

PROGETTAZIONE:

**DIREZIONE TECNICA**

**U.O. INFRASTRUTTURE CENTRO**

**PROGETTO DEFINITIVO**

**RADDOPPIO LINEA FERROVIARIA ROMA-VITERBO**

**TRATTA CESANO VIGNA DI VALLE**

**Barriera antirumore da km 31+190.48 a km 31+489.95**

**Relazione di calcolo fondazioni**

SCALA:

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

NR1J    01    D    29    CL    BA0000    003    B

Rev.	Descrizione	Redatto	Data	Verificato	Data	Approvato	Data	Autorizzato Data
A	EMISSIONE ESECUTIVA	F. Serrau	10-2018	M. Monda	10-2018	T. Paoletti	10-2018	
B	REVISIONE	F. Serrau	Magg.2020	M.Monda	Magg.2020	T. Paoletti	Magg.2020	

## INDICE

1.	PREMESSA .....	4
2.	DOCUMENTAZIONE DI RIFERIMENTO .....	7
2.1	NORMATIVE DI RIFERIMENTO .....	7
2.2	ELABORATI DI PROGETTO DI RIFERIMENTO .....	8
3.	CARATTERISTICHE DEI MATERIALI .....	9
3.1	CALCESTRUZZO .....	9
3.1.1	Magrone .....	9
3.1.2	Calcestruzzo strutture fondazione e riempimento micropali .....	9
3.2	ACCIAIO .....	9
3.2.1	Acciaio per cemento armato .....	9
3.2.2	Acciaio da carpenteria metallica .....	10
4.	CARATTERIZZAZIONE GEOLOGICA-GEOTECNICA .....	10
5.	ANALISI DEI CARICHI DI PROGETTO .....	10
5.1	PESI PROPRI .....	11
5.2	AZIONE DEL VENTO .....	12
5.3	AZIONE AERODINAMICA DOVUTA AL TRAFFICO FERROVIARIO .....	18
5.4	AZIONE SISMICA .....	20
5.4.1	Vita nominale .....	20
5.4.2	Classe d'uso .....	21
5.4.3	Periodo di riferimento .....	22
5.4.4	Valutazione dei parametri di pericolosità sismica .....	22
5.4.5	Caratterizzazione sismica del terreno .....	23
6.	COMBINAZIONI DI CARICO .....	33
7.	AZIONI RISULTANTI .....	38
8.	SOLLECITAZIONI IN TESTA AI MACROPALI .....	40

9.	VERIFICA DEI MICROPALI DI FONDAZIONE .....	42
9.1	CARATTERISTICHE DEI MICROPALI E ASSUNZIONI PROGETTUALI .....	42
9.2	CALCOLO DELLA CAPACITÀ PORTANTE VERTICALE DEL MICROPALO.....	42
9.3	CALCOLO DEL CARICO CRITICO RELATIVO AD INSTABILITÀ ELASTICA.....	48
9.4	VERIFICA DELLA CAPACITÀ PORTANTE DEL MICROPALO NEI CONFRONTI DELLE AZIONI TRASVERSALI .....	49
9.5	CALCOLO DEL CEDIMENTO DEL MICROPALO.....	53
9.6	VERIFICA STRUTTURALE DEL MICROPALO .....	54
10.	VERIFICHE DELLA SUOLA DI FONDAZIONE .....	57
10.1	ARMATURA MINIMA .....	57
10.2	VERIFICA STRUTTURALE.....	59
10.3	VERIFICA A PUNZONAMENTO.....	65

## 1. PREMESSA

Il progetto di raddoppio della tratta Cesano – Vigna di Valle, sulla linea ferroviaria Roma – Viterbo, costituisce la prima fase funzionale del più esteso intervento di raddoppio tra Cesano e Bracciano, previsto dal recente Accordo Quadro tra Regione Lazio e RFI del 22/02/2018. L'intervento prevede il raddoppio della linea alla distanza iniziale di 5,50 m dal binario attuale, lo spostamento dell'esercizio sul binario raddoppiato (futuro binario dispari), il rifacimento della sede esistente (compreso il subballast) e la realizzazione del binario pari con interasse di 4,00 m.

In particolare, scopo della presente relazione sono i calcoli strutturali relativi alla barriera fonoassorbente di tipologia "RFI" H2 da 3m, che si prevede di installare nell'ambito dell'intervento di mitigazione sonora che interessa la tratta ferroviaria compresa tra le progressive da km 31+190.48 a km 31+489.95.

La barriera fonoassorbente H2 in esame presenta moduli in calcestruzzo, 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 tipologia di barriera utilizzata è la cosiddetta barriera "rettificata" di cui nella figura seguente si rappresentano le caratteristiche tipiche in sezione.

La presente relazione è condotta rispetto alle **sole fondazioni della barriera antirumore**.

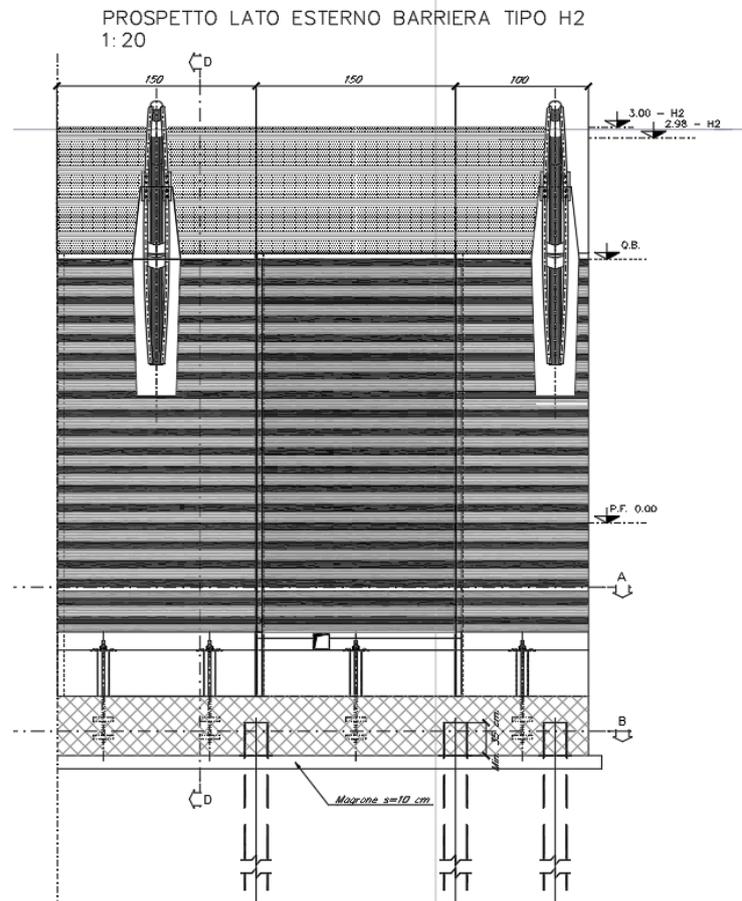
Di seguito si illustrano le assunzioni strutturali di progetto prese a base di calcolo, la normativa di riferimento, i materiali utilizzati, la caratterizzazione geotecnica prevista, i carichi di progetto e le relative condizioni e combinazioni, lo schema strutturale adottato e le verifiche effettuate.

Le azioni applicate alla struttura seguono i criteri generali riportati nel D.M. 17/01/2018, "Norme tecniche per le costruzioni in zone sismiche" e le relative specifiche ferroviarie:

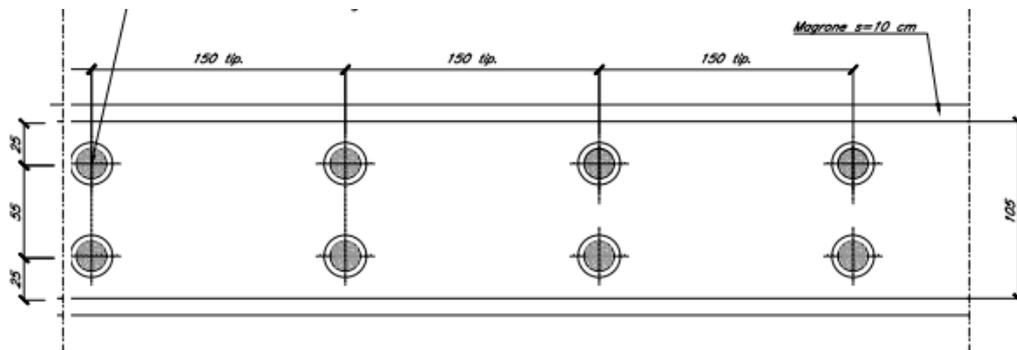
- azioni permanenti (pesi propri, permanenti, etc.);
- azioni sismiche;
- azioni variabili da traffico ferroviario, ambientali, etc...

*Relazione di calcolo fondazioni barriere antirumore*

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NR1J	01	D 29 CL	BA0000 003	B	5 di 65



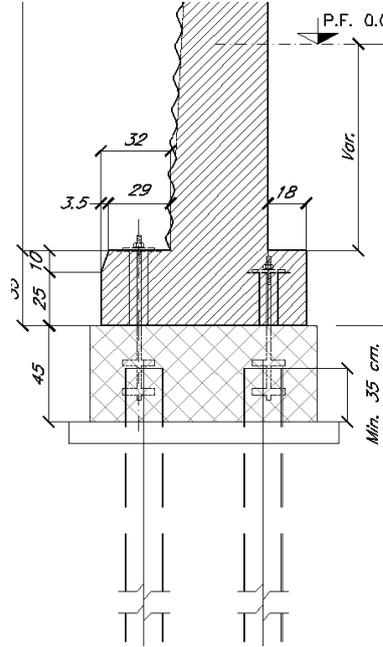
*Tipologico barriera "H2 rettificata"*



*Pianta fondazione*

*Relazione di calcolo fondazioni barriere antirumore*

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NR1J	01	D 29 CL	BA0000 003	B	6 di 65



*Sezione fondazione barriera rettificata*

 <p><b>ITALFERR</b> GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE</p>	<b>RADDOPPIO CESANO - VIGNA DI VALLE - PROGETTO DEFINITIVO</b>					
<i>Relazione di calcolo fondazioni barriere antirumore</i>	COMMESSA NR1J	LOTTO 01	CODIFICA D 29 CL	DOCUMENTO BA0000 003	REV. B	FOGLIO 7 di 65

## 2. DOCUMENTAZIONE DI RIFERIMENTO

### 2.1 Normative di riferimento

Le principali Normative nazionali ed internazionali vigenti alla data di redazione del presente documento e prese a riferimento sono le seguenti:

- [1] Ministero delle Infrastrutture, DM 17 gennaio 2018, «Aggiornamento delle norme tecniche per le costruzioni»
- [2] Ministero delle Infrastrutture e Trasporti, circolare 21 gennaio 2019, n. 7 C.S.LL.PP., «Istruzioni per l'applicazione delle Nuove norme tecniche per le costruzioni di cui al decreto ministeriale 17 gennaio 2018»
- [3] Istruzione RFI DTC SI PS MA IFS 001 B – Manuale di Progettazione delle Opere Civili – Parte II – Sezione 2. Ponti e strutture, e relativi allegati (A, B, C)
- [4] Istruzione RFI DTC SI PS MA IFS 001 B – Manuale di Progettazione delle Opere Civili – Parte II – Sezione 3. Ponti e strutture, e relativi allegati (A, B, C, D, E)
- [5] Eurocodice 1 – Azioni sulle strutture, Parte 1-4: Azioni in generale – Azioni del vento (UNI EN 1991-1-4)
- [6] Regolamento (UE) N.1299/2014 della Commissione del 18 Novembre 2014 relativo alle specifiche tecniche di interoperabilità per il sottosistema “infrastruttura” del sistema ferroviario dell’Unione europea
- [7] UNI EN 1998-1:2013 – Strutture in zone sismiche – parte 1: generale ed edifici.
- [8] UNI EN 1998-2:2011 – Strutture in zone sismiche –parte 2: ponti.
- [9] UNI EN 1992-1-1: EUROCODICE 2 - Progettazione delle strutture di calcestruzzo - Parte 1-1: Regole generali e regole per gli edifici
- [10] DECRETO 31 luglio 2012 Approvazione delle Appendici nazionali recanti i parametri tecnici per l'applicazione degli Eurocodici.



### 3. CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

I materiali utilizzati nella realizzazione delle strutture in funzione della utilizzazione sono descritti in seguito.

#### 3.1 Calcestruzzo

##### 3.1.1 Magrone

Classe di resistenza	C12/15;
Tipo cemento	CEM I – V
Classe di esposizione	X0

##### 3.1.2 Calcestruzzo strutture fondazione e riempimento micropali

– classe di resistenza	C28/35
– modulo elastico	$E_c = 31.447 \text{ N/mm}^2$ ;
– resistenza caratteristica a compressione cilindrica	$f_{ck} = 29,05 \text{ N/mm}^2$ ;
– resistenza media a compressione cilindrica	$f_{cm} = 37,05 \text{ N/mm}^2$ ;
– resistenza di calcolo a compressione	$f_{cd} = 16,50 \text{ N/mm}^2$ ;
– resistenza a trazione ( valore medio )	$f_{ctm} = 3,40 \text{ N/mm}^2$ ;
– resistenza caratteristica a trazione	$f_{ctk} = 1,98 \text{ N/mm}^2$ ;
– resistenza caratteristica a trazione per flessione	$f_{ctfk} = 2,32 \text{ N/mm}^2$ ;
– resistenza di progetto a trazione	$f_{ctd} = 1,32 \text{ N/mm}^2$ .

#### 3.2 Acciaio

##### 3.2.1 Acciaio per cemento armato

Si utilizzano barre ad aderenza migliorata in acciaio con le seguenti caratteristiche meccaniche:

– acciaio	B450C
– tensione caratteristica di snervamento	$f_{yk} = 450 \text{ N/mm}^2$ ;
– tensione caratteristica di rottura	$f_{tk} = 540 \text{ N/mm}^2$ ;
– resistenza di calcolo a trazione	$f_{yd} = 391,30 \text{ N/mm}^2$ ;
– modulo elastico	$E_s = 206.000 \text{ N/mm}^2$ .

##### Tensioni di progetto dell'acciaio allo S.L.E.

Per l'acciaio avente caratteristiche corrispondenti a quanto indicato al Cap. 11 del D.M.2018, la tensione massima,  $\sigma_s$  per effetto delle azioni dovute alla combinazione caratteristica deve rispettare la limitazione seguente:

*Relazione di calcolo fondazioni barriere antirumore*

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NR1J	01	D 29 CL	BA0000 003	B	10 di 65

–  $\sigma_s < 0,8 f_{yk} = 0,8 \cdot 450 = 360 \text{ N/mm}^2 \rightarrow$  tensione massima di esercizio per l'acciaio.

### 3.2.2 Acciaio da carpenteria metallica

Si prescrive l'utilizzo di profilati in acciaio laminati a caldo S355:

- Tensione di snervamento  $f_{yk} \leq 355 \text{ N/mm}^2$ ;
- Tensione di rottura  $f_{tk} \leq 510 \text{ N/mm}^2$ ;
- Modulo elastico  $E = 210.000 \text{ N/mm}^2$ ;
- Coefficiente di Poisson  $\nu = 0,3$ ;
- Modulo di elasticità trasversale  $G = E / [2 (1 + \nu)] = 80769.23 \text{ N/m}^2$ ;
- Coefficiente di espansione termica lineare  $\alpha = 12 \cdot 10^{-6} \text{ per } ^\circ\text{C}^{-1}$  (per T fino a 100 °C);
- Densità  $\rho = 7.850 \text{ kg/m}^3$ .

## 4. CARATTERIZZAZIONE GEOLOGICA-GEOTECNICA

Le barriere in oggetto vanno dalla pk 31+190 alla pk 31+489 e pertanto si fa riferimento ai parametri del modello geotecnico n° 3.

Le caratteristiche della geologia nel tratto sono come segue:

Unità geotecnica	Descrizione	z iniz (m)	z fin (m)	spessore (m)	Peso di volume (kN/m <sup>3</sup> )	Tipo di terreno	Angolo di resistenza al taglio $\phi'$ (°)	C' (kPa)	Modulo elastico E (MPa)
U2a	Limo argilloso sabbioso	0	4	4	17	GG	26	10	15-30
		4	10.5	6.5	17	GG	25		
U3a	PVI-depositi vulcanici incoerenti: Sabbia con limo debolmente argillosa	10.5	30	19.5	16	GG	26	0	15

L'opera ricade in un tratto dell'intervento classificato nella categoria di sottosuolo C.

La falda di progetto è a 10m da piano campagna.

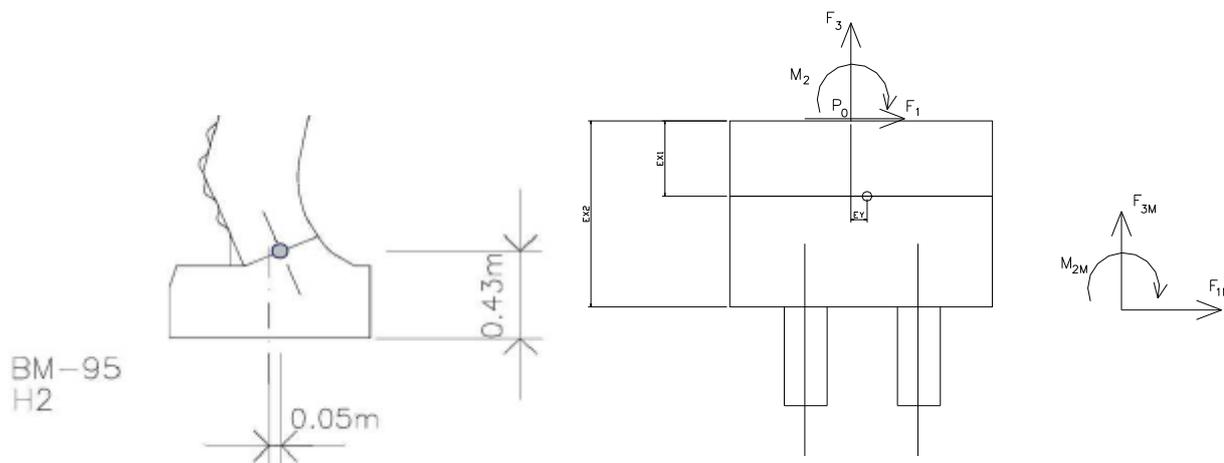
## 5. ANALISI DEI CARICHI DI PROGETTO

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 pannelli in esame prescritte dalla normativa vigente per il sito in esame risultino uguali o minori a quelle considerate per il calcolo tipologico, ove tale condizioni non risultino soddisfatte si procederà alle opportune modifiche ed integrazioni.

La barriera in oggetto è la tipologia H2 (h = 3m dal p.f.) e saranno considerati i pesi e le relative sollecitazioni di una barriera H2 montata sul modulo BM95.

## 5.1 Pesì propri

Di seguito è riportata la tabella riassuntiva delle sollecitazioni con evidenziate le azioni dei pesi propri riferite all'estradosso dello zoccolo del manufatto prefabbricato della barriera. Le azioni agenti in testa ai micropali di fondazione sono date dalla somma dei contributi del peso proprio della barriera, quello del pannello (bagnato o asciutto) e del cordolo di fondazione. Con la geometria e il sistema di riferimento riportati in figura, di seguito si riportano i singoli contributi:



BM95 + montante – Sollecitazioni ad estradosso zoccolo BM

Peso proprio della barriera antirumore:  $N_{pp} = -43.27\text{kN}$

Peso del pannello bagnato:  $N_{panB} = -3.01\text{kN}$

Peso del pannello asciutto:  $N_{panA} = -1.50\text{kN}$

Peso del zoccolo prefabbricato:  $N_{zoc} = -18.71\text{kN}$

cordolo di fondazione  $1,05\text{ m} \cdot 3,00\text{ m} \cdot 0,45\text{ m} \cdot 25\text{kN/m}^3 \rightarrow N_{cordolo} = -35,44\text{ kN}$ .

Considerando le eccentricità geometriche si ha:

### Forze statiche a quota testa micropali

	N [kN]	eccentricità	M* [kN*m]
PP BAR	-43.27	0,08	3.46
Pann. asc.	-1.50	0,12	0.18
Zoccolo	-18.71	0,00	0,00
Cordolo	-35.44	0,00	0,00

### Forze statiche a quota testa micropali

	N [kN]	eccentricità	M* [kN*m]
PP BAR	-43.27	0,08	3.46
Pann. bagn.	-3.01	0,12	0.36
Zoccolo	-18.71	0,00	0,00
Cordolo	-35.44	0,00	0,00

Tabella 5: Tabella riassuntiva dei carichi statici a quota testa micropali

## 5.2 Azione del vento

L'azione del vento, in accordo con le prescrizioni di Normativa (Capitolo 3.3 NTC2018), è stata analizzata mediante un'azione statica equivalente utilizzando le seguenti espressioni:

La pressione del vento è data dall'espressione:

$$p = q_r c_e c_p c_d$$

dove:

$q_r$  è la pressione cinetica di riferimento

$c_e$  è il coefficiente di esposizione

$c_p$  è il coefficiente di pressione;

$c_d$  è il coefficiente dinamico.

### Pressione cinetica di riferimento

La pressione cinetica di riferimento  $q_r$  (in N/m<sup>2</sup>) è data dall'espressione:

$$q_r = \frac{1}{2} \rho V_r^2$$

dove:

$v_r$  è la velocità di riferimento del vento (in m/s);

$\rho$  è la densità dell'aria assunta convenzionalmente costante e pari a 1,25 kg/m<sup>3</sup>

### Velocità base di riferimento

La velocità base di riferimento  $v_b$  è il valore medio su 10 minuti, a 10 m di altezza dal suolo su un terreno pianeggiante e omogeneo di categoria di esposizione II, riferita ad un periodo di ritorno  $T_r=50$  anni. Tale velocità è definita dalla relazione:

$$V_b = V_{b,0} * C_a$$

- $V_{b,0}$  è la velocità base di riferimento al livello del mare
- $C_a$  è il coefficiente di altitudine fornito dalla relazione:

$$C_a = 1 \quad \text{per } a_s \leq a_0$$

Relazione di calcolo fondazioni barriere antirumore

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NR1J	01	D 29 CL	BA0000 003	B	13 di 65

$$C_a = 1 + K_s * \left( \frac{a_s}{a_0} - 1 \right) \quad \text{per } a_0 \leq a_s \leq 1500 \text{ m}$$

dove:

- $a_s$  è l'altitudine sul livello del mare del sito ove sorge la costruzione;
- $a_0$ ,  $K_s$  sono forniti nella seguente tabella:

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

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

### Velocità di riferimento

La velocità di riferimento  $v_r$  è il valore medio su 10 minuti, a 10 m di altezza dal suolo su un terreno pianeggiante e omogeneo di categoria di esposizione II (vedi Tab. 3.3.II), riferita ad un periodo di ritorno  $T_r$ . Tale velocità è definita dalla relazione:

$$V_r = V_b C_r$$

dove:

- $V_b$  è la velocità base di riferimento;
- $C_r$  è il coefficiente di ritorno, funzione del periodo di ritorno di progetto  $T_r$  fornito dalla seguente relazione:

$$C_r = 0.75 \left( 1 - 0.2 * \ln \left( -\ln \left( 1 + \frac{1}{T_r} \right) \right) \right)^{0.5}$$

dove  $T_r$  è il periodo di ritorno espresso in anni.

L'espressione per il calcolo della velocità di riferimento del vento  $V_b(T_R)$  riferita a un generico periodo di ritorno è la seguente:

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

Dove:

Relazione di calcolo fondazioni barriere antirumore

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NR1J	01	D 29 CL	BA0000 003	B	14 di 65

- $V_b$  è la velocità di riferimento del vento associata a un periodo di ritorno di 50 anni;
- $\alpha_R$  è un coefficiente fornito dalla seguente espressione:

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

Nel caso in esame, essendo in zona 3, con  $a_s \approx 173$  m.s.l.m.,  $v_{b,0} = 27$  [m/s],  $a_0 = 500$  [m] e  $k_s = 0.37$ , per cui risulterà:

- $c_a = 1$  per  $a_s < a_0$
- $V_b = V_{b,0} \cdot C_a = 27 \cdot 1 = 27$  m/s (con  $T_R = 50$ anni)

La pressione cinetica di riferimento vale quindi:

- $q_r = 0.5 \rho \cdot V_r^2 = 456$  N/m<sup>2</sup>

### Coefficiente di esposizione

Il coefficiente di esposizione  $c_e$  dipende dall'altezza  $z$  sul suolo del punto considerato, dalla topografia del terreno, e dalla categoria di esposizione del sito ove sorge la costruzione. In assenza di analisi specifiche, ci si riferisce alla formula:

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

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

dove

$k_r$ ,  $z_0$ ,  $z_{\min}$  sono funzione della categoria di esposizione del sito;

$c_t$  è il coefficiente di topografia.

Tab. 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

In mancanza di analisi specifiche, la categoria di esposizione è assegnata nella Fig. 3.3.2 in funzione della posizione geografica del sito e della classe di rugosità del terreno definita in Tab. 3.3.III.

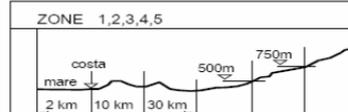
Il coefficiente di topografia  $c_t$  è posto pari a 1.

Tab. 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 15 m
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	a) Mare e relativa fascia costiera (entro 2 km dalla costa); b) Lago (con larghezza massima pari ad almeno 1 km) e relativa fascia costiera (entro 1 km dalla costa) c) Aree prive di ostacoli o con al più rari ostacoli isolati (aperta campagna, aeroporti, aree agricole, pascoli, zone paludose o sabbiose, superfici innevate o ghiacciate, ....)

L'assegnazione della classe di rugosità non dipende dalla conformazione orografica e topografica del terreno. Si può assumere che il sito appartenga alla Classe A o B, purché la costruzione si trovi nell'area relativa per non meno di 1 km e comunque per non meno di 20 volte l'altezza della costruzione, per tutti i settori di provenienza del vento ampi almeno 30°. Si deve assumere che il sito appartenga alla Classe D, qualora la costruzione sorga nelle aree indicate con le lettere a) o b), oppure entro un raggio di 1 km da essa vi sia un settore ampio 30°, dove il 90% del terreno sia del tipo indicato con la lettera c). Laddove sussistano dubbi sulla scelta della classe di rugosità, si deve assegnare la classe più sfavorevole (l'azione del vento è in genere minima in Classe A e massima in Classe D).

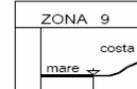
**ZONE 1,2,3,4,5**



A	--	IV	IV	V	V	V
B	--	III	III	IV	IV	IV
C	--	*	III	III	IV	IV
D	I	II	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

**ZONA 9**



A	--	I
B	--	I
C	--	I
D	I	I

**ZONA 6**



A	--	III	IV	V	V
B	--	II	III	IV	IV
C	--	II	III	III	IV
D	I	I	II	II	III

**ZONE 7,8**



A	--	--	IV
B	--	--	IV
C	--	--	III
D	I	II	*

\* Categoria II in zona 8  
Categoria III in zona 7

Essendo la struttura in oggetto in zona 3 e classe di rugosità del terreno C, categoria di esposizione III, si determinano i seguenti parametri:

$$k_r = 0.20, z_0 = 0,10m, z_{min} = 5.00 m \quad (Tab. 3.3.II)$$

Per il calcolo dell'azione del vento sulla struttura si considera come altezza di riferimento  $z$  l'altezza massima della costruzione sopra il piano di campagna. Per quanto riguarda la tipologia "RFI" si considera l'altezza della barriera come distanza tra la base dello zoccolo in cemento armato e la sua sommità. Si ottiene quindi:

$$z = 4.30 m < z_{min} = 5.00 m$$

In funzione di  $z$  si calcola il coefficiente di esposizione:

$$ce(z=z_{min}) = 1.708$$

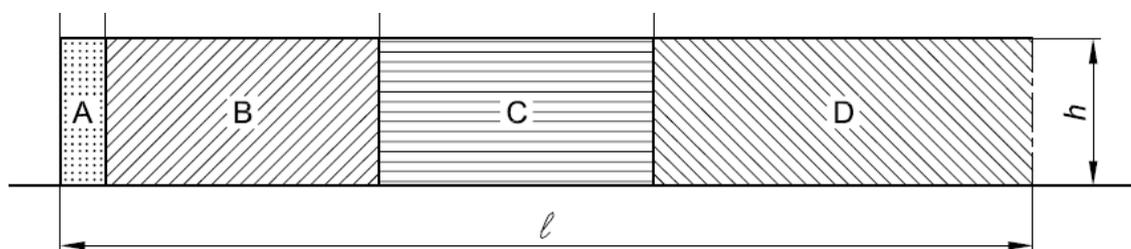
### Coefficiente dinamico

Il coefficiente dinamico tiene in conto degli effetti riduttivi associati alla non contemporaneità delle massime pressioni locali e degli effetti amplificativi dovuti alla risposta dinamica della struttura.

$$c_d = 1.00$$

### Coefficiente di forma

Per la determinazione del coefficiente di forma  $c_p$  si fa riferimento a quanto riportato al § 7.4 dell'EC 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	$l/h \leq 3$	2,3	1,4	1,2	1,2
		$l/h = 5$	2,9	1,8	1,4	1,2
		$l/h \geq 10$	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:

Pressione cinetica di riferimento –  $q_b = 0.456 \text{ kN/m}^2$

Coefficiente dinamico –  $C_d = 1.00$

Coefficiente di esposizione –  $C_e = 1.708$

Coefficiente di pressione  $C_p = 1.20$

E segue:  $P_v = q_b * C_e * C_p * C_d = 1.00 \text{ kN/m}^2$

Tale azione deve essere associata all'azione aerodinamica dovuta al traffico ferroviario. Si veda a questo proposito il paragrafo successivo.

*Relazione di calcolo fondazioni barriere antirumore*

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NR1J	01	D 29 CL	BA0000 003	B	17 di 65

Ricapitolando si ottiene:

Altezza totale:  $h_{tot} = 4.3m$

Altezza pannello prefabbricato:  $h_{BM95}=h_{BT95} = 3.3m$

Altezza barriera:  $h_{barr} = 1m$

Altezza cordolo in c.a.  $h_{cord} = 0.45m$

$$F_{1(Vento)} = F_{1*(vento)} = p_v \cdot 3 m \cdot h_{tot}$$

$$M_{1(Vento)} = F_{1(vento)} \cdot h_{tot} / 2$$

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

$$F_{3(Vento)} = F_{3*(vento)} = F_{1(Vento)} \cdot \text{tg}(12^\circ)$$

All'estradosso del cordolo di fondazione si hanno le seguenti forze:

Carichi	$F_1$ [kN]	$F_3$ [kN]	$M_1$ [kNm]
Vento	12.90	-2.74	27.74

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

Carichi	$F_{1*}$ [kN]	$F_{3*}$ [kN]	$M_2$ [kNm]
Vento	12.90	-2.74	33.54

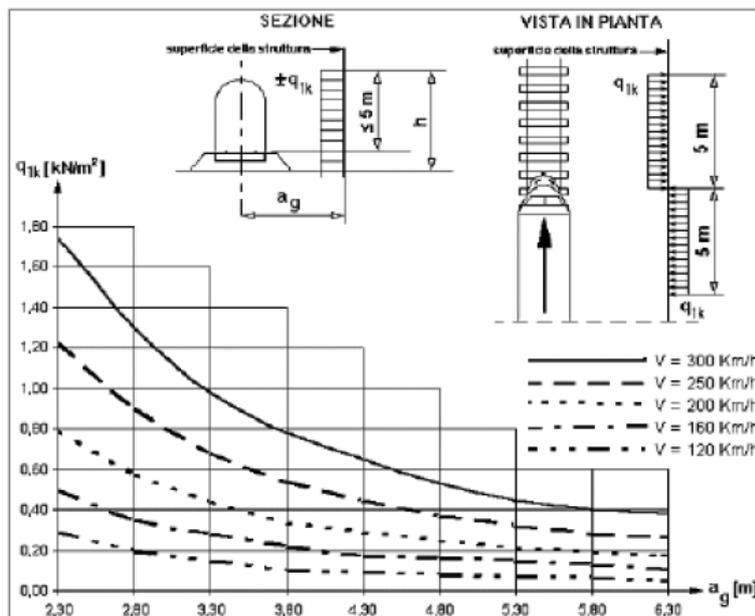
### 5.3 Azione aerodinamica dovuta al traffico ferroviario

Si considerano inoltre gli effetti aerodinamici associati al passaggio dei convogli ferroviari secondo quanto contenuto nel D.M.2018 paragrafo 5.2.2.6 e quanto previsto nella “Specificazione per la progettazione e l’esecuzione dei ponti ferroviari e di altre opere minori sotto binario” (RFI DTC SI PS MA IFS 001 B). Si fa riferimento al caso di superfici verticali parallele al binario (§5.2.2.6.1 NTC2018).

Si considerano le seguenti condizioni:

- velocità massima del convoglio ferroviario:  $V_{max}=115$  km/h
- distanza tra binario e barriera  $a_g = 6.00$  m (valore più critico)

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  $q_{1k} = 0,07$  kN/m<sup>2</sup>.

Tale azione deve essere cumulata con l’azione del vento in direzione perpendicolare all’asse del binario, tenendo conto che il D.M.2018 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 1,5 kN/m<sup>2</sup> sia nelle verifiche agli SLE (combinazione caratteristica), che nella verifica agli SLU con  $\gamma_Q=1,00$  e  $\gamma_{Qi}=1,00$ .

Pertanto, si ha:

$$p_{tot,RFI} = p_{v,RFI} + q_{1k} = 1.00 + 0.07 = 1.07 \text{ kN/m}^2 < 1.5 \text{ kN/m}^2$$

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

Relazione di calcolo fondazioni barriere antirumore

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NR1J	01	D 29 CL	BA0000 003	B	19 di 65

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

Nel modello di calcolo verranno pertanto considerate le seguenti azioni:

- Vento =  $1.00 \text{ kN/ m}^2$
- $P_{\text{aerod}} = 0.5 \text{ kN/ m}^2$

$$F_{1(\text{Aerod})} = F_{1*(\text{Aerod})} = p_v \cdot 3 \text{ m} \cdot h_{\text{tot}}$$

$$M_{1(\text{Aerod})} = F_{1(\text{Aerod})} \cdot h_{\text{tot}} / 2$$

$$M_{2(\text{Aerod})} = F_{1*(\text{Aerod})} \cdot (h_{\text{cord}} + h_{\text{tot}} / 2)$$

$$F_{3(\text{Aerod})} = F_{3*(\text{Aerod})} = F_{1(\text{Aerod})} \cdot \text{tg}(12^\circ)$$

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

Carichi	$F_1$ [kN]	$F_3$ [kN]	$M_1$ [kNm]
Pressione aerodinamico	6.45	-1.37	13.87

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

Carichi	$F_{1*}$ [kN]	$F_{3*}$ [kN]	$M_2$ [kNm]
Pressione aerodinamico	6.45	-1.37	16.77

 <p><b>ITALFERR</b> GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE</p>	<b>RADDOPPIO CESANO - VIGNA DI VALLE - PROGETTO DEFINITIVO</b>					
<i>Relazione di calcolo fondazioni barriere antirumore</i>	COMMESSA  NR1J	LOTTO  01	CODIFICA  D 29 CL	DOCUMENTO  BA0000 003	REV.  B	FOGLIO  20 di 65

## 5.4 Azione sismica

Con riferimento alla normativa vigente (NTC-2018), 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 ag in condizioni di campo libero su sito di riferimento rigido con superficie topografica orizzontale (di categoria C quale definita al §3.2.2 del D.M. 2018), nonché di ordinate dello spettro di risposta elastico in accelerazione ad essa corrispondente  $Se(T)$ , con riferimento a prefissate probabilità di eccedenza PVR, come definite nel § 3.2.1 del D.M. 2018, nel periodo di riferimento VR, come definito nel § 2.4 del D.M. 2018.

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;

$F_0$  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  $a_g$ ,  $F_0$  e  $T_c^*$  necessari per la determinazione delle azioni sismiche.

### 5.4.1 Vita nominale

La vita nominale di un’opera strutturale  $V_N$  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 “RFI DTC SI PS MA IFS 001 B – Manuale di Progettazione delle Opere Civili – Parte II – Sezione 2”.

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</b> [ $V_N$ ] <sup>(1)</sup>
OPERE NUOVE SU INFRASTRUTTURE FERROVIARIE ESISTENTI OPERE NUOVE SU INFRASTRUTTURE FERROVIARIE PROGETTATE CON LE NORME VIGENTI PRIMA DEL DM 14/01/2008 A VELOCITÀ CONVENZIONALE ( $V < 250$ Km/h)	50
ALTRE OPERE NUOVE A VELOCITÀ ( $V < 250$ km/h)	75
ALTRE OPERE NUOVE A VELOCITÀ ( $V \geq 250$ Km/h)	100
OPERE DI GRANDI DIMENSIONI: PONTI E VIADOTTI CON CAMPATE DI LUCE MAGGIORE DI 150 m	$\geq 100$ <sup>(2)</sup>

 <b>ITALFERR</b> GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	<b>RADDOPPIO CESANO - VIGNA DI VALLE - PROGETTO DEFINITIVO</b>					
<i>Relazione di calcolo fondazioni barriere antirumore</i>	COMMESSA  <b>NR1J</b>	LOTTO  <b>01</b>	CODIFICA  <b>D 29 CL</b>	DOCUMENTO  <b>BA0000 003</b>	REV.  <b>B</b>	FOGLIO  <b>21 di 65</b>

(1) - La medesima  $V_N$  si applica anche ad apparecchi di appoggio, coprigiunti e impermeabilizzazione delle stesse opere.

(2) - Da definirsi per il singolo progetto a cura di RFI. (

**Tabella 1: Vita Nominale in funzione del tipo di costruzione**

Tenendo conto delle indicazioni precedenti le strutture di progetto avranno vita nominale  $V_N = 75$ .

#### **5.4.2 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.

 <b>ITALFERR</b> GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	<b>RADDOPPIO CESANO - VIGNA DI VALLE - PROGETTO DEFINITIVO</b>					
	<i>Relazione di calcolo fondazioni barriere antirumore</i>	COMMESSA NR1J	LOTTO 01	CODIFICA D 29 CL	DOCUMENTO BA0000 003	REV. B

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

**Tabella 2: Tabella Classe d'uso Coeff. d'uso in funzione del tipo di costruzione per l'infrastruttura ferroviaria**

Per le strutture di progetto si considera una classe d'uso tipo II con coefficiente d'uso C<sub>U</sub>=1,0.

#### 5.4.3 Periodo di riferimento

Le azioni sismiche su ciascuna costruzione vengono valutate in relazione ad un periodo di riferimento V<sub>R</sub> che si ricava, per ciascun tipo di costruzione, moltiplicandone la vita nominale V<sub>N</sub> per il coefficiente d'uso C<sub>U</sub>:

$$V_R = V_N \cdot C_U = 75 \cdot 1,00 = 75 \text{ anni (periodo di riferimento).}$$

#### 5.4.4 Valutazione dei parametri di pericolosità sismica

Fissata la vita di riferimento V<sub>R</sub>, i due parametri T<sub>R</sub> e P<sub>V<sub>R</sub></sub> sono immediatamente esprimibili, l'uno in funzione dell'altro, mediante l'espressione:

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

	STATO LIMITE	P <sub>V<sub>R</sub></sub> : 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%

**Tabella 3: Probabilità di superamento P<sub>V<sub>R</sub></sub> al variare dello stato limite considerato da cui si ottiene la seguente Tab.:**

Stati limite		Valori in anni del periodo di ritorno T <sub>R</sub> al variare del periodo di riferimento V <sub>R</sub> (anni)
<b>SLE</b>	<b>SLO</b>	45

 <b>ITALFERR</b> GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	<b>RADDOPPIO CESANO - VIGNA DI VALLE - PROGETTO DEFINITIVO</b>					
	<i>Relazione di calcolo fondazioni barriere antirumore</i>	COMMESSA NR1J	LOTTO 01	CODIFICA D 29 CL	DOCUMENTO BA0000 003	REV. B

	<b>SLD</b>	75
<b>SLU</b>	<b>SLV</b>	712
	<b>SLC</b>	1462

**Tabella 4: Probabilità di superamento  $P_{VR}$  al variare dello stato limite considerato**

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  $T_R = 712$  anni.

Le strutture di progetto avranno quindi i seguenti parametri sismici:

- vita nominale  $V_N = 75$ ;
- periodo di riferimento pari a  $V_R = 75$ ;
- il periodo  $T_R$  in corrispondenza dello SLV sarà pari a  $T_R = 712$  anni.

#### **5.4.5 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 NTC2018. Come già illustrato, i terreni di progetto possono essere caratterizzati come appartenenti a terreni di **Categoria C**.

### Condizioni topografiche

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

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

**Tabella 5: Classificazione topografica 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 NTC2008 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 che sono riportati 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	$1,00 \leq 2,00 - 1,10 \cdot F_0 \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,60$	$1,15 \cdot (T_C^*)^{-0,40}$

**Tabella 6: Tabella delle espressioni per  $S_s$  e  $C_c$**

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

**Tabella 7: Valori massimi del coeff. di amplificazione topografica  $S_T$**

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

I valori dei coefficienti di amplificazione stratigrafica sono pari a  $S_S = 1,5$  e  $C_C = 1,483$

Parametri sismici di calcolo

### FASE 1. INDIVIDUAZIONE DELLA PERICOLOSITÀ DEL SITO

Ricerca per coordinate

LONGITUDINE:     LATTITUDINE:

Ricerca per comune

REGIONE:     PROVINCIA:     COMUNE:

**Elaborazioni grafiche**

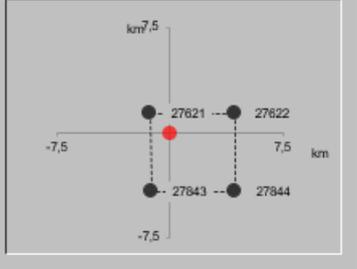
Grafici spettri di risposta ➔

Variabilità dei parametri ➔

**Elaborazioni numeriche**

Tabella parametri ➔

**Nodi del reticolo intorno al sito**



**Reticolo di riferimento**

Controllo sul reticolo

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

Interpolazione:



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

**Figura 1: Individuazione della pericolosità del sito (Fase 1)**

## 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="45"/>
SLD - $P_{VR} = 63\%$	<input type="text" value="75"/>

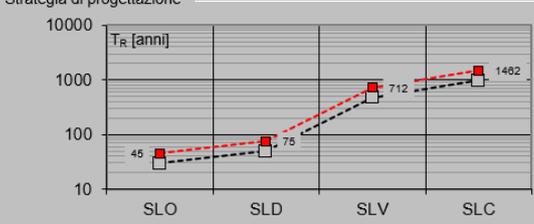
Stati limite ultimi - SLU

SLV - $P_{VR} = 10\%$	<input type="text" value="712"/>
SLC - $P_{VR} = 5\%$	<input type="text" value="1462"/>

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

Figura 2: Scelta della strategia di progettazione (Fase 2)

## FASE 3. DETERMINAZIONE DELL'AZIONE DI PROGETTO

Stato Limite

Stato Limite considerato **SLV** info

Risposta sismica locale

Categoria di sottosuolo **C** info       $S_S = 1,500$        $C_C = 1,483$  info

Categoria topografica **T1** info       $h/H = 1,000$        $S_T = 1,000$  info  
(h=quota sito, H=altezza rilievo topografico)

Compon. orizzontale

Spettro di progetto elastico (SLE)      Smorzamento  $\xi$  (%)        $\eta = 1,000$  info

Spettro di progetto inelastico (SLU)      Fattore  $q_s$        Regol. in altezza **si** info

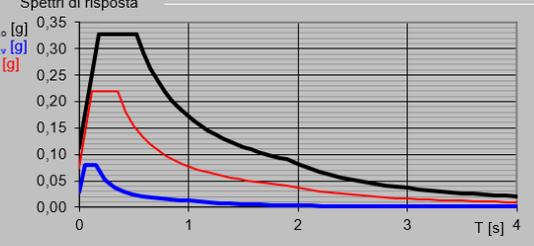
Compon. verticale

Spettro di progetto      Fattore  $q_v$         $\eta = 1,000$  info

Elaborazioni

- Grafici spettri di risposta
- Parametri e punti spettri di risposta

Spettri di risposta



— Spettro di progetto - componente orizzontale

— Spettro di progetto - componente verticale

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

INTRO      FASE 1      FASE 2      **FASE 3**

Figura 3: Determinazione dell'azione di progetto (Fase 3)

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

**Parametri indipendenti**

STATO LIMITE	SLV
$a_g$	0,074 g
$F_o$	2,941
$T_c$	0,351 s
$S_s$	1,500
$C_c$	1,483
$S_T$	1,000
$q$	1,000

**Parametri dipendenti**

$S$	1,500
$\eta$	1,000
$T_B$	0,174 s
$T_C$	0,521 s
$T_D$	1,898 s

**Espressioni dei parametri dipendenti**

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

Lo spettro di progetto  $S_u(T)$  per le verifiche agli Stati Limite Ultimi è ottenuto dalle espressioni dello spettro elastico  $S_e(T)$  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	0,112
$T_B$ ←	0,174	0,328
$T_C$ ←	0,521	0,328
	0,587	0,292
	0,652	0,262
	0,718	0,238
	0,783	0,218
	0,849	0,202
	0,914	0,187
	0,980	0,175
	1,046	0,164
	1,111	0,154
	1,177	0,145
	1,242	0,138
	1,308	0,131
	1,373	0,125
	1,439	0,119
	1,504	0,114
	1,570	0,109
	1,636	0,105
	1,701	0,101
	1,767	0,097
	1,832	0,093
$T_D$ ←	1,898	0,090
	1,998	0,081
	2,098	0,074
	2,198	0,067
	2,298	0,061
	2,398	0,056
	2,498	0,052
	2,599	0,048
	2,699	0,045
	2,799	0,041
	2,899	0,039
	2,999	0,036
	3,099	0,034
	3,199	0,032
	3,299	0,030
	3,399	0,028
	3,499	0,027
	3,600	0,025
	3,700	0,024
	3,800	0,022
	3,900	0,021
	4,000	0,020

La verifica dell' idoneità del programma, l' utilizzo dei risultati da esso ottenuti sono onere e responsabilità esclusiva dell' utente. Il Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici non potrà essere ritenuto responsabile dei danni risultanti dall' utilizzo dell'

Figura 4: Spettro orizzontale di progetto: valori

**Parametri e punti dello spettro di risposta verticale per lo stato limite&LV**

**Parametri indipendenti**

STATO LIMITE	SLV
$a_{av}$	0,027 g
$S_{D1}$	1,000
$S_{D2}$	1,000
q	1,000
$T_{D1}$	0,050 s
$T_{D2}$	0,150 s
$T_{D3}$	1,000 s

**Parametri dipendenti**

$F_v$	1,083
S	1,000
$\eta$	1,000

**Espressioni dei parametri dipendenti**

$$S = S_{D1} \cdot S_{D2} \quad (\text{NTC-08 Eq. 3.2.5})$$

$$\eta = 1/q \quad (\text{NTC-08 §. 3.2.3.5})$$

$$F_v = 1,35 \cdot F_0 \cdot \left( \frac{a_{av}}{g} \right)^{0,5} \quad (\text{NTC-08 Eq. 3.2.11})$$

**Espressioni dello spettro di risposta (NTC-08 Eq. 3.2.10)**

$$0 \leq T < T_{D1} \quad S_d(T) = a_{av} \cdot S \cdot \eta \cdot F_v \cdot \left[ \frac{T}{T_{D1}} + \frac{1}{\eta \cdot F_v} \left( 1 - \frac{T}{T_{D1}} \right) \right]$$

$$T_{D1} \leq T < T_{D2} \quad S_d(T) = a_{av} \cdot S \cdot \eta \cdot F_v$$

$$T_{D2} \leq T < T_{D3} \quad S_d(T) = a_{av} \cdot S \cdot \eta \cdot F_v \cdot \left( \frac{T_{D2}}{T} \right)$$

$$T_{D3} \leq T \quad S_d(T) = a_{av} \cdot S \cdot \eta \cdot F_v \cdot \left( \frac{T_{D3} \cdot T_{D1}}{T} \right)$$

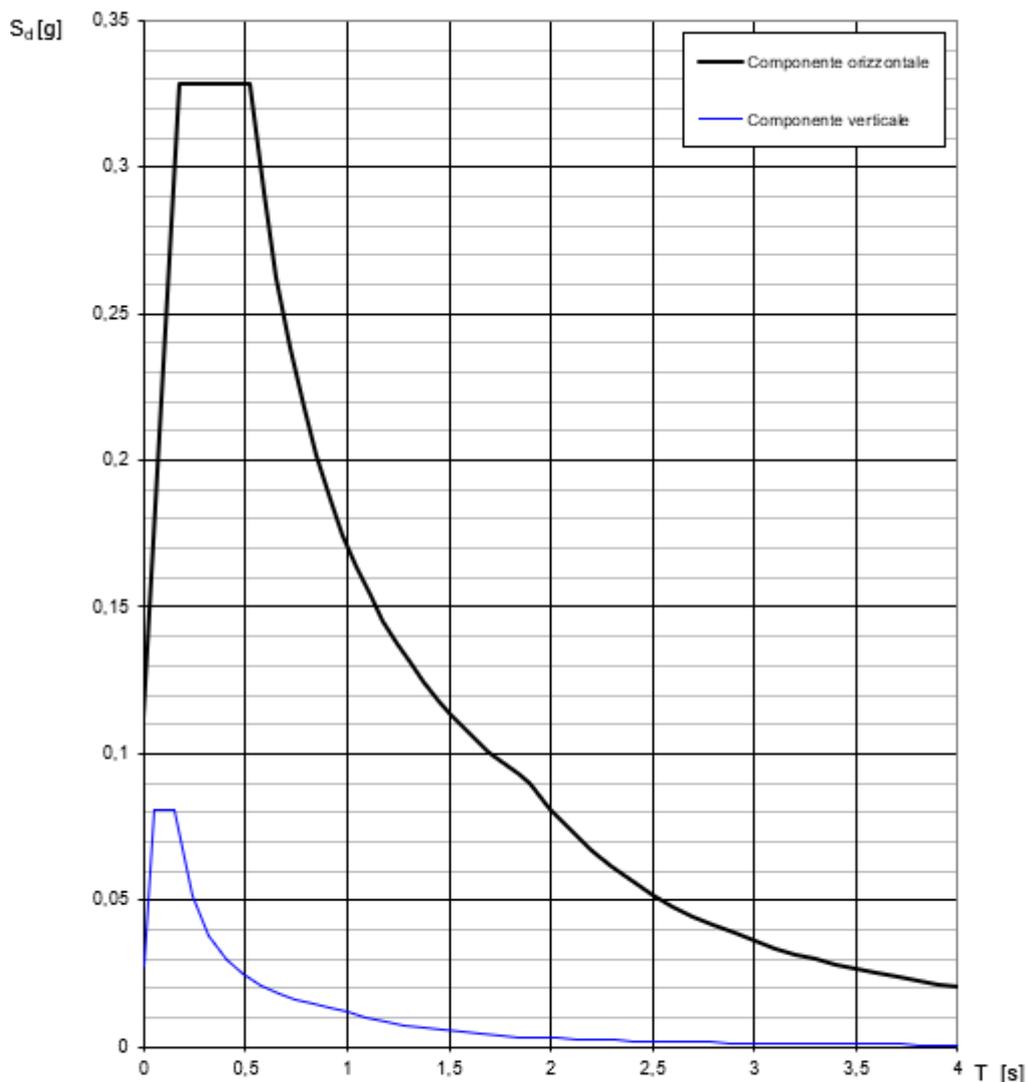
**Punti dello spettro di risposta**

	T [s]	Se [g]
	0,000	0,027
$T_{D1}$ ←	0,050	0,081
$T_{D2}$ ←	0,150	0,081
	0,235	0,051
	0,320	0,038
	0,405	0,030
	0,490	0,025
	0,575	0,021
	0,660	0,018
	0,745	0,016
	0,830	0,015
	0,915	0,013
$T_{D3}$ ←	1,000	0,012
	1,094	0,010
	1,188	0,009
	1,281	0,007
	1,375	0,006
	1,469	0,006
	1,563	0,005
	1,656	0,004
	1,750	0,004
	1,844	0,004
	1,938	0,003
	2,031	0,003
	2,125	0,003
	2,219	0,002
	2,313	0,002
	2,406	0,002
	2,500	0,002
	2,594	0,002
	2,688	0,002
	2,781	0,002
	2,875	0,001
	2,969	0,001
	3,063	0,001
	3,156	0,001
	3,250	0,001
	3,344	0,001
	3,438	0,001
	3,531	0,001
	3,625	0,001
	3,719	0,001
	3,813	0,001
	3,906	0,001
	4,000	0,001

La verifica dell'idoneità del programma, l'utilizzo dei risultati da esso ottenuti sono onere e responsabilità esclusiva dell'utente. Il Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici non potrà essere ritenuto responsabile dei danni risultanti dall'utilizzo dello stesso.

**Figura 5: Spettro verticale di progetto: valori**

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



La verifica dell' idoneità del programma, l' utilizzo dei risultati da esso ottenuti sono onere e responsabilità esclusiva dell' utente. Il Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici non potrà essere ritenuto responsabile dei danni risultanti dall' utilizzo dello stesso.

**Figura 6: Spettro di progetto: in rosso ed in blu le rette che individuano rispettivamente il  $T_{PB}$  ed il  $T_{PA}$**

Avendo calcolato i parametri con cui determinare l' azione sismica che andrà ad assoggettare la nostra struttura, si segue ora la valutazione della forza effettiva che il sisma induce sulle barriere.

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. 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 H2 vale:

$$f_{1,PA} = 8,14 \text{ Hz (frequenza con pannello asciutto)} \rightarrow T_{1,PA} = 1/f_{1,PA} = 1/18,48 = 0,054 \text{ s};$$

$$f_{1,PB} = 6,58 \text{ Hz (frequenza con pannello bagnato)} \rightarrow T_{1,PB} = 1/f_{1,PB} = 1/20,42 = 0,049 \text{ s}.$$

I parametri dello spettro di risposta elastica sono di seguito riportati:

	$T_R$ (anni)	$a_g$ (g)	$F_o$	$T_C^*$ (s)
SLV	712	0,328	2,941	0,351

**Tabella 8: Parametri spettro di risposta in funzione di  $T_R$**

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:

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

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

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

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

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;

$F_o$  è il fattore che quantifica l'amplificazione spettrale massima, su sito di riferimento rigido orizzontale, ed ha valore minimo pari a 2,2;

Relazione di calcolo fondazioni barriere antirumore

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NR1J	01	D 29 CL	BA0000 003	B	31 di 65

$T_C = C_C \cdot T_C^*$  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.

Si hanno pertanto i seguenti valori:

$$\xi = 5 \%;$$

$$\eta = 1;$$

$$C_C = 1,483;$$

$$S = S_S \cdot S_T = 1,500 \cdot 1,00 = 1,500;$$

$$T_B = 0,174 \text{ s};$$

$$T_C = 0,521 \text{ s};$$

$$T_D = 1,898 \text{ s}.$$

La componenti della forza sismica orizzontale legata alla massa della barriera è data dalla seguente formula

presente nel D.M.2018: 
$$F_{h,i} = S_e(T_i) \cdot W_i \cdot \frac{\lambda}{g},$$

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 spettro in funzione delle due frequenze naturali della struttura rispettivamente in condizioni di pannelli asciutti e bagnati è pari:

$$S_e(T_{1,PA}) = 0,074 \cdot g \cdot 1,5 \cdot 2,941 \cdot [0,054/0,174 + 1/(1 \cdot 2,941) \cdot (1 - (0,054/0,174))] = \mathbf{0,178 \text{ g}}$$

$$S_e(T_{1,PB}) = 0,074 \cdot g \cdot 1,5 \cdot 2,941 \cdot [0,049/0,174 + 1/(1 \cdot 2,941) \cdot (1 - (0,049/0,174))] = \mathbf{0,172 \text{ g}}$$

Relazione di calcolo fondazioni barriere antirumore

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NR1J	01	D 29 CL	BA0000 003	B	32 di 65

Si ottengono le seguenti azioni:

**Forze sismiche estradosso cordolo (pannello asciutto)**

	<b>N [kN]</b>	<b>braccio [m]</b>	<b>M<sub>2</sub> [kNm]</b>
PP BA	-7,70	1,422	-10,95
Pann. asc.	-0,27	3,315	-0,89
Zoccolo	-3,33	0,175	-0,58
<b>PPSpA</b>	<b>-11,30</b>		<b>-12,44</b>

**Forze sismiche estradosso cordolo (pannello bagnato)**

	<b>N [kN]</b>	<b>braccio [m]</b>	<b>M<sub>2</sub> [kNm]</b>
PP BM95	-7,70	1,422	-10,95
Pann. bagn.	-0,54	3,315	-1,78
Zoccolo	-3,33	0,175	-0,58
<b>PPSpB</b>	<b>-11,76</b>		<b>-13,33</b>

**Forze sismiche testa micropali (pannello asciutto)**

	<b>N [kN]</b>	<b>braccio [m]</b>	<b>M<sub>2</sub> [kNm]</b>
PPSpA	-11,30	0,45	-17,53
cordolo	-6,31	0,225	-1,42
<b>SISpA</b>	<b>-17,61</b>		<b>-18,95</b>

**Forze sismiche testa micropali (pannello bagnato)**

	<b>N [kN]</b>	<b>braccio [m]</b>	<b>M<sub>2</sub> [kNm]</b>
PPSpB	-11,76	0,45	-18,62
cordolo	-6,31	0,225	-1,42
<b>SISpB</b>	<b>-18,07</b>		<b>-20,04</b>

 <b>ITALFERR</b> GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	<b>RADDOPPIO CESANO - VIGNA DI VALLE - PROGETTO DEFINITIVO</b>					
<i>Relazione di calcolo fondazioni barriere antirumore</i>	COMMESSA NR1J	LOTTO 01	CODIFICA D 29 CL	DOCUMENTO BA0000 003	REV. B	FOGLIO 33 di 65

## 6. COMBINAZIONI DI CARICO

Le combinazioni di carico prese in considerazione nelle verifiche sono state definite in base a quanto prescritto dalle NTC-2018 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:

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

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

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

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 NTC2018 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.

La verifica di capacità portante è svolta per la combinazione A1 + M1 + R3.

*Relazione di calcolo fondazioni barriere antirumore*

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NR1J	01	D 29 CL	BA0000 003	B	34 di 65

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

Coefficiente			EQU <sup>(1)</sup>	A1	A2
Azioni permanenti	favorevoli	$\gamma_{G1}$	0,90	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,10	1,35	1,00
Azioni permanenti non strutturali <sup>(2)</sup>	favorevoli	$\gamma_{G2}$	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30
Ballast <sup>(3)</sup>	favorevoli	$\gamma_B$	0,90	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30
Azioni variabili da traffico <sup>(4)</sup>	favorevoli	$\gamma_Q$	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,45	1,45	1,25
Azioni variabili	favorevoli	$\gamma_{Qi}$	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30
Precompressione	favorevole	$\gamma_P$	0,90	1,00	1,00
	sfavorevole		1,00 <sup>(5)</sup>	1,00 <sup>(6)</sup>	1,00
Ritiro, viscosità e cedimenti non imposti appositamente	favorevole	$\gamma_{Ced}$	0,00	0,00	0,00
	sfavorevole		1,20	1,20	1,00

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

**Tab. 5.2.VI - Coefficienti di combinazione  $\Psi$  delle azioni**

Azioni		$\psi_0$	$\psi_1$	$\psi_2$
Azioni singole	Carico sul rilevato a tergo delle spalle	0,80	0,50	0,0
da traffico	Azioni aerodinamiche generate dal transito dei convogli	0,80	0,50	0,0
	$gr_1$	0,80 <sup>(2)</sup>	0,80 <sup>(1)</sup>	0,0
Gruppi di carico	$gr_2$	0,80 <sup>(2)</sup>	0,80 <sup>(1)</sup>	-
	$gr_3$	0,80 <sup>(2)</sup>	0,80 <sup>(1)</sup>	0,0
	$gr_4$	1,00	1,00 <sup>(1)</sup>	0,0
	Azioni del vento	$F_{Wk}$	0,60	0,50
Azioni da neve	in fase di esecuzione SLU e SLE	0,80	0,0	0,0
Azioni termiche	$T_k$	0,0	0,0	0,0
		0,60	0,60	0,50

<sup>(1)</sup> 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.

<sup>(2)</sup> 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.

Relazione di calcolo fondazioni barriere antirumore

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NR1J	01	D 29 CL	BA0000 003	B	35 di 65

Tab. 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	$\tan \varphi'_k$	$\gamma_{\varphi'}$	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	$\gamma_r$	$\gamma_r$	1,0	1,0

 Tab. 6.4.II – Coefficienti parziali  $\gamma_R$  da applicare alle resistenze caratteristiche a carico verticale dei pali

Resistenza	Simbolo	Pali infissi	Pali trivellati	Pali ad elica continua
	$\gamma_R$	(R3)	(R3)	(R3)
Base	$\gamma_b$	1,15	1,35	1,3
Laterale in compressione	$\gamma_s$	1,15	1,15	1,15
Totale <sup>(*)</sup>	$\gamma$	1,15	1,30	1,25
Laterale in trazione	$\gamma_{st}$	1,25	1,25	1,25

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

In totale sono state analizzate 4 combinazioni di tipo SLU e 6 combinazioni di tipo SLE, per un totale di 10 combinazioni; i coefficienti adottati per ogni combinazione sono riportati nel seguito:

4 combinazioni SLU di tipo strutturale, per verificare il raggiungimento della resistenza dei pali e del cordolo di fondazione, utilizzando l'Approccio 2 (A1+M1+R3) (come prescritto in 6.4.3.1 del NTC2018):

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

SLU2: Carichi permanenti favorevoli, pannelli asciutti, vento e azione aerodinamica concordi positivi, vento azione variabile primaria;

SLU3: Carichi permanenti sfavorevoli, pannelli bagnati, vento e azione aerodinamica concordi positivi, vento azione variabile primaria;

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

2 combinazioni SLE di tipo rara:

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

SLE2: Carichi permanenti unitari, pannelli asciutti, vento e azione aerodinamica concordi positivi, vento azione variabile primaria;

2 combinazioni SLE di tipo frequente:

SLE3: Carichi permanenti unitari, pannelli bagnati, vento e azione aerodinamica concordi positivi, vento azione variabile primaria;

SLE4: Carichi permanenti unitari, pannelli asciutti, vento e azione aerodinamica concordi positivi, vento azione variabile primaria;

2 combinazione SLE di tipo quasi permanente: SLE5: Carichi permanenti unitari, pannelli bagnati, vento e azione aerodinamica assenti (moltiplicati per  $\psi_2=0$ ).

2 combinazioni SLU di tipo SISMICA:

SISMICA1: Carichi permanenti e sisma unitari, pannelli asciutti;

SISMICA2: Carichi permanenti e sisma unitari, pannelli bagnati.

Nel paragrafo §9.2 che segue, si specificano le combinazioni piu' critiche considerate per la verifica di capacita' portante dei micropali in relazione alle forze verticali e orizzontali.

		G1	G2	G2	Q1	Q2
		PP	P.Asc.	P.Bagn.	VENTO	S160
App2	SLU1(STR)	1,35	0	1,35	1,5	1,5
	SLU2(STR)	1,35	1,35	0	1,5	1,5
	SLU3(STR)	1	0	1	1,5	1,5
	SLU4(STR)	1	1	0	1,5	1,5
	SLE1 (RARA)	1	0	1	1	1
	SLE2 (RARA)	1	1	0	1	1
	SLE3 (FREQ)	1	0	1	0,5	0,5
	SLE4 (FREQ)	1	1	0	0,5	0,5
	SLE5(Q.PERM)	1	0	1	0	0
	SLE6(Q.PERM)	1	1	0	0	0

Tabella 9 - Coefficienti moltiplicativi delle azioni nelle diverse combinazioni statiche

	PP	P.Asc.	P.Bagn.	Sisma PA	Sisma PB
Sismica 1	1	0	1	1	0
Sismica 2	1	1	0	0	1

Tabella 10 - Coefficienti moltiplicativi delle azioni nelle diverse combinazioni sismiche

## 7. AZIONI RISULTANTI

Riepilogo pesi propri e carichi statici:

### Pesi propri, barriera (sviluppo di 3m)

Carichi	F <sub>3</sub> [kN]	M <sub>2</sub> [kN*m]
PP BAR	-86,54	6,92
Pann. asc.	-3,01	0,36
Pann. bagn.	-6,02	0,72
Zoccolo	-37,41	0,00
Cordolo	-35,44	0,00

### Azioni variabili sulle barriere (sviluppo di 3m)

Carichi	F <sub>1</sub> [kN]	F <sub>3</sub> [kN]	M <sub>2</sub> [kNm]
Vento	12,90	-2,74	33,54
Azione aerodinamica	6,45	-1,37	16,77

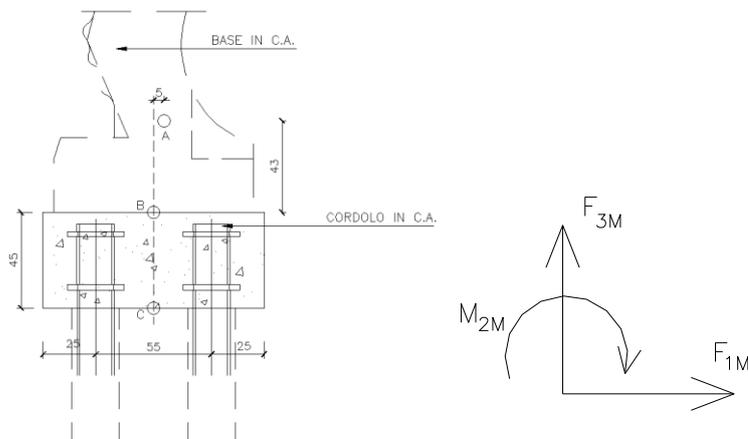
### Forze sismiche orizzontali testa micropali (pannello asciutto)

	F <sub>1</sub> [kN]	braccio	M <sub>2</sub> [kNm]
PPSpA	22,60	0,45	35,06
Cordolo	6,31	0,225	1,42
<b>SISpA</b>	<b>28,91</b>		<b>36,48</b>

### Forze sismiche orizzontali testa micropali (pannello bagnato)

	F <sub>1</sub> [kN]	braccio	M <sub>2</sub> [kNm]
PPSpB	23,52	0,45	37,24
Cordolo	6,31	0,225	1,42
<b>SISpB</b>	<b>29,83</b>		<b>38,66</b>

Con riferimento alla figura seguente, le azioni sono state riportate nel punto C:



A partire dai valori caratteristici, si riportano di seguito le sollecitazioni per ogni combinazione di carico precedentemente descritta:

	<b>N [kN]</b>	<b>V [kN]</b>	<b>M [kNm]</b>
<b>SLU1(STR)</b>	-229.47	29.03	85.78
<b>SLU2(STR)</b>	-230.72	29.03	85.29
<b>SLU3(STR)</b>	-171.58	29.03	83.11
<b>SLU4(STR)</b>	-168.57	29.03	82.75
<b>SLE1 (RARA)</b>	-169.52	19.35	57.95
<b>SLE2 (RARA)</b>	-166.51	19.35	57.59
<b>SLE3 (FREQ)</b>	-167.47	9.68	32.80
<b>SLE4 (FREQ)</b>	-164.46	9.68	32.44
<b>SLE5(Q.PERM)</b>	-165.41	0.00	7.64
<b>SLE6(Q.PERM)</b>	-162.40	0.00	7.28
<b>Sismica 1</b>	-165.41	29.83	46.3
<b>Sismica 2</b>	-162.4	28.91	43.76

**Tabella 11 - Sollecitazioni nelle diverse combinazioni di carico**

## 8. SOLLECITAZIONI IN TESTA AI MACROPALI

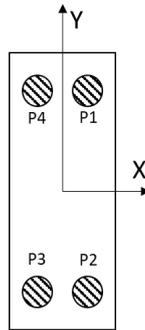
Lo sforzo normale e il taglio agenti sui singoli micropali vengono calcolati in base al numero di micropali presente al di sotto di ogni montante e al loro interasse trasversale, secondo le seguenti formule:

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

Dove  $i_{trav} = 0.55m$

### Barriere H2

Di seguito si riportano in sintesi le azioni agenti all'intradosso del cordolo di fondazione e le relative azioni massime sui micropali.



f =	0,25 m	Diametro pali
A <sub>p</sub> =	0,05 m <sup>2</sup>	Area singolo palo
n <sub>p</sub> =	4,00	Numero totale pali
B <sub>x</sub> =	1,05 m	Lunghezza zattera di fondazione dir. X
B <sub>y</sub> =	3,00 m	Lunghezza zattera di fondazione dir. Y

<b>Coord. Centro pali rispetto baricentro fondazione</b>		
Palo	X	Y
n°	m	m
1	0,275	0,75
2	0,275	-0,75
3	-0,275	-0,75
4	-0,275	0,75

**Sollecitazioni singolo micropalo - combinazioni**

	Nm [kN]	Np+ [kN]	Np- [kN]	Vp [kN]
<b>SLU1(STR)</b>	77.98	20.61	<b>-135.35</b>	<b>7.26</b>
<b>SLU2(STR)</b>	77.54	19.86	-135.22	7.26
<b>SLU3(STR)</b>	75.55	32.66	-118.44	7.26
<b>SLU4(STR)</b>	75.22	33.08	-117.36	7.26
<b>SLE1 (RARA)</b>	52.68	10.30	-95.06	4.84
<b>SLE2 (RARA)</b>	52.35	10.73	-93.98	4.84
<b>SLE3 (FREQ)</b>	29.81	-12.05	-71.68	2.42
<b>SLE4 (FREQ)</b>	29.49	-11.63	-70.60	2.42
<b>SLE5(Q.PERM)</b>	6.95	-34.41	-48.30	0.00
<b>SLE6(Q.PERM)</b>	6.62	-33.98	-47.22	0.00
<b>Sismica 1</b>	42.09	0.74	-83.44	7.46
<b>Sismica 2</b>	39.78	-0.82	-80.38	7.23

Tabella 12: Sollecitazioni agenti sui singoli micropali

Verranno analizzati i seguenti casi per le verifiche:

- il caso di massima compressione e forze orizzontali - SLU1 (STR) per le verifiche strutturali;

## 9. VERIFICA DEI MICROPALI DI FONDAZIONE

### 9.1 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 **S355 profilo CHS 168.3mm, sp 8.0mm e perforazione 250mm.**

Il copriferro minimo da considerarsi per l’armatura del micropalo è pari a circa 4.0 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.

La lunghezza dei micropali oggetto della presente relazione di calcolo risulta pari a **6m.**

### 9.2 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  $N_{SPT}$  (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  $\alpha$  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  $\alpha$ , coefficiente dimensionale che tiene conto della tecnica di esecuzione dei micropali e del tipo di terreno.

Terreno	Valori di $\alpha$		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
Calcarei marnosi	1,8	1,1 - 1,2	(2 - 6)Vs o più per strati fratturati
Calcarei 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 13: Tabella per la determinazione del coefficiente  $\alpha$  (Viggiani 1999)

Oltre al coefficiente  $\alpha$ , 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 14: Tabella per la determinazione del tipo di iniezione

Relazione di calcolo fondazioni barriere antirumore

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NR1J	01	D 29 CL	BA0000 003	B	44 di 65

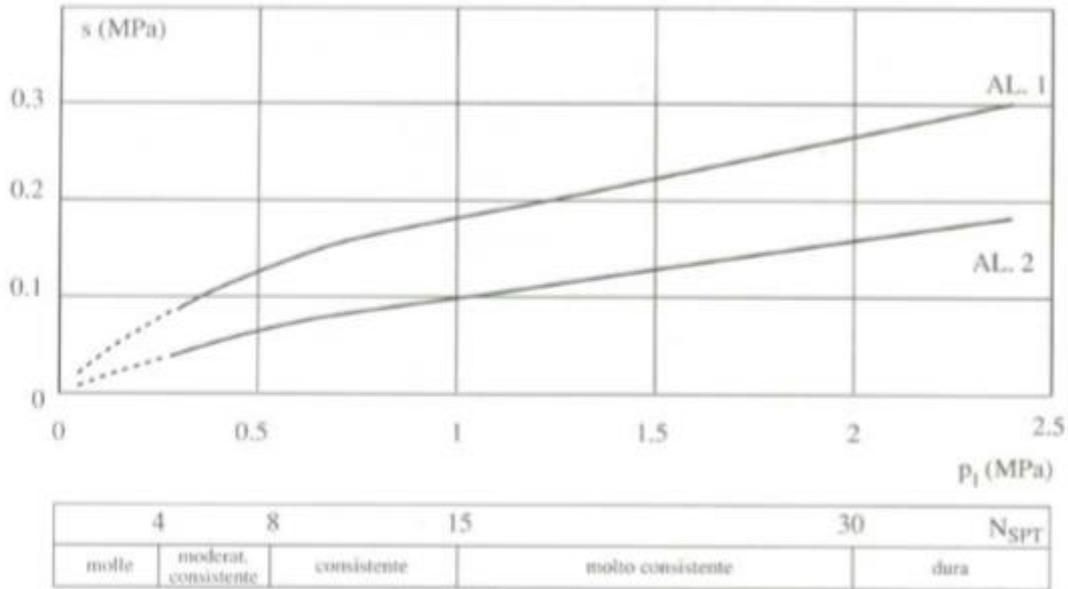


Figura 7: Abaco per la determinazione di  $s$  per limi e argille

Le verifiche sono eseguite secondo l'approccio 2, vale a dire:

Approccio 2  $\rightarrow$  A1+M1+R3

Il valore di progetto della resistenza  $R_d$  si ottiene a partire dal valore caratteristico  $R_k$  applicando i coefficienti parziali  $\gamma_r$ :

I coefficienti  $\gamma_r$  da applicare alle resistenze caratteristiche valgono:

Resistenza	$\gamma_R$	R3
Laterale in compressione	$\gamma_s$	1.15
Laterale in trazione	$\gamma_{st}$	1.25

*Relazione di calcolo fondazioni barriere antirumore*

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NR1J	01	D 29 CL	BA0000 003	B	45 di 65

$$R_{c,k} = \text{Min} \left\{ \frac{(R_{c,\text{cal}})_{\text{media}}}{\xi_3}; \frac{(R_{c,\text{cal}})_{\text{min}}}{\xi_4} \right\} \quad [6.4.3]$$

$$R_{t,k} = \text{Min} \left\{ \frac{(R_{t,\text{cal}})_{\text{media}}}{\xi_3}; \frac{(R_{t,\text{cal}})_{\text{min}}}{\xi_4} \right\} \quad [6.4.4]$$

**Tab. 6.4.IV - Fattori di correlazione  $\xi$  per la determinazione della resistenza caratteristica in funzione del numero di verticali indagate**

Numero di verticali indagate	1	2	3	4	5	7	$\geq 10$
$\xi_3$	1,70	1,65	1,60	1,55	1,50	1,45	1,40
$\xi_4$	1,70	1,55	1,48	1,42	1,34	1,28	1,21

Nel caso in esame viene adottata la tecnica IRS (IRS, injection ripetitive et selective), ma è comunque raccomandato di considerare che per i primi 4 m il palo venga considerato del tipo IGU, (IGU, injection globale unique).

Nel calcolo che segue si esegue la verifica delle fondazioni del tratto di barriere antirumore che insistono sul modello geotecnico 4, che come evidenziato in precedenza è cautelativo.

La lunghezza L è quella totale e deve essere superiore a 5 metri almeno. Nel caso presente si prende una lunghezza totale di 6m.

#### Valutazione di $s_i$ :

	$N_{\text{SPR}}$	$s_i$ [MPa]	$L_i$ [m]
<b>Limo sabbioso debolmente argilloso</b>	7	0.06	4
<b>Limo sabbioso debolmente argilloso</b>	9	0.12	2

Per un terreno limoso sabbioso:  $\alpha$  (IGU) = 1.1 e  $\alpha$  (IRS) = 1.4

#### Azioni in testa ai micropali

Le combinazioni critiche sono:

- La combinazione critica per la verifica di capacità portante dei micropali è quella prevede la massima forza di compressione, cioè la combinazione SLU1 (STR), che include carichi permanenti sfavorevoli (minori), pannelli bagnati, vento e azione aerodinamica concordi negativi.
- La combinazione critica per la verifica della capacità portante dei micropali nei confronti delle azioni trasversali è quella con la massima forza di taglio, cioè SLU1 (STR), che include carichi permanenti sfavorevoli (minori), pannelli bagnati, vento e azione aerodinamica concordi negativi.

- La combinazione critica per il calcolo del cedimento dei micropali è SLE5 (Q.PERM), che include carichi permanenti unitari, pannelli bagnati, vento e azione aerodinamica assenti.

**Sollecitazioni singolo micropalo - combinazioni**

	Nm [kN]	Np+ [kN]	Np- [kN]	Vp [kN]
SLU1(STR)	77.98	20.61	-135.35	7.26
SLU4(STR)	75.22	33.08	-117.36	7.26
SLE5 (Q.PERM)	6.95	-34.41	-48.30	0.00

Verifica

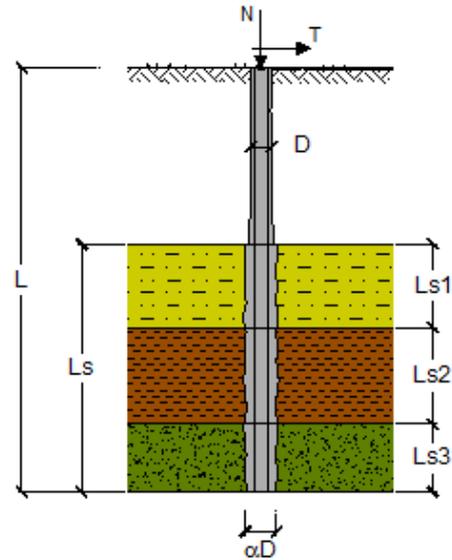
**CAPACITA' PORTANTE DI UN MICROPALO**

OPERA: BAR H2

**DATI DI INPUT:**

Sollecitazioni Agenti:

	Permanenti	Temporanee	Calcolo
<b>N (kN)</b>	135.35	0.00	135.35
<b>T (kN)</b>	7.26	0.00	7.26



coefficienti parziali			azioni		resistenza laterale	
Metodo di calcolo			permanenti $\gamma_G$	variabili $\gamma_Q$	$\gamma_r$	$\gamma_{rtroz}$
SLU	A1+M1+R1	☉	1.30	1.50	1.00	1.00
	A2+M1+R2	☉	1.00	1.30	1.45	1.60
	A1+M1+R3	☉	1.30	1.50	1.15	1.25
	SISMA	☉	1.00	1.00	1.15	1.25
DM88			1.00	1.00	1.00	1.00
definiti dal progettista			1.00	1.00	1.15	1.25

Relazione di calcolo fondazioni barriere antirumore

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NR1J	01	D 29 CL	BA0000 003	B	47 di 65

n	1	2	3	4	5	7	≥10	DM88	prog.
$\xi_3$	1.70	1.65	1.60	1.55	1.50	1.45	1.40	1.00	1.00
$\xi_4$	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): 6.00 (m)

**Armatura:**

<input type="radio"/> IPE	<input type="radio"/> INP	<input type="radio"/> HEA	<input type="radio"/> HEB	<input type="radio"/> HEM	<input type="radio"/> Tubi	<input type="radio"/> ALTRO
IPE 180	INP 160	HEA 300	HEB 160	HEM 200	ø168,3 x 8,0	

**ø168,3 x 8,0**

Area dell'armatura ( $A_{arm}$ ): 4029 (mm<sup>2</sup>)

Momento di inerzia della sezione di armatura ( $J_{arm}$ ): 1.297E+07 (mm<sup>4</sup>)

Modulo di resistenza della sezione di armatura ( $W_{arm}$ ): 154,162 (mm<sup>3</sup>)

Tipo di acciaio: S 355 (Fe 510)

Tensione di snervamento dell'acciaio ( $f_y$ ): 355 (N/mm<sup>2</sup>)

Coefficiente Parziale Acciaio  $\gamma_M$ : 1.05

Tensione ammissibile dell'acciaio ( $\sigma_{lim}$ ): 338 (N/mm<sup>2</sup>)

Modulo di elasticità dell'acciaio ( $E_{arm}$ ): 210,000 (N/mm<sup>2</sup>)

Relazione di calcolo fondazioni barriere antirumore

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NR1J	01	D 29 CL	BA0000 003	B	48 di 65

**CAPACITA' PORTANTE ESTERNA**

Capacità portante di fusto

$$Ql = \sum_i \pi \cdot Ds_i \cdot s_i \cdot Is_i$$

Tipo di Terreno	Spessore $Is_i$ (m)	$\alpha$ (-)	$Ds_i = \alpha \cdot D$ (m)	$s_i$ media (MPa)	$s_i$ minima (MPa)	$s_i$ calcolo (MPa)	$Qsi$ (kN)
Limo sabbioso	4.00	1.10	0.28	0.060	0.060	0.031	106.06
Limo sabbioso	2.00	1.40	0.35	0.120	0.120	0.061	134.98
	0.00	0.00	0.00	0.000	0.000	0.000	0.00

$$Ls = 6.00 \text{ (m)} \quad Ql = 241.04 \text{ (kN)}$$

Capacità portante di punta

$$Qp = \%Punta \cdot Ql \quad (\text{consigliato } 10-15\%)$$

$$\%Punta = 10\% \quad Qp = 24.10 \text{ (kN)}$$

**CARICO LIMITE DEL MICROPALO**

$$Qlim = Qb + Ql$$

$$Qlim = 265.15 \text{ (kN)}$$

**COEFFICIENTE DI SICUREZZA**

$$Fs = Qlim / N \quad (Fs > 1)$$

$$Fs = 1.96$$

$$F_{d \text{ COMP}} = 135.35 \text{ kN} < R_{d \text{ COMPR}} = 265.15 \text{ kN OK}$$

**9.3 Calcolo del carico critico relativo ad instabilità elastica**

Il carico critico relativo ad instabilità di tipo elastico del micropalo viene calcolato come:

$$P_k = 2 \cdot (\beta \cdot E_{arm} \cdot J_{arm})^{0.5}$$

 in cui  $\beta = k D_{arm}$  è la reazione laterale per unità di lunghezza e di spostamento ( $k$  è il coefficiente di reazione orizzontale di Winkler).

 Dove i valori di  $E_{arm}$  e  $J_{arm}$  sono come definiti nel paragrafo 9.2.

Il coefficiente di sicurezza viene assunto pari a:

$$\eta = P_k / N$$

 con  $\eta > 10$  e dove  $N$  è lo sforzo normale agente in testa al palo.

**CAPACITA' PORTANTE PER INSTABILITA' DELL'EQUILIBRIO ELASTICO**

 Reaz. Laterale per unità di lunghezza e di spostam. ( $\beta$ ) ( $\beta = k \cdot D_{arm}$ ): 5.05 (N/mm<sup>2</sup>)

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

$$P_k = 7417.50 \text{ (MN)} \quad \eta = 54.80$$

La verifica risulta soddisfatta.

## 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 ininfluenza, 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:

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

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:

Relazione di calcolo fondazioni barriere antirumore

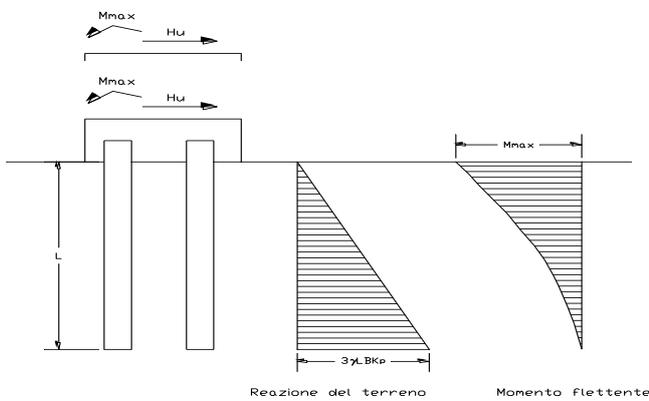
COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NR1J	01	D 29 CL	BA0000 003	B	50 di 65

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

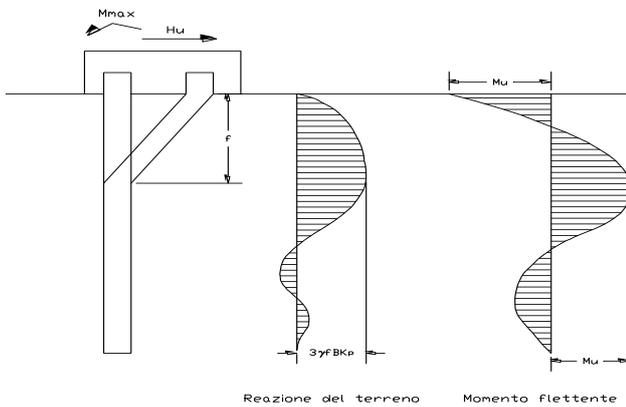
dove:  $f = 0.82 [ H_u / (\gamma d k_p) ]^{0.5}$ .

**Schemi di rottura metodo di Broms:**

*Pali corti:*



*Pali lunghi:*



**Calcolo del momento di plasticizzazione di un micropalo**

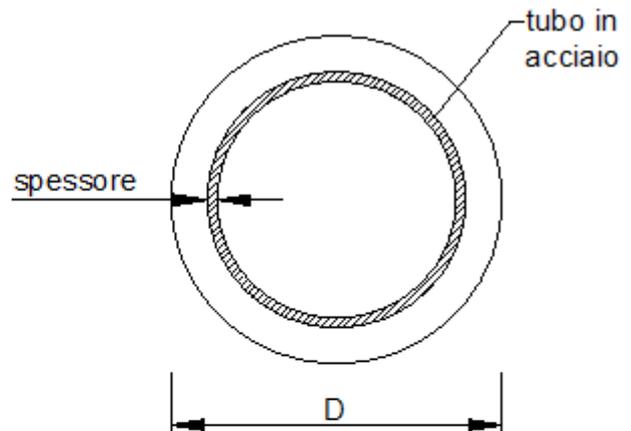
Diametro = 250 (mm)

**Tubo**

Diametro esterno = 168.3 (mm)

Spessore = 8.0 (mm)

Sforzo Normale = 135.35 (kN)



**Caratteristiche dei Materiali**

malta

Rck = 30 (Mpa)

fck = 25 (Mpa)

$\gamma_c$  = 1.5

$\alpha_{cc}$  = 0.85

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

**Acciaio**

tipo di acciaio

$f_{yk}$  = 355 (Mpa)

$\gamma_m$  = 1.15

$f_{yd} = f_{yk} / \gamma_m / \gamma_{E,d} = 308.7 \text{ (Mpa)}$

Es = 210000 (Mpa)

$\epsilon_{ys}$  = 0.147%

$\epsilon_{uk}$  = 1.000%

Calcolo

**Momento di Plasticizzazione**

My = 74.9 (kN m)

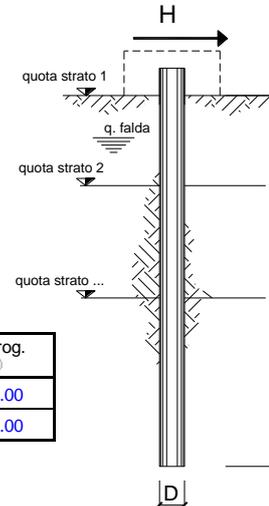
Inserisci

Relazione di calcolo fondazioni barriere antirumore

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NR1J	01	D 29 CL	BA0000 003	B	52 di 65

opera **Pali - BAR H2**

coefficienti parziali Metodo di calcolo			A		M		R	
			permanenti $\gamma_G$	variabili $\gamma_Q$	$\gamma_\psi$	$\gamma_{cu}$	$\gamma_T$	
SUD	A1+M1+R1	<input type="radio"/>	1.30	1.50	1.00	1.00	1.00	
	A2+M1+R2	<input type="radio"/>	1.00	1.30	1.00	1.00	1.60	
	A1+M1+R3	<input type="radio"/>	1.30	1.50	1.00	1.00	1.30	
	SISMA	<input type="radio"/>	1.00	1.00	1.00	1.00	1.30	
DM88		<input type="radio"/>	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	
definiti dal progettista			<input checked="" type="radio"/>	1.00	1.00	1.00	1.00	1.30



n	1	2	3	4	5	7	$\geq 10$	T.A.	prog.
$\xi_3$	1.70	1.65	1.60	1.55	1.50	1.45	1.40	1.00	1.00
$\xi_4$	1.70	1.55	1.48	1.42	1.34	1.28	1.21	1.00	1.00

strati terreno	descrizione	quote (m)	$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	$\gamma'$ (kN/m <sup>3</sup> )	$\phi$ (°)	Parametri medi		Parametri minimi		
						$k_p$	$c_u$	$\phi$ (°)	$k_p$	$c_u$ (kPa)
p.c.=strato 1		100.00	17	17	26	2.56		26	2.56	
<input checked="" type="checkbox"/> strato 2		96.00	17	17	25	2.46		25	2.46	
<input checked="" type="checkbox"/> strato 3		89.50	16	16	26	2.56		26	2.56	
<input type="checkbox"/> strato 4						1.00			1.00	
<input type="checkbox"/> strato 5						1.00			1.00	
<input type="checkbox"/> strato 6						1.00			1.00	

Quota falda **90** (m)  
 Diametro del palo D **0.25** (m)  
 Lunghezza del palo L **6.00** (m)  
 Momento di plasticizzazione palo  $M_y$  **74.92** (kNm)  
 Step di calcolo **0.1** (m)

palo impedito di ruotare  
 palo libero

**Calcolo**  
(ctrl+r)

	<b>H medio</b>		<b>H minimo</b>	
Palo lungo	90.2 (kN)		90.2 (kN)	
Palo intermedio	153.3 (kN)		153.3 (kN)	
Palo corto	575.4 (kN)		575.4 (kN)	
	<b>H<sub>med</sub> 90.2 (kN)</b>	<b>Palo lungo</b>	<b>H<sub>min</sub> 90.2 (kN)</b>	<b>Palo lungo</b>
	<b><math>H_k = \text{Min}(H_{med}/\xi_3 ; R_{min}/\xi_4)</math></b>		53.06 (kN)	
	<b><math>H_d = H_k/\gamma_T</math></b>		<b>40.82 (kN)</b>	
Carico Assiale Permanente (G):	G =		7.26 (kN)	
Carico Assiale variabile (Q):	Q =		0 (kN)	
	<b><math>F_d = G \cdot \gamma_G + Q \cdot \gamma_Q =</math></b>		<b>7.26 (kN)</b>	
	<b>FS = Hd / Fd =</b>		<b>5.62</b>	

La verifica risulta soddisfatta.

Relazione di calcolo fondazioni barriere antirumore

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NR1J	01	D 29 CL	BA0000 003	B	53 di 65

## 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 (Comb. GEO);

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

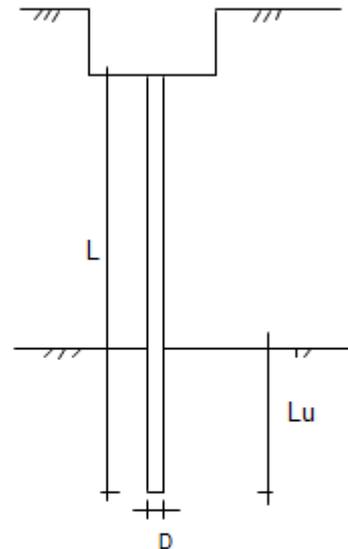
$L_u$  = lunghezza utile

### CALCOLO DEL CEDIMENTO

**OPERA:** BAR H2

#### DATI DI IMPUT:

Diametro del Palo (D):	0.25	(m)
Carico massimo sul palo (Pmax):	48.30	(kN)
Lunghezza del Palo (L):	6.00	(m)
Lunghezza Utile del Palo ( $L_u$ ):	6.00	(m)
Modulo di Deformazione (E):	15000	(kN/m <sup>2</sup> )



#### CEDIMENTO DEL MICROPALO SINGOLO:

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

Coefficiente di forma

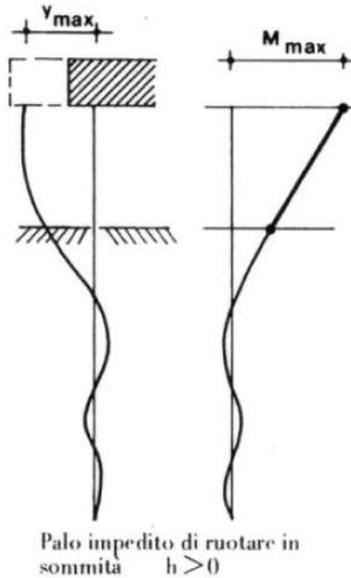
$$\beta = 0.5 + \text{Log}(L_{\text{utile}} / D): \quad 1.88 \quad (-)$$

Cedimento del palo

$$\delta = \beta \cdot P_{\max} / E \cdot L_u \quad 1.01 \quad (\text{mm})$$

## 9.6 Verifica strutturale del micropalo

La verifica delle forze orizzontali del micropalo viene svolta considerando il momento agente in testa al micropalo ed ipotizzando che la rotazione alla testa del palo sia impedita:



$M_{\text{linea elastica}} = T/(2b) \rightarrow$  dalla teoria della linea elastica

$$b = (k \cdot D/4 \cdot E_{\text{arm}} \cdot J_{\text{arm}})^{1/4}$$

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

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

Relazione di calcolo fondazioni barriere antirumore

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NR1J	01	D 29 CL	BA0000 003	B	55 di 65

Dalle sollecitazioni ottenute, si calcola poi la tensione ideale del criterio di rottura di Von Mises:

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

La verifica è soddisfatta se

$$\sigma_{id} < \sigma_{adm} = f_{yk} / \gamma_{M0}$$

## Ø168,3 x 8,0

Area dell'armatura (A<sub>arm</sub>): 4029 (mm<sup>2</sup>)

Momento di inerzia della sezione di armatura (J<sub>arm</sub>): 1.297E+07 (mm<sup>4</sup>)

Modulo di resistenza della sezione di armatura (W<sub>arm</sub>): 154,162 (mm<sup>3</sup>)

Tipo di acciaio  ▼

Tensione di snervamento dell'acciaio (f<sub>y</sub>): 355 (N/mm<sup>2</sup>)

Coefficiente Parziale Acciaio γ<sub>M</sub> 1.05

Tensione ammissibile dell'acciaio (σ<sub>lim</sub>): 338 (N/mm<sup>2</sup>)

Modulo di elasticità dell'acciaio (E<sub>arm</sub>): 210,000 (N/mm<sup>2</sup>)

### Coefficiente di Reazione Laterale:

Coeff. di Winkler (k): 30.0 (MN/m<sup>3</sup>)

Forze nel palo:

N (kN)	135.35
T (kN)	7.26

Relazione di calcolo fondazioni barriere antirumore

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NR1J	01	D 29 CL	BA0000 003	B	56 di 65

### VERIFICA ALLE FORZE ORIZZONTALI

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

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

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

$$b = 0.911 \quad (1/m)$$

Momento Massimo (M):

$$M = 3.99 \quad (kN m)$$

### VERIFICHE STRUTTURALI DEL MICROPALO

Acciaio S 355 (Fe 510)

Tensioni nel singolo micropalo

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

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

$$\sigma_{max} = 59.45 \quad (N/mm^2)$$

$$\sigma_{min} = 7.74 \quad (N/mm^2)$$

$$\tau = 3.60 \quad (N/mm^2)$$

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

$$\sigma_{id} = 59.77 \quad (N/mm^2)$$

verifica soddisfatta

## 10. VERIFICHE DELLA SUOLA DI FONDAZIONE

La sezione della trave di fondazione ha dimensioni 105x45cm.

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 7.2.5:

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

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.

Dati della sezione:

$$H = 45 \text{ cm} \quad B = 105 \text{ cm}$$

*Minima armatura longitudinale tesa per travi di fondazione:*

(D.M. 17.01.2018 – par. 7.2.5)

$$A_{s, \min} = 0.002 \cdot 450 \cdot 1050 = \mathbf{945 \text{ mm}^2 \text{ (fondazione h=45cm)}}$$

*Minima armatura longitudinale in zona tesa:*

(D.M. 17.01.2018 – par. 4.1.6.1.1 – eq. 4.1.45 – travi)

$$A_{s, \min} = \max\{0,26b_t d f_{ctm} / f_{yk}; 0,0013b_t d\} = \mathbf{680 \text{ mm}^2 \text{ (fondazione h=45cm)}}$$

*Minima armatura trasversale:*

(D.M. 17.01.2018 – par. 4.1.6.1.1 - travi)

$$A_{st} = 0,015b = \mathbf{1575 \text{ mm}^2 / \text{m} \text{ (fondazione h=45cm)}}$$

*Massimo passo armatura trasversale:*

(D.M. 17.01.2018 – par. 4.1.6.1.1 – travi)

$$t_{s, \max} = 0,8d = \mathbf{324 \text{ mm} \text{ (fondazione h=45cm)}}$$

*Relazione di calcolo fondazioni barriere antirumore*

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NR1J	01	D 29 CL	BA0000 003	B	58 di 65

In base a quanto su indicato come armatura minima si considerano:

6 $\phi$ 18 con area pari a  $a = 1527 \text{ mm}^2$  superiori e inferiori

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

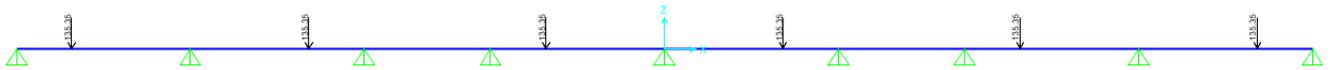
numero di bracci  $n_{br} = 4$

passo  $s = 280 \text{ mm}$

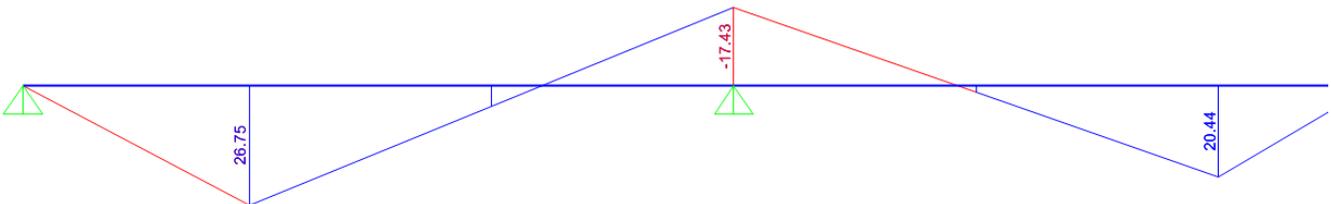
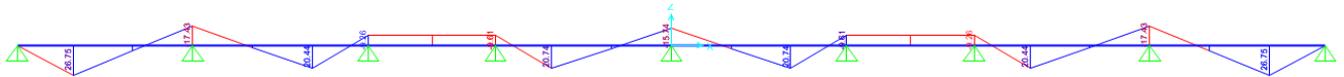
$A_{tot}$  staffe = **1620 mm<sup>2</sup> / m**

## 10.2 Verifica strutturale

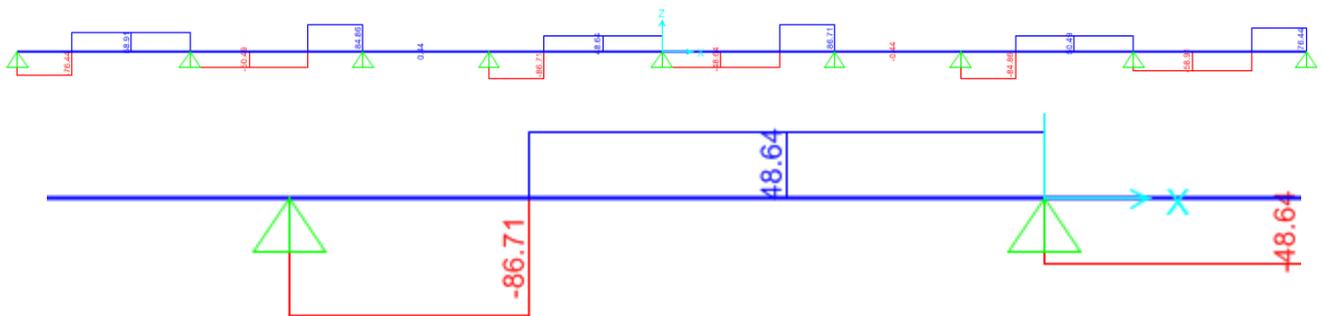
Per la verifica delle armature si considera uno schema semplificato a vantaggio di sicurezza, costituito da una trave di n campate appoggiata sui tirafondi e caricata dalle forze concentrate in corrispondenza dei micropali compressi. Come sezione reagente si considera una sezione 52.5x45cm armata con **3+3 $\phi$ 18**.



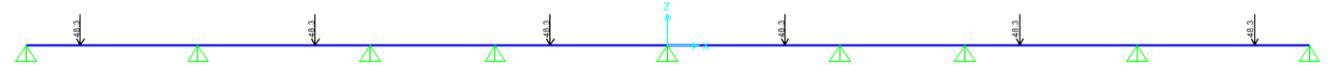
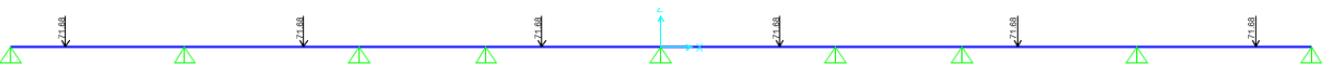
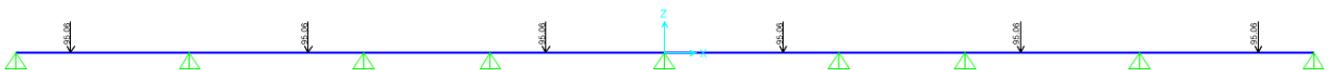
Trave di fondazione: schema di calcolo SLU



Trave di fondazione: momenti flettenti SLU



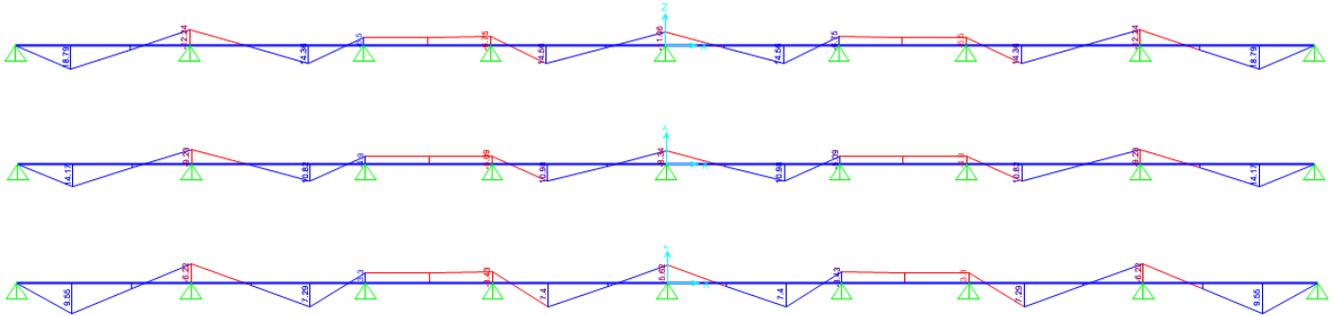
Trave di fondazione: taglio SLU



Relazione di calcolo fondazioni barriere antirumore

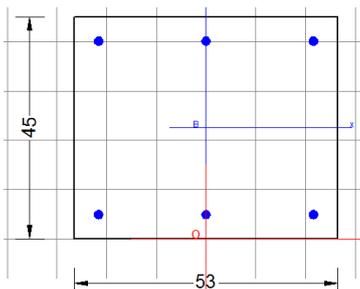
COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NR1J	01	D 29 CL	BA0000 003	B	60 di 65

*Trave di fondazione: schema di calcolo SLE (Rara, Frequente e Quasi -permanente)*



*Trave di fondazione: momenti flettenti SLE (Rara, Frequente e Quasi -permanente)*

Qui di seguito si riportano le verifiche della suola di fondazione, fatte con il software RC-SEC.



#### DATI GENERALI SEZIONE RETTANGOLARE DI PILASTRO IN C.A.

**NOME SEZIONE:** Cordolo

(Percorso File: S:\Projects\18005\_0549D07\_Cesano Vigna di Valle\Work\09 Barriere Antirumore\BA3 (Barriera H2)\Cordolo.sez)

Descrizione Sezione:

Metodo di calcolo resistenza:

Normativa di riferimento:

Tipologia sezione:

Forma della sezione:

Percorso sollecitazione:

Condizioni Ambientali:

Riferimento Sforzi assegnati:

Riferimento alla sismicità:

Stati Limite Ultimi

N.T.C.

Sezione predefinita di trave (solette, nervature solai) senza staffe

Rettangolare

A Sforzo Norm. costante

Poco aggressive

Assi x,y principali d'inerzia

Zona non sismica

#### CARATTERISTICHE DI RESISTENZA DEI MATERIALI IMPIEGATI

CALCESTRUZZO -	Classe:	C28/35	
	Resistenza compress. di progetto fcd:	15.86	MPa
	Deform. unitaria max resistenza ec2:	0.0020	
	Deformazione unitaria ultima ecu:	0.0035	
	Diagramma tensioni-deformaz.:	Parabola-Rettangolo	
	Modulo Elastico Normale Ec:	32308.0	MPa
	Resis. media a trazione fctm:	2.760	MPa
	Coeff.Omogen. S.L.E.:	15.00	
	Sc limite S.L.E. comb. Rare:	16.800	MPa
	Sc limite S.L.E. comb. Frequenti:	16.800	MPa
	Ap.Fessure limite S.L.E. comb. Frequenti:	0.400	mm

Relazione di calcolo fondazioni barriere antirumore

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NR1J	01	D 29 CL	BA0000 003	B	61 di 65

Sc limite S.L.E. comb. Q.Permanenti: 12.600 MPa  
Ap.Fess.limite S.L.E. comb. Q.Perm.: 0.300 mm

ACCIAIO -

Tipo:	B450C
Resist. caratt. a snervamento fyk:	450.00 MPa
Resist. caratt. a rottura ftk:	450.00 MPa
Resist. a snerv. di progetto fyd:	391.30 MPa
Resist. ultima di progetto ftd:	391.30 MPa
Deform. ultima di progetto Epu:	0.068
Modulo Elastico Ef:	200000.0 MPa
Diagramma tensioni-deformaz.:	Bilineare finito
Coeff. Aderenza istant. $\beta_1 \cdot \beta_2$ :	1.00
Coeff. Aderenza differito $\beta_1 \cdot \beta_2$ :	0.50
Comb.Rare - Sf Limite:	360.00 MPa

#### CARATTERISTICHE GEOMETRICHE ED ARMATURE SEZIONE

Base:	53.0	cm
Altezza:	45.0	cm
Barre inferiori:	3Ø18	(7.6 cm <sup>2</sup> )
Barre superiori:	3Ø18	(7.6 cm <sup>2</sup> )
Coprif.Inf.(dal baric. barre):	4.9	cm
Coprif.Sup.(dal baric. barre):	4.9	cm
Coprif.Lat. (dal baric.barre):	4.9	cm

#### CALCOLO DI RESISTENZA - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N	Sforzo normale [kN] applicato nel baricentro (posit. se di compress.)			
Mx	Momento flettente [kNm] intorno all'asse x baric. della sezione con verso positivo se tale da comprimere il lembo sup. della sezione			
Vy	Taglio [kN] in direzione parallela all'asse Y del riferim. generale			
MT	Momento torcente [kN m]			
N°Comb.	N	Mx	Vy	MT
1	0.00	26.75	86.71	0.00

#### COMB. RARE (S.L.E.) - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N	Sforzo normale [kN] applicato nel baricentro (positivo se di compress.)	
Mx	Coppia [kNm] applicata all'asse x baricentrico (tra parentesi il Momento di fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione	
N°Comb.	N	Mx
1	0.00	18.79

#### COMB. FREQUENTI (S.L.E.) - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N	Sforzo normale [kN] applicato nel baricentro (positivo se di compress.)	
Mx	Coppia [kNm] applicata all'asse x baricentrico (tra parentesi il Momento di fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione	
N°Comb.	N	Mx
1	0.00	14.17 (58.07)

#### COMB. QUASI PERMANENTI (S.L.E.) - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N	Sforzo normale [kN] applicato nel baricentro (positivo se di compress.)	
Mx	Coppia [kNm] applicata all'asse x baricentrico (tra parentesi il Momento di fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione	

*Relazione di calcolo fondazioni barriere antirumore*

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NR1J	01	D 29 CL	BA0000 003	B	62 di 65

N°Comb.	N	Mx
1	0.00	9.55 (58.07)

## RISULTATI DEL CALCOLO

### Sezione verificata per tutte le combinazioni assegnate

Copriferro netto minimo barre longitudinali:	4.0	cm
Interferro netto minimo barre longitudinali:	19.8	cm
Copriferro netto minimo staffe:	4.0	cm

### VERIFICHE DI RESISTENZA IN PRESSO-TENSO FLESSIONE ALLO STATO LIMITE ULTIMO

Ver S = combinazione verificata / N = combin. non verificata  
 N Sforzo normale baricentrico assegnato [kN] (positivo se di compressione)  
 Mx Momento flettente assegnato [kNm] riferito all'asse x baricentrico  
 N Ult Sforzo normale alla massima resistenza [kN] nella sezione (positivo se di compress.)  
 Mx rd Momento resistente ultimo [kNm] riferito all'asse x baricentrico  
 Mis.Sic. Misura sicurezza = rapporto vettoriale tra (N rd, Mx rd) e (N, Mx)  
 Verifica positiva se tale rapporto risulta  $\geq 1.000$   
 Yn Ordinata [cm] dell'asse neutro alla massima resistenza nel sistema di rif. X, Y, O sez.  
 x/d Rapp. di duttilità (travi e solette) § 4.1.2.1.2.1 NTC: deve essere  $< 0.45$   
 C.Rid. Coeff. di riduz. momenti in travi continue [formula (4.1.1)NTC]

N°Comb	Ver	N	Mx	N rd	Mx rd	Mis.Sic.	Yn	x/d	C.Rid.	
1	S	0.00	26.75	-0.12	114.55	4.282	40.3	0.12	0.70	15.3 (3.4)

### DEFORMAZIONI UNITARIE ALLO STATO LIMITE ULTIMO

ec max Deform. unit. massima del conglomerato a compressione  
 Yc max Ordinata in cm della fibra corrisp. a ec max (sistema rif. X, Y, O sez.)  
 es min Deform. unit. minima nell'acciaio (negativa se di trazione)  
 Ys min Ordinata in cm della barra corrisp. a es min (sistema rif. X, Y, O sez.)  
 es max Deform. unit. massima nell'acciaio (positiva se di compressione)  
 Ys max Ordinata in cm della barra corrisp. a es max (sistema rif. X, Y, O sez.)

N°Comb	ec max	Yc max	es min	Ys min	es max	Ys max
1	0.00350	45.0	-0.00014	40.1	-0.02628	4.9

### VERIFICHE A TAGLIO SENZA ARMATURE TRASVERSALI (§ 4.1.2.1.3.1 NTC)

Ver S = comb.verificata a taglio/ N = comb. non verificata  
 Ved Taglio agente [daN] uguale al taglio Vy di comb. (sollecit. retta)  
 Vwct Taglio trazione resistente [kN] in assenza di staffe [formula (4.1.23)NTC]  
 d Altezza utile sezione [cm]  
 bw Larghezza minima sezione [cm]  
 Ro Rapporto geometrico di armatura longitudinale [ $< 0.02$ ]  
 Scp Tensione media di compressione nella sezione [Mpa]

N°Comb	Ver	Ved	Vwct	d	bw	Ro	Scp
1	S	86.71	118.34	40.1	53.0	0.0072	0.00

### COMBINAZIONI RARE IN ESERCIZIO - VERIFICA MASSIME TENSIONI NORMALI

Relazione di calcolo fondazioni barriere antirumore

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NR1J	01	D 29 CL	BA0000 003	B	63 di 65

Ver	S = combinazione verificata / N = combin. non verificata
Sc max	Massima tensione di compress.(+) nel conglom. in fase fessurata ([Mpa]
Yc max	Ordinata in cm della fibra corrisp. a Sc max (sistema rif. X,Y,O)
Sc min	Minima tensione di compress.(+) nel conglom. in fase fessurata ([Mpa]
Yc min	Ordinata in cm della fibra corrisp. a Sc min (sistema rif. X,Y,O)
Sf min	Minima tensione di trazione (-) nell'acciaio [Mpa]
Ys min	Ordinata in cm della barra corrisp. a Sf min (sistema rif. X,Y,O)
Dw Eff.	Spessore di conglomerato [cm] in zona tesa considerata aderente alle barre
Ac eff.	Area di congl. [cm <sup>2</sup> ] in zona tesa aderente alle barre (verifica fess.)
As eff.	Area Barre tese di acciaio [cm <sup>2</sup> ] ricadente nell'area efficace(verifica fess.)
D barre	Distanza in cm tra le barre tese efficaci. (D barre = 0 indica spaziatura superiore a 5(c+Ø/2) e nel calcolo di fess. si usa la (C4.1.11)NTC/(7.14)EC2)

N°Comb	Ver	Sc max	Yc max	Sc min	Yc min	Sf min	Ys min	Dw Eff.	Ac Eff.	As Eff.	D barre
1	S	1.55	45.0	0.00	34.7	-67.6	40.1	11.6	613	7.6	21.6

#### COMBINAZIONI RARE IN ESERCIZIO - VERIFICA APERTURA FESSURE (NTC/EC2)

Ver	Esito verifica
e1	Minima deformazione unitaria (trazione: segno -) nel calcestruzzo in sez. fessurata
e2	Massima deformazione unitaria (compress.: segno +) nel calcestruzzo in sez. fessurata
K2	= 0.5 per flessione; $=(e1 + e2)/(2 \cdot e2)$ in trazione eccentrica per la (7.13)EC2 e la (C4.1.11)NTC
Kt	fattore di durata del carico di cui alla (7.9) dell'EC2
e sm	Deformazione media acciaio tra le fessure al netto di quella del cls. Tra parentesi il valore minimo = 0.6 Ss/Es
srm	Distanza massima in mm tra le fessure
wk	Apertura delle fessure in mm fornito dalla (7.8)EC2 e dalla (C4.1.7)NTC. Tra parentesi è indicato il valore limite.
M fess.	Momento di prima fessurazione [kNm]

N°Comb	Ver	e1	e2	K2	Kt	e sm	srm	wk	M Fess.
1	S	-0.00039	0.00012	0.50	0.60	0.000203 (0.000203)	382	0.077 (0.20)	58.07

#### COMBINAZIONI FREQUENTI IN ESERCIZIO - VERIFICA MASSIME TENSIONI NORMALI

N°Comb	Ver	Sc max	Yc max	Sc min	Yc min	Sf min	Ys min	Dw Eff.	Ac Eff.	As Eff.	D barre
1	S	1.17	45.0	0.00	34.7	-51.0	40.1	11.6	613	7.6	21.6

#### COMBINAZIONI FREQUENTI IN ESERCIZIO - VERIFICA APERTURA FESSURE (NTC/EC2)

N°Comb	Ver	e1	e2	K2	Kt	e sm	srm	wk	M Fess.
1	S	-0.00030	0.00009	0.50	0.60	0.000153 (0.000153)	382	0.058 (0.20)	58.07

#### COMBINAZIONI QUASI PERMANENTI IN ESERCIZIO - VERIFICA MASSIME TENSIONI NORMALI

N°Comb	Ver	Sc max	Yc max	Sc min	Yc min	Sf min	Ys min	Dw Eff.	Ac Eff.	As Eff.	D barre
1	S	0.79	45.0	0.00	34.7	-34.4	40.1	11.6	613	7.6	21.6

#### COMBINAZIONI QUASI PERMANENTI IN ESERCIZIO - VERIFICA APERTURA FESSURE (NTC/EC2)

N°Comb	Ver	e1	e2	K2	Kt	e sm	srm	wk	M Fess.
1	S	-0.00020	0.00006	0.50	0.40	0.000103 (0.000103)	382	0.039 (0.20)	58.07

Relazione di calcolo fondazioni barriere antirumore

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NR1J	01	D 29 CL	BA0000 003	B	64 di 65

### Verifica a torsione

Torsione applicata  $T_{Ed} = 85.78 \text{ kNm}$

Area sezione trasversale	$A_{tot} = b \cdot H = 472'500 \text{ mm}^2$
Perimetro sezione trasversale	$P_{est} = 3000 \text{ mm}$
Spessore parete cava equivalente	$t = A_{tot}/P_{est} = 158 \text{ mm}$
Area parete equivalente	$A_k = (H-t) \cdot (b_w - t) = 261'056 \text{ mm}^2$
Area complessiva barre longitudinali	$A_l = 6\phi 18 + 6\phi 18 = 3054 \text{ mm}^2$
Perimetro medio del nucleo resistente	$u_m = 2370 \text{ mm}$
Fattore di efficienza cls	$v = 0.50$
	$ctg\theta = 1$
	$f'_{cd} = 7.93 \text{ N/mm}^2$
	$f_{yd} = 391 \text{ N/mm}^2$

### *Resistenza a torsione*

Resistenza a torsione biella di calcestruzzo:  $T_{R,cd} = 2A_k \cdot t \cdot f'_{cd} \cdot ctg\theta / (1 + ctg^2\theta) = 326 \text{ kNm}$

Resistenza a torsione staffatura:  $T_{R,sd} = 2A_k \cdot (A_s / s) \cdot f_{yd} \cdot ctg\theta = 462 \text{ Nm}$

Resistenza a torsione armatura longitudinale:  $T_{R,ld} = 2 \cdot A_k \cdot \frac{\sum A_l}{u_m} \cdot f_{yd} / ctg\theta = 263 \text{ kNm}$

Affinché la verifica sia soddisfatta si deve avere:

$$T_{Rd} = \min(T_{R,cd}; T_{R,sd}; T_{R,ld}) > T_{Sd}$$

Per  $T_{Rd} = 263 \text{ kNm} > T_{Ed} = 85.78 \text{ kNm}$ , e quindi la verifica risulta soddisfatta.

### Verifica a taglio – torsione

$$\frac{V_{Sd}}{V_{R,cd}} + \frac{T_{Sd}}{T_{R,cd}} = 0.73 < 1, \text{ cioè la verifica risulta soddisfatta.}$$

*Relazione di calcolo fondazioni barriere antirumore*

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NR1J	01	D 29 CL	BA0000 003	B	65 di 65

### 10.3 Verifica a punzonamento

E' stata effettuata una ulteriore verifica rispetto al meccanismo di punzonamento innescato dall'azione di taglio dovuta al palo più caricato.

Verifica per pali interni:

#### VERIFICA A TAGLIO-PUNZONAMENTO DI PIASTRE E FONDAZIONI SECONDO UNI EN 1992-1 §6.4

##### • Caratteristiche della sezione

$h = 450$	mm	altezza	Armadura longitudinale tesa in y e z su fascia D+3d:		
$c = 50$	mm	coprifermo da asse armatura tesa			
$d = 400$	mm	altezza utile	D+3d = 1450	mm	
$D = 250$	mm	diametro pilastro	in y	1 Ø	18 / 17.5 cm
$f_{ck} = 28$	MPa	resist. caratteristica	in z	1 Ø	18 / 17.5 cm
$\gamma_c = 1.50$		coeff. sicurezza			
$\alpha_{cc} = 0.85$		coeff. riduttivo	$A_{sly} = 21.08$	cm <sup>2</sup>	
$f_{cd} = 15.87$	MPa	resist. di calcolo	$A_{slz} = 21.08$	cm <sup>2</sup>	
$d'$	angolo	tipo pilastro			
$f_{yk} = 450$	MPa	resist. caratteristica	$l_y = 1.5$	m	luce campata in y
$\gamma_s = 1.15$		coeff. sicurezza	$l_z = 0.55$	m	luce campata in z
$f_{yd} = 391.3$	MPa	resist. di calcolo			

##### • Sollecitazioni (compressione>0, trazione<0, taglio in valore assoluto)

$N_{Edy} = 0.0$	kN	$V_{ed} = 135.4$	kN
$N_{Edz} = 0.0$	kN	$\beta = 1.50$	

##### • Controllo della massima tensione possibile

$v_{Rd,max} = 0,50 \times 0,60 \times (1 - f_{ck}/250) \times f_{cd} =$	4.23 MPa		
$u_0 = 500.00$	mm	$v_{ed} = 1.02$	MPa

la massima tensione di taglio-punzonamento non è superata

##### • Elementi senza armature trasversali resistenti a taglio

$C_{rd,c} = 0,18/\gamma_c$	$C_{rd,c} = 0.12$
$k = 1 + (200/d)^{1/2} < 2$	$k = 1.707$
$v_{min} = 0,035 k^{3/2} f_{ck}^{1/2}$	$v_{min} = 0.413$
$\rho_{ly} = A_{sly}/((D+3d)d)$	$\rho_{ly} = 0.004$
$\rho_{lz} = A_{slz}/((D+3d)d)$	$\rho_{lz} = 0.004$
$\rho_1 = (r_{1y} \times r_{1z})^{1/2} < 0,02$	$\rho_1 = 0.004$
$\sigma_{cy} = N_{Edy}/A_{cy}$	$\sigma_{cy} = 0.000$ MPa
$\sigma_{cz} = N_{Edz}/A_{cz}$	$\sigma_{cz} = 0.000$ MPa
$\sigma_{cp} = N_{Ed}/A_c$	$\sigma_{cp} = 0.00$ MPa

$$v_{Rd,c} = C_{Rd,c} \times k \times (100 \times \rho_1 \times f_{ck})^{1/3} + 0,1 \times \sigma_{cp} \geq (v_{min} + 0,1 \times \sigma_{cp})$$

$$v_{Rd,c} = 0.444 \text{ MPa}$$

##### • Verifica lungo il perimetro $u_1$

$u_1 = 1452.99$	mm	$v_{ed} = 0.349$	MPa
-----------------	----	------------------	-----

la sezione è verificata in assenza di armature per il taglio