

COMMITTENTE:



PROGETTAZIONE:



## U.O. INFRASTRUTTURE NORD

### PROGETTO DEFINITIVO PER APPALTO

### COMPLETAMENTO DEL NODO DI UDINE

### PRG E ACC DEL P.M. CARGNACCO E OPERE SOSTITUTIVE DEI PL INTERFERENTI

Barriere antirumore  
Relazione di calcolo fondazioni BA H10

SCALA:

-

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

I Z 0 9    0 0    D    2 6    C L    B A 0 0 0 0    0 0 3    A

Rev.	Descrizione	Redatto	Data	Verificato	Data	Approvato	Data	Autorizzato Data
A	EMISSIONE ESECUTIVA	F. Sacchi	Settembre 2019	C. Laporta	Settembre 2019	S. Lo Presti	Settembre 2019	F. Sacchi Settembre 2019

ITALFERR - UO INFRASTRUTTURE NORD  
Dott. Ing. Francesco Sacchi  
Ordine degli Ingegneri della Provincia di Roma  
n. 23472 - Esp. A.

File: IZ0900D26CLBA000003A.docx

n. Elab.:

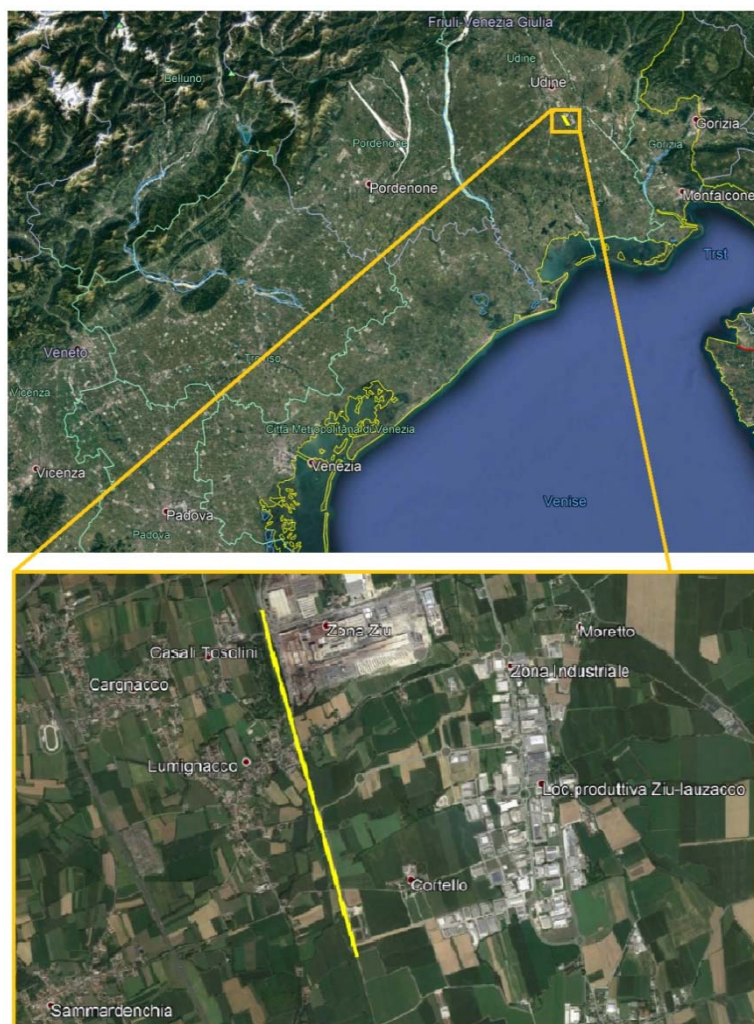
## INDICE

1.	PREMESSA.....	4
2.	DESCRIZIONE DELL'OPERA.....	6
3.	DOCUMENTI DI RIFERIMENTO .....	8
3.1	NORMATIVA E ISTRUZIONI .....	8
3.2	ELABORATI DI PROGETTO.....	9
3.3	BIBLIOGRAFIA.....	9
4.	CARATTERIZZAZIONE GEOLOGICA-GEOTECNICA .....	11
4.1	CARATTERISTICHE DELLA FALDA.....	11
4.2	PARAMETRI GEOTECNICI CARATTERISTICI.....	11
4.3	CATEGORIA DI SUOLO .....	11
5.	CARATTERISTICHE DEI MATERIALI IMPIEGATI .....	13
5.1	CALCESTRUZZO .....	13
5.1.1	<i>Magrone</i> .....	13
5.1.2	<i>Calcestruzzo per opere in calcestruzzo armato portante</i> .....	13
5.1.1	<i>Micropali di fondazione C25/30</i> .....	15
5.2	ACCIAIO.....	15
5.2.1	<i>Acciaio per cemento armato</i> .....	15
5.2.2	<i>Acciaio da carpenteria metallica</i> .....	16
6.	ANALISI DEI CARICHI DI PROGETTO .....	17
6.1	PESI PROPRI .....	17
6.2	CARICHI VARIABILI .....	19
6.2.1	<i>Carico del vento</i> .....	19
6.2.2	<i>Azione aerodinamica dovuta al traffico ferroviario</i> .....	22
6.3	AZIONE SISMICA .....	25

6.3.1	<i>Vita nominale</i> .....	25
6.3.2	<i>Classe d'uso</i> .....	26
6.3.3	<i>Periodo di riferimento</i> .....	28
6.3.4	<i>Valutazione dei parametri di pericolosità sismica</i> .....	28
6.3.5	<i>Caratterizzazione sismica del terreno</i> .....	29
	<i>Categorie di Sottosuolo</i> .....	29
	<i>Condizioni topografiche</i> .....	29
	<i>Amplificazione Stratigrafica e Topografica</i> .....	30
	<i>Parametri sismici di calcolo</i> .....	31
	<i>Calcolo forza sismica alla base</i> .....	35
7.	COMBINAZIONI DI CARICO .....	40
7.1	COMBINAZIONI STATICHE .....	43
7.2	COMBINAZIONI SISMICHE .....	43
8.	VERIFICHE GEOTECNICHE E STRUTTURALI MICROPALI DI FONDAZIONE E CORDOLO DI TESTATA .....	44
8.1	CALCOLO SOLLECITAZIONI AGENTI SULLE FONDAZIONI .....	44
	<i>8.1.1 Sollecitazioni agenti sul singolo micropalo</i> .....	45
8.2	PORTANZA VERTICALE .....	46
	<i>8.2.1 Verifica alla portanza verticale</i> .....	50
8.3	PORTANZA ORIZZONTALE .....	50
	<i>8.3.1 Verifica alla portanza trasversale</i> .....	54
8.4	VERIFICHE STRUTTURALI .....	55
	<i>8.4.1 Verifica di resistenza micropalo</i> .....	55
	<i>8.4.2 Verifica di resistenza suola di fondazione</i> .....	56
	<i>Verifica allo SLU</i> .....	56
	<i>Verifica a punzonamento</i> .....	63
9.	CONCLUSIONI .....	65

## 1. PREMESSA

Nella presente relazione si presentano il dimensionamento e la verifica delle fondazioni delle barriere antirumore tipo H10 previste nell'ambito del "Progetto definitivo relativo al completamento del nodo di Udine – PRG e ACC del P.M. Cargnacco e opere sostitutive dei pl interferenti".



*Figura 1 - Inquadramento dell'area*

	<b>PROGETTO DEFINITIVO PER APPALTO  COMPLETAMENTO DEL NODO DI UDINE  PRG E ACC DEL P.M. CARGNACCO E OPERE  SOSTITUTIVE DEI PL INTERFERENTI</b>					
<b>BARRIERE ANTIRUMORE - RELAZIONE  DI CALCOLO FONDAZIONI BA H10</b>	COMMESSA IZ09	LOTTO 00	CODIFICA D26	DOCUMENTO BA0000003	REV. A	FOGLIO 5 di 65


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, “*Aggiornamento delle Norme Tecniche per le Costruzioni*” e le relative specifiche ferroviarie (v. cap. 3.1)

azioni permanenti (pesi propri, permanenti, etc.);

azioni sismiche;

azioni variabili da traffico ferroviario, ambientali, etc...

 <b>ITALFERR</b> GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	<b>PROGETTO DEFINITIVO PER APPALTO</b> <b>COMPLETAMENTO DEL NODO DI UDINE</b> <b>PRG E ACC DEL P.M. CARGNACCO E OPERE</b> <b>SOSTITUTIVE DEI PL INTERFERENTI</b>					
	<b>BARRIERE ANTIRUMORE - RELAZIONE</b> <b>DI CALCOLO FONDAZIONI BA H10</b>	COMMESSA IZ09	LOTTO 00	CODIFICA D26	DOCUMENTO BA000003	REV. A

## 2. DESCRIZIONE DELL'OPERA

La presente relazione di calcolo ha per oggetto il dimensionamento delle opere di fondazione profonde delle barriere antirumore tipo H10 (modulo BM130).

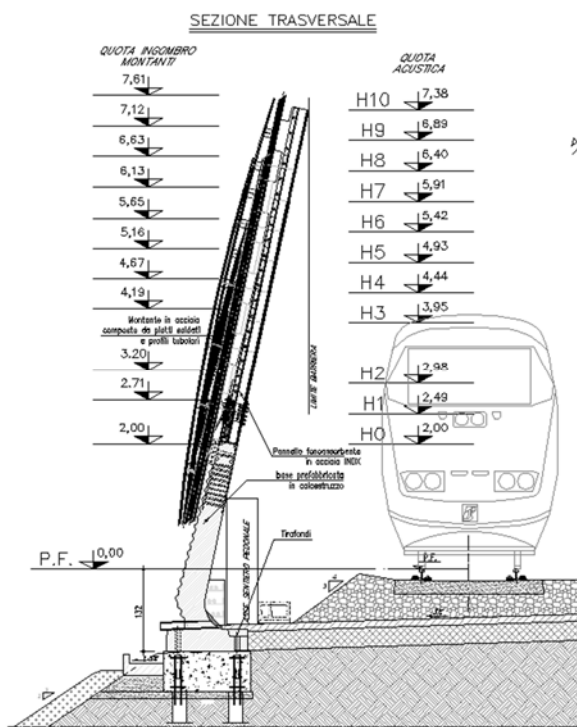
Le fondazioni saranno realizzate con micropali aventi un diametro di perforazione di 250mm e lunghezza di 9m e dotati di armatura tubolare in acciaio  $\phi 177.8\text{mm}$  dello spessore di 8mm. Sulla testa di tali micropali sarà poi realizzato un cordolo in conglomerato cementizio armato avente sezione 140cm x 65cm, al quale saranno poi ancorate le basi delle barriere antirumore per mezzo di tirafondi.

I risultati ottenuti in questa relazione saranno applicati a tutte le barriere antirumore tipo H10 previste nell'ambito del progetto ed evidenziate in grigio in Tabella 1.

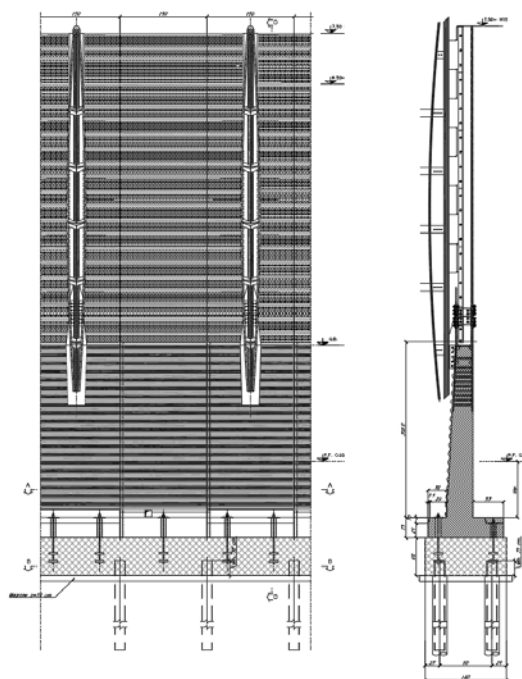
*Tabella 1 - Elenco barriere antirumore previste lungo la tratta*

ID	pk inizio	pk fine	H (m p.f.)	Tipo
BA01	5+912	6+114	7.5	H10
BA02	6+593	6+651	5.5	H6
	6+651	6+816	7.5	H10
	6+816	6+894	5.5	H6
	6+894	7+111	7.5	H10
	7+111	7+195	4.0	H3
BA03	6+684	7+009	6.0	H7
	7+009	7+096	4.0	H3
BA04	7+360	7+596	2.0	H0
BA05	7+849	8+120	3.0	H2


Per ulteriori indicazioni si rimanda agli elaborati progettuali (Doc. rif. [13] e [15]). Si riporta di seguito la sezione tipo di tali barriere.



*Figura 2 - Sezioni tipo barriera antirumore*



*Figura 3 – Prospetto e sezione tipo barriera antirumore tipo H10*

 <b>ITALFERR</b> GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	<b>PROGETTO DEFINITIVO PER APPALTO</b> <b>COMPLETAMENTO DEL NODO DI UDINE</b> <b>PRG E ACC DEL P.M. CARGNACCO E OPERE</b> <b>SOSTITUTIVE DEI PL INTERFERENTI</b>					
	<b>BARRIERE ANTIRUMORE - RELAZIONE</b> <b>DI CALCOLO FONDAZIONI BA H10</b>	COMMESSA IZ09	LOTTO 00	CODIFICA D26	DOCUMENTO BA0000003	REV. A


### 3. DOCUMENTI DI RIFERIMENTO

#### 3.1 Normativa e istruzioni

La progettazione è conforme alle normative vigenti.

- [1] Decreto Ministeriale del 17 gennaio 2018: “Aggiornamento delle Norme Tecniche per le Costruzioni”, Supplemento Ordinario alla G.U. n.42 del 20.2.2018.
- [2] Circolare 21 gennaio 2019 n.7 ” Istruzioni per l’applicazione dell’«Aggiornamento delle “Norme tecniche per le costruzioni”» di cui al decreto ministeriale 17 gennaio 2018”
- [3] UNI EN 206-1/2006 – “Calcestruzzo. Specificazione, prestazione, produzione e conformità”;
- [4] UNI 11104/2004 – “Calcestruzzo. Specificazione, prestazione, produzione e conformità. Istruzioni complementari per l’applicazione della EN 206-1”;
- [5] EN 1991-1-1/2005 Eurocodice 2 – Progettazione delle strutture di calcestruzzo - Azioni sulle strutture – Parte 1-4: Azioni generiche: azione del vento;
- [6] EN 1992-1-1:2005 Eurocodice 2 – Progettazione delle strutture di calcestruzzo - Regole generali e regole per gli edifici
- [7] Norme UNI ENV 1991 ; UNI ENV 1992; UNI EN 1993; UNI EN 1997; UNI EN 1998;
- [8] Manuale di Progettazione delle Opere Civili (RFI DTC SI MA IFS 001) – Parte II- Sezione 2 - Ponti e Strutture (RFI DTC SI PS MA IFS 001) e Sezione 3 - Corpo Stradale (RFI DTC SI CS MA IFS 001);
- [9] Manuale di Progettazione delle Opere Civili (RFI DTC SI AM MA IFS 001 A) – Parte II - Sezione 1 - Ambiente);
- [10] Capitolato Generale Tecnico di appalto delle Opere Civili (RFI DTC SI SP IFS 001) – Parte II – Sezione 14 - Barriere Antirumore (RFI DTC SI AM SP IFS 001).
- [11] Capitolato Generale Tecnico di appalto delle Opere Civili (RFI DTC SI SP IFS 001) – Parte II – Sezione 15 - Opere a verde (RFI DTC SI AM SP IFS 002).
- [12] COP n. 332/RFI del 12 febbraio 2016 - Procedura Operativa - La Direzione dei Lavori negli appalti gestiti da RFI - RFI DPR PD IFS 021 A.




 <b>ITALFERR</b> GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	<b>PROGETTO DEFINITIVO PER APPALTO</b> <b>COMPLETAMENTO DEL NODO DI UDINE</b> <b>PRG E ACC DEL P.M. CARGNACCO E OPERE</b> <b>SOSTITUTIVE DEI PL INTERFERENTI</b>					
	<b>BARRIERE ANTIRUMORE - RELAZIONE</b> <b>DI CALCOLO FONDAZIONI BA H10</b>	COMMESSA IZ09	LOTTO 00	CODIFICA D26	DOCUMENTO BA0000003	REV. A

### 3.2 Elaborati di progetto


- [13] IZ0900D26P7CS0000001A-3A, Planimetria di progetto nuova sede ferroviaria, Planimetria di progetto nuova sede ferroviaria, tav. 1-3
- [14] IZ0900D26W9CS0000001A-11A, Sezioni trasversali, tav- 1-11
- [15] IZ0900D26B9BA0100002A, Cordolo per BA - BA H10 - Carpenteria e tracciamento- Pianta prospetto e sezioni
- [16] IZ0900D26RGSL0300001A, Relazione geotecnica
- [17] IZ0900D26F5GE0000001A, Profilo geotecnico generale

### 3.3 Bibliografia

- [18] Berardi R. (1999), "Capacità portante di un singolo palo soggetto a carico assiale" – Atti delle Conferenze di Geotecnica di Torino – XVI Ciclo.
- [19] Bond A., Harris A. (2008), "Decoding Eurocode 7", London: Taylor & Francis, 616pp.
- [20] Bowles J.E. (1991), "Fondazioni – Progetto e Analisi" - Editore McGraw-Hill
- [21] Bustamante M. e Doix B. (1985), "Une Méthode pour le Calcul des Tirants et des Micropieux Injectés", Bull. Liaison Labo. P. et Ch. N. 140, nov dic 1985, Réf. 3047.
- [22] Jamiolkowski M. et al. (1983), "Scale effects of ultimate pile capacity" - Discussion, JGED, ASCE.
- [23] Lancellotta R. (1991), "Geotecnica" – Edizioni Zanichelli.
- [24] Lancellotta R. Calavera J. (1999), "Fondazioni", McGraw-Hill Libri Italia , Milano.
- [25] Meyerhof, G.G. (1951), "The Ultimate Bearing Capacity of Foundations" - Geotechnique, 2, 301-332.
- [26] Meyerhof, G.G. (1951), "Some recent research on the bearing capacity of foundations" - Canadian Geotechnical Journal,1, 16-26
- [27] Meyerhof G.G., Sastry V.V.R.N. (1978), "Bearing capacity of piles in layered soils. Part 1. Clay overlying sand" - Canadian Geotechnical Journal, 15,171-182, 183-189.
- [28] NAVFAC (1982), "Foundations and earth Structures. Design manual 7.2". Department of the Navy, Naval Facilities Engineering Command.
- [29] Nordlund R.L. (1963), "Bearing capacity of piles in cohesionless soils". Journal of the Soil Mechanics and foundations division, America society of civil engineers, New York,N.Y., USA, Vol. 89, No. SM3, pp. 1-35.

 <b>ITALFERR</b> GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	<b>PROGETTO DEFINITIVO PER APPALTO</b> <b>COMPLETAMENTO DEL NODO DI UDINE</b> <b>PRG E ACC DEL P.M. CARGNACCO E OPERE</b> <b>SOSTITUTIVE DEI PL INTERFERENTI</b>					
	<b>BARRIERE ANTIRUMORE - RELAZIONE</b> <b>DI CALCOLO FONDAZIONI BA H10</b>	COMMESSA IZ09	LOTTO 00	CODIFICA D26	DOCUMENTO BA0000003	REV. A

- [30] Poulos H.G., Davis E.H. (1980), "Analisi e progettazione di fondazioni su pali", Dario Flaccovio Editore, Palermo
- [31] Prezzi M., Seo H (2006), "Analytical solutions for a vertically loaded pile in multilayered soil". Geomechanics and Geoengineering: An International Journal.
- [32] Randolph M.F., Wroth C.P. (1978), "Analysis of deformations of vertically loaded piles". Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, vol. 104, GT12, 1465-1488.
- [33] Reese, J. C. & Van Impe, W. F. (2001), "Single piles and pile groups under lateral loadings", A. A. Balkema, Rotterdam.
- [34] Reese L.C., Wright S.J. (1977), "Drilled shaft manual" - U.S. Dept. Transportation, Offices of Research and Development, Implementation Div., HDV 2, Washington D.C., vol.1
- [35] Reese L.C., W.R. Cox, F.D. Koop (1974), "Analysis of laterally loaded piles in sand" – Paper N° OCT 2080, Proceedings, Fifth Annual Offshore Technology Conference, Houston, Texas, 1975.
- [36] Taylor, D.W. (1948), "Fundamental of soil mechanics", John Wiley, New York.
- [37] Terzaghi, K. And Peck, R. and Mesri, G. (1996), "Soil mechanics in Engineering practice", 3rd edition, John Wiley & Sons Inc., Canada.
- [38] Tomlinson M.J., (1994), "Pile design and construction practice", Fourth edition, Taylor & Francis, Abingdon, Oxon
- [39] Viggiani C. (2000), "Fondazioni", Hevelius Edizioni, Benevento.
- [40] Welch, R.C., Reese L.C. (1972), "Laterally loaded Behaviour of drilled shafts" – Research Report N° 3-5-65-89, conducted for Texas Highway Department and U.S. Department of Transportation, Federal Highway AD.M.inistration, Bureau of Public Roads, by Center for Highway Research, The University of Austin.
- [41] Wood ,D.M. (1990), Soil behaviour and critical state soil mechanics, Cambridge University Press, United States of America.

 <b>ITALFERR</b> GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	<b>PROGETTO DEFINITIVO PER APPALTO</b> <b>COMPLETAMENTO DEL NODO DI UDINE</b> <b>PRG E ACC DEL P.M. CARGNACCO E OPERE</b> <b>SOSTITUTIVE DEI PL INTERFERENTI</b>					
	<b>BARRIERE ANTIRUMORE - RELAZIONE</b> <b>DI CALCOLO FONDAZIONI BA H10</b>	COMMESSA IZ09	LOTTO 00	CODIFICA D26	DOCUMENTO BA0000003	REV. A

#### 4. CARATTERIZZAZIONE GEOLOGICA-GEOTECNICA

Nei capitoli che seguono si riassumono le caratteristiche principali del modello geotecnico di riferimento per l'intera tratta. Per maggiori dettagli circa l'inquadramento geologico dell'area oggetto di studio e la caratterizzazione geotecnica eseguita sulla base dei risultati delle indagini disponibili, si rimanda alla Relazione Geotecnica Generale (Doc. rif. [16]).

##### 4.1 Caratteristiche della falda

Secondo quanto descritto nella Relazione Geotecnica e del Profilo Geotecnico (Doc. rif. [17]), la quota di falda di progetto è da ritenersi compresa tra 34 m slm e 39.2m slm. Il calcolo delle fondazioni è cautelativamente eseguito assumendo la soggiacenza minima, pari a 24 m p.c., non interferente con il volume significativo.

##### 4.2 Parametri geotecnici caratteristici

Il profilo geotecnico appare descritto da due macro unità litologiche: un sottile strato superficiale di sabbia limosa/limo sabbioso ed uno sottostante strato di ghiaia sabbiosa con ciottoli. La base di quest'ultimo strato non è stata raggiunta dalle indagini in sito, della profondità massima di 30m. Entrambi gli strati sono caratterizzati da buone proprietà meccaniche, sintetizzate nella seguente tabella.

*Tabella 2 - Modello geotecnico di riferimento*


Strato	z		Peso specifico kN/m <sup>3</sup>	Angolo di attrito °	Coesione efficace kPa	Modulo di Young MPa
	m	p.c.				
Sabbia limosa/limo sabbioso	0	1.5	18	32	0	25
Ghiaia sabbiosa con ciottoli	1.5	30	20	38	0	65

##### 4.3 Categoria di suolo

La determinazione del tipo di suolo si basa sulla stima dei valori della velocità media di propagazione delle onde di taglio  $V_{s,30}$  entro i primi 30 metri di profondità.

	<b>PROGETTO DEFINITIVO PER APPALTO  COMPLETAMENTO DEL NODO DI UDINE  PRG E ACC DEL P.M. CARGNACCO E OPERE  SOSTITUTIVE DEI PL INTERFERENTI</b>					
<b>BARRIERE ANTIRUMORE - RELAZIONE  DI CALCOLO FONDAZIONI BA H10</b>	COMMESSA IZ09	LOTTO 00	CODIFICA D26	DOCUMENTO BA0000003	REV. A	FOGLIO 12 di 65

Sulla base dei risultati delle indagini geofisiche eseguite in sito, ai sensi della normativa vigente il sottosuolo è da ritenersi di classe B: rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 360 m/s e 800 m/s.

 <b>ITALFERR</b> GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	<b>PROGETTO DEFINITIVO PER APPALTO</b> <b>COMPLETAMENTO DEL NODO DI UDINE</b> <b>PRG E ACC DEL P.M. CARGNACCO E OPERE</b> <b>SOSTITUTIVE DEI PL INTERFERENTI</b>					
	<b>BARRIERE ANTIRUMORE - RELAZIONE</b> <b>DI CALCOLO FONDAZIONI BA H10</b>	COMMESSA IZ09	LOTTO 00	CODIFICA D26	DOCUMENTO BA0000003	REV. A

## 5. CARATTERISTICHE DEI MATERIALI IMPIEGATI

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

### 5.1 Calcestruzzo

#### 5.1.1 *Magrone*

Classe di resistenza	C12/15;
contenuto min. cemento	150 kg/m <sup>3</sup> .

#### 5.1.2 *Calcestruzzo per opere in calcestruzzo armato portante*

Per le strutture di fondazione si impiega calcestruzzo di classe C28/35:

Tensioni di progetto del calcestruzzo allo S.L.U. secondo D.M. 2018

*Tabella 3 - Caratteristiche del conglomerato di classe C28/35*

Classe di esposizione	XC4
Rapporto acqua/cemento max	0,50
Dose minima cemento	320 kg/m <sup>3</sup>
Resistenza cubica caratteristica a compressione	35 MPa

Prendendo un calcestruzzo con  $R_{ck} = 35 \text{ N/mm}^2$  che appartiene alla classe C28/35 abbiamo:

$$f_{ck} = 0,83 \cdot R_{ck} = 0,83 \cdot 35 = 29,05 \text{ N/mm}^2 \quad \rightarrow \text{Resistenza caratteristica a compressione;}$$

$$f_{cd} = f_{ck} \cdot \alpha_{cc} / \gamma_c = 29,05 \cdot 0,85 / 1,5 = 16,6 \text{ N/mm}^2 \quad \rightarrow \text{Resistenza di calcolo a compressione del cls;}$$

La norma prevede che per classi di resistenza  $\leq C50/60$  la formulazione della resistenza caratteristica a trazione del cls sia la seguente:

$$f_{ctm} = 0,30 \cdot f_{ck}^{(2/3)} = 2,83 \text{ N/mm}^2 \quad \rightarrow \text{ Resistenza media a trazione del cls;}$$

$$f_{ctk} = 0,7 \cdot f_{ctm} = 0,7 \cdot 2,83 = 1,98 \text{ N/mm}^2 \quad \rightarrow \text{ Resistenza caratteristica a trazione del cls;}$$

$$f_{ctd} = f_{ctk} / \gamma_c = 1,98 / 1,5 = 1,32 \text{ N/mm}^2 \quad \rightarrow \text{ Resistenza di calcolo a trazione del cls.}$$

La tensione tangenziale di aderenza acciaio-calcestruzzo è pari a:

$$f_{bk} = 2,25 \cdot \eta \cdot f_{ctk} = 2,25 \cdot 1,0 \cdot 1,98 = 4,45 \text{ N/mm}^2 \quad \rightarrow \text{ Resistenza caratteristica tangenziale di aderenza del cls;}$$

dove  $\eta = 1,0$  per barre di diametro inferiore a 32 mm

$$f_{bd} = f_{bk} / \gamma_c; \text{ con } \gamma_c = 1,5$$

$$f_{bd} = 4,45 / 1,5 = 2,96 \text{ N/mm}^2 \quad \rightarrow \text{ Resistenza di calcolo di aderenza del cls.}$$

Tensioni di progetto del cls allo S.L.E.

La massima tensione di compressione del calcestruzzo  $\sigma_c$ , deve rispettare la limitazione seguente:

$$\sigma_c < 0,55 \cdot f_{ck} \quad \text{per combinazione caratteristica (rara);}$$

$$\sigma_c < 0,40 \cdot f_{ck} \quad \text{per combinazione quasi permanente.}$$

Nel caso di elementi piani (solette, pareti, ...) gettati in opera con calcestruzzi ordinari e con spessori di calcestruzzo minori di 50 mm i valori limite sopra scritti vanno ridotti del 20%.

Nel caso di combinazione rara:

$$\sigma_c < 0,55 \cdot f_{ck} = 0,55 \cdot 29,05 = 15,98 \text{ N/mm}^2 \quad \rightarrow \text{ tensione massima di eserc. per il cls con comb. rara;}$$

Nel caso di combinazione quasi permanente:

$$\sigma_c < 0,40 \cdot f_{ck} = 0,40 \cdot 29,05 = 11,62 \text{ N/mm}^2 \quad \rightarrow \text{ tensione massima di eserc. per il cls con comb. quasi perm.}$$

Modulo elastico del calcestruzzo

 <b>ITALFERR</b> GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	<b>PROGETTO DEFINITIVO PER APPALTO</b> <b>COMPLETAMENTO DEL NODO DI UDINE</b> <b>PRG E ACC DEL P.M. CARGNACCO E OPERE</b> <b>SOSTITUTIVE DEI PL INTERFERENTI</b>					
	<b>BARRIERE ANTIRUMORE - RELAZIONE</b> <b>DI CALCOLO FONDAZIONI BA H10</b>	COMMESSA IZ09	LOTTO 00	CODIFICA D26	DOCUMENTO BA0000003	REV. A

$$E_{cm} = 22.000 \cdot [f_{cm}/10]^{0.3} \text{ [N/mm}^2\text{]}$$

dove

$$f_{cm} = f_{ck} + 8 \text{ [N/mm}^2\text{]} \rightarrow f_{cm} = 37,05 \text{ N/mm}^2 \rightarrow \text{Resistenza media cilindrica a compressione del cls;}$$

$$E_{cm} = 22.000 \cdot [37,05/10]^{0.3} = 32.588,10 \text{ N/mm}^2 \quad \text{Modulo elastico del cls.}$$

### 5.1.1 *Micropali di fondazione C25/30*

Il materiale posto in opera è C25/30:

Peso Specifico	$\gamma = 25 \text{ kN/m}^3$
Resistenza Cubica	$R_{ck} = 30 \text{ Mpa}$
Resistenza Cilindrica	$f_{ck} = 4.9 \text{ Mpa}$
Resistenza Cilindrica Media a compressione	$f_{cm} = f_{ck} + 8 = 32.9 \text{ Mpa}$
Modulo Elastico	$E = 22000 \cdot [f_{cm}/10]^{0.3} = 31447 \text{ MPa}$

## 5.2 Acciaio

### 5.2.1 *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.

 <b>ITALFERR</b> GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	<b>PROGETTO DEFINITIVO PER APPALTO</b> <b>COMPLETAMENTO DEL NODO DI UDINE</b> <b>PRG E ACC DEL P.M. CARGNACCO E OPERE</b> <b>SOSTITUTIVE DEI PL INTERFERENTI</b>					
	<b>BARRIERE ANTIRUMORE - RELAZIONE</b> <b>DI CALCOLO FONDAZIONI BA H10</b>	COMMESSA IZ09	LOTTO 00	CODIFICA D26	DOCUMENTO BA0000003	REV. A

Per l'acciaio avente caratteristiche corrispondenti a quanto indicato al Cap. 11 del D.M.2008, la tensione massima,  $\sigma_s$  per effetto delle azioni dovute alla combinazione caratteristica deve rispettare la limitazione seguente:


$$\sigma_s < 0,75 f_{yk} = 0,75 \cdot 450 = 337,50 \text{ N/mm}^2 \rightarrow \text{tensione massima di esercizio per l'acciaio.}$$

### 5.2.2 Acciaio da carpenteria metallica

Si prescrive l'utilizzo di profilati in acciaio laminati a caldo S275:

Tensione di snervamento	$f_{yk} \leq 275 \text{ N/mm}^2$ ;
Tensione di rottura	$f_{tk} \leq 430 \text{ N/mm}^2$ ;
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 °C);	$\alpha = 12 \cdot 10^{-6} \text{ per } ^\circ\text{C-1}$ (per T fino a 100
Densità	$\rho = 7.850 \text{ kg/m}^3$ .



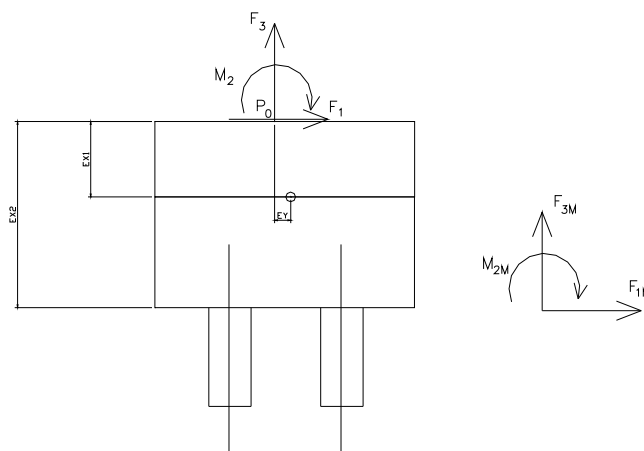
 <b>ITALFERR</b> GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	<b>PROGETTO DEFINITIVO PER APPALTO</b> <b>COMPLETAMENTO DEL NODO DI UDINE</b> <b>PRG E ACC DEL P.M. CARGNACCO E OPERE</b> <b>SOSTITUTIVE DEI PL INTERFERENTI</b>					
	<b>BARRIERE ANTIRUMORE - RELAZIONE</b> <b>DI CALCOLO FONDAZIONI BA H10</b>	COMMESSA IZ09	LOTTO 00	CODIFICA D26	DOCUMENTO BA0000003	REV. A

## 6. ANALISI DEI CARICHI DI PROGETTO

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

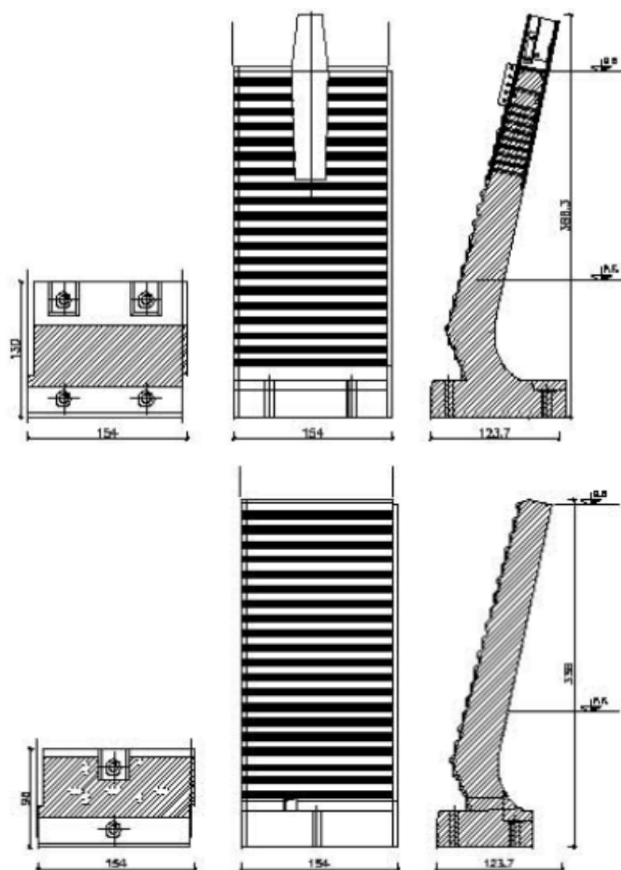
### 6.1 Pesì Propri

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:



*Figura 4 - Sistemi di riferimento e punti di verifica*

Le azioni agenti in testa ai micropali di fondazione sono date dalla somma dei contributi delle azioni di un modulo BM130, di un modulo BT95, dei rispettivi zocchi e del cordolo di fondazione. Il cordolo di fondazione ha dimensioni 1,40m x 3,00m x 0,65m.




*Figura 5 - Moduli BM130 e MT95*

Di seguito si riportano i singoli contributi:

*Tabella 4 - Tabella riassuntiva dei carichi statici a quota testa micropali*

<b>Pesi propri</b>				
	N (kN)	V (kN)	Braccio (m)	M (kNm)
Modulo BM130 cls, PP BMcls	62.54	0.00	0.05	3.13
Modulo BM130 acc, PP BMac	6.86	0.00	0.05	0.34
Modulo BT95, PP BT	56.50	0.00	0.05	2.83
Cordolo, PP <sub>cord</sub>	68.25	0.00	0.00	0.00
Pannelli asciutti, PP <sub>PA</sub>	8.30	0.00	0.91	7.55
Pannelli bagnati, PP <sub>PB</sub>	16.50	0.00	0.91	15.02

 <b>ITALFERR</b> GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	<b>PROGETTO DEFINITIVO PER APPALTO</b> <b>COMPLETAMENTO DEL NODO DI UDINE</b> <b>PRG E ACC DEL P.M. CARGNACCO E OPERE</b> <b>SOSTITUTIVE DEI PL INTERFERENTI</b>					
	<b>BARRIERE ANTIRUMORE - RELAZIONE</b> <b>DI CALCOLO FONDAZIONI BA H10</b>	COMMESSA IZ09	LOTTO 00	CODIFICA D26	DOCUMENTO BA0000003	REV. A

## 6.2 Carichi variabili

### 6.2.1 Carico del vento

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

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

$$p = q_b c_e c_p c_d$$

$q_b$  = pressione cinetica di riferimento;

$c_e$  = coefficiente di esposizione;

$c_p$  = coefficiente di forma (o coefficiente aerodinamico);

$c_d$  = coefficiente dinamico.

Tabella 5 - Definizione della categoria di esposizione

ZONE 1,2,3,4,5						
	costa					
	mare			500m	750m	
	2 km	10 km	30 km			
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						

Tabella 6 - Schema per la definizione della categoria di esposizione – cfr. NTC18

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

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

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

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

1) Valle d'Aosta, Piemonte, Lombardia, Trentino Alto Adige, Veneto, Friuli Venezia Giulia (con l'eccezione della provincia di Trieste)

Zona	$v_{b,0}$ [m/s]	$a_0$ [m]	$k_a$ [1/s]
1	25	1000	0.01
$a_s$ (altitudine sul livello del mare [m])	70		
$T_R$ (Tempo di ritorno)	50		
$v_b = v_{b,0}$ per $a_s \leq a_0$			
$v_b = v_{b,0} + k_a (a_s - a_0)$ per $a_0 < a_s \leq 1500$ m			
$v_b$ ( $T_R = 50$ [m/s])	25.000		
$\alpha_R$ ( $T_R$ )	1.00073		
$v_b$ ( $T_R$ ) = $v_b \times \alpha_R$ [m/s]	25.018		

$p$ (pressione del vento [N/mq]) = $q_b \cdot c_e \cdot c_p \cdot c_d$
$q_b$ (pressione cinetica di riferimento [N/mq])
$c_e$ (coefficiente di esposizione)
$c_p$ (coefficiente di forma)
$c_d$ (coefficiente dinamico)

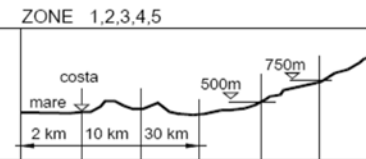


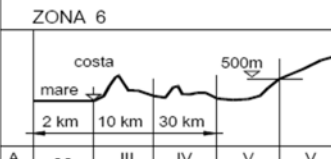
Pressione cinetica di riferimento

$$q_b = 1/2 \cdot \rho \cdot v_b^2 \quad (\rho = 1,25 \text{ kg/mc})$$

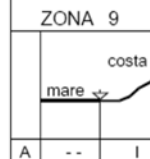
$q_b$ [N/mq]	391.20
--------------	--------

Categoria di esposizione

ZONA 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 6					
					
A	--	III	IV	V	V
B	--	II	III	IV	IV
C	--	II	III	III	IV
D	I	I	II	II	III

ZONA 7,8			
			
A	--	--	IV
B	--	--	IV
C	--	--	III
D	I	II	*
* Categoria II in zona 8 Categoria III in zona 7			

ZONA 9		
		
A	--	I
B	--	I
C	--	I
D	I	I

Zona	Classe di rugosità	$a_s$ [m]
1	C	70

Cat. Esposiz.	$k_r$	$z_0$ [m]	$z_{min}$ [m]	$c_t$
III	0.2	0.1	5	1

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

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

$z$ [m]	$c_e$
$z \leq 5$	1.708
$z = 0$	1.708
$z = 9$	2.070

$$q_b = 0.391 \text{ kN/mq}$$

$$C_e = 2.070 \quad \text{Coefficiente di esposizione}$$

$$C_p = 2.1 \quad \text{Coefficiente di forma}$$

$$C_d = 1 \quad \text{Coefficiente dinamico}$$

$$p = 1.700 \text{ kN/mq} \quad \text{Pressione del vento}$$

Calcolo azioni del vento ad intradosso cordolo di fondazione:

$$R_{Vento} = P_{Vento} \cdot 3m \cdot h_{TOR}$$

$$V_{Vento} = R_{Vento} \cdot \cos\alpha$$

$$N_{Vento} = R_{Vento} \cdot \sin\alpha$$

$$M_{Vento} = V_{Vento} \cdot e_v$$

### Azioni del vento ad intradosso cordolo

	Rettificata	Inclinata
Distanza montanti, L	3.00	3.00 m
Altezza barriera, $h_{tot}$	9.00	9.18 m
Angolo inclinazione, $\alpha$	90	78 °
Altezza cordolo, $h_{cord}$	0.65	0.65 m
Ricoprimento minimo blocco, $z_f$	0.00	0.00 m
Pressione cinetica di riferimento, $q_b$	0.39	0.39 kN/m <sup>2</sup>
Coefficiente di esposizione, $c_e$	2.07	2.07
Coefficiente di forma, $c_p$	2.10	2.10
Coefficiente dinamico, $c_d$	1.00	1.00
Pressione del vento, p	1.70	1.70 kPa
Risultante del vento, $R_{vento}$	45.91	46.84 kN
Azione verticale, N	0.00	9.38 kN
Azione orizzontale, V	45.91	45.89 kN
Braccio verticale pannello, $e_{pann,V}$	5.15	5.16 m
Eccentricità pannelli, $e_{pann}$	0.91	0.21 m
Momento di trasporto verticale, $M_N$	0.00	2.01 kNm
Momento di trasporto orizzontale, $M_V$	236.45	236.89 kNm
Momento risultante, M	236.45	238.89 kNm

Si assumono le seguenti azioni di calcolo:

$$\begin{aligned} N &= 9.38 \text{ kN} \\ V &= 45.91 \text{ kN} \\ M &= 238.89 \text{ kNm} \end{aligned}$$

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

Si rimanda alla fase esecutiva la verifica degli ultimi due montanti e delle relative fondazioni.

#### 6.2.2 Azione aerodinamica dovuta al traffico ferroviario

In accordo con quanto previsto nella “Specifiche per la progettazione e l'esecuzione dei ponti ferroviari e di altre opere minori sotto binario” - RFI DTC-INC-PO SP IFS 001 A del 21.12.2011; si considera l'effetto aerodinamico associato al passaggio dei treni. Tali prescrizioni si riscontrano anche al punto 5.2 della NTC2018 relativo ai ponti ferroviari. Le azioni possono

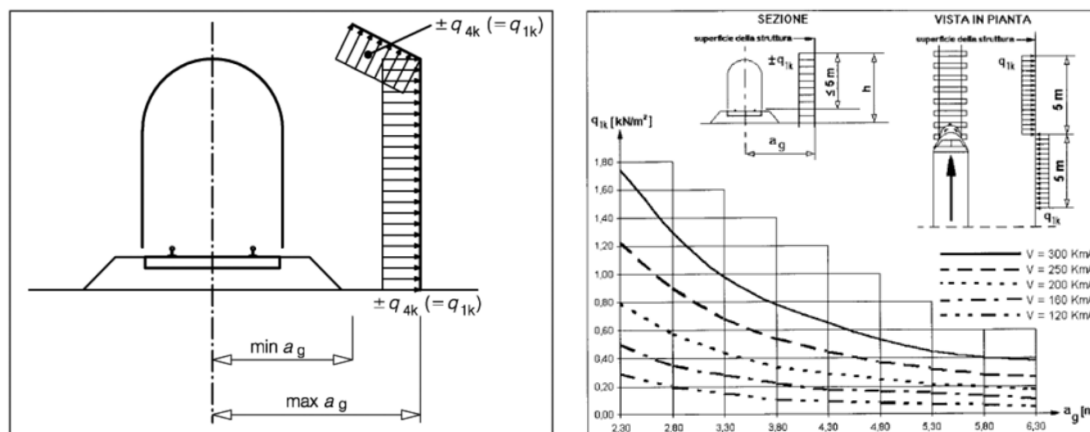
essere schematizzate mediante carichi equivalenti agenti nelle zone prossime alla testa ed alla coda del treno, il cui valore viene determinato con riferimento a due schemi, e deve essere utilizzato quello che meglio approssima la forma della pensilina, nel nostro caso la nostra pensilina si trova in una situazione intermedia tra le due descritte nello schema, pertanto calcoleremo il valore di pressione secondo entrambi gli schemi, ed applicheremo poi al modello di calcolo quello che induce una pressione maggiore:

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

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

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


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



*Figura 6 - Grafico per la definizione della distanza min-max  $a_g$ , e valori caratteristici delle azioni  $q_{1k}$  su superfici verticali e parallele al binario*

Si considera la barriera più vicina all'asse dei binari:

$$\begin{aligned} \min a_g &= \max a_g = 3,0 \text{ m;} \\ a_g' &= 0,6 \min a_g + 0,4 \max a_g = 3,0 \text{ m;} \end{aligned}$$

 <b>ITALFERR</b> GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	<b>PROGETTO DEFINITIVO PER APPALTO</b> <b>COMPLETAMENTO DEL NODO DI UDINE</b> <b>PRG E ACC DEL P.M. CARGNACCO E OPERE</b> <b>SOSTITUTIVE DEI PL INTERFERENTI</b>					
	<b>BARRIERE ANTIRUMORE - RELAZIONE</b> <b>DI CALCOLO FONDAZIONI BA H10</b>	COMMESSA IZ09	LOTTO 00	CODIFICA D26	DOCUMENTO BA0000003	REV. A

A tali valori di  $a_g'$  corrispondono i seguenti valori dell'azione  $q_{1k}$  prodotta dal passaggio del convoglio, calcolata con velocità  $V = 130$  km/h e con riferimento a treni con forme aerodinamiche sfavorevoli:

$$q_{1k} = 0,31 \text{ kN/m}^2 \rightarrow \text{Pressione aerodinamica dovuta al passaggio dei convogli.}$$

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

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

Nel modello di calcolo verranno pertanto considerate le seguenti azioni:

$$\text{Vento} \quad W = 1,61 \text{ kN/ m}^2$$

$$\text{S160} \quad \delta Q = 0,31 \text{ kN/ m}^2$$

Calcolo sollecitazioni dovute ai carichi aerodinamici ad intradosso fondazione.

$$R = \delta Q \cdot 3m \cdot h_{\text{TOT}}$$

$$V = R \cdot \cos\alpha$$


$$N = R \cdot \sin\alpha$$

$$M = V \cdot e_v$$

#### **Azioni aerodinamiche ad intradosso cordolo**

	Rettificata	Inclinata
Distanza montanti, L	3.00	3.00 m
Altezza barriera, $h_{\text{tot}}$	9.00	9.18 m
Angolo inclinazione, $\alpha$	90	78 °
Altezza cordolo, $h_{\text{cord}}$	0.65	0.65 m
Ricoprimento minimo fondazione, $z_f$	0	0 m
Pressione aerodinamica, p	0.31	0.31 kN/m <sup>2</sup>
Risultante aerodinamica, $R_{\text{aero}}$	8.37	8.54 kN
Azione verticale, N	0.00	1.71 kN
Azione orizzontale, V	8.37	8.37 kN
Braccio verticale pannello, $e_{\text{pann,V}}$	5.15	5.16 m
Eccentricità pannelli, $e_{\text{pann}}$	0.91	0.21 m
Momento di trasporto verticale, $M_N$	0.00	0.37 kNm
Momento di trasporto orizzontale, $M_V$	43.11	43.19 kNm
Momento risultante, M	43.11	43.11 kNm



 <b>ITALFERR</b> GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	<b>PROGETTO DEFINITIVO PER APPALTO</b> <b>COMPLETAMENTO DEL NODO DI UDINE</b> <b>PRG E ACC DEL P.M. CARGNACCO E OPERE</b> <b>SOSTITUTIVE DEI PL INTERFERENTI</b>					
	<b>BARRIERE ANTIRUMORE - RELAZIONE</b> <b>DI CALCOLO FONDAZIONI BA H10</b>	COMMESSA IZ09	LOTTO 00	CODIFICA D26	DOCUMENTO BA0000003	REV. A

Si assumono le seguenti azioni di calcolo:

$$N = 1.71 \text{ kN}$$

$$V = 8.37 \text{ kN}$$

$$M = 43.11 \text{ kNm}$$

### 6.3 Azione Sismica

Con riferimento alla normativa vigente (NTC2018), le azioni sismiche di progetto si definiscono a partire dalla “pericolosità sismica di base” del sito di costruzione. Essa costituisce l’elemento di conoscenza primario per la determinazione delle azioni sismiche.

La pericolosità sismica è definita in termini di accelerazione orizzontale massima attesa  $a_g$  in condizioni di campo libero su sito di riferimento rigido con superficie topografica orizzontale (di categoria A quale definita al § 3.2.2 del D.M. 2018), nonché di ordinate dello spettro di risposta elastico in accelerazione ad essa corrispondente  $S_e(T)$ , con riferimento a prefissate probabilità di eccedenza PVR, come definite nel § 3.2.1 del D.M. 2018, nel periodo di riferimento  $V_R$ , 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;


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

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

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

#### 6.3.1 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

 <b>ITALFERR</b> GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	<b>PROGETTO DEFINITIVO PER APPALTO</b> <b>COMPLETAMENTO DEL NODO DI UDINE</b> <b>PRG E ACC DEL P.M. CARGNACCO E OPERE</b> <b>SOSTITUTIVE DEI PL INTERFERENTI</b>					
	<b>BARRIERE ANTIRUMORE - RELAZIONE</b> <b>DI CALCOLO FONDAZIONI BA H10</b>	COMMESSA IZ09	LOTTO 00	CODIFICA D26	DOCUMENTO BA0000003	REV. A

quale è destinata. Per la definizione della Vita Nominale da assegnare ad ogni singolo manufatto facente parte di una infrastruttura ferroviaria si rimanda al “*MANUALE DI PROGETTAZIONE DELLE OPERE CIVILI*” - RFI DTC SICS MA IFS 001 A del 29.12.2105;

L’oggetto della presente relazione risulta essere un’opera nuova su infrastrutture ferroviarie esistenti a velocità convenzionale ( $v < 250$  km/h).

*Tabella 7 - Tabella Vita Nominale in funzione del tipo di costruzione*

<b>Tipo di costruzione <sup>(1)</sup></b>	<b>Vita Nominale [ <math>V_N</math> ] <sup>(1)</sup></b>
Opere nuove su infrastrutture ferroviarie esistenti opere nuove su infrastrutture ferroviarie progettate con le norme vigenti prima del dm 14/01/2018 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>

(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. (

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

### 6.3.2 *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

 <b>ITALFERR</b> GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	<b>PROGETTO DEFINITIVO PER APPALTO</b> <b>COMPLETAMENTO DEL NODO DI UDINE</b> <b>PRG E ACC DEL P.M. CARGNACCO E OPERE</b> <b>SOSTITUTIVE DEI PL INTERFERENTI</b>					
	<b>BARRIERE ANTIRUMORE - RELAZIONE</b> <b>DI CALCOLO FONDAZIONI BA H10</b>	COMMESSA IZ09	LOTTO 00	CODIFICA D26	DOCUMENTO BA0000003	REV. A

Classe d'uso IV, reti ferroviarie la cui interruzione non provochi situazioni di emergenza. Dighe il cui collasso non provochi conseguenze rilevanti.

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


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

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

*Tabella 8 - Tabella Classe d'uso Coeff. d'uso in funzione del tipo di costruzione per l'infrastruttura ferroviaria*

<b>Tipo di costruzione</b>	<b>Classe d'uso</b>	<b>Coefficiente d'uso [C<sub>U</sub>]</b>
Grandi stazioni	C IV	2,0
Opere d'arte del sistema di grande viabilità ferroviaria	C III	1,5
Altre opere d'arte	C II	1,0

Facendo riferimento al, "MANUALE DI PROGETTAZIONE DELLE OPERE CIVILI " pag.151 di 431 – *Ponti e strutture* - RFI DTC SICS MA IFS 001 A del 29.12.2105, le strutture di

 <b>ITALFERR</b> GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	<b>PROGETTO DEFINITIVO PER APPALTO</b> <b>COMPLETAMENTO DEL NODO DI UDINE</b> <b>PRG E ACC DEL P.M. CARGNACCO E OPERE</b> <b>SOSTITUTIVE DEI PL INTERFERENTI</b>					
	<b>BARRIERE ANTIRUMORE - RELAZIONE</b> <b>DI CALCOLO FONDAZIONI BA H10</b>	COMMESSA IZ09	LOTTO 00	CODIFICA D26	DOCUMENTO BA0000003	REV. A

progetto non ricadono in una linea del sistema di grande viabilità strategica pertanto nel progetto si considera una classe d'uso tipo II con coefficiente d'uso  $C_U=1,0$ .

### 6.3.3 *Periodo di riferimento*

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

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

### 6.3.4 *Valutazione dei parametri di pericolosità sismica*


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

*Tabella 9 - Probabilità di superamento  $P_{VR}$  al variare dello stato limite considerato*

<b>Stato limite</b>	<b><math>P_{VR}</math>: probabilità di superamento nel periodo di riferimento</b>
<b>SLE</b>	SLO - Stato Limite di Operatività 81%
	SLD - Stato Limite di Danno 63%
<b>SLU</b>	SLV - Stato Limite di salvaguardia della Vita 10%
	SLC - Stato Limite di prevenzione del Collasso 5%

$$T_R = -\frac{V_R}{\ln(1 - P_{VR})} = -\frac{C_U \cdot V_N}{\ln(1 - P_{VR})} \text{ da cui si ottiene la seguente tabella:}$$

*Tabella 10 - Probabilità di superamento  $P_{VR}$  al variare dello stato limite considerato*

 <b>ITALFERR</b> GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	<b>PROGETTO DEFINITIVO PER APPALTO          COMPLETAMENTO DEL NODO DI UDINE          PRG E ACC DEL P.M. CARGNACCO E OPERE          SOSTITUTIVE DEI PL INTERFERENTI</b>					
	<b>BARRIERE ANTIRUMORE - RELAZIONE          DI CALCOLO FONDAZIONI BA H10</b>	COMMESSA IZ09	LOTTO 00	CODIFICA D26	DOCUMENTO BA0000003	REV. A

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

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

Le strutture di progetto avranno quindi i seguenti parametri sismici:

vita nominale  $V_N = 50$ ;

periodo di riferimento pari a  $V_R = 50$ ;

il periodo  $T_R$  in corrispondenza dello SLV sarà pari a  $T_R = 475$  anni.

### 6.3.5 *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 B.

#### Condizioni topografiche

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

 <b>ITALFERR</b> GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	<b>PROGETTO DEFINITIVO PER APPALTO</b> <b>COMPLETAMENTO DEL NODO DI UDINE</b> <b>PRG E ACC DEL P.M. CARGNACCO E OPERE</b> <b>SOSTITUTIVE DEI PL INTERFERENTI</b>					
	<b>BARRIERE ANTIRUMORE - RELAZIONE</b> <b>DI CALCOLO FONDAZIONI BA H10</b>	COMMESSA IZ09	LOTTO 00	CODIFICA D26	DOCUMENTO BA0000003	REV. A

*Tabella 11 - Classificazione topografie superfici*

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

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 NTC2018 per la definizione dello spettro elastico in accelerazione è necessario valutare il valore del coefficiente  $S = S_S \cdot S_T$  e di  $C_C$  in base alla categoria di sottosuolo e alle condizioni topografiche; si fa riferimento nella valutazione dei coefficienti alle tabelle che sono riportate di seguito:

*Tabella 12 - Tabella delle espressioni per  $S_S$  e  $C_C$*

<b>Categoria sottosuolo</b>	<b><math>S_S</math></b>	<b><math>C_C</math></b>
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	$1,00 \leq 2,00 - 1,10 \cdot F_0 \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,60$	$1,15 \cdot (T_C^*)^{-0,40}$

 <b>ITALFERR</b> GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	<b>PROGETTO DEFINITIVO PER APPALTO</b> <b>COMPLETAMENTO DEL NODO DI UDINE</b> <b>PRG E ACC DEL P.M. CARGNACCO E OPERE</b> <b>SOSTITUTIVE DEI PL INTERFERENTI</b>					
	<b>BARRIERE ANTIRUMORE - RELAZIONE</b> <b>DI CALCOLO FONDAZIONI BA H10</b>	COMMESSA IZ09	LOTTO 00	CODIFICA D26	DOCUMENTO BA000003	REV. A

Tabella 13 - Tabella valori massimi del coeff. di amplificazione topografica  $S_T$

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

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

I valori dei coefficienti di amplificazione stratigrafica sono pari a  $S_s = 1,20$  e  $C_c = 1,369$

### Parametri sismici di calcolo

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

Ricerca per coordinate

LONGITUDINE

LATITUDINE

Ricerca per comune

REGIONE

PROVINCIA

COMUNE

**Elaborazioni grafiche**

Grafici spettri di risposta

Variabilità dei parametri

**Elaborazioni numeriche**

Tabella parametri

**Nodi del reticolo intorno al sito**



**Reticolo di riferimento**



Controllo sul reticolo

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

Interpolazione  
superficie rigata

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 7 - 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 -  $P_{VR} = 81\%$
- SLD -  $P_{VR} = 63\%$

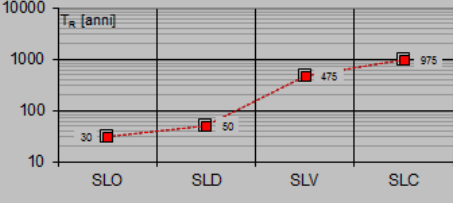
Stati limite ultimi - SLU {

- SLV -  $P_{VR} = 10\%$
- SLC -  $P_{VR} = 5\%$

Elaborazioni

- Grafici parametri azione
- Grafici spettri di risposta
- Tabella parametri azione

Strategia di progettazione



LEGENDA GRAFICO

- Strategia per costruzioni ordinarie
- Strategia scelta

Figura 8 - 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 **B** info  $S_B = 1.200$   $C_C = 1.369$  info

Categoria topografica **T1** info  $h/H = 0.000$   $S_T = 1.000$  info  
(h=quota sito, H=altezza rilievo topografico)

Compon. orizzontale

Spettro di progetto elastico (SLE) Smorzamento  $\xi$  (%)   $\eta_1 = 1.000$  info

Spettro di progetto inelastico (SLU) Fattore  $q_0$   Regol. in altezza **no** info

Compon. verticale

Spettro di progetto Fattore  $q$    $\eta_1 = 0.667$  info

Elaborazioni

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

Spettri di risposta

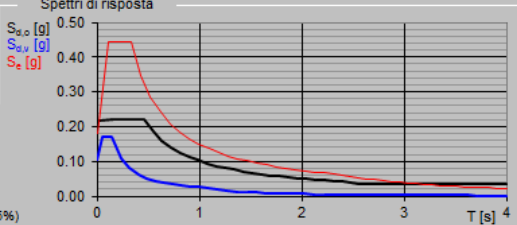
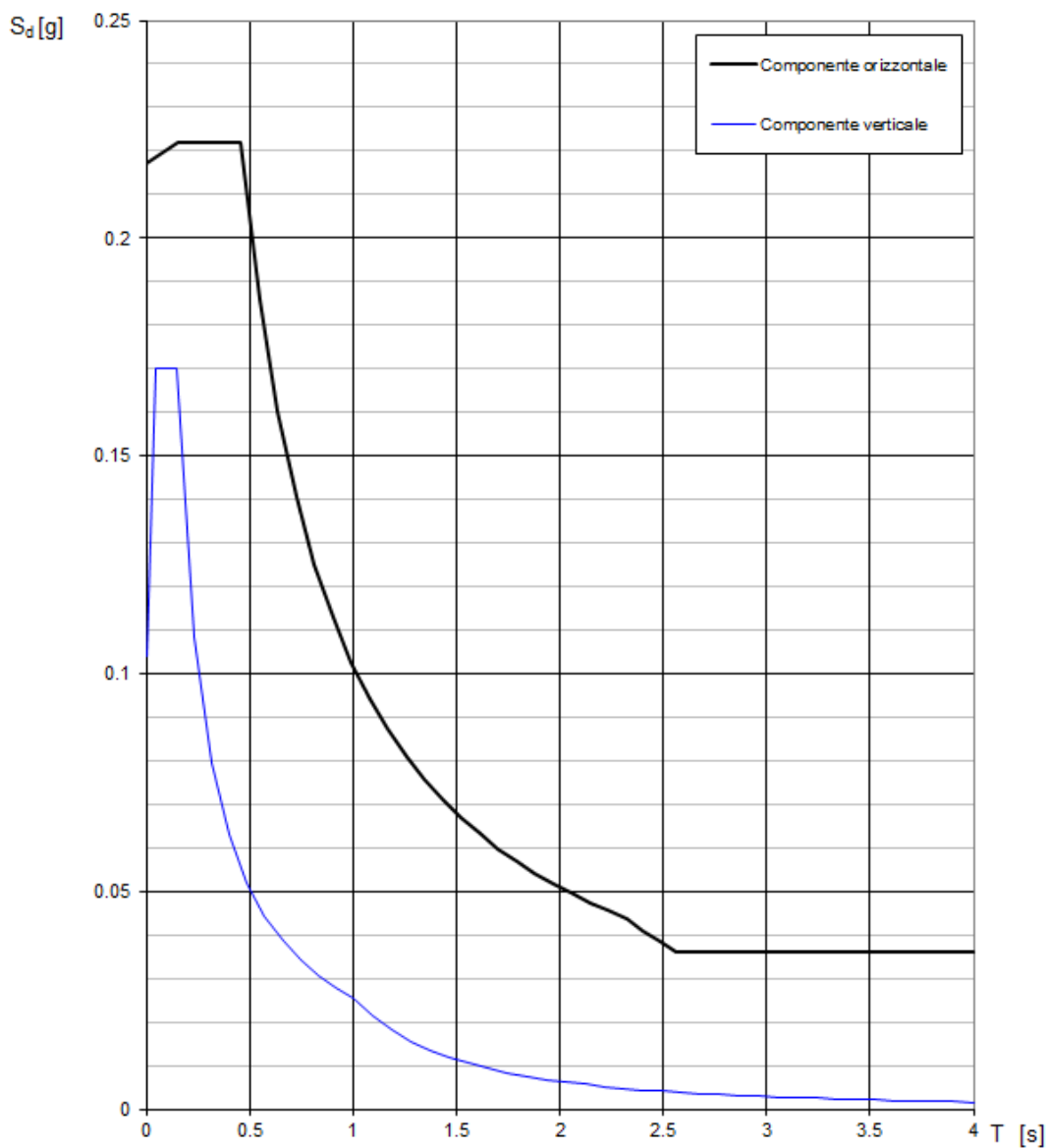


Figura 9 - Determinazione dell'azione di progetto (Fase 3)



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



*Figura 10 - Spettro di progetto: grafico*

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

**Parametri indipendenti**

STATO LIMITE	SLV
$a_g$	0.181 g
$F_o$	2.456
$T_c$	0.335 s
$S_s$	1.200
$C_c$	1.369
$S_T$	1.000
$q$	2.400

**Parametri dipendenti**

$S$	1.200
$\eta$	0.417
$T_B$	0.153 s
$T_C$	0.459 s
$T_D$	2.324 s

**Espressioni dei parametri dipendenti**

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

Lo spettro di progetto  $S_o(T)$  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	0.217
$T_B \leftarrow$	0.153	0.222
$T_C \leftarrow$	0.459	0.222
	0.547	0.186
	0.636	0.160
	0.725	0.141
	0.814	0.125
	0.903	0.113
	0.992	0.103
	1.080	0.094
	1.169	0.087
	1.258	0.081
	1.347	0.076
	1.436	0.071
	1.524	0.067
	1.613	0.063
	1.702	0.060
	1.791	0.057
	1.880	0.054
	1.968	0.052
	2.057	0.050
	2.146	0.047
	2.235	0.046
$T_C \leftarrow$	2.324	0.044
	2.403	0.041
	2.483	0.038
	2.563	0.036
	2.643	0.036
	2.723	0.036
	2.803	0.036
	2.882	0.036
	2.962	0.036
	3.042	0.036
	3.122	0.036
	3.202	0.036
	3.282	0.036
	3.361	0.036
	3.441	0.036
	3.521	0.036
	3.601	0.036
	3.681	0.036
	3.761	0.036
	3.840	0.036
	3.920	0.036
	4.000	0.036

Figura 11 - Spettro di progetto: valori

 <b>ITALFERR</b> GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	<b>PROGETTO DEFINITIVO PER APPALTO</b> <b>COMPLETAMENTO DEL NODO DI UDINE</b> <b>PRG E ACC DEL P.M. CARGNACCO E OPERE</b> <b>SOSTITUTIVE DEI PL INTERFERENTI</b>					
	<b>BARRIERE ANTIRUMORE - RELAZIONE</b> <b>DI CALCOLO FONDAZIONI BA H10</b>	COMMESSA IZ09	LOTTO 00	CODIFICA D26	DOCUMENTO BA0000003	REV. A

Avendo calcolato i parametri con cui determinare l'azione sismica che andrà ad assoggettare la nostra struttura, si esegue 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 H10 vale:

$$f_{1,PA} = 4,24 \text{ Hz (frequenza con pannello asciutto)} \rightarrow T_{1,PA} = 1/f_{1,PA} = 1/4,24 = 0,236 \text{ s};$$

$$f_{1,PB} = 3,83 \text{ Hz (frequenza con pannello bagnato)} \rightarrow T_{1,PB} = 1/f_{1,PB} = 1/3,83 = 0,261 \text{ s}.$$

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

*Tabella 14 - Parametri spettro di risposta in funzione di  $T_R$*

	<b><math>T_R</math> (anni)</b>	<b><math>a_g</math> (g)</b>	<b><math>F_0</math></b>	<b><math>T_C^*</math> (s)</b>
SLV	475	0,181	2,456	0,335

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

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

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

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

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

 <b>ITALFERR</b> GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	<b>PROGETTO DEFINITIVO PER APPALTO</b> <b>COMPLETAMENTO DEL NODO DI UDINE</b> <b>PRG E ACC DEL P.M. CARGNACCO E OPERE</b> <b>SOSTITUTIVE DEI PL INTERFERENTI</b>					
	<b>BARRIERE ANTIRUMORE - RELAZIONE</b> <b>DI CALCOLO FONDAZIONI BA H10</b>	COMMESSA IZ09	LOTTO 00	CODIFICA D26	DOCUMENTO BA0000003	REV. A

dove:

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

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

$\eta = \sqrt{\frac{10}{5 + \xi}} \geq 0,55$                       ,fattore che altera lo spettro elastico per coefficienti di smorzamento viscosi convenzionali  $\xi$  diversi dal 5%, con  $\xi$  (espresso in percentuale) è valutato sulla base di materiali, tipologia strutturale e terreno di fondazione;

$F_0$                                       è il fattore che quantifica l'amplificazione spettrale massima, su sito di riferimento rigido orizzontale, ed ha valore minimo pari a 2,2;

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

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

$T_D = 4,0 \cdot \frac{a_g}{g} + 1,6$                        $T_D$  è il periodo corrispondente all'inizio del tratto a spostamento costante dello spettro, espresso in secondi.

Si hanno pertanto i seguenti valori:

$$\xi = 5 \%;$$

$$\eta = 1;$$

$$C_C = 1,369;$$

$$S = S_S \cdot S_T = 1,20 \cdot 1,00 = 1,20;$$

 <b>ITALFERR</b> GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	<b>PROGETTO DEFINITIVO PER APPALTO</b> <b>COMPLETAMENTO DEL NODO DI UDINE</b> <b>PRG E ACC DEL P.M. CARGNACCO E OPERE</b> <b>SOSTITUTIVE DEI PL INTERFERENTI</b>					
	<b>BARRIERE ANTIRUMORE - RELAZIONE</b> <b>DI CALCOLO FONDAZIONI BA H10</b>	COMMESSA IZ09	LOTTO 00	CODIFICA D26	DOCUMENTO BA0000003	REV. A

$$T_B = 0,153 \text{ s};$$

$$T_C = 0,459 \text{ s};$$

$$T_D = 2,324 \text{ s}.$$

Le 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:

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

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

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

$\lambda$  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;

$g$  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:

$$S_e(T_{1,PA}) = 0.222 \text{ g}.$$

$$S_e(T_{1,PB}) = 0.222 \text{ g}.$$

Il contributo del peso della barriera è distinto a seconda se i pannelli sono asciutti o bagnati e della tipologia di modulo; di seguito si riporta una tabella riassuntiva delle forze statiche a quota testa micropali.

 <b>ITALFERR</b> GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	<b>PROGETTO DEFINITIVO PER APPALTO</b> <b>COMPLETAMENTO DEL NODO DI UDINE</b> <b>PRG E ACC DEL P.M. CARGNACCO E OPERE</b> <b>SOSTITUTIVE DEI PL INTERFERENTI</b>					
	<b>BARRIERE ANTIRUMORE - RELAZIONE</b> <b>DI CALCOLO FONDAZIONI BA H10</b>	COMMESSA IZ09	LOTTO 00	CODIFICA D26	DOCUMENTO BA0000003	REV. A

*Tabella 15 - Riepilogo forze statiche a quota testa micropali*

Azioni	N (kN)	V (kN)	M (kN)
PP	194.15	0.00	6.30
PP PA	8.30	0.00	7.55
PP PB	16.50	0.00	15.02
Vento	9.38	45.91	238.89
Aerodinamica	1.71	8.37	43.11

Si riportano di seguito le sollecitazioni dovute ai carichi permanenti ed ai carichi variabili in condizioni sismiche (quest'ultime calcolate tenendo conto dei momenti di trasporto di ciascun carico elementare).

*Tabella 16 - Sollecitazioni in condizioni sismiche pannelli asciutti*

<b>Azioni del sisma ad intradosso cordolo - pannelli asciutti</b>				
Distanza montanti, L				3.00 m
Altezza barriera, $h_{tot}$				9.00 m
Altezza cordolo fondazione, $h_f$				0.65 m
Altezza modulo in cls, $h_{cls}$				3.28 m
Altezza modulo in acc, $h_{acc}$				5.54 m
Pannelli				asciutti
Altezza pannello, $h_{pannello}$				5.68 m
Ordinata spettrale pannelli asciutti, $S_e(T_{1,PA})$				0.22 g
	N (kN)	V (kN)	Braccio (m)	M (kNm)
Modulo BM130 cls, PP BMcls	62.54	13.88	1.97	27.28
Modulo BM130 acc, PP BMacc	6.86	1.52	6.70	10.20
Pannelli asciutti, PP <sub>PA</sub>	8.30	1.84	6.77	12.47
Modulo BT95, PP BT	56.50	12.54	1.97	24.65
Cordolo, PP <sub>cord</sub>	68.25	15.15	0.33	4.92

*Tabella 17 - Sollecitazioni in condizioni sismiche pannelli bagnati*

<b>Azioni del sisma ad intradosso cordolo - pannelli bagnati</b>				
Distanza montanti, L		3.00 m		
Altezza barriera, $h_{tot}$		9.00 m		
Altezza cordolo fondazione, $h_f$		0.65 m		
Altezza modulo in cls, $h_{cls}$		3.28 m		
Altezza modulo in acc, $h_{acc}$		5.54 m		
Pannelli		bagnati		
Altezza pannello, $h_{pannello}$		5.68 m		
Ordinata spettrale pannelli bagnati $S_e(T_{1,PB})$		0.22 g		
			N (kN)	V (kN) Braccio (m) M (kNm)
Modulo BM130 cls, PP BMcls			62.54	13.88 1.97 27.28
Modulo BM130 acc, PP BMacc			6.86	1.52 6.70 10.20
Pannelli bagnati, PP <sub>PB</sub>			16.50	3.66 6.77 24.80
Modulo BT95, PP BT			56.50	12.54 1.97 24.65
Cordolo, PP <sub>cord</sub>			68.25	15.15 0.33 4.92

 <b>ITALFERR</b> GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	<b>PROGETTO DEFINITIVO PER APPALTO</b> <b>COMPLETAMENTO DEL NODO DI UDINE</b> <b>PRG E ACC DEL P.M. CARGNACCO E OPERE</b> <b>SOSTITUTIVE DEI PL INTERFERENTI</b>					
	<b>BARRIERE ANTIRUMORE - RELAZIONE</b> <b>DI CALCOLO FONDAZIONI BA H10</b>	COMMESSA IZ09	LOTTO 00	CODIFICA D26	DOCUMENTO BA0000003	REV. A

## 7. COMBINAZIONI DI CARICO

Le combinazioni di carico prese in considerazione nelle verifiche sono state definite in base a quanto prescritto dalle NTC2018 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:

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

Gli effetti dell'azione sismica sono valutati tenendo conto delle masse associate ai seguenti carichi gravitazionali:

$$G_1 + G_2 + \sum_j \psi_{2j} Q_{kj}$$

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

I valori dei coefficienti parziali di sicurezza  $\gamma_F$ ,  $\gamma_M$  e  $\gamma_R$  (relativi alle resistenze dei pali soggetti a carichi assiali), nonché i coefficienti di combinazione  $\psi$  delle azioni sono dati dalle tabelle 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.



In riferimento al *MANUALE DI PROGETTAZIONE DELLE OPERE CIVILI* - RFI DTC SICS MA IFS 001 A del 29.12.2105 - §1.5.4.3.1 "Criteri di combinazione delle azioni" si considera che:

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

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

A favore di sicurezza, nei confronti dei coefficienti di combinazione, tali azioni saranno considerate come una sola.

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

**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
	$g_{T1}$	0,80 <sup>(2)</sup>	0,80 <sup>(1)</sup>	0,0
Gruppi di	$g_{T2}$	0,80 <sup>(2)</sup>	0,80 <sup>(1)</sup>	-
carico	$g_{T3}$	0,80 <sup>(2)</sup>	0,80 <sup>(1)</sup>	0,0
	$g_{T4}$	1,00	1,00 <sup>(1)</sup>	0,0
Azioni del vento	$F_{Wk}$	0,60	0,50	0,0
Azioni da	in fase di esecuzione	0,80	0,0	0,0
neve	SLU e SLE	0,0	0,0	0,0
Azioni termiche	$T_k$	0,60	0,60	0,50

<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.

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	$\gamma_\gamma$	$\gamma_\gamma$	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


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

Le combinazioni di calcolo assunte nelle analisi sono riassunte di seguito:

#### SLU

SLU1: carichi permanenti sfavorevoli, pannelli bagnati, vento (di base) e azione aerodinamica concordi;

SLU2: carichi permanenti favorevoli, pannelli asciutti, vento (di base) e azione aerodinamica concordi;

 <b>ITALFERR</b> GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	<b>PROGETTO DEFINITIVO PER APPALTO</b> <b>COMPLETAMENTO DEL NODO DI UDINE</b> <b>PRG E ACC DEL P.M. CARGNACCO E OPERE</b> <b>SOSTITUTIVE DEI PL INTERFERENTI</b>					
	<b>BARRIERE ANTIRUMORE - RELAZIONE</b> <b>DI CALCOLO FONDAZIONI BA H10</b>	COMMESSA IZ09	LOTTO 00	CODIFICA D26	DOCUMENTO BA0000003	REV. A

#### RARA

RARA1: carichi permanenti, pannelli bagnati, vento (di base) e azione aerodinamica concordi;

RARA2: carichi permanenti, pannelli asciutti, vento (di base) e azione aerodinamica concordi;

#### FREQUENTE

FREQ1: carichi permanenti, pannelli bagnati, vento e azione aerodinamica concordi;

FREQ2: carichi permanenti, pannelli asciutti, vento e azione aerodinamica concordi;

#### QUASI-PERMANENTE

QP1: carichi permanenti, pannelli bagnati, vento e azione aerodinamica concordi;

#### SISMICHE

SISMA1: carichi permanenti, pannelli bagnati, sisma;

SISMA2: carichi permanenti, pannelli asciutti, sisma;

### 7.1 Combinazioni statiche


*Tabella 18 - Coefficienti moltiplicativi delle azioni nelle diverse combinazioni statiche*

<b>Combinazione</b>	<b>SLU1</b>	<b>SLU2</b>	<b>RARA1</b>	<b>RARA2</b>	<b>FREQ1</b>	<b>FREQ2</b>	<b>QP1</b>
PP	1.35	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
P. Asc.	0.00	1.00	0.00	1.00	0.00	1.00	1.00
P. Bag.	1.35	0.00	1.00	0.00	1.00	0.00	0.00
Vento	1.50	1.50	1.00	1.00	0.50	0.50	0.00
Aereod.	1.50	1.50	1.00	1.00	0.50	0.50	0.00

### 7.2 Combinazioni sismiche

*Tabella 19 - Coefficienti moltiplicativi delle azioni nelle diverse combinazioni sismiche*

<b>Combinazione</b>	<b>SISMA1</b>	<b>SISMA2</b>
PP	1.00	1.00
P. Asc.	0.00	1.00
P. Bag.	1.00	0.00
Vento	0.00	0.00
Aereod.	0.00	0.00
Sisma PA	0.00	1.00
Sisma PB	1.00	0.00

 <b>ITALFERR</b> GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	<b>PROGETTO DEFINITIVO PER APPALTO</b> <b>COMPLETAMENTO DEL NODO DI UDINE</b> <b>PRG E ACC DEL P.M. CARGNACCO E OPERE</b> <b>SOSTITUTIVE DEI PL INTERFERENTI</b>					
	<b>BARRIERE ANTIRUMORE - RELAZIONE</b> <b>DI CALCOLO FONDAZIONI BA H10</b>	COMMESSA IZ09	LOTTO 00	CODIFICA D26	DOCUMENTO BA000003	REV. A

## 8. VERIFICHE GEOTECNICHE E STRUTTURALI MICROPALI DI FONDAZIONE E CORDOLO DI TESTATA

### 8.1 Calcolo sollecitazioni agenti sulle fondazioni

Le sollecitazioni agenti in testa ai micropali sono state calcolate partendo dalle sollecitazioni risultanti all'incastro del modulo BM, dopo aver moltiplicato quelle relative all'azione aerodinamica dei convogli per il coefficiente di amplificazione dinamica  $\sigma$ , riportato nella relazione tipologica; sono poi stati sommati i contributi dovuti ai momenti di trasporto, i pesi propri degli zoccoli di base dei moduli BM e BT e del cordolo di fondazione.

Forze statiche a quota testa micropali

*Tabella 20 - Tabella riassuntiva delle forze statiche a quota testa micropali*

<b>Sintesi forze statiche</b>			
	N (kN)	V (kN)	M (kNm)
PP=PP BM <sub>cls</sub> +PP BM <sub>acc</sub> +PP BT+PP <sub>cord</sub>	194.15	0.00	6.30
Pannelli asciutti	8.30	0.00	7.55
Pannelli bagnati	16.50	0.00	15.02
Vento	9.38	45.91	238.89
Aerodinamica	1.71	8.37	43.11

*Tabella 22 - Tabella riassuntiva delle forze sismiche a quota testa micropali*

<b>Sintesi forze statiche</b>			
	N (kN)	V (kN)	M (kNm)
Scenario con pannelli asciutti	202.45	44.94	79.53
Scenario con pannelli bagnati	210.65	46.76	91.86

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

*Tabella 23 - Sollecitazioni nelle diverse combinazioni di carico*

Combinazione di calcolo	N (kN)	V (kN)	M (kNm)
SLU1	301.01	81.42	451.77
SLU2	227.28	81.42	444.31
RARA1	213.54	54.28	295.85
RARA2	221.74	54.28	303.31
FREQ1	207.99	27.14	154.85
FREQ2	216.19	27.14	162.31
QP1	210.65	0.00	21.31
SISMA1	202.45	44.94	79.53
SISMA2	210.65	46.76	91.86

### 8.1.1 Sollecitazioni agenti sul singolo micropalo

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:

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

#### Barriere H10 – Modulo BM130

$$i_{trav.} = 0,70\text{m}$$

$$n_{micropali.} = 4$$

*Tabella 21 - Sollecitazioni agenti sui singoli micropali – condizioni statiche*

Sollecitazioni agenti sui singoli micropali			
	N <sup>+</sup> (kN)	N <sup>-</sup> (kN)	V (kN)
SLU1	397.94	-247.44	20.36
SLU2	374.18	-260.54	20.36
RARA1	264.70	-157.94	13.57
RARA2	272.08	-161.22	13.57
FREQ1	162.60	-58.61	6.79
FREQ2	169.98	-61.89	6.79
QP1	67.88	37.44	0.00
SISMA1	107.42	-6.20	11.24
SISMA2	118.27	-12.95	11.69

 <b>ITALFERR</b> GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	<b>PROGETTO DEFINITIVO PER APPALTO</b> <b>COMPLETAMENTO DEL NODO DI UDINE</b> <b>PRG E ACC DEL P.M. CARGNACCO E OPERE</b> <b>SOSTITUTIVE DEI PL INTERFERENTI</b>					
	<b>BARRIERE ANTIRUMORE - RELAZIONE</b> <b>DI CALCOLO FONDAZIONI BA H10</b>	COMMESSA IZ09	LOTTO 00	CODIFICA D26	DOCUMENTO BA0000003	REV. A

## 8.2 Portanza verticale

Il calcolo viene eseguito secondo il metodo messo a punto dall' *École Nationale des Ponts et Chaussées* da Bustamante e Doix, (Doc. rif. [21]) 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 (vedi tabella sotto).

Nel caso in esame viene adottata la tecnica IRS (IRS, injection ripetitive et selective), ma è comunque raccomandato di considerare che per i primi 4-5 m il palo venga considerato del tipo IGU, (IGU, injection globale unique).

Si trascura la resistenza alla punta del micropalo.

Coerentemente a quanto discusso nella Relazione Geotecnica (Doc. rif. [16]), per lo strato più superficiale si assumerà un valore di  $N_{spt} = 6$  bl/ft, mentre per lo strato più profondi si considererà cautelativamente un valore medio di 50 bl/ft. A garanzia di maggiore sicurezza, si adotterà, inoltre, un valore limite di resistenza tangenziale unitaria pari a 150 kPa.

*Tabella 22 - Tabella per la determinazione del coefficiente  $\alpha$*

TERRENO	Valori di $\alpha$		Quantità minima di miscela consigliata	
	IRS	IGU	IRS	IGU
Ghiaia	1.8	1.3 - 1.4	1.5 Vs	1.5 Vs
Ghiaia sabbiosa	1.6 - 1.8	1.2 - 1.4	1.5 Vs	1.5 Vs
sabbia ghiaiosa	1.5 - 1.6	1.2 - 1.3	1.5 Vs	1.5 Vs
Sabbia grossa	1.4 - 1.5	1.1 - 1.2	1.5 Vs	1.5 Vs
Sabbia media	1.4 - 1.5	1.1 - 1.2	1.5 Vs	1.5 Vs
Sabbia fine	1.4 - 1.5	1.1 - 1.2	1.5 Vs	1.5 Vs
Sabbia limosa	1.4 - 1.5	1.1 - 1.2	(1.5 - 2) Vs	1.5 Vs
Limo	1.4 - 1.6	1.1 - 1.2	2 Vs	1.5 Vs
Argilla	1.8 - 2.0	1.2	(2.5 - 3) Vs	(1.5 - 2) Vs
Marne	1.8	1.1 - 1.2	(1.5 - 2) Vs per strati compatti	
Calcari marnosi	1.8	1.1 - 1.2	(2 - 6) Vs o più per strati fratturati	
Calcari alterati o fratturati	1.8	1.1 - 1.2	(2 - 6) Vs o più per strati fratturati	
Roccia alterata e/o fratturata	1.2	1.1	(1.1 - 1.5) Vs per strati poco fratturati; 2 Vs o più per strati fratturati	

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  $s$ .

 <b>ITALFERR</b> GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	<b>PROGETTO DEFINITIVO PER APPALTO</b> <b>COMPLETAMENTO DEL NODO DI UDINE</b> <b>PRG E ACC DEL P.M. CARGNACCO E OPERE</b> <b>SOSTITUTIVE DEI PL INTERFERENTI</b>					
	<b>BARRIERE ANTIRUMORE - RELAZIONE</b> <b>DI CALCOLO FONDAZIONI BA H10</b>	COMMESSA IZ09	LOTTO 00	CODIFICA D26	DOCUMENTO BA0000003	REV. A

Tabella 23 - Tabella per la determinazione del tipo di iniezione

TERRENO	Tipo di iniezione	
	IRS	IGU
Da ghiaia a sabbia limosa	SG1	SG2
Limo e argilla	AL1	AL2
Marna, calcare marnoso, calcare tenero fratturato	MC1	MC2
Roccia alterata e/o fratturata	$\geq R1$	$\geq R2$

I valori della resistenza tangenziale unitaria  $s_i$  all'interfaccia fra tratto iniettato e terreno dipendono sia dalla natura e dalle caratteristiche del terreno sia dalla tecnologia, e sono forniti dai diagrammi contenuti nelle Figure sottostanti:

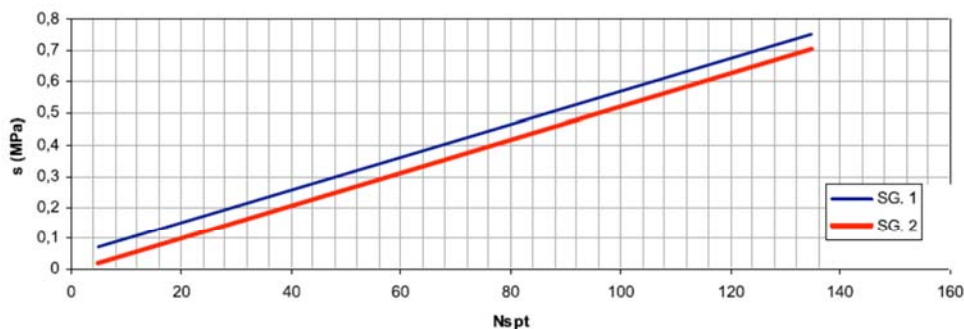


Figura 1. Abaco per la determinazione di  $s$  per Sabbie e Ghiaie  
(modificato rispetto a Viggiani, 1999)

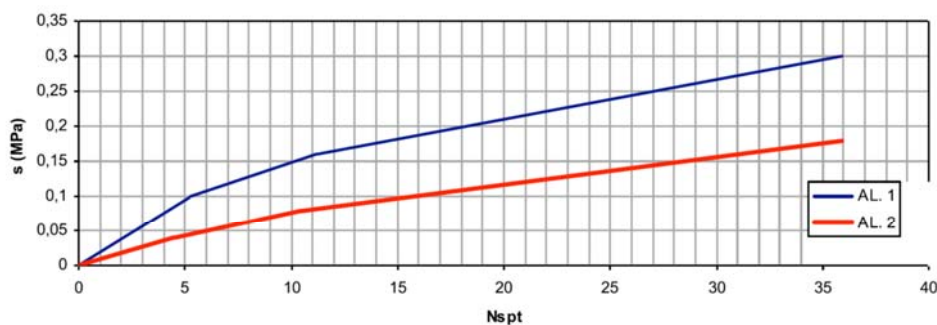


Figura 2. Abaco per la determinazione di  $s$  per Argille e Limi  
(modificato rispetto a Viggiani, 1999)



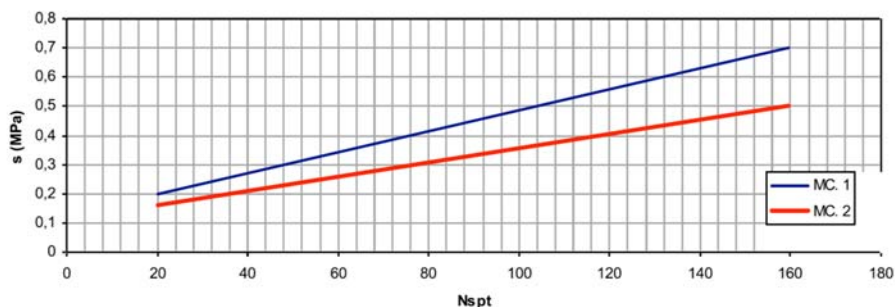


Figura 3. Abaco per la determinazione di  $s$  per Gessi, Marne e Marne Calcaree (modificato rispetto a Viggiani, 1999)

La lunghezza complessiva del micropalo a partire dall'intradosso del cordolo di fondazione è pari a 9m.

Per tenere conto di eventuali attività di scavo in prossimità della barriera, nel caso in esame si assumerà una lunghezza utile di 8m.


Secondo quanto indicato al par.6.4.3.1.1. delle NTC2018, il valore caratteristico della resistenza  $R_k$  del palo è dato dal minore dei valori ottenuti applicando alle resistenze calcolate i fattori di correlazione  $\xi$  (vedi Tab.6,4,IV delle NTC2018 riportata nel seguito), in funzione del numero  $n$  di verticali di indagine. Nel caso in esame  $\xi = 1.70$ .

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

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

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

 <b>ITALFERR</b> GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	<b>PROGETTO DEFINITIVO PER APPALTO</b> <b>COMPLETAMENTO DEL NODO DI UDINE</b> <b>PRG E ACC DEL P.M. CARGNACCO E OPERE</b> <b>SOSTITUTIVE DEI PL INTERFERENTI</b>					
	<b>BARRIERE ANTIRUMORE - RELAZIONE</b> <b>DI CALCOLO FONDAZIONI BA H10</b>	COMMESSA IZ09	LOTTO 00	CODIFICA D26	DOCUMENTO BA0000003	REV. A

### 8.2.1 Verifica alla portanza verticale

Si riporta di seguito l'esito del calcolo, eseguito considerando la combinazione di calcolo più gravosa:  $N=398\text{kN}$ ,  $V=21\text{kN}$ . La verifica geotecnica della fondazione ai carichi assiali risulta soddisfatta.

#### Capacità portante di fusto

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

Tipo di Terreno	Spessore $Is_i$ (m)	$\alpha$ (-)	$Ds_i = \alpha * D$ (m)	$s_i$ media (MPa)	$s_i$ minima (MPa)	$s_i$ calcolo (MPa)	$Qs_i$ (kN)
U1	1.50	1.10	0.28	0.030	0.030	0.015	19.89
U2.1	3.50	1.20	0.30	0.150	0.150	0.077	253.10
U2.2	3.00	1.60	0.40	0.150	0.150	0.077	289.25

$$Ls = 8.00 \quad (m) \quad \quad \quad Ql = 562.23 \quad (kN)$$

#### Capacità portante di punta

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

$$\% \text{ Punta} = 0\% \quad \quad \quad Qp = 0.00 \quad (kN)$$

#### CARICO LIMITE DEL MICROPALO

$$Qlim = Qb + Ql$$

$$Qlim = 562.23 \quad (kN)$$

#### COEFFICIENTE DI SICUREZZA

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

$$Fs = 1.41$$

### 8.3 Portanza orizzontale

La resistenza limite laterale di un palo è determinata dal minimo valore fra il carico orizzontale necessario per produrre il collasso del terreno lungo il fusto ed il carico orizzontale occorrente per generare la plasticizzazione del palo.

Il primo meccanismo (plasticizzazione del terreno) si verifica nel caso di pali molto rigidi in terreni poco resistenti (meccanismo di palo corto), mentre il secondo meccanismo si verifica nel caso di pali aventi rigidezze non eccessive rispetto al terreno di infissione (meccanismo di palo lungo o intermedio).

Sotto uno spostamento orizzontale, l'andamento delle pressioni sul terreno, lungo il palo, derivato teoricamente, è simile a quello riportato in figura 10 per terreni coesivi e incoerenti.

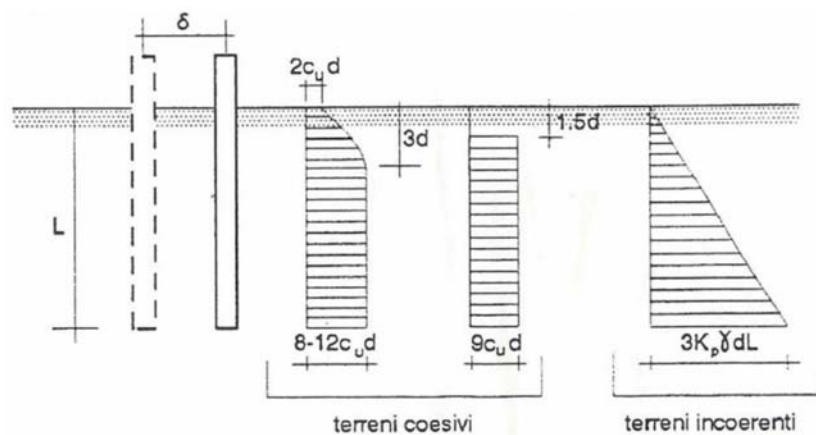


Figura 12 - Palo soggetto ad uno spostamento: reazioni del terreno

Il problema è stato affrontato da Broms (1964) facendo le seguenti assunzioni:

- nel caso di terreni coesivi, il diagramma è assunto costante con la profondità a partire dalla quota  $z = 1.5 d$  ( $d$ =diametro reso del palo);
- nel caso di terreni incoerenti la resistenza del terreno è variabile linearmente con la profondità  $z$  secondo la relazione:

$$p_u(z) = 3 \cdot k_p \cdot \gamma \cdot d \cdot z$$


$$k_p = (1 + \sin \varphi') / (1 - \sin \varphi')$$

coefficiente di spinta passiva

$$\gamma$$

peso specifico del terreno

- terreno omogeneo e valutazione separata dei casi di rottura: rottura non drenata (terreno coesivo  $c = c_u$  e  $\varphi' = 0$ ) o drenata (terreno incoerente  $c = c_u$  e  $\varphi' \neq 0$ );
- la forma della sezione trasversale del palo è influente e il valore della pressione è determinato solo dalla dimensione  $d = D_p$  (diametro reso del palo), cautelativamente assunto pari al diametro di perforazione;
- il terreno presenta proprietà costanti con la profondità;

 <b>ITALFERR</b> GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	<b>PROGETTO DEFINITIVO PER APPALTO</b> <b>COMPLETAMENTO DEL NODO DI UDINE</b> <b>PRG E ACC DEL P.M. CARGNACCO E OPERE</b> <b>SOSTITUTIVE DEI PL INTERFERENTI</b>					
	<b>BARRIERE ANTIRUMORE - RELAZIONE</b> <b>DI CALCOLO FONDAZIONI BA H10</b>	COMMESSA IZ09	LOTTO 00	CODIFICA D26	DOCUMENTO BA0000003	REV. A

- il comportamento all'interfaccia palo/terreno è rigido perfettamente plastico, ovvero la resistenza del terreno si mobilita completamente per un qualsiasi valore non nullo dello spostamento e rimane costante all'aumentare dello spostamento;
- il comportamento flessionale del palo è di tipo rigido perfettamente plastico, ovvero le rotazioni elastiche del palo sono trascurabili sino a quando il momento  $M$  non perviene al valore  $M_y$  (di plasticizzazione).

Quando  $M=M_y$ , si forma nella sezione una cerniera plastica.

Nel caso del palo vincolato in testa ad una struttura che ne impedisce la rotazione (fondazione), Broms, identifica i meccanismi di rottura come indicati nella figure sottostanti e attraverso la risoluzione delle equazioni di equilibrio, fornisce le seguenti espressioni per il carico limite trasversale:

#### Terreni coesivi

$$\text{Palo corto} \quad H_1 = 9 \cdot c_u \cdot d^2 \cdot \left( \frac{L}{d} - 1,5 \right)$$

Palo intermedio

$$H_2 = -9 \cdot c_u \cdot d^2 \cdot \left( \frac{L}{d} - 1,5 \right) + 9 \cdot c_u \cdot d^2 \cdot \left( 2 \left( \frac{L}{d} \right)^2 + \frac{4}{9} \frac{M_y}{c_u \cdot d^3} + 4,5 \right)^{1/2}$$

$$\text{Palo lungo} \quad H_3 = -13,5 \cdot c_u \cdot d^2 + c_u \cdot d^2 \cdot \left( 182,25 + 36 \frac{M_y}{c_u \cdot d^3} \right)^{1/2}$$

#### Terreni incoerenti

$$\text{Palo corto} \quad H_1 = 1,5 \cdot k_p \cdot \gamma \cdot d^3 \cdot \left( \frac{L}{d} \right)^2$$

$$\text{Palo intermedio} \quad H_2 = \frac{1}{2} \cdot k_p \cdot \gamma \cdot d^3 \cdot \left( \frac{L}{d} \right)^2 + \frac{M_y}{L}$$

$$\text{Palo lungo} \quad H_3 = k_p \cdot \gamma \cdot d^3 \cdot \left[ \left( 3,676 \frac{M_y}{k_p \cdot \gamma \cdot d^4} \right)^2 \right]^{1/3}$$

Il carico limite trasversale (orizzontale) risulta:  $H_{lim} = \min \{H_1, H_2, H_3\}$

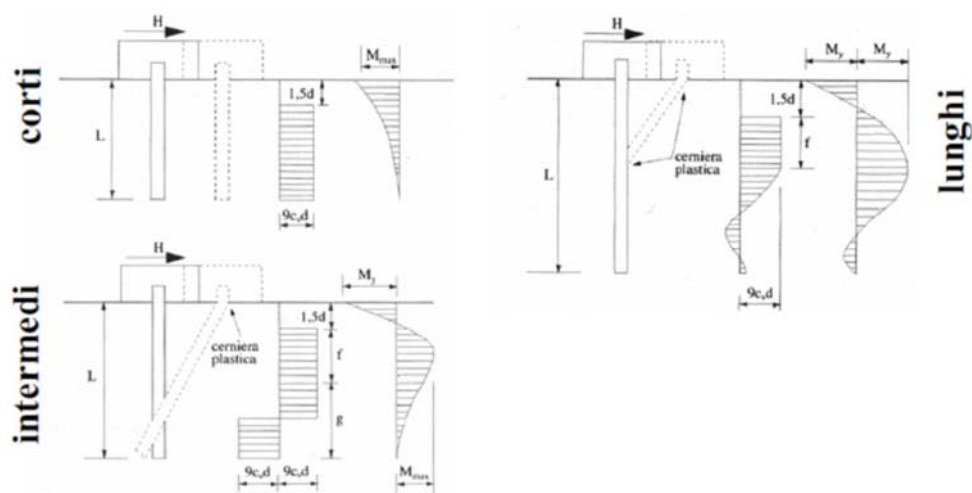


Figura 13 - Carico limite trasversale: terreni coesivi

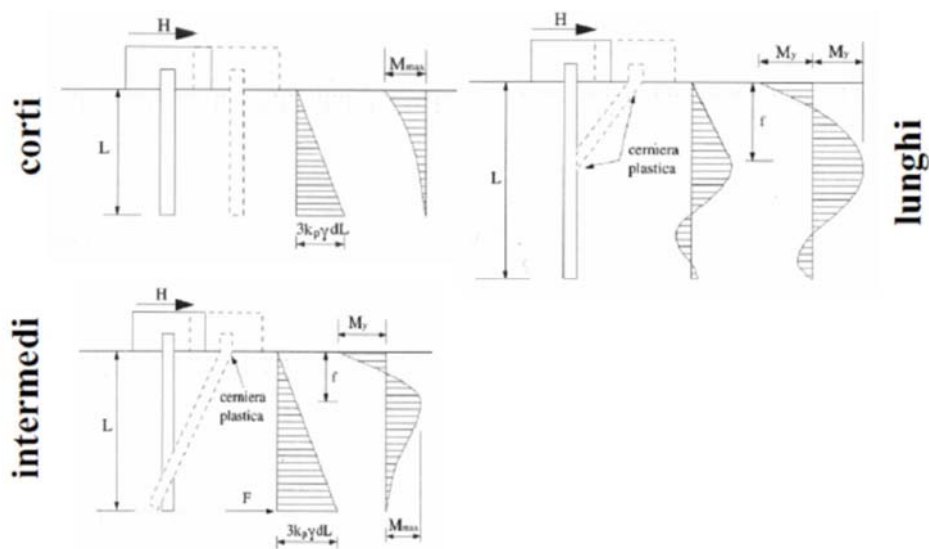
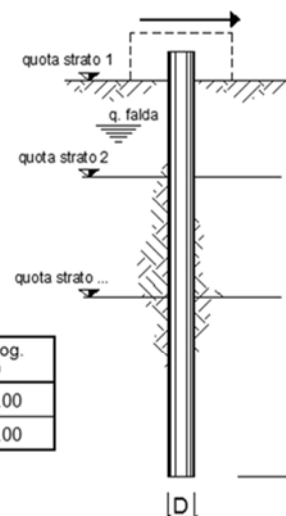


Figura 14 - Carico limite trasversale: terreni incoerenti

### 8.3.1 Verifica alla portanza trasversale

Si descrive di seguito l'esito della verifica del micropalo avente tubo di armatura in acciaio S275, con diametro pari a 177.8mm e spessore di 8mm.

coefficienti parziali Metodo di calcolo			A		M		R
			permanenti $\gamma_G$	variabili $\gamma_Q$	$\gamma_\psi$	$\gamma_{ou}$	$\gamma_R$
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> )	$\varphi$ (°)	Parametri medi		Parametri minimi		
						$k_p$	$c_u$ (kPa)	$\varphi$ (°)	$k_p$	$c_u$ (kPa)
p.c.=strato 1		0.00	18	8	32	3.25		32	3.25	
<input checked="" type="checkbox"/> strato 2		-1.50	20	10	38	4.20		38	4.20	
<input type="checkbox"/> strato 3						1.00			1.00	
<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	-24 (m)
Diametro del palo D	0.25 (m)
Lunghezza del palo L	9.00 (m)
Momento di plasticizzazione palo $M_y$	70.95 (kNm)
Step di calcolo	0.01 (m)

**BARRIERE ANTIRUMORE - RELAZIONE  
DI CALCOLO FONDAZIONI BA H10**

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IZ09	00	D26	BA0000003	A	55 di 65

	<u>H medio</u>			<u>H minimo</u>			
Palo lungo	106.4	(kN)		106.4	(kN)		
Palo intermedio	382.1	(kN)		382.1	(kN)		
Palo corto	1471.3	(kN)		1471.3	(kN)		
	<b>H<sub>med</sub></b>	<b>106.4</b>	<b>(kN)</b>	<b>H<sub>min</sub></b>	<b>106.4</b>	<b>(kN)</b>	<b>Palo lungo</b>
	<b>H<sub>k</sub> = Min(H<sub>med</sub>/ξ<sub>3</sub> ; R<sub>min</sub>/ξ<sub>4</sub>)</b>			62.58	(kN)		
	<b>H<sub>d</sub> = H<sub>k</sub>/γ<sub>T</sub></b>			48.14	(kN)		
Carico Assiale Permanente (G):			G =	0	(kN)		
Carico Assiale variabile (Q):			Q =	21	(kN)		
	<b>F<sub>d</sub> = G · γ<sub>G</sub> + Q · γ<sub>Q</sub> =</b>			21.00	(kN)		
	<b>FS = H<sub>d</sub> / F<sub>d</sub> =</b>			2.29			

## 8.4 Verifiche strutturali

### 8.4.1 Verifica di resistenza micropalo

Viene effettuata la verifica del tubo di armatura considerando la combinazione di carico più gravosa e le seguenti condizioni di sollecitazione:

- massime azioni assiali di compressione (N<sub>p</sub><sup>+</sup>) e trazione (N<sub>p</sub><sup>-</sup>) e corrispondenti azioni taglianti;
- massime azioni di taglio (V<sub>p</sub><sup>+</sup> e V<sub>p</sub><sup>-</sup>) e corrispondenti azioni assiali.

Il micropalo ha tubo di armatura in acciaio S275 e, pertanto, la tensione equivalente σ<sub>id</sub> deve risultare inferiore al valore limite σ<sub>lim</sub>=262N/mm<sup>2</sup>.

#### Tensioni nel singolo micropalo

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

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


$$\sigma_{max} = 184.62 \quad (N/mm^2)$$

$$\sigma_{min} = 1.91 \quad (N/mm^2)$$

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

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

$$\sigma_{id} = 185.40 \quad (N/mm^2) \quad \text{verifica soddisfatta}$$

 <b>ITALFERR</b> GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	<b>PROGETTO DEFINITIVO PER APPALTO</b> <b>COMPLETAMENTO DEL NODO DI UDINE</b> <b>PRG E ACC DEL P.M. CARGNACCO E OPERE</b> <b>SOSTITUTIVE DEI PL INTERFERENTI</b>					
	<b>BARRIERE ANTIRUMORE - RELAZIONE</b> <b>DI CALCOLO FONDAZIONI BA H10</b>	COMMESSA IZ09	LOTTO 00	CODIFICA D26	DOCUMENTO BA0000003	REV. A

#### 8.4.2 Verifica di resistenza suola di fondazione

Si effettuano le seguenti verifiche della suola di fondazione:

Armatura longitudinale → Sezione trasversale verticale di dimensioni 140 x 65

Armature minime di normativa

Si procede al calcolo dell'area minima di acciaio prevista dalla normativa vigente (NTC'18):

$$A_{s,min} = 0,26 \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} b_t \cdot d \quad \text{e comunque non minore di } 0,0013 \cdot b_t \cdot d$$

Al di fuori delle zone di sovrapposizione, l'area di armatura tesa o compressa non deve superare individualmente:

$$A_{s,max} = 0,04 A_c$$

Quindi calcoliamo tali quantità:

$$A_{s,min}^{\prime} = 0,26 \times 2,83/450 \times 1400 \times 600 = 1373 \text{ mm}^2$$

$$A_{s,min}^{\prime\prime} = 0,0013 \times 1400 \times 600 = 1092 \text{ mm}^2$$

$$A_{s,min} = 1373 \text{ mm}^2$$

$$A_{s,max} = 0,04 \times 1400 \times 500 = 33600 \text{ mm}^2$$

Si dispone un'armatura superiore ed inferiore pari a:

$$6\emptyset 20 \text{ } 1885 \text{ mm}^2 / \text{m} = A_a \quad \text{superiori}$$

$$6\emptyset 20 \text{ } 1885 \text{ mm}^2 / \text{m} = A'a \quad \text{inferiori}$$

Dati della sezione

$$H = 65 \text{ cm} \quad B = 140 \text{ cm} \quad h' = 5 \text{ cm}$$

#### Verifica allo SLU

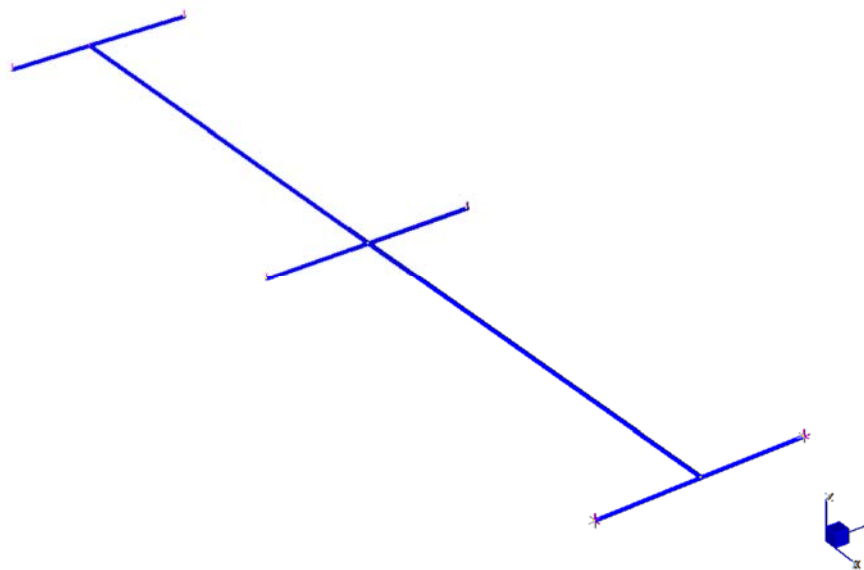
Per la verifica della sezione trasversale si ricorre ad una modellazione in cui la fondazione viene schematizzata come una trave (*beam*) su più appoggi rappresentati dalle teste dei micropali; i medesimi appoggi vengono posti in modo eccentrico rispetto all'asse della fondazione



utilizzando dei link rigidi che permettono di simulare l'effetto *rocking*; per determinare la sollecitazione flettente (che dimensiona le armature di forza della sezione trasversale) e quella tagliante (che dimensiona le staffe) si applica un carico uniformemente distribuito sulla travata (vedere figura); tale carico è stato determinato sommando i valori di sollecitazione agenti, in termini di sforzo normale, sui micropali interessati (n.4) diviso la lunghezza del tratto di fondazione considerata ( $L=3,0\text{m}$ ); nel caso di specie:

$$N_{\text{pali}} = 301 \text{ kN}$$

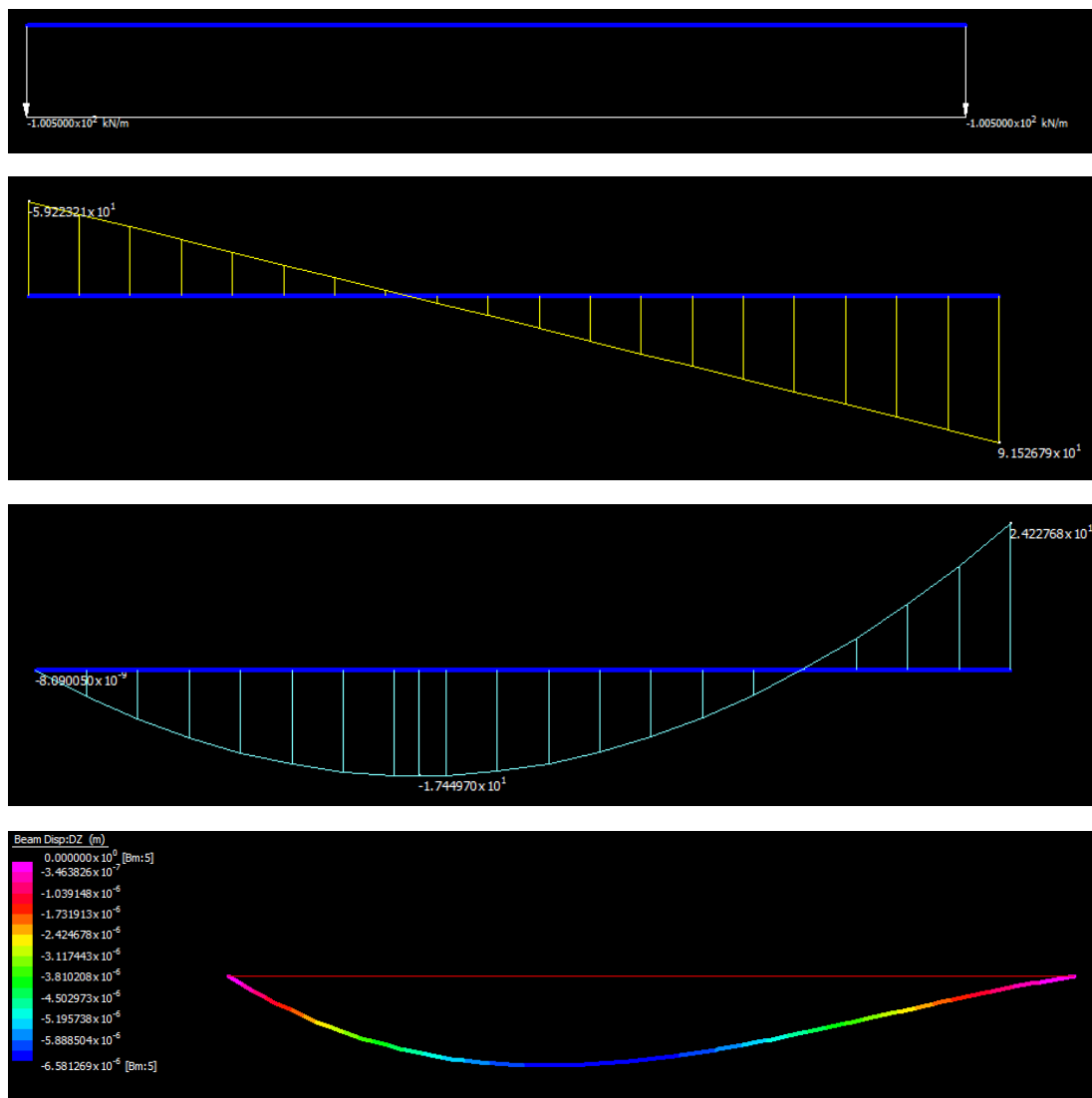
$$P = (N_{\text{palo}})/L = 100.5 \text{ kN/ml}$$



*Figura 15 - schematizzazione trave di fondazione*

Il valore di  $N_{\text{palo}}$  considerato, tiene conto sia delle azioni verticali derivanti dal peso della barriera, e sia dalle azioni orizzontali derivanti dalle azioni del vento e dall'azione aerodinamica; ciò in quanto il medesimo valore è stato determinato a partire dalla combinazione delle azioni su descritte.

Quindi nonostante si tratti di una verifica a flessione semplice retta, si tiene implicitamente in conto anche dell'effetto delle azioni nel piano orizzontale (flessione deviata).



*Figura 16 - Sollecitazioni derivanti dal modello della fondazione*

**Verifica a flessione, taglio e fessurazione**

Valori delle sollecitazioni agli SLU:

$$M_{\max} = 25 \text{ kNm}$$

$$T_{\max} = 92 \text{ kN}$$

Valori delle sollecitazioni agli SLE:

$$M_{\text{rara}} = 19 \text{ kNm}$$

$$M_{\text{qp}} = 19 \text{ kNm}$$

$$M_{\text{freq}} = 18 \text{ kNm}$$

Armatura longitudinale adottata:

6  $\phi$  20 sup

6  $\phi$  20 inf

Staffe

$\phi$  12 a 2 barccia, passo 200mm

Come descritto di seguito, la sezione risulta verificata agli SLU (flessione e taglio) ed agli SLE (fessurazione).

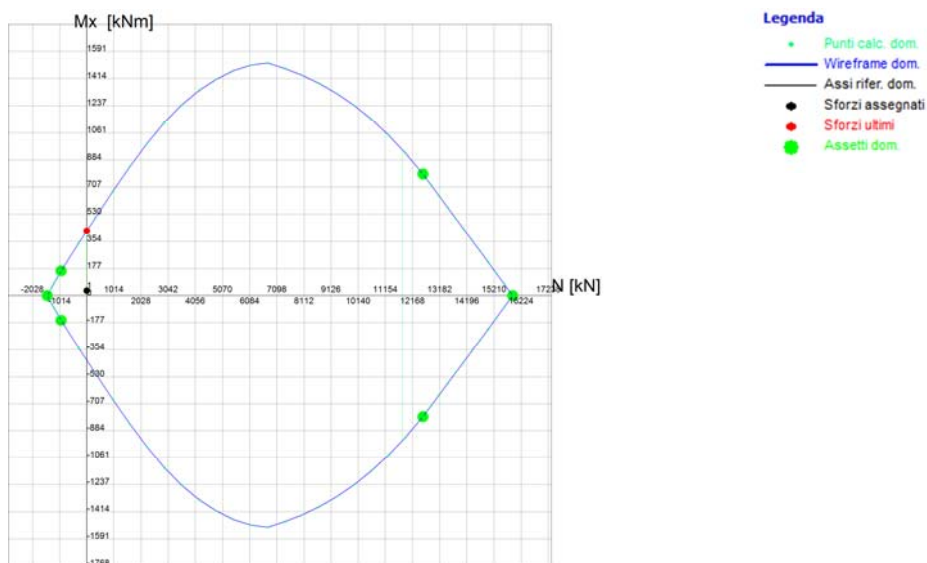


Figura 17 – Dominio N-M di resistenza agli SLU

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

NOME SEZIONE: CordoloH10\_02

Descrizione Sezione:

Metodo di calcolo resistenza:

Normativa di riferimento:

Forma della sezione:

Percorso sollecitazione:

Condizioni Ambientali:

Stati Limite Ultimi

N.T.C.

Rettangolare

A Sforzo Norm. costante

Moderat. aggressive

**BARRIERE ANTIRUMORE - RELAZIONE  
DI CALCOLO FONDAZIONI BA H10**

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IZ09	00	D26	BA000003	A	60 di 65

**CARATTERISTICHE DI RESISTENZA DEI MATERIALI IMPIEGATI**

CALCESTRUZZO -	Classe:	C28/35	
	Resistenza compress. di progetto fcd:	15.86	MPa
	Resistenza compress. ridotta fcd':	7.930	MPa
	Deform. unitaria max resistenza ec2:	0.0020	
	Deformazione unitaria ultima ecu:	0.0035	
	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:	0.300	mm
	Sc limite S.L.E. comb. Q.Permanenti:	12.600	MPa
	Ap.Fess.limite S.L.E. comb. Q.Perm.:	0.200	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
	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:	140.0	cm
Altezza:	65.0	cm
Barre inferiori:	6Ø20	(18.8 cm <sup>2</sup> )
Barre superiori:	6Ø20	(18.8 cm <sup>2</sup> )
Coprif.Inf.(dal baric. barre):	6.8	cm
Coprif.Sup.(dal baric. barre):	6.8	cm
Coprif.Lat. (dal baric.barre):	6.8	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	25.00	92.00	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)	
N°Comb.	N	Mx
1	0.00	19.00

**BARRIERE ANTIRUMORE - RELAZIONE  
DI CALCOLO FONDAZIONI BA H10**

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IZ09	00	D26	BA000003	A	61 di 65

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

	N	Mx
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	19.00 (303.81)

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

	N	Mx
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	18.00 (303.81)

**RISULTATI DEL CALCOLO**

**Sezione verificata**

Copriferro netto minimo barre longitudinali:	5.8	cm
Interferro netto minimo barre longitudinali:	23.3	cm
Copriferro netto minimo staffe:	4.6	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	25.00	-0.15	424.17	16.967	59.4	0.10	0.70

**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	65.0	-0.00073	58.2	-0.03269	6.8

**ARMATURE A TAGLIO E/O TORSIONE DI INVILUPPO PER LE COMBINAZIONI ASSEGNATE**

**BARRIERE ANTIRUMORE - RELAZIONE**  
**DI CALCOLO FONDAZIONI BA H10**

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IZ09	00	D26	BA000003	A	62 di 65

Diametro staffe:	12	mm	
Passo staffe:	20.0	cm	[Passo massimo di normativa = 26.9 cm]
N.Bracci staffe:	5		
Area staffe/m :	28.3	cm <sup>2</sup> /m	[Area Staffe Minima NTC = 21.0 cm <sup>2</sup> /m]

**VERIFICHE A TAGLIO**

Ver	S = comb.verificata a taglio-tors./ N = comb. non verificata
Ved	Taglio agente [kN] uguale al taglio Vy di comb. (sollecit. retta)
Vrd	Taglio resistente [kN] in assenza di staffe [formula (4.1.23)NTC]
Vcd	Taglio compressione resistente [kN] lato conglomerato [formula (4.1.28)NTC]
Vvd	Taglio trazione resistente [kN] assorbito dalle staffe [formula (4.1.27)NTC]
bw d	Larghezza minima [cm] sezione misurata parallelam. all'asse neutro   Altezza utile sezione
Ctg	Cotangente dell'angolo di inclinazione dei puntoni di conglomerato
Acw	Coefficiente maggiorativo della resistenza a taglio per compressione
Ast	Area staffe/metro strettamente necessaria per taglio e torsione [cm <sup>2</sup> /m]

N°Comb	Ver	Ved	Vrd	Vcd	Vvd	bw d	Ctg	Acw	Ast
1	S	92.00	364.26	2005.26	1448.80	140.0 58.2	2.500	1.000	1.8

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

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.
1	S	0.35	65.0	0.00	52.3	-18.8	58.2	17.0	2380	18.8

**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*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
1	S	-0.00011	0.00003	0.50	0.60	0.000056 (0.000056)	626	0.035 (990.00)

**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.
1	S	0.35	65.0	0.00	52.3	-18.8	58.2	17.0	2380	18.8

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

N°Comb	Ver	e1	e2	K2	Kt	e sm	srm	wk
1	S	-0.00011	0.00003	0.50	0.60	0.000056 (0.000056)	626	0.035 (0.30)

**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.
1	S	0.33	65.0	0.00	52.3	-17.8	58.2	17.0	2380	18.8

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

N°Comb	Ver	e1	e2	K2	Kt	e sm	srm	wk
1	S	-0.00010	0.00002	0.50	0.40	0.000053 (0.000053)	626	0.033 (0.20)

Verifica a punzonamento

Il calcolo è eseguita coerentemente a quanto previsto dalle normative vigenti (Doc. rif. [1] e [6]) e verificando le seguenti condizioni:

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

$$V_{Ed} < V_{Rd,max} \quad \text{lungo il perimetro del pilastro}$$

dove:

$V_{Ed}$  tensione di punzonamento di progetto;

$V_{Rd,c}$  valore di progetto del taglio-punzonamento resistente di una piastra, priva di armature per il taglio punzonamento lungo la sezione di verifica considerata;

$V_{Rd,max}$  valore di progetto del massimo taglio-punzonamento resistente lungo la sezione di verifica.

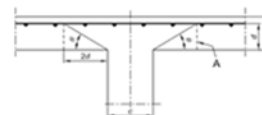
Qualora la prima condizione non fosse soddisfatta, si raccomanda la disposizione di armatura per il taglio-punzonamento lungo la sezione di verifica.

**BARRIERE ANTIRUMORE - RELAZIONE**  
**DI CALCOLO FONDAZIONI BA H10**

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IZ09	00	D26	BA000003	A	64 di 65

**INPUT**

Altezza utile della trave, $h_1$	650 mm
Copriferro	50 mm
Diametro micropalo, $D_p$	250 mm
Altezza utile effettiva, $d$	600 mm
Classe di calcestruzzo	C28/35
Resistenza caratteristica, $f_{ck}$	29 N/mm <sup>2</sup>
Coefficiente riduttivo, $\alpha$	0.85 -
Coefficiente parziale materiale, $\gamma_c$	1.50 -
Resistenza di progetto, $f_{cd}$	16.46 MPa



**VERIFICA SUL PERIMETRO DEL PALO**

**TENSIONE DI TAGLIO-PUNZONAMENTO DI PROGETTO**

Azione di progetto, $V_{ed}$	398 kN
Perimetro palo, $u_0$	785 mm
Posizione del palo ed eccentricità dei carichi	Palo interno
Coefficiente di eccentricità, $\beta$	1.15 -

Tensione di punzonamento di progetto, $v_{ed} = \beta V_{ed} / (u_0 d)$	0.97 MPa
---	----------

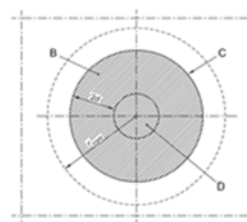
**RESISTENZA MASSIMA A TAGLIO-PUNZONAMENTO**

Coefficiente  $u = 0.5$  fino a C70/85;  $u = 0.6 (1 - f_{ck}/250)$  oltre C70/85

Resistenza massima sul perimetro, $V_{rd,max} = 0.4 f_{cd} u$	3.29 MPa
---	----------

Coefficiente di sicurezza sul perimetro,  $C_s$

$V_{rd,max} > V_{ed,....}$  **verificato**

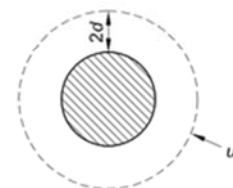


**VERIFICA SULLA SEZIONE UTILE DI TRAVE SENZA ARMATURA A TAGLIO**

**TENSIONE DI TAGLIO-PUNZONAMENTO DI PROGETTO**

Azione di progetto, $V_{ed}$	398 kN
Coefficiente di eccentricità, $\beta$	1.15 -
Perimetro utile, $u_1$	8325 mm

Tensione di punzonamento di progetto, $v_{ed} = \beta V_{ed} / (u_1 d)$	0.09 Mpa
---	----------



**RESISTENZA MASSIMA A TAGLIO-PUNZONAMENTO**

Coefficiente  $k = 1 + (200/d)^{0.5} \leq 2d$

Armatura longitudinale tesa in direzione 1,  $\phi_{long,dir1}$

Barre/m armatura longitudinale tesa in direzione 1,  $S_{long,dir1}$

Larghezza equivalente per la sezione di acciaio teso,  $D+3d$

Armatura longitudinale tesa in direzione 1,  $A_{s1}$

Rapporto di armatura longitudinale in direzione 1,  $\rho_1$

Rapporto di armatura longitudinale in direzione 2,  $\rho_2$

Rapporto armatura longitudinale,  $\rho_i = \min(\rho_1; \rho_2)$

Resistenza di calcolo,  $V_{rd,c,calc} = 0.18/\gamma_c k (100 \rho_i f_{ck})^{1/3}$


Resistenza minima,  $V_{rd,c,min} = 0.035 k^{3/2} f_{ck}^{1/2}$

Resistenza trave priva di armatura a taglio, $V_{rd,c} = \max(V_{rd,c,calc}; V_{rd,c,min})$	0.40 Mpa
---	----------

Coefficiente di sicurezza sul perimetro,  $C_s$

$V_{rd,c} > V_{ed,....}$  **verificato**



 <b>ITALFERR</b> GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	<b>PROGETTO DEFINITIVO PER APPALTO          COMPLETAMENTO DEL NODO DI UDINE          PRG E ACC DEL P.M. CARGNACCO E OPERE          SOSTITUTIVE DEI PL INTERFERENTI</b>					
	<b>BARRIERE ANTIRUMORE - RELAZIONE          DI CALCOLO FONDAZIONI BA H10</b>	COMMESSA IZ09	LOTTO 00	CODIFICA D26	DOCUMENTO BA0000003	REV. A

## 9. CONCLUSIONI

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

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

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

La struttura a collaudo dovrà essere conforme alle tolleranze dimensionali prescritte nella presente relazione, inoltre relativamente alle prestazioni attese esse dovranno essere quelle di cui al § 9 del D.M. 17.01.2018.

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

Dai calcoli eseguiti si determinano le seguenti caratteristiche dei micropali:

D = 25cm	diametro micropali
L = 9,0 m	lunghezza micropali
i = 1,50 m	interasse longitudinale
d = 0,70 m	interasse trasversale
tubolare 177.8x8 mm	armatura micropalo