

COMMITTENTE



PROGETTAZIONE



DIREZIONE TECNICA

U.O. INFRASTRUTTURE CENTRO

PROGETTO DEFINITIVO

ITINERARIO NAPOLI – BARI
RADDOPPIO TRATTA BOVINO - ORSARA

BARRIERE ANTIRUMORE

Relazione di calcolo fondazioni

SCALA:

-

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

IF1W 01 D 29 CL IM0000 002 A

Rev.	Descrizione	Redatto	Data	Verificato	Data	Approvato	Data	Autorizzato	Data
A	EMISSIONE ESECUTIVA	G. Usai <i>GU</i>	09.2018	P. Di Nucci <i>pdn</i>	09.2018	D. Aprea <i>DA</i>	09.2018	F. Arduini <i>FA</i>	09.2018

ITALENERGIA S.p.A.
Direzione Tecnica
Infrastrutture Centro
Off. Ing. Fabrizio Arduini
Ingegneri della Provincia di Roma
n° 16392 del 1-A

INDICE

1.	OGGETTO	4
2.	DESCRIZIONE DELL'OPERA	4
3.	DOCUMENTI DI RIFERIMENTO	6
3.1	DOCUMENTI.....	6
3.2	NORMATIVE.....	6
4.	MATERIALI UTILIZZATI	8
4.1	CALCESTRUZZO	8
4.1.1	<i>Barriera Montante (C35/45)</i>	8
4.1.2	<i>Calcestruzzo Cordolo di Fondazione (C28/35)</i>	9
4.1.3	<i>Calcestruzzo Micropali (C25/30)</i>	10
4.1.4	<i>Acciaio da C.A. (B450C)</i>	11
4.2	ACCIAIO PER CARPENTERIA METALLICA	11
4.2.1	<i>Profili e lamiere non saldate</i>	11
4.2.2	<i>Travi ed elementi saldati, tirafondi e tubi della sella</i>	12
4.2.3	<i>Acciaio per micropali</i>	12
5.	INQUADRAMENTO GEOTECNICO	13
6.	ANALISI DEI CARICHI DI PROGETTO	16
6.1	PESO PROPRIO	16
6.2	VENTO	17
6.3	PRESSIONE PER EFFETTI AERODINAMICI DEL TRENO.....	23
6.4	AZIONE SISMICA.....	25
7.	COMBINAZIONI DI CARICO	30
8.	AZIONI RISULTANTI.....	34
8.1	RIEPILOGO CARATTERISTICHE GEOMETRICHE	34

**Barriere antirumore - Relazione di calcolo
fondazioni**

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IF1W	01 D 29	CL	IM0006 002	A	3 di 56

8.2	AZIONI STATICHE	35
8.3	AZIONI IN FASE SISMICA	35
9.	VERIFICA DEI MICROPALI DI FONDAZIONE	36
9.1	SOLLECITAZIONI IN TESTA AI MICROPALI	36
9.2	CARATTERISTICHE DEI MICROPALI E ASSUNZIONI PROGETTUALI	38
9.3	CALCOLO DELLA CAPACITÀ PORTANTE VERTICALE DEL MICROPALO	39
9.3.1	<i>Parametri geotecnici di progetto</i>	42
9.4	VERIFICA DELLA CAPACITÀ PORTANTE DEL MICROPALO NEI CONFRONTI DELLE AZIONI TRASVERSALI	46
9.5	CALCOLO DEL CEDIMENTO DEL MICROPALO	49
10.	VERIFICA DELLA SUOLA DI FONDAZIONE	50
10.1	ARMATURA MINIMA	50
10.2	VERIFICHE STRUTTURALI	51
10.2.1	<i>Verifica a flessione (statica)</i>	52
10.2.2	<i>Verifica a formazione delle fessure (SLE)</i>	53
10.2.3	<i>Verifica a taglio</i>	54
11.	CONCLUSIONI	56

1. OGGETTO

Oggetto del presente documento è il calcolo strutturale delle fondazioni della barriera antirumore tipo H9 che si estende per una lunghezza di 390m sulla tratta BOVINO-ORSARA tra il progr. 29+700 e il progr. 29+250.

2. DESCRIZIONE DELL'OPERA

La barriera fonoassorbente H9 in esame presenta moduli in calcestruzzo (modulo BM130), di altezza circa 3 m e lunghezza 1.5 m, collegati con tirafondi ad un cordolo continuo con micropali, i moduli in calcestruzzo presentano alternativamente un montante della barriera fonoassorbente disposto ad interasse 3 m.

La barriera è alta da q.ta P.F. 700cm e complessivamente, dall'ancoraggio della fondazione 830cm.

Il montante della barriera è costituito da un tubolare $\varnothing 88.9 \times 16$ mm e da un profilo reggi pannello in composizione saldata caratterizzato da un'ala 240x20 mm ed un'anima 255x12 mm (escluso lo spessore dell'ala); la distanza fra profilo in composizione saldata e tubo è fissata in 135 mm.

Il montante metallico superiore è collegato mediante un giunto bullonato ad un dispositivo metallico, che è parzialmente annegato nel calcestruzzo e consente il passaggio delle sollecitazioni alla base prefabbricata.

La fondazione è realizzata da n.2 micropali di diametro 25cm e lunghezza 9m a interasse, in direzione trasversale alla parete di 90cm. La coppia di micropali si ripete lungo il cordolo di collegamento 140x65cm ogni 150cm.

**Barriere antirumore - Relazione di calcolo
fondazioni**

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IF1W	01 D 29	CL	IM0006 002	A	5 di 56

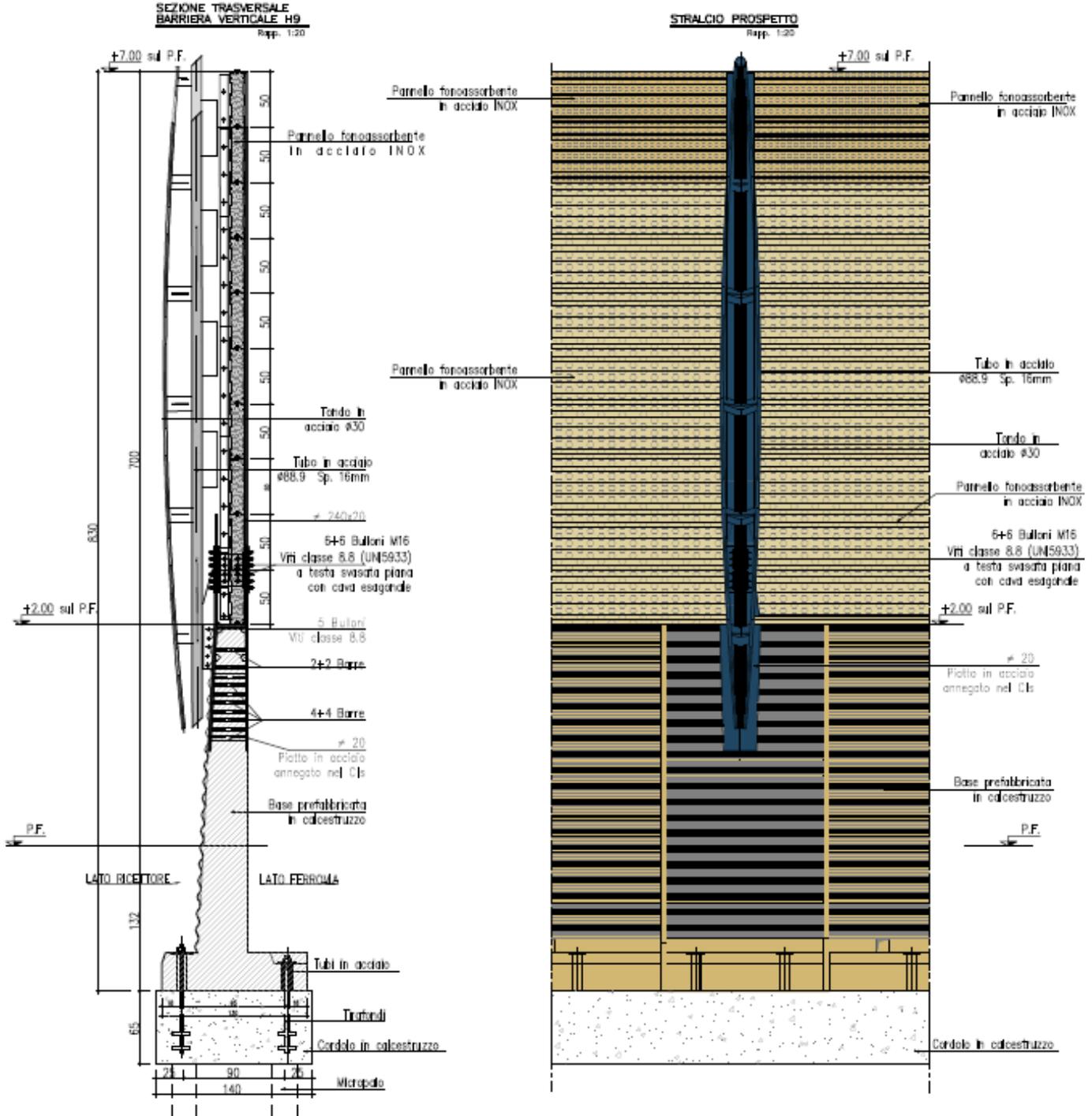


Figura 2-1 Prospetto e sezione barriera TIPO H9

3. DOCUMENTI DI RIFERIMENTO

3.1 Documenti

- RFI DTC INC PO SP IFS 001 A Specifica per la progettazione e l'esecuzione dei ponti ferroviari e di altre opere minori sotto binario
- RFI DTC INC PO SP IFS 003 A Specifica per la verifica a fatica dei ponti ferroviari
- RFI DTC INC CS LG IFS 001 A Linee guida per il collaudo statico delle opere in terra
- RFI DTC INC PO SP IFS 002 A Specifica per la progettazione e l'esecuzione di cavalcavia e passerelle pedonali sulla sede ferroviaria
- RFI DTC INC PO SP IFS 004 A Specifica per la progettazione e l'esecuzione di impalcati ferroviari a travi in ferro a doppio T incorporate nel calcestruzzo
- RFI DTC INC PO SP IFS 005 A Specifica per il progetto, la produzione, il controllo della produzione e la posa in opera dei dispositivi di vincolo e dei coprigiunti degli impalcati ferroviari e dei cavalcavia
- IF1W01D29PZIM0006001A Barriere antirumore - Planimetria e prospetto e sezioni tav. 1/2
- IF1W01D29PZIM0006001A Barriere antirumore - Planimetria e prospetto e sezioni tav. 2/2
- IF1W01D29BZIM0006001A Barriere antirumore - Carpenteria
- IF1W01D29BZIM01D0002A Barriere antirumore - Pianta scavi
- IF1W01D29CLIM0000001A Barriere antirumore – Relazione di calcolo
- IF1W00D09F6OC0000001A Profilo Geotecnico tratta allo scoperto da pk. 29+050 a pk. 31+050 – Tav 1 di 2
- IF1W00D09GEOC0000005A Relazione sismica tratta allo scoperto da pk 29+050 a pk 31+050
- IF1W00D09GEOC0000001A Relazione geotecnica generale tratta allo scoperto da pk 29+050 a pk 31+050

3.2 Normative

- DM Infrastrutture 17 gennaio 2018 Nuove Norme Tecniche per le costruzioni
- Circolare 2 febbraio 2009 n. 617 Nuova circolare delle Norme Tecniche per le costruzioni
- Disciplinare tecnico - Barriere Antirumore per impieghi ferroviari edizione 1998 e successive modificazioni ed integrazioni
- UNI EN 1991-1-4:2005 – “Eurocodice 1 – Azioni sulle Strutture – Parte 1-4: Azioni in generale – Azioni del Vento”.

**Barriere antirumore - Relazione di calcolo
fondazioni**

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IF1W	01 D 29	CL	IM0006 002	A	7 di 56

- UNI EN 1992-1-1:2006 – “Eurocodice 2 – Progettazione delle strutture di calcestruzzo – Parte 1-1: Regole generali e regole per gli edifici”.
- UNI EN 1993-1-1:2005 – “Eurocodice 3 – Progettazione delle strutture in acciaio – Parte 1-1: Regole generali e regole per gli edifici”.

4. MATERIALI UTILIZZATI

4.1 Calcestruzzo

4.1.1 Barriera Montante (C35/45)

Classe di resistenza

C35/45

Cemento

CEM **52.5 N**

Peso per unità di volume

$$\gamma = 25 \text{ kN/m}^3$$

Resistenza caratteristica cubica

$$R_{ck} \geq 45 \text{ N/mm}^2$$

Resistenza cilindrica caratteristica

$$f_{ck} = 35 \text{ N/mm}^2$$

Resistenza cilindrica caratteristica media

$$f_{cm} = 43 \text{ N/mm}^2 \quad f_{cm} = f_{ck} + 8 \text{ (Mpa)}$$

Resistenza di calcolo a compressione

$$f_{cd} = 19.83 \text{ N/mm}^2 \quad f_{cd} = \alpha_{cc} f_{ck} / \gamma_c$$

Coefficiente parziale di sicurezza

$$\gamma_c = 1.5$$

Coefficiente riduttivo per le resistenze di lunga durata

$$\alpha_{cc} = 0.85$$

Resistenza media a trazione semplice (assiale)

$$f_{ctm} = 3.21 \text{ N/mm}^2 \quad f_{ctm} = 0.3 f_{ck}^{2/3}$$

Resistenza caratteristica a trazione semplice (frattile 5%)

$$f_{ctk} = 2.25 \text{ N/mm}^2 \quad f_{ctk} = 0.7 f_{ctm}$$

Resistenza di calcolo a trazione semplice

$$f_{ctd} = 1.50 \text{ N/mm}^2 \quad f_{ctd} = f_{ctk} / \gamma_c$$

Modulo elastico

$$E_{cm} = 34077 \text{ N/mm}^2 \quad E_{cm} = 22000 (f_{cm}/10)^{0.3}$$

Coefficiente di Poisson

$$\nu = 0.2 \text{ per calcestruzzo non fessurato}$$

$$\nu = 0 \text{ per calcestruzzo fessurato}$$

Deformazione al raggiungimento della massima tensione

$$\epsilon_{c2} = 2 \text{ ‰}$$

Deformazione ultima

$$\epsilon_{cu} = 3.5 \text{ ‰}$$

Coefficiente di dilatazione termica

$$\alpha = 10 \cdot 10^{-6} \text{ °C}^{-1}$$

Resistenza cilindrica caratteristica per fatica

$$f_{cd, \text{fat}} = 14.50 \text{ N/mm}^2 \quad f_{cd, \text{fat}} = k_{1,1} \cdot \beta_{cc}(t_0) \cdot f_{cd} \cdot \left(1 - \frac{f_{ck}}{250}\right)$$

$$k_{1,1} = 0.85$$

Coefficiente che tiene conto della resistenza del cls al momento del carico

$$\beta_{cc}(t_0) = 1.00 \quad \beta_{cc}(t_0) = \exp \left\{ s \left(1 - \sqrt{\frac{28}{t_0}} \right) \right\}$$

$$s = 0.2$$

Età del calcestruzzo in giorni al momento del carico

$$t_0 = \mathbf{28} \text{ giorni}$$

4.1.2 Calcestruzzo Cordolo di Fondazione (C28/35)

Classe di resistenza

C28/35

Cemento

CEM

52.5 N

Peso per unità di volume

$$\gamma = 25 \text{ kN/m}^3$$

Resistenza caratteristica cubica

$$R_{ck} \geq 35 \text{ N/mm}^2$$

Resistenza cilindrica caratteristica

$$f_{ck} = 28 \text{ N/mm}^2$$

Resistenza cilindrica caratteristica media

$$f_{cm} = 36 \text{ N/mm}^2 \quad f_{cm} = f_{ck} + 8 \text{ (Mpa)}$$

Resistenza di calcolo a compressione

$$f_{cd} = 15.87 \text{ N/mm}^2 \quad f_{cd} = \alpha_{cc} \cdot f_{ck} / \gamma_c$$

Coefficiente parziale di sicurezza

$$\gamma_c = 1.5$$

Coefficiente riduttivo per le resistenze di lunga durata

$$\alpha_{cc} = 0.85$$

Resistenza media a trazione semplice (assiale)

$$f_{ctm} = 2.77 \text{ N/mm}^2 \quad f_{ctm} = 0.3 f_{ck}^{2/3}$$

Resistenza caratteristica a trazione semplice (frattile 5%)

$$f_{ctk} = 1.94 \text{ N/mm}^2 \quad f_{ctk} = 0.7 f_{ctm}$$

Resistenza di calcolo a trazione semplice

$$f_{ctd} = 1.29 \text{ N/mm}^2 \quad f_{ctd} = f_{ctk} / \gamma_c$$

Modulo elastico

$$E_{cm} = 32308 \text{ N/mm}^2 \quad E_{cm} = 22000 (f_{cm}/10)^{0.3}$$

Coefficiente di Poisson

$$\nu = 0.2 \text{ per calcestruzzo non fessurato}$$

$$\nu = 0 \text{ per calcestruzzo fessurato}$$

Deformazione al raggiungimento della massima tensione

$$\epsilon_{c2} = 2 \text{ ‰}$$

Deformazione ultima

$$\epsilon_{cu} = 3.5 \text{ ‰}$$

Coefficiente di dilatazione termica

$$\alpha = 10 \cdot 10^{-6} \text{ } ^\circ\text{C}^{-1}$$

Resistenza cilindrica caratteristica per fatica

$$f_{cd,fat} = 11.98 \text{ N/mm}^2 \quad f_{cd,fat} = k_{1,1} \cdot \beta_{cc}(t_0) \cdot f_{cd} \cdot \left(1 - \frac{f_{ck}}{250}\right)$$

$$k_{1,1} = 0.85$$

Coefficiente che tiene conto della resistenza del cls al momento del carico

$$\beta_{cc}(t_0) = 1.00 \quad \beta_{cc}(t_0) = \exp \left\{ s \left(1 - \sqrt{\frac{28}{t_0}} \right) \right\}$$

$$s = 0.2$$

Età del calcestruzzo in giorni al momento del carico

$$t_0 = \mathbf{28} \text{ giorni}$$

4.1.3 Calcestruzzo Micropali (C25/30)

Classe di resistenza

C25/30

Cemento

CEM **52.5 N**

Peso per unità di volume

$$\gamma = 25 \text{ kN/m}^3$$

Resistenza caratteristica cubica

$$R_{ck} \geq 30 \text{ N/mm}^2$$

Resistenza cilindrica caratteristica

$$f_{ck} = 25 \text{ N/mm}^2$$

Resistenza cilindrica caratteristica media

$$f_{cm} = 33 \text{ N/mm}^2 \quad f_{cm} = f_{ck} + 8 \text{ (Mpa)}$$

Resistenza di calcolo a compressione

$$f_{cd} = 14.17 \text{ N/mm}^2 \quad f_{cd} = \alpha_{cc} f_{ck} / \gamma_c$$

Coefficiente parziale di sicurezza

$$\gamma_c = 1.5$$

Coefficiente riduttivo per le resistenze di lunga durata

$$\alpha_{cc} = 0.85$$

Resistenza media a trazione semplice (assiale)

$$f_{ctm} = 2.56 \text{ N/mm}^2 \quad f_{ctm} = 0.3 f_{ck}^{2/3}$$

Resistenza caratteristica a trazione semplice (frattile 5%)

$$f_{ctk} = 1.80 \text{ N/mm}^2 \quad f_{ctk} = 0.7 f_{ctm}$$

Resistenza di calcolo a trazione semplice

$$f_{ctd} = 1.20 \text{ N/mm}^2 \quad f_{ctd} = f_{ctk} / \gamma_c$$

Modulo elastico

$$E_{cm} = 31476 \text{ N/mm}^2 \quad E_{cm} = 22000 (f_{cm}/10)^{0.3}$$

Coefficiente di Poisson

$$\nu = 0.2 \text{ per calcestruzzo non fessurato}$$

$$\nu = 0 \text{ per calcestruzzo fessurato}$$

Deformazione al raggiungimento della massima tensione

$$\varepsilon_{c2} = 2 \text{ ‰}$$

Deformazione ultima

$$\varepsilon_{cu} = 3.5 \text{ ‰}$$

Coefficiente di dilatazione termica

$$\alpha = 10 \cdot 10^{-6} \text{ } ^\circ\text{C}^{-1}$$

Resistenza cilindrica caratteristica per fatica

$$f_{cd,fat} = 10.84 \text{ N/mm}^2 \quad f_{cd,fat} = k_{1,1} \cdot \beta_{cc}(t_0) \cdot f_{cd} \cdot \left(1 - \frac{f_{ck}}{250}\right)$$

$$k_{1,1} = 0.85$$

Coefficiente che tiene conto della resistenza del cls al momento del carico

$$\beta_{cc}(t_0) = 1.00 \quad \beta_{cc}(t_0) = \exp \left\{ s \left(1 - \sqrt{\frac{28}{t_0}} \right) \right\}$$

$$s = 0.2$$

Età del calcestruzzo in giorni al momento del carico

$$t_0 = \mathbf{28} \text{ giorni}$$

4.1.4 Acciaio da C.A. (B450C)

Tipo di acciaio

B450C

Peso per unità di volume	$\gamma =$	78.5 kN/m ³	
Tensione caratteristica di snervamento	$f_{yk} =$	450 N/mm ²	
Tensione caratteristica a rottura	$f_{tk} =$	540 N/mm ²	
Tensione di calcolo a snervamento	$f_{yd} =$	391 N/mm ²	$f_{yd} = f_{yk}/\gamma_s$
Coefficiente parziale di sicurezza	$\gamma_s =$	1.15	
Deformazione uniforme ultima caratteristica	$\epsilon_{uk} =$	7.50 %	$\epsilon_{uk} = (A_{gt})_k$
Deformazione uniforme ultima di progetto	$\epsilon_{ud} =$	6.75 %	$\epsilon_{ud} = 0.9 \epsilon_{uk}$
Modulo elastico	$E =$	200000 N/mm ²	

Copriferri

Copriferro barriera	$c_e =$	3.00 cm
Copriferro fondazione	$c_f =$	4.00 cm
Sovrapposizioni	$l_s \geq$	50 Φ

4.2 Acciaio per carpenteria metallica

Peso per unità di volume	$\gamma =$	78.5 kN/m ³
Modulo elastico	$E =$	210000 N/mm ²
Coefficiente di Poisson	$\nu =$	0.3
Coefficiente di espansione termica lineare	$\alpha =$	12 10 ⁻⁶ °C ⁻¹
Coefficiente di sicurezza per la resistenza delle membrature	$\gamma_{M0} =$	1.05

4.2.1 Profili e lamiere non saldate

Nome e qualità dell'acciaio **S 275 J0**

Spessore nominale dell'elemento			
t ≤ 40 mm		40 < t ≤ 80 mm	
f_{yk} (N/mm ²)	f_{tk} (N/mm ²)	f_{yk} (N/mm ²)	f_{tk} (N/mm ²)
275	430	255	410

**Barriere antirumore - Relazione di calcolo
fondazioni**

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IF1W	01 D 29	CL	IM0006 002	A	12 di 56

4.2.2 Travi ed elementi saldati, tirafondi e tubi della sella

Nome e qualità dell'acciaio

S 275	J2
-------	----

Spessore nominale dell'elemento			
t <= 40 mm		40 < t <= 80 mm	
f_{yk} (N/mm ²)	f_{tk} (N/mm ²)	f_{yk} (N/mm ²)	f_{tk} (N/mm ²)
275	430	255	410

4.2.3 Acciaio per micropali

Nome e qualità dell'acciaio

S 275	JR
-------	----

Spessore nominale dell'elemento			
t <= 40 mm		40 < t <= 80 mm	
f_{yk} (N/mm ²)	f_{tk} (N/mm ²)	f_{yk} (N/mm ²)	f_{tk} (N/mm ²)
275	430	255	410

5. INQUADRAMENTO GEOTECNICO

Per le caratteristiche geotecniche del terreno di fondazione si assumono le condizioni peggiori indicate nell'elaborato " IF1W00D09GEOC0000001A_Relazione Geotecnica Generale tratta allo scoperto da pk 29+050 a pk 31+050".

La caratterizzazione del suolo da un punto di vista sismico è invece riportata nel doc. " IF1W00D09GEOC0000005A_Relazione sismica tratta allo scoperto da pk 29+050 a pk 31+050"

Il tracciato ricade in un'area di pianura alluvionale con depositi eterogenei e variabili sia orizzontalmente che verticalmente, costituiti da argille, limi e ghiaie ad andamento lenticolare. I depositi alluvionali si presentano di spessore limitato, compreso tra 3 e 14 metri circa, e ricoprono la formazione delle Argille Sub-Appennine (ASP): si tratta di argille limose e limi argillosi di colore grigio e grigio-azzurro, in strati da sottili a molto spessi, generalmente poco evidenti e a laminazione piano-parallela, con sottili intercalazioni di argille marnose, sabbie e sabbie limose grigie.

Nei primi metri (circa 3m) è presente un terreno di copertura (riporto e terreno vegetale) a matrice essenzialmente limo-argillosa.

In particolare, sono state individuate le seguenti unità litostratigrafiche:

- Terreno di copertura: riporto e terreno vegetale a matrice essenzialmente limo-argillosa;
- ALL3_G: ghiaia e ghiaia sabbiosa;
- ASP: Argille Sub-Appenniniche. Argille limose e limi argillosi di colore grigio e grigio-azzurro, in strati da sottili a molto spessi, generalmente poco evidenti e a laminazione piano-parallela, con sottili intercalazioni di argille marnose, sabbie e sabbie limose grigie; nella parte alta della successione si rinviene una porzione costituita da sabbie limose e limi sabbiosi di colore giallastro e grigio-verdastro, in strati da sottili a spessi, progressivamente passanti a conglomerati poligenici grossolanamente stratificati e ben selezionati.

In corrispondenza del sondaggio BO_PD_S9, essendo questo ubicato all'imbocco della galleria, si rinviene uno strato di coltre di natura eluvio-colluviale essenzialmente di matrice argillosa che ricopre la formazione delle Argille Sub-Appennine (ASP).

La falda di progetto è stata considerata cautelativamente a circa -2.0m da piano campagna.

Nel seguito si riportano le tabelle contenenti la stratigrafia di progetto per l'opera in esame e i relativi parametri geotecnici di calcolo tra la pk 29+050 e pk 31+050.

Sulla base delle indagini effettuate sono state individuate le seguenti unità geotecniche:

**Barriere antirumore - Relazione di calcolo
fondazioni**

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IF1W	01 D 29	CL	IM0006 002	A	14 di 56

	Terreno di Copertura	ALL1_A	ALL3_G	ASP	
γ [kN/m ³]	18.0÷18.6 [18.3]	17.7÷19.7 [19.0]	18.0÷20.2 [19.0]	19.0÷21.0 [20.0]	
IP [%]	18÷26 [21]	27÷51 [38]	-	20÷45 [30]	
c_u [kPa]	75÷250 [130]	150÷290 [180]	-	$z \leq 20m$	130÷300 [180]
				$z > 20m$	200÷300 [250]
φ' [°]	24	24	36÷59 [36]	20÷30 [22]	
c' [kPa]	10	10	0.0	20÷40 [26]	
E_w/C_u	403	268	-	228	
E_0 [MPa]	40÷340 [85]	113÷582 [201]	145÷846 [367]	$z \leq 15m$	266÷1258 [367]
				$z > 15m$	453÷1258 [689]
$E_{op,1}$ [MPa]	8÷68 [17]	22÷116 [40]	29÷169 [73]	$z \leq 15m$	53÷251 [73]
				$z > 15m$	90÷251 [137]
$E_{op,2}$ [MPa]	4÷34 [8.5]	11÷58 [20]	14÷84 [36]	$z \leq 15m$	26÷125 [36]
				$z > 15m$	45÷125 [68]
c_c [-]	dato non disponibile	$8.0 \cdot 10^{-2}$	-	$7.5 \cdot 10^{-2}$	
c_r [-]	dato non disponibile	$1.4 \cdot 10^{-2}$	-	$1.3 \cdot 10^{-2}$	
c_{az}	dato non disponibile	$2.4 \cdot 10^{-3} \div 3.4 \cdot 10^{-3}$ [2.8·10 ⁻³]	-	$2.6 \cdot 10^{-3}$	
c_v [m ² /s]	$2.0 \cdot 10^{-7} \div 4.0 \cdot 10^{-7}$ [2.5·10 ⁻⁷]	$4.0 \cdot 10^{-8} \div 1.0 \cdot 10^{-6}$ [5.4·10 ⁻⁷]	-	$5.0 \cdot 10^{-8} \div 5.0 \cdot 10^{-7}$ [1.0·10 ⁻⁷]	
e_0 [-]	0.75	0.6÷0.87 [0.75]	0.41÷0.56 [0.45]	0.45÷0.70 [0.50]	
OCR [-]	2÷10 [4]	4÷10 [6]	-	1÷13 [7]	
v' [-]	0.3	0.3	0.3	0.3	
k [m/s]	$2.0 \cdot 10^{-6}$	$5.0 \cdot 10^{-7} \div 6.5 \cdot 10^{-6}$ [2.0·10 ⁻⁶]	$4.0 \cdot 10^{-8} \div 2.0 \cdot 10^{-5}$ [2.4·10 ⁻⁷]	$3.0 \cdot 10^{-10} \div 1.0 \cdot 10^{-6}$ [7.0·10 ⁻⁹]	
Caratterizzazione dinamica	-	-	-	$\alpha = 7.42$	
				$\beta = 0.68$	
				$\lambda = -2.417$	
				$D_{max} = 0.3058$	

Figura 5-1 Caratterizzazione geotecnica del terreno

Il profilo di riferimento è riportato nell'elaborato "IF1W00D09F6OC0000001A_Profilo geotecnico tratta allo scoperto TAV1 di 2."

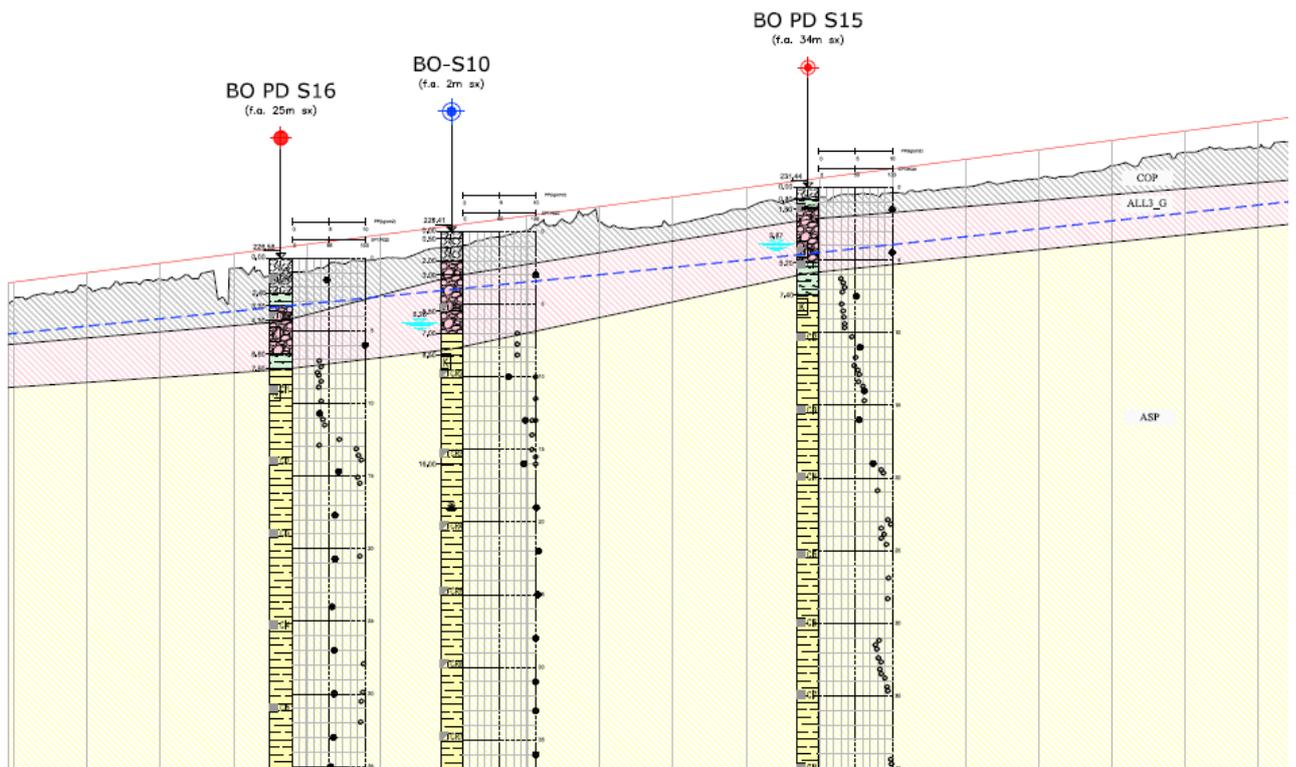


Figura 5-2 Profilo stratigrafico di riferimento

I sondaggio di riferimento ai progressivi pk +29+250, 29+350, 29+600 risultano essere il BO PD S16, BO-S10 e BO PD S15.

6. ANALISI DEI CARICHI DI PROGETTO

I carichi orizzontali agenti sulla struttura sono stati riportati sul montante considerando le differenti aree di influenza tra la parte metallica e quella in calcestruzzo. In particolare si considera una lunghezza di influenza di 3000 mm per i pannelli in acciaio inox, pari all'interasse tra i montanti metallici, e una lunghezza di influenza di 1500 mm per le basi montanti (BM130) in C.A., pari alla larghezza delle stesse.

Nei paragrafi successivi sono calcolati i carichi per le diverse condizioni di carico e conseguentemente le sollecitazioni alla base del cordolo dei micropali secondo lo schema riportato in Figura 6-1

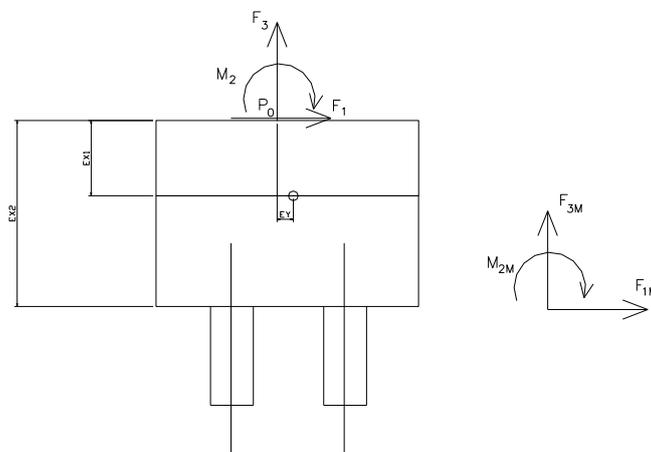


Figura 6-1 Risultante dei carichi sui micropali

6.1 Peso proprio

In questa condizione di carico si considerano i pesi degli elementi strutturali in acciaio e calcestruzzo. I pannelli fonoassorbenti che si ipotizza di montare sono pannelli leggeri in acciaio inox che contengono materiale fonoassorbente. Si considera che tali pannelli possano essere asciutti (PA) o imbevuti di acqua (PB) e che il peso valga rispettivamente 500 N/m^2 e 1500 N/m^2 . Le dimensioni dei pannelli sono $3 \times 5 \text{ m}$.

Di seguito si esplicita l'analisi dei carichi di tali elementi:

Peso montanti	-8,30	kN
PP PA (3 m)	-7,50	kN
PP PB (3 m)	-22,50	kN
PP BM 130	-61,10	kN
PP BT 95	-56,50	kN
Cordolo fondazione H9	-68,25	kN

6.2 Vento

Si considera il caso limite di massima altezza della barriera sopra il rilevato ferroviario. La pressione del vento, in conformità al D.M 2018 §3.3.4, è data dalla seguente espressione:

$$p = q_b \times c_e \times c_d \times c_p$$

dove:

- q_b = pressione cinetica di riferimento (§ 3.3.6);
- c_e = coefficiente di esposizione (§ 3.3.7);
- c_d = coefficiente dinamico (§ 3.3.8);
- c_p = coefficiente di forma o coefficiente aerodinamico.

La pressione cinetica di riferimento q_b si esprime come segue:

$$q_b = 0.5 \times \rho \times v_b^2 \quad [\text{N/m}^2]$$

dove:

- ρ = densità dell'aria assunta convenzionalmente pari a 1.25 kg/m^3 ;
- v_b = velocità di riferimento del vento (in m/s).

La velocità di riferimento v_b del vento è il valore caratteristico della velocità del vento a 10 m dal suolo su un terreno di categoria di esposizione II (Tab. 3.3.II), mediata su 10 minuti e riferita ad un periodo di ritorno di 50 anni. Essa è definita in funzione del sito dell'opera in progetto:

Tabella 3.3.I - Valori dei parametri $v_{b,0}$, a_0 , k_a

Zona	Descrizione	$v_{b,0}$ [m/s]	a_0 [m]	k_a [1/s]
1	Valle d'Aosta, Piemonte, Lombardia, Trentino Alto Adige, Veneto, Friuli Venezia Giulia (con l'eccezione della provincia di Trieste)	25	1000	0,010
2	Emilia Romagna	25	750	0,015
3	Toscana, Marche, Umbria, Lazio, Abruzzo, Molise, Puglia, Campania, Basilicata, Calabria (esclusa la provincia di Reggio Calabria)	27	500	0,020
4	Sicilia e provincia di Reggio Calabria	28	500	0,020
5	Sardegna (zona a oriente della retta congiungente Capo Teulada con l'Isola di Maddalena)	28	750	0,015
6	Sardegna (zona a occidente della retta congiungente Capo Teulada con l'Isola di Maddalena)	28	500	0,020
7	Liguria	28	1000	0,015
8	Provincia di Trieste	30	1500	0,010
9	Isole (con l'eccezione di Sicilia e Sardegna) e mare aperto	31	500	0,020

La tratta di Bovino Orsara ricade in zona 3 e pertanto si ottiene:

**Barriere antirumore - Relazione di calcolo
fondazioni**

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IF1W	01 D 29	CL	IM0006 002	A	18 di 56

$$v_{b,0} = 27 \text{ m/s}$$

$$a_0 = 500 \text{ m}$$

$$v_b = v_{b,0} = 27 \text{ m/s}$$

La velocità di riferimento v_b dipende inoltre dal tempo di ritorno adottato secondo la seguente espressione:

$$v_b(T_R) = \alpha_R v_b$$

dove:

- T_R = tempo di ritorno;
- α_R = coefficiente moltiplicativo (fig. C3.3.1, formula C3.3.2);
- v_b = velocità di riferimento del vento associata ad un periodo di ritorno di 50 anni.

Si considera un tempo di ritorno pari a 50 anni, per il quale $\alpha_R = 1$ e quindi $v_b(T_R) = v_b = 27 \text{ m/s}$.

Si ottiene pertanto la pressione cinetica di riferimento q_b :

$$q_b = 0.5 \times 1.25 \times 27^2 = 456 \text{ N/m}^2$$

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

Esso viene calcolato mediante le espressioni di seguito:

$$c_e(z) = k_r^2 \times c_t \times \ln(z/z_0) [7 + \ln(z/z_0)] \quad \text{per } z \geq z_{\min}$$

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

dove k_r , c_t , z_0 e z_{\min} sono definiti nella seguente tabella (tab. 3.3.II):

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

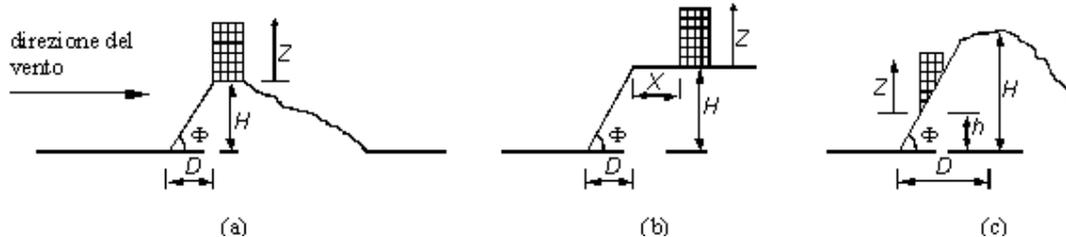
Categoria di esposizione del sito	k_r	z_0 [m]	z_{\min} [m]
I	0,17	0,01	2
II	0,19	0,05	4
III	0,20	0,10	5
IV	0,22	0,30	8
V	0,23	0,70	12

Per il calcolo del coefficiente di topografica C_t si fa riferimento alla Circolare del D.M. 1996, paragrafo C.7.5.:

Con riferimento alla figura sopra detta H l'altezza della collina o del dislivello e $H/D = \tan \Phi$ la sua pendenza media, si introducono preliminarmente:

**Barriere antirumore - Relazione di calcolo
fondazioni**

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IF1W	01 D 29	CL	IM0006 002	A	19 di 56



Il coefficiente β , funzione dell'altezza z che vale:

- $\beta = 0,5$ per $z/H \leq 0,75$
- $\beta = 0,8 - 0,4 \cdot z/H$ per $0,75 < z/H \leq 2$
- $\beta = 0$ per $z/H > 2$

Il coefficiente γ dipendente dalla pendenza H/D che vale:

- $\gamma = 0$ per $H/D \leq 0,10$
- $\gamma = 5 \cdot [(H/D) - 0,10]$ per $0,10 < H/D \leq 0,30$
- $\gamma = 1$ per $H/D > 0,30$

In tal modo il coefficiente di topografia C_t si può esprimere nei seguenti casi:

- Costruzioni ubicate sulla cresta di una collina $C_t = 1 + \beta\gamma$
- Costruzioni sul livello superiore di un dislivello $C_t = 1 + \beta\gamma \cdot [1 - 0,1 \cdot (x/H)] \geq 1$
- Costruzioni su di un pendio $C_t = C_t = 1 + \beta\gamma \cdot (h/H)$

Nel caso in esame si hanno i seguenti valori:

H	2.50	m
z	8.30	m
D	4.90	m
h	1.40	m
z/H	3.32	
H/D	0.51	
β	0.00	
γ	1.00	
C_t	1.00	

Risulta pertanto $c_t = 1.00$

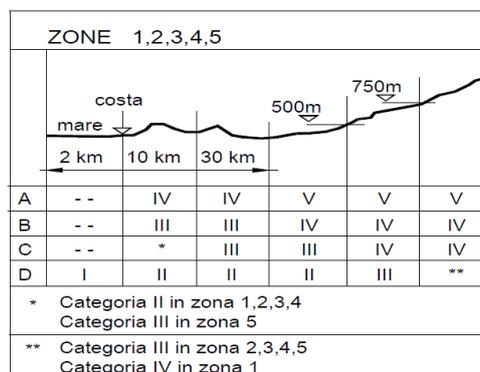
Per il sito relativo alla struttura in esame si considera la classe di rugosità del terreno C (tab. 3.3.III):

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.

In zona 3, con classe di rugosità C, oltre la costa, si ottiene la categoria di esposizione del sito II (figura seguente):



Riassumendo:

- classe di rugosità del terreno C;
- categoria di esposizione II:
- $k_r = 0.19$
- $z_0 = 0.05$ m
- $z_{min} = 4.00$ m

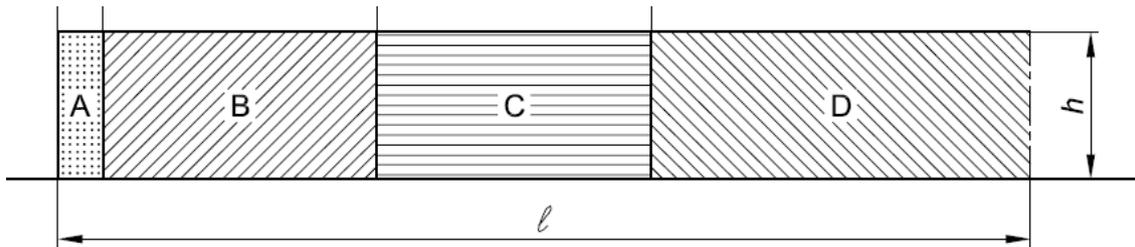
L'azione del vento sulla struttura viene calcolata facendo riferimento all'altezza massima della costruzione rispetto al piano di campagna. Si considera in particolare l'altezza della barriera come distanza tra la base dello zoccolo in cemento armato e la sua sommità, pari a 8.30 m circa. Nel caso peggiore è inoltre presente al di sotto della barriera, un rilevato di altezza massima pari a 1.40 m, pertanto:

$$c_{e,RFI}(z) = c_e(9.70 \text{ m}) = 2.33$$

Il coefficiente dinamico viene cautelativamente assunto unitario: $c_d = 1.0$.

Le azioni aerodinamiche dovute al traffico ferroviario verranno cumulate con quelle del vento.

Per la determinazione del coefficiente di forma c_p si fa riferimento a quanto riportato al § 7.4 dell'Eurocodice 1. Si assume di ricadere in zona D secondo il seguente schema:



Per la zona D, secondo la tabella 7.9 si ottiene un coefficiente di pressione netta $c_{p,net}$ pari a 1.2:

prospetto 7.9 Valori raccomandati dei coefficienti di pressione $c_{p,net}$ per pareti libere e parapetti

Solidità	Zona		A	B	C	D
$\varphi = 1$	Senza angoli di ritorno	$\angle / h \leq 3$	2,3	1,4	1,2	1,2
		$\angle / h = 5$	2,9	1,8	1,4	1,2
		$\angle / h \geq 10$	3,4	2,1	1,7	1,2
	Con angoli di ritorno di lunghezza $\geq h^a$		2,1	1,8	1,4	1,2
$\varphi = 0,8$			1,2	1,2	1,2	1,2

a) Per angoli di ritorno aventi lunghezza compresa tra 0,0 e h si può impiegare l'interpolazione lineare.

La pressione del vento risulta a questo punto:

Grandezza		Valore	
Pressione cinetica di riferimento	qb	0,456	[kN/m ²]
Coefficiente dinamico	Cd	1,00	
Coefficiente di esposizione	Ce	2,33	
Coefficiente di forma	Cp	1,20	
Pressione del vento	Pv	1,28	[kN/m ²]

$$P_v = q_b * C_d * C_e * C_p = 1.28 \text{ kN/m}^2$$

Ricapitolando si ottiene:

Altezza totale	h tot	8,95	m
h pannello	h pan	5,00	m
h trave	h BM130-BT95	3,30	m
h pan + h BM130-BT95	h utile	8,30	m
h cordolo c.a	h cord	0,65	m

da cui risulta:

**Barriere antirumore - Relazione di calcolo
fondazioni**

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IF1W	01 D 29	CL	IM0006 002	A	22 di 56

$$F_{2(\text{Vento})} = p_v \cdot 8.3 \text{ m} \cdot (h_{\text{utile}})$$

$$M_{1(\text{Vento})} = F_{2(\text{vento})} \cdot (h_{\text{cord}} + h_{\text{utile}}/2)$$

$$F_{3(\text{Vento}, \text{ml})} = F_{2(\text{Vento})} \cdot \text{tg}(\Phi^\circ)$$

dove Φ è l'eventuale angolo di inclinazione della barriera, rispetto alla verticale.

L'angolo di inclinazione massima della barriera è pari a $\text{tg}\Phi^\circ$.

All'intradosso del cordolo di fondazione si hanno le seguenti azioni:

F2 [kN]	F3 [kN]	M1 [kNm]
31,9	-6,8	153,0

Viene effettuato nuovamente il calcolo della pressione del vento per le zone di estremità delle barriere, in tal caso il valore del coefficiente di forma sarà pari a 2.1.

Grandezza		Valore	
Pressione cinetica di riferimento	qb	0,456	[kN/m ²]
Coefficiente dinamico	Cd	1,00	
Coefficiente di esposizione	Ce	2,33	
Coefficiente di forma	Cp	2,10	
Pressione del vento	Pv	2,23	[kN/m ²]

Sarà cura dell'appaltatore valutare i differenti effetti locali della pressione del vento sui singoli elementi strutturali.

F2 [kN]	F3 [kN]	M1 [kNm]
55,5	-11,8	266,5

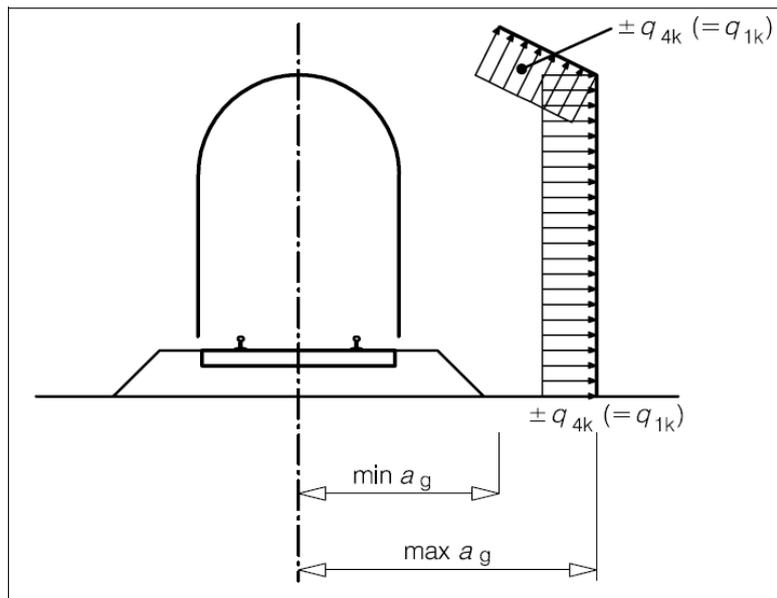
6.3 Pressione per effetti aerodinamici del treno

Si considerano inoltre gli effetti aerodinamici associati al passaggio dei convogli ferroviari secondo quanto contenuto nel D.M.2008 paragrafo 5.2.2.7 e quanto previsto nella “Specificazione per la progettazione e l’esecuzione dei ponti ferroviari e di altre opere minori sotto binario” (RFI DTC INC PO SP IFS 001 A). Si fa riferimento al caso di superfici multiple a fianco del binario sia verticali che orizzontali o inclinate (§5.2.2.7.4 NTC2008).

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

$$ag' = 0.6 ag_{,min} + 0.4 ag_{,max}$$

dove le distanze $ag_{,min}$ e $ag_{,max}$ sono state determinate in base al grafico sottostante:

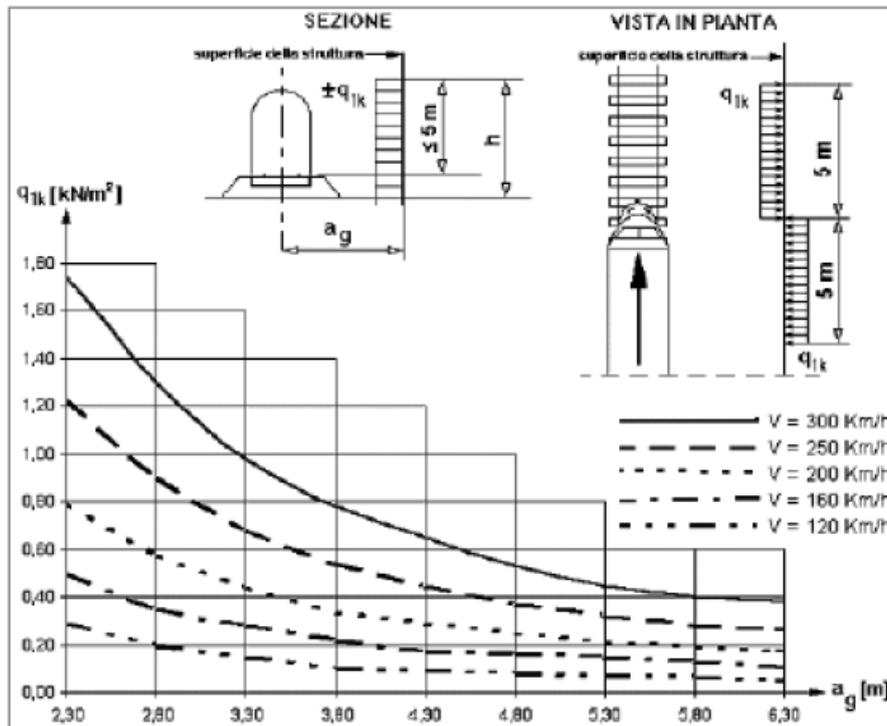


Si considerano le seguenti condizioni di base:

- velocità massima del convoglio ferroviario: $V_{max}=180$ km/h
- distanza minima dall’asse del binario più vicino: $ag_{,min}= 3.70$ m circa
- distanza massima dall’asse del binario più vicino: $ag_{,max}= 3.90$ m circa

Quindi si ottiene: $ag' = 3.78$ m.

A tale valore di a_g' corrisponde il valore dell'azione q_{1k} prodotta dal passaggio del convoglio, calcolata secondo quanto riportato nelle norme e con riferimento a treni con forme aerodinamiche sfavorevoli:



Si assume $q_{1k} = 0.28 \text{ kN/m}^2$.

Tale azione deve essere cumulata con l'azione del vento in direzione perpendicolare all'asse del binario, tenendo conto che il D.M.2008 al paragrafo 5.2.3.3.2 afferma che in ogni caso l'azione risultante dalla somma dell'azione del vento con le azioni aerodinamiche deve essere maggiore di un valore minimo, funzione della velocità della linea e comunque di 1.50 kN/m^2 sia nelle verifiche agli SLE (combinazione caratteristica), che nella verifica agli SLU con $\gamma_Q = 1.00$ e $\gamma_{Qi} = 1.00$. Secondo il documento RFI DTC INC PO SP IFS 001 A, il valore minimo della combinazione del vento e dell'azione aerodinamica si assume pari a 1.50 kN/m^2 per linee percorse a velocità $160 < V < 200 \text{ km/h}$.

Ricapitolando si ottiene:

$$p_{\text{tot,RFI}} = p_{v,\text{RFI}} + q_{1k} = 1.29 + 0.28 \geq 1.50 \text{ kN/m}^2$$

Per quanto riguarda le azioni sulle barriere dovute alla pressione aerodinamica, si calcola:

$$F_{2(Aerod)} = p_{aerod} \cdot 8.3 \text{ m} \cdot h_{utile}$$

$$M_{1(Aerod)} = F_{2(aerod)} \cdot (h_{cord} + h_{utile}/2)$$

$$F_{3(Aerod)} = F_{2(Aerod)} \cdot \text{tg}(12^\circ)$$

All'intradosso del cordolo di fondazione si hanno le seguenti azioni:

F2 [kN]	F3 [kN]	M1 [kNm]
6,97	-1,48	33,47

6.4 Azione sismica

Per la definizione dell'azione sismica sono necessarie delle valutazioni preliminari relative alle seguenti caratteristiche proprie della costruzione (2.4 – NTC2018):

- Vita Nominale (V_N);
- Classe d'uso (C_u);
- Periodo di Riferimento (V_R).

Si attribuisce una vita nominale $V_N = 75$ anni e la classe d'uso III con coefficiente d'uso $C_u = 1,5$, in conformità ai seguenti riferimenti normativi:

- DM 17/01/2018 par. 2.4;
- Circ. 02/02/2009, n. 617 par. C2.4.1 e C2.4.2;
- Decreto 21/10/2003 P.C.M. Dipartimento della Prot. Civile (all.1);
- "Istruzione per la progettazione e l'esecuzione dei ponti ferroviari" (rif. RFI-DTC-ICI-PO-SP-INF-001-A) par. 1.1.

Il periodo di riferimento da considerare per il calcolo dell'azione sismica sarà quindi $V_R = C_u \times V_N = 112,5$ anni.

Le azioni sismiche di progetto, in base alle quali valutare il rispetto dei diversi stati limite considerati, si definiscono a partire dalla "pericolosità sismica di base" del sito di costruzione, ai sensi dell'Ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri n. 3274 del 20 marzo 2003. La pericolosità sismica è definita in termini di accelerazione orizzontale massima attesa a_g , nonché di ordinate dello spettro di risposta elastico in accelerazione ad essa corrispondente, con riferimento a prefissata probabilità di eccedenza P_{VR} nel periodo di riferimento V_R (3.2 – NTC2018).

La normativa NTC2018 definisce le forme spettrali, per ciascuna delle probabilità di superamento nel periodo di riferimento P_{VR} , a partire dai valori dei seguenti parametri su sito di riferimento rigido orizzontale:

- a_g – Accelerazione orizzontale massima al sito;
- F_0 – Valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale;

- T_C^* - Periodo d'inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale.

Nei confronti delle azioni sismiche si definiscono due stati limite di esercizio e due ultimi, che sono individuati riferendosi alle prestazioni della costruzione nel suo complesso (3.2.1 – NTC2008), ai quali corrispondono i seguenti valori dei parametri precedentemente definiti:

Ai fini della definizione dell'azione sismica di progetto, si rende necessario valutare l'effetto della risposta sismica locale mediante specifiche analisi. In assenza di tali analisi, per la definizione dell'azione sismica si può far riferimento a un approccio semplificato, che si basa sull'individuazione di categorie di sottosuolo di riferimento (Tab. 3.2.II e 3.2.III – NTC2008).

Il terreno su cui insiste la costruzione è stato assimilato ad un *sottosuolo di categoria C*.

Nel caso in esame si può assumere una categoria topografica T_1 (Superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media $i \leq 15^\circ$).

Lo spettro di risposta elastico in accelerazione è espresso da una forma spettrale (spettro normalizzato) riferita ad uno smorzamento convenzionale del 5%, moltiplicata per il valore dell'accelerazione orizzontale massima a_g su sito di riferimento rigido orizzontale. Sia la forma spettrale che il valore di a_g variano al variare della probabilità di superamento nel periodo di riferimento P_{VR} .

Lo spettro di risposta elastico orizzontale è descritto dalle seguenti espressioni, riportate al punto 3.2.3.2.1 – NTC2018:

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

$$T_B \leq T < T_C \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0$$

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

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

Agli stati limite ultimi le capacità dissipative delle strutture possono essere considerate attraverso una riduzione delle forze elastiche, tenendo conto in modo semplificato della capacità dissipativa anelastica della struttura, della sua sovraresistenza, dell'incremento del suo periodo proprio a seguito delle plasticizzazioni.

In tal caso lo spettro di progetto da utilizzare, sia per le componenti orizzontali, sia per la componente verticale, è lo spettro elastico corrispondente riferito alla probabilità di superamento nel periodo di riferimento P_{VR} considerata con le ordinate ridotte sostituendo nelle formule 3.2.4 - NTC2018 con $1/q$, dove q è il fattore di struttura.

Il valore del fattore di struttura q da utilizzare per ciascuna direzione dell'azione sismica, dipende dalla tipologia strutturale, dal suo grado di iperstaticità e dai criteri di progettazione adottati e prende in conto le non linearità di materiale. Esso può essere calcolato mediante la seguente espressione:

$$q = q_0 \cdot K_R$$

dove:

q_0 è il valore massimo del fattore di struttura

K_R è un fattore che dipende dalle caratteristiche di regolarità in altezza della costruzione.

Un problema importante è la scelta del valore base del coefficiente di comportamento q_0 , che risulta legato alla tipologia strutturale ed al livello di duttilità attesa. Osservando le tipologie strutturali riportate al punto 7.4.3.1 – NTC2018 si evince che la struttura in esame può essere riconducibile ad un sistema a mensola

Per quanto riguarda il livello di duttilità attesa, si stabilisce di progettare il fabbricato in accordo con un comportamento strutturale dissipativo caratterizzato da Classe di Duttilità bassa (CD" B").

Pertanto, in base al punto 7.3.1 delle NTC 2018, il coefficiente di comportamento q_0 può essere valutato come segue:

$$q_0 = 2.$$

Essendo, poi, la struttura REGOLARE IN ALTEZZA si può assumere $K_R=1$.

Pertanto il fattore di struttura al quale si farà riferimento per la definizione dello spettro di progetto è $q = 2$.

Per gli stati limite di esercizio lo spettro di progetto da utilizzare, sia per le componenti orizzontali che per la componente verticale, è lo spettro elastico corrispondente, riferito alla probabilità di superamento nel periodo di riferimento P_{VR} .

Gli spettri di progetto agli stati limite SLV sono stati determinati facendo riferimento ad un punto intermedio della tratta Bovino di coordinate:

- Longitudine: 15.280293°,
- Latitudine: 41.240983°,

Risulta per lo stato limite di salvaguardia della vita (SLV) quanto segue.

Accelerazione di riferimento a_g/g	Categoria sottosuolo	Categoria topografica	Vita Nominale	Classe d'uso	Accelerazione massima attesa al sito a_{max}/g
0.272	C	T1	75	III	0.354

Figura 6-2 Azione sismica di riferimento

Figura 6-3 Parametri sismici per la definizione dello spettro di progetto

Parametri e punti dello spettro di risposta orizzontale per lo stato lir&LV

Parametri indipendenti

STATO LIMITE	SLV
a_g	0.273 g
F_g	2.435
T_c	0.431 s
S_g	1.302
C_c	1.387
S_T	1.000
q	2.000

Parametri dipendenti

S	1.302
η	0.500
T_g	0.199 s
T_c	0.597 s
T_D	2.691 s

Espressioni dei parametri dipendenti

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

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

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

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

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

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

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

$$T_B \leq T < T_C \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_c$$

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

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

Lo spettro di progetto $S_e(T)$ per le verifiche agli Stati Limite Ultimi è ottenuto dalle espressioni dello spettro elastico $S_d(T)$ sostituendo η 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	0.355
T_a ←	0.199	0.432
T_c ←	0.597	0.432
	0.697	0.370
	0.796	0.324
	0.896	0.288
	0.996	0.259
	1.096	0.235
	1.195	0.216
	1.295	0.199
	1.395	0.185
	1.494	0.173
	1.594	0.162
	1.694	0.152
	1.793	0.144
	1.893	0.136
	1.993	0.129
	2.093	0.123
	2.192	0.118
	2.292	0.113
	2.392	0.108
	2.491	0.104
	2.591	0.100
T_D ←	2.691	0.096
	2.753	0.092
	2.815	0.088
	2.878	0.084
	2.940	0.080
	3.002	0.077
	3.065	0.074
	3.127	0.071
	3.189	0.068
	3.252	0.066
	3.314	0.063
	3.377	0.061
	3.439	0.059
	3.501	0.057
	3.564	0.055
	3.626	0.055
	3.688	0.055
	3.751	0.055
	3.813	0.055
	3.875	0.055
	3.938	0.055
	4.000	0.055

Il periodo proprio della barriera è ripreso dalla documentazione del progetto del tipologico richiamato in precedenza, da cui si evince che la frequenza propria della barriera tipo H9 vale:

**Barriere antirumore - Relazione di calcolo
fondazioni**

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IF1W	01 D 29	CL	IM0006 002	A	29 di 56

$f_{1,PB} = 3.83$ Hz (frequenza con pannello bagnato) → $T_{1,PB} = 1/f_{1,PB} = 1/3.83 = 0,261$ s;

$f_{1,PA} = 4.24$ Hz (frequenza con pannello asciutto) → $T_{1,PA} = 1/f_{1,PA} = 1/4.24 = 0,236$ s.

L'accelerazione di progetto per l'azione sismica risulta essere **0.432g** in caso di pannello asciutto e pannello bagnato

7. COMBINAZIONI DI CARICO

Ai fini delle verifiche degli stati limite si definiscono le seguenti combinazioni delle azioni (2.5.3 – NTC2018).

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

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

- Combinazioni per lo SLU di fatica
 - Combinazione di base per il carico non ciclico (equivalente alla condizione SLE frequente)

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + \psi_{1,1} \cdot Q_{k,1} + \sum_{i > 1} (\psi_{2,1} \cdot Q_{k,i})$$

- Combinazione ciclica

$$\left(\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + \psi_{1,1} \cdot Q_{k,1} + \sum_{i > 1} (\psi_{2,1} \cdot Q_{k,i}) \right) + Q_{fat}$$

- Combinazione caratteristica (rara), generalmente impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) irreversibili:

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

- Combinazione caratteristica (frequente), generalmente impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) reversibili:

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

- Combinazione caratteristica (quasi permanente), generalmente impiegata per gli effetti a lungo termine (SLE):

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

- Combinazione sismica impiegata per gli stati limite ultimi e di esercizio connessi all'azione sismica E:

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

Dove:

- Azioni Permanenti (G);
- Azioni Variabili (Q);
- Azioni di Precompressione (P);

**Barriere antirumore - Relazione di calcolo
fondazioni**

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IF1W	01 D 29	CL	IM0006 002	A	31 di 56

D. Azioni Eccezionali (A);

E. Azioni Sismiche (E);

I valori dei coefficienti parziali di sicurezza delle azioni sono dati dalle tabelle NTC2018 5.2.V, 5.2.VI, 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.

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

		Coefficiente	EQU ⁽¹⁾	A1 STR	A2 GEO	Combinazione eccezionale	Combinazione Sismica
Carichi permanenti	favorevoli	γ_{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 ⁽²⁾	favorevoli	γ_{G2}	0,00	0,00	0,00	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30	1,00	1,00
Ballast ⁽³⁾	favorevoli	γ_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 ⁽⁴⁾	favorevoli	γ_Q	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,45	1,45	1,25	0,20 ⁽⁵⁾	0,20 ⁽⁵⁾
Carichi variabili	favorevoli	γ_{Qi}	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30	1,00	0,00
Precompressione	favorevole	γ_P	0,90	1,00	1,00	1,00	1,00
	sfavorevole		1,00 ⁽⁶⁾	1,00 ⁽⁷⁾	1,00	1,00	1,00

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

⁽²⁾ 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.

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

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

⁽⁵⁾ Aliquota di carico da traffico da considerare.

⁽⁶⁾ 1,30 per instabilità in strutture con precompressione esterna

⁽⁷⁾ 1,20 per effetti locali

Tabella 5.2.VI - Coefficienti di combinazione ψ delle azioni.

Azioni		Ψ_0	Ψ_1	Ψ_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 ₁	0,80 ⁽²⁾	0,80 ⁽¹⁾	0,0
	gr ₂	0,80 ⁽²⁾	0,80 ⁽¹⁾	-
	gr ₃	0,80 ⁽²⁾	0,80 ⁽¹⁾	0,0
	gr ₄	1,00	1,00 ⁽¹⁾	0,0
Azioni del vento	F _{Wk}	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 _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.

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

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

Tabella 6.4.II – Coefficienti parziali γ_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	γ_b	1,0	1,45	1,15	1,0	1,7	1,35	1,0	1,6	1,3
Laterale in compressione	γ_s	1,0	1,45	1,15	1,0	1,45	1,15	1,0	1,45	1,15
Totale (*)	γ_t	1,0	1,45	1,15	1,0	1,6	1,30	1,0	1,55	1,25
Laterale in trazione	γ_{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.

Tabella 6.4.IV – Fattori di correlazione ξ per la determinazione della resistenza caratteristica in funzione del numero di verticali indagate.

Numero di verticali indagate	1	2	3	4	5	7	≥ 10
ξ_3	1,70	1,65	1,60	1,55	1,50	1,45	1,40
ξ_4	1,70	1,55	1,48	1,42	1,34	1,28	1,21

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 e 4 combinazioni SLU di tipo SISMICA:

COMBINAZIONI STR (App.1-Comb.1)					
Comb.	DEAD	P_E	P_A	Vento	$V_{z\text{erod}}$
1	1.35	1.35	0	1.5	1.5
2	1.35	0	1.35	-1.5	-1.5
3	1.35	1.35	0	-1.5	-1.5
4	1.35	0	1.35	1.5	1.5
5	1	1	0	1.5	1.5
6	1	0	1	-1.5	-1.5
7	1	1	0	-1.5	-1.5
8	1	0	1	1.5	1.5
COMBINAZIONI GEO (App. 1-Comb.2)					
Comb.	DEAD	P_E	P_A	Vento	$V_{z\text{erod}}$
9	1	1	0	1.3	1.3
10	1	0	1	-1.3	-1.3
11	1	1	0	-1.3	-1.3
12	1	0	1	1.3	1.3
COMBINAZIONI SLE RARE					
Comb.	DEAD	P_E	P_A	Vento	$V_{z\text{erod}}$
13	1	1	0	1	1
14	1	1	0	-1	-1
15	1	0	1	1	1
16	1	0	1	-1	-1
COMBINAZIONI SLE FREQUENTI					
Comb.	DEAD	P_E	P_A	Vento	$V_{z\text{erod}}$
17	1	1	0	0.5	0.5
18	1	1	0	-0.5	-0.5
19	1	0	1	0.5	0.5
20	1	0	1	-0.5	-0.5
COMBINAZIONI SLE QUASI PERMANENTI					
Comb.	DEAD	P_E	P_A	Vento	$V_{z\text{erod}}$
21	1	0	1	0	0
22	1	1	0	0	0
COMBINAZIONI SISMICHE					
Comb.	DEAD	P_E	P_A	Sisma PB	Sisma PA
23	1	0	1	0	1
24	1	1	0	1	0
25	1	0	1	0	-1
26	1	1	0	-1	0

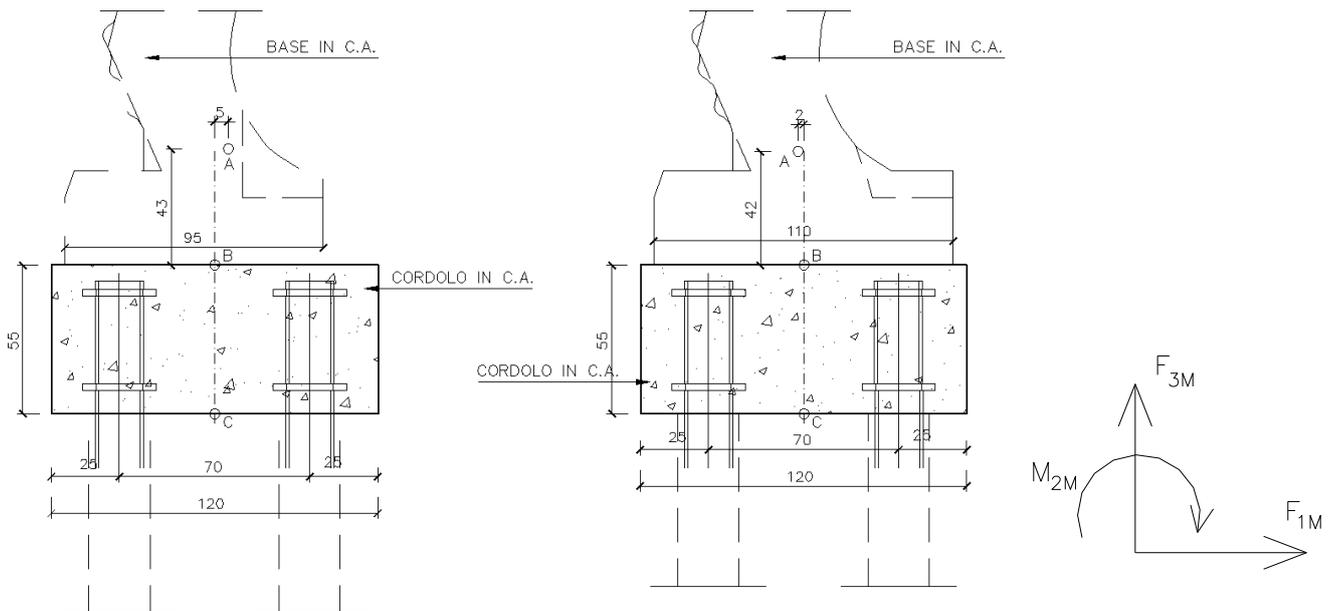
Barriere antirumore - Relazione di calcolo
fondazioni

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IF1W	01 D 29	CL	IM0006 002	A	34 di 56

8. AZIONI RISULTANTI

8.1 Riepilogo caratteristiche geometriche

Altezza totale	h tot	8,95	m
h pannello	h pan	5,00	m
h trave	h BM130-BT95	3,30	m
h pan + h BM130-BT95	h utile	8,30	m
h cordolo c.a.	h cord	0,65	m
eccentricità X	ex BT95	0,05	m
eccentricità X	ex BM130	0,12	m
eccentricità Z	ez	0,43	m



8.2 Azioni statiche

AZIONI NEL PUNTO C (3.0 m sviluppo) PANNELLO BAGNATO			
CARICHI	F2 [kN]	F3 [kN]	M1 [kNm]
BT95	0	-56,50	-2,83
BM130	0	-61,10	-1,22
PPb	0	-22,50	-20,93
Cordolo di fondazione	0	-68,25	0,00

AZIONI NEL PUNTO C (3.0 m sviluppo) PANNELLO ASCIUTTO			
CARICHI	F2 [kN]	F3 [kN]	M1 [kNm]
BT95	0	-56,50	-2,83
BM130	0	-61,10	-1,22
PPa	0	-7,50	-6,98
Cordolo di fondazione	0	-68,25	0,00

VENTO IN C		
F2 [kN]	F3 [kN]	M1 [kNm]
31,87	-6,77	152,99

P AERODINAMICA IN C		
F2 [kN]	F3 [kN]	M1 [kNm]
6,97	-1,48	33,47

8.3 Azioni in fase sismica

FORZE SISMICHE ESTRADOSSO ZOCCOLO BM (PANNELLO BAGNATO)				FORZE SISMICHE ESTRADOSSO ZOCCOLO BM (PANNELLO ASCIUTTO)			
CARICHI	F2 [kN]	braccio	M [kNm]	CARICHI	F2 [kN]	braccio	M [kNm]
BT95	-24,9	1,3	-32,82	BT95	-24,9	1,3	-32,82
BM130	-26,9	1,3	-35,49	BM130	-26,9	1,3	-35,49
PP BAGNATO	-9,9	3,3	-32,67	PP ASCIUTTO	-3,3	3,3	-10,89
Montanti	-3,7	3,4	-12,42	Montanti	-3,7	3,4	-12,42
	-65,3		-113,39		-58,7		-91,61
FORZE SISMICHE TESTA MICROPALI (PANNELLO BAGNATO)				FORZE SISMICHE TESTA MICROPALI (PANNELLO ASCIUTTO)			
CARICHI	F2 [kN]	braccio	M [kNm]	CARICHI	F2 [kN]	braccio	M [kNm]
PP BAGNATO	-65,3	1,0	-113,39	PP ASCIUTTO	-58,7	1,0	-91,61
Cordolo fondazione	-12,4	0,28	-3,46	Cordolo fondazione	-12,4	0,28	-3,46
	-77,6		-116,85		-71,0		-95,07

9. VERIFICA DEI MICROPALI DI FONDAZIONE

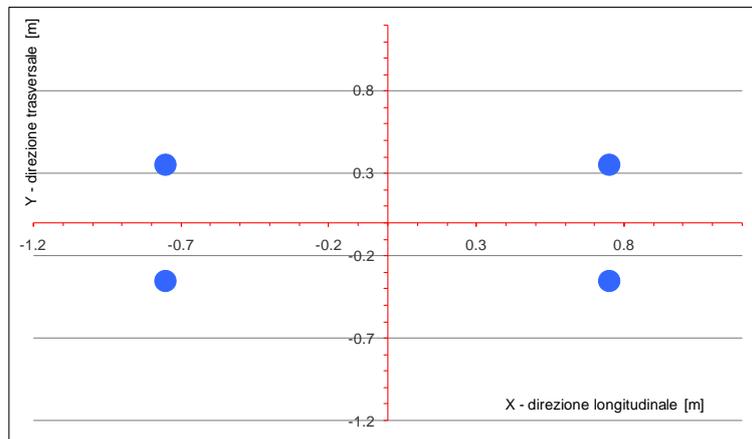
9.1 Sollecitazioni in testa ai micropali

Di seguito si riportano in sintesi le azioni agenti all'intradosso del cordolo di fondazione e le relative azioni massime sui micropali. Le azioni sui micropali sono state stimate adottando una ripartizione rigida secondo la seguente formulazione:

$$N_p = \frac{N}{n_{pali}} \pm N_m = \frac{N}{n_{pali}} \pm \frac{M}{2 \cdot i_{trasv}} \quad V_p = \frac{V}{n_{pali}}$$

Con la geometria seguente:

COORDINATE CENTRO PALI RISPETTO AL BARICENTRO DELLA FONDAZIONI						
Palo	Y	X	ri	Y ²	X ²	r ²
1	0.45	0.75	0.87	0.20	0.56	0.77
2	0.45	-0.75	0.87	0.20	0.56	0.77
3	-0.45	0.75	0.87	0.20	0.56	0.77
4	-0.45	-0.75	0.87	0.20	0.56	0.77



D	0.25	[m2]	Diametro micropali Area singolo palo Numero totale pali
Ap	0.05	[m2]	
np	4		
Bx	3	[m]	
By	1.4	[m]	Lunghezza zattera di fondazione dir. X
i trasv	0.90	[m]	Lunghezza zattera di fondazione dir. Y
			Interasse trasversale dei pali

**Barriere antirumore - Relazione di calcolo
fondazioni**

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IF1W	01 D 29	CL	IM0006 002	A	37 di 56

In base a quanto detto precedentemente nei riguardi della scelta del coefficiente di forma c_p , si riportano a seguire le azioni sui micropali nei due differenti casi.

Caso 1: $c_p = 1.2$

COMBINAZIONE	F2	F3	M1	Azioni sui micropali				
				Nm	N1	N2	Vp	
1	58,3	-303,8	-322,8	-179,3	-255,3	103,4	14,6	SLU(STR)
2	-58,3	-299,3	217,7	121,0	46,1	-195,8	-14,6	
3	-58,3	-279,0	236,5	131,4	61,7	-201,2	-14,6	
4	58,3	-324,0	-341,6	-189,8	-270,8	108,8	14,6	
5	58,3	-228,2	-311,6	-173,1	-230,2	116,1	14,6	
6	-58,3	-218,5	233,8	129,9	75,3	-184,5	-14,6	
7	-58,3	-203,5	247,7	137,6	86,8	-188,5	-14,6	
8	58,3	-243,2	-325,6	-180,9	-241,7	120,1	14,6	
9	50,5	-226,6	-274,3	-152,4	-209,1	95,8	12,6	SLU(GEO)
10	-50,5	-220,1	196,5	109,2	54,1	-164,2	-12,6	
11	-50,5	-205,1	210,4	116,9	65,6	-168,2	-12,6	
12	50,5	-241,6	-288,3	-160,2	-220,6	99,8	12,6	
13	38,8	-224,1	-218,4	-121,3	-177,4	65,3	9,7	SLE RARE
14	-38,8	-207,6	154,5	85,8	33,9	-137,7	-9,7	
15	38,8	-239,1	-232,3	-129,1	-188,9	69,3	9,7	SLE FREQUENTI
16	-38,8	-222,6	140,6	78,1	22,4	-133,7	-9,7	
17	19,4	-220,0	-125,2	-69,5	-124,5	14,5	4,9	
18	-19,4	-211,7	61,3	34,0	-18,9	-87,0	-4,9	
19	19,4	-235,0	-139,1	-77,3	-136,0	18,5	4,9	
20	-19,4	-226,7	47,3	26,3	-30,4	-83,0	-4,9	
21	0,0	-230,9	-45,9	-25,5	-83,2	-32,2	0,0	SLE QUASI PERMANENTI
22	0,0	-215,9	-31,9	-17,7	-71,7	-36,2	0,0	SISMA
23	71,0	-230,9	-141,0	-78,3	-136,0	20,6	17,8	
24	-77,6	-215,9	84,9	47,2	-6,8	-101,1	-19,4	
25	-71,0	-230,9	49,2	27,3	-30,4	-85,0	-17,8	
26	77,6	-215,9	-148,8	-82,7	-136,6	28,7	19,4	

Caso 2: $c_p = 2.1$

COMBINAZIONE				Azioni sui micropali				
	F2	F3	M1	Nm	N1	N2	Vp	
1	93,7	-311,3	-493,1	-274,0	-351,8	196,1	23,4	SLU(STR)
2	-93,7	-291,7	388,0	215,6	142,6	-288,5	-23,4	
3	-93,7	-271,5	406,9	226,0	158,2	-293,9	-23,4	
4	93,7	-331,6	-512,0	-284,4	-367,3	201,5	23,4	
5	93,7	-235,8	-481,9	-267,7	-326,7	208,8	23,4	
6	-93,7	-210,9	404,1	224,5	171,8	-277,2	-23,4	
7	-93,7	-195,9	418,0	232,2	183,3	-281,2	-23,4	
8	93,7	-250,8	-495,9	-275,5	-338,2	212,8	23,4	
9	81,2	-233,1	-421,9	-234,4	-292,7	176,1	20,3	SLU(GEO)
10	-81,2	-213,6	344,1	191,2	137,8	-244,6	-20,3	
11	-81,2	-198,6	358,0	198,9	149,3	-248,6	-20,3	
12	81,2	-248,1	-435,9	-242,2	-304,2	180,1	20,3	
13	62,5	-229,1	-331,9	-184,4	-241,7	127,1	15,6	SLE RARE
14	-62,5	-202,6	268,0	148,9	98,3	-199,6	-15,6	
15	62,5	-244,1	-345,9	-192,2	-253,2	131,1	15,6	SLE FREQUENTI
16	-62,5	-217,6	254,1	141,2	86,8	-195,6	-15,6	
17	31,2	-222,5	-181,9	-101,1	-156,7	45,5	7,8	
18	-31,2	-209,2	118,1	65,6	13,3	-117,9	-7,8	
19	31,2	-237,5	-195,9	-108,8	-168,2	49,5	7,8	SLE QUASI PERMANENTI
20	-31,2	-224,2	104,1	57,8	1,8	-113,9	-7,8	
21	0,0	-230,9	-45,9	-25,5	-83,2	-32,2	0,0	SISMA
22	0,0	-215,9	-31,9	-17,7	-71,7	-36,2	0,0	
23	71,0	-230,9	-141,0	-78,3	-136,0	20,6	17,8	
24	-77,6	-215,9	84,9	47,2	-6,8	-101,1	-19,4	
25	-71,0	-230,9	49,2	27,3	-30,4	-85,0	-17,8	
26	77,6	-215,9	-148,8	-82,7	-136,6	28,7	19,4	

9.2 Caratteristiche dei micropali e assunzioni progettuali

Secondo quanto definito nel "Manuale di progettazione delle opere civili", i micropali da utilizzare nel progetto delle barriere antirumore saranno del tipo valvolati iniettati a pressione, con armatura in acciaio **S275JR profilo CHS 177.8 Sp 8 e perforazione 250 mm.**

Il copriferro minimo da considerarsi per l'armatura del micropalo è pari a circa 2.5 cm. L'ancoraggio nel calcestruzzo è realizzato mediante piastre ottagonali di dimensioni lorde 270x270x25 mm con lati da 112 mm, saldate ai micropali tramite doppi cordoni d'angolo su ciascun piatto di dimensioni 10x10 mm.

9.3 Calcolo della capacità portante verticale del micropalo

Il calcolo viene eseguito secondo il metodo messo a punto dall'École Nationale des Ponts et Chaussées da Bustamante e Doix, recepito nella gran parte delle normative e linee guida in Europa e negli Stati Uniti (FHWA) e basato sulla conoscenza dei valori del parametro NSPT (numero di colpi) dei terreni attraversati.

Per la determinazione del carico limite, Bustamante e Doix fanno riferimento alla nota espressione:

$$Q_{lim} = P + S$$

dove con P viene indicata la resistenza totale alla punta, mentre con S quella laterale. La resistenza laterale S, a sua volta, è data da:

$$S = \pi \cdot \alpha \cdot d \cdot L \cdot s$$

dove $d_s = \alpha \cdot d$ è il diametro equivalente del palo, L la lunghezza della zona iniettata, s la resistenza tangenziale unitaria all'interfaccia fra zona iniettata e terreno. Nel caso in esame il micropalo attraversa strati di terreno dalle caratteristiche diverse e la relazione per la determinazione di S risulta:

$$S = \pi \cdot \alpha \cdot d \sum L_i s_i$$

Si assume $d_s = \alpha \cdot d$, dove d è il diametro della perforazione e α un coefficiente maggiorativo, il cui valore può essere determinato attraverso l'uso della tabella seguente (Viggiani, 1999). Come è possibile notare, Bustamante e Doix forniscono indicazioni ulteriori riguardanti la quantità minima di miscela iniettata.

Secondo tale metodo si calcola il diametro equivalente del palo attraverso il coefficiente α , coefficiente dimensionale che tiene conto della tecnica di esecuzione dei micropali e del tipo di terreno.

Per la valutazione dei parametri s ed α nel dimensionamento dei pali si sono adottate le seguenti indicazioni (dedotte dal manuale di progettazione).

Modulo	L_{min} [m]	Capacità portante dei micropali		
		0 - 2 m	2 - 5 m	Successivi
BM95	7	Non computato	Parametri IGU	Parametri IRS
BM110	7			
BM130	9			

Terreno	Valori di α		Quantità minima di miscela consigliata
	IRS	IGU	
Ghiaia	1,8	1,3 - 1,4	1,5 Vs
Ghiaia sabbiosa	1,6 - 1,8	1,2 - 1,4	1,5 Vs
Sabbia ghiaiosa	1,5 - 1,6	1,2 - 1,3	1,5 Vs
Sabbia grossa	1,4 - 1,5	1,1 - 1,2	1,5 Vs
Sabbia media	1,4 - 1,5	1,1 - 1,2	1,5 Vs
Sabbia fine	1,4 - 1,5	1,1 - 1,2	1,5 Vs
Sabbia limosa	1,4 - 1,5	1,1 - 1,2	IRS: (1,5 - 2)Vs; IGU: 1,5Vs
Limo	1,4 - 1,6	1,1 - 1,2	IRS: 2Vs; IGU: 1,5Vs
Argilla	1,8 - 2,0	1,2	IRS: (2,5 - 3)Vs; IGU: (1,5 - 2)Vs
Marne	1,8	1,1 - 1,2	(1,5 - 2)Vs per strati compatti
Calcari marnosi	1,8	1,1 - 1,2	(2 - 6)Vs o più per strati fratturati
Calcari alterati o fratturati	1,8	1,1 - 1,2	
Roccia alterata e/o fratturata	1,2	1,1	(1,1 - 1,5)Vs per strati poco fratturati 2Vs o più per strati fratturati

Tabella 1: Tabella per la determinazione del coefficiente α (Viggiani 1999)

Oltre al coefficiente α , il metodo di Bustamante e Doix contempla anche il calcolo della resistenza tangenziale s all'interfaccia palo-terreno in funzione sia della natura che delle caratteristiche del terreno, sia dalla tecnologia di infissione, vengono riportate di seguito la tabella che indica a quale curva bisogna fare riferimento nel nostro caso, sia il grafico nel quale entrando con il valore delle N_{SPT} , è possibile leggere il corrispettivo valore di s .

Terreno	Tipo di iniezione	
	IRS	IGU
Da ghiaia a sabbia limosa	SG 1	SG 2
Limo e argilla	AL 1	AL 2
Marna, calcare marnoso, calcare tenero fratturato	MC 1	MC 2
Roccia alterata e/o fratturata	$\geq R 1$	$\geq R 2$

Tabella 2: Tabella per la determinazione del tipo di iniezione

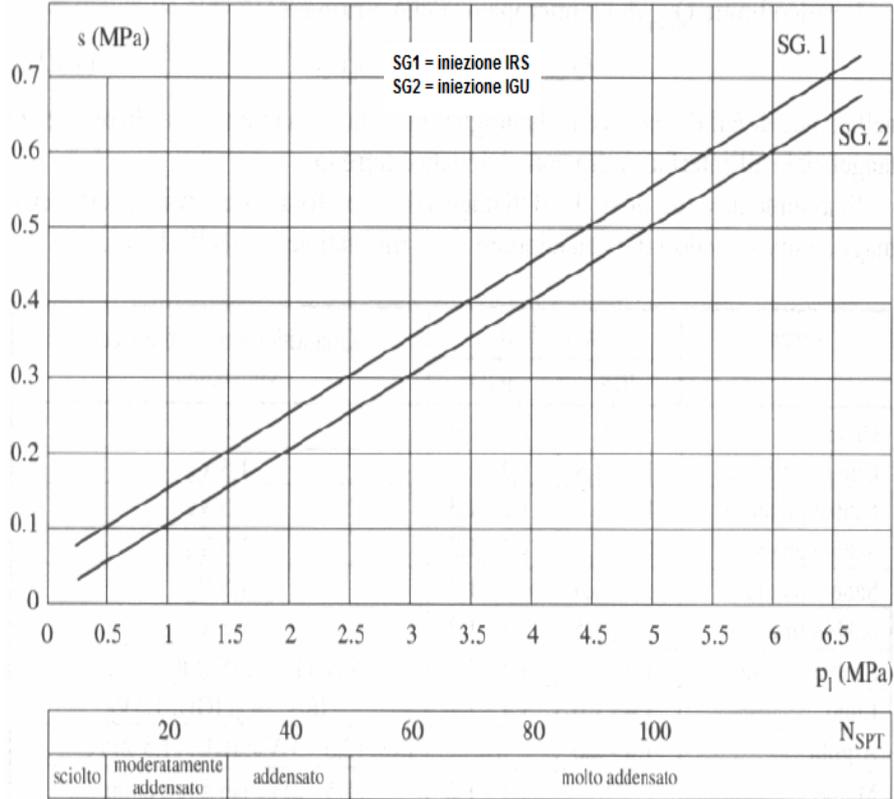


Figura 4: Abaco per la determinazione di s per sabbie

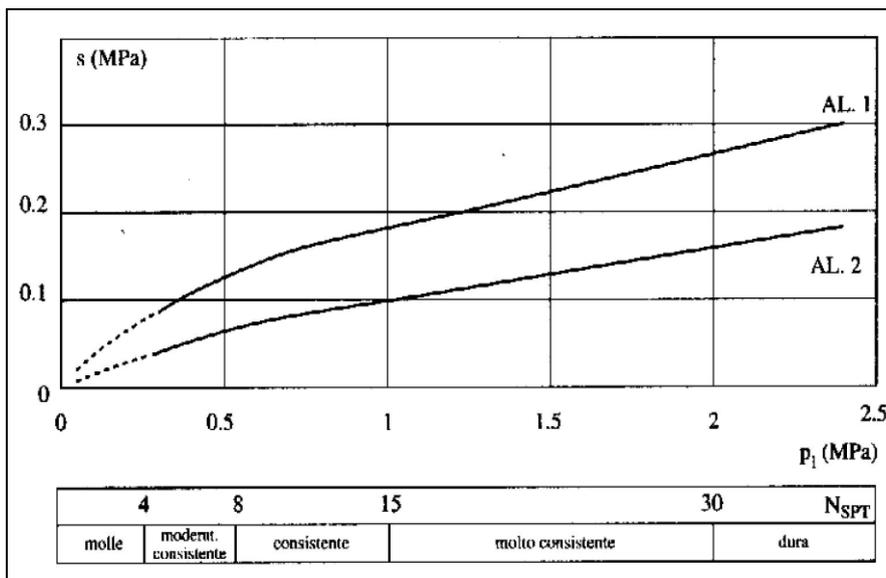


Figura 5: Abaco per la determinazione di s per argille e limi

9.3.1 Parametri geotecnici di progetto

Le verifiche saranno condotte con la seguente stratigrafia:

- Riporto spessore 2m ----- NON CONSIDERATO
- Ghiaia e ghiaia sabbiosa spessore 4m $N_{spt}=100$
- Argille limose e limi sabbiosi spessore 3m $N_{spt}=50$

Le verifiche sono eseguite secondo l'approccio 2 Combinazione A1+M1+R3 e l'approccio 1 Combinazione 2 A2+M1+R3. Il valore di progetto della resistenza R_d si ottiene a partire dal valore caratteristico R_k applicando i coefficienti parziali γ_r :

I coefficienti γ_r da applicare alle resistenze caratteristiche valgono:

Resistenza	Simbolo	Pali infissi			Pali trivellati			Pali ad elica continua		
		(R1)	(R2)	(R3)	(R1)	(R2)	(R3)	(R1)	(R2)	(R3)
Base	γ_b	1,0	1,45	1,15	1,0	1,7	1,35	1,0	1,6	1,3
Laterale in compressione	γ_s	1,0	1,45	1,15	1,0	1,45	1,15	1,0	1,45	1,15
Totale (*)	γ_t	1,0	1,45	1,15	1,0	1,6	1,30	1,0	1,55	1,25
Laterale in trazione	γ_{st}	1,0	1,6	1,25	1,0	1,6	1,25	1,0	1,6	1,25

$$R_{c,k} = \text{Min} \left\{ \frac{(R_{c,cal})_{media}}{\xi_3}; \frac{(R_{c,cal})_{min}}{\xi_4} \right\} \quad (6.2.10)$$

$$R_{t,k} = \text{Min} \left\{ \frac{(R_{t,cal})_{media}}{\xi_3}; \frac{(R_{t,cal})_{min}}{\xi_4} \right\} \quad (6.2.11)$$

Tabella 6.4.IV – Fattori di correlazione ξ per la determinazione della resistenza caratteristica in funzione del numero di verticali indagate.

Numero di verticali indagate	1	2	3	4	5	7	≥ 10
ξ_3	1,70	1,65	1,60	1,55	1,50	1,45	1,40
ξ_4	1,70	1,55	1,48	1,42	1,34	1,28	1,21

Terreno interessato

Per il calcolo della capacità portante, agendo a favore di sicurezza, non si considera il contributo dei primi 2 metri del micropalo. Risulta quindi una lunghezza totale dei micropali di 9 metri, dei quali 7 collaboranti alla portanza verticale.

Il calcolo della capacità portante viene effettuato considerando, a partire dal piano campagna, i primi 5 m al di sotto del rilevato come se il palo fosse di tipo IGU e la restante lunghezza come IRS.

Valutazione di α :

Unità 1 – Ghiaia-Ghiaia Sabbiosa – Profondità strato considerato 4.00 m

α (IGU) = 1.2

**Barriere antirumore - Relazione di calcolo
fondazioni**

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IF1W	01 D 29	CL	IM0006 002	A	43 di 56

Unità 2 – Argille limose-Limi sabbiosi – Profondità strato considerato 3.00 m

α (IRS) = 1.80

**Barriere antirumore - Relazione di calcolo
fondazioni**

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IF1W	01 D 29	CL	IM0006 002	A	44 di 56

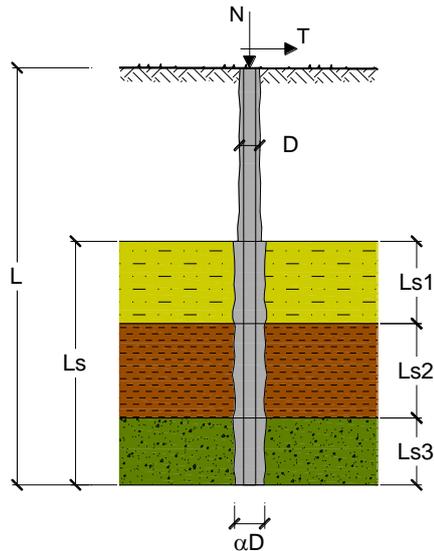
CAPACITA' PORTANTE DI UN MICROPALO

OPERA: BARRIERA H9

DATI DI INPUT:

Sollecitazioni Agenti:

	Permanenti	Temporanee	Calcolo
N (kN)	304.00	0.00	304.00
T (kN)	21.00	0.00	21.00



coefficienti parziali			azioni		resistenza laterale	
Metodo di calcolo			permanenti	variabili	γ_s	$\gamma_{s \text{ traz}}$
			γ_G	γ_Q		
SLU	A1+M1+R1	<input type="radio"/>	1.30	1.50	1.00	1.00
	A2+M1+R2	<input type="radio"/>	1.00	1.30	1.45	1.60
	A1+M1+R3	<input type="radio"/>	1.30	1.50	1.15	1.25
	SISMA	<input type="radio"/>	1.00	1.00	1.15	1.25
DM88			1.00	1.00	1.00	1.00
definiti dal progettista			1.00	1.00	1.45	1.60

n	<input checked="" type="radio"/> 1	<input type="radio"/> 2	<input type="radio"/> 3	<input type="radio"/> 4	<input type="radio"/> 5	<input type="radio"/> 7	<input type="radio"/> ≥ 10	DM88	prog.
ξ_3	1.70	1.65	1.60	1.55	1.50	1.45	1.40	1.00	1.00
ξ_4	1.70	1.55	1.48	1.42	1.34	1.28	1.21	1.00	1.00

Caratteristiche del micropalo:

Diametro di perforazione del micropalo (D): 0.25 (m)

Lunghezza del micropalo (L): 9.00 (m)

Armatura:

IPE
 INP
 HEA
 HEB
 HEM
 Tubi
 ALTRO

IPE 180 INP 160 HEA 300 HEB 160 HEM 200 $\phi 177,8 \times 8,0$

**Barriere antirumore - Relazione di calcolo
fondazioni**

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IF1W	01 D 29	CL	IM0006 002	A	45 di 56

Ø177,8 x 8,0

Area dell'armatura (A_{arm}): 4268 (mm²)

Momento di inerzia della sezione di armatura (J_{arm}): 1.541E+07 (mm⁴)

Modulo di resistenza della sezione di armatura (W_{arm}): 173,390 (mm³)

Tipo di acciaio

S 275 (Fe 430)

Tensione di snervamento dell'acciaio (f_y): 275 (N/mm²)

Coefficiente Parziale Acciaio γ_M : 1.05

Tensione ammissibile dell'acciaio (σ_{lim}): 262 (N/mm²)

Modulo di elasticità dell'acciaio (E_{arm}): 210,000 (N/mm²)

Coefficiente di Reazione Laterale:

Coeff. di Winkler (k): 120.0 (MN/m³)

CAPACITA' PORTANTE ESTERNA

Capacità portante di fusto

$$QI = \sum_i \pi * D s_i * s_i * I s_i$$

Tipo di Terreno	Spessore $I s_i$ (m)	α (-)	$D s_i = \alpha * D$ (m)	S_i media (MPa)	S_i minima (MPa)	S_i calcolo (MPa)	$Q s_i$ (kN)
Ghiaia e gh. Sabb.	4.00	1.20	0.30	0.200	0.200	0.081	305.88
Argilla Limosa	3.00	1.80	0.45	0.200	0.200	0.081	344.11
	0.00	0.00	0.00	0.000	0.000	0.000	0.00

$L_s = 7.00$ (m) $QI = 649.98$ (kN)

Capacità portante di punta

$$Q_p = \%Punta * QI \quad (\text{consigliato } 10-15\%)$$

$\% Punta = 0\%$ $Q_p = 0.00$ (kN)

CARICO LIMITE DEL MICROPALO

$$Q_{lim} = Q_b + QI$$

$Q_{lim} = 649.98$ (kN)

COEFFICIENTE DI SICUREZZA

$$F_s = Q_{lim} / N \quad (F_s > 1)$$

$F_s = 2.14$

CAPACITA' PORTANTE PER INSTABILITA' DELL'EQUILIBRIO ELASTICO

Reaz. Laterale per unità di lunghezza e di spostam. (β) ($\beta = k * D_{arm}$): 21.34 (N/mm²)

$$P_k = 2 * (\beta * E_{arm} * J_{arm})^{0.5} \quad \eta = P_k / N \quad (\text{consigliato } \eta > 10)$$

$P_k = 16621.07$ (MN) $\eta = 54.67$

 ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	ITINERARIO NAPOLI – BARI RADDOPPIO TRATTA BOVINO - ORSARA PROGETTO DEFINITIVO					
	Barriere antirumore - Relazione di calcolo fondazioni	COMMESSA IF1W	LOTTO 01 D 29	CODIFICA CL	DOCUMENTO IM0006 002	REV. A

Come si evince dai calcoli sopra esposti è sufficiente una lunghezza dei micropali, per soddisfare le verifiche di capacità portante, pari a 9 m.

9.4 Verifica della capacità portante del micropalo nei confronti delle azioni trasversali

Metodo di Broms

Si assume che il comportamento dell'interfaccia palo/terreno sia di tipo rigido–perfettamente plastico e cioè che la resistenza del terreno si mobiliti interamente per qualsiasi valore non nullo dello spostamento e rimanga costante al crescere dello spostamento stesso. Si assume inoltre che la forma della sezione del palo sia ininfluyente e che il valore della pressione p sia determinato solo dalla dimensione d della sezione del palo misurata normalmente alla direzione dello spostamento.

Per un terreno incoerente, si assume che la resistenza del terreno vari linearmente con la profondità z secondo la legge:

$$p = 3 k_p \gamma z d$$

dove:

- γ = peso di volume del terreno
- d = diametro del palo
- z = profondità
- $k_p = (1 + \sin\theta) / (1 - \sin\theta)$

I possibili meccanismi di rottura di pali vincolati in testa sono illustrati nelle figure seguenti relativamente al caso di palo “corto” e “lungo”, insieme alle distribuzioni delle reazioni del terreno.

I pali “corti” sono quelli indicati in cui il carico limite dipende esclusivamente dalla resistenza del terreno, mentre il carico limite dei pali “lunghi” dipende principalmente dal momento di plasticizzazione del palo stesso.

Nel caso di palo “corto” l'equilibrio orizzontale fornisce:

- $H_u = 1.5 \gamma L^2 d k_p$

mentre il momento massimo è:

- $M_{\max} = 2/3 H_u L$

Occorre comunque verificare la condizione $M_{\max} < M_y$ (M_y : momento ultimo del palo).

Per il palo “lungo” il massimo momento lungo il fusto del palo, che si verifica alla profondità f , uguaglia il momento di plasticizzazione; si forma pertanto una seconda cerniera plastica. L'equilibrio alla rotazione del tratto di palo compreso fra le due cerniere fornisce:

$$H_u (e + 2/3f) = 2 M_y$$

$$\text{dove: } f = 0.82 [H_u / (\gamma d k_p)]^{0.5}.$$

Nei confronti delle azioni trasversali, viene considerata la presenza del rilevato ferroviario, tali rilevati sono generalmente caratterizzati da un valore di ϕ uguale ad almeno 35° , tuttavia, data la realizzazione

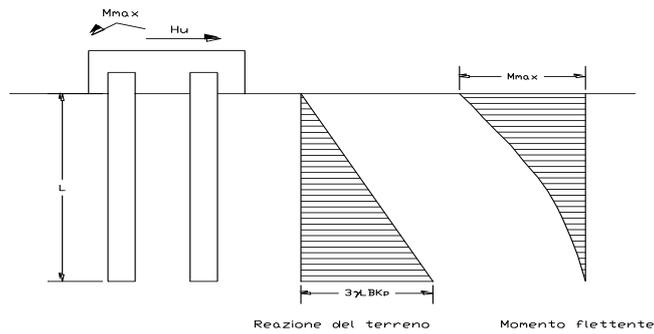
**Barriere antirumore - Relazione di calcolo
fondazioni**

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IF1W	01 D 29	CL	IM0006 002	A	47 di 56

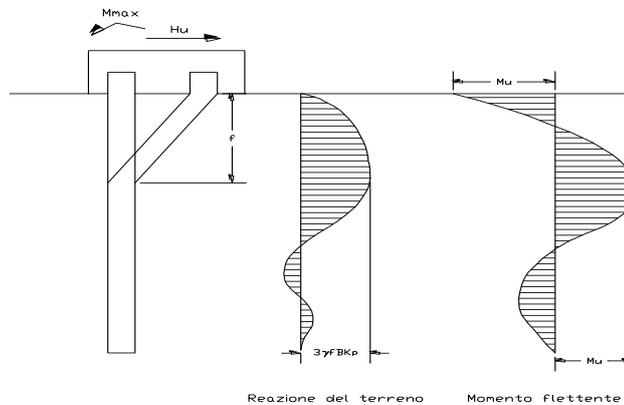
dei micropali sul fianco del rilevato e considerando una scarsa compattazione del rilevato stesso, si assume cautelativamente $\varphi=30^\circ$.

Schemi di rottura metodo di Broms:

Pali corti:



Pali lunghi:



**Barriere antirumore - Relazione di calcolo
fondazioni**

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IF1W	01 D 29	CL	IM0006 002	A	48 di 56

VERIFICA ALLE FORZE ORIZZONTALI

Momento massimo per carichi orizzontali (M):
(ipotesi di palo con testa impedita di ruotare)

$$M = T / (2 \cdot b)$$

$$b = \sqrt[4]{\frac{k \cdot D}{4 \cdot E_{arm} \cdot J_{arm}}}$$

$$b = 1.234 \quad (1/m)$$

Momento Massimo (M):

$$M = 8.51 \quad (kN \cdot m)$$

VERIFICHE STRUTTURALI DEL MICROPALO

Acciaio S 275 (Fe 430)

Tensioni nel singolo micropalo

$$\sigma = N/A_{arm} \pm M/W_{arm}$$

$$\tau = 2 \cdot T/A_{arm}$$

$$\sigma_{max} = 6.90 \quad (N/mm^2)$$

$$\sigma_{min} = -91.26 \quad (N/mm^2)$$

$$\tau = 9.84 \quad (N/mm^2)$$

$$\sigma_{id} = (\sigma^2 + 3 \tau^2)^{0.5}$$

$$\sigma_{id} = 92.84 \quad (N/mm^2) \quad \text{verifica soddisfatta}$$

9.5 Calcolo del cedimento del micropalo

Il cedimento del micropalo è ricavato tramite la formula di Poulos e Davis:

$$\delta = (\beta \cdot P_{\max}) / (E \cdot L_u)$$

in cui

$$\beta = 0.5 + \text{Log}(L_u / D);$$

P_{\max} = carico massimo a cui è sottoposto il palo;

E = modulo di deformazione del materiale in cui è ammorsato il micropalo;

L_u = lunghezza utile

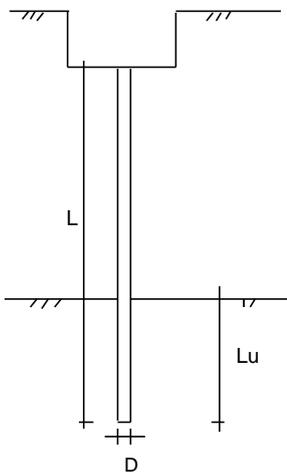
Le verifiche vengono qui effettuate direttamente sulla combinazione peggiore, la quale risulta essere la SLU GEO con un coefficiente c_p pari a 2.1.

CALCOLO DEL CEDIMENTO

OPERA: BARRIERA H9

DATI DI INPUT:

Diametro del Palo (D):	0.25	(m)
Carico massimo sul palo (P_{\max}):	323.00	(kN)
Lunghezza del Palo (L):	9.00	(m)
Lunghezza Utile del Palo (L_u):	9.00	(m)
Modulo di Deformazione (E):	20000	(kN/m ²)



CEDIMENTO DEL MICROPALO SINGOLO:

$$\delta = \beta \cdot P_{\max} / E \cdot L_u$$

Coefficiente di forma

$$\beta = 0.5 + \text{Log}(L_{\text{utile}} / D): \quad 2.06 \quad (-)$$

Cedimento del palo

$$\delta = \beta \cdot P_{\max} / E \cdot L_u \quad 3.69 \quad (\text{mm})$$

10. VERIFICA DELLA SUOLA DI FONDAZIONE

La sezione della suola di fondazione ha dimensioni 140x65cm.

Avendo adottato e verificato la stessa armatura, per le incidenze dei cordoli di fondazione delle barriere HS rettificata si rimanda a quanto previsto nel Manuale di Progettazione delle Opere Civili - Parte II

10.1 Armatura minima

L'armatura minima da prevedere deve essere calcolata considerando quanto indicato nelle NTC ai par. 4.1.6.1.1 e 7.4.6.2.1:

$$A_{s\ min} = 0.26 \cdot \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} \cdot b_t \cdot d$$

Dove:

b_t è la larghezza media della zona tesa

d è l'altezza utile della sezione

f_{ctm} è il valore medio della resistenza a trazione assiale

f_{yk} è il valore caratteristico della resistenza a trazione dell'armatura ordinaria

$$\frac{1.4}{f_{yk}} < \rho < \rho_{compr} + \frac{3.5}{f_{yk}}$$

Dove:

ρ è il rapporto geometrico relativo all'armatura tesa $A_{tesa}/b \cdot h$

ρ_{compr} è il rapporto geometrico relativo all'armatura compressa $A_{compr}/b \cdot h$

f_{yk} è la tensione caratteristica di snervamento dell'acciaio in MPa

Dati della sezione

H = 65 cm

b_t = 140 cm

d = 60 cm

c = 5 cm

Minima armatura longitudinale in zona tesa (D.M. 17.01.2018 §4.1.6.1.1):

$$A_{s\ min} = 0.26 \cdot f_{ctm}/f_{yk} \cdot B \cdot d = 0.26 \cdot 3.10/450 \cdot 1400 \cdot 600 = 1505 \text{ mm}^2$$

staffe $\phi = 12\text{mm}$

numero di bracci $n_{br} = 4$

passo armatura a taglio $s = 150 \text{ mm}$

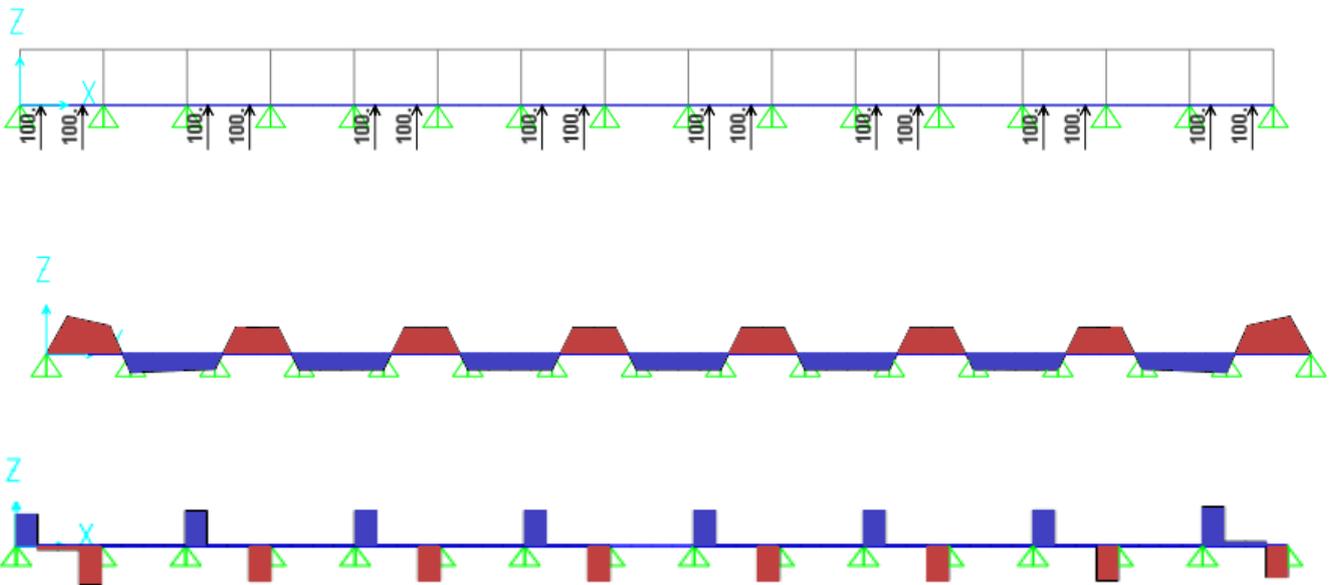
inclinazione staffe $\alpha = 90^\circ$

inclinazione puntone

$$\cot \theta = 1 \in [1; 2,5]$$

10.2 Verifiche strutturali

La sezione della suola di fondazione ha dimensioni 140 x 65 cm². Per la verifica delle armature si considera uno schema semplificato a vantaggio di sicurezza, costituito da una suola di n campate appoggiata sui micropali e caricata dalle forze concentrate in corrispondenza dei tirafondi tesi (i valori riportati nelle seguenti immagini valgono per un carico di 100 KN, tale carico sarà quindi amplificato al valore di calcolo). Come sezione reagente si considera una sezione 70 x 65 cm armata con 3+3Φ20 nel rispetto dei minimi di normativa . Si trascura il contributo del tirafondo del modulo BT.



(dettaglio andamento M33 e V2)

10.2.1 Verifica a flessione (statica)

$M_{max} = 81 \text{ kNm}$ – Condizione $cp=2.10$

Verifica C.A. S.L.U. - File: H10_SLU

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2008

Titolo: **BARRIERA H10 - SLU**

N° figure elementari: 1 Zoom N° strati barre: 2 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]
1	70	65

N°	As [cm²]	d [cm]
1	9.42	5
2	9.42	60

Sollecitazioni S.L.U. Metodo n

N_{Ed} 0 kN
 M_{xEd} 81 kNm
 M_{yEd} 0 kNm

P.to applicazione N
 Centro Baricentro cls
 Coord. [cm] xN 0 yN 0

Tipo rottura Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

Materiali

B450C	C28/35
ϵ_{su} 67.5 ‰	ϵ_{c2} 2 ‰
f_{yd} 391.3 N/mm²	ϵ_{cu} 3.5 ‰
E_s 200 000 N/mm²	f_{cd} 15.87
E_s/E_c 15	f_{cc}/f_{cd} 0.8
ϵ_{syd} 1.957 ‰	$\sigma_{c,adm}$ 11
$\sigma_{s,adm}$ 255 N/mm²	τ_{co} 0.6667
	τ_{c1} 1.971

M_{xRd} 215.5 kNm

σ_c -15.87 N/mm²
 σ_s 391.3 N/mm²
 ϵ_c 3.5 ‰
 ϵ_s 41.72 ‰
d 60 cm
x 4.644 x/d 0.0774
 δ 0.7

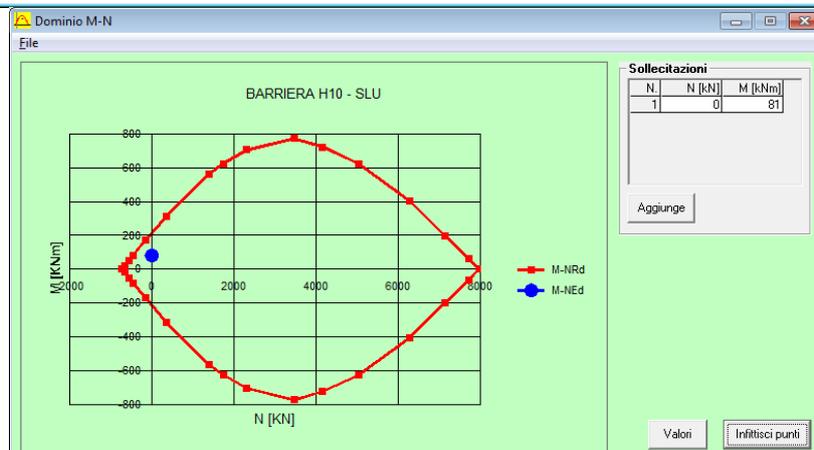
Metodo di calcolo
 S.L.U.+ S.L.U.-
 Metodo n

Tipo flessione
 Retta Deviata

N° rett. 100

Calcola MRd Dominio M-N
 L_0 0 cm Col. modello

Precompresso



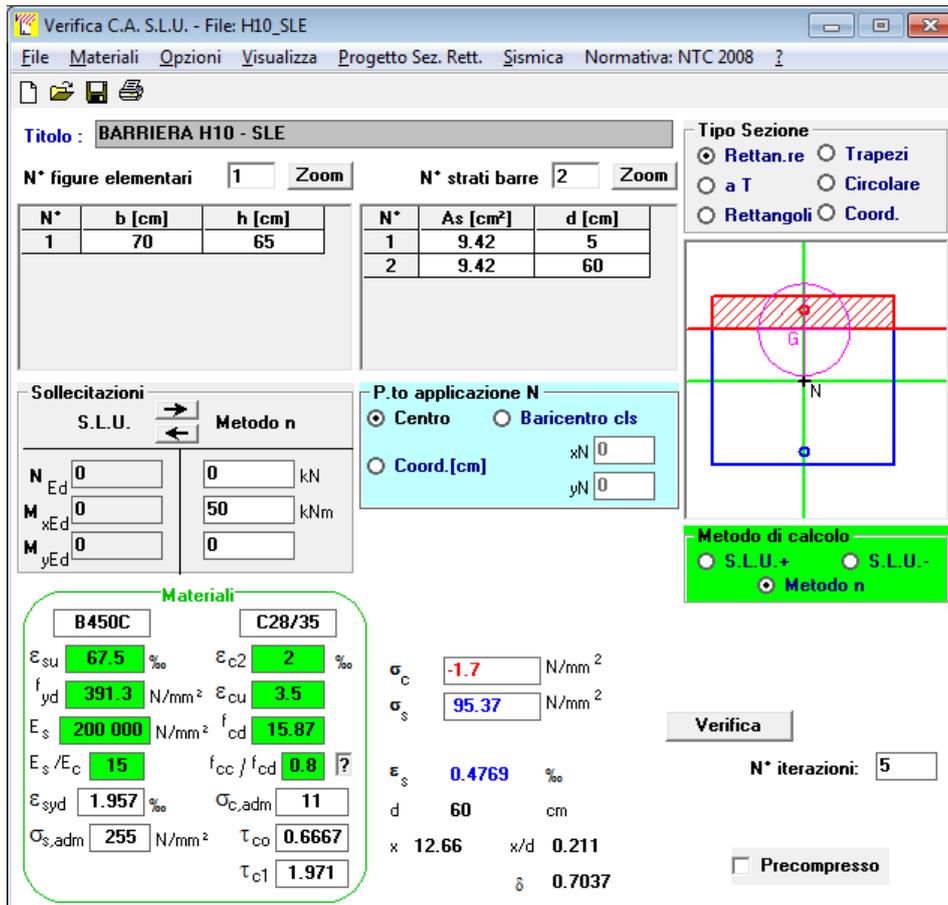
$M_{rd} = 216 \text{ [kNm]} > M_{ed}$

La verifica risulta soddisfatta

10.2.2 Verifica a formazione delle fessure (SLE)

Il valore della tensione normale di trazione della fibra più sollecitata vale:

$$\sigma_f = f_{tcm}/1.2 = 2.58 \text{ MPa}$$



Titolo: BARRIERA H10 - SLE

N° figure elementari: 1 Zoom N° strati barre: 2 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]
1	70	65

N°	As [cm²]	d [cm]
1	9.42	5
2	9.42	60

Sollecitazioni
S.L.U. Metodo n

N_{Ed}: 0 kN
M_{xEd}: 0 kNm
M_{yEd}: 0

P.to applicazione N
Centro Baricentro cls
Coord.[cm]: xN=0, yN=0

Metodo di calcolo
S.L.U.+ S.L.U.-
Metodo n

Materiali
B450C C28/35

ε_{su}: 67.5 ‰ ε_{c2}: 2 ‰
f_{yd}: 391.3 N/mm² ε_{cu}: 3.5 ‰
E_s: 200 000 N/mm² f_{cd}: 15.87
E_s/E_c: 15 f_{cc}/f_{cd}: 0.8
ε_{syd}: 1.957 ‰ σ_{c,adm}: 11
σ_{s,adm}: 255 N/mm² τ_{co}: 0.6667
τ_{c1}: 1.971

σ_c: -1.7 N/mm²
σ_s: 95.37 N/mm²
ε_s: 0.4769 ‰
d: 60 cm
x: 12.66 x/d: 0.211
δ: 0.7037

Verifica N° iterazioni: 5
 Precompresso

$$\sigma_{\max} = 1.70 \text{ MPa} < 2.58 \text{ MPa} - \text{Condizione } c_p = 2.10$$

Non superando lo stato limite di formazione delle fessure, non occorre procedere alla verifica dello stato limite di apertura delle fessure.

10.2.3 Verifica a taglio

Caso $c_p = 1.2$

classe cls	R_{ck}	40	N/mm^2
resist. Caratteristica cilindrica	f_{ck}	33	N/mm^2
	f_{cd}	19	
coeff. parziale	γ_c	1.5	
larghezza membratura resistente a V	b_w	700	mm
altezza membratura resistente a V	H	650	mm
altezza utile	d	585	mm
area della sezione	A_{TOT}	409500	mm^2
sforzo assiale dovuto ai carichi o precompressione	N	0	N
	ok σ_{cp}	0.00	N/mm^2
	α_c	1.00	
Acciaio	f_{yk}	450	N/mm^2
Feb44k	f_{yd}	391	N/mm^2
diámetro staffe (spille)	σ_w	12	mm
Area staffa (spilla)	A_{σ_w}	113	mm^2
0.9 d	z	527	mm
passo delle staffe (spille)	s_w	150	mm
	n° bracci	4	
angolo di inclinazione	θ	45.0	°
deve essere compreso tra 1 e 2.5	$\cot(\theta)$	1.00	
angolo di inclinazione armatura rispetto asse palo	α	90	°
	$\cot(\alpha)$	0.00	
	A_{s_w} / s_w	3.02	mm^2/mm
Taglio resistente per "taglio trazione"	V_{Rsd}	621	kN
Taglio resistente per "taglio compressione"	V_{Rcd}	1733	kN
taglio sollecitante	V_{Ed}	278	kN
fattore di sicurezza per GR (par. 7.9.5.2.2)	γ_{Rd}	1	
taglio resistente	V_{Rd}	621	kN
	V_{Ed}	<	V_{Rd}
FS =	2.24	verifica	

**Barriere antirumore - Relazione di calcolo
fondazioni**

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IF1W	01 D 29	CL	IM0006 002	A	55 di 56

Caso $c_p = 2.1$

classe cls	R_{ck}	40	N/mm^2
resist. Caratteristica cilindrica	f_{ck}	33	N/mm^2
	f_{cd}	19	
coeff. parziale	γ_c	1,5	
larghezza membratura resistene a V	b_w	700	mm
altezza membratura resistene a V	H	650	mm
altezza utile	d	585	mm
area della sezione	A_{TOT}	409500	mm^2
sforzo assiale dovuto ai carichi o precompressione	N	0	N
	ok σ_{cp}	0,00	N/mm^2
	α_c	1,00	
Acciaio	f_{yk}	450	N/mm^2
Feb44k	f_{yd}	391	N/mm^2
diametro staffe (spille)	\emptyset_w	12	mm
Area staffa (spilla)	A_{\emptyset_w}	113	mm^2
0.9 d	z	527	mm
passo delle staffe (spille)	s_w	150	mm
	n° bracci	4	
angolo di inclinazione	θ	45,0	°
deve essere compreso tra 1 e 2.5	$\cot(\theta)$	1,00	
angolo di inclinazione armatura rispetto asse palo	α	90	°
	$\cot(\alpha)$	0,00	
	A_{s_w} / s_w	3,02	mm^2/mm
Taglio resistente per "taglio trazione"	V_{Rsd}	621	kN
Taglio resistente per "taglio compressione"	V_{Rcd}	1733	kN
taglio sollecitante	V_{Ed}	387	kN
fattore di sicurezza per GR (par. 7.9.5.2.2)	γ_{Rd}	1	
taglio resistente	V_{Rd}	621	kN
	V_{Ed}	<	V_{Rd}
FS =	1,61	verifica	

11. CONCLUSIONI

Dalle verifiche effettuate si può concludere che la struttura risulta rispondere a tutti i requisiti di resistenza e funzionalità previste.

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 del D.M. 17.01.2018.

Dai calcoli eseguiti si determinano le seguenti caratteristiche dei **micropali**:

D = 0.25 m	diámetro micropali
L = 9.00 m	lunghezza totale micropali
i = 1.50 m	interasse longitudinale
d = 0.90 m	interasse trasversale
tubolare 177.8 x 8.0 mm	armatura micropalo