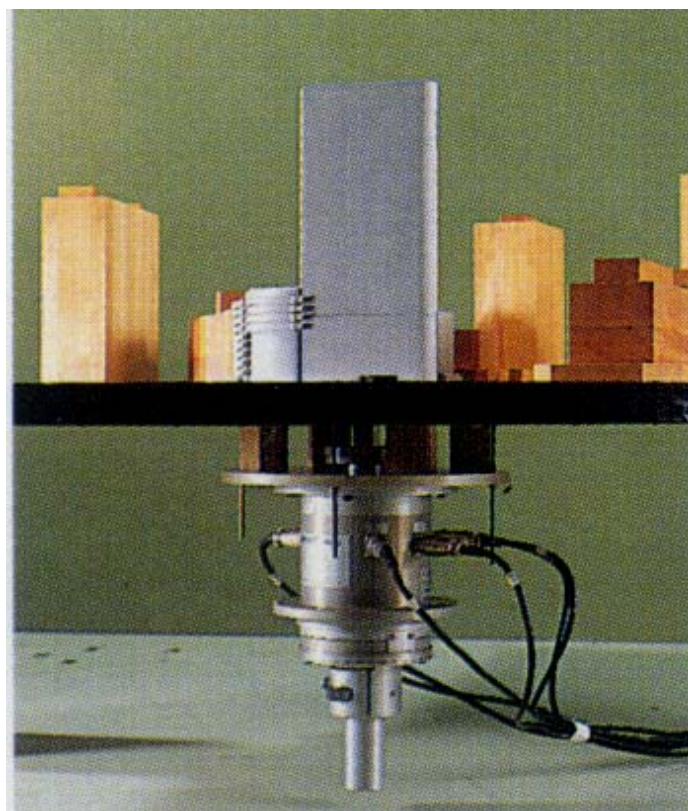


Figura Q.5. – Modello su bilancia di edificio.

I modelli da utilizzare per la misurazione delle forze aerodinamiche devono essere rigidi e dotati di piccola massa; vengono montati su una bilancia in grado di misurare le componenti di forza alla base dell'edificio. La scala geometrica (scala delle lunghezze) è solitamente compresa nell'intervallo 1:400 – 1:100. La frequenza di campionamento deve essere almeno pari al doppio della più alta frequenza che caratterizza il processo di carico aerodinamico della struttura. La durata della prova deve essere compresa tra 600 s e 3600 s in scala reale, da ridurre in scala di galleria attraverso la scala dei tempi $\lambda_T = \lambda_L / \lambda_V$.

Le misurazioni devono, salvo i casi in cui sia possibile sfruttare le simmetrie della struttura, essere effettuate per tutte le possibili direzioni di incidenza del vento, con un passo compreso tra 10° e 30°.

Misurazioni di forza vengono effettuate anche nel caso degli impalcati da ponte, ed in generale per tutte le strutture allungate dominate dal comportamento aerodinamico bidimensionale della sezione.

Per queste strutture è necessaria la conoscenza dei coefficienti di forza e di momento per unità di lunghezza, definiti come:

$$c_{fX}(t) = \frac{f_X(t)}{\frac{1}{2}\rho V^2 l} \quad (\text{Q.2a})$$

$$c_{fY}(t) = \frac{f_Y(t)}{\frac{1}{2}\rho V^2 l} \quad (\text{Q.2b})$$

$$c_{mZ}(t) = \frac{m_Z(t)}{\frac{1}{2}\rho V^2 l^2} \quad (\text{Q.2c})$$

dove f_X , f_Y e m_Z sono i valori della forza longitudinale, della forza trasversale e del momento torcente per unità di lunghezza; l è una dimensione di riferimento.

Le prove vengono effettuate su un modello sezione della struttura, ossia un modello che riproduce un concio della struttura. Il modello deve essere rigido e dotato di piccola massa; viene montato su una coppia di bilance in grado di misurare le tre componenti delle reazioni vincolari associate alle forze f_X , f_Y e m_Z . La scala geometrica (scala delle lunghezze) dipende dalle dimensioni geometriche della struttura o dell'elemento considerato, e dalla larghezza della sezione di prova della galleria. In ogni caso, la lunghezza del modello non deve essere inferiore a 2.5 volte la sua larghezza. La frequenza di campionamento deve essere almeno pari al doppio della più alta frequenza che caratterizza il processo di carico aerodinamico della struttura ad opera del vento. La durata della prova deve essere compresa tra 600 s e 3600 s in scala reale, da ridurre in scala di galleria attraverso la scala dei tempi $\lambda_T = \lambda_L/\lambda_V$.

Le prove su modello sezione degli impalcati da ponte e degli elementi allungati non necessitano la riproduzione in galleria dei profili della velocità media e dell'intensità di turbolenza, pertanto possono essere effettuate anche in gallerie non a strato limite. In ogni caso occorre sincerarsi che le caratteristiche della turbolenza siano opportunamente scalate, ossia che le scale integrali siano il più possibile prossime a quelle reali trasformate secondo la scala delle lunghezze del modello. In aggiunta alle prove in regime turbolento, in alcuni casi, è opportuno ripetere le prove anche in flusso laminare. Questo, per quanto irrealistico, tende ad evidenziare i fenomeni aeroelastici, esaltati dall'assenza di turbolenza, dando al Progettista utili informazioni circa il comportamento ultimo della struttura in esame.

Le prove sugli impalcati da ponte vengono solitamente effettuate non solo ponendo l'impalcato orizzontalmente, ma anche inclinandolo trasversalmente (ossia ruotandolo intorno al suo asse), ciò al fine di indagare l'effetto di una piccola variazione di incidenza del vento (possibile a causa dell'orografia), e per potere calcolare la derivata angolare dei coefficienti aerodinamici. Solitamente si considera un intervallo di variazione dell'angolo di inclinazione dell'impalcato compreso tra $\pm 8^\circ$ e $\pm 12^\circ$, con passo di 1° intorno all'inclinazione nulla, eventualmente maggiore in corrispondenza di inclinazioni maggiori.

Salvo i casi ove è possibile sfruttare le proprietà di simmetria della sezione, le prove sugli elementi allungati vengono solitamente effettuate per tutte le possibili direzioni di incidenza del vento, con un passo compreso fra 1° e 15° . I valori inferiori vengono usati generalmente quando si vogliono calcolare le derivate angolari dei coefficienti aerodinamici, soprattutto nei casi in cui sia possibile l'accadimento di fenomeni instabili quali il galoppo, la divergenza e il *flutter* (Appendice P). I valori maggiori sono tipici di elementi poco sensibili alla variazione di direzione del flusso incidente.

E' essenziale verificare che l'accoppiamento fra le bilance e il modello non dia luogo ad amplificazioni dinamiche delle azioni misurate. Qualora ciò accada, e non sia possibile rimuovere il fenomeno, è necessario applicare ai risultati procedimenti idonei a rimuovere le componenti risonanti.

La Figura Q.6 mostra l'immagine di una prova su modello sezione di un impalcato da ponte.



Figura Q.6 – Prova su modello sezione di un impalcato da ponte.

Q.6 Misurazione della risposta strutturale

In alternativa alla misurazione delle azioni (paragrafi Q.4 e Q.5), da utilizzare per il calcolo analitico e/o numerico della risposta strutturale, è possibile misurare in galleria del vento direttamente la risposta statica e dinamica della struttura.

In aggiunta, siccome in alcuni casi la deformabilità della struttura è causa di interazione aeroelastica, laddove la risposta venga calcolata analiticamente e/o numericamente, l'interazione deve essere opportunamente tenuta in conto nei modelli matematici utilizzati. La misura diretta della risposta strutturale in galleria del vento tiene automaticamente in conto l'interazione aeroelastica.

A tal fine si utilizzano modelli deformabili, o aeroelastici, che riproducono in scala le proprietà dinamiche della struttura reale, ossia le frequenze ed i modi di vibrazione, oltre allo smorzamento strutturale. I modelli aeroelastici e le modalità di prova possono essere alquanto differenti l'uno dall'altro, a seconda della struttura in esame e delle grandezze che si intendono misurare, e le quantità che si misurano possono essere tanto azioni quanto parametri di risposta. Nel caso in cui si sia interessati alla risposta strutturale le prove devono essere condotte per diverse velocità del vento, al fine di indagare come la risposta varia al variare di questa.

Per le prove su modello aeroelastico, oltre alla scalatura delle lunghezze e delle velocità, è necessario porre attenzione alla scalatura delle masse (rappresentative delle forze di inerzia) e delle rigidità (rappresentative delle forze elastiche). E' inoltre essenziale riprodurre correttamente i rapporti di smorzamento dei modi effettivamente eccitati dal vento, prestando soprattutto attenzione al fatto che tali parametri in galleria non risultino maggiori di quelli reali. Nella maggior parte dei casi non è possibile ottenere una corretta scalatura e riproduzione di tutti i parametri fisici in gioco, ed è pertanto necessario ricorrere ad un modello "distorto", ossia un modello che non rispetta tutte le leggi di scala. La scelta dei parametri sui quali operare la distorsione dipende dal tipo di prova, e determina la qualità dei risultati che si ottengono.

L'acquisizione della risposta strutturale viene solitamente effettuata mediante accelerometri oppure trasduttori di spostamento. I primi devono avere il requisito di leggerezza, e devono essere collegati al sistema di acquisizione in modo da non influenzare la dinamica del modello. I secondi sono solitamente basati sulla tecnologia laser, pertanto sono disposti esternamente al modello e non sono a contatto con questo. La frequenza di campionamento deve essere almeno pari al doppio della più alta frequenza strutturale che si intende riprodurre.

Nel seguito è fornito un breve elenco dei principali tipi di modello e di prova attualmente in uso.

Repliche aeroelastiche. Sono modelli ad elasticità interna che riproducono la geometria e le proprietà dinamiche dell'intera struttura o di una parte di essa. Vengono utilizzati per edifici alti, ponti di media e grande luce, torri, ciminiere, coperture di grande luce. Il modello deve essere in grado di riprodurre tutti i modi di vibrare che contribuiscono significativamente alla risposta strutturale. La Figura Q.7 mostra l'immagine di una prova su modello aeroelastico di un ponte sospeso.



Figura Q.7 – Prova su replica aeroelastica di ponte sospeso.

Modelli sezione. Sono modelli ad elasticità esterna, che rappresentano un concio di una struttura allungata. Il concio della struttura è rigido mentre la flessibilità e la dissipatività, opportunamente scalate, sono concentrate presso i vincoli del modello. A causa della rigidità del modello il numero massimo dei gradi di libertà (e pertanto dei modi) che si possono tenere in conto è pari a sei, anche se nella maggior parte dei casi vengono effettivamente considerati solo due o tre modi. Vengono utilizzati soprattutto nel caso dei ponti di media e grande luce, ma anche per edifici, torri, ciminiere. La Figura Q.8 mostra l'immagine di una prova aeroelastica su modello sezione di impalcato da ponte.

Modelli a pivot. Sono modelli di edifici ad elasticità esterna. Consistono in un modello rigido dell'edificio (analogo a quello utilizzato per le prove su bilancia) dotato di un pivot alla base; il pivot riproduce, opportunamente scalate, la flessibilità e la dissipatività della struttura. Il sistema che si ottiene è ad uno oppure a due gradi di libertà, e simula il comportamento dinamico di una costruzione dotata del primo modo longitudinale e trasversale entrambi lineari. Se tali modi sono discosti dall'andamento lineare, è necessario applicare dei fattori correttivi che tengano in conto l'effettiva forma modale. La Figura Q.9 mostra l'immagine di una prova su modello a pivot di un edificio.

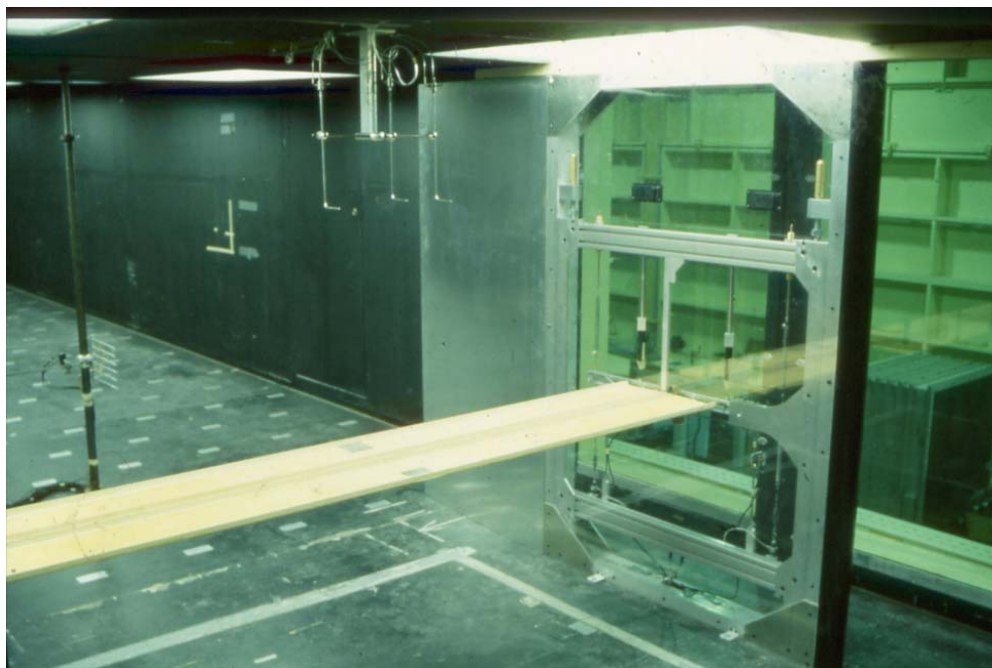


Figura Q.8 – Prova su modello sezione di impalcato da ponte.



Figura Q.9 – Prova su modello a pivot di un edificio.

Modelli a nastro teso. Sono propri degli impalcati dei ponti di grande luce, e si basano sulla riproduzione della rigidezza flessionale e torsionale del sistema impalcato-cavi attraverso la rigidezza derivante da cavi tesi all'interno del modello. La Figura Q.10 mostra l'immagine di una prova su modello a nastro teso di un ponte sospeso.



Figura Q.10 – Prova su modello a nastro teso di un ponte sospeso.

Nel progettare delle prove su modello aeroelastico deve essere cura dello sperimentatore riprodurre le caratteristiche dinamiche (deformata, massa, frequenza, smorzamento) dei modi che contribuiscono in maniera significativa alla risposta strutturale. Queste proprietà sono quelle che si misurano in aria ferma, e vanno messe a punto prima dell'esecuzione della prova. In presenza di vento le proprietà dinamiche del modello variano, in conseguenza all'interazione aeroelastica che si instaura.

Nel caso in cui sia rilevante l'azione associata al distacco dei vortici occorre anche aver cura che in galleria sia riprodotto in maniera adeguata il valore del numero di Scruton (paragrafo O.3) della struttura reale.

La scala geometrica (scala delle lunghezze) è solitamente vincolata dalle dimensioni della galleria e della struttura o dell'elemento preso in esame.

Q.7 Utilizzo dei dati provenienti da misure in galleria del vento

Nel caso in cui nella progettazione si utilizzino valori dei coefficienti aerodinamici, delle forze aerodinamiche, o della risposta strutturale ricavati da misure in galleria del vento, tali valori dovranno essere opportunamente documentati.

In particolare, occorrerà documentare chiaramente:

- il tipo della prova effettuata (in termini di caratteristiche della galleria del vento utilizzata, di scalature del modello, di rapporto di bloccaggio);
- le caratteristiche del flusso (in termini di profili della velocità media, dell'intensità di turbolenza longitudinale e della scala di turbolenza longitudinale);
- le modalità di acquisizione dei dati (frequenze ed intervalli di campionamento);
- le scalature utilizzate e le analisi effettuate sui dati acquisiti per la valutazione dei coefficienti aerodinamici e delle forze di progetto, o della risposta strutturale.

4 APPLICAZIONI

4.1 INTRODUZIONE

Per facilitare e guidare una corretta applicazione delle presenti Istruzioni, questo capitolo riporta una serie di esempi relativi ad alcune costruzioni rappresentative dei tipi più frequenti.

Si ammette, per semplicità di trattazione, che tutte le costruzioni esaminate siano di tipo ordinario ad abbiano la stessa vita nominale $V_N = 50$ anni. Pertanto, applicando l'Appendice A, il periodo di ritorno di riferimento è pari a $T_{R,0} = 50$ anni.

Il capitolo è organizzato nel modo seguente. Il paragrafo 4.2 definisce proprietà della velocità e della pressione cinetica del vento, comuni a tutte le costruzioni esaminate. Ogni paragrafo successivo considera una diversa costruzione. In particolare:

- il paragrafo 4.3 tratta un fabbricato industriale;
- il paragrafo 4.4 tratta un edificio di civile abitazione;
- il paragrafo 4.5 tratta un edificio multipiano per uffici;
- il paragrafo 4.6 tratta un grattacielo;
- il paragrafo 4.7 tratta un gasometro;
- il paragrafo 4.8 tratta una tettoia;
- il paragrafo 4.9 tratta una ciminiera in cemento armato;
- il paragrafo 4.10 tratta una ciminiera metallica;
- il paragrafo 4.11 tratta un ponte ferroviario a travata reticolare;
- il paragrafo 4.12 tratta un ponte stradale a cassone chiuso.

In ogni applicazione sono evidenziati i paragrafi e le appendici utilizzate nelle valutazioni.

Gli esempi illustrati non sono esaustivi. Hanno invece l'obiettivo di evidenziare gli aspetti più tipici dei calcoli svolti nelle diverse situazioni, coprendo una casistica sufficientemente ampia.

4.2 VELOCITA' E PRESSIONE CINETICA DEL VENTO

I successivi paragrafi 4.2.X corrispondono, rispettivamente, ai paragrafi 3.2.X ($X = 1, 2, \dots, 7$). Come osservato nel paragrafo 3.2, l'impiego dei paragrafi 3.2.5 e 4.2.5 è limitato al caso in cui le superfici del corpo siano arrotondate, quindi sia necessario valutare il numero di Reynolds per determinare i coefficienti aerodinamici, oppure al caso in cui sia necessario analizzare fenomeni dinamici e/o aeroelastici. L'impiego dei paragrafi 3.2.6 e 4.2.6 è limitato al solo caso in cui sia necessario analizzare fenomeni dinamici e/o aeroelastici.

4.2.1 Velocità base di riferimento

Si prenda in esame una costruzione ubicata nell'Italia Centrale sul livello del mare. Applicando le prescrizioni fornite dal paragrafo 3.2.1, la costruzione sorge in Zona 3 (Figura 3.1). In mancanza di specifiche e adeguate indagini statistiche che tengano conto della rugosità del sito, della topografia del terreno e della direzione del vento, la velocità base di riferimento v_b è data dall'Eq. (3.1), dove la velocità base di riferimento al livello del mare è $v_{b,0} = 27$ m/s (Tabella 3.I), e il coefficiente di altitudine è $c_a = 1$ (Eq. 3.2, Tabella 3.I, essendo $k_a = 0,37$, $a_s = 0$ m, $a_0 = 500$ m). Pertanto, $v_b = v_{b,0} = 27$ m/s.

4.2.2 Periodo di ritorno e velocità di riferimento di progetto

Coerentemente con l'Appendice A, in generale, si attribuisce al periodo di ritorno di progetto T_R il valore del periodo di ritorno di riferimento $T_{R,0}$, $T_R = T_{R,0} = 50$ anni. In mancanza di specifiche e adeguate indagini statistiche, le prescrizioni fornite dal paragrafo 3.2.2 esprimono la velocità di riferimento di progetto v_r mediante l'Eq. (3.3), dove $v_b = 27$ m/s e il coefficiente di ritorno è $c_r = 1$ (Eq. 3.4, Figura 3.2). Pertanto, $v_r = v_b = 27$ m/s.

Le analisi inerenti l'abitabilità degli edifici richiedono che la velocità del vento sia valutata in corrispondenza di un periodo di ritorno di progetto $T_R = 1$ anno. In questo caso, in mancanza di valutazioni più accurate, $c_r = 0,75$ (Eq. 3.4). Pertanto, $v_r = 0,75 \cdot v_b = 20,25$ m/s.

Le analisi inerenti il distacco dei vortici e gli altri fenomeni aeroelastici richiedono che la velocità del vento sia valutata in corrispondenza di un periodo di ritorno di progetto $T_R = 10 \cdot T_{R,0} = 500$ anni. In questo caso, sempre in mancanza di valutazioni più accurate, $c_r = 1,207$ (Eq. 3.4, Figura 3.2). Pertanto, $v_r = 1,207 \cdot v_b = 32,59$ m/s.

4.2.3 Categoria di esposizione

Applicando il criterio fornito al punto (2) del paragrafo 3.2.3 si assume che, in mancanza di più approfondite valutazioni, la costruzione sia ubicata in classe di rugosità C (Tabella 3.III). Si ammette inoltre che sorga a 20 km dalla costa. Pertanto, usando la Figura 3.3, essa è ubicata in categoria di esposizione III. Conseguentemente, applicando la Tabella 3.II, il fattore di terreno è $k_r = 0,20$, la lunghezza di rugosità è $z_0 = 0,10$ m e l'altezza minima è $z_{\min} = 5$ m.

4.2.4 Coefficiente di topografia

Applicando le prescrizioni fornite al punto (2) del paragrafo 3.2.4, si assume che la costruzione sia posta in una zona pianeggiante. Pertanto, in mancanza di più approfondite valutazioni, il coefficiente di topografia è $c_t = 1$.

4.2.5 Velocità media

Applicando le prescrizioni fornite dal paragrafo 3.2.5, in mancanza di analisi specifiche che tengano in conto la direzione di provenienza del vento e l'effettiva rugosità e topografia del terreno che circonda la costruzione, il profilo verticale della velocità media del vento v_m , con $T_R = 50$ anni, è dato dall'Eq. (3.5), dove $v_r = 27$ m/s e c_m è il coefficiente di profilo medio del vento fornito dall'Eq. (3.6) e dalla Figura 3.4. Esso assume la forma:

$$c_m(z) = 0,782 \quad \text{per } z \leq 5 \text{ m}$$

$$c_m(z) = 0,20 \cdot \ln\left(\frac{z}{0,10}\right) \quad \text{per } z > 5 \text{ m}$$

dove z è l'altezza sul suolo espressa in m. Pertanto:

$$v_m(z) = 21,125 \quad \text{per } z \leq 5 \text{ m}$$

$$v_m(z) = 5,4 \cdot \ln\left(\frac{z}{0,10}\right) \quad \text{per } z > 5 \text{ m}$$

dove z è espressa in m e v_m è espressa in m/s.

Il profilo della velocità media del vento associato ai periodi di ritorno di progetto $T_R = 1$ anno e $T_R = 500$ anni sono deducibili moltiplicando il suddetto profilo, rispettivamente, per i fattori $c_r = 0,75$ e $c_r = 1,207$.

Le Figure 4.2.1 e 4.2.2 riportano l'andamento di $c_m(z)$ e $v_m(z)$.

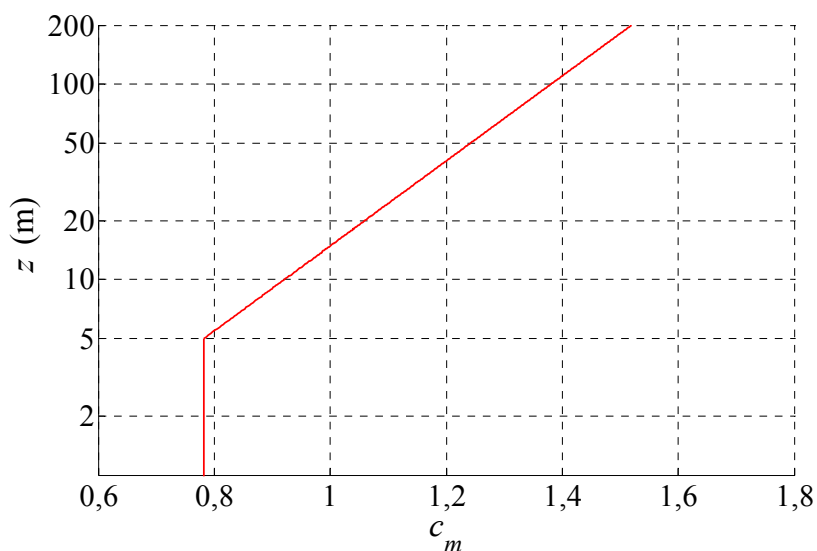


Figura 4.2.1 - Diagramma di $c_m(z)$.

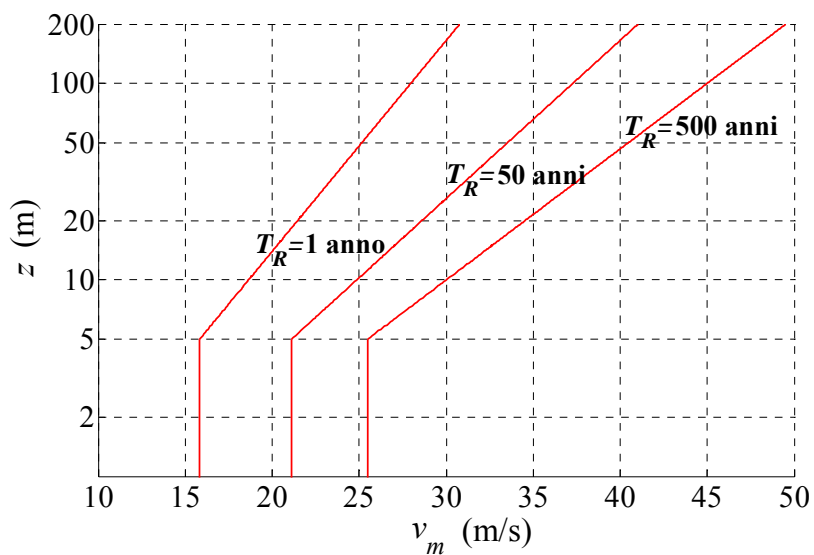


Figura 4.2.2 - Diagramma della velocità media $v_m(z)$.

4.2.6 Turbolenza atmosferica

Applicando le prescrizioni fornite dal paragrafo 3.2.6, in mancanza di analisi specifiche che tengano in conto la direzione di provenienza del vento e l'effettiva rugosità e topografia del terreno che circonda la costruzione, l'intensità della turbolenza I_v è data dall'Eq. (3.7) e dalla Figura 3.5. Essa assume la forma:

$$I_v(z) = 0,256 \quad \text{per } z \leq 5 \text{ m}$$

$$I_v(z) = \frac{1}{\ln\left(\frac{z}{0,10}\right)} \quad \text{per } z > 5 \text{ m}$$

dove z è l'altezza sul suolo espressa in m. La Figura 4.2.3 riporta l'andamento di $I_v(z)$.

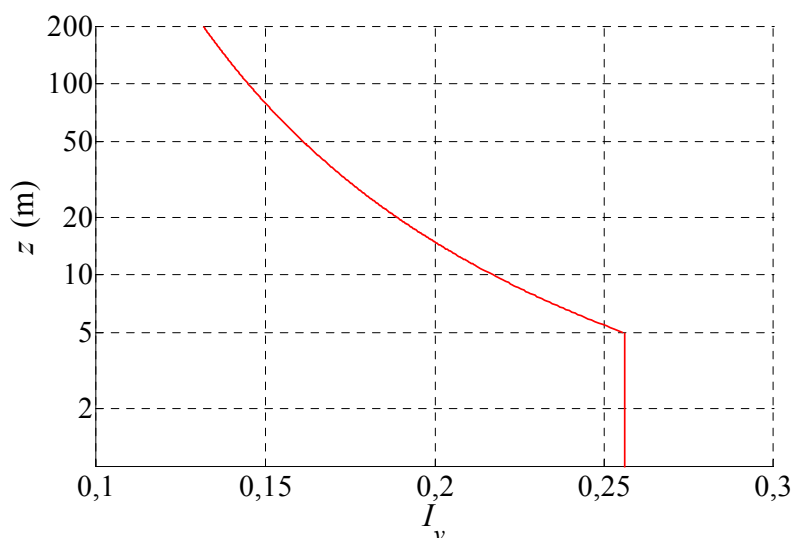


Figura 4.2.3 - Diagramma dell'intensità della turbolenza $I_v(z)$.

In mancanza di analisi specifiche, la scala integrale della turbolenza L_v è data dall'Eq. (3.8) e dalla Figura 3.6. Essa assume la forma:

$$L_v(z) = 39,44 \quad \text{per } z \leq 5 \text{ m}$$

$$L_v(z) = 300 \cdot \left(\frac{z}{200}\right)^{0,55} \quad \text{per } z > 5 \text{ m}$$

dove L_v e z sono espressi in m. La Figura 4.2.3 riporta l'andamento di $L_v(z)$.

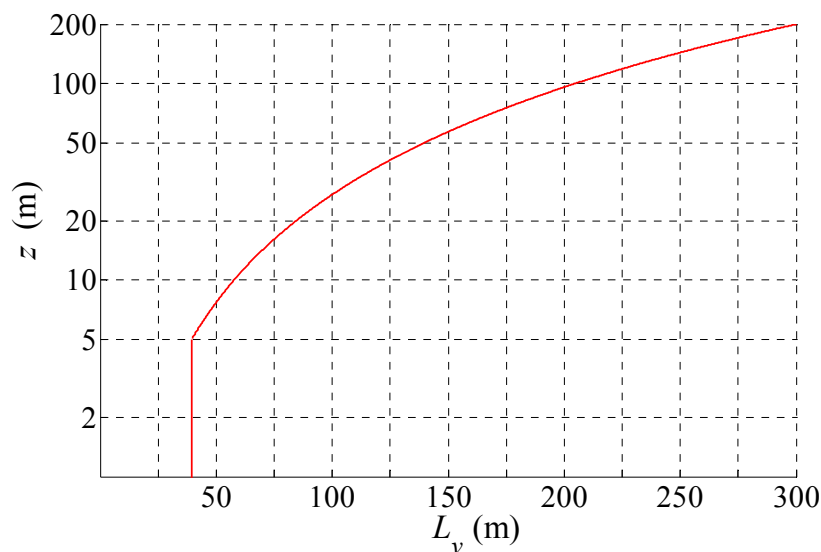


Figura 4.2.4 - Diagramma dell'intensità della turbolenza $L_v(z)$.

4.2.7 Pressione cinetica di picco

Applicando le prescrizioni fornite dal paragrafo 3.2.7, in mancanza di analisi specifiche che tengano in conto la direzione di provenienza del vento e l'effettiva rugosità e topografia del terreno che circonda la costruzione, la pressione cinetica di picco del vento q_p , con $T_R = 50$ anni, è data dall'Eq. (3.9), dove $\rho = 1,25 \text{ kg/m}^3$, $v_r = 27 \text{ m/s}$, c_e è il coefficiente di esposizione fornito dall'Eq. (3.10) e dalla Figura 3.7. Esso assume la forma:

$$c_e(z) = 1,708 \quad \text{per } z \leq 5 \text{ m}$$

$$c_e(z) = 0,04 \cdot \ln\left(\frac{z}{0,1}\right) \cdot \left[\ln\left(\frac{z}{0,1}\right) + 7 \right] \quad \text{per } z > 5 \text{ m}$$

dove z è espresso in m. Pertanto:

$$q_p(z) = 778,21 \quad \text{per } z \leq 5 \text{ m}$$

$$q_p(z) = 18,22 \cdot \ln\left(\frac{z}{0,1}\right) \cdot \left[\ln\left(\frac{z}{0,1}\right) + 7 \right] \quad \text{per } z > 5 \text{ m}$$

dove z è espresso in m e q_p è espresso in N/m^2 .

Il profilo della pressione cinetica di picco associato ai periodi di ritorno di progetto $T_R = 1$ anno e $T_R = 500$ anni sono deducibili moltiplicando il suddetto profilo, rispettivamente, per i fattori $c_r^2 = 0,75^2 = 0,562$ e $c_r^2 = 1,207^2 = 1,457$.

Le Figure 4.2.5 e 4.2.6 riportano l'andamento di $c_e(z)$ e $q_p(z)$.

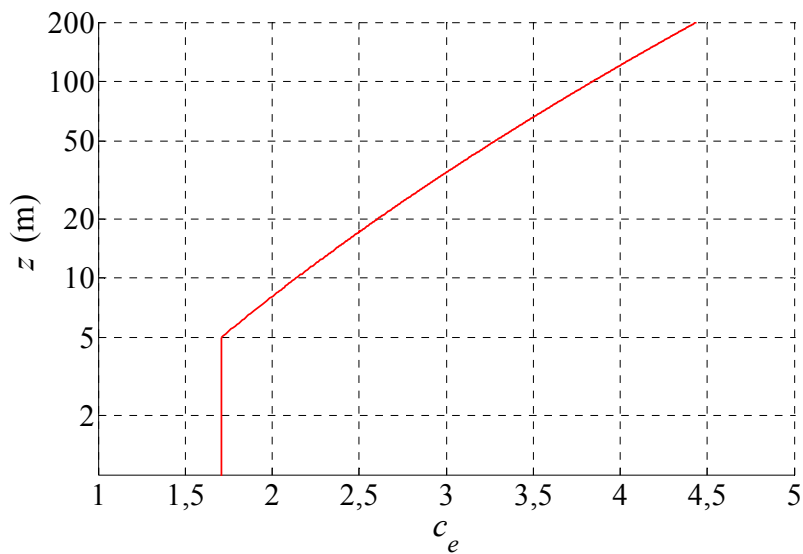


Figura 4.2.5 - Diagramma del coefficiente di esposizione $c_e(z)$.

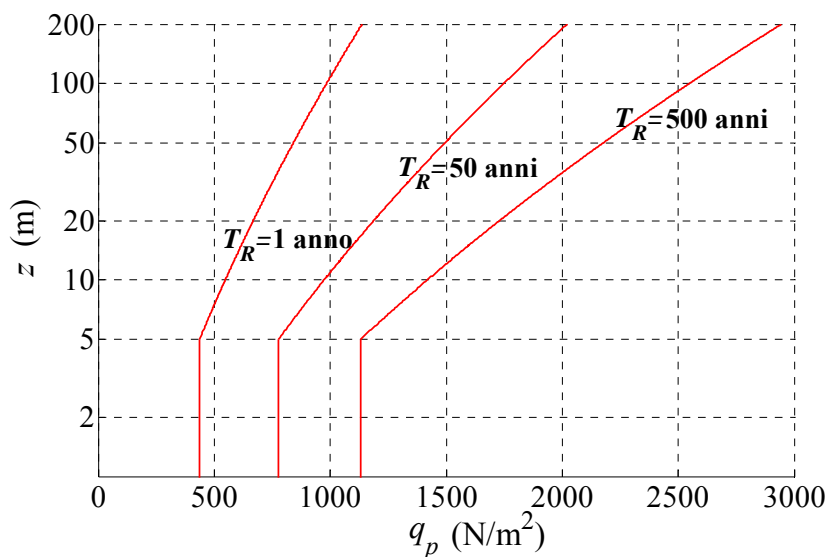


Figura 4.2.6 - Diagramma della pressione cinetica di picco $q_p(z)$.

4.3 FABBRICATO INDUSTRIALE

La struttura esaminata nel presente paragrafo è un fabbricato industriale impiegato come magazzino per prodotti finiti, riportato nei quaderni tecnici *Particolari costruttivi di strutture in acciaio*, editi dal CISIA (Centro Italiano Sviluppo Impieghi Acciaio - Milano) (Figure 4.3.1 e 4.3.2).

Il fabbricato ha una pianta rettangolare di 54×91 m. La copertura è a doppia falda con inclinazione di 4° . La linea di colmo è in posizione centrale, è parallela al lato lungo dell'edificio ed è posta alla quota di 13,54 m. Le linee di gronda laterali, parallele al lato lungo dell'edificio, sono poste alla quota di 11,66 m.

Lo schema statico è costituito da un portale incastrato a tre navate, con travi reticolari e colonne a parete piena. La stabilità in senso longitudinale è assicurata dai controventi di falda in corrispondenza della briglia superiore delle travi, dalle membrature rompitratta in corrispondenza della briglia inferiore e dalle strutture di controvento tra le colonne intermedie. L'orditura secondaria del tetto è costituita da travi continue in profilato.

La copertura è realizzata in lamiera zincata grecata, con sovrastante isolamento in pannelli rigidi di lana minerale ed impermeabilizzazione con feltri bituminosi armati e rivestimento superiore in pietrisco granulare. Le pareti sono realizzate in muratura con mattoni pieni, faccia a vista su intelaiatura in acciaio, e serramenti con ferri portavetro senza mastice.

Le analisi sono basate sull'impiego dei paragrafi 3.1-3.4 e delle Appendici G, H.

Le azioni aerodinamiche di picco sono valutate mediante il paragrafo 3.3. Più precisamente, usando le prescrizioni riportate al paragrafo 3.3.1, la pressione del vento sulle facce esterne ed interne delle superfici della costruzione è fornita dall'Eq. (3.11), dove q_p è la pressione cinetica di picco, c_{pe} e c_{pi} sono i coefficienti di pressione esterna ed interna, \bar{z}_e e \bar{z}_i sono le altezze relative di riferimento. I coefficienti aerodinamici sono valutati applicando l'Appendice G, per quanto concerne le azioni globali sulla struttura; l'Appendice H è invece impiegata per quanto riguarda le azioni esterne locali sugli elementi strutturali e non strutturali.

Le azioni dinamiche del vento sono valutate mediante il paragrafo 3.4. Più precisamente, usando le prescrizioni riportate al paragrafo 3.4.1, le azioni statiche equivalenti sono espresse dall'Eq. (3.17), dove c_d è il coefficiente dinamico.

Tutte le analisi riportate nel seguito riguardano il caso in cui il vento è ortogonale al lato lungo dell'edificio; ovviamente vanno ripetute anche quando il vento è ortogonale al lato corto.

Il paragrafo 4.3.1 riporta la valutazione della pressione esterna globale sulla struttura. Il paragrafo 4.3.2 riporta la valutazione della pressione esterna locale sugli elementi. Il paragrafo 4.3.3 riporta la valutazione della pressione interna. Il paragrafo 4.3.4 ricava la pressione complessiva globale e locale. Il paragrafo 4.3.5 riporta la valutazione del coefficiente dinamico e delle azioni statiche equivalenti.

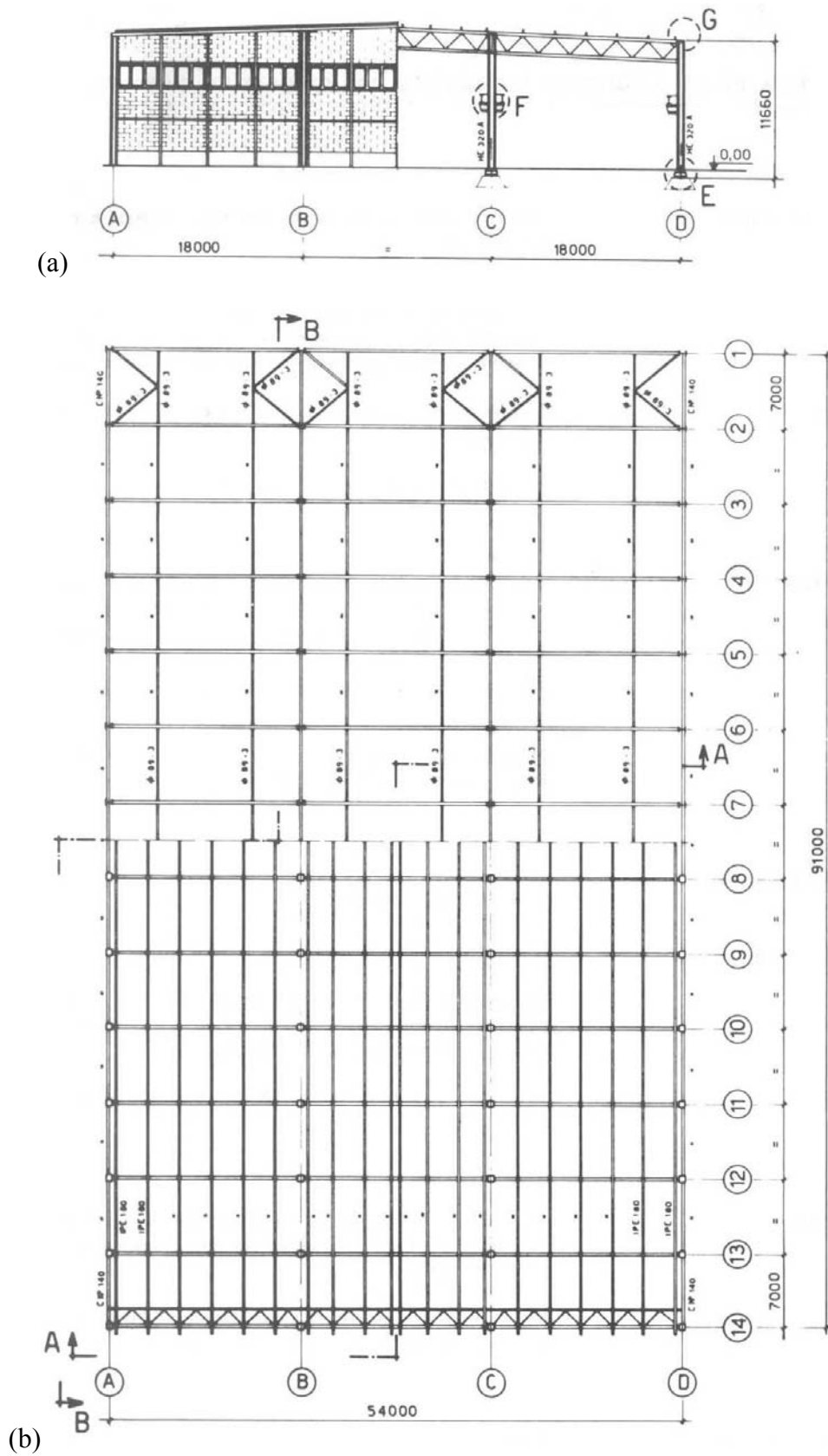


Figura 4.3.1 - Fabbricato industriale: (a) vista (a sinistra) e sezione A-A (a destra); (b) orditura del tetto al piano della briglia superiore (in basso) e controventatura del tetto al piano della briglia inferiore (in alto).

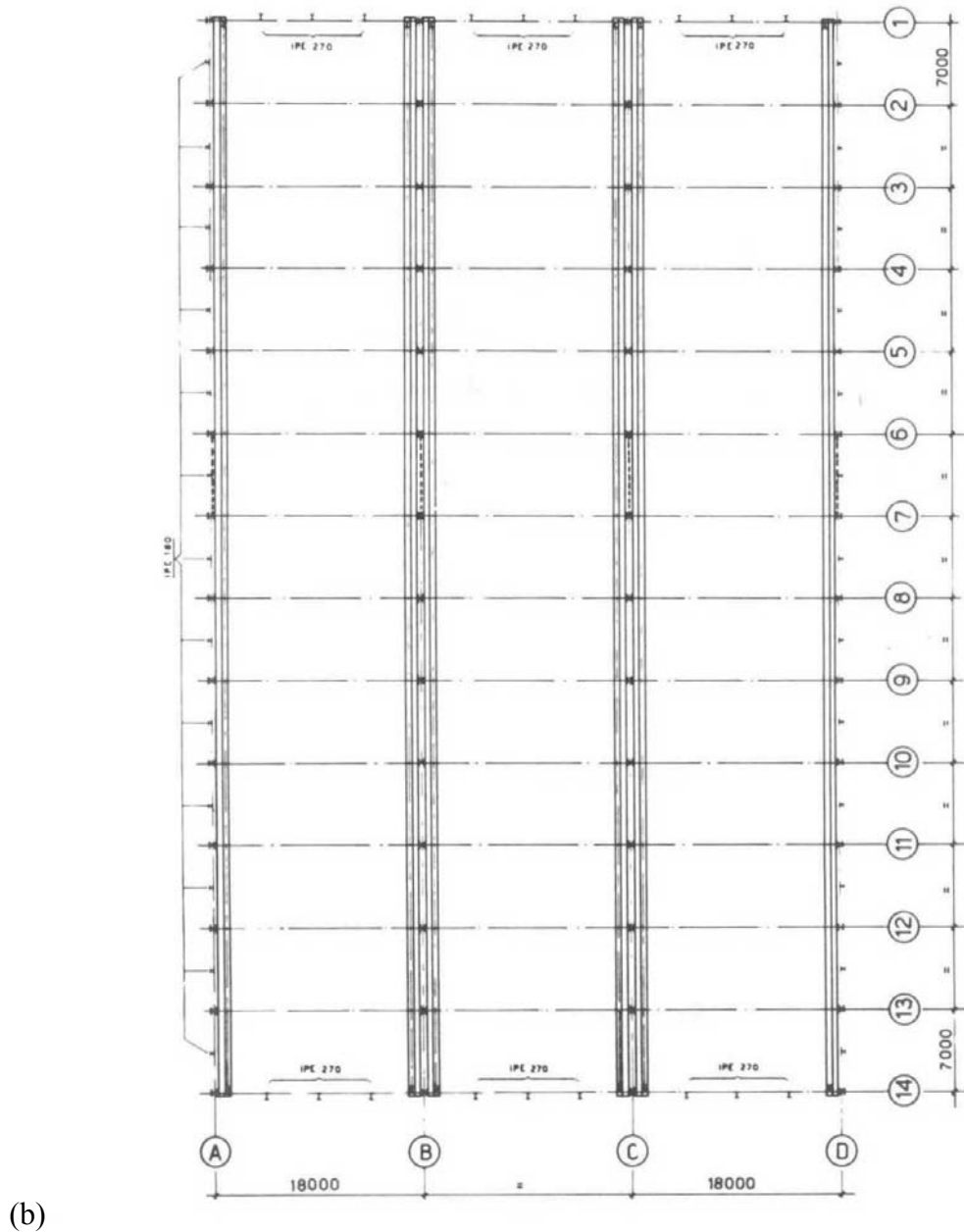
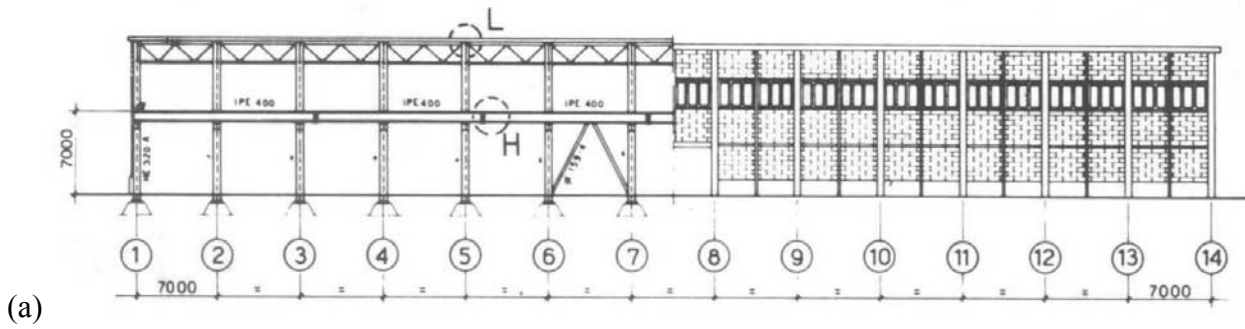


Figura 4.3.2 - Fabbricato industriale: (a) sezione (a sinistra) e vista (a destra); (b) pianta delle colonne e dei piani di scorrimento.

4.3.1 Pressione esterna globale sulla struttura

La pressione esterna sulle pareti laterali è valutata applicando le prescrizioni fornite al paragrafo G.2.2. Sulla scorta della Figura G.1, $b = 91$ m, $d = 54$ m, $h = 13,54$ m; quindi, $h/d = 0,251$. Pertanto, dalla Tabella G.I si ottengono i coefficienti di pressione esterna riportati nella seconda colonna della Tabella 4.3.I.

Applicando il criterio illustrato nel paragrafo G.2.2.1, l'altezza di riferimento per la pressione sulla faccia sopravvento è $\bar{z}_e = h = 13,54$ m. Analogamente, applicando il criterio illustrato nel paragrafo G.2.2.2, l'altezza di riferimento per la pressione sulle facce sottovento e laterali è $\bar{z}_e = h = 13,54$ m. Pertanto, $q_p(\bar{z}_e) = 1.065$ N/m² per tutte le pareti laterali. Applicando l'Eq. (3.11a), la pressione esterna sulle pareti assume i valori riportati nella terza colonna della Tabella 4.3.I.

Tabella 4.3.I - Coefficienti di pressione esterna e pressione esterna sulle pareti.

Faccia	c_{pe}	p_e (N/m ²)
Sopravento	+0,7	+745
Laterale	-0,7	-745
Sottovento	-0,3	-320

Essendo l'inclinazione della copertura 4°, la copertura è trattata come piana. Applicando i criteri illustrati nel paragrafo G.2.3.1, essa è suddivisa nelle due zone mostrate in Figura 4.3.3; ad esse competono i coefficienti di pressione esterna riportati nella seconda colonna della Tabella 4.3.II. Inoltre, l'altezza di riferimento per la pressione esterna sulla copertura è $\bar{z}_e = h = 13,54$ m. Pertanto, in tutti i punti della copertura, $q_p(\bar{z}_e) = 1.065$ N/m². Applicando l'Eq. (3.11a), la pressione esterna sulla copertura assume i valori riportati nella terza colonna della Tabella 4.3.II.

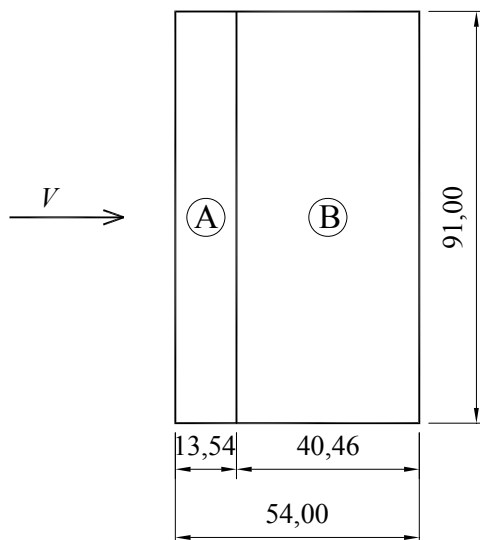


Figura 4.3.3 - Zone della superficie esterna della copertura con pressione uniforme.

Tabella 4.3.II - Coefficienti di pressione esterna e pressione esterna sulla copertura.

Zona	c_{pe}	p_e (N/m ²)
A	-0,80	-852
B	±0,20	±213

4.3.2 Pressione esterna locale sugli elementi

La pressione esterna sugli elementi delle pareti laterali è valutata mediante le prescrizioni fornite al paragrafo H.2.2. Sulla scorta della Figura H.2, $b = 91$ m, $d = 54$ m, $h = 13,54$ m; quindi, $h/d = 0,251$, $\bar{z}_e = h = 13,54$ m, $e = 27,08$ m (Eq. H.1). Pertanto, in tutti i punti delle pareti laterali, $q_p(\bar{z}_e) = 1.065$ N/m². Ne deriva che, usando il criterio indicato dalle Figure H.3 e H.4, le pareti sono divise nelle zone illustrate dalla Figura 4.3.4; a ciascuna di esse corrispondono, in virtù della Tabella H.II, i coefficienti di pressione esterna riportati nella seconda e quarta colonna della Tabella 4.3.III. Infine, applicando l'Eq. (3.11a), la pressione esterna sulle pareti assume i valori riportati nella terza e quinta colonna della Tabella 4.3.III. I coefficienti di pressione $c_{pe,10}$ e la pressione $p_{e,10}$ sono riferiti ad elementi di area $A \geq 10$ m²; i coefficienti di pressione $c_{pe,1}$ e la pressione $p_{e,1}$ sono riferiti ad elementi di area $A \leq 1$ m²; per elementi di area compresa fra 1 e 10 m², si adotta il criterio indicato dalla Tabella H.I.

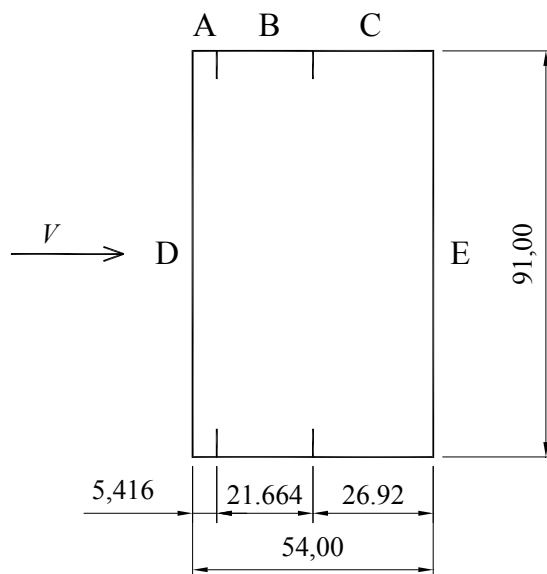


Figura 4.3.4 - Zone della superficie esterna delle pareti con pressione uniforme.

Tabella 4.3.III - Coefficienti di pressione esterna e pressione esterna sulle pareti.

Zona	$c_{pe,10}$	$p_{e,10}$ (N/m ²)	$c_{pe,1}$	$p_{e,1}$ (N/m ²)
A	-1,2	-1.278	-1,4	-1.491
B	-0,8	-852	-1,1	-1.171
C	-0,5	-532	-0,5	-532
D	+0,7	+745	+1,0	+1.065
E	-0,3	-319	-0,3	-319

Nuovamente, essendo l'inclinazione della copertura 4°, essa è trattata come piana. La pressione esterna sugli elementi della copertura è quindi valutata mediante le prescrizioni fornite dal paragrafo H.2.3.1. Anche in questo caso, $b = 91$ m, $d = 54$ m, $h = 13,54$ m; quindi, $h/d = 0,251$, $\bar{z}_e = h = 13,54$ m, $e = 27,08$ m (Eq. H.3), $q_p(\bar{z}_e) = 1.065$ N/m². Si assume inoltre che la copertura sia dotata di spigoli vivi. Ne deriva che, usando il criterio indicato dalla Figura H.5, la copertura è divisa nelle zone illustrate dalla Figura 4.3.5; a ciascuna di esse corrispondono, in virtù della Tabella H.III, i coefficienti di pressione esterna riportati nella seconda e quarta colonna della Tabella 4.3.IV. Infine, applicando l'Eq. (3.11a), la pressione esterna sulla copertura assume i valori riportati nella terza e quinta colonna della Tabella 4.3.IV.

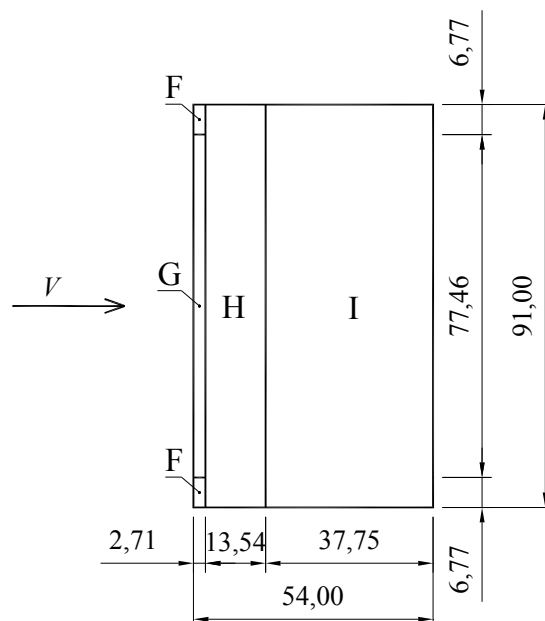


Figura 4.3.5 - Zone della superficie esterna della copertura con pressione uniforme.

Tabella 4.3.IV - Coefficienti di pressione esterna e pressione esterna sulla copertura.

Zona	$c_{pe,10}$	$p_{e,10}$ (N/m ²)	$c_{pe,1}$	$p_{e,1}$ (N/m ²)
F	-1,8	-1.917	-2,5	-2.662
G	-1,2	-1.278	-2,0	-2.130
H	-0,7	-745	-1,2	-1.278
I	$\pm 0,2$	± 213	$\pm 0,2$	± 213

4.3.3 Pressione interna

La pressione sulle superfici interne della costruzione dipende dalla distribuzione e dalla dimensione delle aperture. Essa è stimata, applicando i criteri forniti dal paragrafo G.4, in relazione a due diversi scenari.

Nel primo scenario, non si conosce la distribuzione e la dimensione delle aperture, ma si ammette che: a) le aperture su ciascuna faccia non superino il 30% della superficie della faccia (paragrafo G.4.1); b) la costruzione non possieda superfici dominanti (paragrafo G.4.2). In questo caso, applicando il criterio fornito dal paragrafo G.4.3, $c_{pi} = +0,2$ o $c_{pi} = -0,3$. Quindi, essendo $\bar{z}_i = h = 13,54$ m, e $q_p(\bar{z}_i) = 1.065$ N/m², sussistono due condizioni di carico interno: $p_i = +213$ N/m² e $p_i = -319$ N/m².

Nel secondo scenario, si esclude che le aperture su ciascuna faccia superino il 30% della superficie della faccia (paragrafo G.4.1); si ammette però che la costruzione abbia una superficie dominante (paragrafo G.4.2). In particolare si assume che l'area delle aperture sulla faccia dominante sia compresa fra 2 e 3 volte l'area delle aperture nelle altre facce. Se la superficie dominante coincide con la faccia sopravvento, $c_{pi} = 0,75 \cdot c_{pe} = 0,75 \cdot (+0,7) = 0,525$; se la superficie dominante coincide con la faccia sotto vento, $c_{pi} = 0,75 \cdot c_{pe} = 0,75 \cdot (-0,3) = -0,225$. Quindi, essendo $\bar{z}_i = h = 13,54$ m, e $q_p(\bar{z}_i) = 1.065$ N/m², sussistono due condizioni di carico interno: $p_i = +559$ N/m² e $p_i = -240$ N/m². Il primo valore corrisponde al caso in cui la superficie dominante è posta sopravvento; il secondo valore corrisponde al caso in cui la parete dominante è posta sotto vento.

4.3.4 Pressione complessiva globale e locale

La pressione interna va combinata con quella esterna secondo lo schema in Figura 3.13. Pertanto, prendendo ad esempio in esame la prima condizione di carico interno relativa al secondo scenario ($p_i = +559 \text{ N/m}^2$), le azioni complessive del vento sulla copertura e sui suoi elementi (paragrafo 3.3.2) sono riassunte, rispettivamente, nelle Tabelle 4.3.V e 4.3.VI; i segni sono positivi quando la pressione complessiva è diretta verso il basso.

Tabella 4.3.V - Pressione complessiva globale sulla copertura.

Zona	p_n (N/m ²)
1	-1.411
2	-772/-346

Tabella 4.3.VI - Pressione complessiva locale sugli elementi della copertura.

Zona	$p_{n,10}$ (N/m ²)	$p_{n,1}$ (N/m ²)
F	-2.476	-3.221
G	-1.837	-2.689
H	-1.304	-1.837
I	-772/-346	-772/-346

4.3.5 Coefficiente dinamico e azioni statiche equivalenti

Essendo l'altezza della struttura minore di 20 m, ed assumendo che la frequenza propria del primo modo di vibrazione sia maggiore di 1,5 Hz, in mancanza di valutazioni più accurate il paragrafo 3.4.1 consente di attribuire al coefficiente dinamico il valore $c_d = 1$. Pertanto, in virtù dell'Eq. (3.17), le azioni statiche equivalenti coincidono con le azioni aerodinamiche di picco.

4.4 EDIFICIO DI CIVILE ABITAZIONE

La struttura esaminata nel presente paragrafo è un edificio di 7 piani per civile abitazione, riportato nei quaderni tecnici *Particolari costruttivi di strutture in acciaio*, editi dal CISIA (Centro Italiano Sviluppo Impieghi Acciaio - Milano) (Figure 4.4.1 e 4.4.2).

L'edificio ha una pianta rettangolare di 48×11 m. La copertura è piana e posta alla quota di 26,4 m.

Lo schema statico è costituito da due nuclei simmetrici in cemento armato e da una struttura metallica con colonne pendolari e travi semplicemente appoggiate. I nuclei in cemento armato contengono i vani scale e ascensori, e sono destinati ad assorbire la totalità delle azioni orizzontali. Le colonne metalliche sono realizzate con profili chiusi a sezione quadrata, forate per gli attacchi bullonati delle travi. Le travi principali sono realizzate con profili IPE. I solai sono realizzati in laterocemento.

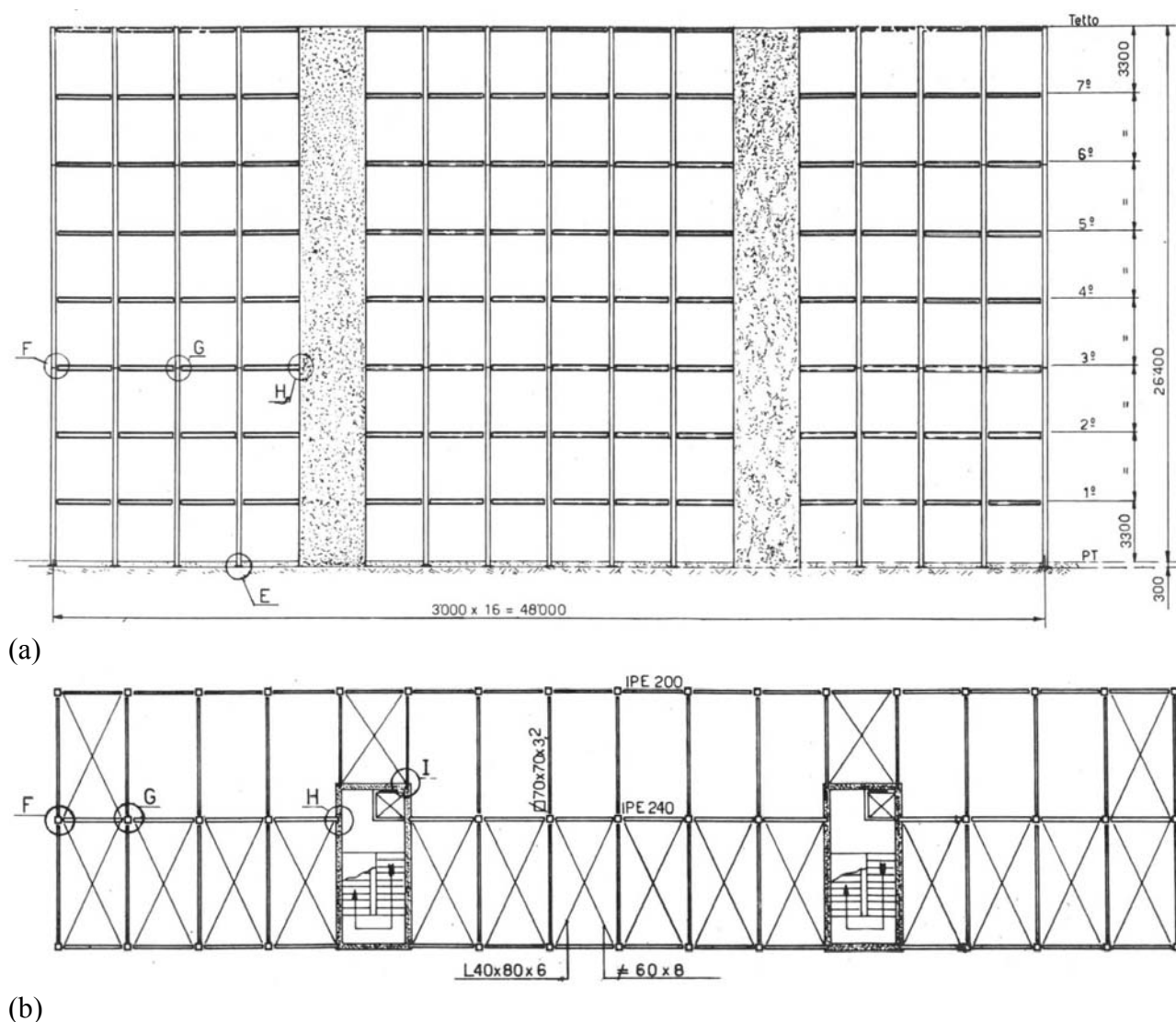


Figura 4.4.1 - Edificio di civile abitazione: (a) sezione longitudinale; (b) pianta.

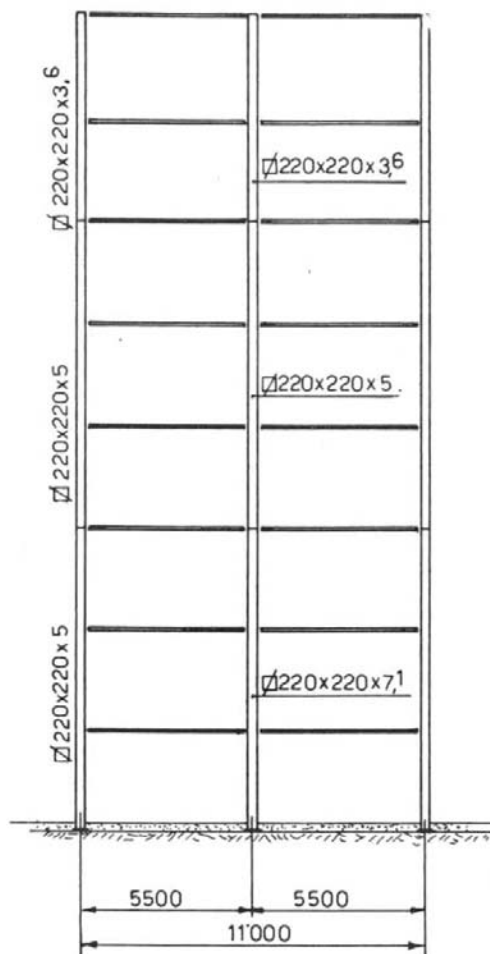


Figura 4.4.2 - Edificio di civile abitazione: sezione trasversale.

Le analisi sono basate sull'impiego dei paragrafi 3.1-3.4 e delle Appendici G, L.

Le azioni aerodinamiche di picco sono valutate mediante il paragrafo 3.3. Più precisamente, usando le prescrizioni riportate al paragrafo 3.3.1, la pressione del vento sulle facce esterne delle superfici dell'edificio è fornita dall'Eq. (3.11a), dove q_p è la pressione cinetica di picco, c_{pe} è il coefficiente di pressione esterna, \bar{z}_e è l'altezza di riferimento. I coefficienti aerodinamici relativi alle azioni globali del vento sono valutati mediante l'Appendice G.

Le azioni dinamiche del vento sono valutate mediante il paragrafo 3.4. Più precisamente, usando le prescrizioni riportate al paragrafo 3.4.1, le azioni statiche equivalenti sono espresse dall'Eq. (3.17), dove c_d è il coefficiente dinamico valutato mediante lo stesso paragrafo 3.4.1 ovvero applicando i criteri forniti dall'Appendice L.

Tutte le analisi riportate nel seguito riguardano il caso in cui il vento è ortogonale al lato lungo dell'edificio; ovviamente vanno ripetute anche quando il vento è ortogonale al lato corto.

Il paragrafo 4.4.1 riporta la valutazione delle azioni aerodinamiche esterne di picco sulla struttura. Il paragrafo 4.4.2 riporta la valutazione del coefficiente dinamico e delle azioni statiche equivalenti.

4.4.1 Azioni aerodinamiche di picco

La pressione esterna sulle pareti laterali è valutata applicando le prescrizioni fornite al paragrafo G.2.2. Sulla scorta della Figura G.1, $b = 48$ m, $d = 11$ m, $h = 26,4$ m; quindi, $h/d = 2,4$. Pertanto,

dalla Tabella G.I si ottengono i coefficienti di pressione esterna riportati nella seconda colonna della Tabella 4.4.I.

Applicando i criteri illustrati nei paragrafi G.2.2.1 e G.2.2.2, l'altezza di riferimento per la pressione su tutte le facce dell'edificio è $\bar{z}_e = h = 26,4$ m. Pertanto, $q_p(\bar{z}_e) = 1.277$ N/m². Applicando l'Eq. (3.11a), la pressione esterna sulle pareti assume i valori nella terza colonna della Tabella 4.4.I.

Tabella 4.4.I - Coefficienti di pressione esterna e pressione esterna sulle pareti.

Faccia	c_{pe}	p_e (N/m ²)
Sopravento	+0,8	+1.022
Laterale	-0,9	-1.149
Sottovento	-0,57	-728

Nel caso degli edifici di civile abitazione, la presenza degli orizzontamenti e delle pareti divisorie partiziona il volume interno in numerosi volumi di piccole dimensioni. In tale situazione il ruolo della pressione interna è normalmente poco importante e, fatte salve valutazioni più specifiche, può essere trascurato.

4.4.2 Coefficiente dinamico e azioni statiche equivalenti

La costruzione considerata rientra nella categoria degli edifici civili con distribuzione regolare di rigidità e di massa, e con altezza limitata (minore di 40 m). Pertanto, il paragrafo 3.4.1 consente di attribuire al coefficiente dinamico il valore $c_d = 1$. Ne deriva che, in virtù dell'Eq. (3.17), le azioni statiche equivalenti coincidono con le azioni aerodinamiche di picco.

Peraltro, assumere $c_d = 1$ costituisce una scelta non necessaria e a favore di sicurezza. Applicando l'Appendice L, e in particolare il metodo semplificato illustrato nel paragrafo L.3, la Figura L.8 relativa alle costruzioni metalliche a forma di parallelepipedo a base rettangolare fornisce $c_d = c_{dD} = 0,9$. Osservando che tale coefficiente si applica alle sole azioni nella direzione del vento (Figura L.1), le azioni statiche equivalenti sono espresse dalle pressioni indicate in Tabella 4.4.II.

Tabella 4.4.II - Pressione esterna sulle pareti.

Faccia	p_e (N/m ²)	$p_e \times c_{dD}$ (N/m ²)
Sopravento	+1.022	+920
Laterale	-1.149	-1.149
Sottovento	-728	-655

In realtà, anche assumere $c_d = c_{dD} = 0,9$ costituisce una scelta non necessaria e a favore di sicurezza. Valori ulteriormente ridotti di questo parametro e delle azioni statiche equivalenti possono essere ricavati applicando il metodo dettagliato illustrato nel paragrafo L.2. Nel caso dell'edificio preso in esame, ciò non sembra necessario.

4.5 EDIFICIO MULTIPIANO PER UFFICI

La struttura esaminata nel presente paragrafo è un edificio di 20 piani destinato ad uffici, riportato nei quaderni tecnici *Particolari costruttivi di strutture in acciaio*, editi dal CISIA (Centro Italiano Sviluppo Impieghi Acciaio - Milano) (Figure 4.5.1 e 4.5.2).

L'edificio ha pianta quadrata di 21,6 m di lato. La copertura è piana e posta alla quota di 67,44 m. Lungo il suo perimetro è presente un parapetto alto 1 m.

Lo schema statico è costituito da un nucleo centrale in cemento armato e da una struttura metallica con colonne pendolari e travi appoggiate. Il nucleo in cemento armato contiene il vano scale e ascensori; è destinato ad assorbire la totalità delle azioni orizzontali. Tutti i collegamenti presenti nella struttura metallica sono bullonati ed eseguiti in opera. I solai sono realizzati mediante piastre in cemento armato misto a laterizio.

Le analisi sono basate sulle Appendici G, H, I, L, M, N.

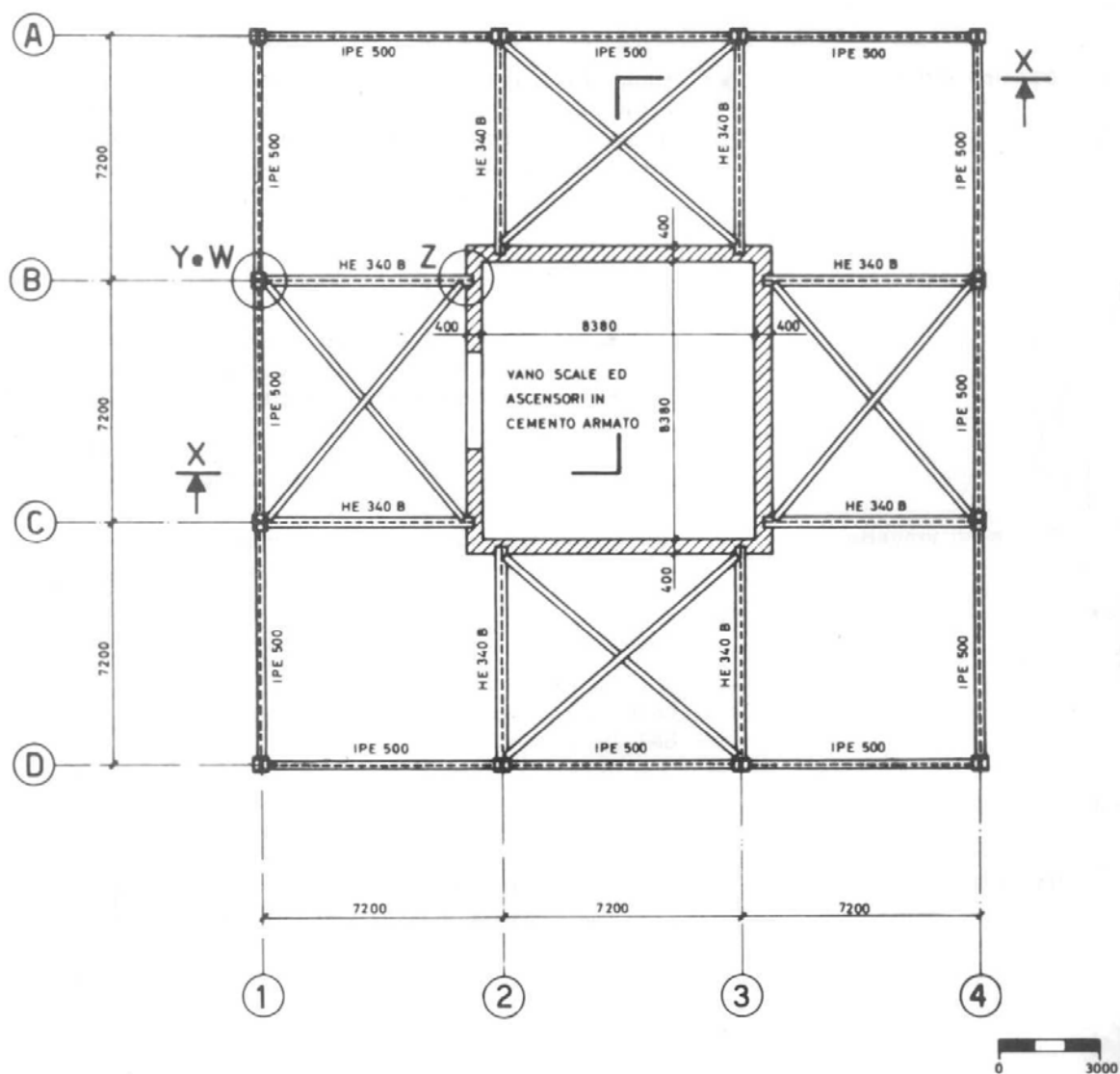


Figura 4.5.1 - Planimetria.

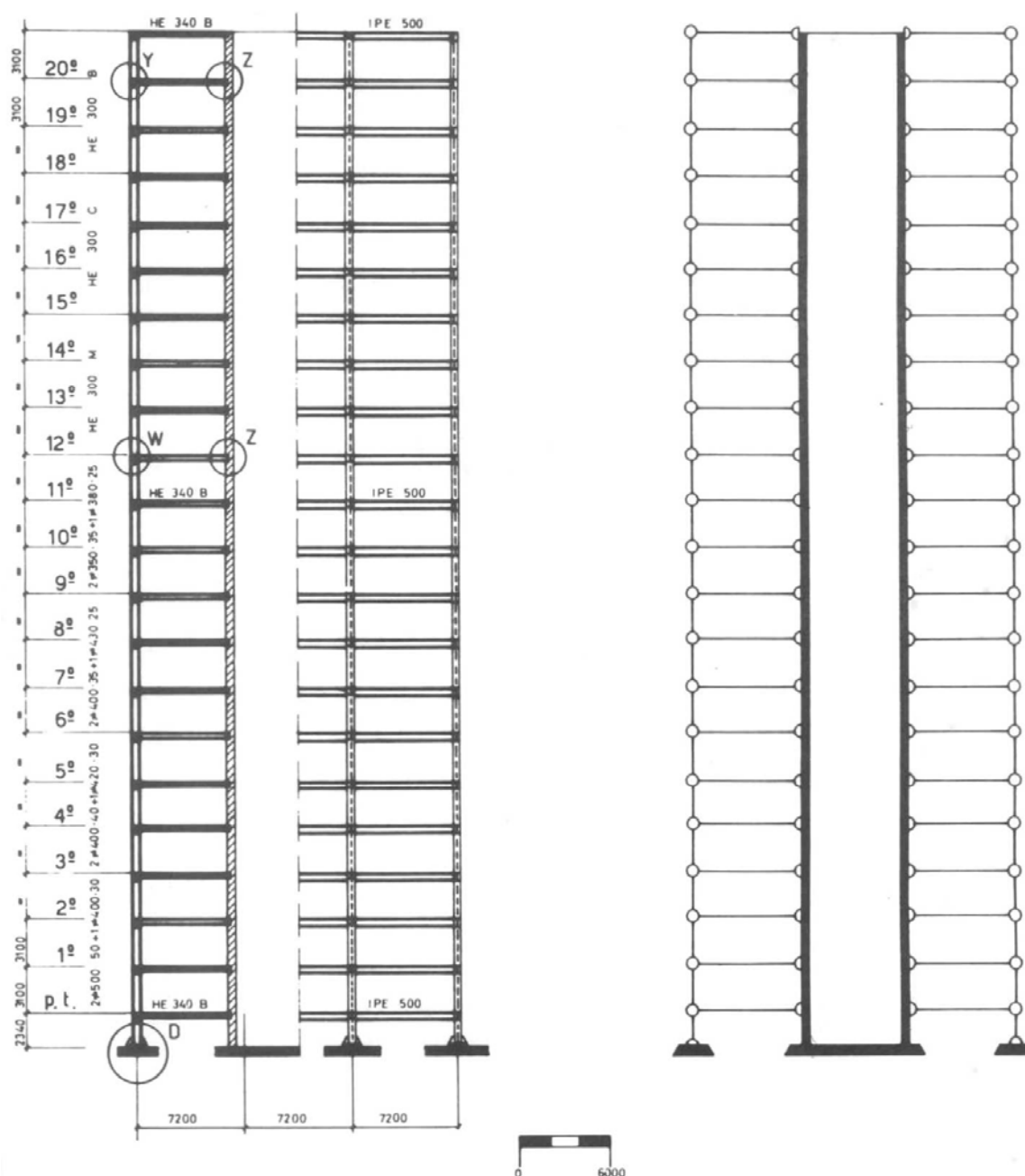


Figura 4.5.2 - (a) Sezione X-X; (b) Schema strutturale.

Partendo dalle valutazioni eseguite nel paragrafo 4.2, l'analisi procede secondo due fasi.

Nella prima fase sono valutate le azioni aerodinamiche di picco sulla costruzione indeformabile (paragrafo 3.3). Più precisamente, applicando le prescrizioni riportate nel paragrafo 3.3.1, la pressione del vento sulle facce esterne delle superfici della costruzione sono fornite dall'Eq. (3.11a), dove q_p è la pressione cinetica di picco, c_{pe} è il coefficiente di pressione esterna, \bar{z}_e è l'altezza di riferimento.

In mancanza di dati specifici suffragati da opportuna documentazione, o da prove sperimentali in galleria del vento, queste grandezze sono valutate applicando l'Appendice G, per quanto concerne la pressione esterna globale sulla struttura, l'Appendice H, per quanto riguarda la pressione esterna sugli elementi. Tutte le analisi riportate nel seguito sono riferite al caso in cui il vento agisca per-

pendicolarmente a una faccia dell'edificio; considerando la doppia simmetria in pianta della costruzione, esse sono rappresentative anche per la direzione perpendicolare del vento.

Nella seconda fase sono dapprima stimati i parametri dinamici della struttura (Appendice I). Successivamente sono esaminati gli effetti dinamici del vento sulla struttura deformabile (paragrafo 3.4). In particolare sono analizzate, oltre alla risposta longitudinale in direzione del vento (Appendice L), anche la risposta trasversale e torsionale (Appendice M). In ogni caso sono determinate le azioni statiche equivalenti, da usare nelle verifiche agli stati limite ultimi e di esercizio, e le accelerazioni dell'ultimo piano della costruzione, da usare nella verifica di abitabilità (Appendice N). Le azioni e gli effetti dovuti alle diverse componenti delle azioni sono combinati applicando i criteri forniti nell'Appendice M.

Il paragrafo 4.5.1 riporta la valutazione della pressione esterna globale sulla struttura. Il paragrafo 4.5.2 riporta la valutazione della pressione esterna locale sugli elementi. Il paragrafo 4.5.3 riporta una stima dei parametri dinamici dell'edificio. I paragrafi 4.5.4, 4.5.5 e 4.5.6 valutano le azioni statiche equivalenti e le accelerazioni longitudinali, trasversali e torsionali. Il paragrafo 4.5.7 determina le regole di combinazione delle azioni e degli effetti longitudinali, trasversali e torsionali. Il paragrafo 4.5.8 illustra la verifica di abitabilità dell'edificio.

4.5.1 Pressione esterna globale sulla struttura

La pressione esterna sulle pareti laterali è valutata applicando le prescrizioni fornite al paragrafo G.2.2. Sulla scorta della Figura G.1, $b = d = 21,6$ m, $h = 67,44$ m; quindi, $h/d = 3,122$. Pertanto, dalla Tabella G.I si ottengono i coefficienti di pressione esterna riportati nella Tabella 4.5.I.

Tabella 4.5.I - Coefficienti di pressione esterna sulle pareti.

Faccia	c_{pe}
Sopravento	+0,800
Sottovento	-0,606

Applicando il criterio illustrato nel paragrafo G.2.2.1, l'altezza di riferimento per la pressione sulla faccia sopravvento è $\bar{z}_e = b = 21,6$ m per tutti i punti posti ad altezza $z \leq b$; pertanto, in questa zona, $q_p(\bar{z}_e) = q'_p(\bar{z}_e) = 1.212$ N/m². Per $z > b$, la faccia sopravvento dell'edificio è divisa in tronchi di altezza Δ pari all'interpiano; l'altezza di riferimento \bar{z}_e di ogni tronco è uguale alla quota di piano.

Per quanto riguarda l'altezza di riferimento per la pressione sulla faccia sottovento, $\bar{z}_e = h = 67,44$ m. Pertanto, $q_p(\bar{z}_e) = q''_p(\bar{z}_e) = 1.604$ N/m².

La forza risultante di piano (azione aerodinamica di picco) è quindi fornita dalla relazione:

$$F_D = (0,8 \cdot q'_p - 0,606 \cdot q''_p) b \Delta$$

La Tabella 4.5.II riporta, per ogni piano, l'altezza, l'altezza d'interpiano, la pressione cinetica di picco riferita alla faccia sopravvento e alla faccia sottovento, e la forza risultante di piano.

Tabella 4.5.II - Parametri di calcolo delle forze risultanti di piano.

Piano	z_e (m)	Δ (m)	q'_p (N/m ²)	q''_p (N/m ²)	F_D (kN)
terra	2,34	2,72	1.212	1.604	114
1	5,44	3,10	1.212	1.604	130
2	8,54	3,10	1.212	1.604	130
3	11,64	3,10	1.212	1.604	130
4	14,74	3,10	1.212	1.604	130
5	17,84	3,10	1.212	1.604	130
6	20,94	3,10	1.212	1.604	130
7	24,04	3,10	1.247	1.604	132
8	27,14	3,10	1.287	1.604	134
9	30,24	3,10	1.323	1.604	136
10	33,34	3,10	1.356	1.604	138
11	36,44	3,10	1.386	1.604	139
12	39,54	3,10	1.414	1.604	141
13	42,64	3,10	1.440	1.604	142
14	45,74	3,10	1.462	1.604	144
15	48,84	3,10	1.488	1.604	145
16	51,94	3,10	1.510	1.604	146
17	55,04	3,10	1.530	1.604	147
18	58,14	3,10	1.550	1.604	148
19	61,24	3,10	1.569	1.604	149
20	64,34	3,10	1.587	1.604	150
tetto	67,44	2,55	1.604	1.604	124

4.5.2 Pressione esterna locale sugli elementi

La pressione esterna sugli elementi delle pareti laterali è valutata mediante le prescrizioni fornite al paragrafo H.2.2. Sulla scorta della Figura H.2, $b = d = 21,6$ m, $h = 67,44$ m; quindi, $h/d = 3,122$, $e = 21,6$ m (Eq. H.1). Ne deriva che, usando il criterio indicato dalle Figure H.3 e H.4, le pareti sono divise nelle zone illustrate dalla Figura 4.5.3; a ciascuna di esse corrispondono, in virtù della Tabella H.II, i coefficienti di pressione esterna riportati nella Tabella 4.5.III.

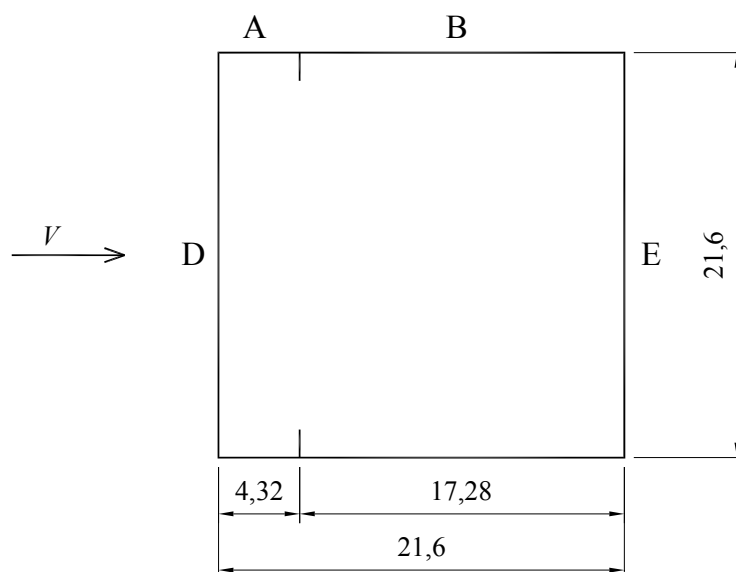
**Figura 4.5.3** - Zone della superficie esterna delle pareti con pressione uniforme.

Tabella 4.5.III - Coefficienti di pressione esterna sulle pareti.

Zona	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$
A	-1,2	-1,4
B	-0,8	-1,1
D	+0,8	+1,0
E	-0,606	-0,606

L'altezza di riferimento per la pressione sulla faccia sopravento e sottovento è la stessa valutata nel Paragrafo 4.5.1. L'altezza di riferimento per la pressione sulle facce laterali è $\bar{z}_e = h = 67,44$ m.

I valori della pressione locale nella zona D (faccia sopravento) sono quindi il prodotto della pressione cinetica di picco in Tabella 4.5.II, per i coefficienti di pressione in Tabella 4.5.III (relativamente alla zona D). Essi sono riassunti nella Tabella 4.5.IV. Nelle altre quattro zone, la pressione cinetica di picco è costante, $q_p(h) = 1.604$ N/m², e la pressione locale assume i valori in Tabella 4.5.V.

Tabella 4.5.IV - Pressione locale sulla faccia sopravento.

Piano	z_e (m)	Δ (m)	q'_p (N/m ²)	$p_{e,10}$ (N/m ²)	$p_{e,1}$ (N/m ²)
terra	2,34	2,72	1.212	970	1.212
1	5,44	3,10	1.212	970	1.212
2	8,54	3,10	1.212	970	1.212
3	11,64	3,10	1.212	970	1.212
4	14,74	3,10	1.212	970	1.212
5	17,84	3,10	1.212	970	1.212
6	20,94	3,10	1.212	970	1.212
7	24,04	3,10	1.247	997	1.247
8	27,14	3,10	1.287	1.029	1.287
9	30,24	3,10	1.323	1.058	1.323
10	33,34	3,10	1.356	1.085	1.356
11	36,44	3,10	1.386	1.109	1.386
12	39,54	3,10	1.414	1.131	1.414
13	42,64	3,10	1.440	1.152	1.440
14	45,74	3,10	1.462	1.172	1.462
15	48,84	3,10	1.488	1.190	1.488
16	51,94	3,10	1.510	1.208	1.510
17	55,04	3,10	1.530	1.224	1.530
18	58,14	3,10	1.550	1.240	1.550
19	61,24	3,10	1.569	1.255	1.569
20	64,34	3,10	1.587	1.269	1.587
tetto	67,44	2,55	1.604	1.283	1.604

Tabella 4.5.V - Pressione locale sulle pareti.

Zona	$p_{e,10}$ (N/m ²)	$p_{e,1}$ (N/m ²)
A	-1.925	-2.246
B	-1.283	-1.764
D	vedere Tabella 5.IV	
E	-972	-972

I coefficienti di pressione $c_{pe,10}$ e la pressione $p_{e,10}$ sono riferiti ad elementi di area $A \geq 10 \text{ m}^2$; i coefficienti di pressione $c_{pe,1}$ e la pressione $p_{e,1}$ sono riferiti ad elementi di area $A \leq 1 \text{ m}^2$; per elementi di area compresa fra 1 e 10 m^2 , si adotta il criterio indicato dalla Tabella H.I.

Essendo la copertura piana, la pressione esterna sugli elementi della copertura è valutata tramite le prescrizioni fornite dal paragrafo H.2.3.1. Anche in questo caso, $b = d = 21,6 \text{ m}$, $h = 67,44 \text{ m}$; quindi, $h/d = 3,122$, $e = 21,6 \text{ m}$ (Eq. H.3). Peraltro, la copertura è dotata di un parapetto di altezza $h_p = 1 \text{ m}$; quindi $h_p/h = 0,015$, $\bar{z}_e = h + h_p = 68,44 \text{ m}$, $q_p(\bar{z}_e) = 1.609 \text{ N/m}^2$. Ne deriva che, usando il criterio indicato dalla Figura H.5, la copertura è divisa nelle zone illustrate dalla Figura 4.5.4; a ogni zona corrisponde, per la Tabella H.III, i coefficienti di pressione esterna riportati nella seconda e quarta colonna della Tabella 4.5.VI. Infine, mediante l'Eq. (3.11a), la pressione esterna sulla copertura assume i valori riportati nella terza e quinta colonna della Tabella 4.5.VI.

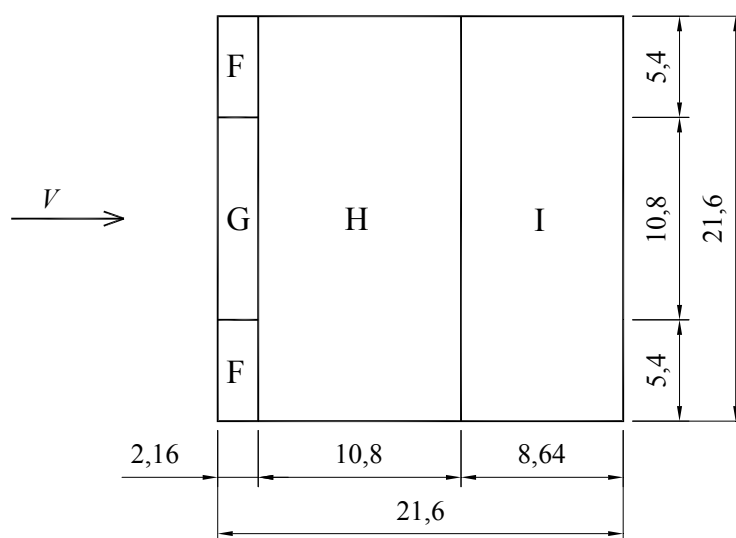


Figura 4.5.4 - Zone della superficie esterna della copertura con pressione uniforme.

Tabella 4.5.VI - Coefficienti di pressione esterna e pressione esterna sulla copertura.

Zona	$c_{pe,10}$	$p_{e,10} \text{ (N/m}^2\text{)}$	$c_{pe,1}$	$p_{e,1} \text{ (N/m}^2\text{)}$
F	-1.6	-2.574	-2.2	-3.540
G	-1.1	-1.770	-1.8	-2.896
H	-0.7	-1.126	-1.2	-1.931
I	± 0.2	-322	± 0.2	-322

4.5.3 Parametri dinamici

Nella fase preliminare del progetto, i parametri dinamici dell'edificio sono stimati mediante i criteri forniti dall'Appendice I.

Applicando l'Eq. (I.4), la frequenza del primo modo flessionale è posta uguale a $n_1 = 0,9 \text{ Hz}$ sia nei riguardi delle verifiche di sicurezza, sia nei riguardi della verifica di abitabilità. La frequenza del secondo modo flessionale è $n_2 = 3,05 \cdot n_1 = 2,75 \text{ Hz}$ (Eq. I.6). La frequenza del primo modo torsionale è $n_M = 1,35 \cdot n_1 = 1,2 \text{ Hz}$ (Eq. I.7).

Applicando il criterio indicato nel paragrafo I.3.1, Eq. (I.23), il primo modo di vibrazione flessionale risulta:

$$\Phi_1(z) = \left(\frac{z}{h}\right)^\zeta$$

essendo $\zeta = 1$. La stessa forma modale è applicata, in prima approssimazione, anche per il primo modo di vibrazione torsionale.

Si ammette che l'edificio abbia una densità media di massa uniforme (vuoto per pieno) $\rho_m = 250 \text{ kg/m}^3$. Quindi, la massa dell'edificio per unità di lunghezza risulta:

$$m = \rho_m \cdot b \cdot d = 117 \cdot 10^3 \text{ kg/m}$$

Conseguentemente, la massa generalizzata relativa al primo modo flessionale risulta (Eq. I.25):

$$m_1 = \frac{mh}{2\zeta + 1} = 2,62 \cdot 10^6 \text{ kg}$$

Il momento d'inerzia polare di massa per unità di lunghezza risulta:

$$I = \frac{1}{12} \cdot m \cdot (b^2 + d^2) = 9,07 \cdot 10^6 \text{ kg}\cdot\text{m}$$

Conseguentemente, il momento d'inerzia polare di massa generalizzato, relativo al primo modo torsionale, risulta (Eq. I.27):

$$I_1 = \frac{I \cdot h}{2 \cdot \zeta + 1} = 204 \cdot 10^6 \text{ kg}\cdot\text{m}^2$$

Infine, il rapporto di smorzamento relativo al critico è valutato applicando le prescrizioni fornite dal paragrafo I.6. Secondo l'Eq. (I.28), esso è dato dalla somma di tre contributi.

Applicando l'Eq. (I.29), il rapporto di smorzamento strutturale relativo al primo modo flessionale è $\xi_{s1} = 0,01$. Coerentemente con le prescrizioni riportate al paragrafo I.6.1, si assume inoltre che anche il rapporto di smorzamento strutturale relativo al primo modo torsionale sia $\xi_{s1} = 0,01$.

A favore di sicurezza si trascura lo smorzamento aerodinamico (paragrafo I.6.5).

Si ammette infine che nell'edificio non siano presenti apparecchi dissipatori. Pertanto, il rapporto di smorzamento complessivo coincide con il rapporto di smorzamento strutturale.

4.5.4 Azione statica equivalente e accelerazione longitudinali

Le azioni e gli effetti dinamici esercitati dal vento in direzione longitudinale sono valutati mediante le prescrizioni fornite nel paragrafo 3.4.

Coerentemente con l'Eq. (3.17), le azioni statiche equivalenti sono espresse dal prodotto della pressione di picco valutata nel Paragrafo 4.5.1 per il coefficiente dinamico c_d , nella fattispecie $c_d = c_{dD}$, essendo c_{dD} il coefficiente dinamico longitudinale. In mancanza di valutazioni più accurate esso è valutato applicando i criteri illustrati nell'Appendice L. Essendo esclusa la possibilità di adottare a priori $c_{dD} = 1$ (paragrafo L.1), essa indica l'applicazione di due metodi distinti definiti, rispettivamente, metodo dettagliato e metodo semplificato (per i soli edifici).

Applicando il metodo dettagliato (paragrafo L.2), il coefficiente dinamico c_{dD} è fornito dall'Eq. L.2. La sua valutazione è svolta applicando la procedura indicata in Tabella L.I. Coerentemente con la Figura L.2, l'edificio è schematizzato tramite il modello verticale. La Tabella 4.5.VII riassume le fasi di calcolo che conducono alla valutazione di c_{dD} .

Tabella 4.5.VII - Fasi di calcolo per la determinazione del coefficiente dinamico longitudinale.

Equazione	Parametro
Figura L.2	$h = 67,44$ m
	$b = 21,60$ m
	$z_e = 40,464$ m
(3.5)	$v_m(z_e) = 32,417$ m/s
(3.7)	$I_v(z_e) = 0,167$
(3.8)	$L_v(z_e) = 123,613$ m
(I.4)	$n_D = 0,9$ Hz
(I.28)	$\xi_D = 0,01$
(L.4)	$B^2 = 0,577$
(L.6)	$S_D = 0,059$
(L.9)	$\eta_h = 7,490$
(L.9)	$\eta_b = 2,399$
(L.7)	$R_h = 0,125$
(L.8)	$R_b = 0,331$
(L.5)	$R_D^2 = 0,191$
(L.11)	$v_D = 0,449$ Hz
(L.10)	$g_D = 3,518$
(L.3)	$G_D = 2,028$
(L.2)	$c_{dD} = 0,935$

Si noti che il metodo semplificato (paragrafo L.3) conduce alla stima $c_{dD} = 1,01$ (Figura L.4). Ovviamente, essa è maggiore del valore fornito dal metodo dettagliato (Tabella 4.5.VII).

La determinazione dell'accelerazione longitudinale, finalizzata alla verifica di abitabilità, è eseguita applicando il criterio fornito al paragrafo L.4. Esso adotta, apparentemente, numerose grandezze già valutate per calcolare il coefficiente dinamico. In realtà, molte di esse sono diverse per due ragioni: 1) la frequenza del primo modo di vibrazione può essere assunta maggiore di quella usata per valutare il coefficiente dinamico (questa opzione non è applicata al caso presente); 2) la velocità media del vento va calcolata in corrispondenza di un periodo di ritorno di progetto $T_R = 1$ anno; pertanto, i valori della velocità media e della pressione cinetica relativi a $T_R = 50$ anni vanno scalati, rispettivamente, per i fattori $0,75$ e $0,75^2 = 0,562$ (Paragrafi 4.2.2, 4.2.5 e 4.2.7).

La Tabella 4.5.VIII riassume le fasi di calcolo che conducono alla valutazione del valore di picco dell'accelerazione a_{pD} (Eq. L.12), alla quota $z_c = 64,34$ m del piano più alto dell'edificio.

Tabella 4.5.VIII - Fasi di calcolo per la determinazione dell'accelerazione di picco longitudinale.

Equazione	Parametro
Figura L.2	$h = 67,44$ m
	$b = 21,60$ m
	$d = 21,6$ m
	$z_e = 40,464$ m
(3.5)	$v_m(z_e) = 24,312$ m/s
(3.7)	$I_v(z_e) = 0,167$
(3.8)	$L_v(z_e) = 123,613$ m
(I.4)	$n_D = 0,9$ Hz
(I.25)	$m_D = 2,62 \cdot 10^6$ kg
(I.28)	$\xi_D = 0,01$
(L.6)	$S_D = 0,049$
(L.9)	$\eta_h = 9,986$
(L.9)	$\eta_b = 3,198$
(L.7)	$R_h = 0,095$
(L.8)	$R_b = 0,264$
(L.5)	$R_D^2 = 0,097$
(L.5)	$R_D = 0,312$
-	$c_{fD} = 1,606$
(L.16)	$K_D = 0,5$
(I.23)	$\Phi_D(z_c) = 0,954$
(L.14)	$\sigma_{aD} = 0,0143$ m/s ²
(L.13)	$g_{aD} = 3,710$
(L.12)	$a_{pD} = 0,053$ m/s ²

4.5.5 Azione statica equivalente e accelerazione trasversali

Le azioni e gli effetti dinamici esercitati dal vento in direzione trasversale sono valutati applicando i criteri forniti dall'Appendice M, avendo preventivamente accertato che l'edificio in esame soddisfi le Eqq. (M.1)-(M.4). Analogamente all'Appendice L, l'Appendice M introduce due metodi definiti, rispettivamente, metodo dettagliato e metodo semplificato (per i soli edifici a base quadrata).

Applicando il metodo dettagliato (paragrafo M.2), la forza statica equivalente trasversale per unità di lunghezza f_L è fornita dall'Eq. (M.5) dove $q_p(h) = 1.604$ N/m² (Eq. 2.8), $C_L = 0,157$ (Eq. M.6), c_{dL} è il coefficiente dinamico fornito dall'Eq. (M.7). La sua valutazione è svolta applicando la procedura indicata in Tabella M.I. La Tabella 4.5.IX riassume le fasi di calcolo che conducono a c_{dL} .

Tabella 4.5.IX - Fasi di calcolo per la determinazione del coefficiente dinamico trasversale.

Equazione	Parametro
Figura M.1	$h = 67,44$ m
	$b = 21,60$ m
	$d = 21,6$ m
(3.5)	$v_m(h) = 35,175$ m/s
(3.7)	$I_v(h) = 0,154$
(I.4)	$n_L = 0,9$ Hz
(I.28)	$\xi_L = 0,01$
(M.11)	$m = 1$
(M.12)	$k_1 = 0,85$
(M.13)	$\beta_1 = 0,281$
(M.14)	$n_{s1} = 0,147$
(M.10)	$S_L = 0,010$
(M.9)	$R_L^2 = 0,775$
(M.15)	$g_L = 3,710$
(M.8)	$G_L = 4,942$
(M.7)	$c_{dL} = 2,378$

Pertanto, la forza statica equivalente per unità di lunghezza assume un andamento lineare con valore nullo alla base e massimo in sommità, $f_L(h) = 38,3$ kN/m.

Si noti che il metodo semplificato (paragrafo M.4) conduce alla stima $c_{dL} \cong 4$ (Figura M.8). Essa è ovviamente a favore di sicurezza ma, diversamente dal caso del coefficiente dinamico longitudinale, molto maggiore del valore fornito dal metodo dettagliato (Tabella 4.5.IX).

La determinazione dell'accelerazione trasversale, finalizzata alla verifica di abitabilità, è eseguita applicando il criterio fornito al paragrafo M.5. Esso adotta, apparentemente, numerose grandezze già valutate per calcolare il coefficiente dinamico. In realtà, molte di esse sono diverse per due ragioni: 1) la frequenza del primo modo di vibrazione può essere assunta maggiore di quella usata per valutare il coefficiente dinamico (questa opzione non è applicata al caso presente); 2) la velocità media del vento va calcolata in corrispondenza di un periodo di ritorno di progetto $T_R = 1$ anno; pertanto, i valori della velocità media e della pressione cinetica relativi a $T_R = 50$ anni vanno scalati, rispettivamente, per i fattori $0,75$ e $0,75^2 = 0,562$ (Paragrafi 4.2.2, 4.2.5 e 4.2.7).

La Tabella 4.5.X riassume le fasi di calcolo che conducono alla valutazione del valore di picco dell'accelerazione a_{pL} (Eq. M.27), alla quota $z_c = 64,34$ m del piano più alto dell'edificio.

Tabella 4.5.X - Fasi di calcolo per la determinazione dell'accelerazione di picco trasversale.

Equazione	Parametro
Figura M.1	$h = 67,44$ m
	$b = 21,60$ m
	$d = 21,6$ m
(2.5)	$v_m(h) = 26,381$ m/s
(2.7)	$I_v(h) = 0,154$
(I.4)	$n_L = 0,9$ Hz
(I.25)	$m_L = 2,62 \cdot 10^6$ kg
(I.28)	$\xi_L = 0,010$
(M.11)	$m = 1$
(M.12)	$k_1 = 0,85$
(M.13)	$\beta_1 = 0,281$
(M.14)	$n_{s1} = 0,110$
(M.10)	$S_L = 0,005$
(M.9)	$R_L^2 = 0,427$
(M.9)	$R_L = 0,654$
(3.9)	$q_p(h) = 1604$ N/m ²
(M.6)	$C_L = 0,157$
(I.23)	$\Phi_L(h) = 1$
(I.23)	$\Phi_L(z_c) = 0,954$
(M.28)	$\sigma_{aL} = 0,0239$ m/s ²
(M.15)	$g_L = 3,710$
(M.27)	$a_{pL} = 0,088$ m/s ²

4.5.6 Azione statica equivalente e accelerazione torsionali

Le azioni e gli effetti dinamici di natura torsionale esercitati dal vento sono valutati applicando i criteri forniti dall'Appendice M, avendo preventivamente accertato che l'edificio in esame soddisfi le Eqq. (M.1)-(M.4). Analogamente all'Appendice L, l'Appendice M introduce due metodi definiti, rispettivamente, metodo dettagliato e metodo semplificato (per i soli edifici a base quadrata).

Applicando il metodo dettagliato (paragrafo M.3), il momento torcente statico equivalente per unità di lunghezza m_M è fornito dall'Eq. (M.16) dove $q_p(h) = 1.604$ N/m² (Eq. 3.9), $C_M = 0,050$ (Eq. M.17), c_{dM} è il coefficiente dinamico dato dall'Eq. (M.18). La sua valutazione è svolta applicando la procedura indicata in Tabella M.II. La Tabella 4.5.XI riassume le fasi di calcolo che conducono a c_{dM} .

Tabella 4.5.XI - Fasi di calcolo per la determinazione del coefficiente dinamico torsionale.

Equazione	Parametro
Figura M.1	$h = 67,44$ m
	$b = 21,60$ m
	$d = 21,6$ m
(3.5)	$v_m(h) = 35,175$ m/s
(3.7)	$I_v(h) = 0,154$
(I.7)	$n_M = 1,2$ Hz
(I.28)	$\xi_M = 0,01$
-	$l = 21,60$ m
(M.22)	$v_m^* = 1,357$
(M.24)	$\beta_{M1} = 1,200$
(M.24)	$\beta_{M2} = 0,716$
(M.25)	$K_{M1} = 0,145$
(M.25)	$K_{M2} = 0,265$
(M.23)	$S_{M1} = 0,138$
(M.23)	$S_{M2} = 0,162$
(M.21)	$S_M = 0,008$
(M.20)	$R_M^2 = 0,610$
(M.26)	$g_M = 3,787$
(M.19)	$G_M = 4,805$
(M.18)	$c_{dM} = 2,312$

Pertanto, il momento torcente statico equivalente per unità di lunghezza assume un andamento lineare con valore nullo alla base e massimo in sommità, $m_M(h) = 156$ kN·m/m.

Si noti che il metodo semplificato (paragrafo M.4) conduce alla stima $c_{dM} \cong 4$ (Figura M.10). Essa è ovviamente a favore di sicurezza ma, analogamente al caso del coefficiente dinamico trasversale, molto maggiore del valore fornito dal metodo dettagliato (Tabella 4.5.XI).

La determinazione dell'accelerazione torsionale, finalizzata alla verifica di abitabilità, è eseguita applicando il criterio fornito al paragrafo M.5. Esso adotta, apparentemente, numerose grandezze già valutate per calcolare il coefficiente dinamico. In realtà, molte di esse sono diverse per due ragioni: 1) la frequenza del primo modo di vibrazione può essere assunta maggiore di quella usata per valutare il coefficiente dinamico (questa opzione non è applicata al caso presente); 2) la velocità media del vento va calcolata in corrispondenza di un periodo di ritorno di progetto $T_R = 1$ anno; pertanto, i valori della velocità media e della pressione cinetica relativi a $T_R = 50$ anni vanno scalati, rispettivamente, per i fattori $0,75$ e $0,75^2 = 0,562$ (Paragrafi 4.2.2, 4.2.5 e 4.2.7).

La Tabella 4.5.XII riassume le fasi di calcolo che conducono alla valutazione del valore di picco dell'accelerazione a_{pM} (Eq. M.29), alla quota $z_c = 64,34$ m del piano più alto dell'edificio.

Tabella 4.5.XII - Fasi di calcolo per la determinazione dell'accelerazione di picco torsionale.

Equazione	Parametro
Figura M.1	$h = 67,44$ m
	$b = 21,60$ m
	$d = 21,6$ m
(3.5)	$v_m(h) = 26,381$ m/s
(3.7)	$I_v(h) = 0,154$
(I.7)	$n_M = 1,2$ Hz
(I.27)	$I_M = 204 \cdot 10^6$ kg m ²
(I.28)	$\xi_M = 0,01$
-	$l = 21,60$ m
(M.22)	$v_m^* = 1,018$
(M.24)	$\beta_{M1} = 1,200$
(M.24)	$\beta_{M2} = 0,716$
(M.25)	$K_{M1} = 0,145$
(M.25)	$K_{M2} = 0,265$
(M.23)	$S_{M1} = 0,138$
(M.23)	$S_{M2} = 0,162$
(M.21)	$S_M = 0,004$
(M.20)	$R_M^2 = 0,306$
(M.20)	$R_M = 0,553$
(3.9)	$q_p(h) = 1604$ N/m ²
(M.18)	$C_M = 0,050$
(I.23)	$\Phi_M(h) = 1$
(I.23)	$\Phi_M(z_c) = 0,954$
(M.30)	$\sigma_{aM} = 0,0107$ rad/s ²
(M.26)	$g_M = 3,787$
(M.29)	$a_{pM} = 0,0040$ rad/s ²

La valutazione dell'accelerazione torsionale è strettamente necessaria solo se si desidera stimare l'abitabilità dell'edificio in posizioni lontane dal centro di torsione. Diversamente tale grandezza è un indicatore da considerare qualitativamente.

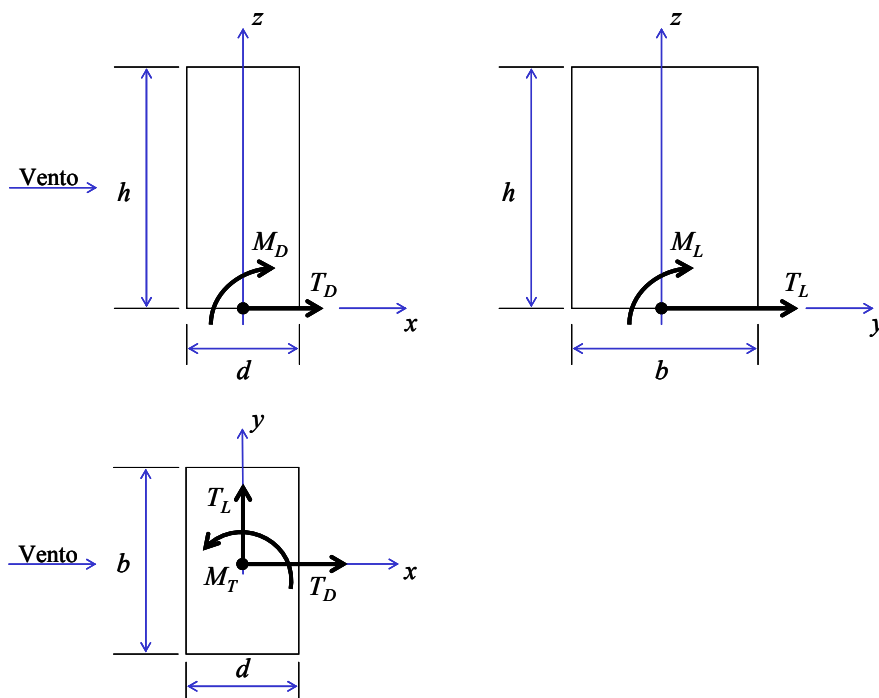
4.5.7 Combinazione delle azioni e degli effetti

Al fine di eseguire le verifiche di resistenza e di deformabilità della struttura, è necessario applicare regole opportune di combinazione delle azioni e degli effetti associati alla risposta longitudinale (D), trasversale (L) e torsionale (M). Tali regole sono basate sul criterio introdotto nel paragrafo M.6. Sulla base di questo criterio $n_1 = \min(n_L, n_M) = 0,9$ Hz, $f_{LM} = 1,35$ (Eq. M.31), $n_1 b / v_m(h) = 0,553$, $d/b=1$. Quindi, usando la Tabella M.IV, $\gamma_{LM} = 0,65$. Ricordando che $G_D = 2,028$ (Tabella 4.5.VII), la Tabella M.III fornisce le regole di combinazione in Tabella 4.5.XIII.

Tabella 4.5.XIII - Regole di combinazione delle azioni e degli effetti per le verifiche di sicurezza.

Combinazione	D	L	M
1	D	$0,4L$	$0,4M$
2	$0,7D$	L	$0,65M$
3	$0,7D$	$0,65L$	M

L'applicazione delle regole di combinazione in Tabella 4.5.XIII ai valori risultanti dei tagli, dei momenti flettenti e del momento torcente alla base della costruzione (Figura 4.5.5) dà luogo ai risultati riassunti nella Tabella 4.5.XIV.

**Figura 4.5.5** - Reazioni alla base dell'edificio.**Tabella 5.XIV** - Regole di combinazione delle reazioni alla base.

Combinazione	F_D (kN)	F_L (kN)	M_D (kN·m)	M_L (kN·m)	M_T (kN·m)
1	2.813	525	100.854	23.600	2.114
2	1.969	1.313	70.598	59.000	3.435
3	1.969	853	70.598	38.350	5.285

Si noti che, ai fini delle verifiche di resistenza e di defomabilità, le azioni longitudinali del vento sono preponderanti rispetto alle azioni trasversali. Questa situazione è tipica degli edifici non troppo alti.

4.5.8 Verifica di abitabilità

La verifica di abitabilità è svolta applicando i criteri indicati in Appendice N. Si ricordi che tale Appendice non fornisce prescrizioni vincolanti, ma puri suggerimenti da interpretare in funzione delle situazioni che si attuano di volta in volta.

Il paragrafo N.2 suggerisce di verificare che ciascuno dei valori di picco dell'accelerazione longitudinale e trasversale nel centro di torsione, a_{pD} e a_{pL} , non superi il valore limite fornito dall'Eq. (N.1) e dalla Figura N.2.

Nel caso in esame, al piano abitato più alto, $a_{pD} = 0,053 \text{ m/s}^2$ (Tabella 4.5.VIII) e $a_{pL} = 0,088 \text{ m/s}^2$ (Tabella 4.5.X). La frequenza dominante di oscillazione è $n_0 = n_D = n_L = 0,9 \text{ Hz}$.

Si noti che, diversamente dalle azioni e dalle sollecitazioni (paragrafo 4.5.7), l'accelerazione trasversale è preponderante sull'accelerazione longitudinale. Questa situazione è tipica degli edifici anche non troppo alti, purché sufficientemente snelli.

La Figura 4.5.6 pone a confronto i valori massimi delle accelerazioni sopra riportate con il limite indicato dall'Eq. (N.1) e dalla Figura N.2. Essendo l'edificio in esame adibito ad uffici, la curva limite di riferimento è quella indicata con (a).

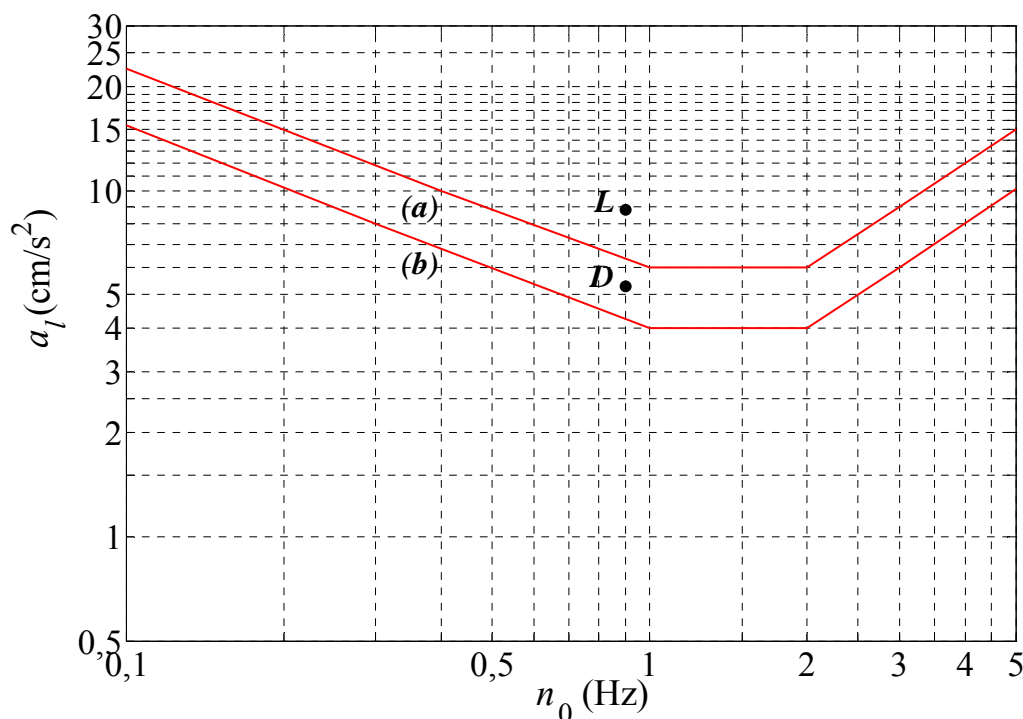


Figura 4.5.6 - Verifica di abitabilità dell'ultimo piano dell'edificio.

Si noti che l'accelerazione di picco longitudinale è minore del limite consigliato; l'accelerazione di picco trasversale è invece moderatamente maggiore del limite. Una scelta adeguata al caso in esame potrebbe essere quella di ripetere le analisi utilizzando valutazioni più accurate delle frequenze proprie, delle forme modali e degli smorzamenti, rispetto a quelle indicative fornite in Appendice I.

4.6 GRATTACIELO

La struttura esaminata nel presente paragrafo è un grattacielo ideale contraddistinto in letteratura con la sigla C.A.A.R.C. (Commonwealth Aeronautic Advisory Research Council). Nel corso degli anni, esso è stato l'oggetto di numerosi studi analitici, numerici e sperimentali comparativi, condotti da svariati laboratori specializzati di tutto il mondo. Tuttora, esso è usato da varie normative e da progetti finalizzati all'unificazione internazionale delle norme sulle azioni del vento, come termine di confronto e illustrazione dei metodi usati.

Da un punto di vista geometrico, l'edificio è schematizzabile mediante un parallelepipedo retto (Figura 4.6.1) di lati $b = 46$ m, $d = 30$ m, $h = 183$ m.

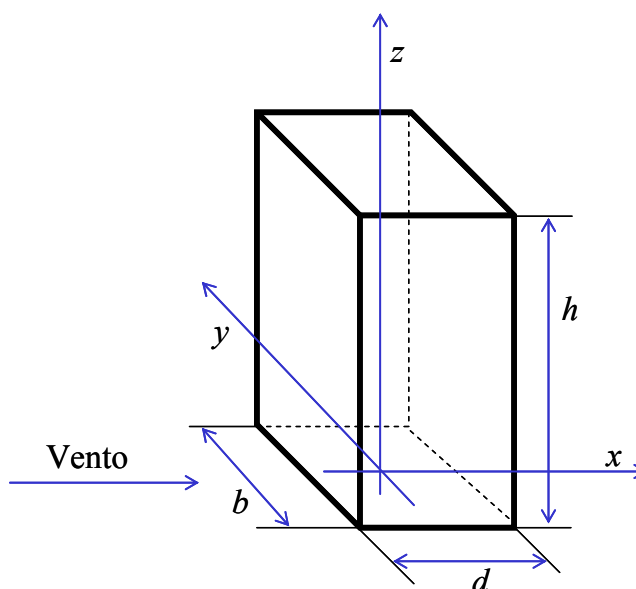


Figura 4.6.1 - Edificio C.A.A.R.C.

Si assume che la struttura sia metallica. Si ammette inoltre che l'edificio abbia una densità media di massa uniforme (vuoto per pieno) $\rho_m = 200$ kg/m³.

Nella prospettiva di svolgere valutazioni preliminari al progetto, l'analisi è rivolta a stimare i soli valori dell'accelerazione alla sommità dell'edificio. I calcoli sono svolti applicando le Appendici G, I, L, M, N.

Partendo dalle valutazioni eseguite nel paragrafo 4.2, l'analisi procede secondo due fasi.

Nella prima fase sono valutate le azioni aerodinamiche di picco (paragrafo 3.3). Più precisamente, applicando le prescrizioni riportate nel paragrafo 3.3.1, la pressione globale del vento sulle facce esterne delle superfici della costruzione è fornita dall'Eq. (3.11a), dove q_p è la pressione cinetica di picco, c_{pe} è il coefficiente di pressione esterna, \bar{z}_e è l'altezza di riferimento. Queste grandezze sono determinate applicando l'Appendice G. Le analisi sono eseguite considerando, separatamente, il vento incidente perpendicolarmente al lato lungo (A) e al lato corto (B) dell'edificio.

Nella seconda fase sono dapprima stimati i parametri dinamici della struttura (Appendice I). Successivamente sono studiati gli effetti dinamici del vento (paragrafo 3.4) in direzione longitudinale (Appendice L), trasversale e torsionale (Appendice M), fissando l'attenzione sull'accelerazione alla sommità dell'edificio (Appendice N).

Il paragrafo 4.6.1 riporta la valutazione della pressione esterna globale sulla struttura. Il paragrafo 4.6.2 riporta una stima dei parametri dinamici dell'edificio. Il paragrafo 4.6.3 riporta la valutazione del coefficiente di raffica longitudinale. I paragrafi 4.6.4, 4.6.5 e 4.6.6 valutano le accelerazioni longitudinali, trasversali e torsionali. Il paragrafo 4.6.7 illustra la verifica di abitabilità dell'edificio. Il paragrafo 4.6.8 analizza una possibile strategia di mitigazione delle vibrazioni.

4.6.1 Pressione esterna globale sulla struttura

La pressione esterna sulle pareti laterali è valutata applicando le prescrizioni fornite al paragrafo G.2.2.

Sulla scorta della Figura G.1, considerando il caso in cui il vento sia perpendicolare al lato lungo (A), $b = 46$ m, $d = 30$ m, $h = 183$ m; quindi, $h/d = 6,1$. Pertanto, dalla Tabella G.I si ottengono i coefficienti di pressione esterna riportati nella Tabella 4.6.I.

Tabella 4.6.I - Coefficienti di pressione esterna sulle pareti (caso A).

Faccia	c_{pe}
Sopravento	+0,8
Sottovento	-0,7

Applicando il criterio illustrato nel paragrafo G.2.2.1, l'altezza di riferimento per la pressione sulla faccia sopravvento è $\bar{z}_e = b = 46$ m per tutti i punti posti ad altezza $z \leq b$; pertanto, in questa zona, $q_p(\bar{z}_e) = 1.467$ N/m². Per $z > b$, la pressione cinetica di picco varia secondo la legge riportata nel paragrafo 4.2.7; essa raggiunge il valore massimo alla sommità dell'edificio, $q_p(h) = 1.986$ N/m². Per quanto riguarda l'altezza di riferimento per la pressione sulla faccia sottovento, $\bar{z}_e = h = 67,44$ m. Pertanto, $q_p(\bar{z}_e) = q_p(h) = 1.986$ N/m².

Analogamente, considerando il caso in cui il vento sia perpendicolare al lato corto (B), $b = 30$ m, $d = 46$ m, $h = 183$ m; quindi, $h/d = 3,98$. Pertanto, dalla Tabella G.I si ottengono i coefficienti di pressione esterna riportati nella Tabella 4.6.II.

Tabella 4.6.II - Coefficienti di pressione esterna sulle pareti (caso B).

Faccia	c_{pe}
Sopravento	+0,800
Sottovento	-0,649

Applicando il criterio illustrato nel paragrafo G.2.2.1, l'altezza di riferimento per la pressione sulla faccia sopravvento è $\bar{z}_e = b = 30$ m per tutti i punti posti ad altezza $z \leq b$; pertanto, in questa zona, $q_p(\bar{z}_e) = 1.320$ N/m². Per $z > b$, la pressione cinetica di picco varia secondo la legge riportata nel paragrafo 4.2.7; essa raggiunge il valore massimo alla sommità dell'edificio, $q_p(h) = 1.986$ N/m². Per quanto riguarda l'altezza di riferimento per la pressione sulla faccia sottovento, $\bar{z}_e = h = 67,44$ m. Pertanto, $q_p(\bar{z}_e) = q_p(h) = 1.986$ N/m².

4.6.2 Parametri dinamici

Nella fase preliminare del progetto, i parametri dinamici dell'edificio sono stimati mediante i criteri forniti dall'Appendice I.

Applicando l'Eq. (I.5), la frequenza del primo modo flessionale è posta uguale a $n_1 = 0,25$ Hz per entrambe le direzioni principali ortogonali di vibrazione. La frequenza del secondo modo flessionale è $n_2 = 3,05 \cdot n_1 = 4,12$ Hz (Eq. I.6). La frequenza del primo modo torsionale è $n_M = 1,35n_1 = 0,34$ Hz (Eq. I.7).

Applicando il criterio indicato nel paragrafo I.3.1, Eq. (I.23), il primo modo di vibrazione flessionale risulta:

$$\Phi_1(z) = \left(\frac{z}{h}\right)^\zeta$$

essendo $\zeta = 1$. La stessa forma modale è applicabile, in prima approssimazione, al primo modo di vibrazione torsionale.

Ammettendo che l'edificio abbia una densità media di massa uniforme (vuoto per pieno) $\rho_m = 200$ kg/m³, la massa dell'edificio per unità di lunghezza risulta:

$$m = \rho_m \cdot b \cdot d = 276 \cdot 10^3 \text{ kg/m}$$

Conseguentemente, la massa generalizzata relativa al primo modo flessionale risulta (Eq. I.25):

$$m_1 = \frac{m \cdot h}{2 \cdot \zeta + 1} = 16,8 \cdot 10^6 \text{ kg}$$

Il momento d'inerzia polare di massa per unità di lunghezza risulta:

$$I = \frac{1}{12} \cdot m \cdot (b^2 + d^2) = 69,4 \cdot 10^6 \text{ kg} \cdot \text{m}$$

Conseguentemente, il momento d'inerzia polare di massa generalizzato, relativo al primo modo torsionale, risulta (Eq. I.18):

$$I_1 = \frac{I \cdot h}{2 \cdot \zeta + 1} = 4,23 \cdot 10^9 \text{ kg} \cdot \text{m}^2$$

Infine, il rapporto di smorzamento relativo al critico è valutato applicando le prescrizioni fornite dal paragrafo I.6. Secondo l'Eq. (I.28), esso è dato dalla somma di tre contributi.

Applicando l'Eq. (I.29), il rapporto di smorzamento strutturale relativo al primo modo flessionale è $\xi_{s1} = 0,008$. Coerentemente con le prescrizioni riportate al paragrafo I.6.1, si assume inoltre che anche il rapporto di smorzamento strutturale relativo al primo modo torsionale sia $\xi_{s1} = 0,008$.

A favore di sicurezza si trascura lo smorzamento aerodinamico (paragrafo I.6.5).

Si ammette infine, almeno inizialmente, che nell'edificio non siano presenti apparecchi dissipatori. Pertanto, il rapporto di smorzamento complessivo coincide con il rapporto di smorzamento strutturale.

4.6.3 Coefficiente di raffica longitudinale

Per quanto l'obiettivo dell'analisi sia stimare l'accelerazione strutturale, la definizione delle regole di combinazione degli effetti (paragrafo M.6) richiede la valutazione propedeutica del coefficiente di raffica in direzione longitudinale G_D .

L'analisi è svolta applicando il criterio fornito al paragrafo L.2 ai due casi contraddistinti con (A) e (B) (paragrafo 4.6.1). La Tabella 4.6.III riassume le fasi di calcolo che conducono al coefficiente di raffica G_D (Eq. L.3) e, per quanto non necessario agli obiettivi della presente Appendice, al coefficiente dinamico c_{dD} (Eq. L.2).

Tabella 4.6.III - Fasi di calcolo per la determinazione del coefficiente dinamico longitudinale.

Equazione	Parametro (caso A)	Parametro (caso B)
Figura L.2	$h = 183 \text{ m}$	$h = 183 \text{ m}$
	$b = 46 \text{ m}$	$b = 30 \text{ m}$
	$z_e = 109,8 \text{ m}$	$z_e = 109,8 \text{ m}$
(3.5)	$v_m(z_e) = 37,807 \text{ m/s}$	$v_m(z_e) = 37,807 \text{ m/s}$
(3.7)	$I_v(z_e) = 0,143$	$I_v(z_e) = 0,143$
(3.8)	$L_v(z_e) = 215,089 \text{ m}$	$L_v(z_e) = 215,089 \text{ m}$
(I.5)	$n_D = 0,25 \text{ Hz}$	$n_D = 0,25 \text{ Hz}$
(I.28)	$\xi_D = 0,008$	$\xi_D = 0,008$
(L.4)	$B^2 = 0,516$	$B^2 = 0,528$
(L.6)	$S_D = 0,100$	$S_D = 0,100$
(L.9)	$\eta_h = 4,840$	$\eta_h = 4,840$
(L.9)	$\eta_b = 1,217$	$\eta_b = 0,794$
(L.7)	$R_h = 0,185$	$R_h = 0,185$
(L.8)	$R_b = 0,514$	$R_b = 0,629$
(L.5)	$R_D^2 = 0,932$	$R_D^2 = 1,140$
(L.11)	$v_D = 0,201 \text{ Hz}$	$v_D = 0,207 \text{ Hz}$
(L.10)	$g_D = 3,282$	$g_D = 3,291$
(L.3)	$G_D = 2,128$	$G_D = 2,214$
(L.2)	$c_{dD} = 1,063$	$c_{dD} = 1,106$

4.6.4 Accelerazione longitudinale

L'accelerazione in direzione longitudinale è valutata applicando il criterio fornito al paragrafo L.4. La Tabella 4.6.IV riassume le fasi di calcolo che conducono al valore di picco dell'accelerazione a_{pD} (Eq. L.12) alla quota $z_c = h$ della sommità dell'edificio.

Tabella 4.6.IV - Fasi di calcolo per la determinazione dell'accelerazione di picco longitudinale.

Equazione	Parametro (caso A)	Parametro (caso B)
Figura L.2	$h = 183$ m	$h = 183$ m
	$b = 46$ m	$b = 30$ m
	$d = 30$ m	$d = 46$ m
	$z_e = 109,8$ m	$z_e = 109,80$ m
(3.5)	$v_m(z_e) = 28,355$ m/s	$v_m(z_e) = 28,355$ m/s
(3.7)	$I_v(z_e) = 0,143$	$I_v(z_e) = 0,143$
(3.8)	$L_v(z_e) = 215,089$ m	$L_v(z_e) = 215,089$ m
(I.5)	$n_D = 0,25$ Hz	$n_D = 0,25$ Hz
(I.25)	$m_D = 16,8 \cdot 10^6$ kg	$m_D = 16,8 \cdot 10^6$ kg
(I.28)	$\xi_D = 0,008$	$\xi_D = 0,008$
(L.6)	$S_D = 0,085$	$S_D = 0,085$
(L.9)	$\eta_h = 6,454$	$\eta_h = 6,454$
(L.9)	$\eta_b = 1,622$	$\eta_b = 1,058$
(L.7)	$R_h = 0,143$	$R_h = 0,143$
(L.8)	$R_b = 0,434$	$R_b = 0,552$
(L.5)	$R_D^2 = 0,515$	$R_D^2 = 0,655$
(L.5)	$R_D = 0,718$	$R_D = 0,810$
-	$c_{fD} = 1,5$	$c_{fD} = 1,449$
(L.16)	$K_D = 0,5$	$K_D = 0,5$
(I.23)	$\Phi_D(z_c) = 1$	$\Phi_D(z_c) = 1$
(L.14)	$\sigma_{aD} = 0,0386$ m/s ²	$\sigma_{aD} = 0,0275$ m/s ²
(L.13)	$g_{aD} = 3,348$	$g_{aD} = 3,348$
(L.12)	$a_{pD} = 0,129$ m/s ²	$a_{pD} = 0,092$ m/s ²

4.6.5 Accelerazione trasversale

L'accelerazione in direzione trasversale è valutata applicando il criterio fornito al paragrafo M.5, avendo preventivamente accertato che l'edificio in esame soddisfi le Eqq. (M.1)-(M.4). La Tabella 4.6.V riassume le fasi di calcolo che conducono al valore di picco dell'accelerazione a_{pL} (Eq. M.27) alla quota $z_c = h$ della sommità dell'edificio.

Tabella 4.6.V - Fasi di calcolo per la determinazione dell'accelerazione di picco trasversale.

Equazione	Parametro (caso A)	Parametro (caso B)
Figura M.1	$h = 183 \text{ m}$	$h = 183 \text{ m}$
	$b = 46 \text{ m}$	$b = 30 \text{ m}$
	$d = 30 \text{ m}$	$d = 46 \text{ m}$
(2.5)	$v_m(h) = 30,424 \text{ m/s}$	$v_m(h) = 30,424 \text{ m/s}$
(2.7)	$I_v(h) = 0,133$	$I_v(h) = 0,133$
(I.5)	$n_L = 0,25 \text{ Hz}$	$n_L = 0,25 \text{ Hz}$
(I.25)	$m_L = 16,8 \cdot 10^6 \text{ kg}$	$m_L = 16,8 \cdot 10^6 \text{ kg}$
(I.28)	$\xi_L = 0,008$	$\xi_L = 0,008$
(M.11)	$m = 1$	$m = 1$
(M.12)	$k_1 = 0,85$	$k_1 = 0,85$
(M.13)	$\beta_1 = 0,284$	$\beta_1 = 0,375$
(M.14)	$n_{s1} = 0,069$	$n_{s1} = 0,069$
(M.10)	$S_L = 0,032$	$S_L = 0,042$
(M.9)	$R_L^2 = 3,111$	$R_L^2 = 4,143$
(M.9)	$R_L = 1,764$	$R_L = 2,035$
(3.9)	$q_p(h) = 1986 \text{ N/m}^2$	$q_p(h) = 1986 \text{ N/m}^2$
(M.6)	$C_L = 0,116$	$C_L = 0,2$
(I.23)	$\Phi_L(h) = \Phi_L(z_c) = 1$	$\Phi_L(h) = \Phi_L(z_c) = 1$
(M.28)	$\sigma_{aL} = 0,059 \text{ m/s}^2$	$\sigma_{aL} = 0,077 \text{ m/s}^2$
(M.15)	$g_L = 3,348$	$g_L = 3,348$
(M.27)	$a_{pL} = 0,197 \text{ m/s}^2$	$a_{pL} = 0,257 \text{ m/s}^2$

4.6.6 Accelerazione torsionale

L'accelerazione torsionale è valutata applicando il criterio fornito al paragrafo M.5, avendo preventivamente accertato che l'edificio in esame soddisfi le Eqq. (M.1)-(M.4). La Tabella 4.6.VI riassume le fasi di calcolo che conducono al valore di picco dell'accelerazione a_{pM} (Eq. M.29) alla quota $z_c = h$ della sommità dell'edificio.

Tabella 4.6.VI - Fasi di calcolo per la determinazione dell'accelerazione di picco torsionale.

Equazione	Parametro (caso A)	Parametro (caso B)
Figura M.1	$h = 183 \text{ m}$	$h = 183 \text{ m}$
	$b = 46 \text{ m}$	$b = 30 \text{ m}$
	$d = 30 \text{ m}$	$d = 46 \text{ m}$
(3.5)	$v_m(h) = 30,424 \text{ m/s}$	$v_m(h) = 30,424 \text{ m/s}$
(3.7)	$I_v(h) = 0,133$	$I_v(h) = 0,133$
(I.7)	$n_M = 0,34 \text{ Hz}$	$n_M = 0,34 \text{ Hz}$
(I.27)	$I_M = 4,23 \cdot 10^9 \text{ kg} \cdot \text{m}^2$	$I_M = 4,23 \cdot 10^9 \text{ kg} \cdot \text{m}^2$
(I.28)	$\xi_M = 0,008$	$\xi_M = 0,008$
-	$l = 46 \text{ m}$	$l = 46 \text{ m}$
(M.22)	$v_m^* = 2,409$	$v_m^* = 2,409$
(M.24)	$\beta_{M1} = 1,041$	$\beta_{M1} = 1,645$
(M.24)	$\beta_{M2} = 1,261$	$\beta_{M2} = 0,405$
(M.25)	$K_{M1} = 0,229$	$K_{M1} = 0,067$
(M.25)	$K_{M2} = 0,131$	$K_{M2} = 0,291$
(M.23)	$S_{M1} = 0,071$	$S_{M1} = 0,206$
(M.23)	$S_{M2} = 0,093$	$S_{M2} = 0,118$
(M.21)	$S_M = 0,019$	$S_M = 0,026$
(M.20)	$R_M^2 = 1,895$	$R_M^2 = 2,590$
(M.20)	$R_M = 1,376$	$R_M = 1,609$
(3.9)	$q_p(h) = 1986 \text{ N/m}^2$	$q_p(h) = 1986 \text{ N/m}^2$
(M.18)	$C_M = 0.034$	$C_M = 0.084$
(I.23)	$\Phi_M(h) = \Phi_M(z_c) = 1$	$\Phi_M(h) = \Phi_M(z_c) = 1$
(M.30)	$\sigma_{aM} = 0,0148 \text{ rad/s}^2$	$\sigma_{aM} = 0,0183 \text{ rad/s}^2$
(M.26)	$g_M = 3,438$	$g_M = 3,438$
(M.29)	$a_{pM} = 0,0051 \text{ rad/s}^2$	$a_{pM} = 0,0063 \text{ rad/s}^2$

La valutazione dell'accelerazione torsionale è strettamente necessaria solo se si desidera stimare l'abitabilità dell'edificio in posizioni lontane dal centro di torsione. Diversamente tale grandezza è un indicatore da considerare qualitativamente.

4.6.7 Verifica di abitabilità

La verifica di abitabilità è svolta applicando i criteri indicati in Appendice N. Essa non fornisce prescrizioni vincolanti, ma puri suggerimenti da interpretare in funzione delle situazioni che si attuano di volta in volta. Ciò è valido soprattutto nel caso presente, dove la verifica di abitabilità è svolta in termini preliminari per individuare le prestazioni attese dell'edificio.

Il paragrafo N.2 suggerisce di verificare che ciascuno dei valori di picco dell'accelerazione longitudinale e trasversale nel centro di torsione, a_{pD} e a_{pL} , non superi il valore limite dato dall'Eq. (N.1) e dalla Figura N.2.

La Tabella 4.6.VII riassume i valori delle accelerazioni di picco alla sommità dell'edificio, stimati nei paragrafi 4.6.4 (Tabella 4.6.IV) e 4.6.5 (Tabella 4.6.V). In ogni caso, la frequenza dominante di oscillazione è $n_0 = n_D = n_L = 0,25$ Hz.

Tabella 4.6.VII – Valori di picco dell'accelerazione longitudinale e trasversale alla sommità.

Caso (A)	Caso (B)
$a_{pD} = 0,129 \text{ m/s}^2$	$a_{pD} = 0,092 \text{ m/s}^2$
$a_{pL} = 0,197 \text{ m/s}^2$	$a_{pL} = 0,257 \text{ m/s}^2$

Si noti che l'accelerazione trasversale è sempre largamente preponderante sull'accelerazione longitudinale, a causa della notevole altezza dell'edificio considerato.

La Figura 4.5.6 pone a confronto i valori massimi delle accelerazioni riportate in Tabella 4.6.VII con il limite indicato dall'Eq. (N.1) e dalla Figura N.2. Non essendo stata definita la destinazione d'uso della sommità dell'edificio, fanno fede sia la curva (a), per piani adibiti ad uffici, sia la curva (b), per piani adibiti a civile abitazione.

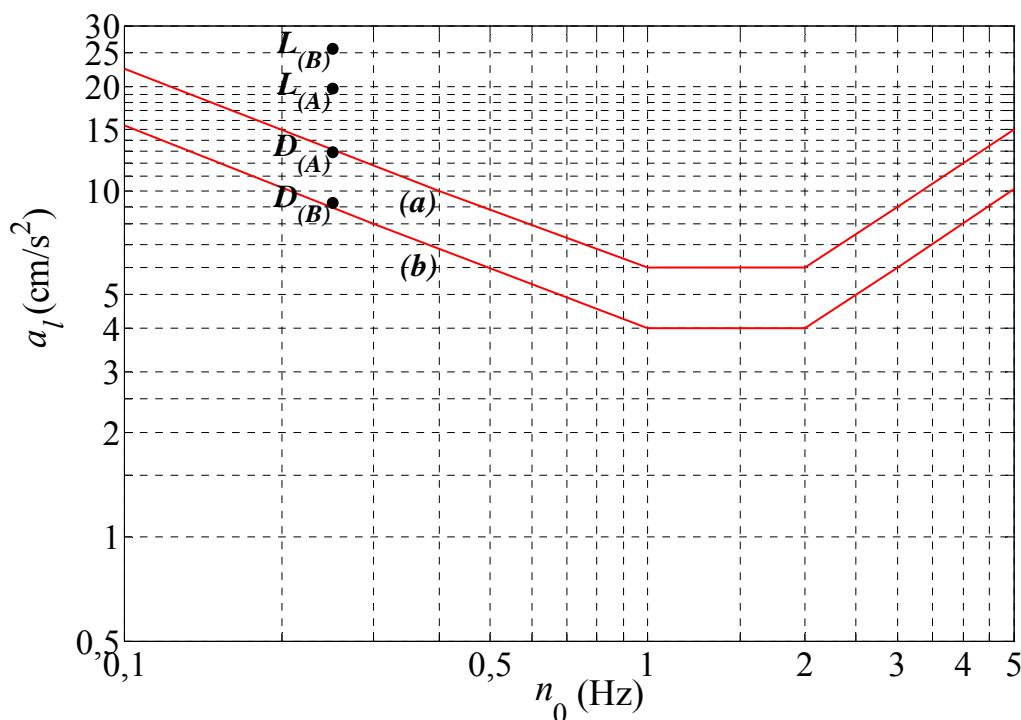


Figura 4.6.2 - Verifica di abitabilità dell'ultimo piano dell'edificio.

L'accelerazione di picco longitudinale è minore dei limiti consigliati se gli ultimi piani sono adibiti ad uffici. L'accelerazione di picco trasversale è invece molto maggiore del limite consigliato, soprattutto nel caso (B) in cui il vento è diretto perpendicolarmente al lato corto dell'edificio. In questo caso è verosimile ammettere che valutazioni più accurate delle frequenze proprie, delle forme modali e degli smorzamenti, rispetto a quelle indicative fornite in Appendice I, non siano sufficienti a ricondurre le accelerazioni entro limiti adeguati.

4.6.8 Mitigazione delle vibrazioni

Al fine di mitigare le accelerazioni alla sommità dell'edificio senza ricorrere a interventi radicali nei riguardi della rigidità del sistema resistente, è ragionevole ipotizzare la presenza di un *Tuned*

Mass Damper (TMD) alla sommità della costruzione. E' altresì ragionevole assumere che un progetto adeguato di questo apparecchio possa dare luogo a un rapporto di smorzamento complessivo dell'edificio anche pari a $\xi_D = \xi_L = 0,03$.

La Tabella 4.6.VIII riassume i valori delle accelerazioni di picco alla sommità dell'edificio ai quali conduce l'incremento di smorzamento sopra ipotizzato, fermo restando che la frequenza dominante di oscillazione è $n_0 = n_D = n_L = 0,25$ Hz.

Tabella 4.6.VIII – Valori di picco dell'accelerazione longitudinale e trasversale alla sommità, avendo installato alla sommità dell'edificio un TMD.

Caso (A)	Caso (B)
$a_{pD} = 0,067 \text{ m/s}^2$	$a_{pD} = 0,047 \text{ m/s}^2$
$a_{pL} = 0,109 \text{ m/s}^2$	$a_{pL} = 0,133 \text{ m/s}^2$

Si noti che l'accelerazione trasversale resta sempre largamente preponderante sull'accelerazione longitudinale. Tuttavia, i valori delle accelerazioni di picco sono drasticamente ridotti.

La Figura 4.6.3 pone a confronto i valori massimi delle accelerazioni riportate in Tabella 4.6.VIII con il limite indicato dall'Eq. (N.1) e dalla Figura N.2.

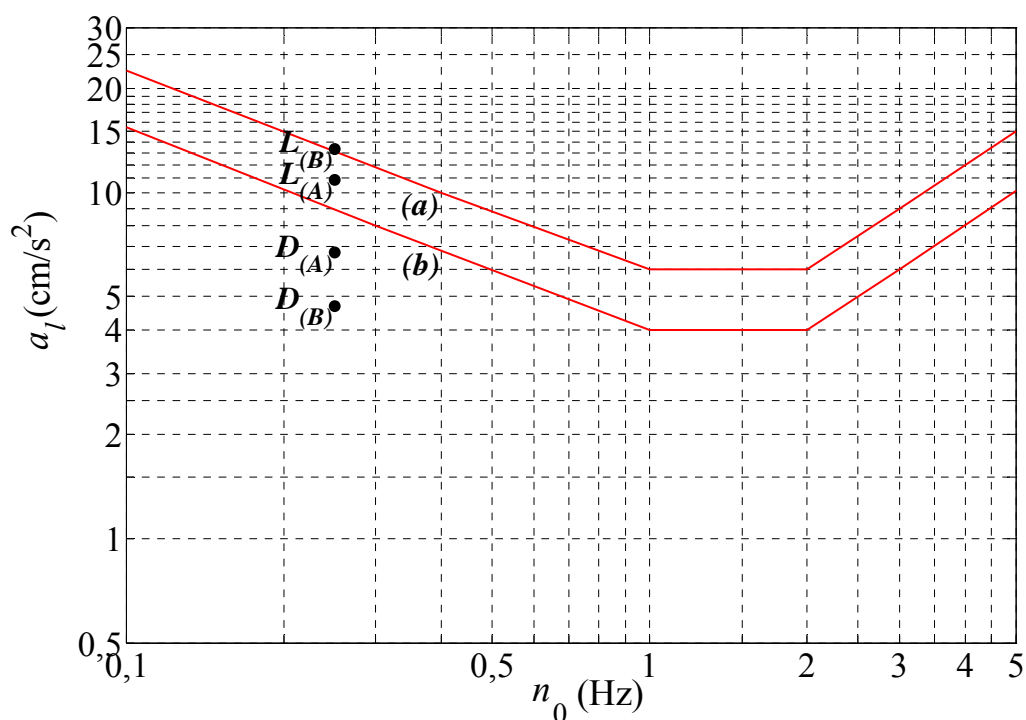


Figura 4.6.3 - Verifica di abitabilità dell'ultimo piano dell'edificio.

La presenza di un TMD capace di realizzare un rapporto di smorzamento del 3% è sufficiente a garantire che la verifica di abitabilità sia soddisfatta quanto meno per una destinazione degli ultimi piani ad uffici. E' verosimile ammettere che un incremento dell'efficienza del TMD possa garantire altresì una destinazione degli ultimi piani ad appartamenti di civile abitazione.

4.7 GASOMETRO

La struttura esaminata nel presente paragrafo è un gasometro a secco da 50.000 m³ (Figura 4.7.1).

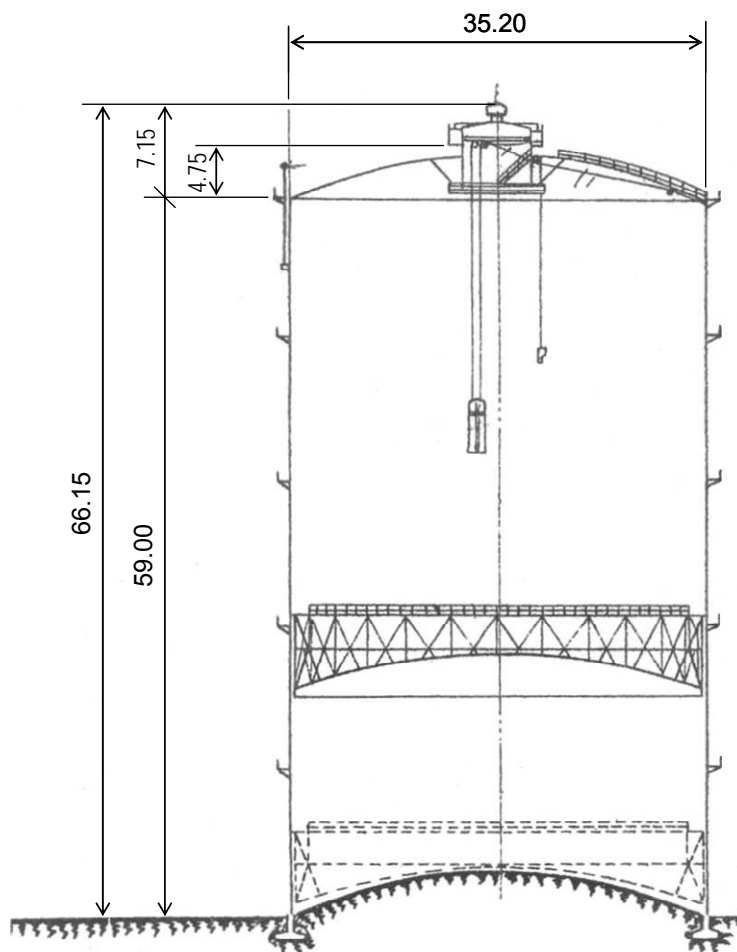


Figura 4.7.1 - Gasometro da 50.000 m³.

Il gasometro ha un diametro 35,2 m; l'altezza del mantello è 59 m; l'altezza massima della cupola è 63,75; l'altezza complessiva, raggiunta dal cupolino di sommità, è 66,15 m. E' realizzato in carpenteria di acciaio al carbonio assemblata mediante giunzioni chiodate. La struttura resistente è formata da 22 montanti costituiti da profili HEA140, chiodati alle lamiere tramite una delle piattabande e vincolati alla fondazione mediante tirafondi. I montanti sono collegati a interesse di circa 12 m da 5 anelli di irrigidimento che formano le passerelle di ispezione; fra due successive passerelle sono disposti 7 anelli secondari d'irrigidimento, realizzati con profili a C di altezza 110 mm. Il contenimento è assicurato mediante lamiera calandrata, con spessore di 5 mm, chiodata alle membrature. La lamiera realizza inoltre la funzione di controvento per la struttura principale. L'ordine superiore di lamiera presenta aperture rettangolari, usate per la ventilazione del volume del gasometro sovrastante il pistone interno.

La copertura è realizzata mediante un graticcio di travi radiali e circonferenziali realizzate con profili a C di 140 mm di altezza, e lamiera dello spessore di 3 mm. Alla sommità della copertura si trova un cupolino con finestre laterali per l'aerazione e l'illuminazione del volume interno.

Il pistone è realizzato mediante carpenteria metallica. Il guscio ha uno schema statico analogo a quello impiegato per la copertura; la circonferenza del pistone è irrigidita mediante una travatura reticolare che sostiene i dispositivi di guida e di tenuta.

L'analisi è svolta applicando le Appendici G, I, O.

Le azioni aerodinamiche di picco sono valutate mediante il paragrafo 3.3. Più precisamente, usando le prescrizioni riportate al paragrafo 3.3.1, la pressione del vento sulle facce esterne ed interne delle superfici della costruzione è fornita dall'Eq. (3.11), dove q_p è la pressione cinetica di picco, c_{pe} e c_{pi} sono i coefficienti di pressione esterna ed interna, \bar{z}_e e \bar{z}_i sono le altezze relative di riferimento. I coefficienti aerodinamici sono valutati applicando l'Appendice G.

Le azioni dinamiche del vento sono valutate mediante il paragrafo 3.4. Più precisamente, usando le prescrizioni riportate al paragrafo 3.4.1, le azioni statiche equivalenti sono espresse dall'Eq. (3.17), dove c_d è il coefficiente dinamico. I parametri dinamici della struttura sono valutati mediante modelli a elementi finiti e usando i criteri forniti in Appendice I. Il possibile accadimento di fenomeni dinamici dovuti al distacco dei vortici e all'ovalizzazione è inoltre studiata mediante l'Appendice O.

Il paragrafo 4.7.1 riporta l'analisi della pressione esterna sul mantello. Il paragrafo 4.7.2 riporta la valutazione della pressione esterna sulla cupola. Il paragrafo 4.7.3 riporta la valutazione della pressione interna. Il paragrafo 4.7.4 stima i parametri dinamici della struttura. Il paragrafo 4.7.5 riporta la valutazione del coefficiente dinamico e delle azioni statiche equivalenti. I paragrafi 4.7.6 e 4.7.7 analizzano, rispettivamente, i fenomeni dinamici associati al distacco dei vortici e all'ovalizzazione del mantello.

4.7.1 Pressione esterna sul mantello

Sia $h = 59$ m l'altezza del mantello; $b = 35,2$ m è il diametro del mantello. Applicando il criterio illustrato nel paragrafo G.3.2.1, l'altezza di riferimento per la pressione esterna sul mantello è $\bar{z}_e = b = 35,2$ m per tutti i punti posti ad altezza $z \leq b$; pertanto, in questa zona, $q_p(\bar{z}_e) = q_p(b) = 1.374$ N/m². Per $z > b$, l'altezza di riferimento è l'altezza corrente, quindi $\bar{z}_e = z$; in particolare, per $z = h$, $q_p(\bar{z}_e) = q_p(h) = 1.555$ N/m².

La pressione esterna sulle pareti laterali è valutata applicando le prescrizioni fornite al paragrafo G.3.2.2. Sulla scorta dell'Eq. G.1, il coefficiente di pressione esterna c_{pe} è dato dal prodotto del coefficiente di pressione esterna c_{peo} , riferito a un cilindro circolare di lunghezza ideale infinita, per un coefficiente $\psi_{\lambda\alpha}$ che tiene conto della lunghezza finita del cilindro.

Il coefficiente c_{peo} dipende dal numero di Reynolds Re e dalla scabrezza della superficie del cilindro k . Applicando le prescrizioni fornite dal paragrafo 3.3.7, il numero di Reynolds Re è fornito dall'Eq. (3.16), dove $b = 35,2$ m; la velocità media del vento è valutata, per semplicità, alla quota $z = h$, quindi $v_m(h) = 34,45$ m/s; $\nu = 15 \cdot 10^{-6}$ m²/s. Pertanto, $Re = 80,8 \cdot 10^6$. Tenendo conto delle costole verticali esistenti lungo il mantello, si pone $k = 0,16$ m; quindi $k/b = 4,55 \cdot 10^{-3}$. Infine, in assenza di dati più probanti e di valutazioni più accurate, si applicano i parametri forniti dalla Tabella G.VIII per $Re = 10^7$ e $k/b = 0,5 \cdot 10^{-3}$: $c_{pm} = -1,5$, $c_{pb} = -0,8$, $\alpha_m = 75^\circ$, $\alpha_b = 105^\circ$. Il coefficiente di pressione esterna c_{peo} è quindi fornito dalla relazione (Eq. G.2):

$$c_{peo}(\alpha_p) = 1 - 2,5 \cdot \sin^2\left(\frac{\pi \cdot \alpha_p}{150}\right) \quad \text{per } 0 \leq \alpha_p \leq 75^\circ$$

$$c_{peo}(\alpha_p) = -0,8 - 0,7 \cdot \cos^2\left(\frac{\pi \cdot \alpha_p - 75}{30}\right) \quad \text{per } 75^\circ \leq \alpha_p \leq 105^\circ$$

$$c_{peo}(\alpha_p) = -0,8 \quad \text{per } 105^\circ \leq \alpha_p \leq 180^\circ$$

dove α_p è espresso in gradi ($^\circ$).

Applicando l'Eq. (G.3) con $\psi_\lambda = 2/3$, il coefficiente $\psi_{\lambda\alpha}$ è fornito dalla relazione:

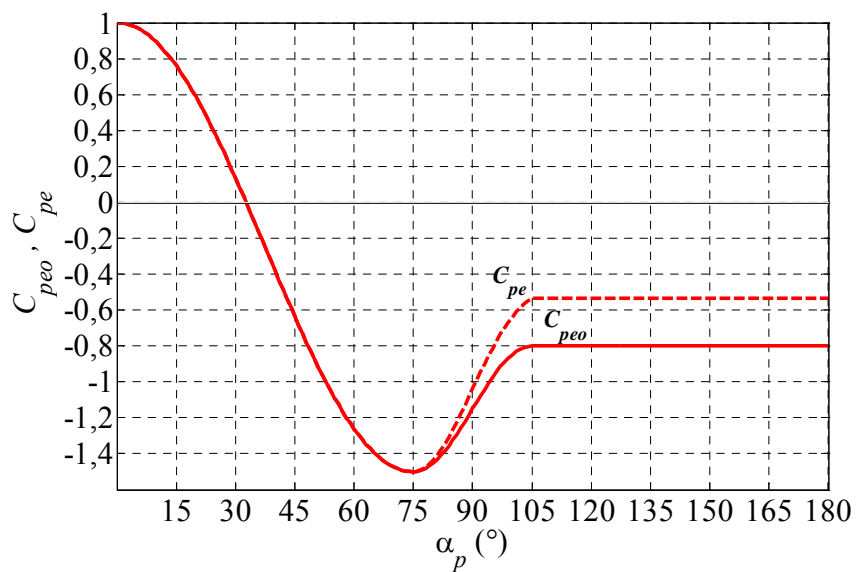
$$\psi_{\lambda\alpha} = 1 \quad \text{per } 0^\circ \leq \alpha_p \leq 75^\circ$$

$$\psi_{\lambda\alpha} = \frac{2}{3} + \frac{1}{3} \cdot \cos \left[\frac{\pi}{2} \cdot \left(\frac{\alpha_p - 75}{30} \right) \right] \quad \text{per } 75^\circ \leq \alpha_p \leq 105^\circ$$

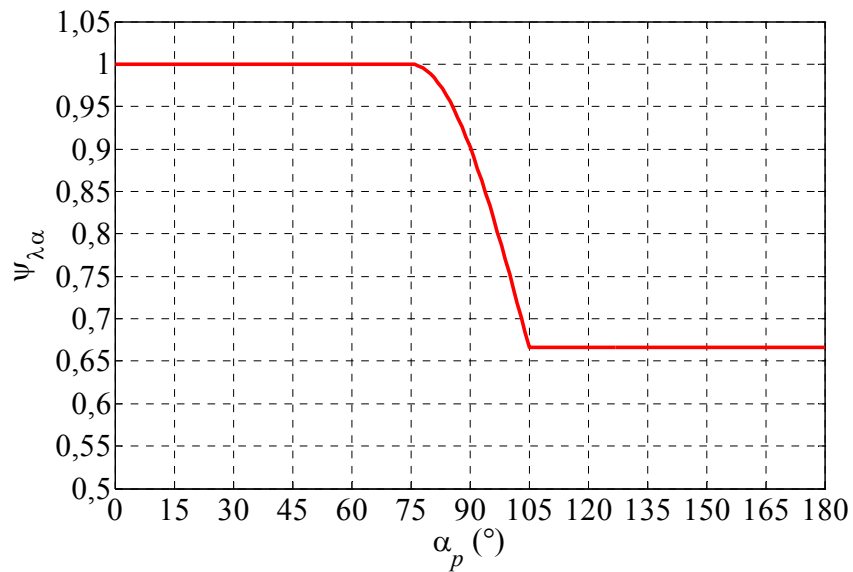
$$\psi_{\lambda\alpha} = \frac{2}{3} \quad \text{per } 105^\circ \leq \alpha_p \leq 180^\circ$$

dove α_p è espresso in gradi ($^\circ$).

La Figura 4.7.2 mostra i diagrammi di c_{peo} , $\psi_{\lambda\alpha}$ e c_{pe} in funzione dell'angolo α_p .



(a)



(b)

Figura 4.7.2 - Diagrammi di: (a) $\psi_{\lambda\alpha}$; (b) c_{peo} e c_{pe} .

4.7.2 Pressione esterna sulla cupola

Sia $f = 4,75$ m l'altezza della cupola rispetto alla sommità del mantello. Usando il criterio illustrato nel paragrafo G.3.3, l'altezza di riferimento per la pressione esterna sulla cupola è $\bar{z}_e = h + f/2 = 61,375$ m (Figura G.18); pertanto, $q_p(\bar{z}_e) = 1.570$ N/m².

I coefficienti di pressione esterna sulla cupola sono valutati mediante il criterio illustrato dalle Figure G.18 e G.19, avendo posto $h/d = 59/35,2 = 1,68$ e $f/d = 4,75/35,2 = 0,135$. La Tabella 4.8.I riporta i valori dei coefficienti di pressione e della pressione nelle tre posizioni di riferimento indicate, in Figura G.18, con le sigle A, B, C.

Tabella 4.7.I - Coefficienti di pressione esterna e pressione esterna.

Posizione	c_{pe}	p_e (N/m ²)
A	-1,65	-2.590
B	-0,9	-1.413
C	-0,5	-785

4.7.3 Pressione interna

La pressione interna è valutata applicando il criterio fornito al paragrafo G.4.4.

Ammettendo la presenza di aperture alla sommità del mantello e nel cupolino, si assume un'altezza di riferimento della pressione interna $\bar{z}_e = h + f = 63,75$ m; quindi, $q_p(\bar{z}_e) = 1.583$ N/m².

Il coefficiente di pressione interna assume i valori $c_{pi} = -0,4$ e $c_{pi} = 0$, in funzione della condizione di carico più gravosa. Corrispondentemente risulta $p_i = -633$ N/m² e $p_i = 0$.

4.7.4 Parametri dinamici

I parametri dinamici del gasometro sono valutati mediante una modellazione a elementi finiti e applicando i criteri forniti dall'Appendice I.

La Figura 4.7.3 mostra un modello a elementi finiti che ignora, per semplicità di schematizzazione, la presenza del pistone interno. Ciò equivale, in prima approssimazione, a supporre il pistone posto alla base.

La Figura 4.7.4 illustra i primi modi di vibrazione della struttura. In virtù della doppia simmetria, i modi di vibrazione si presentano in coppie. I primi 2 modi, con frequenza propria $n_1 = n_2 = 4,70$ Hz, rappresentano una flessione trasversale complessiva (Figura 4.7.4a). Le coppie dei modi 3 e 4 ($n_3 = n_4 = 5,28$ Hz, Figura 4.7.4b), 5 e 6 ($n_5 = n_6 = 6,29$ Hz, Figura 4.7.4c), e 7 e 8 ($n_7 = n_8 = 6,70$ Hz, Figura 4.7.4d) rappresentano ovalizzazioni con deformate a 3, 4 e 2 lobi, rispettivamente.

In assenza di dati più accurati, il rapporto di smorzamento strutturale relativo al critico è posto pari al valore minimo fra quelli forniti per le ciminiere metalliche (paragrafo I.6.2), quindi $\xi_s = 0,002$. Tale valore è applicato a tutti i modi di vibrazione.

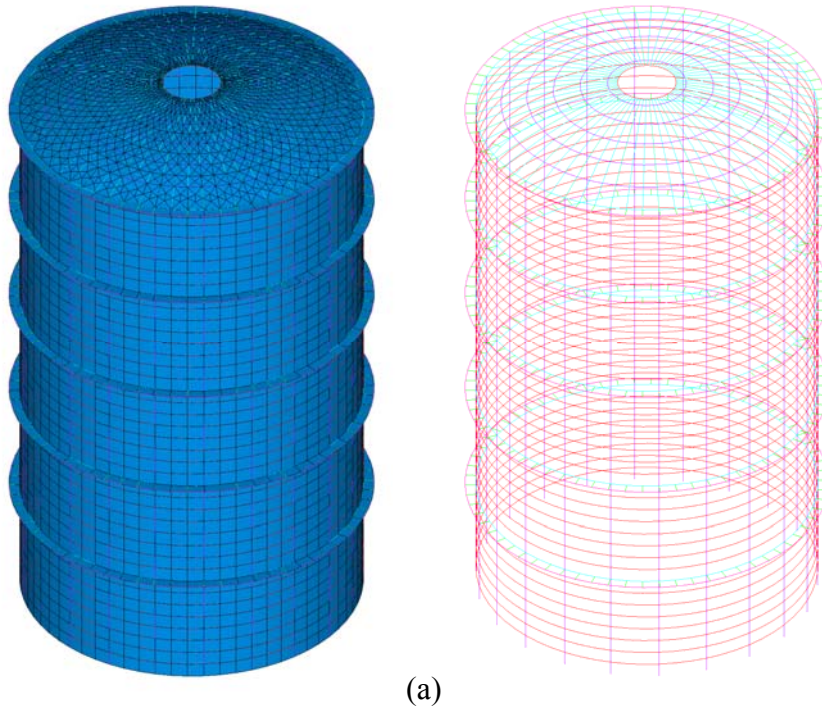


Figura 4.7.3 - Modello a elementi finiti: elementi bidimensionali (a) e monodimensionali (b).

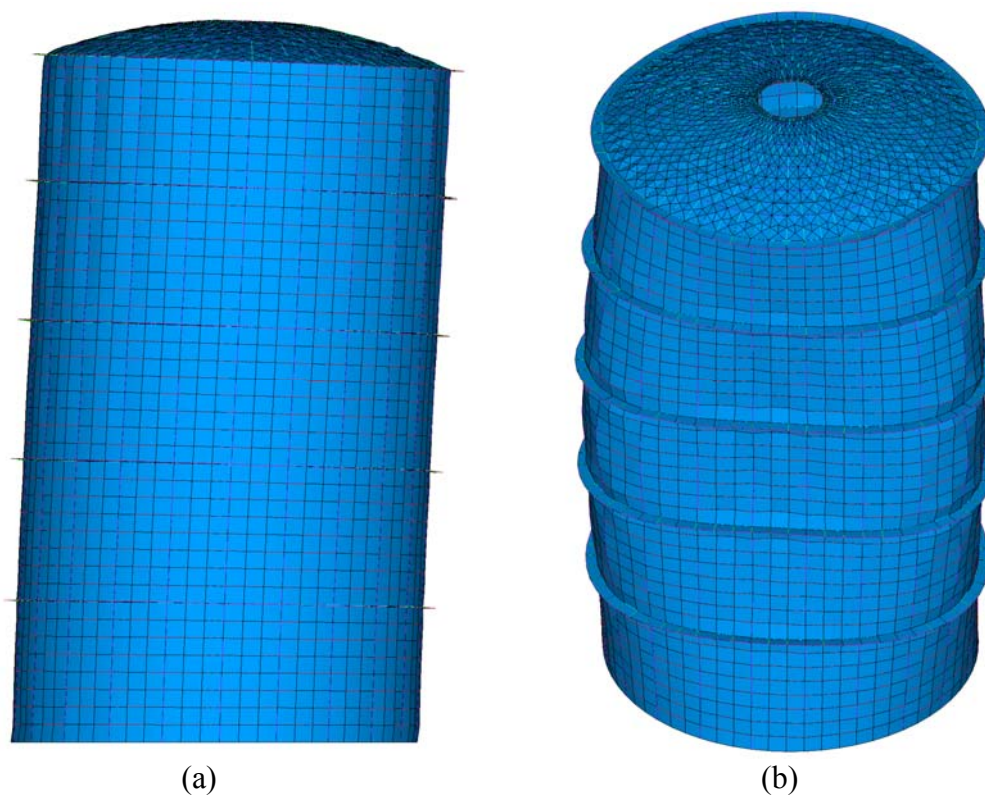


Figura 4.7.4 - Primi modi di vibrazione: (a) modi 1 e 2 ($n_1 = n_2 = 4,70$ Hz);
(b) modi 3 e 4 ($n_3 = n_4 = 5,28$ Hz).

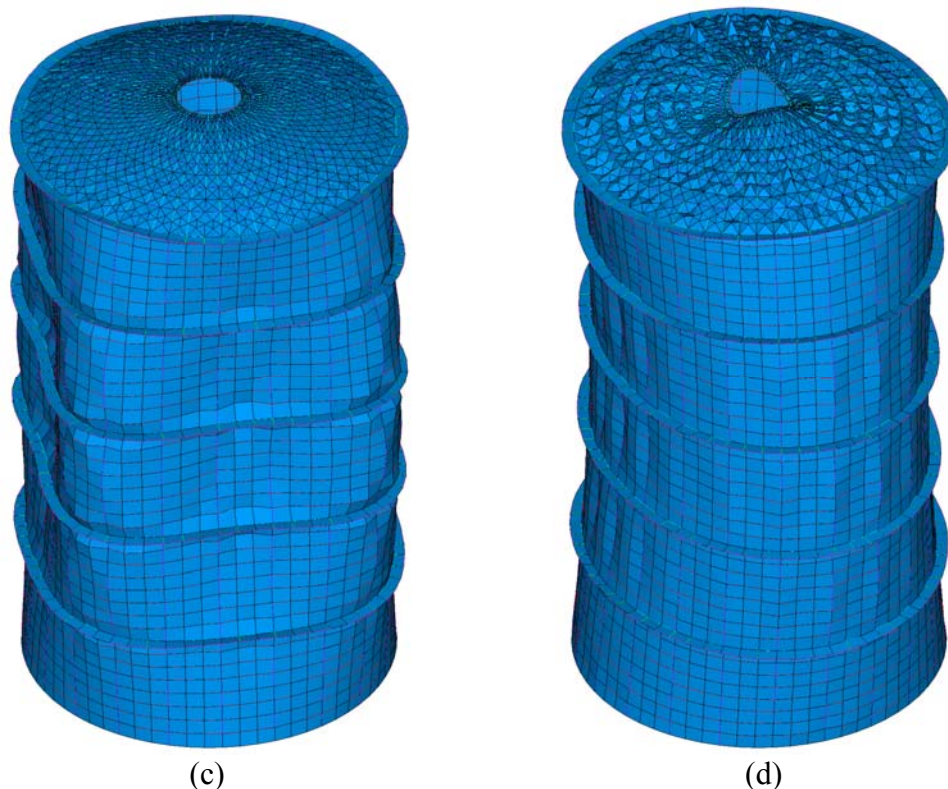


Figura 4.7.4 (prosecuzione) - Primi modi di vibrazione: (c) modi 5 e 6 ($n_5 = n_6 = 6,29$ Hz); (d) modi 7 e 8 ($n_7 = n_8 = 6,70$ Hz).

4.7.5 Coefficiente dinamico e azioni statiche equivalenti

Il gasometro ha frequenza fondamentale $n_1 = 4,70$ Hz > 2 Hz; la larghezza è $b = 35,2$ m > 25 m; l'altezza totale è $63,75$ m < 75 m. Quindi, in mancanza di valutazioni più accurate, il paragrafo 3.4.1 consente di attribuire al coefficiente dinamico il valore $c_d = 1$. Pertanto, grazie all'Eq. (3.17), le azioni statiche equivalenti coincidono con le azioni aerodinamiche di picco.

4.7.6 Distacco dei vortici

E' necessario valutare la risposta dinamica della struttura al distacco dei vortici, qualora sia possibile che si attui una velocità media del vento tale da indurre una frequenza di distacco dei vortici risonante con la frequenza propria di un modo di vibrazione trasversale.

Applicando i criteri forniti al paragrafo O.1, la prima velocità critica dovuta al distacco risonante dei vortici con un modo di vibrazione trasversale è fornita dall'Eq. (O.2), dove $n_{L,1} = n_1 = n_2 = 4,70$ Hz, $b = 35,2$ m è il diametro, St è il numero di Strouhal. In prima approssimazione (paragrafo O.2), $St = 0,2$. Pertanto, $v_{cr,1} = 827,2$ m/s.

La velocità media del vento alla sommità del mantello, $h = 59$ m, con periodo di ritorno di progetto $T_R = 500$ anni è pari a $v_{m,l} = 34,45 \times 1,207 = 41,58$ m/s. Pertanto, essendo $v_{cr,1} = 827,2$ m/s $> v_{m,l} = 41,58$ m/s, non è richiesta alcuna verifica nei riguardi del distacco risonante dei vortici, Eq. (O.3).

4.7.7 Ovalizzazione

Il mantello del gasometro è potenzialmente suscettibile a fenomeni di ovalizzazione di natura statica ovvero dinamica (paragrafo O.10).

Il fenomeno dell'ovalizzazione statica può nascere a causa della distribuzione delle pressioni radiali che si sviluppano sulla faccia esterna (paragrafo 4.7.2) e sulla faccia interna (paragrafo 4.7.3) del guscio metallico. E' quindi necessario eseguire una valutazione accurata delle tensioni prodotte da tali pressioni, e condurre opportune verifiche locali e globali del guscio.

Il fenomeno dell'ovalizzazione dinamica è analizzato mediante due criteri distinti (paragrafo O.10).

Applicando il primo criterio, il valore minimo della velocità critica di ovalizzazione (quindi il più pericoloso) è fornito dall'Eq. (O.19) ponendo $n_{O,1} = n_3 = n_4 = 5,28$ Hz (Figura 4.7.4b), $b = 35,2$ m, $\Omega = 4$. Il numero di Strouhal St è una funzione del numero di Reynolds (paragrafo O.2); nel caso in esame $St = 0,22$. Pertanto, $v_{O,1} = 211,2$ m/s.

Applicando il secondo criterio, il valore minimo della velocità critica di ovalizzazione è fornito dall'Eq. (O.20) ponendo $n_{O,1} = 5,28$ Hz, $\rho_s = 7850$ kg/m³, $\rho = 1,25$ kg/m³, $t = 0,005$ m, $b = 35,2$ m, $\xi_{O,1} = 0,002$. Pertanto, $v_{O,1} = 64,26$ m/s.

Il valore minore, da considerare nella successiva verifica, è pari a $v_{O,1} = 64,24$ m/s.

La velocità media del vento alla sommità del mantello, $h = 59$ m, con periodo di ritorno di progetto $T_R = 500$ anni è pari a $v_{m,l} = 41,58$ m/s (paragrafo 4.7.5). Pertanto, essendo la velocità critica di ovalizzazione sopra stimata maggiore di tale limite, $v_{O,1} = 64,24$ m/s, la verifica di ovalizzazione dinamica è soddisfatta, Eq. (O.21).

4.8 TETTOIA

La struttura esaminata nel presente paragrafo è una tettoia per uso agricolo, riportata nei quaderni tecnici *Particolari costruttivi di strutture in acciaio*, editi dal CISIA (Centro Italiano Sviluppo Impieghi Acciaio - Milano) (Figure 4.8.1-4.8.3).

La tettoia nasce dall'accoppiamento di due tettoie a doppia falda ed ha una pianta rettangolare di $30 \times 22,28$ m. La linea di colmo è posta alla quota di 7 m. Le linee di gronda sono poste alla quota di 4,7 m. La pendenza di ciascuna falda è pertanto $\alpha = 22,44^\circ$.

Lo schema statico consiste di portali a due cerniere. In senso longitudinale la stabilità è assicurata da controventature di falda e da strutture di controvento di parete.

La copertura è realizzata con lastre di fibrocemento su arcarecci metallici.

Le analisi sono basate sull'impiego dei paragrafi 3.1-3.4 e delle Appendici G, H. Lo studio è svolto, in forma preliminare e semplificata, esaminando le sole azioni aerodinamiche indotte dal vento sulle lastre di copertura poste sopra gli arcarecci.

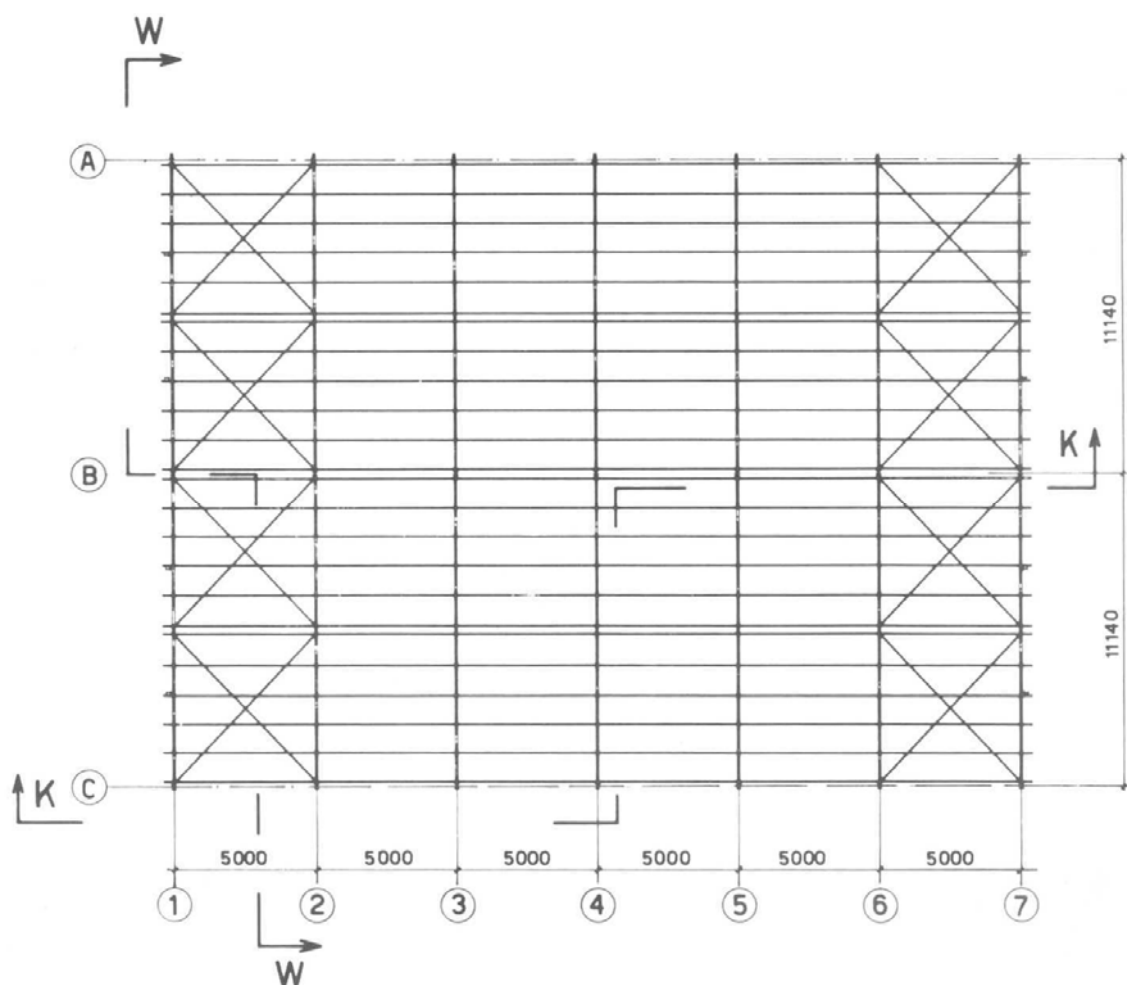


Figura 4.8.1 – Pianta della tettoia.

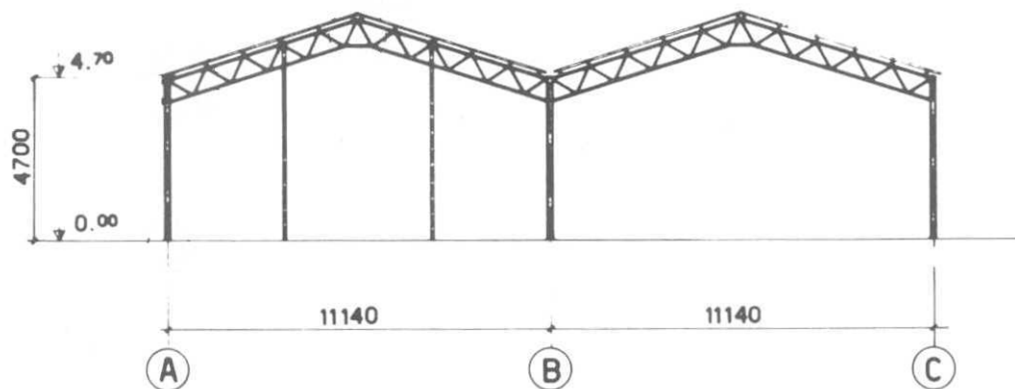


Figura 4.8.2 – Sezione W-W della tettoia.

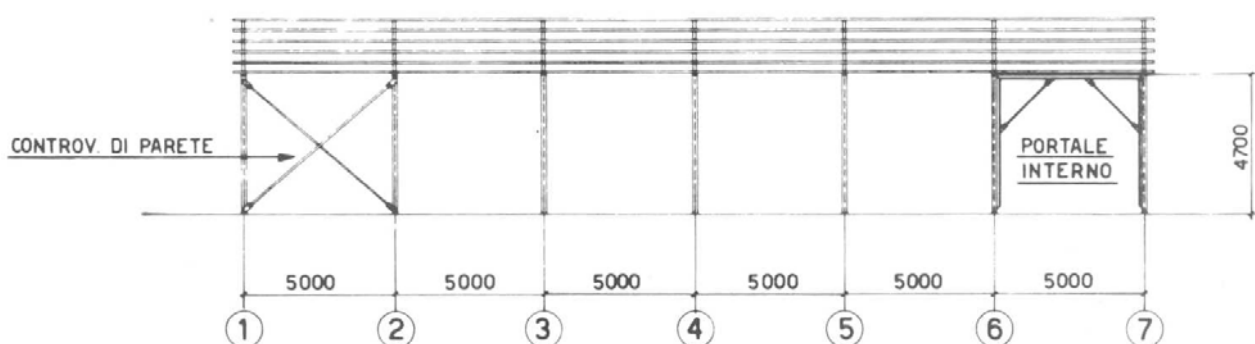


Figura 4.8.3 – Sezione K-K della tettoia.

Le azioni aerodinamiche di picco globali e locali sono valutate mediante il paragrafo 3.3. Usando le prescrizioni riportate al paragrafo 3.3.3, le forze e i momenti globali del vento sulla copertura sono forniti dall'Eq. (3.13), dove q_p è la pressione cinetica di picco, c_{FX}, c_{FY}, c_{FZ} sono i coefficienti di forza secondo tre direzioni ortogonali X, Y, Z , c_{MX}, c_{MY}, c_{MZ} sono i coefficienti di momento intorno alle tre direzioni X, Y, Z , \bar{z} e L sono rispettivamente l'altezza e la lunghezza di riferimento corrispondenti ai coefficienti aerodinamici; i coefficienti aerodinamici e le lunghezze di riferimento sono valutati applicando l'Appendice G. Per quanto riguarda le azioni locali sui singoli elementi della copertura, esse sono valutate usando le prescrizioni fornite al paragrafo 3.3.2; la pressione complessiva è fornita dall'Eq. (3.12), dove q_p è la pressione cinetica di picco, c_{pn} è il coefficiente di pressione complessiva, \bar{z} è l'altezza di riferimento; c_{pn} e \bar{z} sono valutati applicando l'Appendice H.

Le azioni dinamiche del vento sono valutate mediante il paragrafo 3.4. In particolare, usando le prescrizioni riportate al paragrafo 3.4.1, le azioni statiche equivalenti sono espresse dall'Eq. (3.17), dove c_d è il coefficiente dinamico.

Tutte le analisi riportate nel seguito riguardano il caso in cui il vento sia ortogonale alle linee di colmo. Si considerano tanto le azioni associate all'assenza di ostruzioni (grado di bloccaggio $\varphi = 0$), quanto quelle associate alla presenza di un'ostruzione completa posta sul lato sotto vento (grado di bloccaggio $\varphi = 1$).

Il paragrafo 4.8.1 riporta la valutazione delle azioni globali sulla copertura. Il paragrafo 4.8.2 riporta la valutazione della pressione complessiva locale sugli elementi della copertura. Il paragrafo 4.8.3 discute la valutazione del coefficiente dinamico e delle azioni statiche equivalenti.

4.8.1 Azioni globali sulla copertura

Applicando le indicazioni fornite al paragrafo G.6.3, i coefficienti di forza per le tettoie composte da due coppie di falde affiancate (di uguale pendenza) sono gli stessi forniti al paragrafo G.6.2 per le singole tettoie a doppia falda, moltiplicati per i coefficienti riportati nella Tabella G.XIV. Nel caso in esame tali coefficienti sono tutti unitari.

Coerentemente con il paragrafo G.6.2 l'altezza di riferimento è pari all'altezza della linea di gronda, $\bar{z} = h = 4,7$ m; pertanto, $q_p(\bar{z}) = 778$ N/m². L'area di riferimento è pari all'area di ciascuna falda della tettoia; quindi $L^2 = 30 \cdot 11,14/2 = 167,1$ m². I coefficienti di forza c_F sono valutati per mezzo della Tabella G.XIII e della Figura G.28 in corrispondenza di $\alpha = 22,44^\circ$; essi sono riportati nella Tabella 4.8.I in corrispondenza dei valori limite del grado di bloccaggio $\varphi = 0$ e $\varphi = 1$. La forza globale $F = q_p(\bar{z}) \cdot L^2 \cdot c_F$, perpendicolare a ciascuna falda della tettoia, assume i valori riportati nella Tabella 4.8.II. Tale forza è sempre applicata alla distanza $d/4 = 11,14/4 = 2,785$ m dalla linea di gronda di ciascuna falda secondo lo schema mostrato in Figura G.29a.

Tabella 4.8.I - Coefficienti di forza della tettoia.

Bloccaggio φ	c_F (valori positivi)	c_F (valori negativi)
0	0,72	-0,89
1	0,72	-1,40

Tabella 4.8.II - Forze su ciascuna falda della tettoia (kN).

Bloccaggio φ	F (valori positivi)	F (valori negativi)
0	93,6	-115,7
1	93,6	-182,0

4.8.2 Azioni locali sulla copertura

Applicando le indicazioni fornite al paragrafo H.4.3, i coefficienti di pressione complessiva per le tettoie composte da due coppie di falde affiancate (di uguale pendenza) sono gli stessi forniti dal paragrafo H.4.2 per le singole tettoie a doppia falda, moltiplicati per i coefficienti riportati nella Tabella G.XIV. Nel caso in esame tali coefficienti sono tutti unitari.

Coerentemente con il paragrafo H.4.2, $b = 30$ m, $d = 11,14$ m (Figura H.20), $\bar{z} = h = 4,7$ m (Figura H.21); pertanto, $q_p(\bar{z}) = 778$ N/m². Usando il criterio in Figura H.20, la copertura è divisa nelle zone illustrate dalla Figura 4.8.4; a ciascuna di esse corrispondono, in virtù della Tabella H.VIIIa, i coefficienti di pressione complessiva riportati nella Tabella 4.8.III. Infine, applicando l'Eq. (3.12), la pressione complessiva sulla copertura assume i valori nella Tabella 4.8.IV. Per definizione, le pressioni con segno positivo sono dirette verso il basso; le pressioni con segno negativo sono dirette verso l'alto.

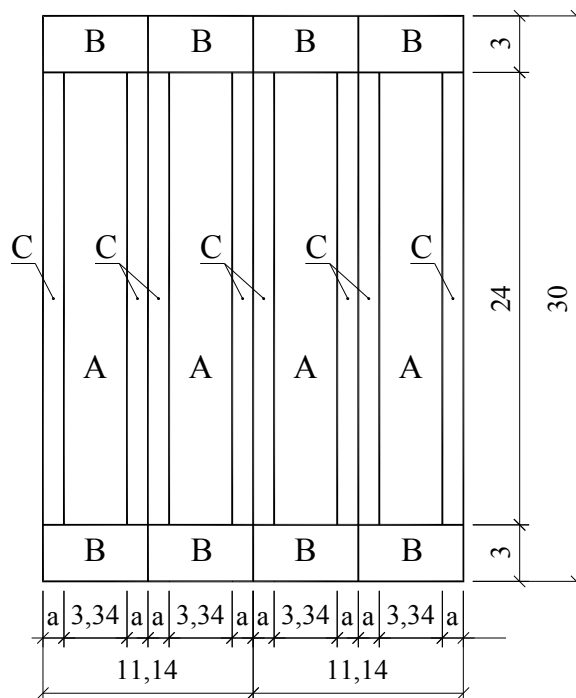


Figura 4.8.4 - Zone della copertura con pressione compressiva uniforme ($a = 1,114$ m).

Tabella 4.8.III - Coefficienti di pressione compressiva sulla copertura.

Zona	c_{pn} (massimo)	c_{pn} (minimo, $\varphi = 0$)	c_{pn} (minimo, $\varphi = 1$)
A	+1,15	-1,30	-1,40
B	+1,90	-1,85	-2,10
C	+1,55	-1,40	-1,55
D	+0,45	-2,00	-2,05

Tabella 4.8.III - Pressione compressiva sulla copertura (N/m^2).

Zona	p_n (massimo)	p_n (minimo, $\varphi = 0$)	p_n (minimo, $\varphi = 1$)
A	+894,7	-1011,4	-1089,2
B	+1478,2	-1439,3	-1633,8
C	+1205,9	-1089,2	-1205,9
D	+350,1	-1556,0	-1594,9

4.8.3 Coefficiente dinamico e azioni statiche equivalenti

Le presenti Istruzioni, come tutto il panorama delle normative internazionali, non forniscono alcuna indicazione sul valore da attribuire al coefficiente dinamico c_d . Trattando in questo caso di azioni aerodinamiche ortogonali alle falde di copertura, la frequenza propria da mettere in conto riguarda le oscillazioni prevalentemente verticali della tettoia. Considerando che le colonne possiedono elevata rigidità assiale, e assumendo che la struttura di copertura possieda elevata rigidità flessionale, in prima approssimazione si può porre $c_d = 1$. Pertanto, in mancanza di valutazioni più accurate, si ammette che le azioni statiche equivalenti coincidano con le azioni aerodinamiche di picco valutate al paragrafo 4.8.1.

4.9 CIMINIERA DI CEMENTO ARMATO

La struttura esaminata nel presente paragrafo è una ciminiera di cemento armato, di forma troncoconica, facente parte di un impianto per la produzione di energia elettrica. La struttura ha un'altezza complessiva di 195 m. Il diametro esterno misura alla base 12,6 m, con uno spessore strutturale pari a 0,35 m; il diametro esterno misura in sommità 8,7 m, con uno spessore strutturale pari a 0,15 m. Si ipotizza che sia il diametro sia lo spessore siano soggetti ad una variazione lineare tra la base e la sommità della ciminiera. La Figura 4.9.1 riporta i profili verticali della massa per unità di lunghezza, m , e del momento d'inerzia flessionale della sezione, J_f . Ai fini del calcolo agli elementi finiti, la ciminiera è suddivisa in 19 elementi prismatici; la Tabella 4.9.I riporta, per ciascun elemento, le quote del nodo inferiore e del nodo superiore, z_i e z_s , e le aree e i momenti d'inerzia flessionale della sezione; gli elementi sono numerati a partire dalla base della ciminiera.

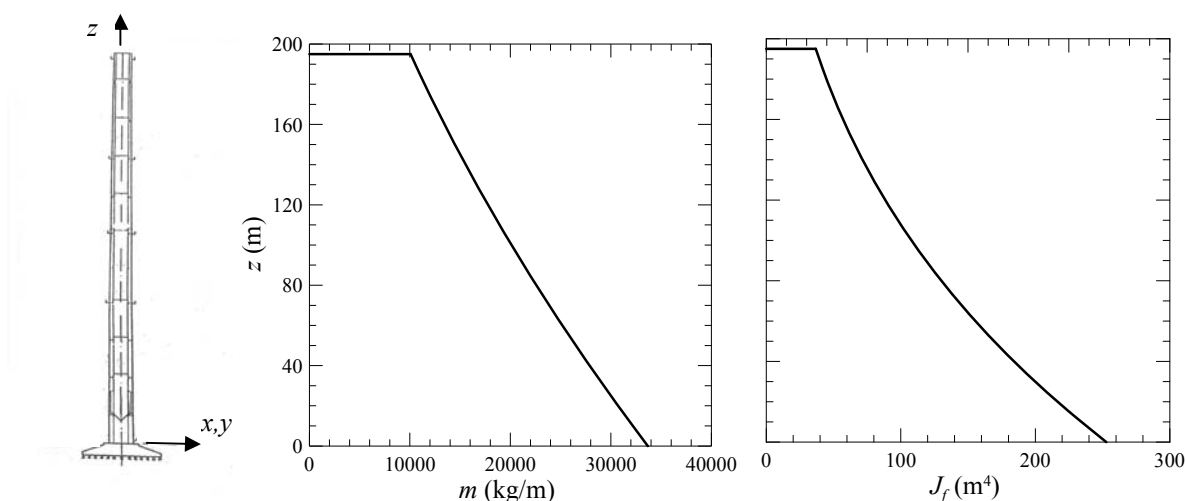


Figura 4.9.1 - Ciminiera in cemento armato.

Tabella 4.9.I – Aree e momenti d'inerzia flessionale della ciminiera in cemento armato.

Elemento	$z_i - z_s$ (m)	Area (m ²)	Inerzia (m ⁴)
1	0-11	13,14	242,48
2	11-22	12,49	222,65
3	22-33	11,86	204,01
4	33-44	11,24	186,53
5	44-55	10,63	170,16
6	55-65	10,07	155,51
7	65-75	9,55	142,43
8	75-85	9,03	130,15
9	85-95	8,53	118,64
10	95-105	8,05	107,87
11	105-115	7,57	97,82
12	115-125	7,11	88,44
13	125-135	6,66	79,71
14	135-145	6,22	71,60
15	145-155	5,79	64,09
16	155-165	5,38	57,13
17	165-175	4,98	50,71
18	175-185	4,59	44,80
19	185-195	4,21	39,37

L'analisi è svolta applicando le Appendici G, I, L, O.

Partendo dalle valutazioni eseguite nel paragrafo 4.2, l'analisi procede secondo due fasi.

Nella prima fase, si determinano le azioni longitudinali del vento. In particolare si valutano le azioni aerodinamiche di picco (paragrafo 4.9.1), i parametri dinamici della struttura (paragrafo 4.9.2), il coefficiente dinamico e la forza statica equivalente longitudinale (paragrafo 4.9.3).

Nella seconda fase, si determinano le azioni relative alle velocità critiche del vento che causano un distacco dei vortici risonante con i modi propri di vibrazione della struttura. In particolare, dapprima si valutano le velocità critiche del vento e i corrispondenti numeri di Scruton (paragrafo 4.9.4). Successivamente si determinano i valori di picco dello spostamento trasversale in sommità, tramite il metodo spettrale (paragrafo 4.9.5) e il metodo armonico (paragrafo 4.9.6); da essi si ricavano le forze statiche equivalenti trasversali (paragrafo 4.9.7).

4.9.1 Azioni aerodinamiche di picco

Applicando le prescrizioni riportate nel paragrafo 3.3.4, le azioni aerodinamiche di picco per unità di lunghezza sono fornite dall'Eq. (3.14), dove q_p è la pressione cinetica di picco all'altezza corrente z della struttura, c_{fX} , c_{fY} e c_{mZ} sono i coefficienti di forza e di momento, l è la dimensione relativa di riferimento.

La pressione cinetica di picco è fornita al paragrafo 4.2.7. In particolare, per $h = 195$ m e $T_R = 50$ anni, $q_p(h) = 2.012$ N/m².

I coefficienti aerodinamici e la dimensione di riferimento sono valutati applicando l'Appendice G. In particolare, per le strutture snelle e gli elementi allungati, il paragrafo G.10.1 assegna $c_{fX} = c_{fXo} \cdot \psi_\lambda$, $c_{fY} = c_{fYo} \cdot \psi_\lambda$, $c_{mZ} = c_{mZo} \cdot \psi_\lambda$, (Eq. G.18), dove c_{fXo} , c_{fYo} , c_{mZo} sono i coefficienti aerodinamici relativi a strutture ed elementi di lunghezza idealmente infinita, ψ_λ è il coefficiente riduttivo di snellezza.

I coefficienti c_{fXo} , c_{fY} , e c_{mZo} e la dimensione caratteristica l per le strutture snelle e gli elementi allungati a sezione circolare sono forniti al paragrafo G.10.6: l è pari al diametro b della sezione corrente della struttura; $c_{fYo} = c_{mZo} = 0$ per la simmetria polare della sezione; c_{fXo} dipende dal numero di Reynolds Re e dalla scabrezza della superficie k . Applicando le prescrizioni al paragrafo 3.3.7, il numero di Reynolds Re alla sommità della struttura è fornito dall'Eq. (3.16), dove $b = 8,7$ m, $v_m(h) = 40,91$ m/s; $\nu = 15 \cdot 10^{-6}$ m²/s. Quindi, $Re = 2,37 \cdot 10^7$. Assumendo che la superficie esterna della ciminiera sia in calcestruzzo liscio, dalla Tabella G.XVII si ottiene $k = 0,2$ mm; quindi, alla sommità della struttura, $k/b = 2,299 \cdot 10^{-5}$. Pertanto, applicando l'Eq. (G.22b), $c_{fXo} = 0,78$. In realtà, tale valore dipende dalla quota z sul terreno; per semplicità, e a favore di sicurezza, si assume che tale parametro sia costante.

Il coefficiente di snellezza ψ_λ è fornito al paragrafo G.10.8 in funzione dalla snellezza effettiva λ . Applicando le indicazioni fornite dalla Tabella G.XIX, $\lambda = 0,7 \cdot L/l$, dove $L = h = 195$ m, $l = b = 8,7$ m (a favore di sicurezza); pertanto, $\lambda = 15,69$. Infine, applicando l'Eq. (G.23b), $\psi_\lambda = 0,75$.

Il coefficiente di forza nella direzione del vento vale quindi $c_{fX} = c_{fXo} \cdot \psi_\lambda = 0,78 \cdot 0,75 = 0,58$.

La forza aerodinamica di picco per unità di lunghezza nella direzione del vento è il prodotto della pressione cinetica di picco (paragrafo 4.2.7), per il diametro b della sezione corrente della ciminiera (Figura 4.9.1), per il coefficiente di forza c_{fX} . Conseguentemente:

$$f_x(z) = 778,21 \cdot (12,6 - 0,02 \cdot z) \cdot 0,58 \quad \text{per } z \leq 5 \text{ m}$$

$$f_x(z) = 18,22 \cdot \ln\left(\frac{z}{0,1}\right) \cdot \left[\ln\left(\frac{z}{0,1}\right) + 7\right] \cdot (12,6 - 0,02 \cdot z) \cdot 0,58 \quad \text{per } z > 5 \text{ m}$$

dove z è espresso in m e f_x è espresso in N/m.

4.9.2 Parametri dinamici

I parametri dinamici della ciminiera sono valutati mediante modelli a elementi finiti e applicando i criteri forniti dall'Appendice I.

In virtù della doppia simmetria, i modi di vibrazione si presentano in coppie. Da un'analisi a elementi finiti, i primi 2 modi, hanno frequenza propria $n_1 = n_2 = 0,26$ Hz. La coppia dei modi 3 e 4 ha frequenza propria $n_3 = n_4 = 1,22$ Hz. La forma dei primi due modi propri è ben approssimata dalla legge $\Phi_1(z) = \Phi_2(z) = (z/h)^\zeta$ (paragrafo I.3.1), dove $h = 195$ m e $\zeta = 1,7$ (Figura 4.9.2a) (la scelta del parametro $\zeta = 1,7$ non è coerente con i suggerimenti forniti dal paragrafo I.3.1, in quanto si basa su valutazioni più accurate eseguite con il metodo degli elementi finiti). La forma dei modi 3 e 4 è ragionevolmente approssimata dalla legge $\Phi_3(z) = \Phi_4(z) = -5,5 \cdot (z/h)^2 + 8 \cdot (z/h)^3 - 1,5 \cdot (z/h)^4$ (paragrafo I.3.3), dove $h = 195$ m (Figura 4.9.2b). La Tabella 4.9.II riporta i valori assunti dai modi propri nei nodi della struttura; i modi sono normalizzati al valore unitario alla sommità della ciminiera.

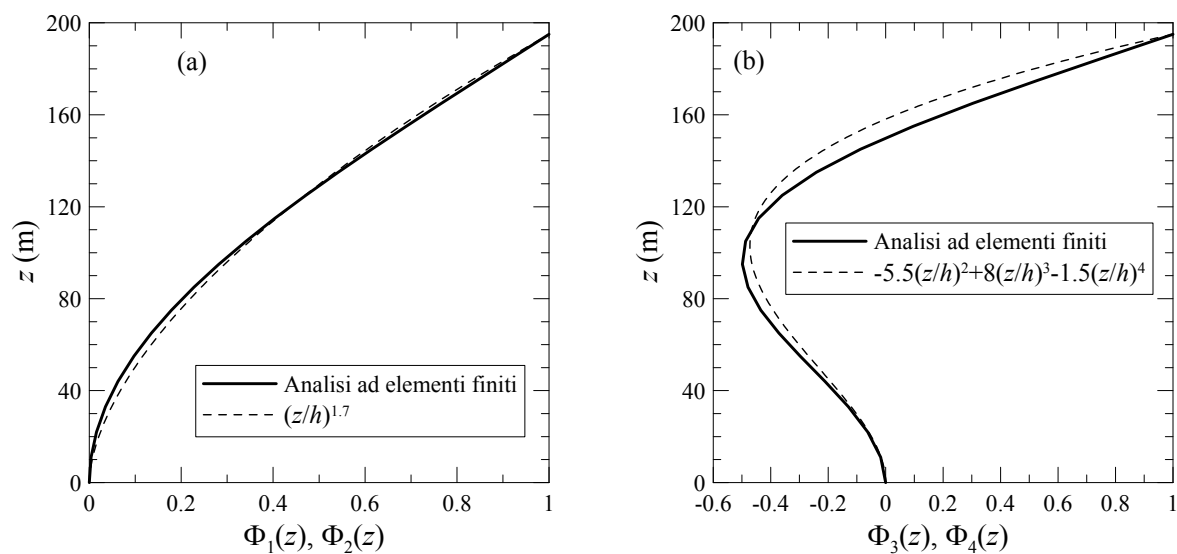


Figura 4.9.2 – Forme modali dei primi quattro modi propri della ciminiera in cemento armato.

Tabella 4.9.II – Modi propri della ciminiera in cemento armato.

z (m)	$\Phi_1(z), \Phi_2(z)$	$\Phi_3(z), \Phi_4(z)$
0	0,0000	0,0000
11	0,0040	-0,0167
22	0,0157	-0,0622
33	0,0353	-0,1297
44	0,0625	-0,2109
55	0,0972	-0,2970
65	0,1351	-0,3714
75	0,1787	-0,4343
85	0,2278	-0,4788
95	0,2820	-0,4982
105	0,3410	-0,4872
115	0,4042	-0,4417
125	0,4713	-0,3597
135	0,5416	-0,2409
145	0,6146	-0,0875
155	0,6897	0,0962
165	0,7662	0,3041
175	0,8437	0,5288
185	0,9218	0,7628
195	1,0000	1,0000

La massa equivalente può essere calcolata direttamente attraverso la sua definizione, Eq. (I.26); approssimando gli integrali con la regola del trapezio, $m_{e,1} = m_{e,2} = 13.577$ kg/m e $m_{e,3} = m_{e,4} = 16.323$ kg/m. Applicando invece il criterio approssimato fornito al paragrafo I.4, la massa equivalente per unità di lunghezza relativa ai primi due modi è pari al valore medio della massa lungo il terzo superiore della ciminiera (media sugli ultimi sette elementi della ciminiera, Figura 4.9.1). Pertanto, $m_{e,1} = m_{e,2} = 13.514$ kg/m. Come si può notare, l'approssimazione è ottima.

Il rapporto di smorzamento relativo al critico è valutato tramite le prescrizioni fornite dal paragrafo I.6. In base all'Eq. (I.28), esso è dato dalla somma di tre contributi di diversa natura.

Applicando la Tabella I.III, il rapporto di smorzamento strutturale relativo al critico per i primi due modi di vibrazione è $\xi_{s,1} = \xi_{s,2} = 0,005$. Si assume lo stesso valore per il rapporto di smorzamento relativo ai due modi superiori, $\xi_{s,3} = \xi_{s,4} = 0,005$.

Il rapporto di smorzamento aerodinamico è essenziale per le oscillazioni longitudinali della struttura, non può essere invece tenuto in conto per quanto riguarda le oscillazioni trasversali causate dal distacco risonante dei vortici. Ammettendo per semplicità che il modo 1 sia longitudinale e il modo 2 sia trasversale, il rapporto di smorzamento ξ_a è fornito dall'Eq. (I.33), dove $c_{fX} = 0,58$, $\rho = 1,25$ kg/m³, $b = 8,7$ m (a favore di sicurezza), $z_e = 0,6 \cdot h = 117$ m (Figura L.2), $v_m(z_e) = 38,15$ m/s (paragrafo 4.2.5), $n_D = 0,26$ Hz, $m_D = 13.514$ kg/m. Pertanto, $\xi_a = 0,0054$.

Si ammette infine che sulla struttura non siano installati apparecchi dissipatori.

Pertanto, il rapporto di smorzamento complessivo è $\xi_1 = 0,005 + 0,0054 = 0,0104$ per la valutazione delle azioni statiche equivalenti longitudinali, $\xi_2 = 0,005$ per la valutazione delle azioni statiche equivalenti trasversali associate al distacco risonante dei vortici.

4.9.3 Coefficiente dinamico e forza statica equivalente longitudinale

Le azioni e gli effetti dinamici esercitati dal vento in direzione longitudinale sono valutati mediante le prescrizioni fornite nel paragrafo 3.4.

Coerentemente con l'Eq. (3.17), la forza statica equivalente per unità di lunghezza nella direzione del vento è il prodotto della forza aerodinamica di picco per unità di lunghezza (paragrafo 4.9.1) per il coefficiente dinamico c_d , nella fattispecie $c_d = c_{dD}$, essendo c_{dD} il coefficiente dinamico longitudinale. In mancanza di valutazioni più accurate esso è valutato applicando i criteri in Appendice L.

Applicando il metodo dettagliato (paragrafo L.2), il coefficiente dinamico c_{dD} è fornito dall'Eq. (L.2). La sua valutazione è svolta mediante la procedura indicata in Tabella L.I. Coerentemente con la Figura L.2, la ciminiera è schematizzata mediante il modello verticale. La Tabella 4.9.III riassume le fasi di calcolo che conducono alla valutazione di c_{dD} .

Tabella 4.9.III - Fasi di calcolo per la determinazione del coefficiente dinamico longitudinale.

Equazione	Parametro
Figura L.2	$h = 195$ m
	$b = 8,7$ m
	$z_e = 117$ m
(3.5)	$v_m(z_e) = 38,15$ m/s
(3.7)	$I_v(z_e) = 0,142$
(3.8)	$L_v(z_e) = 223,39$ m
Analisi e.f.	$n_D = 0,26$ Hz
(I.29)	$\xi_D = 0,0104$
(L.4)	$B^2 = 0,541$
(L.6)	$S_D = 0,096$
(L.9)	$\eta_h = 5,316$
(L.9)	$\eta_b = 0,237$
(L.7)	$R_h = 0,170$
(L.8)	$R_b = 0,859$
(L.5)	$R_D^2 = 1,061$
(L.11)	$v_D = 0,212$ Hz
(L.10)	$g_D = 3,298$
(L.3)	$G_D = 2,182$
(L.2)	$c_{dD} = 1,096$

Si noti che, trascurando la parte aerodinamica dello smorzamento, quindi eseguendo la valutazione del coefficiente dinamico con $\xi_D = 0,005$, si ottiene $c_{dD} = 1,287$.

4.9.4 Velocità critiche (per distacco dei vortici) e numeri di Scruton

Le azioni statiche equivalenti associate al distacco dei vortici in risonanza con la struttura sono valutate applicando i criteri forniti dall'Appendice O. Per questo è necessario determinare, in primo luogo, le velocità critiche, ossia le velocità medie del vento che causano la risonanza, e i relativi numeri di Scruton.

La velocità critica del vento per l' i -esimo modo di vibrazione trasversale, $v_{cr,i}$, è fornita dall'Eq. (O.2), dove $n_{L,i}$ è la frequenza propria dell' i -esimo modo di vibrazione trasversale, b è il diametro, St è il numero di Strouhal. Essa si attua a patto che sia $v_{cr,1} \leq v_{m,l}$, dove $v_{m,l}$ è la velocità media del vento alla sommità della struttura, con periodo di ritorno $T_R = 500$ anni (Eq. O.3); quindi, $v_{m,l} = 49,38$ m/s (paragrafo 4.2.5).

Per quanto riguarda il primo modo trasversale, la frequenza propria è pari a $n_{L,1} = 0,26$ Hz, e la forma modale è massima alla sommità della ciminiera (paragrafo 4.9.2); quindi, l'Eq. (O.2) va applicata all'altezza $z = 195$ m, dove $b = 8,7$ m (paragrafo O.1, Figura O.3). Il numero di Strouhal è funzione del numero di Reynolds, quindi della velocità critica del vento; in linea di principio, la risoluzione dell'Eq. (O.2) richiede pertanto una valutazione iterativa. Si procede nel modo seguente: 1) si pone inizialmente $St = 0,2$, da cui segue $v_{cr,1} = 11,31$ m/s; 2) si determina il numero di Reynolds mediante l'Eq. (3.16), $Re = 6,56 \cdot 10^6$; 3) si valuta il numero di Strouhal St mediante la Tabella O.I e la Figura O.4, $St = 0,22$; 4) si ricava il valore finale della velocità critica $v_{cr,1} = 10,28$ m/s a cui corrisponde $Re = 5,96 \cdot 10^6$ (considerato il livello di convergenza raggiunto, non sono necessarie ulteriori iterazioni). Poiché $v_{cr,1} = 10,28$ m/s < $v_{m,l} = 49,38$ m/s, è necessaria una verifica specifica associata al fenomeno del distacco dei vortici in risonanza con il primo modo di vibrazione.

Per quanto riguarda il secondo modo trasversale, $n_{L,2} = 1,22$ Hz, l'Eq. (O.2) è nuovamente applicata all'altezza $z = 195$ m, dove $b = 8,7$ m e $St = 0,22$. Si ricava la velocità critica $v_{cr,2} = 48,25$ m/s (considerato il livello di convergenza raggiunto, non sono necessarie ulteriori iterazioni). Quindi, essendo $v_{cr,2} = 48,25$ m/s < $v_{m,l} = 49,38$ m/s, anche il secondo modo trasversale richiede una verifica specifica associata al distacco dei vortici in risonanza. I modi di vibrazione superiori (con frequenza maggiore) possono essere esclusi da tale verifica, essendo la velocità critica del secondo modo molto prossima alla velocità limite $v_{m,l}$.

Il numero di Scruton associato al primo modo di vibrazione trasversale, e alla prima velocità critica, è fornito dall'Eq. (O.4), dove $m_{e,1} = 13.514$ kg/m è la massa equivalente per unità di lunghezza (paragrafo 4.9.2), $\xi_1 = 0,005$ è il fattore di smorzamento complessivo, avendo escluso la parte aerodinamica dello smorzamento (paragrafo 4.9.2), $\rho = 1,25$ kg/m³, $b = 8,7$ m; quindi $Sc_1 = 8,97$. Il numero di Scruton associato al secondo modo di vibrazione trasversale, e alla seconda velocità critica, è fornito dall'Eq. (O.4), dove $m_{e,2} = 16.323$ kg/m è la massa equivalente per unità di lunghezza (paragrafo 4.9.2), $\xi_2 = 0,005$ è il fattore di smorzamento complessivo, $\rho = 1,25$ kg/m³, $b = 8,7$ m; quindi $Sc_2 = 10,84$. Se ne deduce che, per la struttura in esame, il distacco dei vortici deve essere analizzato con attenzione.

La valutazione delle forze statiche equivalenti trasversali causate dal distacco critico dei vortici sul primo e sul secondo modo di vibrazione, è svolta mediante il criterio fornito al paragrafo O.4 (paragrafo 4.9.7). Esso richiede la valutazione preliminare del valore di picco dello spostamento trasversale alla sommità della struttura. Tale valutazione è condotta, per il primo modo di vibrazione, usando sia il metodo spettrale (paragrafo 4.9.5) sia il metodo armonico (paragrafo 4.9.6). Per il secondo modo di vibrazione, l'analisi è limitata al solo metodo armonico (paragrafo O.4.1).

4.9.5 Spostamento trasversale di picco - metodo spettrale

La valutazione del valore di picco dello spostamento trasversale $y_{pL,1}$ mediante il metodo spettrale si basa sulle prescrizioni fornite dal paragrafo O.5, in particolare dall'Eq. (O.7), dove g_L è il fattore di picco e σ_L è la deviazione standard dello spostamento trasversale.

Il parametro g_L dipende dal numero di Scruton $Sc_1 = 8,97$ e dal parametro di smorzamento aerodinamico $K_a = K_{a,max} \cdot C_I$ (Eq. O.9). Essendo $Re = 6,56 \cdot 10^6$, $K_{a,max} = 1$ (Tabella O.II, Figura O.8); inoltre, poiché $v_{cr,1} = 10,28 > 10$ m/s (Eq. O.10, Figura O.9), $C_I = 0,7$; quindi $K_a = 0,7$. Pertanto, in virtù dell'Eq. (O.8), $g_L = 2,162$.

Il parametro σ_L è fornito dalle Eqq. (O.11)-(O.13) sulla base di numerose grandezze: $a_L = 0,4$, $Sc_1 = 8,97$, $K_a = 0,7$, quindi $c_1 = -0,0016$; $\rho = 1,25 \text{ kg/m}^3$, $b = 8,7 \text{ m}$, $h = 195 \text{ m}$, $m_{e,1} = 13.514 \text{ kg/m}$, $K_a = 0,7$, $C_c = 0,01$, $St = 0,22$, quindi $c_2 = 3,048 \cdot 10^{-6}$. Pertanto, $\sigma_L/b = 0,028$, $\sigma_L = 0,240 \text{ m}$.

Infine, applicando l'Eq. (O.7), $y_{pL,1} = 2,162 \cdot 0,240 = 0,519 \text{ m}$.

4.9.6 Spostamento trasversale di picco - metodo armonico

La valutazione del valore di picco dello spostamento trasversale $y_{pL,i}$ mediante il metodo armonico si basa sulle prescrizioni fornite dal paragrafo O.6, in particolare dall'Eq. (O.14). Per il caso in esame, il metodo armonico risulta applicabile ai due modi critici individuati.

Relativamente al primo modo di vibrazione trasversale, $St = 0,22$, $Sc_1 = 8,97$, $K = 0,13$ (Tabella O.V). Il coefficiente di forza laterale c_{lat} è fornito dalla Tabella O.VI e dalla Figura O.13 in funzione del numero di Reynolds; essendo $Re = 6,56 \cdot 10^6$, $c_{lat} = 0,2253$.

Il coefficiente K_w dipende dai rapporti L_1/b e $\lambda = h/b = 22,41$, dove L_1 è la lunghezza effettiva di correlazione. Esso costituisce l'elemento più critico da valutare e comporta, in linea di principio, l'applicazione del metodo iterativo descritto nel paragrafo O.6. Si procede come segue.

Si parte assegnando $L_1/b = 6$, assumendo che sia $y_{pL,1}/b < 0,1$. Quindi si determina $K_w = 0,6$ (Tabella O.V) e, conseguentemente, $y_{pL,1}/b = 0,0405$, Eq. (O.14). Poiché tale valore rispetta la scelta iniziale, $y_{pL,1}/b < 0,1$, non è necessario iterare l'analisi.

Pertanto, $y_{pL,1} = 0,352 \text{ m}$. Come atteso, tale valore risulta minore di quello fornito dal metodo spettrale (paragrafo 4.9.5).

Relativamente al secondo modo di vibrazione trasversale, $St = 0,22$, $Sc_2 = 10,84$; il valore del fattore di forma modale K è ricavato dall'Eq. (O.15), utilizzando la Figura O.11 e approssimando gli integrali con la regola del trapezio: $K = 0,166$. Il coefficiente di forma laterale c_{lat} è fornito dalla Tabella O.VI e dalla Figura O.13 in funzione del numero di Reynolds; essendo $Re = 2,80 \cdot 10^7$ risulta $c_{lat} = 0,3$.

Per la valutazione del coefficiente K_w , si parte assegnando $L_1/b = L_2/b = 6$, compatibilmente con la posizione del nodo della forma modale (Fig. 4.9.2b); si assume inoltre che sia $y_{pL,2}/b < 0,1$. Quindi si applica l'Eq. (O.16) approssimando gli integrali con la regola del trapezio e si determina $K_w = 0,6$ (Eq. O.16). Conseguentemente, $y_{pL,2}/b = 0,0570$, Eq. (O.14). Poiché tale valore rispetta la scelta ipotizzata, $y_{pL,2}/b < 0,1$, non è necessario iterare l'analisi.

Pertanto, $y_{pL,2} = 0,4955 \text{ m}$.

4.9.7 Forza statica equivalente trasversale

La forza statica equivalente trasversale associata al distacco risonante dei vortici sul primo modo di vibrazione trasversale, $F_{L,1}$, è data dall'Eq. (O.5), dove m è la massa per unità di lunghezza fornita dalla Figura 4.9.1, $n_{L,1} = 0,26 \text{ Hz}$, $\Phi_{L,1} = (z/h)^{1,7}$. Applicando a favore di sicurezza il metodo spettrale (paragrafo 4.9.5), $y_{pL,1} = 0,519 \text{ m}$.

Il coefficiente $C_{TR,1}$ dipende dalla velocità critica $v_{cr,1} = 10,28 \text{ m/s}$, dalla velocità media in sommità (con $T_R=50$ anni), $v_{m,0} = 40,9 \text{ m/s}$ (paragrafo 4.2.5), e dalla velocità media in sommità (con $T_R = 500$ anni), $v_{m,l} = 49,38 \text{ m/s}$. Quindi, applicando l'Eq. (O.6), $C_{TR,1} = 1$.

Pertanto, la forza statica equivalente trasversale associata al distacco risonante dei vortici sul primo modo di vibrazione è fornita dalla relazione:

$$F_{L,1}(z) = 1,385 \cdot m(z) \cdot \left(\frac{z}{195} \right)^{1,7}$$

dove z è espresso in m, m in kg/m e $F_{L,1}$ in N/m.

La forza statica equivalente trasversale associata al distacco risonante dei vortici sul secondo modo di vibrazione trasversale, $F_{L,2}$, è data dall'Eq. (O.5), dove m è la massa per unità di lunghezza fornita dalla Figura 4.9.1, $n_{L,2} = 1,22$ Hz, $\Phi_{L,2} \cong -5,5 \cdot (z/h)^2 + 8 \cdot (z/h)^3 - 1,5 \cdot (z/h)^4$. Applicando il metodo armonico (paragrafo 4.9.6), $y_{pL,2} = 0,4955$ m.

Il coefficiente $C_{TR,2}$ dipende dalla velocità critica $v_{cr,2} = 48,25$ m/s, dalla velocità media in sommità (con $T_R=50$ anni), $v_{m,0} = 40,9$ m/s (paragrafo 4.2.5), e dalla velocità media in sommità (con $T_R = 500$ anni), $v_{m,l} = 49,38$ m/s. Quindi, applicando l'Eq. (O.6), $C_{TR,2} = 0,133$.

Pertanto, la forza statica equivalente trasversale associata al distacco risonante dei vortici sul secondo modo di vibrazione è fornita dalla relazione:

$$F_{L,2}(z) = 3,872 \cdot m(z) \cdot \left[-5,5 \cdot \left(\frac{z}{195} \right)^2 + 8 \cdot \left(\frac{z}{195} \right)^3 - 1,5 \cdot \left(\frac{z}{195} \right)^4 \right]$$

dove z è espresso in m, m in kg/m e $F_{L,2}$ in N/m.

4.10 CIMINIERA METALLICA

La struttura esaminata nel presente paragrafo è un ciminiera metallica della classica forma a imbuto rovesciato. La struttura ha un'altezza complessiva di 100 m. La parte tronco-conica alla base è alta 34 m; i diametri esterni alla base e alla sommità della parte tronco-conica misurano rispettivamente 7 e 3,8 m. La canna cilindrica che sormonta la porzione tronco-conica è lunga 66 m e ha diametro esterno costante di 3,8 m. La struttura è integralmente saldata ed è priva di rivestimenti sia interni sia esterni. La Figura 4.10.1 riporta i profili verticali della massa per unità di lunghezza, m , e del momento d'inerzia flessionale dell'area della sezione, J_f . La Tabella 4.10.I riporta gli spessori s delle lamiere metalliche nei diversi tronchi, fra le quote z_i e z_s , che compongono la ciminiera.

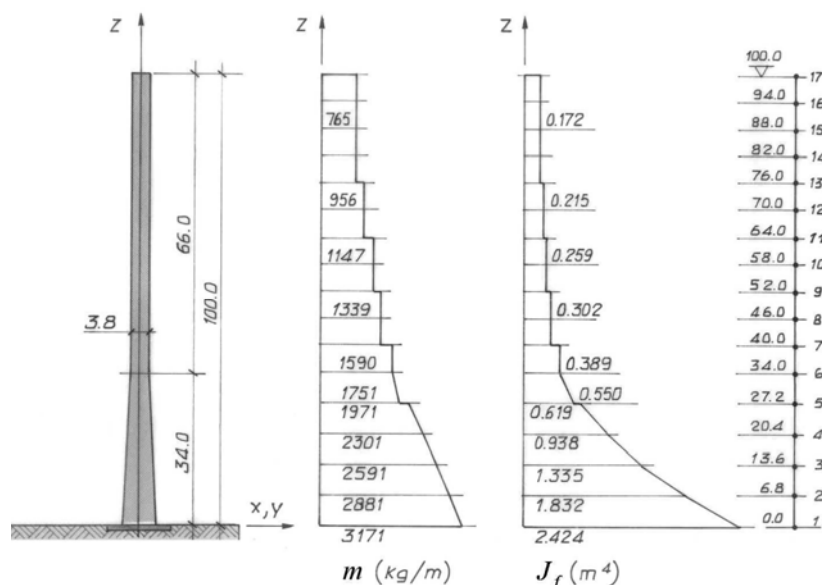


Figura 4.10.1 - Ciminiera metallica.

Tabella 4.10.I - Spessori delle lamiere della ciminiera metallica.

Tronco	z_i (m)	z_s (m)	s (mm)
1	0,0	27,2	18
2	27,2	40,0	16
3	40,0	52,0	14
4	52,0	64,0	12
5	64,0	76,0	10
6	76,0	100,0	8

L'analisi è svolta applicando le Appendici G, I, L, O.

Partendo dalle valutazioni eseguite nel paragrafo 4.2, l'analisi procede secondo due fasi.

Nella prima fase, si determinano le azioni longitudinali del vento. In particolare si valutano le azioni aerodinamiche di picco (paragrafo 4.10.1), i parametri dinamici della struttura (paragrafo 4.10.2), il coefficiente dinamico e la forza statica equivalente longitudinale (paragrafo 4.10.3).

Nella seconda fase, si determinano le azioni relative alle velocità critiche del vento che causano un distacco dei vortici risonante con i modi propri di vibrazione della struttura. In particolare, dapprima si valutano le velocità critiche del vento e i corrispondenti numeri di Scruton (paragrafo 4.10.4). Successivamente si determinano i valori di picco dello spostamento trasversale in sommità, tramite il metodo spettrale (paragrafo 4.10.5) e il metodo armonico (paragrafo 4.10.6); da essi si ricavano le forze statiche equivalenti trasversali (paragrafo 4.10.7). Il paragrafo 4.10.8 valuta il numero dei cicli

di carico nella prospettiva di analisi a fatica. Il paragrafo 4.10.9 analizza una possibile strategia di mitigazione delle vibrazioni. Il paragrafo 4.10.10 analizza l'ovalizzazione del guscio della ciminiera.

4.10.1 Azioni aerodinamiche di picco

Applicando le prescrizioni riportate nel paragrafo 3.3.4, le azioni aerodinamiche di picco per unità di lunghezza rispetto alla linea d'asse sono fornite dall'Eq. (3.14), dove q_p è la pressione cinetica di picco all'altezza corrente z della struttura, c_{fX} , c_{fY} e c_{mZ} sono i coefficienti aerodinamici di forza e di momento, l è la dimensione relativa di riferimento.

La pressione cinetica di picco è fornita al paragrafo 4.2.7. In particolare, per $h = 100$ m e $T_R = 50$ anni, $q_p(h) = 1.750$ N/m².

I coefficienti aerodinamici e la dimensione di riferimento sono valutati applicando l'Appendice G. In particolare, per le strutture snelle e gli elementi allungati, il paragrafo G.10.1 assegna $c_{fX} = c_{fXo}\psi_\lambda$, $c_{fY} = c_{fYo}\psi_\lambda$, $c_{mZ} = c_{mZo}\psi_\lambda$, (Eq. G.18), dove c_{fXo} , c_{fYo} , c_{mZo} sono i coefficienti aerodinamici relativi a strutture ed elementi di lunghezza idealmente infinita, ψ_λ è il coefficiente di snellezza.

I coefficienti c_{fXo} , c_{fYo} e c_{mZo} e la dimensione caratteristica l per le strutture snelle e gli elementi allungati a sezione circolare sono forniti al paragrafo G.10.6: l è pari al diametro b della sezione corrente della struttura all'altezza z ; $c_{fYo} = c_{mZo} = 0$ per la simmetria polare della sezione; c_{fXo} dipende dal numero di Reynolds Re e dalla scabrezza della superficie k . Applicando le prescrizioni al paragrafo 3.3.7, il numero di Reynolds Re alla sommità della struttura è fornito dall'Eq. (3.16), dove $b = 3,8$ m, $v_m(h) = 37,30$ m/s; $\nu = 15 \cdot 10^{-6}$ m²/s. Quindi, $Re = 9,45 \cdot 10^6$. Assumendo che la superficie esterna della ciminiera in acciaio sia lucida, dalla Tabella G.XVII si ottiene $k = 0,05 \cdot 10^{-3}$ m; quindi, alla sommità della struttura, $k/b = 13,16 \cdot 10^{-6}$. Pertanto, applicando l'Eq. (G.22b), $c_{fXo} = 0,70$. In realtà, tale valore dipende dall'altezza z sul terreno; per semplicità, e a favore di sicurezza, si assume che tale parametro sia costante.

Il coefficiente ψ_λ è fornito al paragrafo G.10.8 in funzione dalla snellezza effettiva λ . Applicando le indicazioni fornite dalla Tabella G.XIX, $\lambda = 0,7L/l$, dove $L = h = 100$ m, $l = b = 3,8$ m (a favore di sicurezza); pertanto, $\lambda = 18,42$. Infine, applicando l'Eq. (G.23), $\psi_\lambda = 0,77$.

Il coefficiente di forza nella direzione del vento vale quindi $c_{fX} = c_{fXo}\psi_\lambda = 0,70 \cdot 0,77 = 0,54$.

La forza aerodinamica di picco per unità di lunghezza nella direzione del vento è il prodotto della pressione cinetica di picco (paragrafo 4.2.7), per il diametro b della sezione corrente della ciminiera (Figura 4.10.1), per il coefficiente di forza c_{fX} . Conseguentemente:

$$f_X(z) = 778,21 \cdot (7 - 0,094 \cdot z) \cdot 0,54 \quad \text{per } z \leq 5 \text{ m}$$

$$f_X(z) = 18,22 \cdot \ln\left(\frac{z}{0,1}\right) \cdot \left[\ln\left(\frac{z}{0,1}\right) + 7\right] \cdot (7 - 0,094 \cdot z) \cdot 0,54 \quad \text{per } 5 < z < 34 \text{ m}$$

$$f_X(z) = 18,22 \cdot \ln\left(\frac{z}{0,1}\right) \cdot \left[\ln\left(\frac{z}{0,1}\right) + 7\right] \cdot 3,8 \cdot 0,54 \quad \text{per } z \geq 34 \text{ m}$$

dove z è espresso in m e f_X è espresso in N/m.

4.10.2 Parametri dinamici

I parametri dinamici della ciminiera sono valutati mediante modelli a elementi finiti e applicando i criteri forniti dall'Appendice I.

In virtù della doppia simmetria, i modi di vibrazione si presentano in coppie. I primi 2 modi, hanno frequenza propria $n_1 = n_2 = 0,77$ Hz. La coppia dei modi 3 e 4 ha frequenza propria $n_3 = n_4 = 3,34$ Hz. La forma dei primi due modi propri è ben approssimata dalla legge $\Phi_1(z) = \Phi_2(z) = (z/h)^\zeta$ (paragrafo I.3.1), dove $h = 100$ m e $\zeta = 2$.

Applicando il criterio fornito al paragrafo I.4, la massa equivalente per unità di lunghezza relativa ai primi due modi è pari al valore medio della massa lungo il terzo superiore della ciminiera. Pertanto, in virtù della Figura 4.10.1, $m_{e,1} = m_{e,2} = 821$ kg/m.

Il rapporto di smorzamento relativo al critico è valutato tramite le prescrizioni fornite dal paragrafo I.6. In base all'Eq. (I.28), esso è dato dalla somma di tre contributi di diversa natura.

Applicando la Tabella I.IV, il rapporto di smorzamento strutturale per i primi due modi di vibrazione è $\xi_{s,1} = \xi_{s,2} = 0,002$.

Il rapporto di smorzamento aerodinamico è essenziale per le oscillazioni longitudinali della struttura, non può essere tenuto in conto per quanto riguarda le oscillazioni trasversali causate dal distacco risonante dei vortici. Ammettendo per semplicità che il modo 1 sia longitudinale e il modo 2 sia trasversale, il rapporto di smorzamento ξ_a è fornito dall'Eq. (I.33), dove $c_{FX} = 0,54$, $\rho = 1,25$ kg/m³, $b = 3,8$ m (a favore di sicurezza), $z_e = 60$ m (Figura L.2), $v_m(z_e) = 34,54$ m/s (paragrafo 4.2.5), $n_D = 0,77$ Hz, $m_D = 821$ kg/m. Pertanto, $\xi_a = 0,011$.

Almeno inizialmente si ammette infine che sulla struttura non siano installati apparecchi dissipatori.

Pertanto, il rapporto di smorzamento complessivo è pari a $\xi_1 = 0,002 + 0,011 = 0,013$ per la valutazione delle azioni statiche equivalenti longitudinali; va posto pari a $\xi_2 = 0,002$ per la valutazione delle azioni statiche equivalenti trasversali associate al distacco risonante dei vortici.

4.10.3 Coefficiente dinamico e forza statica equivalente longitudinale

Le azioni e gli effetti dinamici esercitati dal vento in direzione longitudinale sono valutati mediante le prescrizioni fornite nel paragrafo 3.4.

Coerentemente con l'Eq. (3.17), la forza statica equivalente per unità di lunghezza nella direzione del vento è il prodotto della forza aerodinamica di picco per unità di lunghezza (paragrafo 4.10.1) per il coefficiente dinamico c_d , nella fattispecie $c_d = c_{dD}$, essendo c_{dD} il coefficiente dinamico longitudinale. In mancanza di valutazioni più accurate esso è valutato applicando i criteri in Appendice L.

Applicando il metodo dettagliato (paragrafo L.2), il coefficiente dinamico c_{dD} è fornito dall'Eq. L.2. La sua valutazione è svolta mediante la procedura indicata in Tabella L.I. Coerentemente con la Figura L.2, la ciminiera è schematizzata mediante il modello verticale. La Tabella 4.10.II riassume le fasi di calcolo che conducono alla valutazione di c_{dD} .

Tabella 4.10.II - Fasi di calcolo per la determinazione del coefficiente dinamico longitudinale.

Equazione	Parametro
Figura L.2	$h = 100$ m
	$b = 3,8$ m
	$z_e = 60$ m
(3.5)	$v_m(z_e) = 34,54$ m/s
(3.7)	$I_v(z_e) = 0,156$
(3.8)	$L_v(z_e) = 154,71$ m
(I.4)	$n_D = 0,77$ Hz
(I.28)	$\xi_D = 0,013$
(L.4)	$B^2 = 0,588$
(L.6)	$S_D = 0,059$
(L.9)	$\eta_h = 8,917$
(L.9)	$\eta_b = 0,339$
(L.7)	$R_h = 0,106$
(L.8)	$R_b = 0,808$
(L.5)	$R_D^2 = 0,304$
(L.11)	$v_D = 0,450$ Hz
(L.10)	$g_D = 3,517$
(L.3)	$G_D = 2,038$
(L.2)	$c_{dD} = 0,974$

Si noti che, trascurando la parte aerodinamica dello smorzamento, quindi eseguendo la valutazione del coefficiente dinamico con $\xi_D = 0,002$, si ottiene $c_{dD} = 1,347$.

4.10.4 Velocità critiche (per distacco dei vortici) e numeri di Scruton

Le azioni statiche equivalenti associate al distacco dei vortici in risonanza con la struttura sono valutate applicando i criteri forniti dall'Appendice O. Per questo è necessario determinare, in primo luogo, le velocità critiche, ossia le velocità medie del vento che causano la risonanza, e i relativi numeri di Scruton.

La velocità critica del vento per l' i -esimo modo di vibrazione trasversale, $v_{cr,i}$, è fornita dall'Eq. (O.2), dove $n_{L,i}$ è la frequenza propria dell' i -esimo modo di vibrazione trasversale, b è il diametro, St è il numero di Strouhal. Essa si attua a patto che $v_{cr,i} \leq v_{m,b}$ dove $v_{m,l}$ è la velocità media del vento alla sommità della struttura, con periodo di ritorno $T_R = 500$ anni (Eq. O.3); quindi, $v_{m,l} = 45,02$ m/s (paragrafo 4.2.5).

Per quanto riguarda il primo modo trasversale, la frequenza propria è pari a $n_{L,1} = 0,77$ Hz e la forma modale è massima alla sommità della ciminiera (paragrafo 4.10.2); quindi, l'Eq. (O.2) va applicata all'altezza $z = 100$ m, dove $b = 3,8$ m (paragrafo O.1, Figura O.3). Il numero di Strouhal è funzione del numero di Reynolds, quindi dalla velocità critica del vento; in linea di principio, la soluzione dell'Eq. (O.2) richiede pertanto una valutazione iterativa. Si procede nel modo seguente: 1) si pone inizialmente $St = 0,2$, da cui segue $v_{cr,1} = 14,63$ m/s; 2) si determina il numero di Reynolds mediante l'Eq. (3.16), $Re = 3,7 \cdot 10^6$; 3) si valuta il numero di Strouhal St mediante la Tabella O.I e

la Figura O.4, $St = 0,22$; 4) si ricava il valore finale della velocità critica $v_{cr,1} = 13,3$ m/s a cui corrisponde $Re = 3,37 \cdot 10^6$ (considerato il livello di convergenza raggiunto, non sono necessarie ulteriori iterazioni). Poiché $v_{cr,1} = 13,3$ m/s $< v_{m,l} = 45,02$ m/s, è necessaria una verifica specifica associata al fenomeno del distacco dei vortici in risonanza con il primo modo di vibrazione.

Per quanto riguarda il secondo modo trasversale, $n_{L,2} = 3,34$ Hz, l'Eq. (O.2) è nuovamente applicata all'altezza $z = 100$ m, dove $b = 3,8$ m e $St = 0,22$. Si ricava la velocità critica $v_{cr,2} = 57,69$ m/s (considerato il livello di convergenza raggiunto, non sono necessarie ulteriori iterazioni). Quindi, essendo $v_{cr,2} = 57,69$ m/s $> v_{m,l} = 45,02$ m/s, non si deve eseguire alcuna verifica specifica associata al fenomeno del distacco dei vortici in risonanza con il secondo modo di vibrazione. Ovviamente vale la stessa considerazione per i modi di vibrazione superiori (con frequenze maggiori).

Il numero di Scruton associato al primo modo di vibrazione trasversale, e alla prima e unica velocità critica, è fornito dall'Eq. (O.4), dove $m_{e,1} = 821$ kg/m è la massa equivalente per unità di lunghezza (paragrafo 4.10.2), $\xi_1 = 0,002$ è il fattore di smorzamento complessivo, avendo escluso la parte aerodinamica dello smorzamento (paragrafo 4.10.2), $\rho = 1,25$ kg/m³, $b = 3,8$ m; quindi $Sc_1 = 1,14$. Se ne deduce che, con elevata probabilità, la struttura è pericolosa nei riguardi del distacco dei vortici.

La valutazione della forza statica equivalente trasversale causata dal distacco critico dei vortici sul primo modo di vibrazione è svolta mediante il criterio fornito al paragrafo O.4 (paragrafo 4.10.7). Esso richiede la valutazione preliminare del valore di picco dello spostamento trasversale alla sommità della struttura. Tale valutazione è condotta usando sia il metodo spettrale (paragrafo 4.10.5) sia il metodo armonico (paragrafo 4.10.6).

4.10.5 Spostamento trasversale di picco - metodo spettrale

La valutazione del valore di picco dello spostamento trasversale $y_{pL,1}$ mediante il metodo spettrale si basa sulle prescrizioni fornite dal paragrafo O.5, in particolare dall'Eq. (O.7), dove g_L è il fattore di picco e σ_L è la deviazione standard dello spostamento trasversale.

Il parametro g_L dipende dal numero di Scruton $Sc = 1,14$ e dal parametro di smorzamento aerodinamico $K_a = K_{a,max} C_I$ (Eq. O.9). Essendo $Re = 3,37 \cdot 10^6$, $K_{a,max} = 1$ (Tabella O.II, Figura O.8); inoltre, poiché $v_{cr,1} = 13,3$ m/s > 10 m/s (Eq. O.10, Figura O.9), $C_I = 0,7$; quindi $K_a = 0,7$. Pertanto, in virtù dell'Eq. (O.8), $g_L = 1,42$.

Il parametro σ_L è fornito dalle Eqq. (O.11)-(O.13) sulla base di numerose grandezze: $a_L = 0,4$, $Sc_1 = 1,14$, $K_a = 0,7$, quindi $c_1 = 0,0696$; $\rho = 1,25$ kg/m³, $b = 3,8$ m, $h = 100$ m, $m_{e,1} = 821$ kg/m, $K_a = 0,7$, $C_c = 0,01$, $St = 0,22$, quindi $c_2 = 8,152 \cdot 10^{-6}$. Pertanto, $\sigma_L/b = 0,373$, $\sigma_L = 1,418$ m.

Infine, applicando l'Eq. (O.7), $y_{pL,1} = 1,42 \cdot 1,418 = 2,014$ m. E' chiaramente un valore eccessivo.

4.10.6 Spostamento trasversale di picco - metodo armonico

La valutazione del valore di picco dello spostamento trasversale $y_{pL,1}$ mediante il metodo armonico si basa sulle prescrizioni fornite dal paragrafo O.6, in particolare dall'Eq. (O.14), dove $St = 0,22$, $Sc_1 = 1,14$, $K = 0,13$ (Tabella O.V).

Il coefficiente di forza laterale c_{lat} è fornito dalla Tabella O.VI e dalla Figura O.13 in funzione del numero di Reynolds. Essendo $Re = 3,37 \cdot 10^6$, $c_{lat} = 0,2$.

Il coefficiente K_w dipende dai rapporti L_1/b e $\lambda = h/b = 26,32$, dove L_1 è la lunghezza effettiva di correlazione. Esso costituisce l'elemento più critico da valutare e comporta l'applicazione del metodo iterativo descritto nel paragrafo O.6. Si procede come segue.

Si parte assegnando $L_1/b = 6$, assumendo che sia $y_{pL,1}/b < 0,1$. Quindi si determina $K_w = 0,54$ (Tabella O.V) e, conseguentemente $y_{pL,1}/b = 0,254$ (Eq. O.14). Poiché tale valore è maggiore della scelta iniziale, $y_{pL,1}/b > 0,1$, si itera l'analisi valutando $L_1/b = 7,848$ (Tabella O.IV, Figura O.12), $K_w = 0,60$ (Tabella O.V) e, conseguentemente $y_{pL,1}/b = 0,283$ (Eq. O.14). L'iterazione è conclusa poiché $K_w \geq 0,60$.

Pertanto, $y_{pL,1} = 1,074$ m. Come atteso, tale valore è molto minore di quello fornito dal metodo spettrale (paragrafo 4.10.6). Peraltro, in entrambi i casi, i valori stimati sono troppo elevati per essere accettabili.

4.10.7 Forza statica equivalente trasversale

La forza statica equivalente trasversale associata al distacco risonante dei vortici sul primo modo di vibrazione trasversale è data dall'Eq. (O.5), dove m è la massa per unità di lunghezza fornita dalla Figura 4.10.1, $n_{L,1} = 0,77$ Hz, $\Phi_{L,1}(z) = (z/h)^2$. Applicando a favore di sicurezza il metodo spettrale (paragrafo 4.10.5), $y_{pL,1} = 2,014$ m.

Il coefficiente $C_{TR,1}$ dipende dalla velocità critica, $v_{cr,1} = 13,3$ m/s, dalla velocità media in sommità (con $T_R = 50$ anni), $v_{m,0} = 37,3$ m/s (paragrafo 4.2.5), e dalla velocità media in sommità (con $T_R = 500$ anni), $v_{m,l} = 45,02$ m/s. Pertanto, applicando l'Eq. O.6, $C_{TR,1} = 1$.

In conclusione la forza statica equivalente trasversale è fornita dalla relazione:

$$F_L(z) = 47,141 \cdot m(z) \cdot \left(\frac{z}{100}\right)^2$$

dove z è espresso in m, m in kg/m e F_L in N/m.

4.10.8 Numero dei cicli di carico per effetto del distacco dei vortici

La valutazione del numero dei cicli di carico causati dal distacco risonante dei vortici nel corso della vita nominale della struttura, $V_N = 50$ anni, è svolta applicando le Eqq. (O.15) e (O.16), dove $V_N = 50 \times 32 \cdot 10^6$ s, $n_{L,1} = 0,77$ Hz, $\varepsilon_0 = 0,3$, $v_{cr,1} = 13,3$ m/s, $v_0 = 0,2 \cdot 37,3 = 7,46$ m/s. Quindi, $N = N_1 = 98 \cdot 10^6$.

4.10.9 Mitigazione delle vibrazioni

Al fine di mitigare le vibrazioni subite dalla ciminiera a causa del vento, senza ricorrere a interventi strutturali finalizzati a modificarne la massa e la rigidezza, è ragionevole ipotizzare la realizzazione di sistemi di controllo passivo quali gli stabilizzatori aerodinamici e gli smorzatori meccanici descritti al paragrafo O.9.

Gli stabilizzatori aerodinamici, quali le nervature elicoidali e i rivestimenti protettivi, hanno il limite di contrastare unicamente le vibrazioni trasversali al flusso dovute al distacco dei vortici. Per contro tendono ad esaltare la risposta longitudinale della struttura, dando luogo a un aumento sostanziale del coefficiente di forza nella direzione del vento. Nella fattispecie, l'uso delle nervature elicoidali è inoltre sconsigliato dal valore molto piccolo del numero di Scruton, $Sc_1 = 1,14 < 10$.

L'uso di uno smorzatore meccanico a massa accordata (*Tuned Mass Damper*, TMD) alla sommità della ciminiera riduce entrambe le vibrazioni longitudinali e trasversali, non ha preclusioni legate al valore del numero di Scruton, è ormai molto diffuso quindi largamente sperimentato. L'esperienza dimostra che, progettando un tale apparecchio in modo adeguato, è ragionevole ipotizzare il conseguimento di un rapporto di smorzamento complessivo pari a $\xi_D = \xi_L = 0,05$.

In questo caso, l'analisi della risposta dinamica della ciminiera in direzione longitudinale dà luogo a un valore del coefficiente dinamico pari $c_{dD} = 0,888$. Esso comporta una riduzione del 9 % rispetto al valore $c_{dD} = 0,974$ stimato in assenza del TMD (paragrafo 4.10.3).

Il vantaggio di usare il TMD è largamente maggiore nei riguardi delle vibrazioni trasversali dovute al distacco dei vortici, principalmente a causa del drastico aumento del numero di Scruton; essendo proporzionale allo smorzamento, esso passa da $Sc_1 = 1,14$ (paragrafo 4.10.4) a $Sc_1 = 28,58$. Quindi, applicando il metodo spettrale, lo spostamento trasversale di picco è pari a $y_{pL,1} = 0,071$ m, rispetto a $y_{pL,1} = 2,014$ m stimato in assenza del TMD. Applicando il metodo armonico, lo spostamento trasversale di picco è pari a $y_{pL,1} = 0,039$ m, rispetto a $y_{pL,1} = 1,172$ m stimato in assenza del TMD.

4.10.10 Ovalizzazione

Il guscio della ciminiera è potenzialmente suscettibile a fenomeni di ovalizzazione di natura statica ovvero dinamica (paragrafo O.10).

Si tralascia lo studio dell'ovalizzazione statica e si passa direttamente ad analizzare l'ovalizzazione dinamica, applicando i due criteri forniti al paragrafo O.10.

Dapprima si considera il caso in cui la canna metallica sia priva di anelli irrigidenti. Applicando il criterio indicato al paragrafo I.2.6, la frequenza fondamentale di ovalizzazione, $n_{O,1}$, è fornita dall'Eq. (I.11), dove $b = 3,8$ m; considerando il tratto di canna della parte sommitale, lo spessore della lamiera è pari a $t = 0,008$ m. Pertanto $n_{O,1} = 1,418$ Hz.

Applicando il primo criterio introdotto al paragrafo O.10, il valore minimo della velocità critica di ovalizzazione (quindi il più pericoloso) è fornito dall'Eq. (O.19) ponendo $n_{O,1} = 1,418$ Hz, $b = 3,8$ m, $\Omega = 4$. Il numero di Strouhal St è una funzione del numero di Reynolds (paragrafo O.2); nel caso in esame $St = 0,22$. Pertanto, $v_{O,1} = 6,123$ m/s.

Applicando il secondo criterio introdotto al paragrafo O.10, il valore minimo della velocità critica di ovalizzazione è fornito dall'Eq. (O.20) ponendo $n_{O,1} = 1,418$ Hz, $\rho_s = 7850$ kg/m³, $\rho = 1,25$ kg/m³, $t = 0,008$ m, $b = 3,8$ m, $\xi_{O,1} = 0,002$. Pertanto, $v_{O,1} = 5,273$ m/s.

Si noti che, in questo caso, le velocità critiche di ovalizzazione sono molto simili, quindi i due criteri forniscono un risultato sostanzialmente robusto. Il valore minore, da considerare nella successiva verifica, è pari a $v_{O,1} = 5,273$ m/s.

La velocità media del vento alla sommità della ciminiera, $h = 100$ m, con periodo di ritorno di progetto $T_R = 500$ anni è pari a $v_{m,l} = 45,02$ m/s (paragrafo 4.10.4). Pertanto, essendo la velocità critica di ovalizzazione minore, la verifica definita dall'Eq. (O.21) non è soddisfatta. Una tecnica efficace per superare questo problema è costituita dall'impiego di anelli irrigidenti opportunamente dimensionati e distanziati. Si richiede in particolare che tali anelli aumentino il valore della frequenza fondamentale di ovalizzazione, $n_{O,1}$, almeno quanto basti a rendere la velocità critica di ovalizzazione, $v_{O,1}$, maggiore della velocità media del vento con $T_R = 500$ anni.

4.11 PONTE FERROVIARIO A TRAVATA RETICOLARE

La struttura esaminata nel presente paragrafo è un ponte a travata reticolare che appartiene ai manufatti relativi al viadotto ferroviario della linea Treviglio-Bergamo per l'attraversamento della Autostrada A4 Milano-Bergamo-Brescia (Figura 4.11.1). Il sistema è costituito da due ponti affiancati staticamente indipendenti. Ogni ponte ha una luce pari a 93,10 m (Figura 4.11.2). I due ponti sono sfalsati di 11,70 m longitudinalmente.



Figura 4.11.1 – Veduta dei due ponti ferroviari.

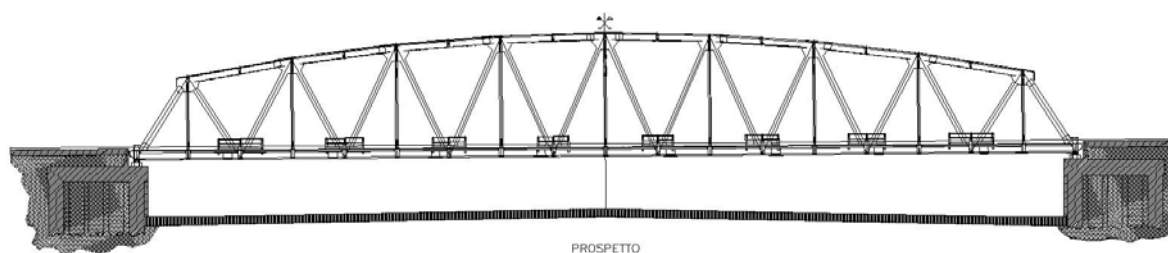


Figura 4.11.2 – Ponte a travata reticolare – prospetto longitudinale.

Ciascun ponte è realizzato mediante due travi reticolari portanti con estradosso a profilo parabolico; ciascuna trave ha quindi altezza variabile; le due travi sono collegate fra loro mediante controventi al piano inferiore e al piano superiore (Figure 4.11.2 e 4.11.3). L'interasse fra la briglia inferiore e quella superiore (altezza della travata) è pari a 8,00 m in corrispondenza degli appoggi e a 12,00 m in mezzeria. L'interasse fra le due travi reticolari è pari a 5,25 m. Le traverse di collegamento fra le due travi, ad interasse di 5,18 m (5,11 m nei due campi in corrispondenza degli appoggi), costituiscono il supporto per le longherine poste in corrispondenza delle rotaie. Esternamente ai due ponti, e fra di essi, sono disposte passerelle di ispezione che si sviluppano per tutta la lunghezza del ponte stesso. L'intradosso del ponte si trova a 5,15 m dal piano stradale, coincidente col piano di campagna.

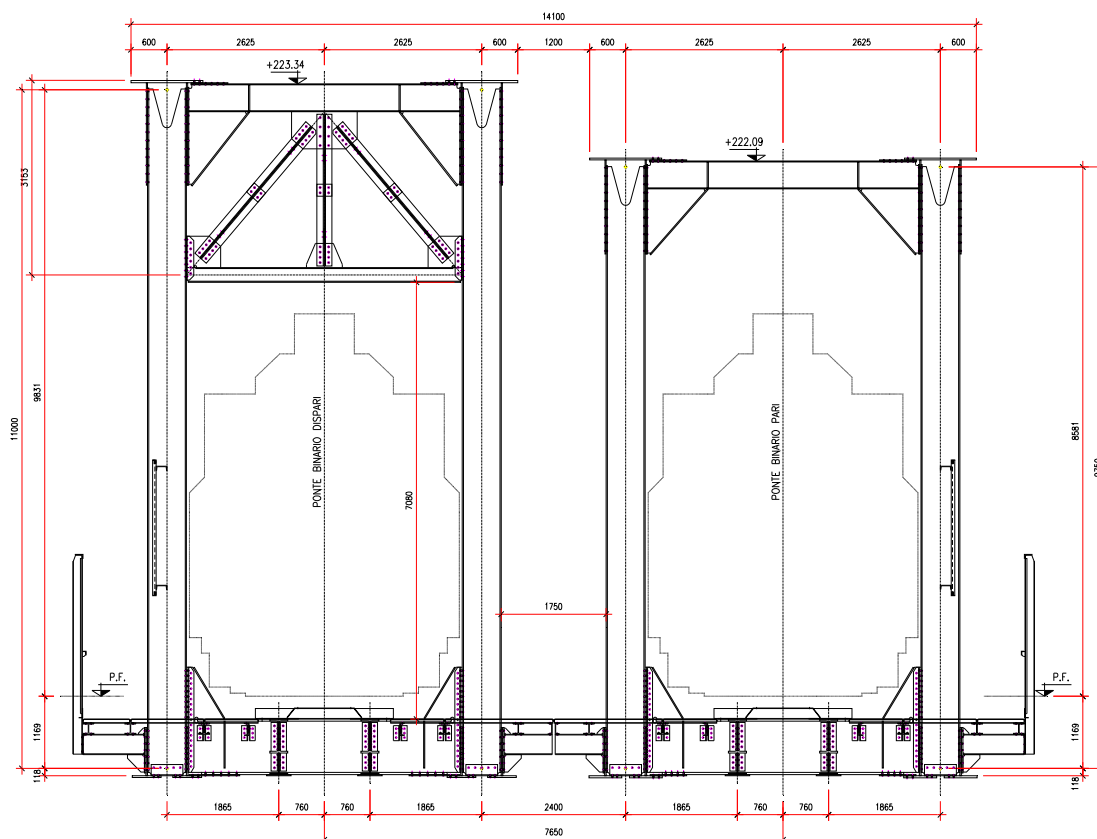


Figura 4.11.3 – Ponte a travata reticolare – sezione trasversale.

Gli elementi strutturali che costituiscono il manufatto sono costituiti da piatti composti mediante saldatura e da laminati a caldo. I collegamenti tra le diverse membrature strutturali sono bullonati con accoppiamenti di precisione, in ottemperanza a quanto prescritto dalla normativa che regola la progettazione, l'esecuzione ed il collaudo dei ponti ferroviari.

L'impalcato di percorrenza dei treni e le passerelle di ispezione hanno un piano di calpestio in lamiera striata per assicurare una chiusura totale rispetto alla sottostante autostrada ed impedire la caduta accidentale di oggetti; a tale scopo è inoltre previsto un grigliato di protezione sulle fiancate dei manufatti che sono situate verso il sedime autostradale da un'altezza di 2,00 m a 4,20 m rispetto al piano di calpestio; un'ulteriore grigliato è posizionato lungo il parapetto delle passerelle esterne.

Le spalle di fondazione in calcestruzzo armato, poste alle due estremità, sostengono i manufatti mediante apparecchi di appoggio di metallo e PTFE con superfici sferiche.

L'analisi è svolta applicando i paragrafi 3.1-3.4 e le Appendici G, I, L, O, P.

Partendo dalle valutazioni eseguite nel paragrafo 4.2, il paragrafo 4.11.1 riporta la valutazione delle azioni aerodinamiche di picco sul ponte nella direzione del vento. Il paragrafo 4.11.2 riassume le valutazioni relative ai parametri dinamici della struttura. Il paragrafo 4.11.3 determina il coefficiente dinamico e le forze statiche equivalenti longitudinali.

Le analisi sono svolte considerando tre condizioni di carico (Tabella 4.11.I): la prima è relativa al ponte privo di grigliati e non occupato da convoglio; la seconda è relativa al ponte con i grigliati e non occupato da convoglio; la terza è relativa al ponte con grigliati e occupato da convoglio.

Tabella 4.11.I – Condizioni di carico

Condizione di carico	Descrizione
1	ponte privo di grigliati e non occupato da convoglio
2	ponte con grigliati e non occupato da convoglio
3	ponte con grigliati e occupato da convoglio

Le analisi riportate nei paragrafi 4.11.1 – 4.11.3 si riferiscono alle azioni globali del vento sul ponte. Nella realtà, in termini generali, la valutazione delle azioni e degli effetti del vento sulle travature reticolari deve considerare anche le azioni e gli effetti esercitati dal vento sui singoli elementi che compongono la travatura reticolare. Tali azioni e i loro effetti non vanno in alcun caso cumulati con le azioni e gli effetti globali.

I paragrafi 4.11.4 – 4.11.8 illustrano un esempio di calcolo riferito a un particolare elemento. Più precisamente, il paragrafo 4.11.4 riporta la valutazione delle azioni aerodinamiche di picco nella direzione del vento. Il paragrafo 4.11.5 riassume le valutazioni relative ai parametri dinamici. Il paragrafo 4.11.6 determina il coefficiente dinamico e le forze statiche equivalenti longitudinali. I paragrafi 4.11.7 e 4.11.8 valutano i problemi inerenti il distacco dei vortici e il potenziale accadimento del galoppo.

I risultati inerenti l'elemento prescelto escludono fenomeni dinamici e aeroelastici significativi. Ciò era intuibile alla luce della rigidità dell'elemento analizzato. In generale, tuttavia, ciò non è vero: elementi più flessibili e leggeri possono dare luogo, singolarmente, a fenomeni vibratorii di notevole entità. In questi casi è inevitabile un'analisi accurata dei problemi dinamici e aeroelastici connessi a ogni singolo elemento.

4.11.1 Forze aerodinamiche di picco globali

Applicando le prescrizioni riportate nel paragrafo 3.3.3, la forza aerodinamica di picco nella direzione del vento, F_X , è fornita dall'Eq. (3.13a), dove q_p è la pressione cinetica di picco, c_{FX} è il coefficiente di forza longitudinale, $L^2 = A_n$ è l'area netta di riferimento associata al coefficiente di forza. In mancanza di dati più specifici suffragati da opportuna documentazione, o da prove sperimentali in galleria del vento, queste grandezze sono valutate applicando l'Appendice G.

Data il tipo particolare del ponte in questione, costituito da due travate reticolari portanti con estradosso a profilo parabolico affiancate, a una distanza inferiore all'altezza delle travate stesse, le azioni globali del vento sul ponte sono calcolate combinando le azioni aerodinamiche sulle singole travate, calcolate secondo le prescrizioni riportate nel paragrafo G.9. Questo esempio esula infatti dai limiti imposti nel paragrafo G.11, applicabile ai soli tipi di impalcato riportati in Figura G.54.

Le analisi sono svolte assumendo che il vento agisca ortogonalmente al piano delle travi reticolari. Il coefficiente di forza c_{FX} (paragrafo G.9.1) è fornito dall'Eq. (G.11), dove c_{FX0} è il coefficiente di forza relativo a una struttura di dimensioni idealmente infinite, ψ_λ è il coefficiente di snellezza funzione degli effetti di bordo.

Condizione di carico 1

Dapprima si trascurano gli effetti di bordo e si valuta il coefficiente di forza c_{FX0} , applicando le prescrizioni fornite dal paragrafo G.9.2. Sulla scorta della Figura G.38, $L = 93,10$ m, $d = 8$ m agli appoggi e $d = 12$ m in mezzzeria. L'area lorda della trave investita dal vento è $A_c = 990$ m². L'area dei profili viene stimata in circa 264 m², cui viene forfettariamente aggiunto un 10% per tenere in conto le aree dei fazzoletti. Pertanto, l'area netta investita dal vento è $A_n = 290$ m². Ne risulta che la densità è $\varphi = 0,29$ (Eq. G.12). Dall'Eq. (G.13) risulta quindi che il coefficiente di forza è $c_{FX0} = 1,6$.

Il coefficiente riduttivo per tenere in conto gli effetti di bordo è fornito dall'Eq. (G.17), dove λ è la snellezza effettiva e φ è la densità della trave. La snellezza effettiva viene calcolata sulla base dell'altezza media della trave $l = A_c/L = 10,65$ m, essendo $L = 93,10$ m; quindi, la snellezza effettiva è $\lambda = 1,4 L/l = 12,2$ (Tabella G.XV). Dall'Eq. (G.17) risulta (per $\lambda = 12,2$) $\psi_\lambda = 0,991$ per $\varphi = 0,1$ e $\psi_\lambda = 0,916$ per $\varphi = 0,5$. Interpolando linearmente tra i due valori si ottiene, per $\varphi = 0,29$, $\psi_\lambda = 0,955$. Ne deriva che il coefficiente di forza è pari a $c_{FX} = 1,60 \times 0,955 = 1,53$ (Eq. G.11).

L'altezza di riferimento per le forze aerodinamiche è pari alla quota del corrente superiore della trave, ossia $\bar{z}_e = 17,15$ m. Pertanto, $q_p(\bar{z}_e) = 1138$ N/m². Si noti che, dividendo la trave reticolare in più parti, è lecito attribuire a ciascuna di esse l'altezza di riferimento che le compete; ciò conduce a una riduzione della pressione cinetica di picco e quindi delle forze aerodinamiche.

Applicando l'Eq. (3.13a), la forza aerodinamica longitudinale che agisce sulla trave direttamente esposta al vento è $F_X = 504931$ N.

Ai fini del calcolo della forza aerodinamica che agisce sulla trave posta in scia, il valore sopra calcolato va moltiplicato per il coefficiente di schermatura ψ_s definito dall'Eq. (G.16). Il rapporto x/d assume il valore 0,66 oppure 0,44, a seconda che d venga valutato in corrispondenza degli appoggi o in mezzeria; in ogni caso esso risulta minore di 3. Pertanto, in corrispondenza di un valore del coefficiente di forza pari a $c_{FX_0} = 1,6$ si ottiene $\psi_s = 0,19$. La forza aerodinamica longitudinale che agisce sulla trave posta sottovento è quindi $F_X = 95148$ N.

In conclusione, la forza totale che agisce sulla struttura nella prima condizione di carico è la somma dei contributi delle due travi, $F_X = 504931 + 95148 = 600079$ N.

Condizione di carico 2

La condizione di carico 2 (Tabella 4.11.I) si differenzia dalla condizione di carico 1 in quanto sulla struttura sono montati i grigliati (Figura 4.11.3). In particolare, ogni ponte adotta due grigliati. Il primo grigliato, installato in corrispondenza della trave reticolare, è lungo $L = 93,1$ m, è alto $d = 2,20$ m, ed è dotato di una densità $\varphi = 0,30$; l'area netta è quindi pari ad $A_n = 61,446$ m². Il secondo grigliato, installato in corrispondenza della passerella, è lungo $L = 93,1$ m, è alto $d = 3,50$ m, ed è dotato di una densità $\varphi = 0,18$; l'area netta è quindi pari ad $A_n = 58,653$ m². I due grigliati si sovrappongono per 0,70 m; tuttavia, poiché quello meno denso si trova sopravvento, la modesta schermatura che esso offre a quello sottovento viene trascurata a vantaggio di sicurezza.

Trascurando dapprima gli effetti di bordo (paragrafo G.9.2), dall'Eq. (G.13) risulta che il coefficiente di forza è pari a $c_{FX_0} = 1,6$ per il primo grigliato ($\varphi = 0,30$), $c_{FX_0} = 1,68$ per il secondo grigliato ($\varphi = 0,18$).

Il coefficiente riduttivo per tenere in conto gli effetti di bordo è fornito dall'Eq. (G.17). La snellezza effettiva del primo grigliato è $\lambda = 1,4 L/d = 59$; dall'Eq. (G.17) risulta (per $\lambda = 59$) $\psi_\lambda = 0,998$ per $\varphi = 0,1$ e $\psi_\lambda = 0,964$ per $\varphi = 0,5$; interpolando linearmente tra i due valori si ottiene, per $\varphi = 0,30$, $\psi_\lambda = 0,981$. La snellezza del secondo grigliato è $\lambda = 1,4 L/d = 38$; dall'Eq. (G.17) risulta (per $\lambda = 38$) $\psi_\lambda = 0,996$ per $\varphi = 0,1$ e $\psi_\lambda = 0,951$ per $\varphi = 0,5$; interpolando linearmente tra i due valori si ottiene, per $\varphi = 0,18$, $\psi_\lambda = 0,987$.

Ne deriva che il coefficiente di forza per il primo grigliato è pari a $c_{FX} = 1,6 \times 0,981 = 1,57$ (Eq. G.11); per il secondo grigliato è pari a $c_{FX} = 1,68 \times 0,987 = 1,66$.

L'altezza di riferimento per le forze aerodinamiche è pari alla quota del lembo superiore, ossia $\bar{z}_e = 10,15$ m per il primo grigliato, e $\bar{z}_e = 8,65$ m per il secondo grigliato. Pertanto, per il primo grigliato $q_p(\bar{z}_e) = 978$ N/m², mentre per il secondo grigliato $q_p(\bar{z}_e) = 931$ N/m².

Applicando l'Eq. (3.13a), la forza aerodinamica longitudinale che agisce sul primo grigliato è $F_X = 94347$ N. La forza aerodinamica longitudinale che agisce sul secondo grigliato è $F_X = 90645$ N.

In conclusione, non essendo possibile quantificare l'effetto schermante operato dai grigliati nei riguardi delle travi reticolari, la forza totale che agisce sulla struttura nella seconda condizione di carico è pari a $F_X = 600079 + 94347 + 90645 = 785071$ N.

Condizione di carico 3

La condizione di carico 3 (Tabella 4.11.I) si differenzia dalla condizione di carico 2 in quanto sulla struttura è presente un convoglio ferroviario. In base a quanto prescritto al paragrafo G.11, l'altezza del convoglio è pari a 4 m. In mancanza di valutazioni più accurate, il convoglio è assimilato ad un elemento allungato a sezione quadrata (paragrafo G.10). Il coefficiente di forza per unità di lunghezza nella direzione del vento è fornito dall'Eq. (G.18a), dove c_{fX_0} è il coefficiente di forza relativo a una struttura di dimensioni idealmente infinite, ψ_λ è il coefficiente di snellezza funzione degli effetti di bordo. Applicando le prescrizioni fornite al paragrafo G.10.2, $c_{fX_0} = 2,1$. Il coefficiente di snellezza è definito al paragrafo G.10.8 in funzione della snellezza effettiva λ . Applicando la Tabella G.XIX, $\lambda = 1,4 L/l = 33$ Il coefficiente di snellezza viene infine calcolato mediante l'Eq. (G.23b) e risulta $\psi_\lambda = 0,83$. Pertanto, $c_{fX} = 2,1 \times 0,83 = 1,74$.

L'altezza di riferimento per le forze aerodinamiche è pari alla quota del lembo superiore del convoglio, ossia $\bar{z}_e = 9,15$ m. Pertanto, la pressione cinetica di picco è pari a $q_p(\bar{z}_e) = 948$ N/m². Ne risulta che, applicando l'Eq. (3.14a), la forza aerodinamica longitudinale per unità di lunghezza che agisce sul convoglio è $f_X = 6598$ N/m; quindi, ammettendo che il convoglio occupi interamente la lunghezza del ponte, $L = 93,1$ m, la forza totale è pari a $F_X = 6598 \times 93,1 = 614281$ N.

Il convoglio esercita un effetto schermante sulla trave disposta sottovento, mentre la trave disposta sopravento esercita un effetto schermante sul convoglio. In mancanza di valutazioni più accurate (in particolare di prove in galleria del vento), in prima approssimazione, si considera la forza totale agente sul convoglio, mentre la forza che agisce sulle due travi reticolari è decurtata dell'aliquota derivante dalla fascia di altezza pari a 4 m, corrispondente all'altezza del convoglio. Pertanto, l'area netta della trave viene ridotta ad $A_n = 240$ m². Quindi, applicando l'Eq. (3.13a), la forza aerodinamica longitudinale che agisce sulla trave direttamente esposta al vento è $F_X = 417874$ N, mentre quella che agisce sulla travata posta sottovento è $F_X = 78743$ N.

In conclusione, omettendo di sommare la forza del vento sui grigliati alla forza del vento sul convoglio (ipotesi largamente approssimata e in parte discutibile), la forza totale che agisce sulla struttura nella terza condizione di carico è pari a $F_X = 417874 + 78743 + 614281 = 1110898$ N. Questo carico, per quanto calcolato come somma dei contributi relativi alle due travi reticolari ed al convoglio, va inteso come un carico totale che agisce sulla struttura; è quindi compito del Progettista decidere, sulla base della geometria di dettaglio della struttura, a quali elementi strutturali sia opportuno applicare il carico del vento.

4.11.2 Parametri dinamici globali

La valutazione delle frequenze proprie e dei modi di vibrazione del ponte è eseguita schematizzando la struttura mediante un modello a elementi finiti. Si definisce $n_D = n_1$ la frequenza del primo modo di vibrazione corrispondente a spostamenti delle travi reticolari in direzione ortogonale al loro piano. Nel caso di ponte scarico (condizioni di carico 1 e 2), $n_1 = 1,28$ Hz; nel caso di ponte percorso da un convoglio (condizione di carico 3), $n_1 = 0,945$ Hz.

Il rapporto di smorzamento relativo al critico è valutato tramite le prescrizioni fornite dal paragrafo I.6. In base all'Eq. (I.28), esso è dato dalla somma di tre contributi di diversa natura. Applicando la Tabella I.V, il rapporto di smorzamento strutturale relativo al primo modo è pari a $\xi_{s1} = 0,005$. A

favore di sicurezza si trascura lo smorzamento aerodinamico (paragrafo I.6.5). Si ammette infine che sulla struttura non siano installati apparecchi dissipatori. Pertanto, il rapporto di smorzamento complessivo coincide con il rapporto di smorzamento strutturale.

4.11.3 Coefficienti dinamici e forze statiche equivalenti longitudinali globali

Le azioni esercitate dal vento in direzione longitudinale sono valutate mediante le prescrizioni fornite dalle Istruzioni nel paragrafo 3.4.

Coerentemente con l'Eq. (3.17), le azioni statiche equivalenti sono espresse dal prodotto della forza aerodinamica di picco valutata nel Paragrafo 4.11.1 per il coefficiente dinamico c_d , nella fattispecie $c_d = c_{dD}$, essendo c_{dD} il coefficiente dinamico longitudinale. In mancanza di valutazioni più accurate esso è valutato applicando i criteri illustrati in L.2.

In particolare, il coefficiente dinamico c_{dD} è fornito dall'Eq. (L.2). La sua valutazione è svolta applicando la procedura indicata in Tabella L.I. Coerentemente con la Figura L.2, il ponte è schematizzato tramite il modello orizzontale. La Tabella 4.11.II riassume le fasi di calcolo che conducono alla valutazione di c_{dD} nel caso di ponte scarico (condizioni di carico 1 e 2) e di ponte carico (condizione di carico 3).

Tabella 4.11.II - Fasi di calcolo per la determinazione del coefficiente dinamico a ponte scarico.

Equazione	Parametro (Condizioni di carico 1 e 2)	Parametro (Condizione di carico 3)
Figura L.2	$h = 10,65$ m	$h = 10,65$ m
	$b = 93,10$ m	$b = 93,10$ m
	$h_1 = 5,15$ m	$h_1 = 5,15$ m
	$z_e = 10,47$ m	$z_e = 10,47$ m
(3.5)	$v_m(z_e) = 25,1$ m/s	$v_m(z_e) = 25,1$ m/s
(3.7)	$I_v(z_e) = 0,215$	$I_v(z_e) = 0,215$
(3.8)	$L_v(z_e) = 59,23$ m	$L_v(z_e) = 59,23$ m
Analisi e.f.	$n_D = 1,28$ Hz	$n_D = 0,945$ Hz
(I.28)	$\xi_D = 0,005$	$\xi_D = 0,005$
(L.4)	$B^2 = 0,438$	$B^2 = 0,438$
(L.6)	$S_D = 0,0639$	$S_D = 0,0768$
(L.9)	$\eta_h = 2,17$	$\eta_h = 1,60$
(L.9)	$\eta_b = 19,0$	$\eta_b = 14,0$
(L.7)	$R_h = 0,356$	$R_h = 0,438$
(L.8)	$R_b = 0,0513$	$R_b = 0,0689$
(L.5)	$R_D^2 = 0,183$	$R_D^2 = 0,369$
(L.11)	$\upsilon_D = 0,695$ Hz	$\upsilon_D = 0,639$ Hz
(L.10)	$g_D = 3,64$	$g_D = 3,62$
(L.3)	$G_D = 2,23$	$G_D = 2,40$
(L.2)	$c_{dD} = 0,890$	$c_{dD} = 0,958$

La Tabella 4.11.III riassume i valori delle forze statiche equivalenti longitudinali. Essi sono dati dal prodotto delle forze aerodinamiche di picco (paragrafo 4.11.1) per i corrispondenti valori dei coefficienti dinamici (Tabella 4.11.II).

Tabella 4.11.III – Valori delle forze statiche equivalenti.

Condizione di carico	Forza aerodinamica di picco (N)	c_{dD}	Forza statica equivalente (N)
1	600079	0,890	534070
2	785071	0,890	698713
3	1110898	0,958	1064240

4.11.4 Forze aerodinamiche di picco su un singolo elemento

A titolo esemplificativo, si considerano le azioni aerodinamiche sul terzo diagonale della travata, la cui sezione è mostrata in Figura 4.11.4. La lunghezza dell'elemento è pari a 11,04 m. L'elemento è disposto con l'anima ortogonale al piano della travata. Quindi, poichè il vento è perpendicolare al piano della travata, la sua direzione è parallela all'anima.

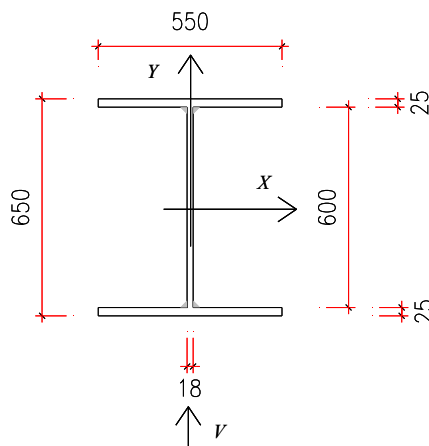


Figura 4.11.4 – Sezione del terzo diagonale.

Applicando le prescrizioni riportate nel paragrafo 3.3.4, la forza aerodinamica longitudinale di picco per unità di lunghezza (agente secondo l'asse Y) è fornita dall'Eq. (3.14b), dove q_p è la pressione cinetica di picco, c_{fy} è il coefficiente di forza longitudinale, z è la quota corrente della sezione sul suolo, l è la dimensione di riferimento della sezione. In mancanza di dati più specifici, suffragati da opportuna documentazione o da prove sperimentali in galleria del vento, queste grandezze sono valutate applicando l'Appendice G.

Utilizzando i risultati ottenuti nel paragrafo 4.2.7, all'estremo inferiore dell'elemento $z = 5,15$ m, quindi $q_p(z) = 786$ N/m². All'estremo superiore $z = 14,90$ m, quindi $q_p(z) = 1094$ N/m².

Il coefficiente di forza longitudinale c_{fy} (paragrafo G.10.1) è fornito dall'Eq. (G.18b), dove c_{fy0} è il coefficiente di forza longitudinale relativo a un elemento di dimensioni idealmente infinite, ψ_λ è il coefficiente di snellezza funzione degli effetti di bordo.

Nella Figura G.50 è contemplata una sezione a doppio T con la larghezza delle ali uguale all'altezza della sezione; sebbene essa non coincida con la situazione effettiva, in mancanza di valutazioni più accurate si usano i dati relativi a questo caso. Quindi, con vento incidente parallelamente all'anima, $c_{fy0} = 1,9$; la lunghezza di riferimento l della sezione è inoltre uguale all'altezza b della sezione

dell'elemento. Applicando le prescrizioni fornite dal paragrafo G.10.8, per $L = 11,04$ m e $l = b = 0,65$ m si ottiene $L/l = 16,98$. Sulla base della Tabella G.XIX, per il caso di flusso libero ad almeno un'estremità (come suggerito per i nodi ordinari non vincolati delle travi reticolari) e sezione a spigoli vivi, $\lambda = 2 \cdot L/l = 33,96$. Dall'Eq. (G.23b) o dalla Figura G.53 si ottiene $\psi_\lambda = 0,833$. Ne deriva che il coefficiente di forza longitudinale è $c_{fY} = 1,90 \times 0,833 = 1,58$.

Applicando l'Eq. (3.14b), la forza aerodinamica longitudinale per unità di lunghezza all'estremo inferiore dell'elemento è $f_Y = 786 \times 0,65 \times 1,58 = 807$ N/m, mentre quella che agisce all'estremo superiore è $f_Y = 1094 \times 0,65 \times 1,58 = 1123$ N/m.

Considerato l'andamento del profilo della pressione cinetica di picco, assumere un andamento lineare della forza aerodinamica lungo l'asse dell'elemento conduce ad una lieve sottostima della forza aerodinamica globale (sull'elemento).

4.11.5 Parametri dinamici dell'elemento

I parametri dinamici dell'elemento considerato sono valutati mediante modelli a elementi finiti e applicando i criteri forniti dall'Appendice I.

In prima approssimazione si schematizza l'elemento in esame mediante una trave prismatica le cui condizioni di vincolo sono intermedie fra la doppia cerniera e il doppio incastro agli estremi. La sezione trasversale dell'elemento ha un'area $A = 0,0383$ m²; i momenti di inerzia flessionale rispetto agli assi X e Y valgono rispettivamente $J_x = 3,011 \cdot 10^{-3}$ m⁴ e $J_y = 0,693 \cdot 10^{-3}$ m⁴. Il modulo elastico e la massa per unità di volume dell'acciaio valgono rispettivamente $E = 0,21 \cdot 10^{12}$ N/m² e $\rho_s = 7.850$ kg/m³; quindi la massa per unità di lunghezza dell'elemento è $m = 300,65$ kg/m. Applicando l'Eq. (I.2) si ricavano le frequenze proprie riportate in Tabella 4.11.IV: n_D e n_L indicano rispettivamente le frequenze proprie del primo modo di vibrazione longitudinale (lungo Y) e trasversale (lungo X). Nella stessa tabella sono inoltre riportati i risultati delle analisi svolte mediante un modello globale del ponte a elementi finiti.

Tabella 4.11.IV – Frequenze proprie dell'elemento.

Condizione di carico	n_D (Hz)	n_L (Hz)
vincolo cerniera - cerniera	18,69	8,97
vincolo incastro – incastro	42,37	20,35
modello a elementi finiti	28,9	14,1

E' interessante osservare che il modello a elementi finiti fornisce valori intermedi fra i limiti teorici. In ogni caso si tratta di frequenze proprie alquanto elevate, tipiche di elementi molto rigidi.

I primi modi di oscillazione flessionale dell'elemento sono riportati nella Tabella I.III. Qualunque sia lo schema del vincolo, il modo ha massima ampiezza nel punto medio dell'elemento.

Applicando il criterio fornito al paragrafo I.4, la massa equivalente per unità di lunghezza (relativa a qualunque modo di vibrazione) è pari alla massa (uniforme) per unità di lunghezza dell'elemento, quindi $m_{e,i} = m = 300,65$ kg/m.

Il rapporto di smorzamento relativo al critico è valutato tramite le prescrizioni fornite dal paragrafo I.6. In base all'Eq. (I.28), esso è dato dalla somma di tre contributi di diversa natura. In assenza di prescrizioni specifiche sui singoli elementi, tenendo conto che l'elemento in questione è dotato di vincoli realizzati mediante saldature, si suggerisce di assumere, a favore di sicurezza, un rapporto di smorzamento strutturale $\xi_s = 0,002$. A favore di sicurezza si trascura inoltre lo smorzamento aerodinamico (paragrafo I.6.5). Sull'elemento non sono presenti apparecchi dissipatori. Pertanto, il rapporto di smorzamento complessivo coincide con il rapporto di smorzamento strutturale.

4.11.6 Forze statiche equivalenti longitudinali dell'elemento

L'elemento considerato rientra nella categoria dei singoli elementi strutturali con rigidezza sufficientemente elevata (frequenza del primo modo nella direzione del vento maggiore di 5 Hz). Pertanto, il paragrafo 3.4.1 consente di attribuire al coefficiente dinamico il valore $c_d = 1$. Ne deriva che, in virtù dell'Eq. (3.17), le azioni statiche equivalenti longitudinali coincidono con le azioni aerodinamiche di picco.

Peraltro, assumere $c_d = 1$ costituisce una scelta non necessaria e a favore di sicurezza. Applicando l'Appendice L è possibile, se necessario, ridurre il valore di c_d .

4.11.7 Distacco dei vortici dall'elemento

Il comportamento dell'elemento al distacco dei vortici può essere valutato applicando i criteri forniti dall'Appendice O. Per questo è necessario determinare, in primo luogo, le velocità critiche, ossia le velocità medie del vento che causano la risonanza, e i relativi numeri di Scruton.

La velocità critica del vento per l' i -esimo modo di vibrazione trasversale, $v_{cr,i}$, è data dall'Eq. (O.2), dove $n_{L,i}$ è la frequenza propria dell' i -esimo modo di vibrazione trasversale, b è la dimensione di riferimento della sezione trasversale, St è il numero di Strouhal. Essa può attuarsi a patto che $v_{cr,i} \leq v_{m,i}$, dove $v_{m,i}$ è la velocità media del vento alla quota del punto medio dell'elemento, $z_m = 10,02$ m, con periodo di ritorno $T_R = 500$ anni (Eq. O.3); quindi, $v_{m,i} = 30,03$ m/s (paragrafo 4.2.5).

Per quanto riguarda il primo modo trasversale, la frequenza propria è $n_{L,1} = n_L = 14,1$ Hz e la forma modale è massima nel punto medio dell'elemento (paragrafo 4.11.5). Dalla Tabella O.I si evince che per $d/b = 0,650/0,550 = 1,18$ risulta $St = 0,106$. Dall'Eq. (O.2) si ricava il valore della prima velocità critica $v_{cr,1} = 14,1 \cdot 0,550 / 0,106 = 73,16$ m/s. Poiché $v_{cr,1} = 73,16$ m/s $>$ $v_{m,1} = 30,03$ m/s, non è necessaria una verifica specifica associata al fenomeno del distacco dei vortici. Si noti che si sarebbe arrivati allo stesso risultato utilizzando, a favore di sicurezza, la frequenza propria $n_{L,1} = n_L = 8,97$ Hz corrispondente al caso di un elemento doppiamente incernierato (Tabella 4.11.IV) (ad esempio non disponendo di un modello a elementi finiti).

4.11.8 Galoppo dell'elemento

Al fine di escludere l'instabilità per galoppo (paragrafo P.2), o rendere il suo accadimento altamente improbabile, è necessario soddisfare la condizione $v_{G,i} > v_{m,i}$ (Eq. P.4), dove $v_{G,i}$ è la velocità critica di galoppo per l' i -esimo modo di vibrazione trasversale, $v_{m,i} = 30,03$ m/s (paragrafo 4.11.7). In generale la condizione più severa riguarda il primo modo di vibrazione (paragrafo P.2.3).

La velocità critica di galoppo per il primo modo di vibrazione trasversale, $v_{G,1}$, è data dall'Eq. (P.2) dove $m_{e,1} = 300,65$ kg/m è la massa equivalente per unità di lunghezza (paragrafo 4.11.5), $n_{L,1} = n_L = 14,1$ Hz è la prima frequenza propria trasversale (paragrafo 4.11.5), $\xi_{L,1} = 0,002$ è il fattore di smorzamento complessivo, avendo escluso la parte aerodinamica (paragrafo 4.11.5), $\rho = 1,25$ kg/m³ è la densità dell'aria, $b = 0,55$ m. Inoltre, applicando l'Eq. (O.4), il numero di Scruton relativo al primo modo di vibrazione trasversale risulta $Sc_1 = 19,98$. Infine, poichè la sezione dell'elemento considerato non è contemplata nella Tabella P.I, il fattore di instabilità per galoppo è assunto $a_G = 10$ (paragrafo P.2.2). Pertanto, $v_{G,1} = 30,99$ m/s $>$ $v_{m,1} = 30,03$ m/s.

Si noti che in base a questo risultato la verifica per galoppo sembra essere soddisfatta in condizioni limite. In realtà ciò deriva dalla mancanza di informazioni specifiche sul parametro a_G ; essa comporta una scelta di tale valore estremamente prudente.

4.12 PONTE STRADALE A CASSONE CHIUSO

La struttura esaminata nel presente paragrafo è un ponte autostradale costituito da due impalcati a cassone affiancati (Figura 4.12.1).

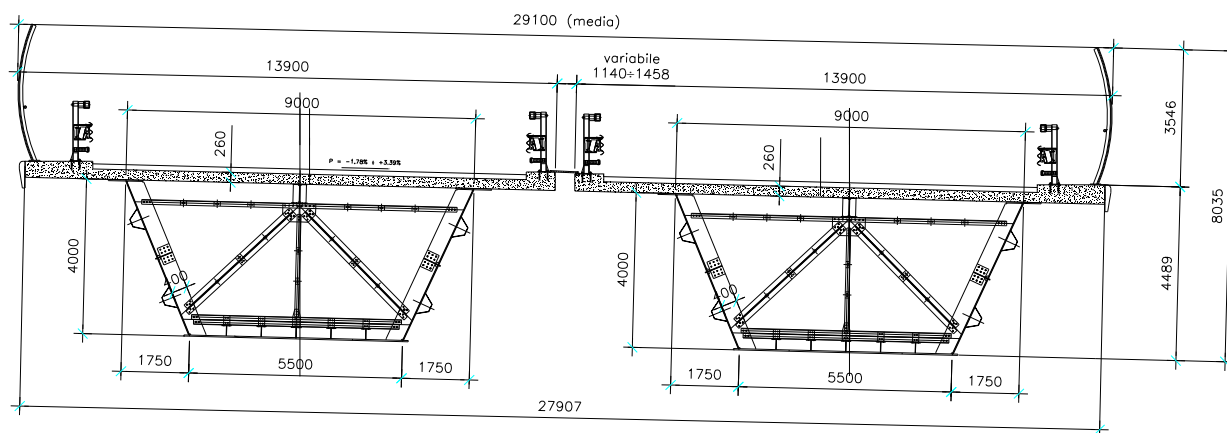


Figura 4.12.1 – Sezione trasversale del ponte (tipica).

I singoli impalcati sono costituiti da un cassone trapezoidale in acciaio di altezza pari a 4.000 mm, la base inferiore è 5.500 mm, la base superiore è 9.000 mm; il cassone collabora con una soletta in calcestruzzo armato di spessore 260 mm e larghezza complessiva pari a 13.700 mm.

I due impalcati, tra loro scollegati strutturalmente, e sono affiancati a una distanza variabile tra 1.140 e 1.458 mm. La larghezza complessiva della sezione è quindi variabile tra 28,94 m e 29,26 m.

In direzione longitudinale il ponte è caratterizzato da uno schema statico di trave continua a due campate su tre appoggi; le due campate hanno uguale luce, ciascuna pari a 76,75 m. Nel complesso il ponte ha quindi una lunghezza pari a 153,50 m (Figura 4.12.2).

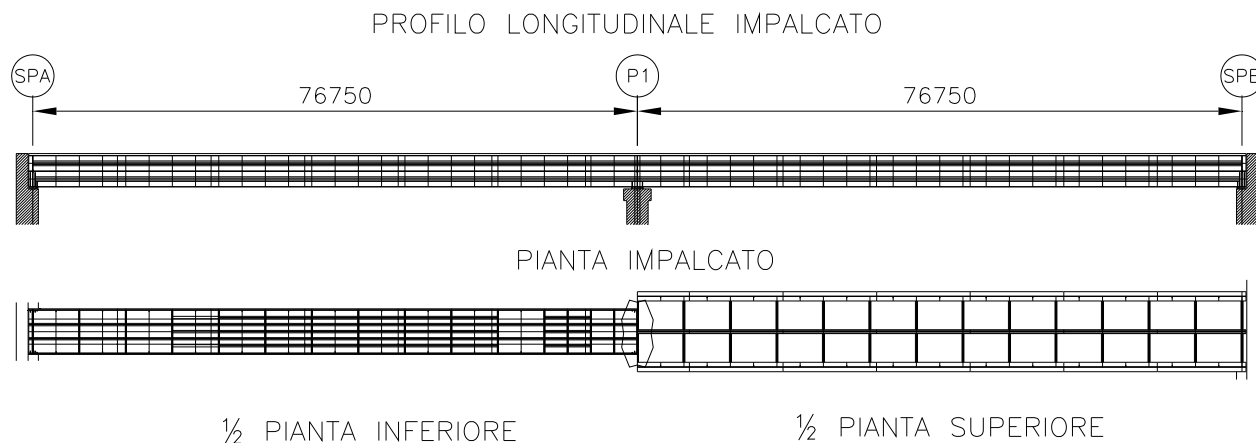


Figura 4.12.2 – Profilo longitudinale e pianta del ponte.

La sezione trasversale è protetta da due schermature di forma leggermente convessa, di altezza pari a 3.548 mm; la sezione trasversale dell'impalcato presenta quindi un'altezza massima pari a 8.053 mm. Nel caso dei ponti stradali, in presenza di traffico, si assume che la sagoma dei veicoli in transito abbia un'altezza pari a 3 m (paragrafo G.11); tale sagoma è quindi protetta dalle schermature. Pertanto, l'altezza della superficie esposta al vento è indipendentemente dalla presenza o meno di traffico veicolare.

La Tabella 4.12.I riassume le principali caratteristiche geometriche del ponte, adottando una simbologia coerente con la Figura G.56.

Tabella 4.12.I – Caratteristiche geometriche del ponte.

$d_1 = d_2$	13.900 mm
d_0 (media)	1.300 mm
$D = d_1 + d_0 + d_2$	29.100 mm
h_{tot}	8.035 mm
$D_G = d_1/2 + d_0 + d_2/2$	15.200 mm
L	76.750 mm

La valutazione delle azioni del vento sull'impalcato è condotta utilizzando le prescrizioni fornite dal paragrafo 3.3.4 e dalle Appendici G, L e P. Si ricordi peraltro che il paragrafo G.11 (Impalcato da ponte) dell'Appendice G fornisce indicazioni tuttora preliminari; in nessun caso esse rappresentano richieste vincolanti

Partendo dalle valutazioni eseguite nel paragrafo 4.2, il paragrafo 4.12.1 determina le azioni aerodinamiche di picco esercitate dal vento su ciascun impalcato. Il paragrafo 4.12.2 ricava le azioni aerodinamiche di picco trasmesse dagli impalcato alla pila centrale e a ciascuna spalla. Il paragrafo 4.12.3 riassume le valutazioni relative ai parametri dinamici della struttura. Il paragrafo 4.12.4 analizza e discute i coefficienti dinamici e le azioni statiche equivalenti. Il paragrafo 4.12.5 valuta la suscettibilità dell'impalcato a manifestare fenomeni aeroelastici instabili (*flutter*).

4.12.1 Azioni aerodinamiche di picco su ciascun impalcato

Applicando le prescrizioni riportate nel paragrafo 3.3.4, le azioni aerodinamiche di picco per unità di lunghezza sono fornite dall'Eq. (3.14), dove f_x , f_y e m_z sono, rispettivamente, la forza longitudinale, la forza trasversale e il momento torcente per unità di lunghezza; q_p è la pressione cinetica di picco, c_{fx} , c_{fy} e c_{mz} sono i coefficienti aerodinamici di forza e di momento, l è la dimensione relativa di riferimento (che nei ponti generalmente coincide con la larghezza dell'impalcato). In mancanza di dati più specifici suffragati da opportuna documentazione, o da prove sperimentali in galleria del vento, queste grandezze sono valutate applicando il paragrafo G.11. Tutte le analisi sono riferite al caso in cui il vento agisca perpendicolarmente all'asse del ponte.

La pressione cinetica di picco è fornita al paragrafo 4.2.7. L'altezza di riferimento dell'impalcato, \bar{z} , è pari alla quota del punto medio dell'impalcato posto a quota maggiore (paragrafo G.11.1), $\bar{z} \cong 25,00$ m. Pertanto, all'altezza di riferimento, e per $T_R = 50$ anni, la pressione cinetica di picco è pari a $q_p(\bar{z}) = 1.260$ N/m².

La distanza tra i due impalcato affiancati è pari a $d_0 = 1,3$ m (Tabella 4.12.I); la larghezza dei due impalcato è $d_1 = d_2 = 13,90$ m; $d_0/\max\{d_1, d_2\} = 1,30/13,90 = 0,094 < 1/4$. Pertanto, sulla scorta dell'Eq. (G.25), la valutazione delle azioni aerodinamiche sugli impalcato va svolta mediante la procedura relativa al caso b) del paragrafo G.11.2.

Si procede valutando in successione: 1) le azioni del vento su ciascun impalcato come se questo fosse isolato; 2) le azioni del vento trattando l'insieme dei due impalcato come un unico impalcato; 3) le azioni del vento su ciascun impalcato.

1) Azioni del vento su ciascun impalcato come se questo fosse isolato

La larghezza di riferimento è pari a $d_1 = 13,9$ m. Quindi, essendo $h_{tot} = 8,035$ m, $d_1/h_{tot} = 1,73$.

Applicando le prescrizioni fornite dal paragrafo G.11.1, ed essendo $d_1/h_{tot} = 1,73 < 2$, la valutazione del coefficiente di forza c_{fx} è svolta mediante i criteri relativi alle sezioni rettangolari (paragrafo

G.10.3), Eq. G.21. Pertanto, (per $d/b = 1,73$) $c_{fX_0} = 1,76$. Considerando la notevole lunghezza del ponte, a favore di sicurezza, si trascura la riduzione dovuta agli effetti di bordo. Quindi si assume un coefficiente di snellezza pari $\psi_\lambda = 1$, ottenendo $c_{fX} = c_{fX_0} = 1,76$.

Occorre prestare attenzione al fatto che, nel caso della sezione rettangolare (paragrafo G.10.3), il coefficiente c_{fX} è riferito alla sua dimensione ortogonale al flusso, b (Figura G.49). Pertanto, applicando l'Eq. (3.14a) con $l = h_{tot}$, la forza longitudinale (orizzontale) per unità di lunghezza è pari a $f_{Xl} = 17.818$ N/m.

Applicando le Eqq. (G.24b) e (G.24c), $c_{fY} = \pm 0,873$ e $c_{mZ} = \pm 0,2$; conseguentemente, applicando le Eqq. (3.14b) e (3.14c), la forza trasversale (verticale) e il momento torcente per unità di lunghezza, riferite a d_1 , sono pari a $f_{Yl} = \pm 15.289$ N/m e $m_{Zl} = \pm 48.689$ N·m/m.

2) Azioni del vento trattando l'insieme dei due impalcati come un unico impalcato

La larghezza di riferimento è pari a $D = 29,1$ m. Quindi, essendo $h_{tot} = 8,035$ m, $D/h_{tot} = 3,62$.

Applicando le prescrizioni fornite dal paragrafo G.11.1, ed essendo $D/h_{tot} = 3,62 > 2$, la valutazione del coefficiente di forza c_{fX} è svolta mediante l'Eq. (G.24a). Pertanto, (per $d/h_{tot} = 3,62$) $c_{fX} = 0,41$. Inoltre, applicando le Eqq. (G.24b) e (G.24c), $c_{fY} = \pm 1,062$ e $c_{mZ} = \pm 0,2$. Conseguentemente, applicando le Eqq. (3.14a), (3.14b) e (3.14c), la forza longitudinale (orizzontale), la forza trasversale (verticale) e il momento torcente per unità di lunghezza, riferite a D , sono pari a $f_{X2} = 15.033$ N/m, $f_{Y2} = \pm 38.939$ N/m e $m_{Z2} = \pm 213.396$ N·m/m.

3) Azioni del vento su ciascun impalcato

Le azioni del vento su ciascun impalcato derivano dalle valutazioni sopra eseguite applicando l'Eq. (G.26). Esse sono riportate nella Tabella 4.12.II e vanno applicate nel baricentro dell'impalcato.

Tabella 4.12.II – Azioni aerodinamiche di picco per unità di lunghezza (singolo impalcato).

Azione	Valore
f_X	17.818 N/m
f_Y	± 30.305 N/m
m_Z	± 48.689 N·m/m

I valori delle azioni riportati in Tabella 4.12.II si riferiscono all'impalcato sopravento. Ovviamente, tali valori vanno utilizzati anche per il secondo impalcato, interpretando questa condizione di carico come associata al vento proveniente dalla direzione opposta rispetto a quella esaminata.

4.12.2 Azioni aerodinamiche trasmesse alla pila centrale e alle spalle

La valutazione delle azioni aerodinamiche di picco trasmesse dai due impalcati alle strutture di supporto comuni, nel caso in esame la pila centrale e le due spalle, va svolta mediante la procedura relativa al caso c) del paragrafo G.11.2.

La forza nella direzione del vento è pari al valore maggiore tra la forza valutata trattando l'insieme dei due impalcati come un unico impalcato di larghezza totale D , e la forza valutata considerando il solo impalcato sopravento come isolato. Nel primo caso l'azione trasmessa alla pila centrale è pari a $F_X = 15.033 \cdot (5/4) \cdot 76,75$ N = $1,44 \cdot 10^6$ N; nel secondo caso, $F_X = 17.818 \cdot (5/4) \cdot 76,75$ N = $1,71 \cdot 10^6$ N. Pertanto $F_X = 1,71 \cdot 10^6$ N. Conseguentemente, l'azione trasmessa a ciascuna spalla è pari a $F_X = (3/10) \cdot 1,71 \cdot 10^6$ N = $0,513 \cdot 10^6$ N.

La forza trasversale (verticale) F_Y e il momento torcente M_Z vanno valutati trattando l'insieme dei due impalcati come un unico impalcato di larghezza totale D . Pertanto, $F_Y = \pm 38.939 \cdot (5/4) \cdot 76,75 \text{ N} = \pm 3,74 \cdot 10^6 \text{ N}$, $M_Z = \pm 213.396 \cdot 76,75 \text{ N} = \pm 16,38 \cdot 10^6 \text{ N}\cdot\text{m}$. Conseguentemente, le azioni trasmesse a ciascuna spalla sono pari a $F_Y = \pm (3/10) \cdot 3,74 \cdot 10^6 \text{ N} = \pm 1,12 \cdot 10^6 \text{ N}$, $M_Z = \pm (1/2) \cdot 16,38 \cdot 10^6 \text{ N}\cdot\text{m} = \pm 8,19 \cdot 10^6 \text{ N}\cdot\text{m}$.

La Tabella 4.12.III riassume le azioni trasmesse dai due impalcati alla pila centrale e a ciascuna spalla.

Tabella 4.12.III – Azioni trasmesse dai due impalcati alla pila centrale.

Azione	Valore riferito alla pila centrale	Valore riferito a ciascuna spalla
F_X	$1,71 \cdot 10^6 \text{ N}$	$0,513 \cdot 10^6 \text{ N}$
F_Y	$\pm 3,74 \cdot 10^6 \text{ N}$	$\pm 1,12 \cdot 10^6 \text{ N}$
M_Z	$\pm 16,38 \cdot 10^6 \text{ N}\cdot\text{m}$	$\pm 8,19 \cdot 10^6 \text{ N}\cdot\text{m}$

4.12.3 Parametri dinamici

In assenza di traffico veicolare, la massa di ciascun impalcato per unità di lunghezza è pari a $m = 1.970 \text{ kg/m}$. Il momento di inerzia polare di massa di ciascun impalcato per unità di lunghezza è pari a $I_p = 62.300 \text{ kg}\cdot\text{m}$.

La valutazione delle frequenze proprie e dei modi di vibrazione del ponte è eseguita schematizzando la struttura mediante un modello a elementi finiti. La Tabella 4.12.IV riporta le principali frequenze proprie (primo modo trasversale verticale, primo modo torsionale e primo modo longitudinale orizzontale) del ponte scarico (senza traffico veicolare) e a pieno carico. La Figura 4.12.3 illustra i tre modi di vibrazione corrispondenti alle frequenze proprie riportate in Tabella 4.12.IV; i modi hanno forma pressoché immutata in assenza e in presenza di traffico.

Tabella 4.12.IV – Principali frequenze proprie di vibrazione.

Frequenza propria	Ponte scarico	Ponte a pieno carico
frequenza trasversale: $n_{L,1}$	1,21 Hz	1,06 Hz
frequenza torsionale: $n_{M,1}$	3,74 Hz	3,28 Hz
frequenza longitudinale: $n_{D,1}$	4,79 Hz	4,21 Hz

Il rapporto di smorzamento relativo al critico è valutato tramite le prescrizioni fornite dal paragrafo I.6. In base all'Eq. (I.28), esso è dato dalla somma di tre contributi di diversa natura. Applicando la Tabella I.V al tipo in esame (ponte in struttura composta acciaio-calcestruzzo), il rapporto di smorzamento strutturale relativo al primo modo è pari a $\xi_{s,1} = 0,006$. A favore di sicurezza si trascura lo smorzamento aerodinamico (paragrafo I.6.5). Si ammette infine che sulla struttura non siano installati apparecchi dissipatori. Pertanto, il rapporto di smorzamento complessivo coincide con il rapporto di smorzamento strutturale, $\xi_1 = \xi_{s,1} = 0,006$. Si ammette che tale valore si mantenga invariato per tutti i modi di vibrazione.

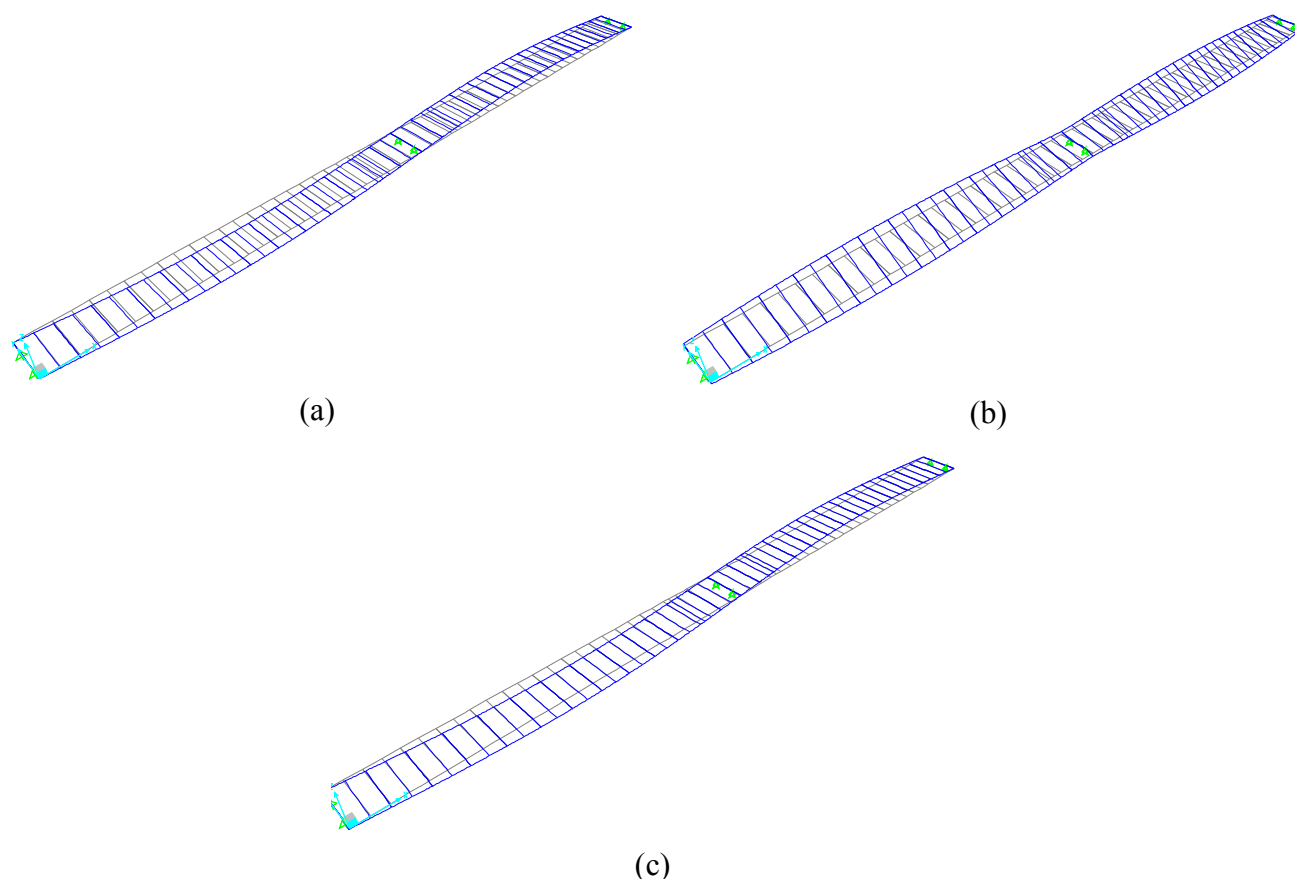


Figura 4.12.3 – Principali modi di vibrazione dell’impalcato: (a) primo modo (primo modo trasversale verticale); (b) terzo modo (primo modo torsionale); (c): sesto modo (primo modo longitudinale orizzontale).

4.12.4 Coefficienti dinamici e azioni statiche equivalenti

Le azioni esercitate dal vento in direzione longitudinale sono valutate mediante le prescrizioni fornite dalle Istruzioni nel paragrafo 3.4.

Coerentemente con l’Eq. (3.17), le azioni statiche equivalenti sono espresse dal prodotto della forza aerodinamica di picco valutata nel Paragrafo 4.11.1 per il coefficiente dinamico c_d , nella fattispecie $c_d = c_{dD}$, essendo c_{dD} il coefficiente dinamico longitudinale. In mancanza di valutazioni più accurate esso è valutato applicando i criteri illustrati in L.2.

In particolare, il coefficiente dinamico c_{dD} è fornito dall’Eq. (L.2). La sua valutazione è svolta applicando la procedura indicata in Tabella L.I. Coerentemente con la Figura L.2, il ponte è schematizzato tramite il modello orizzontale. La Tabella 4.11.IV riassume le fasi di calcolo che conducono alla valutazione di c_{dD} nel caso di ponte scarico e di ponte a pieno carico.

Tabella 4.12.IV - Fasi di calcolo per la determinazione del coefficiente dinamico longitudinale.

Equazione	Parametro (Ponte scarico)	Parametro (Ponte a pieno carico)
Figura L.2	$h = 8,053 \text{ m}$	$h = 8,053 \text{ m}$
	$b = 76,750 \text{ m}$	$b = 76,750 \text{ m}$
	$h_1 = 21,00 \text{ m}$	$h_1 = 21,00 \text{ m}$
	$z_e \approx 25,00 \text{ m}$	$z_e \approx 25,00 \text{ m}$
(3.5)	$v_m(z_e) = 29,82 \text{ m/s}$	$v_m(z_e) = 29,82 \text{ m/s}$
(3.7)	$I_v(z_e) = 0,181$	$I_v(z_e) = 0,181$
(3.8)	$L_v(z_e) = 95,59 \text{ m}$	$L_v(z_e) = 95,59 \text{ m}$
Analisi e.f.	$n_D = 4,79 \text{ Hz}$	$n_D = 4,21 \text{ Hz}$
(I.28)	$\xi_D = 0,006$	$\xi_D = 0,006$
(L.4)	$B^2 = 0,545$	$B^2 = 0,545$
(L.6)	$S_D = 0,023$	$S_D = 0,025$
(L.9)	$\eta_h = 5,175$	$\eta_h = 4,548$
(L.9)	$\eta_b = 49,320$	$\eta_b = 43,348$
(L.7)	$R_h = 0,175$	$R_h = 0,196$
(L.8)	$R_b = 0,020$	$R_b = 0,023$
(L.5)	$R_D^2 = 0,010$	$R_D^2 = 0,014$
(L.11)	$v_D = 0,654 \text{ Hz}$	$v_D = 0,674 \text{ Hz}$
(L.10)	$g_D = 3,623$	$g_D = 3,631$
(L.3)	$G_D = 1,978$	$G_D = 1,984$
(L.2)	$c_{dD} = 0,872$	$c_{dD} = 0,875$

E' interessante notare che, nel caso in esame, la presenza o meno del traffico veicolare ha un ruolo pressoché trascurabile sul coefficiente dinamico longitudinale. Peraltro, essendo minore di 1, tale coefficiente ha la proprietà di ridurre le azioni aerodinamiche valutate nei paragrafi 4.12.1 e 4.12.2 in virtù dell'elevata rigidità della struttura abbinata al suo rilevante sviluppo dimensionale.

Il prodotto delle forze aerodinamiche longitudinali (paragrafi 4.12.1 e 4.12.2) per il coefficiente dinamico longitudinale (Tabella 4.12.IV) fornisce le forze statiche equivalenti longitudinali riportate in Tabella 4.12.V.

Tabella 4.12.V – Forze statiche equivalenti longitudinali.

Forza per unità di lunghezza su ciascun impalcato	$f_X = 17.818 \cdot 0,875 = 15.591 \text{ N/m}$
Forza risultante sulla pila centrale	$F_X = 1,71 \cdot 10^6 \cdot 0,875 = 1,50 \cdot 10^6 \text{ N}$
Forza risultante su ciascuna spalla	$F_X = 0,513 \cdot 10^6 \cdot 0,875 = 0,45 \cdot 10^6 \text{ N}$

La valutazione delle azioni statiche equivalenti trasversali (verticali) e torsionali richiede la valutazione preliminare dei relativi coefficienti dinamici. Purtroppo, allo stato attuale delle conoscenze, non esistono metodi, facilmente trasferibili al settore progettuale, in grado di fornire tali valori. Ciò appare particolarmente pregiudizievole nel caso in esame, dove le frequenze proprie trasversali e torsionali sono minori della frequenza propria longitudinale dando luogo, potenzialmente, a maggiori amplificazioni dinamiche. In assenza di metodi adeguati di calcolo, e senza ricorrere a valuta-

zioni specialistiche, in prima approssimazione si pone $c_{dL} = c_{dM} = 1$. Quindi si assume che le azioni statiche equivalenti trasversali e torsionali coincidano con le azioni aerodinamiche di picco corrispondenti. Sembra lecito assumere che tale ipotesi sia ragionevole. Non esiste però la garanzia che essa costituisca una scelta a favore di sicurezza.

4.12.4 Suscettibilità dell'impalcato al fenomeno del *flutter*

Al fine di valutare la suscettibilità dell'impalcato al fenomeno del *flutter*, si adottano i criteri riportati nell'Appendice P e in particolare nel paragrafo P.4; essi riguardano il singolo impalcato supposto isolato. L'analisi è svolta valutando dapprima la suscettibilità dell'impalcato al *flutter* torsionale (paragrafo P.4.1); successivamente si valuta la suscettibilità dell'impalcato al *flutter* accoppiato flessio-torsionale (paragrafo P.4.2).

Applicando le prescrizioni fornite al paragrafo P.4.1, e in particolare l'Eq. (P.11), $v_{m,l} = 29,82 \cdot 1,207 = 35,99$ m/s, $d = 13,9$ m, $n_{M,1} = 3,28$ Hz. Pertanto, il rapporto al membro di sinistra dell'Eq. (P.11) è pari a $0,95 < 3$. Quindi è possibile escludere l'occorrenza del *flutter* torsionale.

Applicando le prescrizioni fornite al paragrafo P.4.2, ed essendo $m = 1.970$ kg/m, $I_p = 62.300$ kg·m e $\rho = 1,25$ kg/m³, l'Eq. (P.13) fornisce i parametri adimensionali $r = 0.405$ e $\mu = 16,31$. Inoltre, $n_{L,1} = 1,06$ Hz, $h/d = h_{10}/d = 8,035/13,900 = 0,58$, quindi $\beta_F = 0,30$ (Figura P.6). Pertanto, il rapporto al membro di sinistra dell'Eq. (P.12) è pari a $3,094 > 1,5$. Il rapporto al membro di sinistra dell'Eq. (P.13) è pari a $2,93 < 20$. Il rapporto al membro di sinistra dell'Eq. (P.14) è pari a $0,95$ ed è minore del rapporto al membro di destra che vale $1,825$. Quindi, essendo simultaneamente verificate le tre disuguaglianze definite dalle Eq. (P.12), (P.13) e (P.14), è possibile escludere l'occorrenza del *flutter* accoppiato flessio-torsionale.

In realtà è bene notare che il *flutter* è un fenomeno molto pericoloso soprattutto per i ponti sospesi e strallati. Difficilmente può avere luogo per un ponte con travate e cassone quale quello studiato in questo paragrafo. Una verifica è comunque appropriata.

Il presente Documento Tecnico è stato predisposto da un Gruppo di studio così composto:

BARTOLI Prof. Gianni	- Università di Firenze
GUSELLA Prof. Vittorio	- Università di Perugia
PICCARDO Prof. Giuseppe	- Università di Genova
PISTOLETTI Prof. Pierangelo	- Seteco Ingegneria - Università di Genova
RICCIARDELLI Prof. Francesco	- Università di Reggio Calabria
SOLARI Prof. Giovanni (<i>Coordinatore</i>)	- Università di Genova
VINTANI Ing. Alberto	- BCV Progetti - Milano

Il testo del Documento è stato approvato in versione preliminare il 17/01/08, e sottoposto a inchiesta pubblica, dalla “Commissione di studio per la predisposizione e l’analisi di norme tecniche relative alle costruzioni” così composta:

ANGOTTI Prof. Franco	- Università di Firenze
ASCIONE Prof. Luigi	- Università di Salerno
BARATTA Prof. Alessandro	- Università “Federico II” - Napoli
COSENZA Prof. Edoardo	- Università “Federico II” - Napoli
GIANGRECO Prof. Elio	- Università “Federico II” - Napoli
JAPPELLI Prof. Ruggiero	- Università “Tor Vergata” - Roma
MACERI Prof. Franco (<i>Presidente</i>)	- Università “Tor Vergata” - Roma
MAZZOLANI Prof. Federico Massimo	- Università “Federico II” - Napoli
PINTO Prof. Paolo Emilio	- Università “La Sapienza” - Roma
POZZATI Prof. Piero	- Università di Bologna
SOLARI Prof. Giovanni	- Università di Genova
URBANO Prof. Carlo	- Politecnico di Milano
VINCI Arch. Roberto	- Consiglio Nazionale delle Ricerche
ZANON Prof. Paolo	- Università di Trento

A conclusione dell’inchiesta pubblica, la “Commissione di studio per la predisposizione e l’analisi di norme tecniche relative alle costruzioni” ha approvato il Documento in versione finale il 19/02/09. Nel corso dell’inchiesta pubblica i Proff. Elio Giangreco e Piero Pozzati hanno cessato di fare parte della Commissione.