

COMMITTENTE:



PROGETTAZIONE:



U.O. PROGETTAZIONE INTEGRATA NORD

PROGETTO DEFINITIVO

RADDOPPIO DELLA LINEA GENOVA - VENTIMIGLIA  
TRATTA FINALE LIGURE – ANDORA

OPERE DI SOSTEGNO SEDE FERROVIARIA E STRADALE  
Relazione di calcolo BA metallica leggera H10

SCALA:

-

COMMESSA	LOTTO	FASE	ENTE	TIPO DOC.	OPERA/DISCIPLINA	PROGR.	REV.
I V 0 I	0 0	D	2 6	C L	R I 0 0 0 8	0 0 4	B

Rev.	Descrizione	Redatto	Data	Verificato	Data	Approvato	Data	Autorizzato Data
A	Emissione esecutiva	A. Orsini	Feb.2022	M. Severi	Feb. 2022	G. Fadda	Feb. 2022	F. Arduini Giugno 2024 ITALFERR S.p.A. Direzione Tecnica Infrastrutture Centro Dot. Ing. Fabrizio Arduini Ordine degli Ingegneri della Provincia di Roma n° 16302 del 1/1/14
B	Emissione esecutiva	A. Orsini	Giugno 2024	G. Nitti	Giugno 2024	M. Firpo	Giugno 2024	

File IV0100D26CLRI0008004B

n. Elab.:

## INDICE

1.	PREMESSA.....	2
2.	DESCRIZIONE DELL'OPERA.....	3
3.	DOCUMENTI DI RIFERIMENTO.....	4
3.1	NORMATIVA E ISTRUZIONI.....	4
4.	CARATTERISTICHE DEI MATERIALI IMPIEGATI.....	5
4.1	ACCIAIO .....	5
4.1.1	<i>Acciaio da carpenteria metallica (montanti)</i> .....	5
5.	DEFINIZIONE DEI CARICHI - CP 2.1 .....	6
5.1	ANALISI DEI CARICHI DI PROGETTO .....	6
5.2	PESI PROPRI.....	6
5.3	CARICHI VARIABILI.....	7
5.3.2	<i>Azione Sismica</i> .....	13
5.4	COMBINAZIONI DI CARICO .....	26
5.4.1	<i>Combinazioni statiche</i> .....	30
5.4.2	<i>Combinazioni sismiche</i> .....	31
6.	VERIFICA STRUTTURALE E A FATICA DEL MONTANTE IN ACCIAIO E DEI COLLEGAMENTI - CP 2.1	32
6.1	COMBINAZIONI.....	33
6.2	VERIFICA DI RESISTENZA .....	34
6.3	VERIFICA A FATICA BASE MONTANTE IN ACCIAIO.....	35
6.4	VERIFICA DEFORMABILITÀ MONTANTE IN ACCIAIO .....	35

6.5	VERIFICA NODO DI BASE.....	36
6.5.1	<i>Verifica del calcestruzzo.....</i>	37
6.5.2	<i>Verifica dei tirafondi soggetti a trazione e taglio.....</i>	37
6.5.3	<i>Verifica della piastra di base.....</i>	40
6.5.4	<i>Verifica a sfilamento del tirante.....</i>	40
7.	CONCLUSIONI.....	41

## 1. PREMESSA

La presente relazione si inquadra all'interno della progettazione definitiva per appalto integrato degli interventi di mitigazione acustica nell'ambito del raddoppio della linea Genova – Ventimiglia lungo la tratta Finale Ligure - Andora.

Nel seguente elaborato di calcolo si verifica il tipologico di barriera previsto in progetto, del tipo “Metallica Leggera”. Tale tipologico presenta un muro alto 2m da piano del ferro, con interasse rispettivo di 2m e montanti metallici HE240B di altezza 5.00m..

Nello specifico si esaminano le azioni caratteristiche a cui è assoggettata la barriera di linea, con altezza acustica da piano ferro pari a 7.00m (H10).

## 2. DESCRIZIONE DELL'OPERA

Nella presente relazione, si esaminano le elevazioni della barriera di linea H10.

Al di sopra del paramento si adagia come indicato nelle figure sottostanti il sistema delle pannellature fonoassorbenti.

Le fondazioni hanno larghezza 1.5 m e spessore 0.8 m. Il muro sulla fondazione ha spessore 0.50m e altezza 2.00m da piano del ferro.

Le fondazioni presentano ciascuna due file di micropali con interasse trasversale di 1.00m, e interasse longitudinale di 1.5 m diametro 250 mm, armati con armatura tubolare metallica  $\phi 193.7$  mm s=16 mm.

Nei calcoli è stata considerata la presenza di una barriera H10.

I montanti HEB240 sono e disposti con un interasse di 2.0m.

Per i dettagli relativi alla carpenteria della barriera H10 si rimanda al Doc. IV0I00D26BZRI0008004.

 <b>ITALFERR</b> GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	<b>PROGETTO DEFINITIVO</b> <b>RADDOPPIO LINEA GENOVA - VENTIMIGLIA</b> <b>TRATTA FINALE LIGURE - ANDORA</b>					
Relazione BA metallica leggera H7	COMMESSA IV01	LOTTO 00	CODIFICA D26	DOCUMENTO CLRI0008004	REV. B	FOGLIO 4 di 43

### 3. DOCUMENTI DI RIFERIMENTO

#### 3.1 Normativa e istruzioni

La progettazione è conforme alle normative vigenti.

- *Aggiornamento delle Norme Tecniche per le Costruzioni - D.M. 17.01.2018 (NTC-2018);*
- *Circolare 21 gennaio 2019, n. 7 del C.S.LL.PP.: “Istruzioni per l’applicazione dell’«Aggiornamento delle “Norme tecniche per le costruzioni”» di cui al decreto ministeriale 17 gennaio 2018”*
- *UNI EN 206-1/2021 – “Calcestruzzo. Specificazione, prestazione, produzione e conformità”;*
- *UNI 11104:2016 – “Calcestruzzo. Specificazione, prestazione, produzione e conformità. Istruzioni complementari per l’applicazione della EN 206-1”;*
- *Norme UNI ENV 1991 ; UNI ENV 1992; UNI EN 1993; UNI EN 1997; UNI EN 1998 e s.m.e.i.;*
- *“ MANUALE DI PROGETTAZIONE DELLE OPERE CIVILI” - RFI DTC SICS MA IFS 001 del 31.12.2020;*
- *“CAPITOLATO GENERALE TECNICO DI APPALTO DELLE OPERE CIVILI” –RFI DTC SICS SP IFS 001 del 31.12.2020.*

#### 4. CARATTERISTICHE DEI MATERIALI IMPIEGATI

Di seguito si descrivono i materiali utilizzati nel calcolo delle elevazioni delle barriere di linea.

##### 4.1 Acciaio

###### 4.1.1 Acciaio da carpenteria metallica (montanti)

Si utilizza un acciaio S275 per i profili HE240B costituenti i montanti delle barriere.

<b>fyk nom</b>	355	N/mm <sup>2</sup>
<b>ftk nom</b>	430	N/mm <sup>2</sup>
<b>E</b>	210000	N/mm <sup>2</sup>
<b>v</b>	0.3	-
<b>G</b>	80769.23	N/m <sup>2</sup>
<b>α</b>	0.000012	-
<b>ρ</b>	7850	kg/m <sup>3</sup>

Per piastrame si utilizza il medesimo acciaio (S355JR) utilizzato per i profili dei montanti.

Per bulloneria e tirafondi si utilizza un acciaio di classe C8.8.

## 5. DEFINIZIONE DEI CARICHI - CP 2.1

### 5.1 Analisi dei carichi di progetto

Per la valutazione dei carichi permanenti e variabili, questi saranno desunti dalla relazione delle barriere antirumore del tipologico di RFI, dopodiché per i carichi variabili si effettuerà la verifica puntuale che le azioni da considerare sui nostri pannelli prescritte dalla normativa vigente per il sito in esame risultino uguali o minore a quelle considerate per il calcolo tipologico, ove tali condizioni non risultino soddisfatte si procederà alle opportune modifiche ed integrazioni.

### 5.2 Pesì Propri

<b>PP HE</b>	0.832	kN/m
<b>PP PA</b>	0.5	kN/m <sup>2</sup>
<b>PP PB</b>	1	kN/m <sup>2</sup>

Dove:

$PP_{HE240B}$  = peso proprio del montante verticale;

$PP_{PA}$  = peso pannelli asciutti;

$PP_{PB}$  = peso pannelli bagnati.

Riferendosi all'interasse di 2.00m tra i montanti verticali della barriera ed all'altezza degli stessi ed assumendo un incremento del 20% del peso proprio del montante per la presenza di piastrame e bulloneria, si hanno i seguenti carichi:

<b>PP acciaio</b>	5.31	kN
<b>PP PA</b>	5	kN
<b>PP PB</b>	10	kN

### 5.3 Carichi variabili

Il vento, la cui direzione si considera generalmente orizzontale, esercita sulle costruzioni azioni che variano nel tempo e nello spazio provocando, in generale, effetti dinamici.

Per le costruzioni usuali tali azioni sono convenzionalmente ricondotte ad azioni statiche equivalenti dirette secondo due assi principali della struttura, tali azioni esercitano normalmente all'elemento di parete o di copertura, pressioni e depressioni  $p$  (indicate rispettivamente con segno positivo e negativo) di intensità calcolate con la seguente espressione:

$$p = q_b c_e c_p c_d$$

- $q_b$  = pressione cinetica di riferimento;
- $c_e$  = coefficiente di esposizione;
- $c_p$  = coefficiente di forma (o coefficiente aerodinamico);
- $c_d$  = coefficiente dinamico.

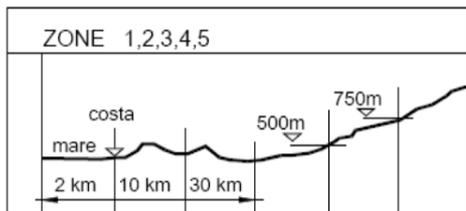
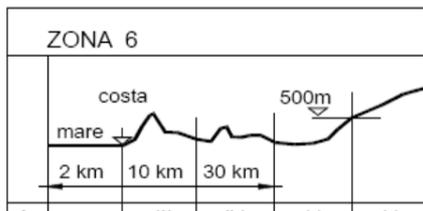
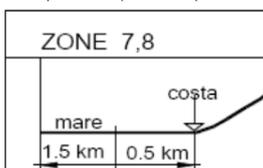
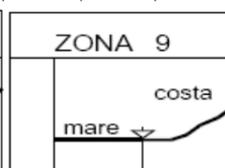
La tratta in esame si trova in Liguria, a cui corrisponde la zona 7.



Zona	$v_{b,0}$ [m/s]	$a_0$ [m]	$k_a$ [1/s]
7	28	1000	0.015
$a_s$ (altitudine sul livello del mare [m])			20
$T_R$ (Tempo di ritorno)			50
$v_b = v_{b,0}$ per $a_s \leq a_0$ $v_b = v_{b,0} + k_a (a_s - a_0)$ per $a_0 < a_s \leq 1500$ m			
$\underline{v}_b$ ( $T_R = 50$ [m/s])			28.000
$\alpha_R$ ( $T_R$ )			1.00073
$v_b$ ( $T_R$ ) = $\underline{v}_b \times \alpha_R$ [m/s])			28.021

### Classe di rugosità e coefficiente d'esposizione

Nel caso specifico le barriere sono posizionate a diversa distanza dalla linea di costa, parametro fondamentale per il calcolo della pressione del vento nella zona in esame (zona 7 – Liguria). Pertanto, si analizza il caso più gravoso individuato, ossia di barriera sotto i 1500m dalla linea di costa alla quale va attribuita la Classe di rugosità D e categoria di esposizione I.

ZONE 1,2,3,4,5							ZONA 6							
														
A	--	IV	IV	V	V	V	A	--	III	IV	V	V		
B	--	III	III	IV	IV	IV	B	--	II	III	IV	IV		
C	--	*	III	III	IV	IV	C	--	II	III	III	IV		
D	I	II	II	II	III	**	D	I	I	II	II	III		
* Categoria II in zona 1,2,3,4 Categoria III in zona 5														
** Categoria III in zona 2,3,4,5 Categoria IV in zona 1							* Categoria II in zona 8 Categoria III in zona 7			A -- I B -- I C -- I D I I				

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

Zona	Classe di rugosità	as [m]
7	D	20

Cat. Esposiz.	kr	z0 [m]	zmin [m]	ct
I	0.17	0.01	2	1

### Pressione cinetica di riferimento

$q_r$  (pressione cinetica di riferimento [N/mq])

$$q_r = 1/2 \cdot \rho \cdot v_r^2 \quad (\rho = 1,25 \text{ kg/m}^3)$$

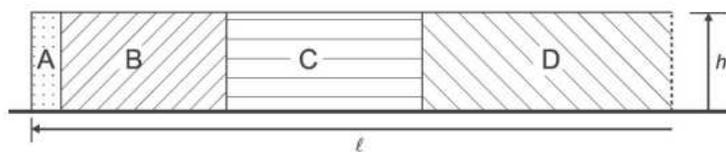
$q_b$ [N/mq]	490.72
--------------	--------

Il valore di  $c_e$  può essere ricavato mediante la relazione:

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

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

Per la determinazione del coefficiente aerodinamico sulle pareti verticali è stato fatto riferimento al paragrafo 7.4.1. dell'EC 1, considerando coefficiente di pressione netto  $c_{p,net}$  per pareti con rapporto  $l/h > 10$ , senza angoli di ritorno, con rapporto di solidità  $\phi = 1.0$ .



Solidity	Zone		A	B	C	D
$\varphi = 1$	Without return corners	$\ell/h \leq 3$	2,3	1,4	1,2	1,2
		$\ell/h = 5$	2,9	1,8	1,4	1,2
		$\ell/h \geq 10$	3,4	2,1	1,7	1,2
	with return corners of length $\geq h^a$		2,1	1,8	1,4	1,2
$\varphi = 0,8$			1,2	1,2	1,2	1,2

<sup>a</sup> Linear interpolation may be used for return corner lengths between 0,0 and  $h$

Figura 1: Determinazione del coefficiente aerodinamico [§7.4 dell'EC1]

A favore di sicurezza il calcolo è stato svolto considerando il valore massimo del coefficiente di pressione netta pari a  $c_p = 2.1$ , corrispondente alla zona A.

Di seguito si riporta il calcolo finale della pressione del vento:

<b>z min</b>	2.00	m
<b>ce z ≤ z min</b>	1.88	-
<b>ce</b>	2.57	-
<b>qb</b>	0.49	kN/m <sup>2</sup>
<b>Cp</b>	<b>2.10</b>	-
<b>Cd</b>	1	-
<b>p</b>	2.64	kN/m <sup>2</sup>

### 5.3.1.1 Azione aerodinamica dovuta al traffico ferroviario

In accordo con quanto previsto nella “*Specifica per la progettazione e l’esecuzione dei ponti ferroviari e di altre opere minori sotto binario*” - RFI DTC-INC-PO SP IFS 001 A del 21.12.2011; si considera l’effetto aerodinamico associato al passaggio dei treni. Tali prescrizioni si riscontrano anche al punto 5.2 della NTC2018 relativo ai ponti ferroviari. Le azioni possono essere schematizzate mediante carichi equivalenti agenti nelle zone prossime alla testa ed alla coda del treno, il cui valore viene determinato con riferimento a due schemi, e deve essere utilizzato quello che meglio approssima la forma della pensilina, nel nostro caso la nostra pensilina si trova in una situazione intermedia tra le due descritte nello schema, pertanto calcoleremo il valore di pressione secondo entrambi gli schemi, ed applicheremo poi al modello di calcolo quello che induce una pressione maggiore:

Superfici multiple a fianco del binario sia verticali che orizzontali o inclinate (5.2.2.6.1 – NTC2018):

Il valore dell’azione  $\pm q_{4k}$  agente ortogonalmente alla superficie della barriera, viene valutato adottando una distanza fittizia  $a_g'$  dal binario:

$$a_g' = 0,6 \min a_g + 0,4 \max a_g$$

dove le distanze  $\min a_g$  e  $\max a_g$  sono state determinate in base al grafico sottostante.

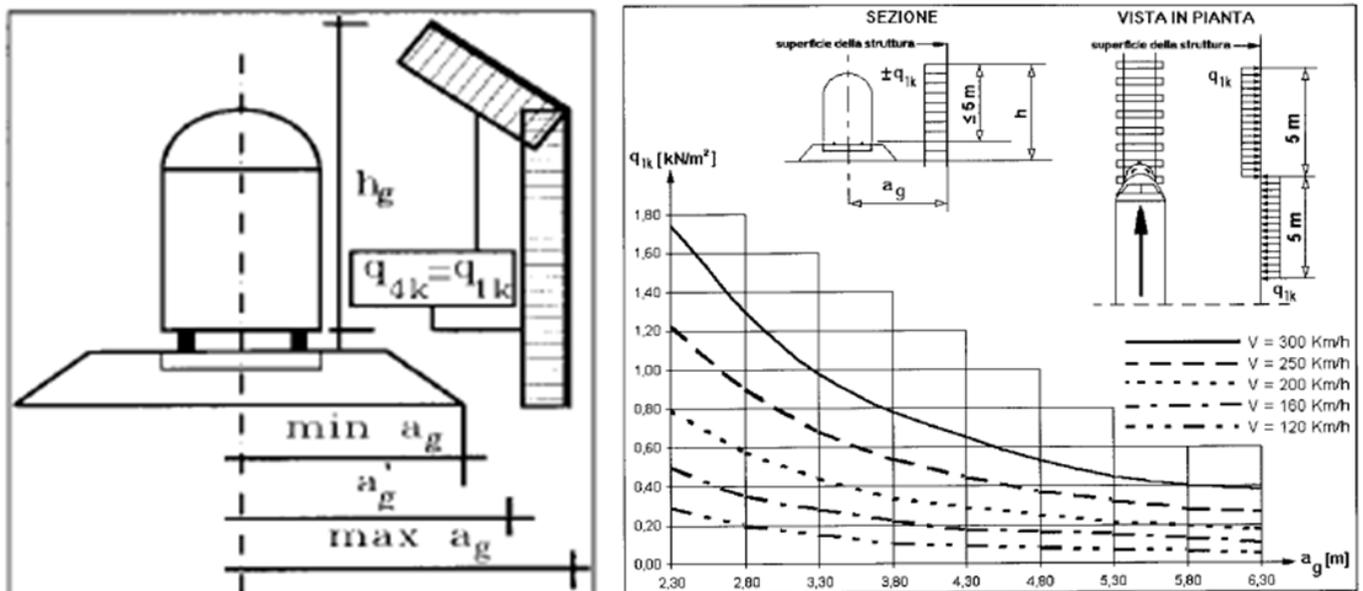


Figura 2- Grafico per la definizione della distanza min-max  $a_g$ , e valori caratteristici delle azioni  $q_{1k}$  su superfici verticali e parallele al binario

A tali valori di  $a_g'$  corrispondono i seguenti valori dell’azione  $q_{1k}$  prodotta dal passaggio del convoglio, calcolata con velocità  $V = 160$  km/h e con riferimento a treni con forme aerodinamiche sfavorevoli.

Il valore sarà però aumentato secondo quanto prescritto dalle “*Prescrizioni tecniche integrative e provvisorie per la progettazione delle Barriere AntiRumore*”:

Vento +  $P_{aerod.} \geq 1.50 \text{ kN/ m}^2$  per tutte le verifiche.

<b>min ag</b>	3	m
<b>max ag</b>	3.5	m
<b>ag' (d fittizia binario)</b>	3.20	m
<b>V</b>	160	km/h
<b>qk</b>	0.32	kN/m <sup>2</sup>

<b>Verifica</b>	<b>Cp = 2.1</b>	
<b>W Vento</b>	2.64	kN/m2
<b>S Traffico</b>	0.32	kN/m2
<b>W+S</b>	2.96	kN/m2

 <b>ITALFERR</b> GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	<b>PROGETTO DEFINITIVO</b> <b>RADDOPPIO LINEA GENOVA - VENTIMIGLIA</b> <b>TRATTA FINALE LIGURE - ANDORA</b>					
	Relazione BA metallica leggera H7	COMMESSA IV01	LOTTO 00	CODIFICA D26	DOCUMENTO CLRI0008004	REV. B

### 5.3.2 Azione Sismica

Con riferimento alla normativa vigente (NTC18), le azioni sismiche di progetto si definiscono a partire dalla “pericolosità sismica di base” del sito di costruzione. Essa costituisce l’elemento di conoscenza primario per la determinazione delle azioni sismiche.

La pericolosità sismica è definita in termini di accelerazione orizzontale massima attesa  $a_g$  in condizioni di campo libero su sito di riferimento rigido con superficie topografica orizzontale (di categoria A quale definita al § 3.2.2 delle NTC18), nonché di ordinate dello spettro di risposta elastico in accelerazione ad essa corrispondente  $S_e(T)$ , con riferimento a prefissate probabilità di eccedenza PVR, come definite nel § 3.2.1 delle NTC18, nel periodo di riferimento  $V_R$ , come definito nel § 2.4 delle NTC18.

Le forme spettrali sono definite, per ciascuna delle probabilità di superamento nel periodo di riferimento PVR, a partire dai valori dei seguenti parametri su sito di riferimento rigido orizzontale:

$a_g$  accelerazione orizzontale massima al sito;

$F_o$  valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale;

$T_c^*$  periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale.

Gli spettri di risposta di progetto sono stati definiti per tutti gli stati limite considerati, e, note la latitudine e la longitudine del sito, si sono ricavati i valori dei parametri necessari alla definizione dell’azione sismica e quindi del relativo spettro di risposta. Più avanti sono indicati i valori di  $a_g$ ,  $F_o$  e  $T_c^*$  necessari per la determinazione delle azioni sismiche.

#### 5.3.2.1 Vita nominale

La vita nominale di un’opera strutturale VN è intesa come il numero di anni nel quale la struttura, purché soggetta alla manutenzione ordinaria, deve potere essere usata per lo scopo al quale è destinata. Per la definizione della Vita Nominale da assegnare ad ogni singolo manufatto facente parte di una infrastruttura ferroviaria si rimanda al: “MANUALE DI PROGETTAZIONE DELLE OPERE CIVILI” - RFI DTC SI AM MA IFS 001 B del 31.12.2020”. L’oggetto della presente relazione risulta essere un’opera nuova su infrastrutture ferroviarie esistenti a velocità convenzionale ( $v < 250$  km/h).

<b>TIPO DI COSTRUZIONE <sup>(1)</sup></b>	<b>Vita Nominale [V<sub>N</sub>] <sup>(1)</sup></b>
OPERE NUOVE SU INFRASTRUTTURE FERROVIARIE ESISTENTI OPERE NUOVE SU INFRASTRUTTURE FERROVIARIE PROGETTATE CON LE NORME VIGENTI PRIMA DEL DM 14/01/2008 A VELOCITA' CONVENZIONALE (V<250 Km/h)	50
ALTRE OPERE NUOVE A VELOCITA' (V<250 km/h)	75
ALTRE OPERE NUOVE A VELOCITA' (V≥250 Km/h)	100
OPERE DI GRANDI DIMENSIONI: PONTI E VIADOTTI CON CAMPATE DI LUCE MAGGIORE DI 150 m	≥ 100 <sup>(2)</sup>
(1) - La medesima V <sub>N</sub> si applica anche ad apparecchi di appoggio, coprigiunti e impermeabilizzazione delle stesse opere. (2) - Da definirsi per il singolo progetto a cura di RFI. (	

Tenendo conto delle indicazioni precedenti le strutture di progetto avranno vita nominale  $V_N = 50$ .

### 5.3.2.2 Classe d'uso

In presenza di azioni sismiche, con riferimento alle conseguenze di una interruzione di operatività o di un eventuale collasso, le costruzioni sono suddivise in classi d'uso così definite:

*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.

Per la definizione della Classe di uso da assegnare ad ogni singolo manufatto facente parte di una infrastruttura ferroviaria esistente si rimanda al punto 1.1.1 dell'Istruzione RFI " *Specifiche per la progettazione e l'esecuzione dei ponti ferroviari e di altre opere minori sotto binario*" - RFI DTC-INC-PO SP IFS 001 A del 21.12.2011".

TIPO DI COSTRUZIONE	Classe d'uso	Coefficiente d'uso [C <sub>U</sub> ]
GRANDI STAZIONI	C IV	2,0
OPERE D'ARTE DEL SISTEMA DI GRANDE VIABILITÀ FERROVIARIA	C III	1,5
ALTRE OPERE D'ARTE	C II	1,0

Facendo riferimento al, “MANUALE DI PROGETTAZIONE DELLE OPERE CIVILI” pag.151 di 431 – *Ponti e strutture*, le strutture di progetto non ricadono in una linea del sistema di grande viabilità strategica, pertanto, nel progetto si considera una classe d'uso tipo II con coefficiente d'uso **C<sub>U</sub>=1,0**.

### 5.3.2.3 Periodo di riferimento

Le azioni sismiche su ciascuna costruzione vengono valutate in relazione ad un periodo di riferimento  $V_R$  che si ricava, per ciascun tipo di costruzione, moltiplicandone la vita nominale  $V_N$  per il coefficiente d'uso  $C_U$  :

$$V_R = V_N \cdot C_U = 50 \cdot 1.00 = 50 \text{ anni (periodo di riferimento).}$$

### 5.3.2.4 Valutazione dei parametri di pericolosità sismica

Fissata la vita di riferimento  $V_R$ , i due parametri  $T_R$  e  $P_{V_R}$  sono immediatamente esprimibili, l'uno in funzione dell'altro, mediante l'espressione:

	STATO LIMITE	$V_R$ : probabilità di superamento nel periodo di riferimento
<b>SLE</b>	SLO - Stato Limite di Operatività	81%
	SLD - Stato Limite di Danno	63%
<b>SLU</b>	SLV - Stato Limite di salvaguardia della Vita	10%
	SLC - Stato Limite di prevenzione del Collasso	5%

$$T_R = -\frac{V_R}{\ln(1 - P_{V_R})} = -\frac{C_U \cdot V_N}{\ln(1 - P_{V_R})}$$

da cui si ottiene la seguente tabella:

Stati limite		Valori in anni del periodo di ritorno $T_R$ al variare del periodo di riferimento $V_R$ (anni)
SLE	SLO	30
	SLD	50
SLU	SLV	475
	SLC	975

Per il sito in esame, in base ai parametri precedentemente adottati, il periodo  $T_R$  in corrispondenza dello stato limite ultimo SLV è pari a  $T_R = 475$  anni.

Le strutture di progetto avranno quindi i seguenti parametri sismici:

- vita nominale  $V_N = 50$ ;
- periodo di riferimento pari a  $V_R = 50$ ;
- il periodo  $T_R$  in corrispondenza dello SLV sarà pari a  $T_R = 475$  anni.

### **5.3.2.5 Caratterizzazione sismica del terreno**

#### **Categorie di Sottosuolo**

Ai fini della definizione dell'azione sismica di progetto, si rende necessario valutare l'effetto della risposta sismica locale.

Per la definizione dell'azione sismica si può fare riferimento a un approccio semplificato, che si basa sull'individuazione delle categorie di sottosuolo di riferimento in accordo a quanto indicato nel § 3.2.2 delle NTC18.

Come già illustrato, i terreni di progetto possono essere caratterizzati come appartenenti a terreni di Categoria B.

### Condizioni topografiche

In condizioni topografiche superficiali semplici si può adottare la seguente classificazione:

<b>Categoria</b>	<b>Caratteristiche della superficie topografica</b>
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 $i > 30^\circ$

*Tabella 1: Classificazione topografie superfici*

Le categorie topografiche appena definite si riferiscono a configurazioni geometriche prevalentemente bidimensionali, creste o dorsali allungate, e devono essere considerate nella definizione dell'azione sismica se di altezza maggiore di 30 m. L'area interessata risulta classificabile come T1.

### Amplificazione Stratigrafica e Topografica

In riferimento a quanto indicato nel §3.2.3.2.1 delle NTC18 per la definizione dello spettro elastico in accelerazione è necessario valutare il valore del coefficiente  $S = S_S \cdot S_T$  e di  $C_C$  in base alla categoria di sottosuolo e alle condizioni topografiche; si fa riferimento nella valutazione dei coefficienti alle tabelle che sono riportate di seguito:

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	$1,00 \leq 2,00 - 1,10 \cdot F_0 \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,60$	$1,15 \cdot (T_C^*)^{-0,40}$

Categoria Topografica	Ubicazione dell'opera 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

Il valore del coefficiente di amplificazione topografica è posto pari a  $S_T = 1$

I valori dei coefficienti di amplificazione stratigrafica sono pari a  $S_S = 1,60$  e  $C_C = 1,904$ .

### 5.3.2.6 Parametri sismici di calcolo

#### FASE 1. INDIVIDUAZIONE DELLA PERICOLOSITÀ DEL SITO

Ricerca per coordinate

LONGITUDINE: 8.16890      LATITUDINE: 44.05290

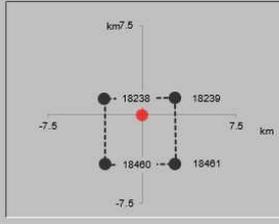
Ricerca per comune

REGIONE: Liguria      PROVINCIA: Savona      COMUNE: Albenga

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:

La "Ricerca per comune" utilizza le ... coordinate 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

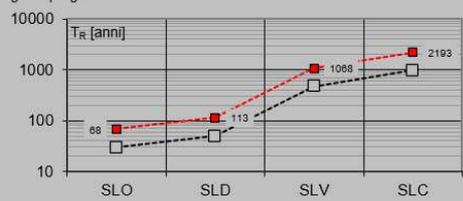
SLO - $P_{VR} = 81\%$	<input type="text" value="68"/>
SLD - $P_{VR} = 63\%$	<input type="text" value="113"/>

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

Strategia di progettazione



LEGENDA GRAFICO

- Strategia per costruzioni ordinarie
- ... Strategia scelta

INTRO      FASE 1      **FASE 2**      FASE 3

### FASE 3. DETERMINAZIONE DELL'AZIONE DI PROGETTO

Stato Limite

Stato Limite considerato **SLV** info

Risposta sismica locale

Categoria di sottosuolo **E** info

$S_s = 1.494$

$C_c = 1.861$  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  $\xi$  (%) **5**

$\eta = 1.000$  info

Spettro di progetto inelastico (SLU)

Fattore  $q_s = 1$

Regol. in altezza **si** info

Compon. verticale

Spettro di progetto

Fattore  $q_v = 1$

$\eta_v = 1/q_v = 1.000$  info

Elaborazioni

Grafici spettri di risposta

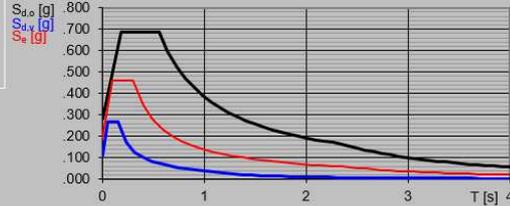
Parametri e punti spettri di risposta

— Spettro di progetto - componente orizzontale

— Spettro di progetto - componente verticale

— Spettro elastico di riferimento (Cat. A-T1,  $\xi = 5\%$ )

Spettri di risposta



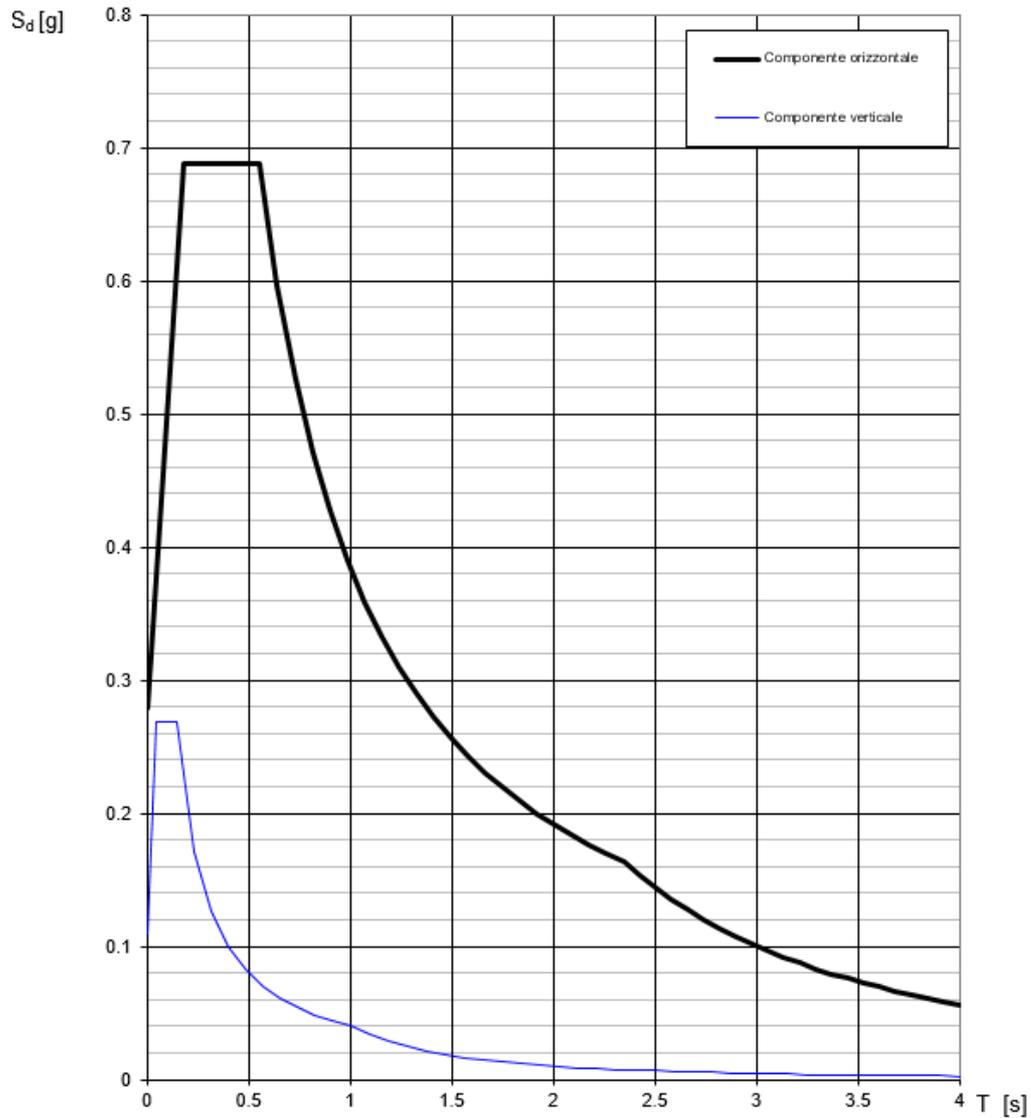
INTRO

FASE 1

FASE 2

**FASE 3**

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



### Parametri e punti dello spettro di risposta orizzontale per lo stato SLV

**Parametri indipendenti**

STATO LIMITE	SLV
$a_g$	0.132 g
$F_o$	2.425
$T_c$	0.283 s
$S_s$	1.600
$C_c$	1.904
$S_T$	1.000
$q$	1.000

**Parametri dipendenti**

$S$	1.600
$\eta$	1.000
$T_B$	0.180 s
$T_C$	0.540 s
$T_D$	2.128 s

**Espressioni dei parametri dipendenti**

$$S = S_s \cdot S_T \quad (\text{NTC-08 Eq. 3.2.5})$$

$$\eta = \sqrt{10/(5+\xi)} \geq 0,55; \quad \eta = 1/q \quad (\text{NTC-08 Eq. 3.2.6; §. 3.2.3.5})$$

$$T_B = T_c / 3 \quad (\text{NTC-07 Eq. 3.2.8})$$

$$T_C = C_c \cdot T_c \quad (\text{NTC-07 Eq. 3.2.7})$$

$$T_D = 4,0 \cdot a_g / \xi + 1,6 \quad (\text{NTC-07 Eq. 3.2.9})$$

**Espressioni dello spettro di risposta (NTC-08 Eq. 3.2.4)**

$$0 \leq T < T_B \quad S_c(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o \cdot \left[ \frac{T}{T_B} + \frac{1}{\eta \cdot F_o} \left( 1 - \frac{T}{T_B} \right) \right]$$

$$T_B \leq T < T_C \quad S_c(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o$$

$$T_C \leq T < T_D \quad S_c(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o \cdot \left( \frac{T_C}{T} \right)$$

$$T_D \leq T \quad S_c(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o \cdot \left( \frac{T_C \cdot T_D}{T^2} \right)$$

Lo spettro di progetto  $S_d(T)$  per le verifiche agli Stati Limite Ultimi è ottenuto dalle espressioni dello spettro elastico  $S_c(T)$  sostituendo  $\eta$  con  $1/q$ , dove  $q$  è il fattore di struttura. (NTC-08 § 3.2.3.5)

**Punti dello spettro di risposta**

	T [s]	Se [g]
	0.000	0.211
$T_B \leftarrow$	0.180	0.512
$T_C \leftarrow$	0.540	0.512
	0.615	0.449
	0.691	0.400
	0.766	0.360
	0.842	0.328
	0.918	0.301
	0.993	0.278
	1.069	0.258
	1.145	0.241
	1.220	0.226
	1.296	0.213
	1.371	0.201
	1.447	0.191
	1.523	0.181
	1.598	0.173
	1.674	0.165
	1.749	0.158
	1.825	0.151
	1.901	0.145
	1.976	0.140
	2.052	0.135
$T_D \leftarrow$	2.128	0.130
	2.217	0.120
	2.306	0.110
	2.395	0.102
	2.484	0.095
	2.573	0.089
	2.663	0.083
	2.752	0.078
	2.841	0.073
	2.930	0.068
	3.019	0.064
	3.108	0.061
	3.198	0.057
	3.287	0.054
	3.376	0.052
	3.465	0.049
	3.554	0.046
	3.643	0.044
	3.733	0.042
	3.822	0.040
	3.911	0.038
	4.000	0.037

### 5.3.2.7 Calcolo forza sismica alla base

Per la valutazione della forza alla base del manufatto, indotta dal moto sismico, si procede facendo riferimento a quanto prescritto dalle normative vigenti.

Stato limite	SLV	
a0	0.132	g
F0	2.425	-
Tc*	0.283	s
Ss	1.600	-
Cc	1.904	-
St	1.000	-
q	1.000	-

S	1.600	-
$\eta$	1.000	-
Tb	0.180	s
Tc	0.540	s
Td	2.128	s

C1	0.085	-
T	0.143	s
Se	0.512	g
$\lambda$	1	-
Wi asciutto	60.31	kN
Wi bagnato	65.31	kN

Quale che sia la probabilità di superamento nel periodo di riferimento  $P_{VR}$  considerata, lo spettro di risposta elastico della componente orizzontale è definito dalle espressioni seguenti:

$$S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \left[ \frac{T}{T_B} + \frac{1}{\eta \cdot F_0} \cdot \left( 1 - \frac{T}{T_B} \right) \right] \quad \text{con } 0 \leq T < T_B;$$

$$S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \quad \text{con } T_B \leq T < T_C;$$

$$S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \left( \frac{T_C}{T} \right) \quad \text{con } T_C \leq T < T_D;$$

$$S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \left( \frac{T_C \cdot T_D}{T^2} \right) \quad \text{con } T_D \leq T;$$

dove:

$T$  ed  $S_e$  sono, rispettivamente, periodo di vibrazione ed accelerazione spettrale orizzontale;

$S = S_S \cdot S_T$ , coefficiente che tiene conto della categoria di sottosuolo e delle condizioni topografiche, in cui i valori di  $S_S$ , coefficiente di amplificazione stratigrafica, e di  $S_T$ , coefficiente di amplificazione topografica sono riportati nelle tabelle presenti di seguito;

$$\eta = \sqrt{\frac{10}{5 + \xi}} \geq 0,55$$

fattore che altera lo spettro elastico per coefficienti di smorzamento viscosi convenzionali  $\xi$  diversi dal 5%, con  $\xi$  (espresso in percentuale) è valutato sulla base di materiali, tipologia strutturale e terreno di fondazione;  $F_0$  è il fattore che quantifica l'amplificazione spettrale massima, su sito di riferimento rigido orizzontale, ed ha valore minimo pari a 2,2;

$T_C = C_C \cdot T_C^*$  è il periodo corrispondente all'inizio del tratto a velocità costante dello spettro con  $C_T$  e  $C_C$  (coefficiente funzione della categoria di sottosuolo) definiti nelle tabelle del presente paragrafo dell'azione sismica;

$T_B = T_C / 3$  è il periodo corrispondente all'inizio del tratto dello spettro ad accelerazione costante;

$$T_D = 4,0 \cdot \frac{a_g}{g} + 1,6$$

$T_D$  è il periodo corrispondente all'inizio del tratto a spostamento costante dello spettro, espresso in secondi.

Le componenti della forza sismica orizzontale legata alla massa della barriera è data dalla seguente formula presente nelle NTC18:

$$F_{h,i} = S_e(T_i) \cdot W_i \cdot \frac{\lambda}{g}$$

dove:

$F_{h,i}$  è la forza da applicare alla massa  $i$ -esima;

$W_i$  è il peso della massa  $i$ -esima;

$S_e(T_i)$  è l'ordinata dello spettro di risposta di progetto definito in precedenza;

$\lambda$  è un coefficiente pari a 0,85 se la costruzione ha almeno tre orizzontamenti e se  $T_i < 2 \cdot T_c$ , pari a 1,0 in tutti gli altri casi;

$g$  è l'accelerazione di gravità terrestre (9,80665 m/s<sup>2</sup>).

Dalle formulazioni precedentemente riportate i valori delle ordinate dello in condizioni di pannelli asciutti e bagnati è pari:

<b>Fh asciutto</b>	30.88	kN
<b>Fh bagnato</b>	33.44	kN

## 5.4 COMBINAZIONI DI CARICO

Le combinazioni di carico prese in considerazione nelle verifiche sono state definite in base a quanto prescritto dalle NTC18 al par.2.5.3:

Combinazione fondamentale, impiegata per gli stati limite ultimi (SLU):

$$\gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_P \cdot P + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1} + \gamma_{Q2} \cdot \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \gamma_{Q3} \cdot \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots;$$

Combinazione caratteristica rara, impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) irreversibili, da utilizzarsi nelle verifiche delle tensioni d'esercizio:

$$G_1 + G_2 + P + Q_{k1} + \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \psi_{03} \cdot Q_{k3} \dots;$$

Combinazione caratteristica frequente, impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) reversibili, da utilizzarsi nelle verifiche a fessurazione:

$$G_1 + G_2 + P + \psi_{11} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} \dots;$$

Combinazione quasi permanente, generalmente impiegata per gli effetti a lungo termine:

$$G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} \dots$$

In base a quanto riportato al paragrafo precedente, non viene considerata nessuna combinazione sismica.

I valori dei coefficienti parziali di sicurezza  $\gamma_F$ ,  $\gamma_M$  e  $\gamma_R$  (relativi alle resistenze dei pali soggetti a carichi assiali), nonché i coefficienti di combinazione  $\psi$  delle azioni sono dati dalle tabelle NTC18 5.2.V, 5.2.VI, 6.2.II e 6.4.II che vengono riportate nel seguito. In particolare si segnala che i pesi propri dei pannelli sono stati considerati come carichi permanenti non strutturali compiutamente definiti, quindi sono stati adottati gli stessi coefficienti validi per i carichi permanenti, mentre l'azione aerodinamica generata dal transito dei convogli è stata considerata come un carico variabile da traffico.

In riferimento al **MANUALE DI PROGETTAZIONE DELLE OPERE CIVILI" - RFI DTC SI AM MA IFS 001 B §1.5.4.3.1 "Criteri di combinazione delle azioni"** si considera che:

il valore della combinazione "vento + effetto aerodinamico" ( $p_{tot}$ ) sarà assunto pari a:

$$P_{vento} + P_{aerod} = p_{tot} \geq 1,5 \text{ kN} / \text{m}^2$$

Nel caso in esame quindi l'azione del vento ed aerodinamica verranno considerate come un'unica azione variabile.

**Tabella 5.2.V – Coefficienti parziali di sicurezza per le combinazioni di carico agli SLU, eccezionali e sismica**

		Coefficiente	EQU <sup>(1)</sup>	A1 STR	A2 GEO	Combinazione eccezionale	Combinazione Sismica
Carichi permanenti	favorevoli	$\gamma_{G1}$	0,90	1,00	1,00	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,10	1,35	1,00	1,00	1,00
Carichi permanenti non strutturali <sup>(2)</sup>	favorevoli	$\gamma_{G2}$	0,00	0,00	0,00	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30	1,00	1,00
Ballast <sup>(3)</sup>	favorevoli	$\gamma_B$	0,90	1,00	1,00	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30	1,00	1,00
Carichi variabili da traffico <sup>(4)</sup>	favorevoli	$\gamma_Q$	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,45	1,45	1,25	0,20 <sup>(5)</sup>	0,20 <sup>(5)</sup>
Carichi variabili	favorevoli	$\gamma_{Qi}$	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30	1,00	0,00
Precompressione	favorevole	$\gamma_P$	0,90	1,00	1,00	1,00	1,00
	sfavorevole		1,00 <sup>(6)</sup>	1,00 <sup>(7)</sup>	1,00	1,00	1,00

<sup>(1)</sup> Equilibrio che non coinvolga i parametri di deformabilità e resistenza del terreno; altrimenti si applicano i valori di GEO.

<sup>(2)</sup> Nel caso in cui i carichi permanenti non strutturali (ad es. carichi permanenti portati) siano compiutamente definiti si potranno adottare gli stessi coefficienti validi per le azioni permanenti.

<sup>(3)</sup> Quando si prevedano variazioni significative del carico dovuto al ballast, se ne dovrà tener conto esplicitamente nelle verifiche.

<sup>(4)</sup> Le componenti delle azioni da traffico sono introdotte in combinazione considerando uno dei gruppi di carico gr della Tab. 5.2.IV.

<sup>(5)</sup> Aliquota di carico da traffico da considerare.

<sup>(6)</sup> 1,30 per instabilità in strutture con precompressione esterna

<sup>(7)</sup> 1,20 per effetti locali

**Tabella 5.2.VI - Coefficienti di combinazione  $\psi$  delle azioni.**

Azioni		$\psi_0$	$\psi_1$	$\psi_2$
Azioni singole da traffico	Carico sul rilevato a tergo delle spalle	0,80	0,50	0,0
	Azioni aerodinamiche generate dal transito dei convogli	0,80	0,50	0,0
Gruppi di carico	gr <sub>1</sub>	0,80 <sup>(2)</sup>	0,80 <sup>(1)</sup>	0,0
	gr <sub>2</sub>	0,80 <sup>(2)</sup>	0,80 <sup>(1)</sup>	-
	gr <sub>3</sub>	0,80 <sup>(2)</sup>	0,80 <sup>(1)</sup>	0,0
	gr <sub>4</sub>	1,00	1,00 <sup>(1)</sup>	0,0
Azioni del vento	F <sub>Wk</sub>	0,60	0,50	0,0
Azioni da neve	in fase di esecuzione	0,80	0,0	0,0
	SLU e SLE	0,0	0,0	0,0
Azioni termiche	T <sub>k</sub>	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  $\psi_0$  relativi ai gruppi di carico delle azioni da traffico vanno assunti pari a 0,0.

**Tabella 6.2.II - Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno**

PARAMETRO	GRANDEZZA ALLA QUALE APPLICARE IL COEFFICIENTE PARZIALE	COEFFICIENTE PARZIALE $\gamma_M$	(M1)	(M2)
Tangente dell'angolo di resistenza al taglio	$\tan \phi'_k$	$\gamma_{\phi'}$	1,0	1,25
Coesione efficace	$c'_k$	$\gamma_{c'}$	1,0	1,25
Resistenza non drenata	$c_{uk}$	$\gamma_{cu}$	1,0	1,4
Peso dell'unità di volume	$\gamma$	$\gamma_\gamma$	1,0	1,0

**Tabella 6.4.II - Coefficienti parziali  $\gamma_R$  da applicare alle resistenze caratteristiche.**

Resistenza	Simbolo	Pali infissi			Pali trivellati			Pali ad elica continua		
		(R1)	(R2)	(R3)	(R1)	(R2)	(R3)	(R1)	(R2)	(R3)
Base	$\gamma_b$	1,0	1,45	1,15	1,0	1,7	1,35	1,0	1,6	1,3
Laterale in compressione	$\gamma_s$	1,0	1,45	1,15	1,0	1,45	1,15	1,0	1,45	1,15
Totale (*)	$\gamma_t$	1,0	1,45	1,15	1,0	1,6	1,30	1,0	1,55	1,25
Laterale in trazione	$\gamma_{st}$	1,0	1,6	1,25	1,0	1,6	1,25	1,0	1,6	1,25

(\*) da applicare alle resistenze caratteristiche dedotte dai risultati di prove di carico di progetto.

In totale sono state analizzate 8 combinazioni di tipo SLU, 4 di tipo GEO e 10 combinazioni di tipo SLE, per un totale di 22 combinazioni; i coefficienti adottati per ogni combinazione sono riportati nel seguito:

**8 combinazioni SLU di tipo strutturale**, per verificare il raggiungimento della resistenza dei pali e del cordolo di fondazione, utilizzando l'Approccio 1 – Combinazione 1 (A1+M1+R1):

SLU1: Carichi permanenti sfavorevoli, pannelli bagnati, vento e azione aerodinamica concordi positivi;

SLU2: Carichi permanenti favorevoli, pannelli asciutti, vento e azione aerodinamica concordi negativi;

SLU3: Carichi permanenti sfavorevoli, pannelli bagnati, vento e azione aerodinamica concordi negativi;

SLU4: Carichi permanenti favorevoli, pannelli asciutti, vento e azione aerodinamica concordi positivi;

SLU5, SLU6, SLU7, SLU8 analoghe rispettivamente a SLU1, SLU2, SLU3, SLU4 ma con i coefficienti moltiplicativi unitari per i carichi permanenti;

4 combinazioni SLE di tipo rara:

SLE1: Carichi permanenti unitari, pannelli bagnati, vento e azione aerodinamica concordi positivi;

SLE2: Carichi permanenti unitari, pannelli bagnati, vento e azione aerodinamica concordi negativi;

SLE3: Carichi permanenti unitari, pannelli asciutti, vento e azione aerodinamica concordi positivi;

SLE4: Carichi permanenti unitari, pannelli asciutti, vento e azione aerodinamica concordi negativi;

4 combinazioni SLE di tipo frequente:

SLE5: Carichi permanenti unitari, pannelli bagnati, vento e azione aerodinamica concordi positivi;

SLE6: Carichi permanenti unitari, pannelli bagnati, vento e azione aerodinamica concordi negativi;

SLE7: Carichi permanenti unitari, pannelli asciutti, vento e azione aerodinamica concordi negativi;

SLE8: Carichi permanenti unitari, pannelli asciutti, vento e azione aerodinamica concordi positivi;

2 combinazione SLE di tipo quasi permanente:

SLE9: Carichi permanenti unitari, pannelli bagnati, vento e azione aerodinamica assenti (moltiplicati per  $\psi_2=0$ );

SLE10: Carichi permanenti unitari, pannelli asciutti, vento e azione aerodinamica assenti (moltiplicati per  $\psi_2=0$ );

4 combinazioni SLU di tipo SISMICA:

SISMICA1-3: Carichi permanenti e sisma unitari, pannelli asciutti, (positivi e negativi);

SISMICA2-4: Carichi permanenti e sisma unitari, pannelli bagnati, (positivi e negativi).

#### 5.4.1 Combinazioni statiche

	PP	P. Asc.	P. Bag.	Vento	Aereod.
<b>SLU 1</b>	1.35	0	1.35	1.5	1.5
<b>SLU 2</b>	1.35	1.35	0	-1.5	-1.5
<b>SLU 3</b>	1.35	0	1.35	-1.5	-1.5
<b>SLU 4</b>	1.35	1.35	0	1.5	1.5
<b>SLU 5</b>	1	0	1	1.5	1.5
<b>SLU 6</b>	1	1	0	-1.5	-1.5
<b>SLU 7</b>	1	0	1	-1.5	-1.5
<b>SLU 8</b>	1	1	0	1.5	1.5
<b>SLE 1</b>	1	0	1	1	1
<b>SLE 2</b>	1	0	1	-1	-1
<b>SLE 3</b>	1	1	0	1	1
<b>SLE 4</b>	1	1	0	-1	-1
<b>SLE 5</b>	1	0	1	0.5	0.5
<b>SLE 6</b>	1	0	1	-0.5	-0.5

	PP	P. Asc.	P. Bag.	Vento	Aereod.
<b>SLE 7</b>	1	1	0	-0.5	-0.5
<b>SLE 8</b>	1	1	0	0.5	0.5
<b>SLE 9</b>	1	0	1	0	0
<b>SLE 10</b>	1	1	0	0	0

*Tabella 2: Coefficienti moltiplicativi delle azioni nelle diverse combinazioni statiche*

#### 5.4.2 Combinazioni sismiche

Combo	PP	P.Asc.	P.Bagn.	Sisma PA	Sisma PB
<b>Sismica 1</b>	1	1	0	1	0
<b>Sismica 2</b>	1	0	1	0	1
<b>Sismica 3</b>	1	1	0	-1	0
<b>Sismica 4</b>	1	0	1	0	-1

*Tabella 3: Coefficienti moltiplicativi delle azioni nelle diverse combinazioni sismiche*

## 6. VERIFICA STRUTTURALE E A FATICA DEL MONTANTE IN ACCIAIO E DEI COLLEGAMENTI - CP 2.1

Si omettono le verifiche in condizioni simiche essendo le sollecitazioni in tale situazione inferiori a quelle in condizioni statiche, come mostrato di seguito.

Le azioni riportate di seguito si riferiscono ad un interasse.

### Vento e azione aerodinamica dovuta al traffico

#### Ripartito

<b>p</b>	5.93	kN/m
----------	------	------

#### Alla base (Interasse di 2m)

<b>N (kN)</b>	<b>V (kN)</b>	<b>braccio (m)</b>	<b>M (kNm)</b>
0	29.64	2.5	74.10

### Pesi Propri

<b>Alla base</b>	<b>N (kN)</b>
PP profilo acciaio	5.31
PP PA	5.00
PP PB	10.00

### Azione Sismica

#### Azione sismica

<b><math>S_e(T_1)</math></b>	0.51	g
------------------------------	------	---

<b>Alla base</b>	<b>N (kN)</b>	<b>V (kN)</b>	<b>braccio (m)</b>	<b>M (kNm)</b>
PP HEB200	0	2.719	2.500	6.80
PP PB	0	5.120	2.500	12.80

Sia il taglio che il momento dovuti al sisma sono inferiori a quelli dovuti al vento e all'azione aerodinamica.

## 6.1 Combinazioni

Per dimensionare il montante si utilizzano le combinazioni che permettono di determinare lo stato più gravoso in termini di:

Pressoflessione            N, M

taglio                         $V_{max}$ ;

	<b>N (kN)</b>	<b>V (kN)</b>	<b>M (kNm)</b>
<b>SLU 1</b>	27.15	36.78	121.39
<b>SLU 2</b>	18.24	-36.78	-121.39
<b>SLU 3</b>	27.15	-36.78	-121.39
<b>SLU 4</b>	18.24	36.78	121.39
<b>SLU 5</b>	20.11	36.78	121.39
<b>SLU 6</b>	13.51	-36.78	-121.39
<b>SLU 7</b>	20.11	-36.78	-121.39
<b>SLU 8</b>	13.51	36.78	121.39
<b>SLE 1</b>	20.11	24.52	80.92
<b>SLE 2</b>	20.11	-24.52	-80.92
<b>SLE 3</b>	13.51	24.52	80.92
<b>SLE 4</b>	13.51	-24.52	-80.92
<b>SLE 5</b>	20.11	12.26	40.46
<b>SLE 6</b>	20.11	-12.26	-40.46
<b>SLE 7</b>	13.51	-12.26	-40.46
<b>SLE 8</b>	13.51	12.26	40.46
<b>SLE 9</b>	20.11	0.00	0.00
<b>SLE 10</b>	13.51	0.00	0.00

*Sollecitazioni N, M, V - Combinazioni statiche*

<b>Combo</b>	<b>N (kN)</b>	<b>V (kN)</b>	<b>M (kNm)</b>
<b>Sismica 1</b>	20.11	11.40	0.00
<b>Sismica 2</b>	20.11	0.00	37.63
<b>Sismica 3</b>	20.11	-11.40	0.00
<b>Sismica 4</b>	20.11	0.00	-37.63

*Sollecitazioni N, M, V - Combinazioni Sismiche*

## 6.2 Verifica di resistenza

Profilo montante	HE 240 B		
H	240	mm	
t anima	10	mm	
As	10599	mm <sup>2</sup>	Area
Js	112592931	mm <sup>4</sup>	Momento di inerzia
Ws	938274	mm <sup>3</sup>	Modulo di resistenza
As,t	2400	mm <sup>2</sup>	Area di taglio
fyk	355	N/mm <sup>2</sup>	Tensione di snervamento caratteristica
fyd	338	N/mm <sup>2</sup>	Tensione di snervamento di progetto
Es	210000	N/mm <sup>2</sup>	Modulo elastico acciaio

	N (N)	V (N)	M (Nmm)	$\sigma=N/A+M/W$ (Mpa)	$t=V/A_t$ (Mpa)	$\sigma_{id}$ (Mpa)	$f_{yd}$ (Mpa)	
<b>Nmax</b>	20670	44458	111144460	120.41	18.52	124.61	338.10	Verifica soddisfatta
<b>Nmin</b>	10311	-44458	-111144460	119.43	18.52	123.66	338.10	Verifica soddisfatta
<b>Vmax</b>	20670	44458	111144460	120.41	18.52	124.61	338.10	Verifica soddisfatta
<b>M max</b>	20670	44458	111144460	120.41	18.52	124.61	338.10	Verifica soddisfatta
<b>M min</b>	13920	-44458	-111144460	119.77	18.52	123.99	338.10	Verifica soddisfatta

### 6.3 Verifica a fatica base montante in acciaio

Il valore di sollecitazione è pari al momento alla base di una mensola (montante) soggetta ad un carico uniformemente distribuito dovuto all'azione aerodinamica del convoglio.

Il valore  $\Delta R$  è scelto in base alla classe di resistenza dell'unione utilizzata.

<b>p aerodinamica</b>	0.32	kN/m <sup>2</sup>	
<b>P unif. sul montante</b>	0.64	kN/m	
<b>H</b>	5	m	
<b>M</b>	8	kN/m	
<b><math>\sigma_{max}</math></b>	8.5	N/mm <sup>2</sup>	
<b><math>\Delta\sigma_{max}</math></b>	17.05	N/mm <sup>2</sup>	
<b><math>\Delta_R</math></b>	63	N/mm <sup>2</sup>	
<b><math>\Delta\sigma</math></b>	46.67	N/mm <sup>2</sup>	<b>Verifica soddisfatta</b>

### 6.4 Verifica deformabilità montante in acciaio

Si effettua il calcolo per uno schema a mensola con carico uniformemente distribuito, costituito dall'azione del vento e l'azione aerodinamica dovuta al passaggio del convoglio.

<b>p</b>	5.93	kN/m
<b>l</b>	5	m
<b>J</b>	0.00011259	m <sup>4</sup>
<b>E</b>	210000000	kN/m <sup>2</sup>
<b>f</b>	2.0	mm

## 6.5 Verifica nodo di base

La base del montante è collegata da una unione bullonata alla sommità del muro in cemento armato sottostante.

Si riportano di seguito le caratteristiche del sistema di ancoraggio.

### Caratteristiche unione

<b>B piastra</b>	400	mm
<b>H piastra</b>	400	mm
<b>S piastra</b>	30	mm
<b>n. tirafondi</b>	6	-
<b>M<math>\phi</math> tirafondi</b>	20	mm
<b>L tirafondi</b>	600	mm
<b>Classe tirafondi</b>	8.8	-
<b>ftb tirafondi</b>	800	N/mm <sup>2</sup>

Per i dettagli relativi all'unione della barriera H10 con il muro si rimanda al Doc. IV0100D26BZRI0008004.

### 6.5.1 Verifica del calcestruzzo

Si verifica la resistenza a compressione del calcestruzzo al di sotto della piastra di ancoraggio.

I valori di sollecitazione sono:

N (kN)	M tr (kNm)	M lng (kNm)
20.67	111.14	1.65

fck	33.2	N/mm <sup>2</sup>
fctm	3.10	N/mm <sup>2</sup>
fyk	450.00	N/mm <sup>2</sup>

σc max	18.81	N/mm <sup>2</sup>
σc N	11.42	N/mm <sup>2</sup>

Verifica soddisfatta

### 6.5.2 Verifica dei tirafondi soggetti a trazione e taglio

#### Verifica a trazione

I valori di sollecitazione sono:

N (kN)	M tr (kNm)	M long (kNm)
10.31	111.14	1.65

La tensione di trazione massima sui tirafondi pari a  $\sigma_s$ .

L'area resistente del tirafondo M 20 è pari a  $A_{res}$ .

La resistenza di calcolo a trazione è valutata secondo quanto previsto dalle NTC18, §4.2.8.1.1:

$$F_{t,Rd} = \frac{0,9 \cdot f_{tb} \cdot A_{res}}{\gamma_{M2}}$$

σs	359.61	N/mm <sup>2</sup>
Ares	245	mm <sup>2</sup>
Ft,Ed	88.10	kN

ftb	800	N/mm <sup>2</sup>
γm2	1.25	
Ft,Rd	141.12	kN

Verifica soddisfatta

### Verifica a taglio

La resistenza di calcolo a taglio è valutata secondo quanto previsto dalle NTC18, §4.2.8.1.1:

$$F_{V,Rd} = \frac{0,5 \cdot f_{tb} \cdot A_{res}}{\gamma_{M2}}$$

<b>V (kN)</b>
44.46

<b>Fv,Ed</b>	7.41	kN
<b>Ares</b>	245	mm <sup>2</sup>

<b>ftb</b>	800	N/mm <sup>2</sup>
<b>γm2</b>	1.25	
<b>Ft,Rd</b>	78.4	kN

**Verifica soddisfatta**

### Verifica presenza combinata trazione e taglio

La verifica per la presenza combinata di trazione e taglio sul tirafondo è stata condotta secondo quanto previsto dalle NTC18 §4.2.8.1.1:

$$\frac{F_{t,Ed}}{1,40 \cdot F_{t,Rd}} + \frac{F_{V,Ed}}{F_{V,Rd}} \leq 1,00$$

Risulta pertanto:

<b>Ft,Ed</b>	88.10	kN
<b>Ft,Rd</b>	141.12	kN
<b>Fv,Ed</b>	7.41	kN
<b>Ft,Rd</b>	78.4	kN
<b>verifica</b>	0.540	-

**verifica soddisfatta**

### Verifica a fatica dei tirafondi

Per le strutture soggette a carichi ciclici deve essere verificata la resistenza a fatica imponendo che:

$$\Delta_d \leq \Delta_R / \gamma_M$$

- $\Delta_d$  l'escursione di tensione prodotta dalle azioni cicliche di progetto che inducono fenomeni di fatica;
- $\Delta_R$  la resistenza a fatica per la relativa categoria dei dettagli costruttivi

Tabella 4.2.IX Coefficienti di sicurezza da assumere per le verifiche a fatica.

Criteri di valutazione	Conseguenze della rottura	
	Conseguenze moderate	Conseguenze significative
Danneggiamento accettabile	$\gamma_M = 1,00$	$\gamma_M = 1,15$
Vita utile a fatica	$\gamma_M = 1,15$	$\gamma_M = 1,35$

Nel caso in esame la verifica a fatica si effettua considerando il montante soggetto alle azioni aerodinamiche prodotte al passaggio dei treni.

<b>p aerodinamica</b>	0.32	kN/m <sup>2</sup>
<b>P unif. sul montante</b>	0.64	kN/m
<b>H</b>	5	m
<b>M</b>	8	kN/m
<b><math>\sigma</math> max</b>	26.36	N/mm <sup>2</sup>

<b><math>\Delta_R</math></b>	50	N/mm <sup>2</sup>
<b><math>\Delta\sigma_d</math></b>	37.04	N/mm <sup>2</sup>

**Verifica soddisfatta**

### 6.5.3 Verifica della piastra di base

A favore di sicurezza la piastra di base si considera caricata da una tensione media derivante dalla tensione calcolata sul calcestruzzo nei precedenti paragrafi.

Come schema statico di calcolo si assume quello di trave a mensola incastrata in corrispondenza dell'ala del montante.

$\sigma_{c,max}$	11.42	N/mm <sup>2</sup>	Tensione calcestruzzo all'estremità libera della mensola
<b>x</b>	114.61	mm	Distanza dal bordo della piastra in cui si annulla la tensione sul cls
<b>m</b>	80.00	mm	Lunghezza mensola
$\sigma_{c,min}$	3.45	N/mm <sup>2</sup>	Tensione calcestruzzo all'incastro della mensola
$\sigma_{c,media}$	7.43	N/mm <sup>2</sup>	Tensione media calcestruzzo lungo la mensola
<b>B piastra</b>	400.00	mm	Larghezza piastra
<b>q</b>	2973.72	N/mm	Risultante tensioni calcestruzzo sulla piastra
<b>M=q m<sup>2</sup>/2</b>	9.52	Nmm	Momento all'incastro
<b>s</b>	30.00	mm	Spessore piastra
<b>W</b>	60000.00	mm <sup>3</sup>	Modulo di resistenza della piastra in corrispondenza dell'incastro
$\sigma_{s,max}$	158.60	N/mm <sup>2</sup>	
<b>f<sub>yd</sub></b>	338.10	N/mm <sup>2</sup>	
<b>FS&gt;1</b>	<b>2.13</b>	-	<b>Verifica soddisfatta</b>

### 6.5.4 Verifica a sfilamento del tirante

Si analizza l'aderenza dei tirafondi ai fini della verifica a sfilamento

<b>η1</b>	1		
<b>η2</b>	1		
<b>f<sub>ctk</sub></b>	2.17	N/mm <sup>2</sup>	
<b>f<sub>bk</sub></b>	4.88	N/mm <sup>2</sup>	
<b>f<sub>bd</sub></b>	3.25	N/mm <sup>2</sup>	
<b>f<sub>t,Rd</sub></b>	131.43	kN	
<b>F<sub>t,Ed</sub></b>	88.10	kN	<b>Verifica soddisfatta</b>

## 7. CONCLUSIONI

Dalle verifiche effettuate si può concludere che la struttura risulta rispondere a tutti i requisiti di resistenza e funzionalità previsti allo SLU e SLE, con opportuno margine di sicurezza.

L'analisi critica dei risultati e dei parametri di controllo associata al confronto con verifiche di massima eseguite manualmente porta a confermare la validità dei risultati.

Dovrà essere posta attenzione alle effettive misure dello stato di fatto in modo da posizionare la struttura in oggetto in maniera conforme alle indicazioni di progetto.

La struttura a collaudo dovrà essere conforme alle tolleranze dimensionali prescritte nella presente relazione, inoltre relativamente alle prestazioni attese esse dovranno essere quelle di cui al § 9 delle NTC18.

Ai fini della verifica delle prestazioni il collaudatore farà riferimento ai valori di tensioni, deformazioni e spostamenti desumibili dalla presente relazione.

Dai calcoli eseguiti si determinano le seguenti caratteristiche dei montanti e dei relativi sistemi di ancoraggio:

HE240B	Tipologia montante
L = 5.00m	Lunghezza montanti
S355JR	Classe di resistenza carpenteria metallica
40x40cm	Dimensioni piastra di ancoraggio
M20	Dimensioni tirafondi
L = 60cm	Lunghezza tirafondi
C8.8	Classe di resistenza acciaio tirafondi