

COMMITTENTE



PROGETTAZIONE:



CUP: F81H9100000008

U.O. INFRASTRUTTURE NORD

PROGETTO PRELIMINARE

INFRASTRUTTURE FERROVIARIE STRATEGICHE DEFINITE DALLA LEGGE OBIETTIVO N.443/01

**LINEA A.V./A.C. TORINO-VENEZIA Tratta MILANO-VERONA
Lotto funzionale QUADRUPLICAMENTO EST IN USCITA DA BRESCIA**

OPERE CIVILI

Relazione di predimensionamento barriere antirumore

SCALA:

-

COMMESSA LOTTO FASE ENTE TIPO DOC. OPERA/DISCIPLINA Progr. REV.

I N O W 0 0 R 2 6 C L M U 0 0 0 0 0 0 1 B

Rev.	Descrizione	Redatto	Data	Verificato	Data	Approvato	Data	Autorizzato
A	Emissione Esecutiva	P. Luciani	Giugno 2019	C.Laporta	Giugno 2019	A.Campanella	Giugno 2019	F.Sacchi Febr. 2020 ITALFERR - UO INFRASTRUTTURE NORD Det. Ing. Francesco Sacchi Ordine degli Ingegneri della Provincia di Roma n. 33472/2019
B	Revisione generale a seguito nuovi input	P. Luciani	Febr. 2020	C.Laporta	Febr. 2020	A.Campanella	Febr. 2020	

File: IN0W00R26CLMU0000001B.docx

n. Elab.:

INDICE

1	PREMESSA.....	4
2	RIFERIMENTI NORMATIVI	4
3	SOFTWARE DI CALCOLO	5
4	MATERIALI	5
5	METODO DI CALCOLO	6
5.1	CONTESTO NORMATIVO E METODO DI ANALISI	6
5.1.1	Stati limite ultimi (SLU).....	6
5.1.2	Stati limite di esercizio (SLE).....	6
6	CARATTERIZZAZIONE SISMICA	7
6.1	PERIODO DI RIFERIMENTO PER L'AZIONE SISMICA	7
6.2	CATEGORIA DI SOTTOSUOLO E CONDIZIONI TOPOGRAFICHE.....	7
6.3	SPETTRO DI RISPOSTA ELASTICO E DI PROGETTO IN ACCELERAZIONE.....	9
6.3.1	Comune di Brescia.....	10
7	DESCRIZIONE DELLE AZIONI SUI MONTANTI.....	14
7.1	PESO PROPRIO	15
7.1.1	Carichi permanenti (G1).....	15
7.1.2	Peso barriera tipo (G2).....	15
7.2	CARICO VARIABILE DA VENTO (Q1).....	15
7.2.1	Pressione cinetica di riferimento.....	15
7.2.2	Periodo di ritorno.....	17
7.2.3	Coefficiente di esposizione.....	17
7.2.4	Coefficienti dinamico	20
7.2.5	Coefficienti di forma	20
7.2.6	Coefficienti di topografia.....	21
7.3	PRESSIONE AERODINAMICA DEI CONVOGLI (Q2).....	22
7.4	CARICO VARIABILE DA NEVE (Q3)	24
7.4.1	Valore caratteristico del carico di neve a suolo	24
7.5	AZIONI CONSIDERATE	27
7.6	COMBINAZIONI DEI CARICHI AGLI STATI LIMITE.....	28
7.7	AZIONE SISMICA (Ed)	29
8	SOLLECITAZIONE ALLA BASE DEI MONTANTI	30
9	SOLLECITAZIONE ALLA BASE DELLO SBRACCIO	31
10	VERIFICA MONTANTI.....	31

10.1	CLASSIFICAZIONE DELLE SEZIONI.....	32
10.2	VERIFICHE DI RESISTENZA AGLI SLU (FLESSIONE E TAGLIO)	35
10.3	VERIFICA DI INSTABILITA' "EULERIANA" A COMPRESSIONE (SLU)	36
10.4	VERIFICHE DI INSTABILITA' FLESSO-TORSIONALI AGLI (SLU).....	38
10.5	VERIFICHE TENSIONALI IN ESERCIZIO (SLE)	39
10.6	VERIFICHE DI DEFORMABILITÀ ALLO SLE.....	40

1 **PREMESSA**

La presente relazione di calcolo ha per oggetto il predimensionamento dei montanti strutturali delle barriere antirumore per la mitigazione dell'impatto acustico provocato dall'esercizio ferroviario, nell'ambito del progetto preliminare di quadruplicamento Est in uscita da Brescia (legge obiettivo n.443/01).

In particolare si tratteranno le verifiche strutturali dei montanti della barriera antirumore in prossimità della stazione di Brescia.

La struttura delle barriere antirumore in esame è costituita da montanti verticali con aggetto in carpenteria metallica tipo HE, di altezza 6,70m, posti ad un interasse costante di 3,00m. In particolare si ha:

Barriere H= 6,70 m + sbraccio ($\alpha=20^\circ$) 4,00m HEB 400

Le barriere avranno rivestimento trasparente in vetro stratificato.

Di seguito verranno illustrati:

- le normative di riferimento;
- i materiali impiegati;
- l'analisi dei carichi;
- i modelli strutturali adottati per il calcolo;
- il dimensionamento delle membrature;
- le verifiche di sicurezza.

2 **RIFERIMENTI NORMATIVI**

- [1] D.M. 17 gennaio 2018 - Norme Tecniche per le Costruzioni
- [2] Circolare 21 gennaio 2019 - Istruzioni per l'applicazione dell' "Aggiornamento delle Nuove norme tecniche per le costruzioni" di cui al D.M. 17 gennaio 2018
- [3] OPCM n. 3274 del 20 Giugno 2003 (G.U. n. 105 del 8/05/2003) "Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e normative tecniche per le costruzioni in zona sismica";
- [4] Legge 5 Novembre 1971, n. 1086: "Norme per la disciplina delle opere in conglomerato cementizio armato, normale e precompresso ed a struttura metallica";
- [5] UNI EN 1990: Criteri generali di progettazione strutturale
- [6] UNI EN 1991-1-4: Azioni in generale - Azioni del vento
- [7] UNI EN 1991-2: Azioni sulle strutture – Carichi da traffico sui ponti
- [8] UNI EN 1993-1-1: Progettazione delle strutture di acciaio - Regole generali e regole per gli edifici
- [9] UNI EN 1998-1: Progettazione delle strutture per la resistenza sismica – Regole generali – Azioni sismiche e regole per gli edifici

- [10] CNR-UNI 10011/97: “Costruzioni in acciaio – Istruzioni per il calcolo, l’esecuzione, il collaudo e la manutenzione”
- [11] CNR 10012: “Istruzioni per la valutazione delle azioni sulle costruzioni”
- [12] CNR DT 207/2008: “Istruzioni per la valutazione delle azioni e degli effetti del vento sulle costruzioni”
- [13] RFI DTC SI MA IFS 001 C Manuale di progettazione delle opere civili – Parte I
- [14] RFI DTC SI AM MA IFS 001 B Manuale di progettazione delle opere civili – Parte II – Sezione 1 – Ambiente
- [15] RFI DTC SI PS MA IFS 001 C Manuale di progettazione delle opere civili – Parte II – Sezione 2 – Ponti e Strutture
- [16] RFI DTC SI CS MA IFS 001 C Manuale di progettazione delle opere civili – Parte II – Sezione 3 – Corpo Stradale
- [17] RFI DTC SI CS MA IFS 001 C del 21.12.2018 - “Capitolato generale tecnico di appalto delle opere civili”.

3 SOFTWARE DI CALCOLO

Per l’elaborazione dei dati di input/output in generale e la creazione di tabelle riepilogative, si adottano procedure opportunamente implementate in fogli elettronici **Microsoft® Office Excel**.

4 MATERIALI

Si riportano di seguito le principali caratteristiche dei materiali utilizzate per il progetto esecutivo.

Carpenteria metallica

- Acciaio per montanti metallici, piastre e irrigidenti saldati delle barriere antirumore tipo S275J2 rispondenti alle norme UNI EN 10025;
- Zincatura a caldo rispondente alle indicazioni delle norme EN ISO 1461.

PROFILATI, BARRE, LARGHI PIATTI, LAMIERE							
Simbolo	Simbolo UNI	Caratteristiche		S235 ⁽¹⁾	S275 ⁽¹⁾	S355 ⁽¹⁾	
f _t	R _m	Tensione di rottura a trazione [N/mm ²]		≥ 340 ⁽²⁾ ≤ 470 ⁽²⁾	≥ 410 ⁽³⁾ ≤ 560 ⁽³⁾	≥ 490 ⁽⁴⁾ ≤ 630 ⁽⁴⁾	
f _y	R _e	Tensione di snervamento [N/mm ²]		≥ 235 ⁽⁵⁾	≥ 275 ⁽⁶⁾	≥ 355 ⁽⁷⁾	
KV	KV	Resilienza KV (J) ⁽⁸⁾	JR	+20°C	≥ 27	≥ 27	≥ 27
			JO	0°C	≥ 27	≥ 27	≥ 27
			J2G3	-20°C	≥ 27	≥ 27	≥ 27
			K2G3	-20°C	-	-	≥ 40
ε _t	A _{min}	Allungamento percentuale a rottura (L ₀ =5.65√A ₀) per lamiere per barre, profilati, larghi piatti		≥ 24 ⁽⁹⁾ ≤ 26 ⁽¹⁰⁾	≥ 20 ⁽⁹⁾ ≤ 22 ⁽¹⁰⁾	≥ 20 ⁽⁹⁾ ≤ 22 ⁽¹⁰⁾	

	LINEA A.V./A.C. TORINO-VENEZIA Tratta MILANO-VERONA - Lotto funzionale QUADRUPPLICAMENTO EST IN USCITA DA BRESCIA					
Relazione di predimensionamento barriere antirumore	COMMESSA IN0W	LOTTO 00	CODIFICA R 26	DOCUMENTO CL.MU 00 0 0 001	REV. B	FOGLIO 6 di 40

5 METODO DI CALCOLO

5.1 Contesto normativo e metodo di analisi

L'analisi e la verifica degli elementi strutturali viene effettuata secondo il metodo semiprobabilistico degli stati limite, in conformità a quanto previsto dalle normative di riferimento (Capitolo 2 NTC2018).

Anche l'analisi dell'interazione struttura-terreno di fondazione viene effettuata secondo tale metodo.

Dal punto di vista delle strutture si farà riferimento, secondo norma (§ 2.2.3 NTC2018), agli stati limite descritti brevemente a seguire.

5.1.1 Stati limite ultimi (SLU)

Gli elementi strutturali devono rispondere a requisiti di sicurezza che consentano di “evitare crolli, perdite di equilibrio e dissesti gravi, totali o parziali, che possano compromettere l'incolumità delle persone ovvero comportare perdita di beni,[...] ovvero mettere fuori servizio l'opera”.

Gli elementi strutturali devono dunque soddisfare il requisito di resistenza: per tutti gli elementi deve essere verificato che il valore di progetto di ciascuna sollecitazione (E_d) sia inferiore al corrispondente valore della resistenza di progetto (R_d).

5.1.2 Stati limite di esercizio (SLE)

In riferimento alla barriera oggetto del progetto, la verifica agli stati limite di esercizio consiste nel verificare che il massimo spostamento in testa al montante sia minore di una frazione dell'altezza netta del montante stesso, al fine di evitare effetti antiestetici e sensazione di scarsa sicurezza dell'utente.

6 CARATTERIZZAZIONE SISMICA

6.1 Periodo di riferimento per l'azione sismica

L'opera viene dimensionata con riferimento a seguente periodo di riferimento per l'azione sismica V_R , funzione della tipologia di opera:

Tipo di opera Ordinaria su rete viaria di tipo A o B
 Vita nominale..... $V_N = 75$ anni
 Classe d'uso *Classe III*
 Coefficiente d'uso $C_U = 1.5$
 Periodo di riferimento per l'azione sismica $V_R = V_N \cdot C_U = 112.5$ anni

Tabella 2.4.I – Vita nominale V_N per diversi tipi di opere

TIPI DI COSTRUZIONE		Vita Nominale V_N (in anni)
1	Opere provvisorie – Opere provvisionali - Strutture in fase costruttiva ¹	≤ 10
2	Opere ordinarie, ponti, opere infrastrutturali e dighe di dimensioni contenute o di importanza normale	≥ 50
3	Grandi opere, ponti, opere infrastrutturali e dighe di grandi dimensioni o di importanza strategica	≥ 100

Classe I: Costruzioni con presenza solo occasionale di persone, edifici agricoli.

Classe II: Costruzioni il cui uso preveda normali affollamenti, senza contenuti pericolosi per l'ambiente e senza funzioni pubbliche e sociali essenziali. Industrie con attività non pericolose per l'ambiente. Ponti, opere infrastrutturali, reti viarie non ricadenti in Classe d'uso *III* o in Classe d'uso *IV*, reti ferroviarie la cui interruzione non provochi situazioni di emergenza. Dighe il cui collasso non provochi conseguenze rilevanti.

Classe III: Costruzioni il cui uso preveda affollamenti significativi. Industrie con attività pericolose per l'ambiente. Reti viarie extraurbane non ricadenti in Classe d'uso *IV*. Ponti e reti ferroviarie la cui interruzione provochi situazioni di emergenza. Dighe rilevanti per le conseguenze di un loro eventuale collasso.

Classe IV: Costruzioni con funzioni pubbliche o strategiche importanti, anche con riferimento alla gestione della protezione civile in caso di calamità. Industrie con attività particolarmente pericolose per l'ambiente. Reti viarie di tipo A o B, di cui al D.M. 5 novembre 2001, n. 6792, "Norme funzionali e geometriche per la costruzione delle strade", e di tipo C quando appartenenti ad itinerari di collegamento tra capoluoghi di provincia non altresì serviti da strade di tipo A o B. Ponti e reti ferroviarie di importanza critica per il mantenimento delle vie di comunicazione, particolarmente dopo un evento sismico. Dighe connesse al funzionamento di acquedotti e a impianti di produzione di energia elettrica.

Tab. 2.4.II – Valori del coefficiente d'uso C_U

CLASSE D'USO	I	II	III	IV
COEFFICIENTE C_U	0,7	1,0	1,5	2,0

6.2 Categoria di sottosuolo e condizioni topografiche

Dalle indagini geognostiche, in particolare dalle prove sismiche M.A.S.W., e dai rilievi si ricavano le seguenti condizioni relativamente al sottosuolo e alla topografia:

Tipo di suoloC

Categoria topograficaT1

Tabella 3.2.II – Categorie di sottosuolo

Categoria	Descrizione
A	<i>Ammassi rocciosi affioranti o terreni molto rigidi</i> caratterizzati da valori di $V_{s,30}$ superiori a 800 m/s, eventualmente comprendenti in superficie uno strato di alterazione, con spessore massimo pari a 3 m.
B	<i>Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti</i> con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di $V_{s,30}$ compresi tra 360 m/s e 800 m/s (ovvero $N_{SPT,30} > 50$ nei terreni a grana grossa e $c_{u,30} > 250$ kPa nei terreni a grana fina).
C	<i>Depositati di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti</i> con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di $V_{s,30}$ compresi tra 180 m/s e 360 m/s (ovvero $15 < N_{SPT,30} < 50$ nei terreni a grana grossa e $70 < c_{u,30} < 250$ kPa nei terreni a grana fina).
D	<i>Depositati di terreni a grana grossa scarsamente addensati o di terreni a grana fina scarsamente consistenti</i> , con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di $V_{s,30}$ inferiori a 180 m/s (ovvero $N_{SPT,30} < 15$ nei terreni a grana grossa e $c_{u,30} < 70$ kPa nei terreni a grana fina).
E	<i>Terreni dei sottosuoli di tipo C o D per spessore non superiore a 20 m</i> , posti sul substrato di riferimento (con $V_s > 800$ m/s).

Tabella 3.2.IV – Categorie topografiche

Categoria	Caratteristiche della superficie topografica
T1	Superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media $i \leq 15^\circ$
T2	Pendii con inclinazione media $i > 15^\circ$
T3	Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media $15^\circ \leq i \leq 30^\circ$
T4	Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media $i > 30^\circ$

In base alle categorie individuate, si determinano i parametri S_S , C_C e S_T necessari per la definizione dell'azione sismica locale.

Tabella 3.2.V – Espressioni di S_S e di C_C

Categoria sottosuolo	S_S	C_C
A	1,00	1,00
B	$1,00 \leq 1,40 - 0,40 \cdot F_0 \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,20$	$1,10 \cdot (T_C^*)^{-0,20}$
C	$1,00 \leq 1,70 - 0,60 \cdot F_0 \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,50$	$1,05 \cdot (T_C^*)^{-0,33}$
D	$0,90 \leq 2,40 - 1,50 \cdot F_0 \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,80$	$1,25 \cdot (T_C^*)^{-0,50}$
E	$1,00 \leq 2,00 - 1,10 \cdot F_0 \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,60$	$1,15 \cdot (T_C^*)^{-0,40}$

Tabella 3.2.VI – Valori massimi del coefficiente di amplificazione topografica S_T

Categoria topografica	Ubicazione dell'opera o dell'intervento	S_T
T1	-	1,0
T2	In corrispondenza della sommità del pendio	1,2
T3	In corrispondenza della cresta del rilievo	1,2
T4	In corrispondenza della cresta del rilievo	1,4

6.3 Spettro di risposta elastico e di progetto in accelerazione

Gli spettri di risposta in accelerazione elastico $S_e(T)$ e di progetto $S_d(T)$ della componente orizzontale sono definiti sulla base delle indicazioni normative riportate nel paragrafo 3.2 delle NTC2018 (D.M. 17/01/2018). Per la definizione dello spettro di progetto $S_d(T)$ in accelerazione della componente orizzontale, si adotta a favore di sicurezza un fattore di struttura pari a $q = 1$ (strutture in acciaio, a mensola e regolari in altezza), mentre per quello della componente verticale un fattore di struttura pari a $q_v = 1.5$ (paragrafo 7.3.1 delle NTC 2018).

6.3.1 Comune di Brescia

FASE 1. INDIVIDUAZIONE DELLA PERICOLOSITÀ DEL SITO

Ricerca per coordinate

LONGITUDINE: LATITUDINE:

Ricerca per comune

REGIONE: PROVINCIA: COMUNE:

Elaborazioni grafiche

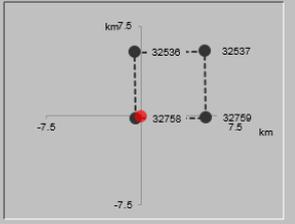
Grafici spettri di risposta

Variabilità dei parametri

Elaborazioni numeriche

Tabella parametri

Nodi del reticolo intorno al sito



Reticolo di riferimento



Controllo sul reticolo

- Sito esterno al reticolo
- Interpolazione su 3 nodi
- Interpolazione corretta

Interpolazione:

"Ricerca per comune" utilizza le ordinate ISTAT del comune per identificare il sito. Si sottolinea che all'interno del territorio comunale le azioni sismiche possono essere significativamente diverse da quelle così individuate e si consiglia, quindi, la "Ricerca per coordinate".

INTRO
FASE 1
FASE 2
FASE 3

FASE 2. SCELTA DELLA STRATEGIA DI PROGETTAZIONE

Vita nominale della costruzione (in anni) - V_N info

Coefficiente d'uso della costruzione - c_U info

Valori di progetto

Periodo di riferimento per la costruzione (in anni) - V_R info

Periodi di ritorno per la definizione dell'azione sismica (in anni) - T_R info

Stati limite di esercizio - SLE

SLO - $P_{VR} = 81\%$	<input type="text" value="68"/>
SLD - $P_{VR} = 63\%$	<input type="text" value="113"/>

Stati limite ultimi - SLU

SLV - $P_{VR} = 10\%$	<input type="text" value="1068"/>
SLC - $P_{VR} = 5\%$	<input type="text" value="2193"/>

Elaborazioni

Grafici parametri azione

Grafici spettri di risposta

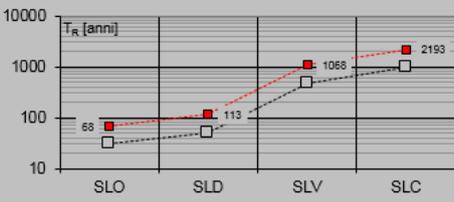
Tabella parametri azione

LEGENDA GRAFICO

----- Strategia per ordinazioni ordinarie

----- Strategia scelta

Strategia di progettazione



INTRO
FASE 1
FASE 2
FASE 3

FASE 2. SCELTA DELLA STRATEGIA DI PROGETTAZIONE

Vita nominale della costruzione (in anni) - V_N info

Coefficiente d'uso della costruzione - c_U info

Valori di progetto

Periodo di riferimento per la costruzione (in anni) - V_R info

Periodi di ritorno per la definizione dell'azione sismica (in anni) - T_R info

Stati limite di esercizio - SLE { SLO - $P_{VR} = 81\%$

{ SLD - $P_{VR} = 63\%$

Stati limite ultimi - SLU { SLV - $P_{VR} = 10\%$

{ SLC - $P_{VR} = 5\%$

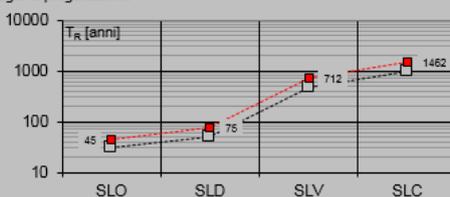
Elaborazioni

Grafici parametri azione

Grafici spettri di risposta

Tabella parametri azione

Strategia di progettazione



LEGENDA GRAFICO

----- Strategie per costruzioni ordinarie Strategie scelte

INTRO

FASE 1

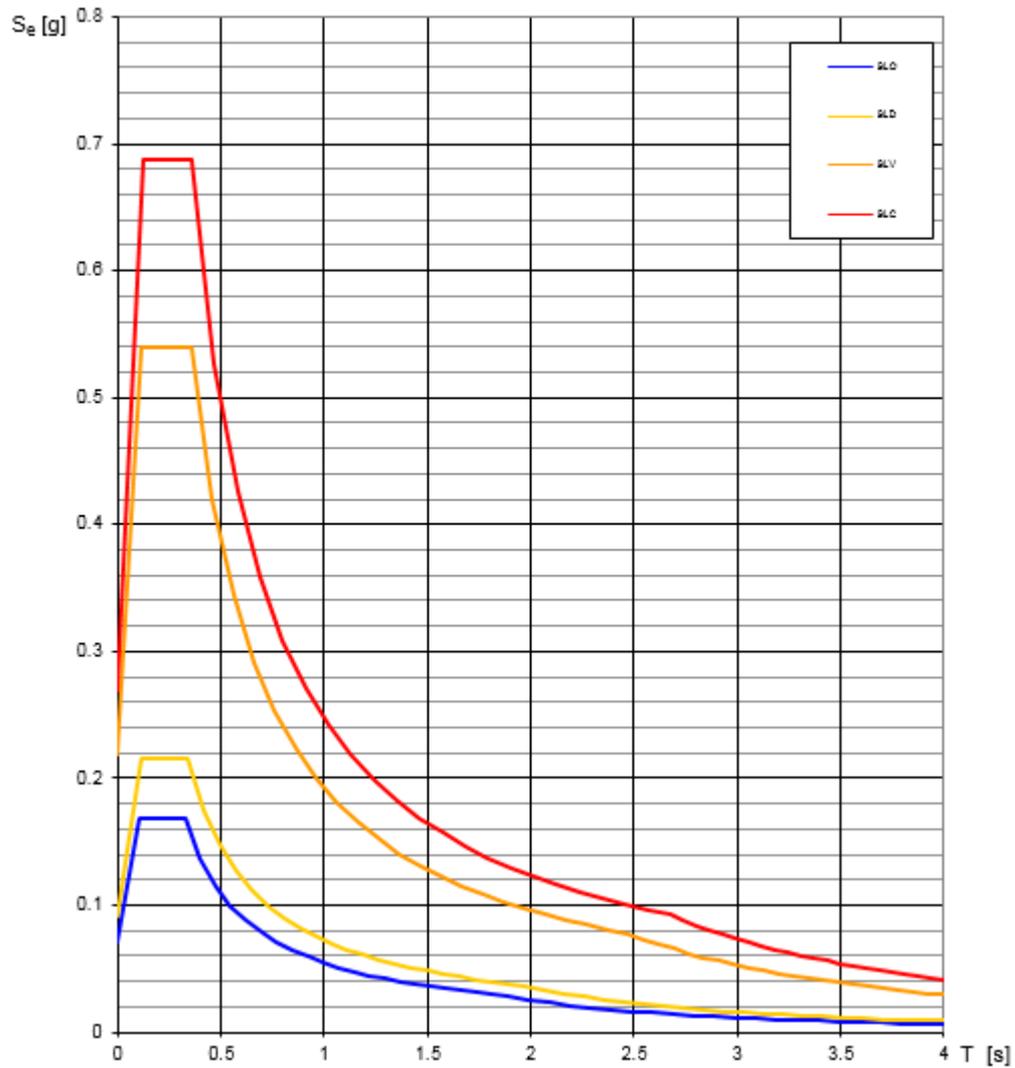
FASE 2

FASE 3

Valori dei parametri a_g , F_0 , T_C^* per i periodi di ritorno T_R

SLATO LIMITE	T_R [anni]	a_g [g]	F_0 [-]	T_C^* [s]
SLO	68	0.072	2.345	0.324
SLD	113	0.092	2.351	0.335
SLV	1068	0.218	2.470	0.357
SLC	2193	0.269	2.560	0.359

Spettri di risposta elastici per i diversi Stati Limite



FASE 3. DETERMINAZIONE DELL'AZIONE DI PROGETTO

Stato Limite

Stato Limite considerato **SLV** info

Risposta sismica locale

Categoria di sottosuolo **C** info

$S_s = 1.421$

$C_o = 1.479$ info

Categoria topografica **T1** info

$h/H = 0.000$

$S_T = 1.000$ info

(h=quota sito, H=altezza rilievo topografico)

Compon. orizzontale

Spettro di progetto elastico (SLE)

Smorzamento ξ (%) **5**

$\eta = 1.000$ info

Spettro di progetto inelastico (SLU)

Fattore q_o **1.5**

Regol. in altezza **si** info

Compon. verticale

Spettro di progetto

Fattore q **1.5**

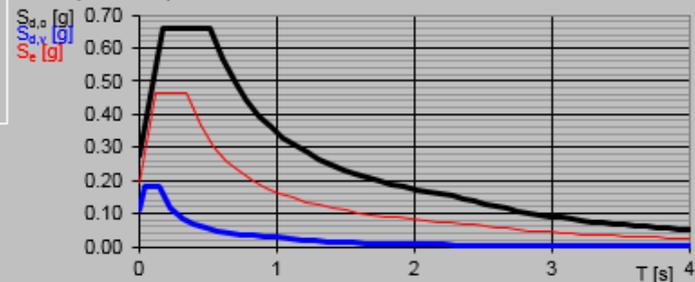
$\eta = 0.667$ info

Elaborazioni

Grafici spettri di risposta

Parametri e punti spettri di risposta

Spettri di risposta



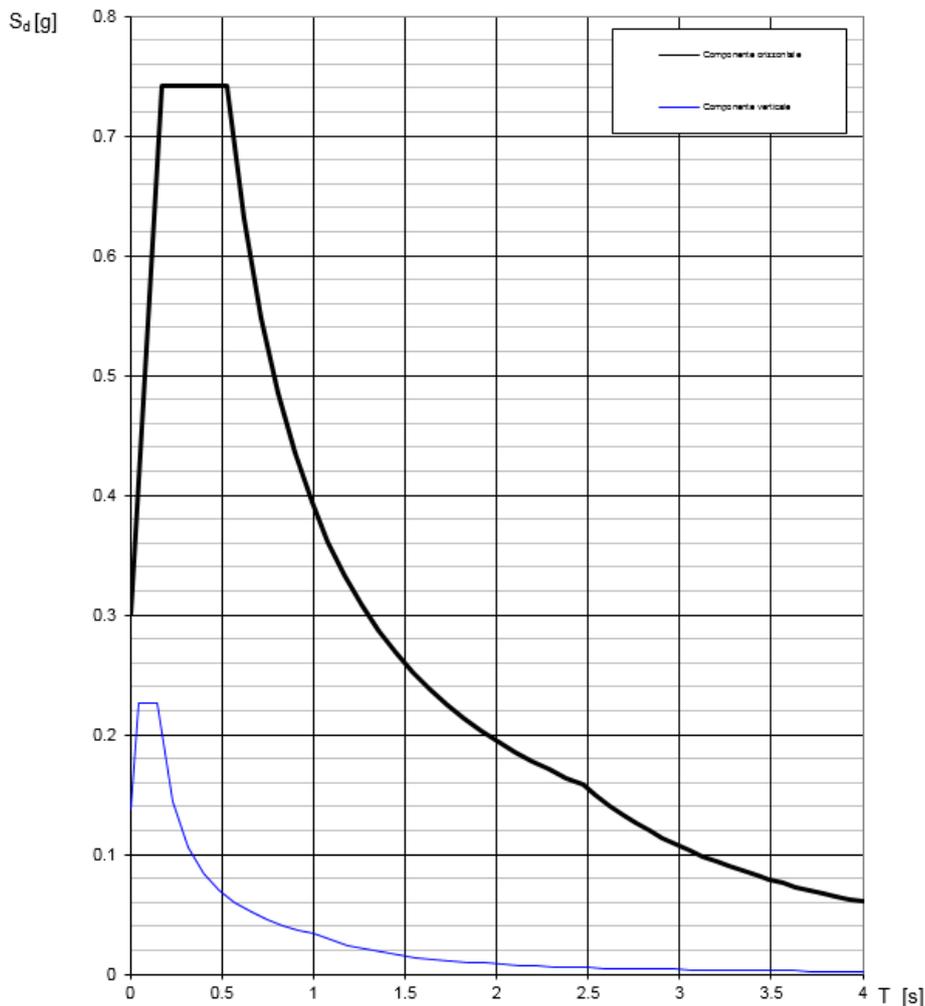
INTRO

FASE 1

FASE 2

FASE 3

Spettri di risposta (componenti orizz. e vert.) per lo stato limite: SLV



7 DESCRIZIONE DELLE AZIONI SUI MONTANTI

Nel capitolo a seguire si definiscono le azioni (§3 delle NTC2018) e le diverse combinazioni di carico necessarie per le verifiche delle strutture (§2.5.3 delle NTC2018).

I montanti delle recinzioni sono sottoposti principalmente alle azioni derivanti dal peso proprio delle strutture portanti e portate, dalle pressioni o depressioni dovute al transito dei rotabili e dal vento.

Le azioni del vento e della pressione aerodinamica sono uniformi e distribuite su tutta la superficie della barriera.

In sintesi, sulle recinzioni agiscono le seguenti azioni:

Peso proprio dei montanti (G1);

Peso proprio dei pannelli(G2);

Azione del vento dalla strada o verso strada (Q1);

Pressione aerodinamica dei convogli (Q2);

Azione sismica (Ed).

7.1 Peso proprio

7.1.1 Carichi permanenti (G1)

Carpenteria metallica	78.5 kN/m ³
Montanti HEB 400	1,55 kN/m

7.1.2 Peso barriera tipo (G2)

Peso del pannello fonoassorbente (considerato imbibito).....	1.50 kN/m ²
Peso del rivestimento in vetro stratificato.....	1.20 kN/m ²
Profilo quadro di dimensioni 500x300	1.55 kN/m
Carpenteria metallica di collegamento.....	0.1 kN/m ²

7.2 Carico variabile da vento (Q1)

La pressione del vento viene calcolata in maniera conforme a quanto contenuto nel paragrafo 3.3 delle NTC2018, con la seguente formula:

$$p = q_b c_e c_p c_d$$

Dove :

- q_b è la pressione cinetica di riferimento;
- c_e è il coefficiente di esposizione;
- c_p è il coefficiente di forma (o coefficiente aerodinamico), funzione della tipologia e della geometria della costruzione e del suo orientamento rispetto alla direzione del vento. Il suo valore può essere ricavato da dati suffragati da opportuna documentazione o da prove sperimentali in galleria del vento;
- c_d è il coefficiente dinamico con cui si tiene conto degli effetti riduttivi associati alla non contemporaneità delle massime pressioni locali e degli effetti amplificativi dovuti alle vibrazioni strutturali.

L'azione tangente per unità di superficie parallela alla direzione del vento è data dall'espressione:

$$p_f = q_b c_e c_f$$

Dove:

- c_f è il coefficiente d'attrito funzione della scabrezza della superficie sulla quale il vento esercita l'azione tangente.

7.2.1 Pressione cinetica di riferimento

La pressione cinetica di riferimento q_b (in N/m²) è data dall'espressione

$$q_b = 1/2 \rho v_b^2$$

nella quale:

- ρ è la densità dell'aria ed è pari a $\rho = 1.25 \text{ kg/m}^3$;
- v_b è la velocità di riferimento del vento.

La velocità di riferimento v_b è definita come il valore massimo della velocità media su un intervallo di tempo di 10 minuti del vento, misurata a 10 metri dal suolo, su un sito di II° categoria. Tale velocità corrisponde ad un periodo di ritorno di 50 anni, ovvero ad una probabilità di essere superata in un anno pari al 2%. In mancanza di adeguate indagini statistiche è data dall'espressione:

$$v_b = v_{b,0} \quad \text{per } a_S \leq a_0$$

$$v_b = v_{b,0}(1 + k_S(a_S - a_0)) \quad \text{per } a_0 < a_S < 1500m$$

Dove:

- $v_{b,0}$, a_0 , k_S sono dati in funzione della zona ove sorge la costruzione;
- a_S è l'altitudine sul livello del mare (in m) del sito ove sorge la costruzione.

Tab. 3.3.I - Valori dei parametri $v_{b,0}$, a_0 , k_S

Zona	Descrizione	$v_{b,0}$ [m/s]	a_0 [m]	k_S
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

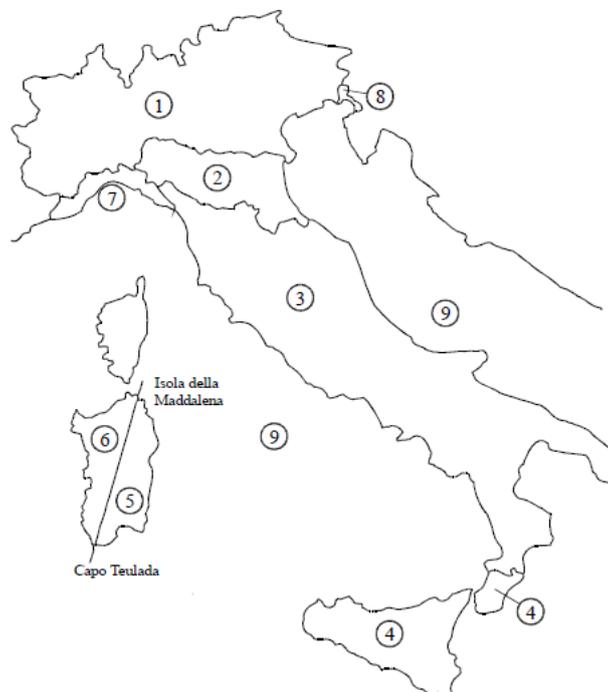


Figura 3.3.1 – *Mappa delle zone in cui è suddiviso il territorio italiano*

7.2.2 Periodo di ritorno

Per le strutture indagate, si adotta un valore della velocità di riferimento del vento associato a un intervallo di ritorno pari a 50 anni.

La velocità di riferimento del vento $v_r(T_R)$ riferita ad un generico intervallo di ritorno T_R , in mancanza di adeguate indagini statistiche, è data dall'espressione:

$$v_r(T_R) = c_R \cdot v_b$$

dove:

- v_b è la velocità di riferimento del vento associata a un intervallo di ritorno di 50 anni;
- α_R è un coefficiente fornito seguente espressione:

$$c_R = 0.75 \sqrt{1 - 0.2 \ln \left[-\ln \left(1 - \frac{1}{T_R} \right) \right]}$$

7.2.3 Coefficiente di esposizione

Il coefficiente di esposizione c_e dipende dall'altezza della costruzione z sul suolo del punto considerato, dalla rugosità e dalla topografia del terreno, dalla categoria di esposizione del sito ove sorge la costruzione.

Il coefficiente di esposizione c_e varia lungo la quota fuori terra (z) della costruzione ed è dato dalla formula:

$$c_e(z) = k_r c_t \ln(z/z_0) [7 + c_t \ln(z/z_0)] \quad \text{per } z \geq z_{min}$$

$$c_e(z) = c_e(z_{min}) \quad \text{per } z < z_{min}$$

Dove:

- k_r, z_0, z_{min} sono assegnati in funzione della categoria di esposizione del sito ove sorge la costruzione;
- z è l'altezza della struttura (somma dell'altezza della barriera antirumore e del rilevato su cui è installata la barriera);
- c_t è il coefficiente di topografia.

In mancanza di analisi che tengano conto sia della direzione di provenienza del vento sia delle variazioni di rugosità del terreno, la categoria di esposizione è assegnata in funzione della posizione geografica del sito ove sorge la costruzione e della classe di rugosità del terreno.

Nelle fasce entro i 40 km dalla costa delle zone 1, 2, 3, 4, 5, e 6, la categoria di esposizione è indipendente dall'altitudine del sito.

Tabella 3.3.III - Classi di rugosità del terreno

Classe di rugosità del terreno	Descrizione
A	Aree urbane in cui almeno il 15% della superficie sia coperto da edifici la cui altezza media superi i 15m
B	Aree urbane (non di classe A), suburbane, industriali e boschive
C	Aree con ostacoli diffusi (alberi, case, muri, recinzioni,....); aree con rugosità non riconducibile alle classi A, B, D
D	Aree prive di ostacoli (aperta campagna, aeroporti, aree agricole, pascoli, zone paludose o sabbiose, superfici innevate o ghiacciate, mare, laghi,....)

L'assegnazione della classe di rugosità non dipende dalla conformazione orografica e topografica del terreno. Affinché una costruzione possa dirsi ubicata in classe A o B è necessario che la situazione che contraddistingue la classe permanga intorno alla costruzione per non meno di 1 km e comunque non meno di 20 volte l'altezza della costruzione. Laddove sussistano dubbi sulla scelta della classe di rugosità, a meno di analisi dettagliate, verrà assegnata la classe più sfavorevole.

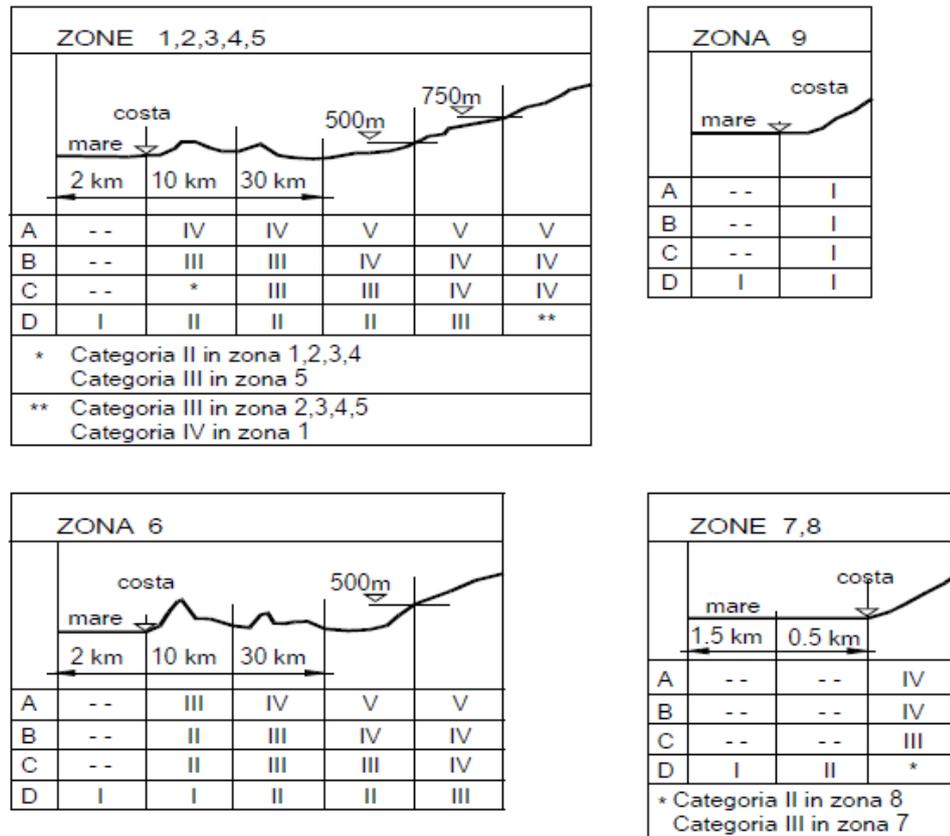


Figura 3.3.2 - Definizione delle categorie di esposizione

Tabella 3.3.II - Parametri per la definizione del coefficiente di esposizione

Categoria 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

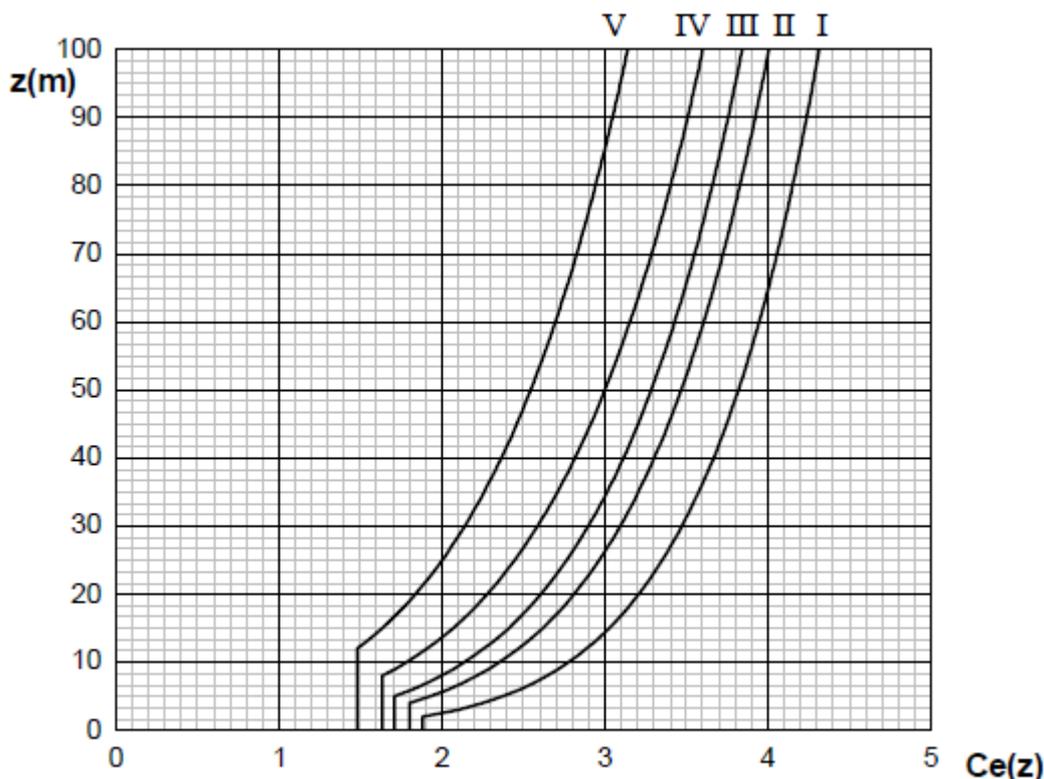


Figura 3.3.3 - Andamento del coefficiente di esposizione c_e con la quota (per $c_t = 1$)

7.2.4 Coefficienti dinamico

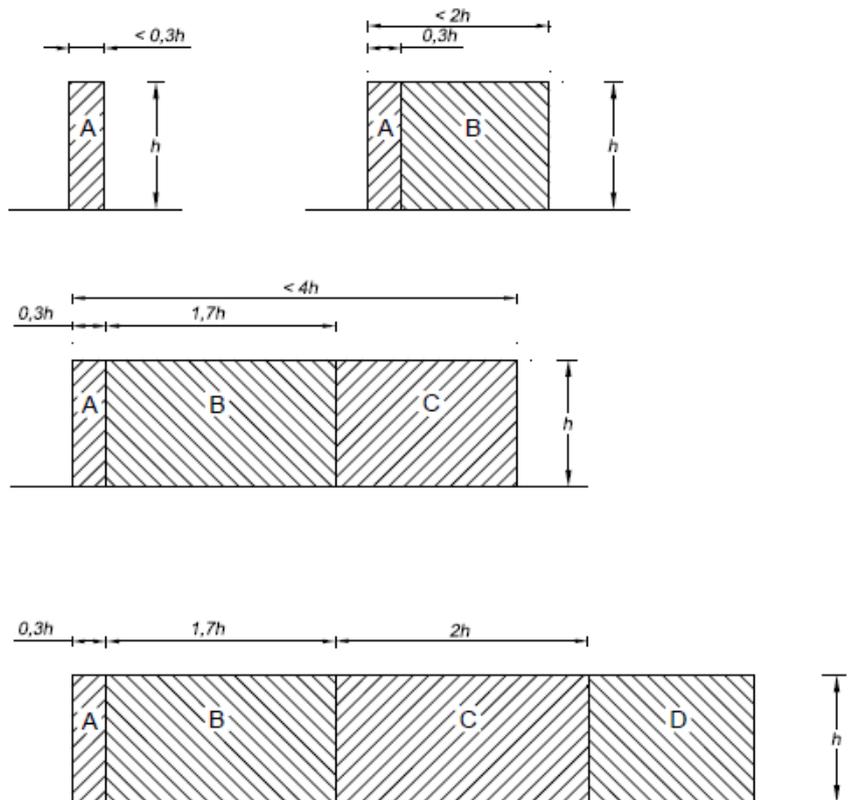
Il coefficiente dinamico c_d permette di tenere in conto degli effetti riduttivi associati alla non contemporaneità delle massime pressioni locali e degli effetti amplificativi dovuti alle vibrazioni strutturali. Nelle strutture analizzate viene considerato cautelativamente un coefficiente dinamico pari a $c_d = 1.0$.

7.2.5 Coefficienti di forma

I coefficienti di forma c_p , in accordo a quanto riportato nei riferimenti tecnici delle NTC, vengono determinati in base alle indicazioni riportate nel capitolo G.5 (dal titolo “Coefficienti aerodinamici globali”) delle CNR-DT 207/2008 (“Istruzioni per la valutazione delle azioni e degli effetti per del vento sulle costruzioni”) e nell’Eurocodice EN 1991-1-4.

Le due norme, per muri e parapetti piani (in via cautelativa assimilabili alla presente barriera), indicano coefficienti di forma c_p differenti in base alla zona considerata della barriera in funzione della distanza dal bordo libero della barriera.

La figura che segue, tratta dalle CNR, riporta la suddivisione delle zone della barriera con coefficienti di pressione totali differenti.



La Tabella che segue indica i valori dei coefficienti di forma per ciascuna fascia, sia in assenza che in presenza di chiusure laterali e per due valori φ di densità dell'elemento. Nella tabella il simbolo "l" indica la lunghezza della barriera mentre "h" rappresenta l'altezza della barriera.

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	
0,8	si	tutti	2,1	1,8	1,4	1,2
	si/no	tutti	1,2			

A fronte dell'estensione della barriera, e a favore di sicurezza, si impone per tutti gli interventi una lunghezza totale della barriera "indefinita" ($l/h > 10$) in modo da massimizzare i coefficienti di pressione sulle zone di bordo.

Si è scelto quindi cautelativamente di applicare il coefficiente di pressione pari a $c_{p \text{ bordo}} = 2$ a tutta la barriera.

7.2.6 Coefficienti di topografia

Il coefficiente di topografia viene posto pari a $c_t = 1$ poiché la presenza del pendio viene considerata già all'interno del coefficiente di esposizione $c_e(z)$.

Nel caso in esame, si considerano i seguenti parametri:

Zona - Regione	Zona	[-]	1
Velocità di riferimento - Valore caratteristico	$v_{b,0}$	[m/s]	25
Parametro legato all'altitudine della zona	a_0	[m]	1000
Parametro funzione della zona	k_s	[1/s]	0.400
Altitudine	a_s	[m]	140
Velocità di riferimento per un periodo di ritorno di 50 anni	v_b	[m/s]	25
Tempo di ritorno	T_R	[anni]	75
Coefficiente correttivo per il tempo di ritorno	C_R	[-]	1.02
Velocità di riferimento per il periodo di ritorno definito	$v_r(T_R)$	[m/s]	26
Densità dell'aria	ρ	[kg/m ³]	1.25
Pressione cinetica di riferimento	q_b	[N/m ²]	409.2
Coefficiente di topografia	C_t	[-]	1
Coefficiente dinamico	C_d	[-]	1
Coefficiente di forma	C_p	[-]	2
Classe di rugosità del terreno	Classe _{rug}	[-]	C
Categoria di esposizione del sito	Cat _{esp}	[-]	III
Parametri per la definizione del coeff. di esposizione	k_r	[-]	0.2
	z_0	[m]	0.1
	z_{min}	[m]	5

Da cui:

Montante verticale

h_{FOA}	z_{base}	Montante	Interasse	$L_{sbraccio}$	$\alpha_{sbraccio}$	C_e montante	C_e sbraccio	C_p montante	C_p sbraccio	$p_{montante}$	$p_{sbraccio}$	$f_{w_{montante}}$	$f_{w_{sbraccio}}$	V_{base} montante	M_{base} montante	N_{base} montante
[m]	[m]	[-]	[m]	[m]	[°]	[-]	[-]	[-]	[-]	[kN/m ²]	[kN/m ²]	[kN/m]	[kN/m]	[kN]	[kNm]	[kN]
6.70	5.30	HE 400 B	3.00	4.00	20	2.257	2.329	2.00	2.68	1.847	2.558	5.54	7.67	47.63	256.12	28.85

Montante con sbraccio

h_{FOA}	z_{base}	Montante	Interasse	$L_{sbraccio}$	$\alpha_{sbraccio}$	C_e sbraccio	C_p sbraccio	$p_{sbraccio}$	$f_{w_{sbraccio}}$	V_{base} sbraccio	M_{base} sbraccio	N_{base} sbraccio
[m]	[m]	[-]	[m]	[m]	[°]	[-]	[-]	[kN/m ²]	[kN/m]	[kN]	[kNm]	[kN]
6.70	5.30	HE 400 B	3.00	4.00	20	2.329	2.68	2.558	5.54	30.70	61.40	0.00

7.3 Pressione aerodinamica dei convogli (Q2)

Il passaggio dei convogli induce sulle superfici situate in prossimità della linea ferroviaria onde di pressione e depressione. L'ampiezza di tali azioni dipende principalmente dai fattori di seguito elencati:

1. dal quadrato della velocità del treno (v);
2. dalla forma aerodinamica del convoglio (K_1);
3. dalla forma della struttura (K_2);
4. dalla posizione della struttura e dalla distanza stessa dal binario (a_g).

Le azioni possono essere schematizzate mediante carichi equivalenti agenti nelle zone prossime alla testa e alla coda del treno.

I carichi equivalenti sono considerati valori caratteristici delle azioni ($\pm q_{1k}$).

Si ha pertanto:

$$q_{1k} = f(v; a_g) \times K_1 \times K_2$$

dove:

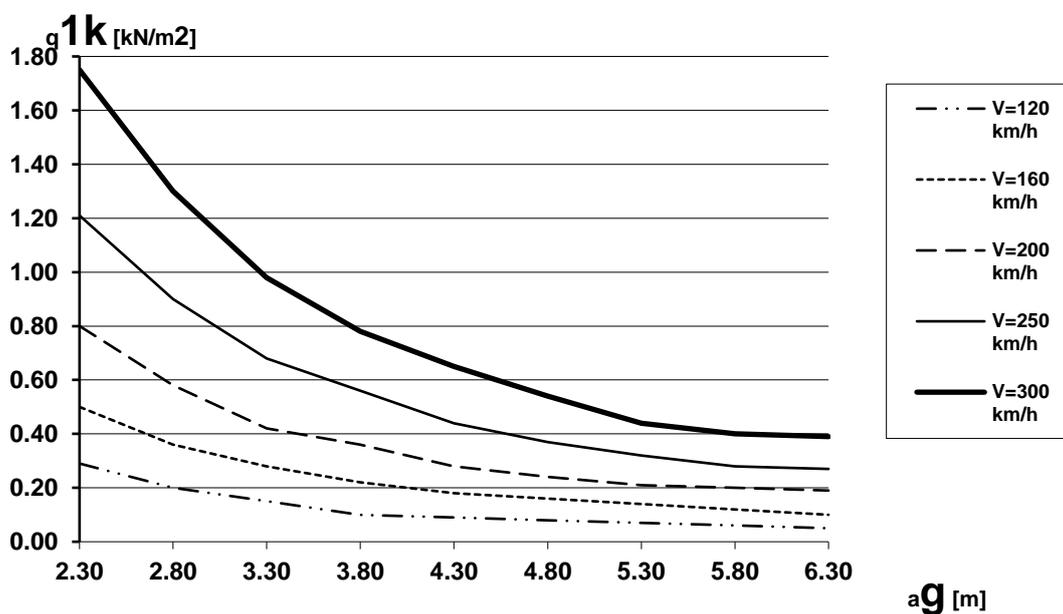
$K_1 = 1.00$ per treni con forme aerodinamiche sfavorevoli

= 0.85 per treni con carrozze a sagoma arrotondata

= 0.60 per treni aerodinamici (ETR)

$K_2 = 1.30$ se l'altezza dell'elemento è ≤ 1.00 o se la larghezza è ≤ 2.50 ; altrimenti $K_2 = 1.00$;

a_g = distanza dalla mezzzeria del binario più vicino (nel caso in esame pari a 3.00m);



Nel caso specifico si considera una velocità massima di percorrenza di un convoglio con forme aerodinamiche sfavorevoli ($K_1=1$), pari a $V_{max} = 140$ km/h e $K_2=1$.

In caso di strutture con superfici multiple a fianco del binario, si adotta una distanza fittizia pari a :

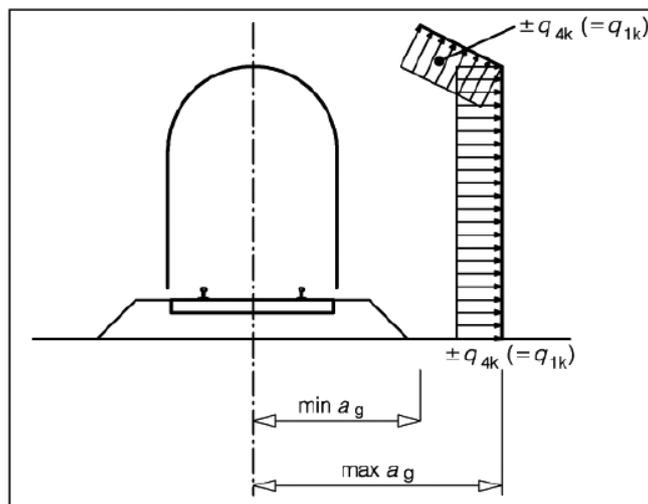


Fig. 5.2.11 - Definizione della distanza $max a_g$ e $min a_g$ dall'asse del binario

Relazione di predimensionamento barriere antirumore	COMMESSA IN0W	LOTTO 00	CODIFICA R 26	DOCUMENTO CL.MU 00 0 0 001	REV. B	FOGLIO 24 di 40
--	------------------	-------------	------------------	-------------------------------	-----------	--------------------

$a'_g = 0.60 \min a_g + 0.40 \max a_g = 1.40 \text{ m}$, si ha:

$$q_{1k} = 0.40 \times 1 = 0.40 \text{ [kN/m}^2\text{]}$$

7.4 Carico variabile da neve (Q3)

Il carico provocato dalla neve sulle coperture sarà valutato mediante la seguente espressione:

$$q_s = \mu_i \cdot q_{sk} \cdot C_E \cdot C_t$$

dove:

- q_s è il carico neve sulla copertura;
- μ_i è il coefficiente di forma della copertura;
- q_{sk} è il valore caratteristico di riferimento del carico neve al suolo [kN/m²], per un periodo di ritorno di 50 anni;
- C_E è il coefficiente di esposizione;
- C_t è il coefficiente termico.

Si ipotizza che il carico agisca in direzione verticale e lo si riferisce alla proiezione orizzontale della superficie della copertura.

7.4.1 Valore caratteristico del carico di neve a suolo

Il carico neve al suolo q_{sk} dipende dalle condizioni locali di clima e di esposizione, considerata la variabilità delle precipitazioni nevose da zona a zona. In mancanza di adeguate indagini statistiche e specifici studi locali, che tengano conto sia dell'altezza del manto nevoso che della sua densità, il carico di riferimento neve al suolo, per località poste a quota inferiore a 1500 m sul livello del mare, non dovrà essere assunto minore di quello calcolato in base alle espressioni riportate nel seguito, cui corrispondono valori associati ad un periodo di ritorno pari a 50 anni. I valori caratteristici minimi del carico della neve al suolo sono quelli riportati nel seguito.

Zona I - Alpina

Aosta, Belluno, Bergamo, Biella, Bolzano, Brescia, Como, Cuneo, Lecco, Pordenone, Sondrio, Torino, Trento, Udine, Verbania, Vercelli, Vicenza:

$$q_{sk} = 1,50 \text{ kN/m}^2 \quad a_s \leq 200 \text{ m}$$

$$q_{sk} = 1,39[1 + (a_s/728)^2] \text{ kN/m}^2 \quad a_s > 200 \text{ m}$$

Zona I – Mediterranea

Alessandria, Ancona, Asti, Bologna, Cremona, Forlì-Cesena, Lodi, Milano, Modena, Novara, Parma, Pavia, Pesaro e Urbino, Piacenza, Ravenna, Reggio Emilia, Rimini, Treviso, Varese:

$$q_{sk} = 1,50 \text{ kN/m}^2 \quad a_s \leq 200 \text{ m}$$

$$q_{sk} = 1,35[1 + (a_s/602)^2] \text{ kN/m}^2 \quad a_s > 200 \text{ m}$$

Zona II

Arezzo, Ascoli Piceno, Bari, Campobasso, Chieti, Ferrara, Firenze, Foggia, Genova, Gorizia, Imperia, Isernia, La Spezia, Lucca, Macerata, Mantova, Massa Carrara, Padova, Perugia, Pescara, Pistoia, Prato, Rovigo, Savona, Teramo, Trieste, Venezia, Verona:

$$q_{sk} = 1,00 \text{ kN/m}^2 \quad a_s \leq 200 \text{ m}$$

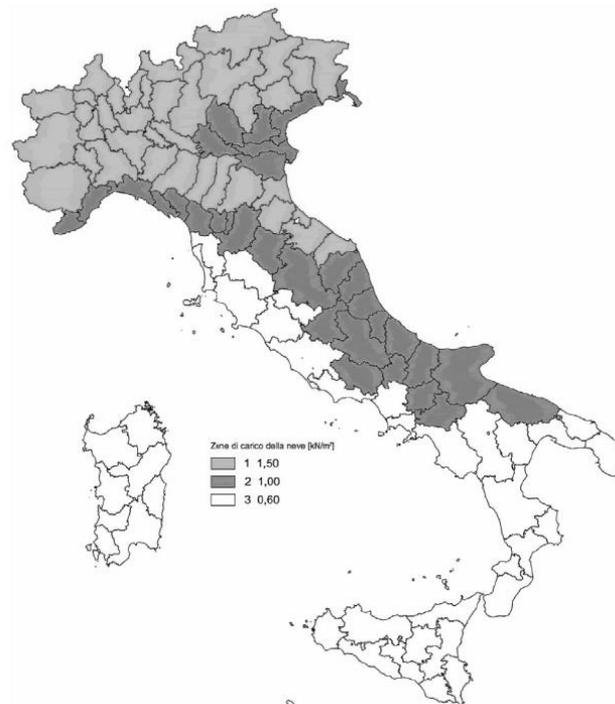
$$q_{sk} = 0,85[1 + (a_s/481)^2] \text{ kN/m}^2 \quad a_s > 200 \text{ m}$$

Zona III

Agrigento, Avellino, Benevento, Brindisi, Cagliari, Caltanissetta, Carbonia-Iglesias, Caserta, Catania, Catanzaro, Cosenza, Crotone, Enna, Frosinone, Grosseto, L'Aquila, Latina, Lecce, Livorno, Matera, Medio Campidano, Messina, Napoli, Nuoro, Ogliastra, Olbia Tempio, Oristano, Palermo, Pisa, Potenza, Ragusa, Reggio Calabria, Rieti, Roma, Salerno, Sassari, Siena, Siracusa, Taranto, Terni, Trapani, Vibo Valentia, Viterbo:

$$q_{sk} = 0,60 \text{ kN/m}^2 \quad a_s \leq 200 \text{ m}$$

$$q_{sk} = 0,51[1 + (a_s/481)^2] \text{ kN/m}^2 \quad a_s > 200 \text{ m}$$



7.4.1.1 Coefficiente di esposizione

Il coefficiente di esposizione C_E può essere utilizzato per modificare il valore del carico neve in copertura in funzione delle caratteristiche specifiche dell'area in cui sorge l'opera. Valori consigliati del coefficiente di esposizione per diverse classi di topografia sono forniti nella tabella seguente.

Tabella 3.4.I – Valori di C_E per diverse classi di topografia

Topografia	Descrizione	C_E
Battuta dai venti	Aree pianeggianti non ostruite esposte su tutti i lati, senza costruzioni o alberi più alti.	0,9
Normale	Aree in cui non è presente una significativa rimozione di neve sulla costruzione prodotta dal vento, a causa del terreno, altre costruzioni o alberi.	1,0
Riparata	Aree in cui la costruzione considerata è sensibilmente più bassa del circostante terreno o circondata da costruzioni o alberi più alti	1,1

Nel seguente caso è stato utilizzato il coefficiente di esposizione pari a $C_E = 1$.

7.4.1.2 Coefficiente termico

Il coefficiente termico tiene conto della riduzione del carico neve a causa dello scioglimento della stessa, causata dalla perdita di calore della costruzione. Tale coefficiente tiene conto delle proprietà di isolamento termico del materiale utilizzato in copertura. In assenza di uno specifico e documentato studio, è stato utilizzato $C_t = 1$.

7.4.1.3 Coefficiente di forma per le coperture

Il coefficiente di forma μ_i dipende dall'angolo che la copertura forma con l'orizzontale. Nella seguente tabella vengono indicati i valori del coefficiente di forma in funzione dell'angolo α .

Tabella 3.4.II – Valori del coefficiente di forma

Coefficiente di forma	$0^\circ \leq \alpha \leq 30^\circ$	$30^\circ < \alpha < 60^\circ$	$\alpha \geq 60^\circ$
μ_i	0,8	$0,8 \cdot \frac{(60 - \alpha)}{30}$	0,0

Zona - Regione	Zona	[-]	I - Alpina
Altitudine	a_s	[m]	140
Carico caratteristico di riferimento del carico neve al suolo	q_{sk}	[kN/m ²]	1.50
Topografia	-	-	Normale
Coefficiente di esposizione	C_E	[-]	1
Coefficiente termico	C_t	[-]	1

Coefficiente di forma	Carico neve sullo sbraccio	Sforzo normale	Momento
μ	q_s	$N_{base\ montante}$	$M_{base\ montante}$
[-]	[kN/m ²]	[kN]	[kNm]
0.80	1.20	16.91	39.74

7.5 Azioni considerate

Le azioni aerodinamiche devono essere cumulate con l'azione del vento. L'azione risultante dovrà essere maggiore di un valore minimo, funzione della velocità della linea e comunque di 1,50 kN/m² sia nella verifica agli SLE (combinazione caratteristica) sia nella verifica agli SLU con $\gamma_Q=1,00$ e $\gamma_{Qi}=1,00$.

$$P_{tot} = q_{1k} + p_e$$

Da cui :

Montante verticale

h_{FOA}	z_{base}	Montante	Interasse	$L_{sbraccio}$	$\alpha_{sbraccio}$	C_e montante	C_e sbraccio	C_p montante	C_p sbraccio	$p_{montante}$	$p_{sbraccio}$	$f_{w_{montante}}$	$f_{w_{sbraccio}}$	V_{base} montante	M_{base} montante	N_{base} montante
[m]	[m]	[-]	[m]	[m]	[°]	[-]	[-]	[-]	[-]	[kN/m ²]	[kN/m ²]	[kN/m]	[kN/m]	[kN]	[kNm]	[kN]
6.70	5.30	HE 400 B	3.00	4.00	20	2.257	2.329	2.00	2.68	2.247	2.958	6.74	8.87	57.31	303.66	33.36

Montante in aggetto

h_{FOA}	z_{base}	Montante	Interasse	$L_{sbraccio}$	$\alpha_{sbraccio}$	C_e sbraccio	C_p sbraccio	$p_{sbraccio}$	$f_{w_{sbraccio}}$	V_{base} sbraccio	M_{base} sbraccio	N_{base} sbraccio
[m]	[m]	[-]	[m]	[m]	[°]	[-]	[-]	[kN/m ²]	[kN/m]	[kN]	[kNm]	[kN]
6.70	5.30	HE 400 B	3.00	4.00	20	2.329	2.68	2.958	8.87	35.50	71.00	0.00

7.6 Combinazioni dei carichi agli stati limite

Per le verifiche di resistenza allo SLU e deformabilità sono state utilizzate le sollecitazioni derivanti dalle peggiori combinazioni tra peso proprio, carichi permanenti, pressione del vento + sovrappressioni aerodinamiche, comprensive degli effetti dinamici.

Le combinazioni strutturali allo SLU saranno ottenute dalle seguenti equazioni:

$$F_d = \gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_P \cdot P + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1} + \sum_{i=2}^n (\gamma_{Qi} \cdot \psi_{0i} \cdot Q_{ki}) \quad \text{Comb. fondamentale}$$

$$F_d = E + G_1 + G_2 + P + \sum_{i=1}^n (\psi_{2i} \cdot Q_{ki}) \quad \text{Comb. sismica}$$

Per lo stato limite di esercizio SLE si ha:

$$F_d = G_1 + G_2 + P + Q_{k1} + \sum_{i=2}^n (\psi_{0i} \cdot Q_{ki}) \quad \text{Comb. caratteristica rara}$$

$$F_d = G_1 + G_2 + P + \psi_{11} \cdot Q_{k1} + \sum_{i=2}^n (\psi_{2i} \cdot Q_{ki}) \quad \text{Comb. frequente}$$

$$F_d = G_1 + G_2 + P + \sum_{i=1}^n (\psi_{2i} \cdot Q_{ki}) \quad \text{Comb. quasi permanente}$$

N.B.: La combinazione SLE Caratteristica (Rara) è considerata unica rappresentativa per la condizione di esercizio.

Tab. 5.2.V - Coefficienti parziali di sicurezza per le combinazioni di carico agli SLU

Coefficiente			EQU ⁽¹⁾	A1	A2
Azioni permanenti	favorevoli	γ_{G1}	0,90	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,10	1,35	1,00
Azioni permanenti non strutturali ⁽²⁾	favorevoli	γ_{G2}	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30
Ballast ⁽³⁾	favorevoli	γ_B	0,90	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30
Azioni variabili da traffico ⁽⁴⁾	favorevoli	γ_Q	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,45	1,45	1,25
Azioni variabili	favorevoli	γ_{Qi}	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30
Precompressione	favorevole	γ_P	0,90	1,00	1,00
	sfavorevole		1,00 ⁽⁵⁾	1,00 ⁽⁶⁾	1,00
Ritiro, viscosità e cedimenti non imposti appositamente	favorevole	γ_{Ce}	0,00	0,00	0,00
	sfavorevole	d	1,20	1,20	1,00

⁽¹⁾ Equilibrio che non coinvolga i parametri di deformabilità e resistenza del terreno; altrimenti si applicano i valori della colonna A2.

I valori dei coefficienti ψ_{0i} , ψ_{1i} e ψ_{2i} sono riportati nella tabella seguente in base al carico di riferimento.

Tab. 5.2.VI - Coefficienti di combinazione Ψ delle azioni

Azioni		Ψ_0	Ψ_1	Ψ_2
Azioni singole	Carico sul rilevato a tergo delle spalle	0,80	0,50	0,0
da traffico	Azioni aerodinamiche generate dal transito dei convogli	0,80	0,50	0,0
	g_{r1}	0,80 ⁽²⁾	0,80 ⁽¹⁾	0,0
Gruppi di	g_{r2}	0,80 ⁽²⁾	0,80 ⁽¹⁾	-
carico	g_{r3}	0,80 ⁽²⁾	0,80 ⁽¹⁾	0,0
	g_{r4}	1,00	1,00 ⁽¹⁾	0,0
Azioni del vento	F_{wk}	0,60	0,50	0,0
Azioni da	in fase di esecuzione	0,80	0,0	0,0
neve	SLU e SLE	0,0	0,0	0,0
Azioni termiche	T_k	0,60	0,60	0,50

⁽¹⁾ 0,80 se è carico solo un binario, 0,60 se sono carichi due binari e 0,40 se sono carichi tre o più binari.

⁽²⁾ Quando come azione di base venga assunta quella del vento, i coefficienti Ψ_0 relativi ai gruppi di carico delle azioni da traffico vanno assunti pari a 0,0.

La combinazione sismica viene trascurata nei calcoli delle strutture in elevazione in quanto non dimensionante. Secondo le NTC 2018, il vento non viene combinato con l'azione sismica di conseguenza le sollecitazioni derivanti dalla combinazione sismica, non risentendo dei coefficienti dello SLU, sono inferiori a quelle dovute al carico da vento amplificato nelle verifiche SLU.

Per determinare la combinazione maggiormente gravosa è necessario applicare la rotazione degli indici dei carichi Q_i .

7.7 Azione sismica (Ed)

Data la struttura della barriera, si è applicata l'azione sismica calcolata con un'analisi di tipo lineare statica equivalente.

Si considera che tutta la massa sia concentrata in sommità della barriera (si schematizzano i montanti come delle strutture a pendolo inverso) e su essa agisca una forza statica equivalente alla forza d'inerzia indotta dall'azione sismica.

La forza sismica statica equivalente vale:

$$F_h = S_d(T_1) \cdot W \cdot \lambda / g$$

Dove:

- $S_d(T_1)$, è l'ordinata dello spettro di risposta di progetto per il periodo T_1 ;
- W , è il peso complessivo della struttura;
- $\lambda=1$, coefficiente dipendente dalla geometria della struttura;
- $g = 9.81 \text{ m/s}^2$, è l'accelerazione di gravità.

Il periodo proprio T_1 dell'oscillatore (periodo del modo di vibrare principale nella direzione in esame), espresso in secondi, può essere stimato con la formula:

$$T_1 = C_1 \cdot H^{3/4}$$

Dove:

- $C_1 = 0.085$, per strutture in acciaio;
- H , è l'altezza della struttura.

Per una valutazione più accurata del periodo proprio è possibile invece applicare la definizione stessa di periodo di vibrazione secondo la quale il periodo fondamentale di una struttura è determinabile con la seguente formula:

$$T_1 = \frac{2\pi}{\omega} = 2\pi \sqrt{\frac{M}{K}}$$

Dove:

- $K = 3EJ/H^3$, è la rigidezza del sistema [N/m];
- E , è il modulo elastico del montante d'acciaio;
- J , è il momento d'inerzia del montante;
- M , è la massa della struttura [kg].

Noti quindi il periodo proprio T_1 e l'accelerazione di progetto $S_d(T_1)$, le sollecitazioni agenti alla base del montante indotte dalla forza sismica statica equivalente valgono:

$$V_{sisma} = F_h$$

$$M_{sisma} = F_h \cdot H$$

Considerando le masse degli elementi strutturali e delle pannellature presenti, l'azione sismica genera sollecitazioni inferiori a quelle di vento + sovrappressione del treno, con le quali non va comunque combinata. Si trascurano pertanto gli effetti sulle strutture dovuti alle azioni sismiche in quanto non dimensionanti.

Sisma con $T=2\pi/\omega=2\pi(m/k)^{1/2}$						
m	k	J_y	T_1	$S_d(T_1)$	F_h	M_{sisma}
[kg]	[N/m]	[mm ⁴]	[s]	[g]	[kN]	[kNm]
10330.91	1208207	5.77E+08	0.581003	0.650	65.92	441.68

8 SOLLECITAZIONE ALLA BASE DEI MONTANTI

Si riportano di seguito le sollecitazioni ottenute alla base dei montanti per le combinazioni di carico riportate in § 9.7.

Sollecitazioni massime non amplificate agenti

Peso proprio		Peso pannelli		Neve		Vento+Pdin			Sisma				
N_{G1}	M_{G1}	N_{G2}	M_{G2}	M_{neve}	N_{neve}	V_{vento}	M_{vento}	N_{vento}	T_1	$S_d(T_1)$	P	F_h	M_{sisma}
[kN]	[kNm]	[kN]	[kNm]	[kNm]	[kN]	[kN]	[kNm]	[kN]	[s]	[g]	[kN]	[kN]	[kNm]
16.61	11.67	80.71	33.83	25.43	13.53	57.31	303.66	33.36	0.354	0.742	101.35	68.09	456.20

Sollecitazioni massime amplificate agenti

SLU-STR			SLE-RARA			SLE-FREQUENTE			SLE-QUASI PERMANENTE			SISMICA		
N	V	M	N	V	M	N	V	M	N	V	M	N	V	M
[kN]	[kN]	[kNm]	[kN]	[kN]	[kNm]	[kN]	[kN]	[kNm]	[kN]	[kN]	[kNm]	[kN]	[kN]	[kNm]
198.7	86.0	521.4	134.7	57.3	349.2	108.0	11.5	106.2	101.3	0.0	45.5	101.3	68.1	501.7

9 SOLLECITAZIONE ALLA BASE DELLO SBRACCIO

Si riportano di seguito le sollecitazioni ottenute alla base dei montanti per le combinazioni di carico riportate in § 9.7.

Sollecitazioni massime non amplificate agenti

Peso proprio		Peso pannelli		Neve		Vento+Pdin		
N _{G1}	M _{G1}	N _{G2}	M _{G2}	M _{neve}	N _{neve}	V _{vento}	M _{vento}	N _{vento}
[kN]	[kNm]	[kN]	[kNm]	[kNm]	[kN]	[kN]	[kNm]	[kN]
4.68	8.80	18.00	33.83	25.43	13.53	57.31	303.66	33.36

Sollecitazioni massime amplificate agenti

SLU-STR			SLE-RARA			SLE-FREQUENTE			SLE-QUASI PERMANENTE			SISMICA		
N	V	M	N	V	M	N	V	M	N	V	M	N	V	M
[kN]	[kN]	[kNm]	[kN]	[kN]	[kNm]	[kN]	[kN]	[kNm]	[kN]	[kN]	[kNm]	[kN]	[kN]	[kNm]
83.1	18.2	168.7	56.0	12.1	113.6	29.4	2.4	56.8	22.7	0.0	42.6	22.7	6.6	42.6

10 VERIFICA MONTANTI

Le verifiche dei montanti vengono effettuate in riferimento al paragrafo 4.2.4 delle NTC2018. Di seguito si riportano le caratteristiche geometriche del sistema in elevazione dei montanti.

Montanti verticali

			HE 400 B
altezza profilo	mm	h	400
Lunghezza ali	mm	b	300
spessore anima	mm	t _w	13.5
spessore ali	mm	t _f	24
raggio curvatura profilo	mm	r	27
Area	mm ²	A	19780
Momento di inerzia flessionale // l'anima	mm ⁴	J _y	5.77E+08
Momento di inerzia flessionale perp. l'anima	mm ⁴	J _z	1.08E+08
Momento di inerzia torsionale	mm ⁴	J _t	3053484
Momento di inerzia settoriale	mm ⁶	J _ω	3.82E+12
Momento resistente direzione anima	mm ³	W _y	2.88E+06
Momento resistente direzione ali	mm ³	W _z	7.21E+05
Momento resistente plastico direzione anima	mm ³	W _{y,pl}	3.23E+06
Momento resistente plastico direzione ali	mm ³	W _{z,pl}	1.10E+06
Raggio d'inerzia // l'anima	mm	r _y	170.77
Raggio d'inerzia perp. l'anima	mm	r _z	73.96
Area resistente a taglio	mm ²	A _v	7000
Peso specifico acciaio	kN/m ³	γ _{acc}	78.5
Peso montante	kN/m	P	1.553

Classe acciaio	-	Classe montante	S 275
Tensione di rottura acciaio	N/mm ²	f _{tk}	430
Tensione di snervamento acciaio	N/mm ²	f _{yk}	275

Montanti in aggetto

			HE 300 B
altezza profilo	mm	h	300
Lunghezza ali	mm	b	300
spessore anima	mm	t _w	11
spessore ali	mm	t _f	19
raggio curvatura profilo	mm	r	27
Area	mm ²	A	14910
Momento di inerzia flessionale // l'anima	mm ⁴	J _y	2.52E+08
Momento di inerzia flessionale perp. l'anima	mm ⁴	J _z	8.56E+07
Momento di inerzia torsionale	mm ⁴	J _t	1488040.667
Momento di inerzia settoriale	mm ⁶	J _ω	1.69E+12
Momento resistente direzione anima	mm ³	W _y	1.68E+06
Momento resistente direzione ali	mm ³	W _z	5.71E+05
Momento resistente plastico direzione anima	mm ³	W _{y,pl}	1.87E+06
Momento resistente plastico direzione ali	mm ³	W _{z,pl}	8.70E+05
Raggio d'inerzia // l'anima	mm	r _y	129.93
Raggio d'inerzia perp. l'anima	mm	r _z	75.78
Area resistente a taglio	mm ²	A _v	4745
Peso specifico acciaio	kN/m ³	γ _{acc}	78.5
Peso montante	kN/m	P	1.170
Classe acciaio	-	Classe montante	S 275
Tensione di rottura acciaio	N/mm ²	f _{tk}	430
Tensione di snervamento acciaio	N/mm ²	f _{yk}	275

10.1 Classificazione delle sezioni

Le Norme tecniche NTC2018 prevedono 3 diverse modalità di calcolo strutturale:

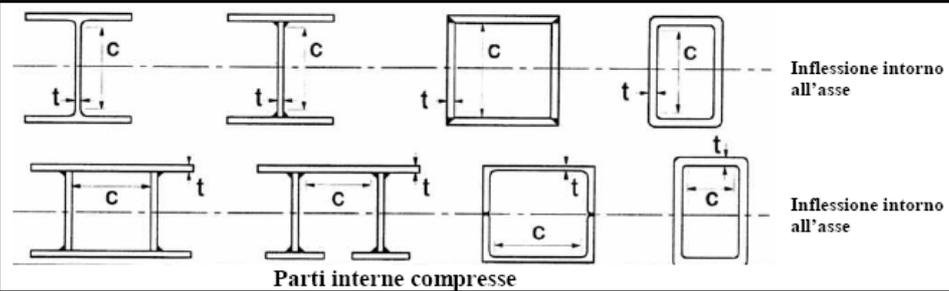
- Metodo elastico;
- Metodo plastico;
- Metodo elastoplastico.

La scelta della modalità di calcolo dipende anche dalla classe della sezione, ovvero dalla sua capacità rotazionale C_{ϑ} definita come:

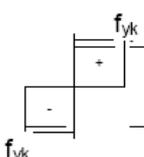
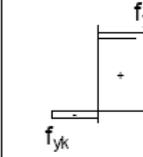
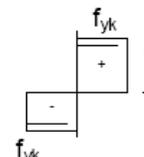
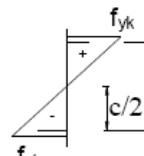
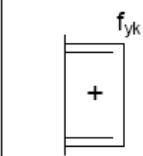
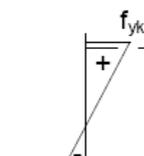
$$C_{\vartheta} = \frac{\vartheta_r}{\vartheta_y} - 1$$

essendo ϑ_r e ϑ_y le curvature corrispondenti rispettivamente al raggiungimento della deformazione ultima ed allo snervamento.

Piattabande esterne						
Profilati laminati a caldo			Sezioni saldate			
Classe	Piattabande esterne soggette a compressione		Piattabande esterne soggette a flessione e a compressione			
			Con estremità in compressione		Con estremità in trazione	
Distribuzione delle tensioni nelle parti (compressione positiva)						
1	$c/t \leq 9e$		$c/t \leq \frac{9e}{\alpha}$		$c/t \leq \frac{9e}{\alpha\sqrt{\alpha}}$	
2	$c/t \leq 10e$		$c/t \leq \frac{10e}{\alpha}$		$c/t \leq \frac{9e}{\alpha\sqrt{\alpha}}$	
Distribuzione delle tensioni nelle parti (compressione positiva)						
3	$c/t \leq 14e$		$c/t \leq 21e\sqrt{k_e}$ Per k_e vedere EN 1993-1-5			
$\epsilon = \sqrt{235/f_{yk}}$	f_{yk}	235	275	355	420	460
	ϵ	1,00	0,92	0,81	0,75	0,71



Parti interne compresse

Classe	Parte soggetta a flessione	Parte soggetta a compressione	Parte soggetta a flessione e a compressione			
Distribuzione delle tensioni nelle parti (compressione positiva)						
1	$c/t \leq 72e$	$c/t \leq 33e$	quando $\alpha > 0,5: c/t \leq \frac{396e}{13\alpha-1}$ quando $\alpha \leq 0,5: c/t \leq \frac{36e}{\alpha}$			
2	$c/t \leq 83e$	$c/t \leq 38e$	quando $\alpha > 0,5: c/t \leq \frac{456e}{13\alpha-1}$ quando $\alpha \leq 0,5: c/t \leq \frac{41,5e}{\alpha}$			
Distribuzione delle tensioni nelle parti (compressione positiva)						
3	$c/t \leq 124e$	$c/t \leq 42e$	quando $\psi > -1: c/t \leq \frac{42e}{0,67+0,33\psi}$ quando $\psi \leq -1: c/t \leq 62e(1-\psi)\sqrt{(-\psi)}$			
$\epsilon = \sqrt{235/f_{yk}}$	f_{yk}	235	275	355	420	460
	ϵ	1,00	0,92	0,81	0,75	0,71

*) $\psi \leq -1$ si applica se la tensione di compressione $\sigma \leq f_{yk}$ o la deformazione a trazione $\epsilon_y > f_{yk}/E$

HE 400 B	$N_{by,Rd}$ [kN] 4,427	$M_{cy,Rd}$ [kNm] 723,4	Classe Sezione	
	$N_{bz,Rd}$ [kN] 4,427	$M_{cz,Rd}$ [kNm] 247,1	Compressione	1
	$V_{ply,Rd}$ [kN] 904,5	$V_{plz,Rd}$ [kN] 1,861	Flessione My	1
g (Kg/m): 155			Flessione Mz	1
h (mm): 400	r2 (mm): 0		Presso-Flessione	1
b (mm): 300	A (cm ²): 197,8	i_y (cm): 17,08	i_z (cm): 7,4	
tw (mm): 13,5	I_y (cm ⁴): 57,680	I_z (cm ⁴): 10,820	IT (cm ⁴): 355,7	
tf (mm): 24	W_y (cm ³): 2,884	W_z (cm ³): 721,3	lw (cm ⁶): 3,817,000	
r1 (mm): 27	$W_{pl,y}$ (cm ³): 3,232	$W_{pl,z}$ (cm ³): 1,104		
			Verifiche	
			Presso Flessione	
			Svergolamento	

HE 300 B		$N_{by,Rd}$ [kN]	3,337	$M_{cy,Rd}$ [kNm]	418.3	<p>Classe Sezione</p> <p>Compressione 1</p> <p>Flessione My 1</p> <p>Flessione Mz 1</p> <p>Presso-Flessione 1</p>
		$N_{bz,Rd}$ [kN]	3,337	$M_{cz,Rd}$ [kNm]	194.7	
		$V_{ply,Rd}$ [kN]	613.1	$V_{plz,Rd}$ [kN]	1.473	
g (Kg/m):	117	r_2 (mm):	0	i_y (cm):	12.99	<p>Verifiche</p> <p>Presso Flessione</p> <p>Svergolamento</p>
h (mm):	300	A (cm ²):	149.1	i_z (cm):	7.58	
b (mm):	300	I_y (cm ⁴):	25,170	I_z (cm ⁴):	8,563	
t_w (mm):	11	I_T (cm ⁴):	185	I_w (cm ⁶):	1,688,000	
t_f (mm):	19	W_y (cm ³):	1,678	W_z (cm ³):	570.9	
r_1 (mm):	27	$W_{pl,y}$ (cm ³):	1,869	$W_{pl,z}$ (cm ³):	870.1	

Il calcolo dei montanti viene effettuato secondo il metodo plastico, in quanto i profili ricadono in classe 1.

10.2 Verifiche di resistenza agli sltu (flessione e taglio)

Le verifiche di resistenza agli SLU delle membrature vengono effettuate per lo stato di sollecitazione di flessione semplice e, quando necessario, per flessione e taglio.

Lo sforzo normale agente sui montanti, dovuto al solo peso proprio è irrilevante ai fini del dimensionamento dei profili dei montanti.

Per le verifiche di resistenza si fa riferimento al paragrafo 4.2.4.1 delle NTC2018, per le quali è necessario verificare che venga soddisfatta la seguente condizione:

$$\frac{M_{Ed}}{M_{c,Rd}} \leq 1$$

in cui:

- M_{Ed} è il momento flettente di calcolo;
- $M_{c,Rd}$ è la resistenza a flessione retta della sezione, pari a:

$$M_{c,Rd} = M_{el,Rd} = \frac{W_{el} \cdot f_{yk}}{\gamma_{M0}}$$

con: - W_{el} momento resistente della sezione,

- f_{yk} tensione di snervamento dell'acciaio;
- $\gamma_{M0} = 1.05$ coefficiente di sicurezza per la resistenza.

L'influenza del taglio sulla verifica a flessione del profilo è legata alla verifica della seguente condizione:

$$V_{Ed} < 0.5V_{c,Rd}$$

in cui:

- M_{Ed} è il momento flettente di calcolo;
- V_{Ed} taglio di calcolo;
- $V_{c,Rd}$ taglio resistente, dato dall'espressione:

$$V_{c,Rd} = \frac{A_v f_{yk}}{\gamma_{M0} \sqrt{3}}$$

con: $A_v = A - 2bt_f + (t_w + 2r)t_f$ per sezioni a I e H;

t_f spessore delle ali;

b larghezza delle ali;

t_w spessore dell'anima;

r raggio.

Se il taglio di calcolo V_{Ed} è superiore alla metà della resistenza di calcolo a taglio $V_{c,Rd}$ bisogna tener conto dell'influenza a taglio sulla resistenza flessionale.

Per le sezioni ad I o H di classe 1 o 2 doppiamente simmetriche, soggette a flessione e taglio nel piano dell'anima, la corrispondente resistenza convenzionale di calcolo a flessione retta può essere valutata come:

$$M_{y,V,Rd} = \frac{\left[W_{pl,y} - \frac{\rho A_v}{4t_w} \right] f_{yk}}{\gamma_{M0}} \leq M_{y,c,Rd}$$

in cui:

$W_{pl,y}$ momento resistente plastico della sezione;

$\rho = \left[\frac{2V_{Ed}}{V_{c,Rd}} - 1 \right]^2$ fattore riduttivo per la presenza del taglio.

Montanti verticali

Verifica a taglio SLU-STR							Verifica a flessione SLU-STR						
V_{Ed}	A_v	f_{yk}	γ_{M0}	V_{Rd}	Verifica	ρ	M_{Ed}	W_y	t_w	f_{yk}	γ_{M0}	M_{Rd}	Verifica
[kNm]	[mm ²]	[N/mm ²]	[-]	[kNm]	[%]	[-]	[kNm]	[mm ³]	[mm]	[N/mm ²]	[-]	[kNm]	[%]
85.96	7000	275	1.05	1058.48	8.12%	0.00	521.40	2884000	14	275	1.05	755.33	69.03%

Montanti in aggetto

Verifica a taglio SLU-STR							Verifica a flessione SLU-STR						
V_{Ed}	A_v	f_{yk}	γ_{M0}	V_{Rd}	Verifica	ρ	M_{Ed}	W_y	t_w	f_{yk}	γ_{M0}	M_{Rd}	Verifica
[kNm]	[mm ²]	[N/mm ²]	[-]	[kNm]	[%]	[-]	[kNm]	[mm ³]	[mm]	[N/mm ²]	[-]	[kNm]	[%]
18.21	4745	275	1.05	717.50	2.54%	0.00	168.67	1678000	11	275	1.05	439.48	38.38%

10.3 Verifica di instabilità "euleriana" a compressione (SLU)

Oltre alle verifiche di resistenza, è necessario effettuare verifiche di stabilità dei montanti. Tali verifiche vengono eseguite in ottemperanza al paragrafo 4.2.4.1.3.1 delle NTC2018.

I profili dei montanti sono soggetti a sforzi normali irrilevanti pertanto si esclude l'insorgere di instabilità per carico di punta. Tuttavia, nel rispetto delle NTC2018, si verifica che i montanti non superino il valore limite di snellezza richiesto alle membrature principali, trascurando, a vantaggio di sicurezza, la presenza del vincolo rappresentato dai pannelli.

Si verifica quindi per ogni montante che:

$$\lambda = \frac{l_0}{i} < 200$$

in cui:

- $l_0 = \beta \cdot L$, lunghezza libera d'inflessione;
- β coefficiente per il calcolo della lunghezza d'inflessione;
- L , lunghezza libera del montante;
- i , raggio d'inerzia.

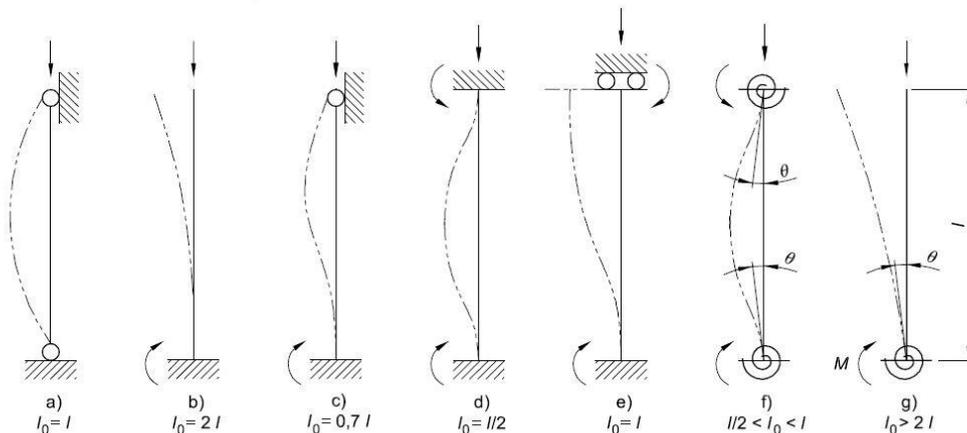
Si è assunto un coefficiente $\beta = 2$ (corrispondente ad uno schema a mensola, cioè condizione di incastro-estremo libero) come indicato nel prospetto dell'Eurocodice "2" UNI EN 1992-1-1:2005 sotto riportato. A favore di sicurezza non si è considerato la presenza del vincolo rappresentato dal profilo a "C" superiore che collega longitudinalmente i diversi montanti.

figura 5.7 Esempi di diverse deformate critiche e lunghezze libere d'inflessione per elementi isolati

UNI EN 1992-1-1:2005

Legenda

- a) $l_0 = l$
- b) $l_0 = 2l$
- c) $l_0 = 0,7l$
- d) $l_0 = l/2$
- e) $l_0 = l$
- f) $l/2 < l_0 < l$
- g) $l_0 > 2l$



Montanti verticali

Verifica ad instabilità euleriana				
L	$\beta_{snellezza}$	l_0	r_y	λ
[mm]	[-]	[mm]	[mm]	[-]
6700	2	13400	170.77	78.47

Montanti in aggetto

Verifica ad instabilità euleriana				
L	$\beta_{snellezza}$	l_0	r_y	λ
[mm]	[-]	[mm]	[mm]	[-]
4000	2	8000	129.93	61.57

10.4 Verifiche di instabilità flesso-torsionali agli (SLU)

I montanti sono soggetti, per effetto del carico, a flessioni nel piano dell'anima. Secondo quanto previsto al paragrafo §4.2.4.1.3.2 delle NTC2018 e al paragrafo 6.3.2 dell'EuroCodice 3 (1993-1-1: 2005), travi con sezione a I o H soggette a flessione nel piano dell'anima, con piattabanda non sufficientemente vincolata lateralmente, devono essere verificate nei riguardi dello svergolamento secondo la formula:

$$\frac{M_{Ed}}{M_{b,Rd}} \leq 1$$

Dove M_{Ed} è il momento flettente di calcolo;

$M_{c,Rd}$ è il momento resistente di progetto per fenomeni di instabilità di una trave lateralmente non vincolata, pari a:

$$M_{b,Rd} = \chi_{LT} \frac{W_y \cdot f_{yk}}{\gamma_{M1}}$$

con $W_y = W_{pl,y}$ momento plastico resistente della sezione;

χ_{LT} fattore di riduzione per instabilità flesso torsionale, determinato per profili laminati o saldati, dalla formula:

$$\chi_{LT} = \frac{1}{f} \cdot \frac{1}{\Phi_{LT} + \sqrt{\Phi_{LT}^2 - \beta \cdot \bar{\lambda}_{LT}^2}} \leq \{K\chi$$

I diversi parametri necessari per il calcolo del fattore χ_{LT} sono così definiti:

$$\Phi_{LT} = 0.5[1 + \alpha_{LT}(\bar{\lambda}_{LT} - \bar{\lambda}_{LT,0}) + \beta \cdot \bar{\lambda}_{LT}^2] \quad (\text{Eq. 6.57 EC3 - 1993-1-1: 2005});$$

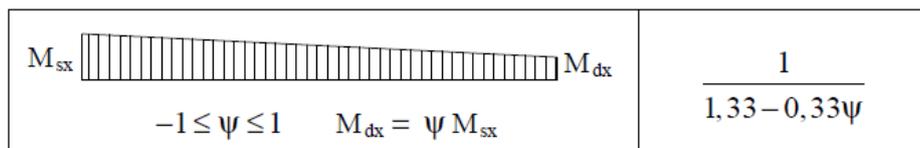
α_{LT} fattore di imperfezione (Tab. 4.2. IX NTC2018);

$\bar{\lambda}_{LT,0} = 0.2$ (sezione laminate e composte saldate);

$\beta = 0.75$ (sezione laminate e composte saldate);

$$f = 1 - 0.5(1 - k_c) [1 - 2.0(\bar{\lambda}_{LT} - 0.8)^2]$$

k_c tabellato in funzione della distribuzione del momento (Tab.4.2.VIII NTC2018), in particolare pari a $k_c = 1/(1.33 - 0.33 \cdot \psi) = 0.75$ (considerando $\psi = 0$).



Il coefficiente di snellezza adimensionale per instabilità laterale è pari a:

$$\bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{W_y \cdot f_{yk}}{M_{cr}}}$$

In cui rientra il valore del momento critico elastico per instabilità flesso-torsionale M_{cr} :

$$M_{cr} = \psi \frac{\pi}{L_{CR}} \sqrt{EJ_y \cdot GJ_t} \sqrt{1 + \left(\frac{\pi}{L_{CR}}\right)^2 \frac{EJ_\omega}{GJ_t}}$$

dove L_{CR} è la lunghezza critica tra due ritegni torsionali, GJ_t e EJ_ω rigidezza torsionale primaria e secondaria della sezione, ψ coefficiente tabellato.

Montanti verticali

Verifica a instabilità flessio-torsionale												
h	b	α_{LT}	J_y	J_z	J_t	J_ω	$W_{y,pl}$	E	G	ψ	f_{yk}	M_{cr}
[mm]	[mm]	[-]	[mm ⁴]	[mm ⁴]	[mm ⁴]	[mm ⁶]	[mm ³]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[-]	[N/mm ²]	[kNm]
400	300	0.34	5.77E+08	1.08E+08	3.05E+06	3.82E+12	3232000	210000	80769	1.75	275	2544.53

λ_{LT}	β	$\lambda_{LT,0}$	A	N_{cr}	Φ_{LT}	k_c	f	χ_{LT}	γ_{M1}	$M_{b,Rd}$	Verifica
[-]	[-]	[-]	[mm ²]	[kN]	[-]	[-]	[-]	[-]	[-]	[kNm]	[%]
0.591	0.75	0.40	19780	6657.9	0.663	0.75	0.887	1.000	1.05	846.5	61.60%

Montanti in aggetto

Verifica a instabilità flessio-torsionale												
h	b	α_{LT}	J_y	J_z	J_t	J_ω	$W_{y,pl}$	E	G	ψ	f_{yk}	M_{cr}
[mm]	[mm]	[-]	[mm ⁴]	[mm ⁴]	[mm ⁴]	[mm ⁶]	[mm ³]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[-]	[N/mm ²]	[kNm]
300	300	0.34	2.52E+08	8.56E+07	1.49E+06	1.69E+12	1869000	210000	80769	1.75	275	3394.29

λ_{LT}	β	$\lambda_{LT,0}$	A	N_{cr}	Φ_{LT}	k_c	f	χ_{LT}	γ_{M1}	$M_{b,Rd}$	Verifica
[-]	[-]	[-]	[mm ²]	[kN]	[-]	[-]	[-]	[-]	[-]	[kNm]	[%]
0.389	0.75	0.40	14910	8151.2	0.555	0.75	0.918	1.000	1.05	489.5	34.46%

10.5 Verifiche tensionali in esercizio (SLE)

La verifica in campo elastico (considerando la combinazione di carico rara) si esegue con riferimento al seguente criterio:

$$\sigma_{x,Ed}^2 + 3 \cdot \tau_{Ed}^2 \leq \left(\frac{f_{yk}}{\gamma_{M0}}\right)^2 \rightarrow \sigma_{id} = \sqrt{\sigma_{x,Ed}^2 + 3 \cdot \tau_{Ed}^2} \leq \sigma_{adm} = \frac{f_{yk}}{\gamma_{M0}}$$

Il massimo sforzo $\sigma_{x,Ed}$ si ricava in base al momento flettente alla base M_{RARA} :

$$\sigma_{x,Ed} = \frac{M_{RARA}}{W_{y,el}}$$

Il massimo sforzo τ_{Ed} si ricava in base al taglio alla base V_{RARA} :

$$\tau_{Ed} = \frac{V_{RARA}}{A_v}$$

Montanti verticali

Verifica tensionale in esercizio SLE-RARA										
M_{Ed}	W_y	$\sigma_{x,Ed}$	V_{Ed}	A_v	τ_{Ed}	σ_{id}	f_{yk}	γ_{M0}	σ_{adm}	Verifica
[kNm]	[mm ³]	[N/mm ²]	[kNm]	[mm ²]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[-]	[N/mm ²]	[%]
349.2	2884000	121.1	57.3	7000	8.2	121.9	275	1.05	261.9	46.54%

Montanti in aggetto

Verifica tensionale in esercizio SLE-RARA										
M _{Ed}	W _y	σ _{x,Ed}	V _{Ed}	A _v	τ _{Ed}	σ _{id}	f _{yk}	γ _{M0}	σ _{adm}	Verifica
[kNm]	[mm ³]	[N/mm ²]	[kNm]	[mm ²]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[-]	[N/mm ²]	[%]
113.6	1678000	67.7	12.1	4745	2.6	67.9	275	1.05	261.9	25.91%

10.6 Verifiche di deformabilità allo SLE

Con riferimento alle disposizioni della norma UNI EN 1794-1, la deformazione elastica massima Δ_{max} sotto il carico del vento di progetto per lo stato limite di esercizio in combinazione rara deve risultare:

$$\Delta_{max} \leq \Delta_{amm} = \frac{L}{150}$$

in cui *L* è la lunghezza del profilo.

Lo spostamento della testa montante Δ_{max} è valutato su uno schema statico di trave a mensola tramite la seguente relazione:

$$\Delta_{max} = \frac{p \cdot i \cdot (L - h_{irr})^4}{8 \cdot E \cdot J_y}$$

Montanti verticali

Verifica di deformazione					
f _w montante	E	J _y	Δ _{max}	Δ _{amm}	Verifica
[kN/m]	[N/mm ²]	[mm ⁴]	[mm]	[mm]	[%]
6.7	210000	5.77E+08	14.0	44.7	31.39%

Montanti in aggetto

Verifica di deformazione					
f _w braccio	E	J _y	Δ _{max}	Δ _{amm}	Verifica
[kN/m]	[N/mm ²]	[mm ⁴]	[mm]	[mm]	[%]
8.9	210000	2.52E+08	5.4	26.7	20.15%