

COMMITTENTE:



PROGETTAZIONE:



CUP: J47109000030009

U.O. INFRASTRUTTURE NORD

PROGETTO DEFINITIVO

POTENZIAMENTO DELLA LINEA MILANO-GENOVA QUADRUPPLICAMENTO MILANO-ROGOREDO-PAVIA FASE 1 – QUADRUPPLICAMENTO MI ROGOREDO – PIEVE EMANUELE

ELABORATI GENERALI

Relazione di calcolo fondazioni BA H7

SCALA:

-

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

N M 0 Z 1 0 D 2 6 C L I F 0 1 0 0 0 0 2 A

Rev.	Descrizione	Redatto	Data	Verificato	Data	Approvato	Data	Autorizzato	Data
A	EMISSIONE ESECUTIVA	CONSORZIO INTEGRA	Novembre 2018	F.Coppini/A.Maran 	Novembre 2018	S. Borelli 	Novembre 2018	F. Borelli Novembre 2018 	

ITALFERR - UC INFRASTRUTTURE NORD
 Dott. Ing. Francesco Borelli
 Ordine degli Ingegneri della Provincia di Roma
 n. 25172 Sez. A

File: NM0Z10D26CLIF0100002A

n. Elab.:


INDICE

1.	PREMESSA	4
2.	DESCRIZIONE DELL'OPERA	4
3.	DOCUMENTI DI RIFERIMENTO	6
3.1	NORMATIVA E ISTRUZIONI	6
4.	CARATTERIZZAZIONE GEOLOGICA-GEOTECNICA	7
4.1	CARATTERISTICHE DELLA FALDA.....	8
4.2	PARAMETRI GEOTECNICI CARATTERISTICI PER TRATTI.....	8
4.3	RISULTATI PROVE MASW	9
5.	CARATTERISTICHE DEI MATERIALI IMPIEGATI	10
5.1	CALCESTRUZZO	10
5.1.1	<i>Magrone</i>	10
5.1.2	<i>Calcestruzzo per opere in calcestruzzo armato portante</i>	10
5.1.1	<i>Micropali di fondazione C25/30</i>	11
5.2	ACCIAIO.....	12
5.2.1	<i>Acciaio per cemento armato</i>	12
5.2.2	<i>Acciaio da carpenteria metallica</i>	12
6.	ANALISI DEI CARICHI DI PROGETTO	13
6.1	PESI PROPRI	13
6.2	CARICHI VARIABILI	15
6.2.1	<i>Carico del vento</i>	15
6.2.2	<i>Azione aerodinamica dovuta al traffico ferroviario</i>	19
6.3	AZIONE SISMICA	21
6.3.1	<i>Vita nominale</i>	21
6.3.2	<i>Classe d'uso</i>	22
6.3.3	<i>Periodo di riferimento</i>	23

RELAZIONE DI CALCOLO FONDAZIONI BA H7

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
D14Z	03	D22	CLIF0100002	A	3 di 69

6.3.4	<i>Valutazione dei parametri di pericolosità sismica</i>	23
6.3.5	<i>Caratterizzazione sismica del terreno</i>	24
	<i>Categorie di Sottosuolo</i>	24
	<i>Condizioni topografiche</i>	25
	<i>Amplificazione Stratigrafica e Topografica</i>	25
	<i>Parametri sismici di calcolo</i>	26
	<i>Calcolo forza sismica alla base</i>	30
7.	COMBINAZIONI DI CARICO	33
7.1	COMBINAZIONI STATICHE	37
7.2	COMBINAZIONI SISMICHE	37
8.	VERIFICHE GEOTECNICHE E STRUTTURALI MICROPALI DI FONDAZIONE E CORDOLO DI TESTATA	38
8.1	CALCOLO SOLLECITAZIONI AGENTI SULLE FONDAZIONI	38
8.1.1	<i>Sollecitazioni agenti sul singolo micropalo</i>	40
8.2	PORTANZA VERTICALE	42
8.2.1	<i>Verifica capacità portante verticale</i>	47
8.3	PORTANZA ORIZZONTALE	49
8.3.1	<i>Verifica alla portanza trasversale</i>	52
8.4	VERIFICHE STRUTTURALI	54
8.4.1	<i>Verifica di resistenza micropalo</i>	54
8.4.2	<i>Verifica di resistenza suola di fondazione</i>	55
	<i>Verifica allo SLU</i>	56
	<i>Verifiche allo SLE</i>	60
	<i>Stato limite di formazione delle fessure</i>	63
	<i>Verifica delle tensioni di esercizio</i>	63
	<i>Verifica a punzonamento</i>	65
9.	CONCLUSIONI	69

	PROGETTO DEFINITIVO POTENZIAMENTO DELLA LINEA MILANO - GENOVA QUADRUPPLICAMENTO TRATTA MILANO ROGOREDO-PAVIA FASE 1 - QUADRUPPLICAMENTO MI ROGOREDO-PIEVE EMANUELE					
	RELAZIONE DI CALCOLO FONDAZIONI BA H7	COMMESSA D14Z	LOTTO 03	CODIFICA D22	DOCUMENTO CLIF0100002	REV. A

1. PREMESSA

Nella presente relazione si dimensionano le fondazioni delle barriere antirumore tipo **H7** su rilevato relative all'intervento di risanamento acustico della Regione Lombardia, lungo la Milano Rogoredo-Pavia.

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. 17/01/2008, "*Norme tecniche per le costruzioni in zone sismiche*" e le relative specifiche ferroviarie (cfr par. 3.1.2)

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

azioni sismiche;

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

2. DESCRIZIONE DELL'OPERA

La presente relazione di calcolo ha per oggetto l'analisi e le verifiche geotecniche e strutturali delle opere di fondazione profonde delle barriere antirumore su rilevato tipo H7 rettificata (modulo BM110); tali fondazioni saranno realizzate con micropali dotati di armatura tubolare in acciaio; sulla testa di tali micropali verrà poi realizzato un cordolo in conglomerato cementizio armato al quale vengono poi ancorate le basi delle barriere antirumore.

I risultati ottenuti in questa relazione saranno applicati alle barriere antirumore su rilevato tipo H5, H6 e H7 (rettificate).

Per ulteriori indicazioni si rimanda agli elaborati progettuali. Si riporta di seguito la sezione tipo di tali barriere.

SEZIONE TRASVERSALE

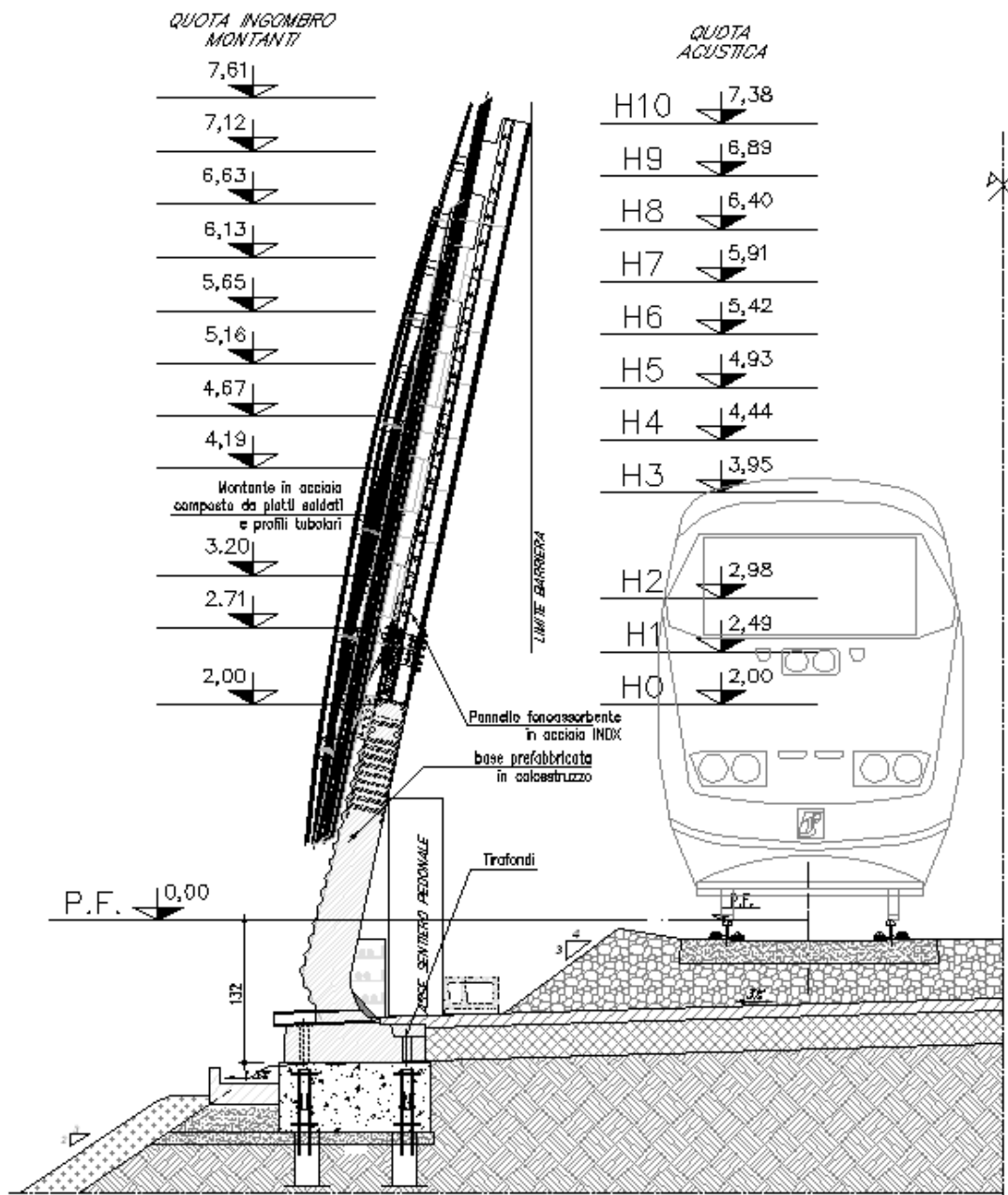



Figura 1: Sezione tipo barriera antirumore su rilevato

	PROGETTO DEFINITIVO POTENZIAMENTO DELLA LINEA MILANO - GENOVA QUADRUPPLICAMENTO TRATTA MILANO ROGOREDO-PAVIA FASE 1 - QUADRUPPLICAMENTO MI ROGOREDO-PIEVE EMANUELE					
RELAZIONE DI CALCOLO FONDAZIONI BA H7	COMMESSA D14Z	LOTTO 03	CODIFICA D22	DOCUMENTO CLIF0100002	REV. A	FOGLIO 6 di 69

3. DOCUMENTI DI RIFERIMENTO

3.1 Normativa e istruzioni

La progettazione è conforme alle normative vigenti.

- *Norme Tecniche per le Costruzioni - D.M. 17.01.2008 (NTC-2008);*
- *Circolare n. 617 del 2 febbraio 2009 - Istruzioni per l'Applicazione Nuove Norme Tecniche Costruzioni di cui al Decreto Ministeriale 14 gennaio 2008;*
- *UNI EN 206-1/2006 – “Calcestruzzo. Specificazione, prestazione, produzione e conformità”;*
- *UNI 11104/2004 – “Calcestruzzo. Specificazione, prestazione, produzione e conformità. Istruzioni complementari per l'applicazione della EN 206-1”;*
- *Norme UNI ENV 1991 ; UNI ENV 1992; UNI EN 1993; UNI EN 1997; UNI EN 1998;*
- *“ MANUALE DI PROGETTAZIONE DELLE OPERE CIVILI” - RFI DTC SICS MA IFS 001 A del 29.12.2105;*
- *“CAPITOLATO GENERALE TECNICO DI APPALTO DELLE OPERE CIVILI”-RFI DTC SICS SP IFS 001B*

4. CARATTERIZZAZIONE GEOLOGICA-GEOTECNICA

Nell'ambito degli interventi di risanamento acustico nella regione Lombardia (Fase di Attuazione del Piano redatto ai sensi del D.M. Ambiente 29/11/2000), e nella specifica tratta Milano Rogoredo-Pavia si riportano i risultati della campagna di indagini condotte ai fini delle verifiche strutturali. Per ulteriori dettagli si rimanda alla relazione geotecnica generale.

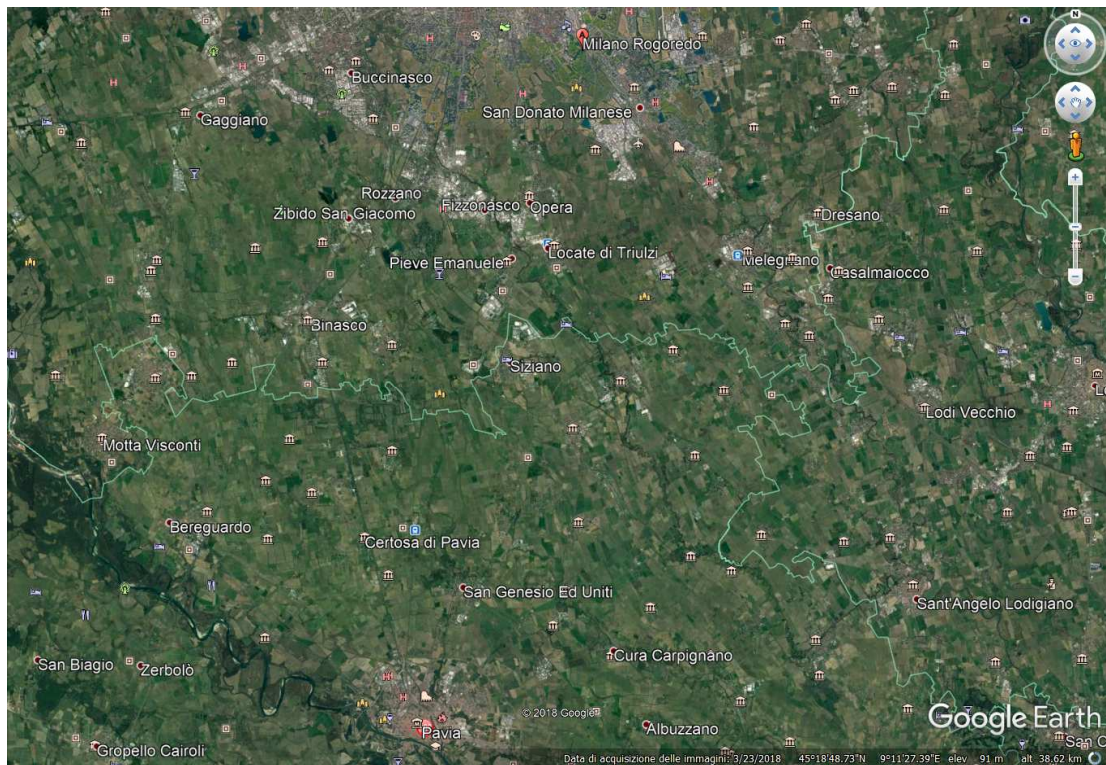



Figura 2: Ubicazione dell'area di intervento

 ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	PROGETTO DEFINITIVO POTENZIAMENTO DELLA LINEA MILANO - GENOVA QUADRUPPLICAMENTO TRATTA MILANO ROGOREDO-PAVIA FASE 1 - QUADRUPPLICAMENTO MI ROGOREDO-PIEVE EMANUELE					
	RELAZIONE DI CALCOLO FONDAZIONI BA H7	COMMESSA D14Z	LOTTO 03	CODIFICA D22	DOCUMENTO CLIF0100002	REV. A

4.1 Caratteristiche della falda


La falda si trova a una quota di 2,0 m di profondità da p.c.

4.2 Parametri geotecnici caratteristici per tratti

Per il calcolo dell'opera in oggetto si è fatto riferimento alla caratterizzazione geotecnica più gravosa riscontrata lungo il tracciato della fase 1. Le caratteristiche assunte sono le seguenti:

PROFONDITA'				UNITA' TERRENO	gsat [kN/m ³]	gd [kN/m ³]	N30	φ'
da	0	in	poi	S	19	16	37	23


Tabella 1: Caratterizzazione geotecnica delle singole unità

	PROGETTO DEFINITIVO POTENZIAMENTO DELLA LINEA MILANO - GENOVA QUADRUPPLICAMENTO TRATTA MILANO ROGOREDO-PAVIA FASE 1 - QUADRUPPLICAMENTO MI ROGOREDO-PIEVE EMANUELE					
RELAZIONE DI CALCOLO FONDAZIONI BA H7	COMMESSA D14Z	LOTTO 03	CODIFICA D22	DOCUMENTO CLIF0100002	REV. A	FOGLIO 9 di 69

4.3 Risultati prove MASW

La determinazione del tipo di suolo, secondo normativa, può essere basata sulla stima dei valori della velocità media di propagazione delle onde di taglio $V_{s,30}$ entro i primi 30 metri di profondità ovvero sul numero medio di colpi $N_{SPT,30}$ ottenuti da prove penetrometriche dinamiche nei terreni ovvero sulla coesione non drenata media $c_{u,30}$.

L'analisi dell'assetto stratigrafico e dei valori di N_{spt} ha consentito di definire una categoria di sottosuolo come "C", ovvero "Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o di terreni a grana fina mediamente consistenti, con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di $V_{s,30}$ compresi tra 180 m/s e 360 m/s (ovvero $15 < N_{SPT,30} < 50$ nei terreni a grana grossa e $70 < c_{u,30} < 250$ kPa nei terreni a grana fina)".

 ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	PROGETTO DEFINITIVO POTENZIAMENTO DELLA LINEA MILANO - GENOVA QUADRUPPLICAMENTO TRATTA MILANO ROGOREDO-PAVIA FASE 1 - QUADRUPPLICAMENTO MI ROGOREDO-PIEVE EMANUELE					
	RELAZIONE DI CALCOLO FONDAZIONI BA H7	COMMESSA D14Z	LOTTO 03	CODIFICA D22	DOCUMENTO CLIF0100002	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/m³.

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. 2008

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

Tabella 2: Caratteristiche del conglomerato di classe C28/35

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

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

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

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

$$f_{ctm} = 0,30 \cdot f_{ck}^{(2/3)} = 0,30 \cdot 29,05^{(2/3)} = 2,83 \text{ N/mm}^2 \quad \rightarrow \quad \text{Resistenza media a trazione del cls;}$$

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


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

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

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

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

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

 ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	PROGETTO DEFINITIVO POTENZIAMENTO DELLA LINEA MILANO - GENOVA QUADRUPPLICAMENTO TRATTA MILANO ROGOREDO-PAVIA FASE 1 - QUADRUPPLICAMENTO MI ROGOREDO-PIEVE EMANUELE					
	RELAZIONE DI CALCOLO FONDAZIONI BA H7	COMMESSA D14Z	LOTTO 03	CODIFICA D22	DOCUMENTO CLIF0100002	REV. A

$$f_{bd} = 4,45/1,5 = 2,96 \text{ N/mm}^2$$

→ Resistenza di calcolo di aderenza del cls.

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

La massima tensione di compressione del calcestruzzo σ_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:

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

Nel caso di combinazione quasi permanente:

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

Modulo elastico del calcestruzzo

$$E_{cm} = 22.000 \cdot [f_{cm}/10]^{0,3} \text{ [N/mm}^2\text{]}$$

dove


$$- \quad f_{cm} = f_{ck} + 8 \text{ [N/mm}^2\text{]} \rightarrow f_{cm} = 29,05 + 8 = 37,05 \text{ N/mm}^2 \rightarrow \text{Resistenza media cilindrica a compressione del cls;}$$

$$- \quad E_{cm} = 22.000 \cdot [37,05/10]^{0,3} = 32.588,10 \text{ N/mm}^2 \quad \rightarrow \text{Modulo elastico del cls.}$$

5.1.1 Micropali di fondazione C25/30

Il materiale posto in opera è C25/30:

Peso Specifico	$\gamma =$	25kN/m ³
Resistenza Cubica	$R_{ck} =$	30 MPa
Resistenza Cilindrica	$f_{ck} =$	24.9 MPa
Resistenza Cilindrica Media a compressione	$f_{cm} = f_{ck} + 8 =$	32.9 MPa
Modulo Elastico	$E = 22000 \cdot [f_{cm}/10]^{0,3} =$	31447 MPa

 ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	PROGETTO DEFINITIVO POTENZIAMENTO DELLA LINEA MILANO - GENOVA QUADRUPPLICAMENTO TRATTA MILANO ROGOREDO-PAVIA FASE 1 - QUADRUPPLICAMENTO MI ROGOREDO-PIEVE EMANUELE					
	RELAZIONE DI CALCOLO FONDAZIONI BA H7	COMMESSA D14Z	LOTTO 03	CODIFICA D22	DOCUMENTO CLIF0100002	REV. A

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.


Per l'acciaio avente caratteristiche corrispondenti a quanto indicato al Cap. 11 del D.M.2008, la tensione massima, σ_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	$\alpha = 12 \cdot 10^{-6} \text{ per } ^\circ\text{C}^{-1}$ (per T fino a 100 °C);
Densità	$\rho = 7.850 \text{ kg/m}^3$.

 ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	PROGETTO DEFINITIVO POTENZIAMENTO DELLA LINEA MILANO - GENOVA QUADRUPPLICAMENTO TRATTA MILANO ROGOREDO-PAVIA FASE 1 - QUADRUPPLICAMENTO MI ROGOREDO-PIEVE EMANUELE					
	RELAZIONE DI CALCOLO FONDAZIONI BA H7	COMMESSA D14Z	LOTTO 03	CODIFICA D22	DOCUMENTO CLIF0100002	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.

La barriera in oggetto è la tipologia **H7 rettificata** ($h = 6,01$ m dal p.f.) e saranno considerati i pesi e le relative sollecitazioni di una barriera **H7** montata sul modulo BM110.

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:

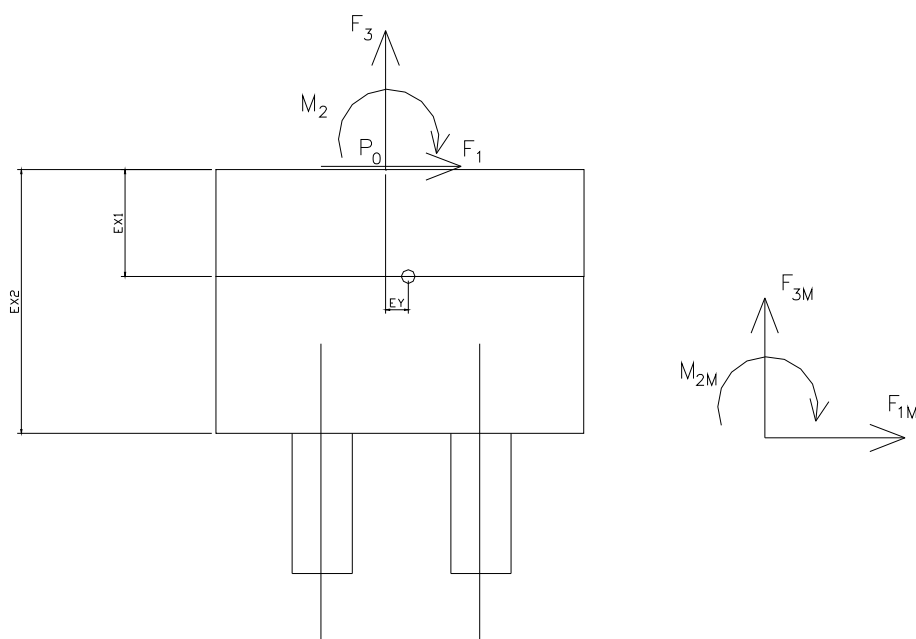


Figura 3: Sistemi di riferimento e punti di verifica

Le azioni agenti in testa ai micropali di fondazione sono date dalla somma dei contributi delle azioni di un modulo BM110, di un modulo BT95, dei rispettivi zoccoli e del cordolo di fondazione.

Di seguito si riportano i singoli contributi:

	N [kN]	V [kN]
PP BM	64,80	0,00
PP _{PA}	6,10	0,00
PP _{PB}	12,20	0,00
PP BT95	56,50	0,00

Tabella 3: Tabella delle sollecitazioni al piano di incastro per modulo BA-H7 all'estradosso dello zoccolo del manufatto prefabbricato (BM110+BT95)

dove:

PP = peso proprio;

PP_{PA} = peso pannelli asciutti;

PP_{PB} = peso pannelli bagnati.


A questi va aggiunto il peso dei seguenti elementi:

– cordolo di fondazione BM110 $1,20 \text{ m} \cdot 3,00 \text{ m} \cdot 0,55 \text{ m} \cdot 25 \text{ kN/m}^3 \rightarrow N_{\text{cordolo}} = 49,50 \text{ kN}$.

Considerando le eccentricità geometriche si ha:

	N (KN)	Ecc_X (m)	M (KNm)
PP BM	64.80	0.05	3.24
PP PA	6.10	0.85	5.19
PP PB	12.20	0.85	10.37
PP BT95	56.50	0.05	2.83
PP CORDOLO	49.5	0.00	0.00

Tabella 4: Tabella riassuntiva dei carichi statici a quota testa micropali

	PROGETTO DEFINITIVO POTENZIAMENTO DELLA LINEA MILANO - GENOVA QUADRUPPLICAMENTO TRATTA MILANO ROGOREDO-PAVIA FASE 1 - QUADRUPPLICAMENTO MI ROGOREDO-PIEVE EMANUELE					
	RELAZIONE DI CALCOLO FONDAZIONI BA H7	COMMESSA D14Z	LOTTO 03	CODIFICA D22	DOCUMENTO CLIF0100002	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.

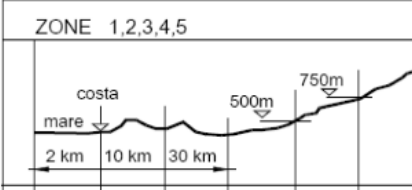
	ZONE 1,2,3,4,5					
						
A	--	IV	IV	V	V	V
B	--	III	III	IV	IV	IV
C	--	*	III	III	IV	IV
D	I	II	II	II	III	**
* Categoria II in zona 1,2,3,4 Categoria III in zona 5						
** Categoria III in zona 2,3,4,5 Categoria IV in zona 1						

Tabella 5: Definizione della categoria di esposizione

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

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

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])			50
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
α_R (T_R)			1.00073
v_b (T_R) = $v_b \times \alpha_R$ [m/s]			25.018

$$p \text{ (pressione del vento [N/mq])} = q_b \cdot c_e \cdot c_p \cdot c_d$$

$$q_b \text{ (pressione cinetica di riferimento [N/mq])}$$

$$c_e \text{ (coefficiente di esposizione)}$$

$$c_p \text{ (coefficiente di forma)}$$

$$c_d \text{ (coefficiente dinamico)}$$



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
--------------	--------

RELAZIONE DI CALCOLO FONDAZIONI BA H7

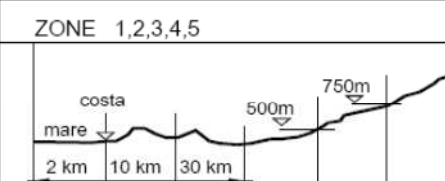
COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
D14Z	03	D22	CLIF0100002	A	17 di 69

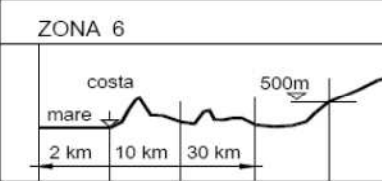
Coefficiente di esposizione

Classe di rugosità del terreno

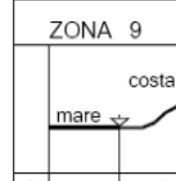
C) Aree con ostacoli diffusi (alberi, case, muri, recinzioni,....); aree con rugosità non riconducibile alle classi A, B, D

Categoria di esposizione

ZONE 1,2,3,4,5						
						
A	--	IV	IV	V	V	V
B	--	III	III	IV	IV	IV
C	--	*	III	III	IV	IV
D	I	II	II	III	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

ZONE 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]
3	C	14

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

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

Cat. Esposiz.	k _r	z ₀ [m]	z _{min} [m]	c _t
III	0.2	0.1	5	1

z [m]	c _e
z ≤ 5	1.708
z = 0	1.708
z = 7.5	1.955

q _b	0.391	kN/mq	
C _e	1.955		Coefficiente di esposizione
C _p	2.1		Coefficiente di forma
C _d	1		Coefficiente dinamico
p	1.606	kN/mq	Pressione del vento

Calcolo azioni del vento ad intradosso cordolo di fondazione:

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

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

RELAZIONE DI CALCOLO FONDAZIONI BA H7

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
D14Z	03	D22	CLIF0100002	A	18 di 69

$$N_{\text{Vento}} = R_{\text{Vento}} \cdot \text{sen}\alpha$$

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

Barriera rettificata			
L	3.00	m	
h _{tot}	7.5	m	
Angolo inclinazione	90	°	
q _b	0.391	kN/mq	
C _e	1.955		Coefficiente di esposizione
C _p	2.10		Coefficiente di forma
C _d	1		Coefficiente dinamico
p	1.61		Pressione del vento
R _{vento}	36.13	kN	
N	0.00	kN	
V	36.13	kN	
e _N	0.00	m	
e _V	4.3	m	
M _N	0.00	kN	
M _V	155.35	kN	
M	155.35	kN	

Come azioni di calcolo vengono assunti:

N _{calcolo}	7.66	kN
V _{calcolo}	36.13	kN
M _{calcolo}	156.64	kN

Tabella 7: Tabella riassuntiva delle sollecitazioni dovute al vento per il modulo barriera all'intradosso del cordolo

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 “Specifica per la progettazione e l’esecuzione dei ponti ferroviari e di altre opere minori sotto binario” - RFI DTC-INC-PO SP IFS 001 A del 21.12.2011; si considera l’effetto aerodinamico associato al passaggio dei treni. Tali prescrizioni si riscontrano anche al punto 5.2 della NTC2008 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 – NTC2008):

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.

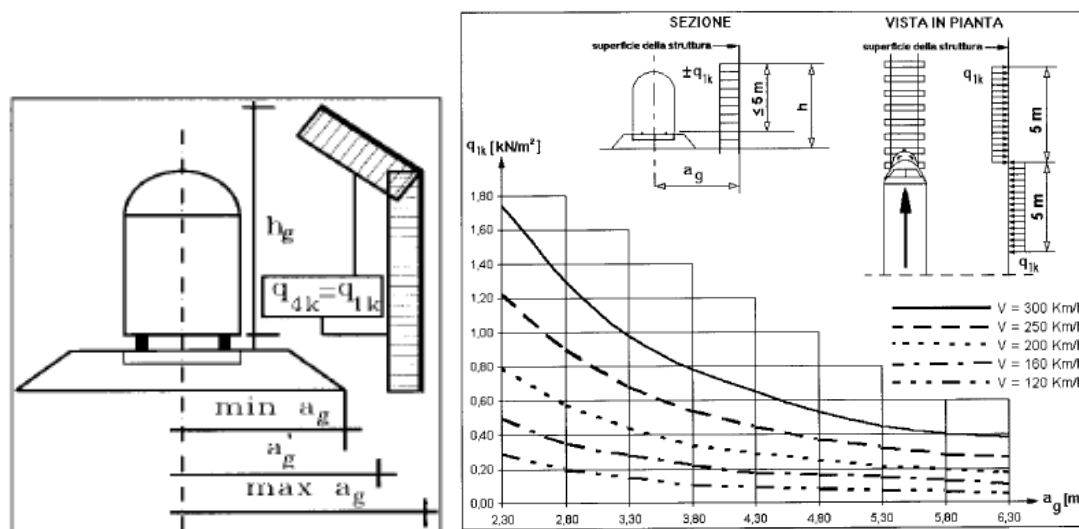


Figura 4: Grafico per la definizione della distanza $\min\text{-max } a_g$, e valori caratteristici delle azioni q_{1k} su superfici verticali e parallele al binario

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

$$\min a_g = 3,0 \text{ m}; \quad \max a_g = 3,0 \text{ m};$$

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

RELAZIONE DI CALCOLO FONDAZIONI BA H7

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
D14Z	03	D22	CLIF0100002	A	20 di 69

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

$$q_{1k} = 0,35 \text{ kN/m}^2 \quad \rightarrow \quad \text{Pressione aerodinamica dovuta al passaggio dei convogli.}$$

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:

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

$$S160 \quad \delta Q = 0,35 \text{ kN/ m}^2$$

Calcolo sollecitazioni dovute ai carichi aerodinamici ad intradosso fondazione.

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

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

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

$$M = V \cdot e_v$$

Barriera rettificata			
L	3.00	m	
h _{tot}	7.50	m	
Angolo inclinazione	90.00	°	
ρ	0.35		Pressione aerodinamica dovuta al passaggio dei convogli.
R _{vento}	7.88	kN	
N	0.00	kN	
V	7.88	kN	
e _N	0.00	m	
e _v	4.3	m	
M _N	0.00	kN	
M _V	33.86	kN	
M	33.86	kN	

Come azioni di calcolo vengono assunti:

N _{calcolo}	0.95	kN
V _{calcolo}	7.88	kN
M _{calcolo}	33.86	kN

Tabella 8: Sollecitazioni dovute ai carichi aerodinamici S160 per il modulo di barriera

	PROGETTO DEFINITIVO POTENZIAMENTO DELLA LINEA MILANO - GENOVA QUADRUPPLICAMENTO TRATTA MILANO ROGOREDO-PAVIA FASE 1 - QUADRUPPLICAMENTO MI ROGOREDO-PIEVE EMANUELE					
	RELAZIONE DI CALCOLO FONDAZIONI BA H7	COMMESSA D14Z	LOTTO 03	CODIFICA D22	DOCUMENTO CLIF0100002	REV. A

6.3 Azione Sismica

Con riferimento alla normativa vigente (NTC-2008), 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. 2008), 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. 2008, nel periodo di riferimento VR, come definito nel § 2.4 del D.M. 2008.

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 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;

	PROGETTO DEFINITIVO POTENZIAMENTO DELLA LINEA MILANO - GENOVA QUADRUPPLICAMENTO TRATTA MILANO ROGOREDO-PAVIA FASE 1 - QUADRUPPLICAMENTO MI ROGOREDO-PIEVE EMANUELE					
	RELAZIONE DI CALCOLO FONDAZIONI BA H7	COMMESSA D14Z	LOTTO 03	CODIFICA D22	DOCUMENTO CLIF0100002	REV. A

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

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

Tabella 9: Tabella Vita Nominale in funzione del tipo di costruzione

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 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

	PROGETTO DEFINITIVO POTENZIAMENTO DELLA LINEA MILANO - GENOVA QUADRUPPLICAMENTO TRATTA MILANO ROGOREDO-PAVIA FASE 1 - QUADRUPPLICAMENTO MI ROGOREDO-PIEVE EMANUELE					
	RELAZIONE DI CALCOLO FONDAZIONI BA H7	COMMESSA D14Z	LOTTO 03	CODIFICA D22	DOCUMENTO CLIF0100002	REV. A

comunicazione, particolarmente dopo un evento sismico. Dighe connesse al funzionamento di acquedotti e a impianti di produzione di energia elettrica.

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

TIPO DI COSTRUZIONE	Classe d'uso	Coefficiente d'uso [C _U]
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

Tabella 10: Tabella Classe d'uso Coeff. d'uso in funzione del tipo di costruzione per l'infrastruttura ferroviaria

- 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 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:

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

Tabella 11: Probabilità di superamento P_{VR} al variare dello stato limite considerato

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

da cui si ottiene la seguente Tab. 12:

 ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	PROGETTO DEFINITIVO POTENZIAMENTO DELLA LINEA MILANO - GENOVA QUADRUPPLICAMENTO TRATTA MILANO ROGOREDO-PAVIA FASE 1 - QUADRUPPLICAMENTO MI ROGOREDO-PIEVE EMANUELE					
	RELAZIONE DI CALCOLO FONDAZIONI BA H7	COMMESSA D14Z	LOTTO 03	CODIFICA D22	DOCUMENTO CLIF0100002	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

Tabella 12: Probabilità di superamento P_{VR} al variare dello stato limite considerato

Per il sito in esame, in base ai parametri precedentemente adottati, il periodo T_R in corrispondenza dello stato limite ultimo SLV è pari a $T_R = 475$ 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 NTC2008.

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

 ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	PROGETTO DEFINITIVO POTENZIAMENTO DELLA LINEA MILANO - GENOVA QUADRUPPLICAMENTO TRATTA MILANO ROGOREDO-PAVIA FASE 1 - QUADRUPPLICAMENTO MI ROGOREDO-PIEVE EMANUELE					
	RELAZIONE DI CALCOLO FONDAZIONI BA H7	COMMESSA D14Z	LOTTO 03	CODIFICA D22	DOCUMENTO CLIF0100002	REV. A

Condizioni topografiche

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

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

Tabella 13: Classificazione topografie superfici


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

Amplificazione Stratigrafica e Topografica

In riferimento a quanto indicato nel §3.2.3.2.1 delle NTC2008 per la definizione dello spettro elastico in accelerazione è necessario valutare il valore del coefficiente $S = S_s \cdot S_T$ e di C_c in base alla categoria di sottosuolo e alle condizioni topografiche; si fa riferimento nella valutazione dei coefficienti alle tabelle che sono riportate di seguito:

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

Tabella 14: Tabella delle espressioni per S_s e C_c

	PROGETTO DEFINITIVO POTENZIAMENTO DELLA LINEA MILANO - GENOVA QUADRUPPLICAMENTO TRATTA MILANO ROGOREDO-PAVIA FASE 1 - QUADRUPPLICAMENTO MI ROGOREDO-PIEVE EMANUELE					
	RELAZIONE DI CALCOLO FONDAZIONI BA H7	COMMESSA D14Z	LOTTO 03	CODIFICA D22	DOCUMENTO CLIF0100002	REV. A

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

Tabella 15: Tabella valori massimi del coeff. di amplificazione topografica S_T

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

I valori dei coefficienti di amplificazione stratigrafica sono pari a $S_S = 1,50$ e $C_C = 1,596$

Parametri sismici di calcolo

FASE 1. INDIVIDUAZIONE DELLA PERICOLOSITÀ DEL SITO

Ricerca per coordinate

LONGITUDINE
9.1625

LATITUDINE
45.1854

Ricerca per comune

REGIONE
Lombardia

PROVINCIA
Pavia

COMUNE
Pavia

Elaborazioni grafiche

Grafici spettri di risposta →

Variabilità dei parametri →

Elaborazioni numeriche

Tabella parametri →

Nodi del reticolo intorno al sito



Reticolo di riferimento

Controllo sul reticolo
 Sito esterno al reticolo
 Interpolazione su 3 nodi
 Interpolazione corretta



Interpolazione

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

INTRO
FASE 1
FASE 2
FASE 3

Figura 5: Individuazione della pericolosità del sito (Fase 1)

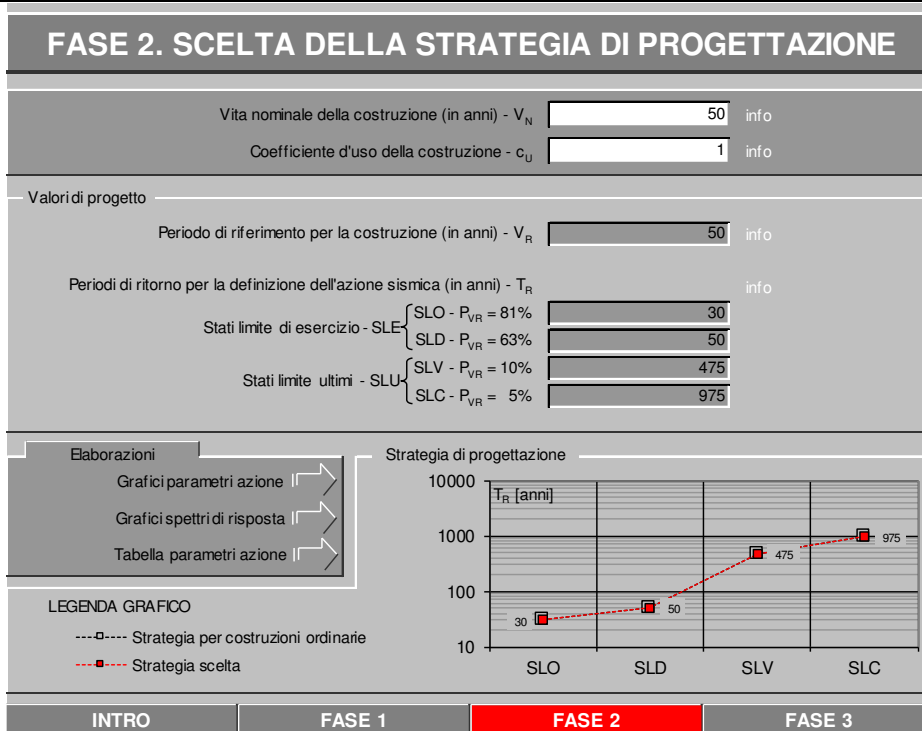


Figura 6: Scelta della strategia di progettazione (Fase 2)

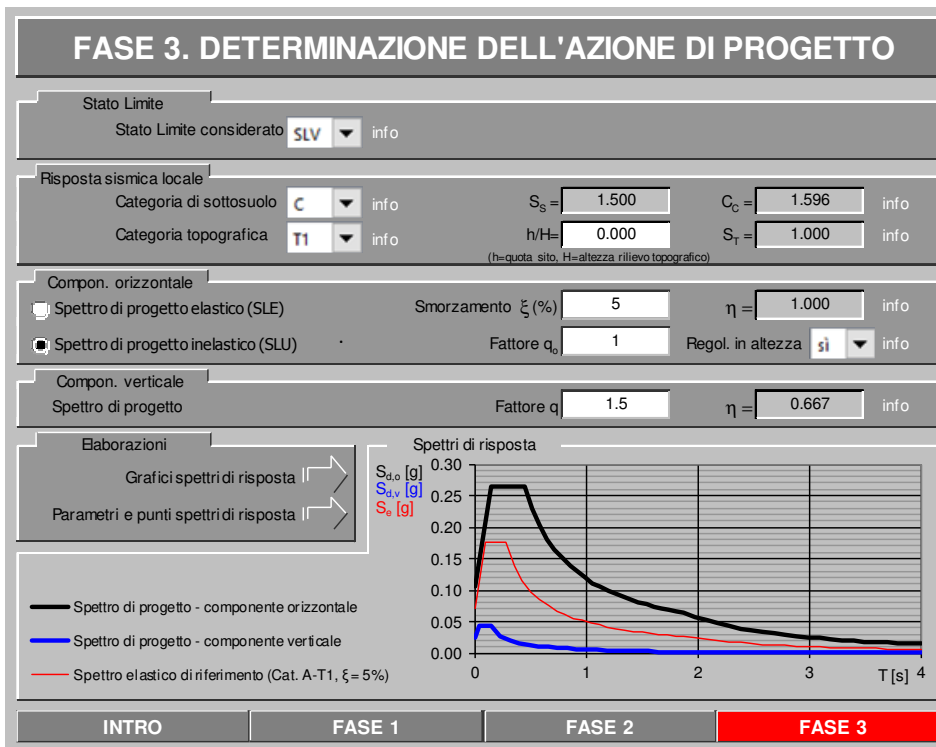


Figura 7: Determinazione dell'azione di progetto (Fase 3)

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

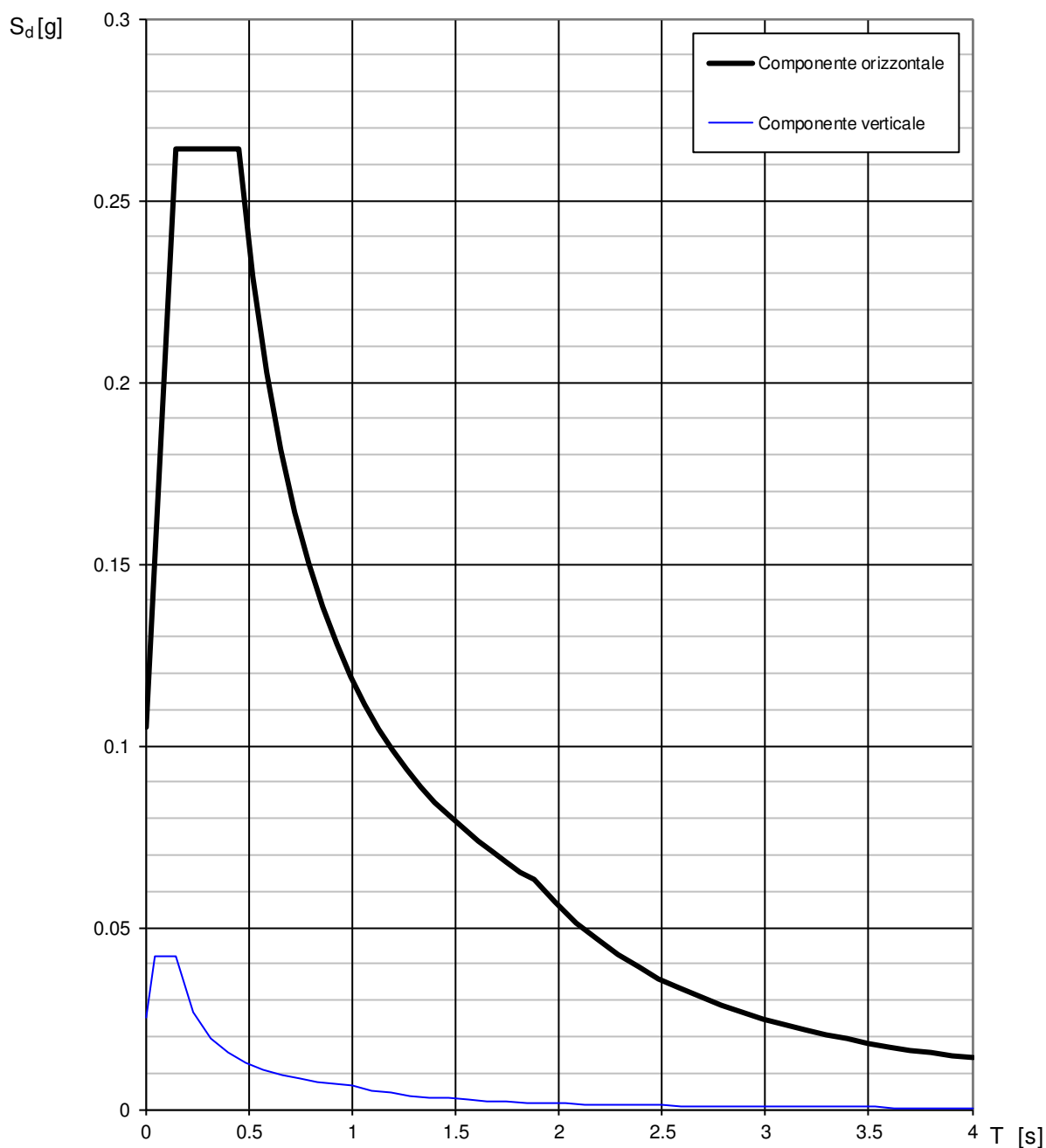


Figura 8: Spettro di progetto: grafico

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

Parametri indipendenti

STATO LIMITE	SLV
a_g	0.070 g
F_o	2.509
T_C	0.281 s
S_S	1.500
C_C	1.596
S_T	1.000
q	1.000

Parametri dipendenti

S	1.500
η	1.000
T_B	0.150 s
T_C	0.449 s
T_D	1.881 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)

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

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

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


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

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

Punti dello spettro di risposta

	T [s]	Se [g]
	0.000	0.105
T_B	0.150	0.264
T_C	0.449	0.264
	0.517	0.229
	0.585	0.203
	0.653	0.181
	0.721	0.164
	0.790	0.150
	0.858	0.138
	0.926	0.128
	0.994	0.119
	1.062	0.112
	1.131	0.105
	1.199	0.099
	1.267	0.094
	1.335	0.089
	1.403	0.084
	1.471	0.081
	1.540	0.077
	1.608	0.074
	1.676	0.071
	1.744	0.068
	1.812	0.065
T_D	1.881	0.063
	1.982	0.057
	2.082	0.051
	2.183	0.047
	2.284	0.043
	2.385	0.039
	2.486	0.036
	2.587	0.033
	2.688	0.031
	2.789	0.029
	2.890	0.027
	2.991	0.025
	3.092	0.023
	3.193	0.022
	3.294	0.021
	3.394	0.019
	3.495	0.018
	3.596	0.017
	3.697	0.016
	3.798	0.015
	3.899	0.015
	4.000	0.014

Figura 9: Spettro di progetto: valori

 ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	PROGETTO DEFINITIVO POTENZIAMENTO DELLA LINEA MILANO - GENOVA QUADRUPPLICAMENTO TRATTA MILANO ROGOREDO-PAVIA FASE 1 - QUADRUPPLICAMENTO MI ROGOREDO-PIEVE EMANUELE					
	RELAZIONE DI CALCOLO FONDAZIONI BA H7	COMMESSA D14Z	LOTTO 03	CODIFICA D22	DOCUMENTO CLIF0100002	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 H7 vale:

$$f_{1,PA} = 6,58 \text{ Hz (frequenza con pannello asciutto)} \rightarrow T_{1,PA} = 1/f_{1,PA} = 1/6,58 = 0,152 \text{ s;}$$

$$f_{1,PB} = 8,14 \text{ Hz (frequenza con pannello bagnato)} \rightarrow T_{1,PB} = 1/f_{1,PB} = 1/8,14 = 0,123 \text{ s.}$$

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

	T_R (anni)	a_g (g)	F_0	T_C^* (s)
SLV	475	0,070	2,509	0,281

Tabella 16: Parametri spettro di risposta in funzione di T_R

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

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

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


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

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

dove:

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

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

 ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	PROGETTO DEFINITIVO POTENZIAMENTO DELLA LINEA MILANO - GENOVA QUADRUPPLICAMENTO TRATTA MILANO ROGOREDO-PAVIA FASE 1 - QUADRUPPLICAMENTO MI ROGOREDO-PIEVE EMANUELE					
	RELAZIONE DI CALCOLO FONDAZIONI BA H7	COMMESSA D14Z	LOTTO 03	CODIFICA D22	DOCUMENTO CLIF0100002	REV. A

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

fattore che altera lo spettro elastico per coefficienti di smorzamento viscosi convenzionali ξ diversi dal 5%, con ξ (espresso in percentuale) è valutato sulla base di materiali, tipologia strutturale e terreno di fondazione;

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

$T_C = C_C \cdot T_C^*$ 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:

$$\xi = 5 \%;$$

$$\eta = 1;$$

$$C_C = 1,596;$$

$$S = S_S \cdot S_T = 1,50 \cdot 1,00 = 1,50;$$

$$T_B = 0,150 \text{ s};$$

$$T_C = 0,449 \text{ s};$$

$$T_D = 1,881 \text{ s}.$$

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

presente nel D.M.2008:
$$F_{h,i} = S_e(T_i) \cdot W_i \cdot \frac{\lambda}{g},$$

dove:

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

W_i è il peso della massa i -esima;

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

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

g è l'accelerazione di gravità terrestre (9,80665 m/s²).

 ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	PROGETTO DEFINITIVO POTENZIAMENTO DELLA LINEA MILANO - GENOVA QUADRUPPLICAMENTO TRATTA MILANO ROGOREDO-PAVIA FASE 1 - QUADRUPPLICAMENTO MI ROGOREDO-PIEVE EMANUELE					
	RELAZIONE DI CALCOLO FONDAZIONI BA H7	COMMESSA D14Z	LOTTO 03	CODIFICA D22	DOCUMENTO CLIF0100002	REV. A

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:

$$S_e(T_{1,PA}) = 0.264 \text{ g.}$$

$$S_e(T_{1,PB}) = 0.236 \text{ g.}$$

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.


	N (kN)	V (kN)	M (kNm)
PP	170.80	0.00	6.07
PP PA	6.10	0.00	5.19
PP PB	12.20	0.00	10.37
Vento	7.66	36.13	156.64
Azione aerodinamica	0.95	7.88	33.86

Tabella 17: Riepilogo forze statiche a quota testa micropali

Si riportano 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):

T _{1,PA} (s)	0.152		Se(T _{1,PA}) (g)	0.264
Forze sismiche a quota testa micropali - P.A.				
Elementi	N (kN)	V (kN)	Braccio (m)	M (kNm)
BM130_CLS	58.4	15.42	1.92	29.60
BM130_ACC	6.4	1.69	5.85	9.88
Pannelli Asc.	6.1	1.61	5.92	9.53
BT95	56.5	14.92	1.92	28.64
CORDOLO	49.5	13.07	0.275	3.59
	176.9	46.70		81.25
T _{1,PB} (s)	0.123		Se(T _{1,PA}) (g)	0.236
Forze sismiche a quota testa micropali - P.B.				
Elementi	N (kN)	V (kN)	Braccio (m)	M (kNm)
BM130_CLS	58.4	13.78	1.92	26.46
BM130_ACC	6.4	1.51	5.85	8.84
Pannelli bagn.	12.20	2.88	5.92	17.04
BT95	56.50	13.33	1.92	25.60
CORDOLO	49.5	11.68	0.275	3.21
	183.00	43.19		81.16

Tabella 18: Sollecitazioni in condizioni sismiche

	PROGETTO DEFINITIVO POTENZIAMENTO DELLA LINEA MILANO - GENOVA QUADRUPPLICAMENTO TRATTA MILANO ROGOREDO-PAVIA FASE 1 - QUADRUPPLICAMENTO MI ROGOREDO-PIEVE EMANUELE					
	RELAZIONE DI CALCOLO FONDAZIONI BA H7	COMMESSA D14Z	LOTTO 03	CODIFICA D22	DOCUMENTO CLIF0100002	REV. A

7. COMBINAZIONI DI CARICO

Le combinazioni di carico prese in considerazione nelle verifiche sono state definite in base a quanto prescritto dalle NTC-2008 al par.2.5.3:

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

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

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

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

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

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

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

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

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

I valori dei coefficienti parziali di sicurezza γ_F , γ_M e γ_R (relativi alle resistenze dei pali soggetti a carichi assiali), nonché i coefficienti di combinazione ψ delle azioni sono dati dalle tabelle NTC2008 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:

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

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

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

		Coefficiente	EQU ⁽¹⁾	A1 STR	A2 GEO	Combinazione eccezionale	Combinazione Sismica
Carichi permanenti	favorevoli	γ_{G1}	0,90	1,00	1,00	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,10	1,35	1,00	1,00	1,00
Carichi permanenti non strutturali ⁽²⁾	favorevoli	γ_{G2}	0,00	0,00	0,00	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30	1,00	1,00
Ballast ⁽³⁾	favorevoli	γ_B	0,90	1,00	1,00	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30	1,00	1,00
Carichi variabili da traffico ⁽⁴⁾	favorevoli	γ_Q	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,45	1,45	1,25	0,20 ⁽⁵⁾	0,20 ⁽⁵⁾
Carichi variabili	favorevoli	γ_{Qi}	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30	1,00	0,00
Precompressione	favorevole	γ_P	0,90	1,00	1,00	1,00	1,00
	sfavorevole		1,00 ⁽⁶⁾	1,00 ⁽⁷⁾	1,00	1,00	1,00

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

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

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

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

⁽⁵⁾ Aliquota di carico da traffico da considerare.

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

⁽⁷⁾ 1,20 per effetti locali

 ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	PROGETTO DEFINITIVO POTENZIAMENTO DELLA LINEA MILANO - GENOVA QUADRUPPLICAMENTO TRATTA MILANO ROGOREDO-PAVIA FASE 1 - QUADRUPPLICAMENTO MI ROGOREDO-PIEVE EMANUELE					
	RELAZIONE DI CALCOLO FONDAZIONI BA H7	COMMESSA D14Z	LOTTO 03	CODIFICA D22	DOCUMENTO CLIF0100002	REV. A

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

Azioni		ψ_0	ψ_1	ψ_2
Azioni singole da traffico	Carico sul rilevato a tergo delle spalle	0,80	0,50	0,0
	Azioni aerodinamiche generate dal transito dei convogli	0,80	0,50	0,0
Gruppi di carico	gr ₁	0,80 ⁽²⁾	0,80 ⁽¹⁾	0,0
	gr ₂	0,80 ⁽²⁾	0,80 ⁽¹⁾	-
	gr ₃	0,80 ⁽²⁾	0,80 ⁽¹⁾	0,0
	gr ₄	1,00	1,00 ⁽¹⁾	0,0
Azioni del vento	F _{wk}	0,60	0,50	0,0
Azioni da neve	in fase di esecuzione	0,80	0,0	0,0
	SLU e SLE	0,0	0,0	0,0
Azioni termiche	T _k	0,60	0,60	0,50

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

(2) Quando come azione di base venga assunta quella del vento, i coefficienti ψ_0 relativi ai gruppi di carico delle azioni da traffico vanno assunti pari a 0,0.


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

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

Tabella 6.4.II - Coefficienti parziali γ_R da applicare alle resistenze caratteristiche.

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

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

	PROGETTO DEFINITIVO POTENZIAMENTO DELLA LINEA MILANO - GENOVA QUADRUPPLICAMENTO TRATTA MILANO ROGOREDO-PAVIA FASE 1 - QUADRUPPLICAMENTO MI ROGOREDO-PIEVE EMANUELE					
	RELAZIONE DI CALCOLO FONDAZIONI BA H7	COMMESSA D14Z	LOTTO 03	CODIFICA D22	DOCUMENTO CLIF0100002	REV. A

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

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

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

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

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

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

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

4 combinazioni SLU di tipo geotecnico, per verificare il collasso per carico limite dei micropali nei confronti dei carichi assiali, utilizzando l'Approccio 1 – Combinazione 2 (A2+M1+R2):

SLU9, SLU10, SLU10, SLU12 analoghe rispettivamente a SLU1, SLU2, SLU3, SLU4 ma con i coefficienti moltiplicativi A2 anziché A1;

4 combinazioni SLE di tipo rara:

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

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

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

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

4 combinazioni SLE di tipo frequente:

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

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

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

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

2 combinazione SLE di tipo quasi permanente:

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

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

 ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	PROGETTO DEFINITIVO POTENZIAMENTO DELLA LINEA MILANO - GENOVA QUADRUPPLICAMENTO TRATTA MILANO ROGOREDO-PAVIA FASE 1 - QUADRUPPLICAMENTO MI ROGOREDO-PIEVE EMANUELE					
	RELAZIONE DI CALCOLO FONDAZIONI BA H7	COMMESSA D14Z	LOTTO 03	CODIFICA D22	DOCUMENTO CLIF0100002	REV. A

4 combinazioni SLU di tipo SISMICA:

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

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

7.1 Combinazioni statiche


		PP	P. Asc.	P. Bag.	Vento	Aereod.
App1-C1 (STR)	SLU 1	1.35	0	1.35	1.5	1.5
App1-C1 (STR)	SLU 2	1.35	1.35	0	-1.5	-1.5
App1-C1 (STR)	SLU 3	1.35	0	1.35	-1.5	-1.5
App1-C1 (STR)	SLU 4	1.35	1.35	0	1.5	1.5
App1-C1 (STR)	SLU 5	1	0	1	1.5	1.5
App1-C1 (STR)	SLU 6	1	1	0	-1.5	-1.5
App1-C1 (STR)	SLU 7	1	0	1	-1.5	-1.5
App1-C1 (STR)	SLU 8	1	1	0	1.5	1.5
App1-C2 (GEO)	SLU 9	1	0	1	1.3	1.3
App1-C2 (GEO)	SLU 10	1	1	0	-1.3	-1.3
App1-C2 (GEO)	SLU 11	1	0	1	-1.3	-1.3
App1-C2 (GEO)	SLU 12	1	1	0	1.3	1.3
RARA	SLE 1	1	0	1	1	1
RARA	SLE 2	1	0	1	-1	-1
RARA	SLE 3	1	1	0	1	1
RARA	SLE 4	1	1	0	-1	-1
FREQ	SLE 5	1	0	1	0.5	0.5
FREQ	SLE 6	1	0	1	-0.5	-0.5
FREQ	SLE 7	1	1	0	-0.5	-0.5
FREQ	SLE 8	1	1	0	0.5	0.5
Q.PERM	SLE 9	1	0	1	0	0
Q.PERM	SLE 10	1	1	0	0	0

Tabella 19: Coefficienti moltiplicativi delle azioni nelle diverse combinazioni statiche

7.2 Combinazioni sismiche

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

Tabella 20: Coefficienti moltiplicativi delle azioni nelle diverse combinazioni sismiche

 ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	PROGETTO DEFINITIVO POTENZIAMENTO DELLA LINEA MILANO - GENOVA QUADRUPPLICAMENTO TRATTA MILANO ROGOREDO-PAVIA FASE 1 - QUADRUPPLICAMENTO MI ROGOREDO-PIEVE EMANUELE					
	RELAZIONE DI CALCOLO FONDAZIONI BA H7	COMMESSA D14Z	LOTTO 03	CODIFICA D22	DOCUMENTO CLIF0100002	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 ϕ , 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

Forze statiche a quota testa micropali			
	N (kN)	V (kN)	M (kNm)
PP	170.80	0.00	6.07
PP PA	6.10	0.00	5.19
PP PB	12.20	0.00	10.37
Vento	7.66	36.13	156.64
Azione aerodinamica	0.95	7.88	33.86

Tabella 21: Tabella riassuntiva delle forze statiche a quota testa micropali

Forze sismiche a quota testa micropali			
	N (kN)	V (kN)	M (kNm)
P. asc.	176.9	46.70	81.25
P. bagn.	183.00	43.19	81.16

Tabella 22: Tabella riassuntiva delle forze sismiche a quota testa micropali

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

Combo	N (KN)	V(kN)	M(kNm)
SLU 1	259.97	66.00	307.93
SLU 2	225.89	-66.00	-270.56
SLU 3	234.13	-66.00	-263.56
SLU 4	251.74	66.00	300.93
SLU 5	195.92	66.00	302.18
SLU 6	163.98	-66.00	-274.50
SLU 7	170.08	-66.00	-269.31
SLU 8	189.82	66.00	297.00
SLU 9	194.20	57.20	264.08
SLU 10	165.70	-57.20	-236.40
SLU 11	171.80	-57.20	-231.21
SLU 12	188.10	57.20	258.90
SLE 1	191.62	44.00	206.93
SLE 2	174.38	-44.00	-174.06
SLE 3	168.28	-44.00	-179.25
SLE 4	185.52	44.00	201.75
SLE 5	187.31	22.00	111.68
SLE 6	178.69	-22.00	-78.81
SLE 7	172.59	-22.00	-84.00
SLE 8	181.21	22.00	106.50
SLE 9	183.00	0.00	16.44
SLE 10	176.90	0.00	11.25

Tabella 23: Sollecitazioni statiche nelle diverse combinazioni di carico

Combo	N (KN)	V(kN)	M(kNm)
Sismica 1	176.90	46.70	92.50
Sismica 2	183.00	43.19	97.59
Sismica 3	176.90	-46.70	-70.00
Sismica 4	183.00	-43.19	-64.72

Tabella 24: Sollecitazioni sismiche nelle diverse combinazioni di carico

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:

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

Barriere H7 – Modulo BM110

i_{trasv} [m]	0,70
$n_{micropali}$	4

Combo	Np+ (kN)	Np-(kN)	Vp (kN)
SLU 1	284.95	-154.96	16.50
SLU 2	-136.78	249.73	-16.50
SLU 3	-129.73	246.79	-16.50
SLU 4	277.89	-152.02	16.50
SLU 5	264.83	-166.86	16.50
SLU 6	-155.08	237.06	-16.50
SLU 7	-149.85	234.88	-16.50
SLU 8	259.60	-164.68	16.50
SLU 9	237.18	-140.08	14.30
SLU 10	-127.43	210.28	-14.30
SLU 11	-122.20	208.10	-14.30
SLU 12	231.95	-137.90	14.30
SLE 1	195.71	-99.91	11.00
SLE 2	-80.73	167.93	-11.00
SLE 3	-85.96	170.11	-11.00
SLE 4	190.48	-97.73	11.00
SLE 5	126.60	-32.95	5.50
SLE 6	-11.62	100.97	-5.50
SLE 7	-16.85	103.15	-5.50
SLE 8	121.37	-30.77	5.50
SLE 9	57.49	34.01	0.00
SLE 10	52.26	36.19	0.00


Tabella 225: Sollecitazioni agenti sui singoli micropali – condizioni statiche

Combo	Np+ (kN)	Np-(kN)	Vp (kN)
Sismica 1	110.30	-21.85	11.68
Sismica 2	115.46	-23.96	10.80
Sismica 3	-5.78	94.23	-11.68
Sismica 4	-0.48	91.98	-10.80

Tabella 236: Sollecitazioni agenti sui singoli micropali – condizioni sismiche

Verranno analizzati i seguenti casi per le verifiche:

Azioni di progetto			
	Np (kN)	Vp (kN)	
Np+	284.95	16.50	massima compressione SLU 1 per le verifiche strutturali e geotecniche
Np-	-166.86	16.50	massima trazione SLU 5 per le verifiche strutturali e geotecniche
Vp+	284.95	16.50	massimo taglio SLU 1 per le verifiche strutturali e geotecniche
Vp-	-136.78	-16.50	minimo taglio SLU 2 per le verifiche strutturali e geotecniche
	Np (kN)	Vp (kN)	
Np+	237.18	14.30	massima compressione SLU 9 per le verifiche geotecniche
Np-	-127.43	-14.30	massima trazione SLU9 per le verifiche geotecniche
	Np (kN)	Vp (kN)	
Np+	115.46	10.80	massima compressione SISMA 2 per le verifiche strutturali e geotecniche
Np-	-23.96	10.80	massima trazione SISMA 2 per le verifiche strutturali e geotecniche
Vp+	231.95	14.30	massimo taglio SISMA 2 per le verifiche strutturali e geotecniche
Vp-	-122.20	-14.30	minimo taglio SISMA 2 per le verifiche strutturali e geotecniche
	Np (kN)	Vp (kN)	
Np+	195.71	11.00	massima compressione SLE 1 per le verifiche strutturali e geotecniche
Np+	126.60	5.50	massima compressione SLE 5 per le verifiche strutturali e geotecniche
Np+	57.49	0.00	massima compressione SLE 9 per le verifiche strutturali e geotecniche

	PROGETTO DEFINITIVO POTENZIAMENTO DELLA LINEA MILANO - GENOVA QUADRUPPLICAMENTO TRATTA MILANO ROGOREDO-PAVIA FASE 1 - QUADRUPPLICAMENTO MI ROGOREDO-PIEVE EMANUELE					
	RELAZIONE DI CALCOLO FONDAZIONI BA H7	COMMESSA D14Z	LOTTO 03	CODIFICA D22	DOCUMENTO CLIF0100002	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, 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 α un coefficiente maggiorativo, il cui valore può essere determinato attraverso l'uso della tabella seguente (Viggiani, 1999). Come è possibile notare, Bustamante e Doix forniscono indicazioni ulteriori riguardanti la quantità minima di miscela iniettata.

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

 ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	PROGETTO DEFINITIVO POTENZIAMENTO DELLA LINEA MILANO - GENOVA QUADRUPPLICAMENTO TRATTA MILANO ROGOREDO-PAVIA FASE 1 - QUADRUPPLICAMENTO MI ROGOREDO-PIEVE EMANUELE					
	RELAZIONE DI CALCOLO FONDAZIONI BA H7	COMMESSA D14Z	LOTTO 03	CODIFICA D22	DOCUMENTO CLIF0100002	REV. A

I valori N_{spt} utili al dimensionamento e verifica dei micropali vengono individuati a partire da correlazioni effettuate mediante l'utilizzo delle prove CPTU; si riporta una tabella con i valori del numero di colpi N_{spt} per ogni strato:

Profondità [m]	N_{spt}
da 0,00 a 2,00	16
da 2,00 a 5,0	16
da 5,00 a 15,00	40
>15	44

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

Tabella 24: Tabella per la determinazione del coefficiente α

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

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

Tabella 25: Tabella per la determinazione del tipo di iniezione

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:

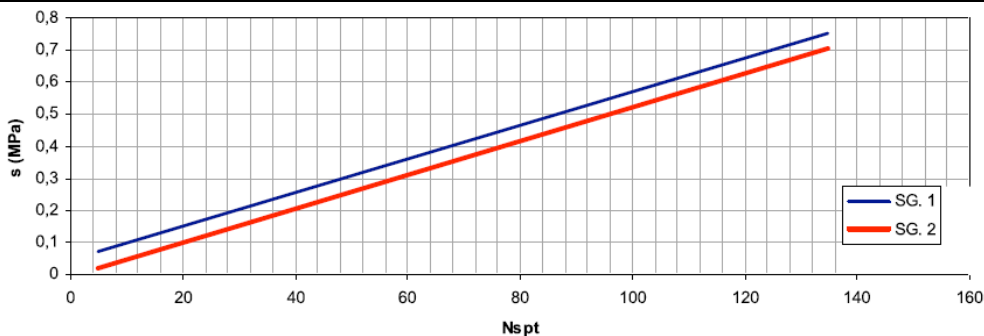


Figura 1. Abaco per la determinazione di s per Sabbie e Ghiaie
(modificato rispetto a Viggiani, 1999)

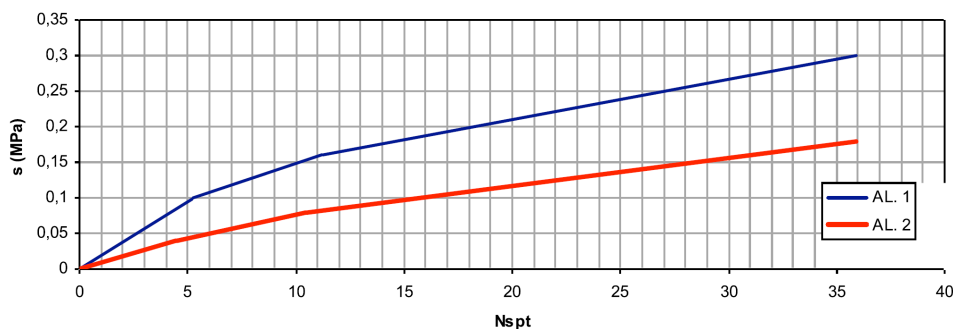


Figura 2. Abaco per la determinazione di s per Argille e Limi
(modificato rispetto a Viggiani, 1999)

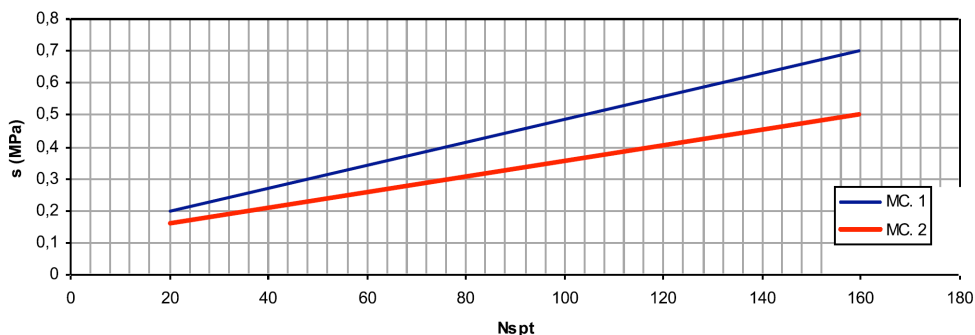



Figura 3. Abaco per la determinazione di s per Gessi, Marne e Marne Calcaree
(modificato rispetto a Viggiani, 1999)

 ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	PROGETTO DEFINITIVO POTENZIAMENTO DELLA LINEA MILANO - GENOVA QUADRUPPLICAMENTO TRATTA MILANO ROGOREDO-PAVIA FASE 1 - QUADRUPPLICAMENTO MI ROGOREDO-PIEVE EMANUELE					
	RELAZIONE DI CALCOLO FONDAZIONI BA H7	COMMESSA D14Z	LOTTO 03	CODIFICA D22	DOCUMENTO CLIF0100002	REV. A

La lunghezza complessiva del micropalo a partire dalla superficie di scavo è pari a **10,00 m**.

Si assume uno spessore medio di rilevato ferroviario pari a 2m. Conseguentemente la lunghezza del micropalo dal piano campagna è pari a 8m.

Ai fini della verifica della portanza si considera una lunghezza utile di 8,00 m, avendo assunto che i primi 2,00 m di rilevato caratterizzati da uno scarso stato di addensamento, trascurandone dunque il relativo contributo in termini di portanza verticale.

Si calcola **portanza laterale** del micropalo considerando quindi i valori in tabella:

Unità	Spessore [m]	Tipo di Iniezione	Coeff. α	Cruva di riferimento	Nspt	Resistenza tangenziale s_i [MPa]	$d_s = \alpha d$ [m]	Q_{si} [KN]
Sabbia	2	IGU	1.17	SG2	37	0.19	0.293	355.36
Sabbia	3	IGU	1.17	SG2	37	0.19	0.293	533.03
Sabbia	1.5	IRS	1.55	SG1	37	0.19	0.388	353.08
Sabbia	1.5	IRS	1.55	SG1	37	0.19	0.388	353.08
							$Q_L =$	1239.19

A favore di sicurezza viene trascurata la **portanza di base**:

Portanza di base $Q_b = 0\% Q_L$

Q_b **0.00** kN

Sulla base dei parametri su definiti si procede alla determinazione della capacità portante mediante la formulazione analitica.

Il calcolo della capacità portante permette inoltre di determinare il valore caratteristico della resistenza caratteristica R_k del palo così come definito al par.6.4.3.1.1. delle NTC2008, tale valore è dato dal minore dei valori ottenuti applicando alle resistenze calcolate i fattori di correlazione ξ (vedi Tab.6,4,IV delle NTC2008 riportata nel seguito), in funzione del numero n di verticali di indagine.

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

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

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

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

8.2.1 Verifica capacità portante verticale

Si effettua la verifica alla portanza considerando lo sforzo normale derivante dalla combinazione SLU più gravosa.

Si verifica di seguito il palo maggiormente sollecitato.

A partire dalle portanze di calcolo definite al § precedente si ottengono le portanze caratteristiche dividendo per i fattori di correzione ξ e quindi le portanze di progetto dividendo per i coefficienti γ_r .

RELAZIONE DI CALCOLO FONDAZIONI BA H7

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
D14Z	03	D22	CLIF0100002	A	48 di 69

Portanza caratteristica

$Q_k =$ Portanze di calcolo / ξ

ξ : fattore di correzione per la determinazione della resistenza caratteristica in funzione del numero di verticali indagate

$\xi_3 = 1.7$ - NTC tab. 6.4.IV

$\xi_4 = 1.7$ - NTC tab. 6.4.IV

da cui:

$Q_{L,k} = 728.94$ - Portanza laterale

$Q_{b,k} = 0$ - Portanza di base

Portanze di progetto

$Q_d = Q_k / \gamma_r$

Ap1-Comb2: (A2+M1+R2)

Ap1-Comb1: (A1+M1+R1)

SISMA

$\gamma_{r,1} = 1.7$ (R2) 1 (R1) 1.35 (R3) - portanza di base

$\gamma_{r,2} = 1.45$ (R2) 1 (R1) 1.15 (R3) - portanza laterale compressione

$\gamma_{r,3} = 1.6$ (R2) 1 (R1) 1.25 (R3) - portanza laterale trazione

Fattore di riduzione della capacità portante: **1**

Capacità portante totale

$Q_{d,TRAZIONE} = 455.59$ kN 728.94 kN 583.15 kN $Q_d = Q_{L,k} / \gamma_{r,3}$

$Q_{d,COMPRESSIONE} = 502.71$ kN 728.94 kN 633.86 kN $Q_d = Q_{L,k} / \gamma_{r,2} + Q_{b,k} / \gamma_{r,1}$

AZIONI DI PROGETTO

GEO

STR

SISMA

Massima TRAZIONE

$N_T = 140.08$ kN 166.86 kN 23.96 kN

Massima COMPRESSIONE

$N_C = 237.18$ 284.95 kN 115.46 kN

VERIFICHE

Azione Progetto \leq Capacità Portante

FS = Capacità Portante / Azione Progetto ≥ 1

GEO

$Q_{d,TRAZIONE} / N_T = 3.25$ ≥ 1 Si

$Q_{d,COMPRESSIONE} / N_C = 2.12$ ≥ 1 Si

STR

$Q_{d,TRAZIONE} / N_T = 4.37$ ≥ 1 Si

$Q_{d,COMPRESSIONE} / N_C = 2.56$ ≥ 1 Si

SISMICA

$Q_{d,TRAZIONE} / N_T = 24.34$ ≥ 1 Si

$Q_{d,COMPRESSIONE} / N_C = 5.49$ ≥ 1 Si

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.

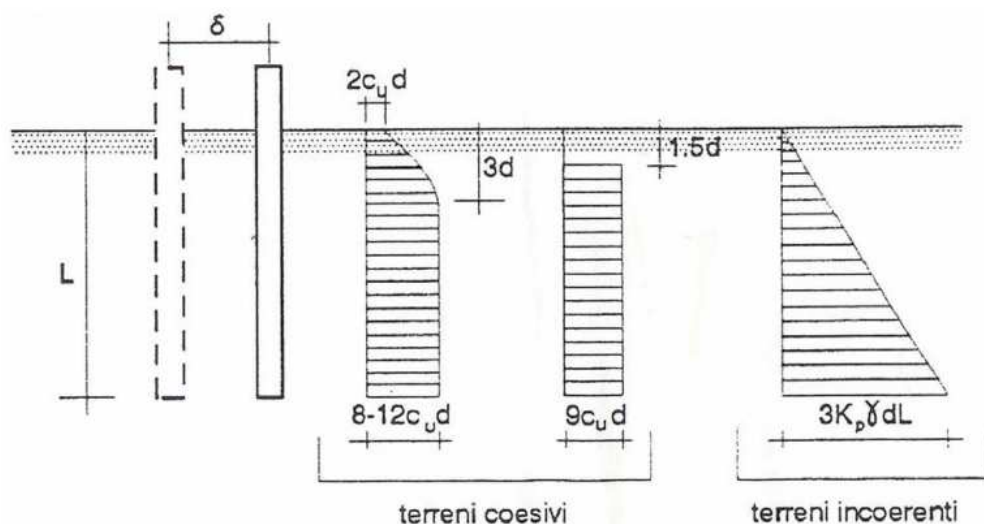


Figura 10: Palo soggetto ad uno spostamento: reazioni del terreno

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 $\varphi' \neq 0$)

 ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	PROGETTO DEFINITIVO POTENZIAMENTO DELLA LINEA MILANO - GENOVA QUADRUPPLICAMENTO TRATTA MILANO ROGOREDO-PAVIA FASE 1 - QUADRUPPLICAMENTO MI ROGOREDO-PIEVE EMANUELE					
	RELAZIONE DI CALCOLO FONDAZIONI BA H7	COMMESSA D14Z	LOTTO 03	CODIFICA D22	DOCUMENTO CLIF0100002	REV. A

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);

il terreno presenta proprietà costanti con la profondità;

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

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

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

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

Terreni incoerenti

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

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

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

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

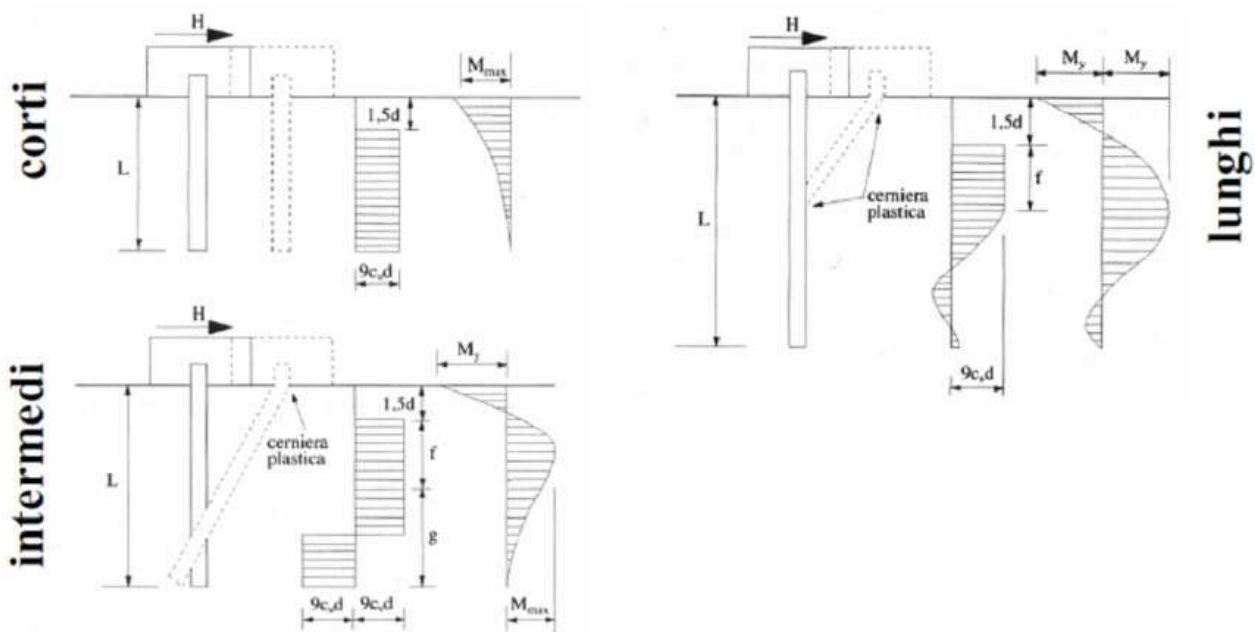


Figura 11: Carico limite trasversale: terreni coesivi

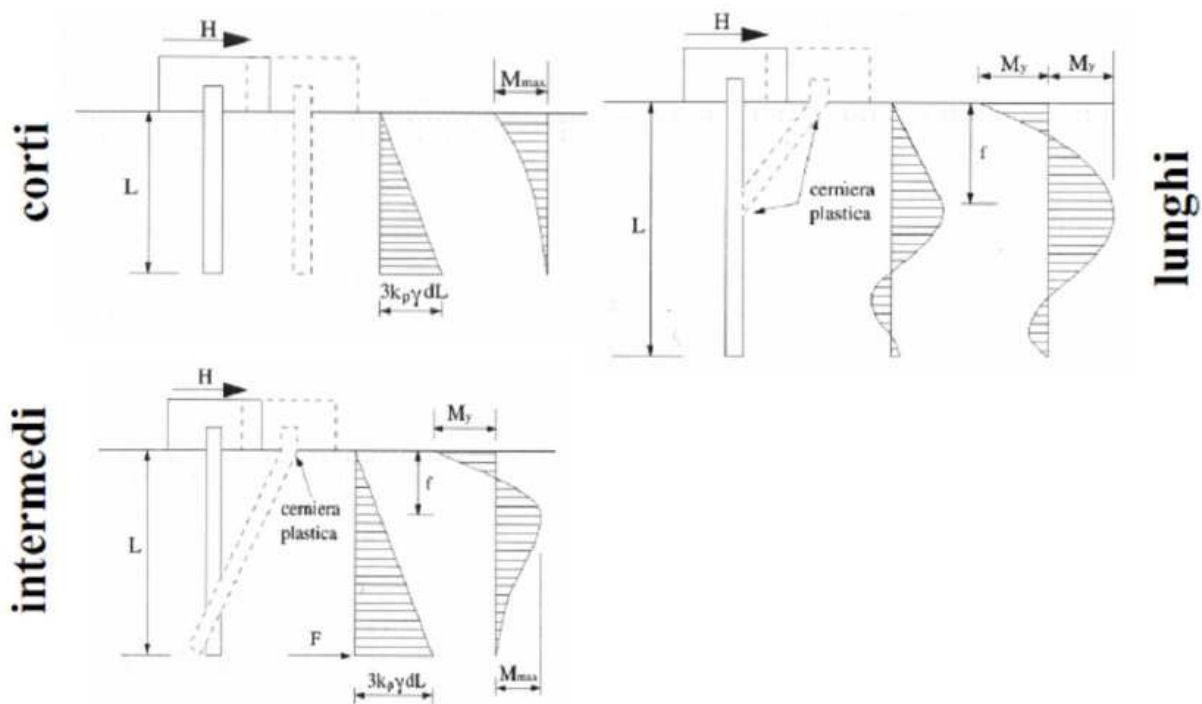


Figura 12: Carico limite trasversale: terreni incoerenti

8.3.1 Verifica alla portanza trasversale

Si esegue la verifica considerando lo strato di terreno in corrispondenza della testa del micropalo.

TERRENI INCOERENTI - ROTTURE DRENATE - PALI IMPEDITI DI RUOTARE IN TESTA					
Caratteristiche terreno					
A1-M1					
$\gamma =$	19	kN/m ³			
C =	0	kPa			
$\gamma_c =$	1	M1			
$C/\gamma_c =$	0				
$\phi =$	23	kPa			
$\gamma_\phi =$	1	M1			
$\Phi/\gamma_\phi =$	23				
$K_p =$	2.283				
$L_{palo} =$	8	m	- Lunghezza del micropalo		
$d_{palo} =$	0.25	m	- Diametro del micropalo		
Tubo in acciaio					
$\phi =$	177.8	mm	- Diametro tubo		
s =	8	mm	- Spessore tubo		
$f_{yk} =$	275	Mpa	- Tensione di snervamento caratteristica		
$f_{yd} =$	261.9	MPa	- Tensione di snervamento di progetto		
$M_y =$	61.9	kNm	- Momento di plasticizzazione del palo (Rck = 30 Mpa)		

RELAZIONE DI CALCOLO FONDAZIONI BA H7

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
D14Z	03	D22	CLIF0100002	A	53 di 69

CALCOLO PORTANZA ORIZZONTALE

Portanze caratteristiche

$Q_k =$ Portanze di calcolo / ξ

ξ : fattore di correzione per la determinazione della resistenza caratteristica in funzione del numero di verticali indagate

$\xi = 1.7$ - NTC tab. 6.4.IV

Portanze di progetto

$H_d = H_k / \gamma_T$

per azioni statiche

$\gamma_T = 1.6$ (R2)

Approccio 1 - Comb 2: (A2+M1+R2)

$\gamma_T = 1$ (R1)

Approccio 1 - Comb 1: (A2+M1+R1)

per azioni sismiche

$\gamma_T = 1.3$ (R3)

	Portanza di calcolo	Portanza caratteristica	Portanza di progetto Az. Statiche Comb2	Portanza di progetto Az. Statiche Comb1	Portanza di progetto Az. Sismiche
	H	H _k	H _d	H _d	H _d
	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]
Palo corto	1040.88	612.28	382.68	612.28	470.98
Palo intermedio	354.70	208.64	130.40	208.64	160.50
Palo lungo	82.49	48.53	30.33	48.53	37.33
		H_{d,min} =	30.33	48.53	37.33

Verifiche

Azione Progetto <= Capacità Portante

$FS =$ Capacità Portante / Azione Progetto >= 1

	V [kN]	F _s		
Statico C2	14.3	2.12	>=1	Si
Statico C1	16.5	2.94	>=1	Si
Sismico	11.68	3.20	>=1	Si

8.4 Verifiche strutturali


8.4.1 Verifica di resistenza micropalo

Viene effettuata la verifica del tubo di armatura considerando le seguenti condizioni di sollecitazione:

- massime azioni assiali di compressione (N_p+) e trazione (N_p-) e corrispondenti azioni taglianti;
- massime azioni di taglio (V_p+ e V_p-) e corrispondenti azioni assiali.

Tubo in acciaio			
	177.8	mm	Diametro tubo
s	8	mm	Spessore tubo
A_s	4268	mm ²	Area
J_s	15414374	mm ⁴	Momento di inerzia
W_s	173390	mm ³	Momento statico
$A_{s,t}$	2717	mm ²	Area di taglio
f_{yk}	275	MPa	Tensione di snervamento caratteristica
f_{yd}	261.9	MPa	Tensione di snervamento di progetto
E_s	210000	MPa	Modulo elastico acciaio
Calcestruzzo			
D	250	mm	Diametro foro
J_c	191747598	mm ⁴	Momento di inerzia
R_{ck}	30	MPa	Resistenza cubica caratteristica
E_c	31447	MPa	Modulo elastico cls
k_h	0.01	N/mm ³	costante di reazione del terreno
L_0	1762	mm	$L_0=(4E_cJ_c/K_hD)^{0.25}$

Verifiche	N_p	V_p	$M_p=V_p \times L_0 / 2$	$\sigma=N/A+M/W$	$\tau=V/A_t$	σ_{id}	f_{yd}	
	[KN]	[KN]	[kNm]	[Mpa]	[Mpa]	[Mpa]	[Mpa]	
STR N_p+	284.95	16.50	14.54	150.63	6.07	151.00	261.9	VERIFICATO
STR N_p-	-166.86	16.50	14.54	122.96	6.07	123.41	261.9	VERIFICATO
STR V_p+	284.95	16.50	14.54	150.63	6.07	151.00	261.9	VERIFICATO
STR V_p-	-136.78	-16.50	-14.54	115.91	6.07	116.39	261.9	VERIFICATO
SISMA N_p+	115.46	10.80	9.51	81.93	3.97	82.22	261.9	VERIFICATO
SISMA N_p-	-23.96	10.80	9.51	60.49	3.97	60.88	261.9	VERIFICATO
SISMA V_p+	231.95	14.30	12.60	127.03	5.26	127.36	261.9	VERIFICATO
SISMA V_p-	-122.20	-14.30	-12.60	101.32	5.26	101.72	261.9	VERIFICATO

 ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	PROGETTO DEFINITIVO POTENZIAMENTO DELLA LINEA MILANO - GENOVA QUADRUPPLICAMENTO TRATTA MILANO ROGOREDO-PAVIA FASE 1 - QUADRUPPLICAMENTO MI ROGOREDO-PIEVE EMANUELE					
	RELAZIONE DI CALCOLO FONDAZIONI BA H7	COMMESSA D14Z	LOTTO 03	CODIFICA D22	DOCUMENTO CLIF0100002	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 120 x 55

Armature minime di normativa

Si procede al calcolo dell'area minima di acciaio prevista dalla normativa vigente (NTC'08):

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

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:

$$A_{s,min}' = 0,26 \times 2,83/450 \times 1200 \times 500 = 1079 \text{ mm}^2$$

$$A_{s,min}'' = 0,0013 \times 1200 \times 500 = 780 \text{ mm}^2$$

$$A_{s,min} = 1079 \text{ mm}^2$$

$$A_{s,max} = 0,04 \times 1400 \times 500 = 26400 \text{ mm}^2$$

Si dispone un'armatura superiore ed inferiore pari a:

$$6\emptyset 16 \text{ } 1206 \text{ mm}^2 / \text{m} = A_a \quad \text{superiori}$$


$$6\emptyset 16 \text{ } 1206 \text{ mm}^2 / \text{m} = A'a \quad \text{inferiori}$$

Dati della sezione

$$H = 55 \text{ cm}$$

$$B = 120 \text{ cm}$$

$$h' = 5 \text{ cm}$$

	PROGETTO DEFINITIVO POTENZIAMENTO DELLA LINEA MILANO - GENOVA QUADRUPPLICAMENTO TRATTA MILANO ROGOREDO-PAVIA FASE 1 - QUADRUPPLICAMENTO MI ROGOREDO-PIEVE EMANUELE					
	RELAZIONE DI CALCOLO FONDAZIONI BA H7	COMMESSA D14Z	LOTTO 03	CODIFICA D22	DOCUMENTO CLIF0100002	REV. A

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=3,0m); nel caso di specie:

$$N_{\text{palo}} = 259,97 \text{ kN}$$

$$P = (N_{\text{palo}})/L = 86,66 \text{ kN/ml}$$

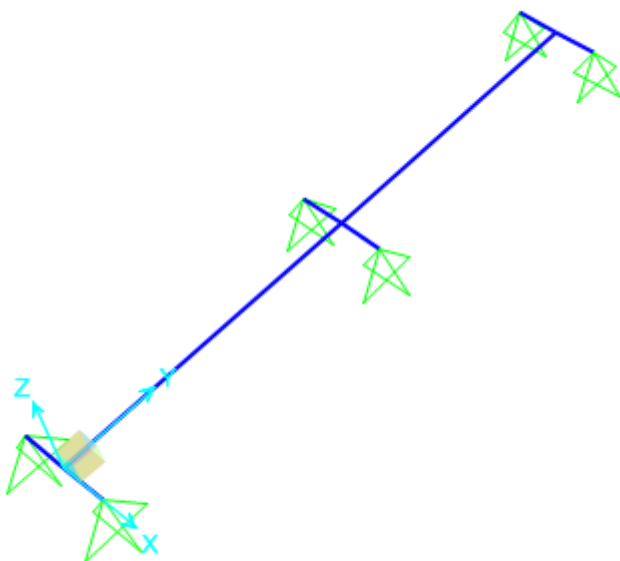


Figura 13: schematizzazione trave di fondazione

Il valore di N_{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);

Diagrammi per Oggetto Frame 1 (CORDOLO)

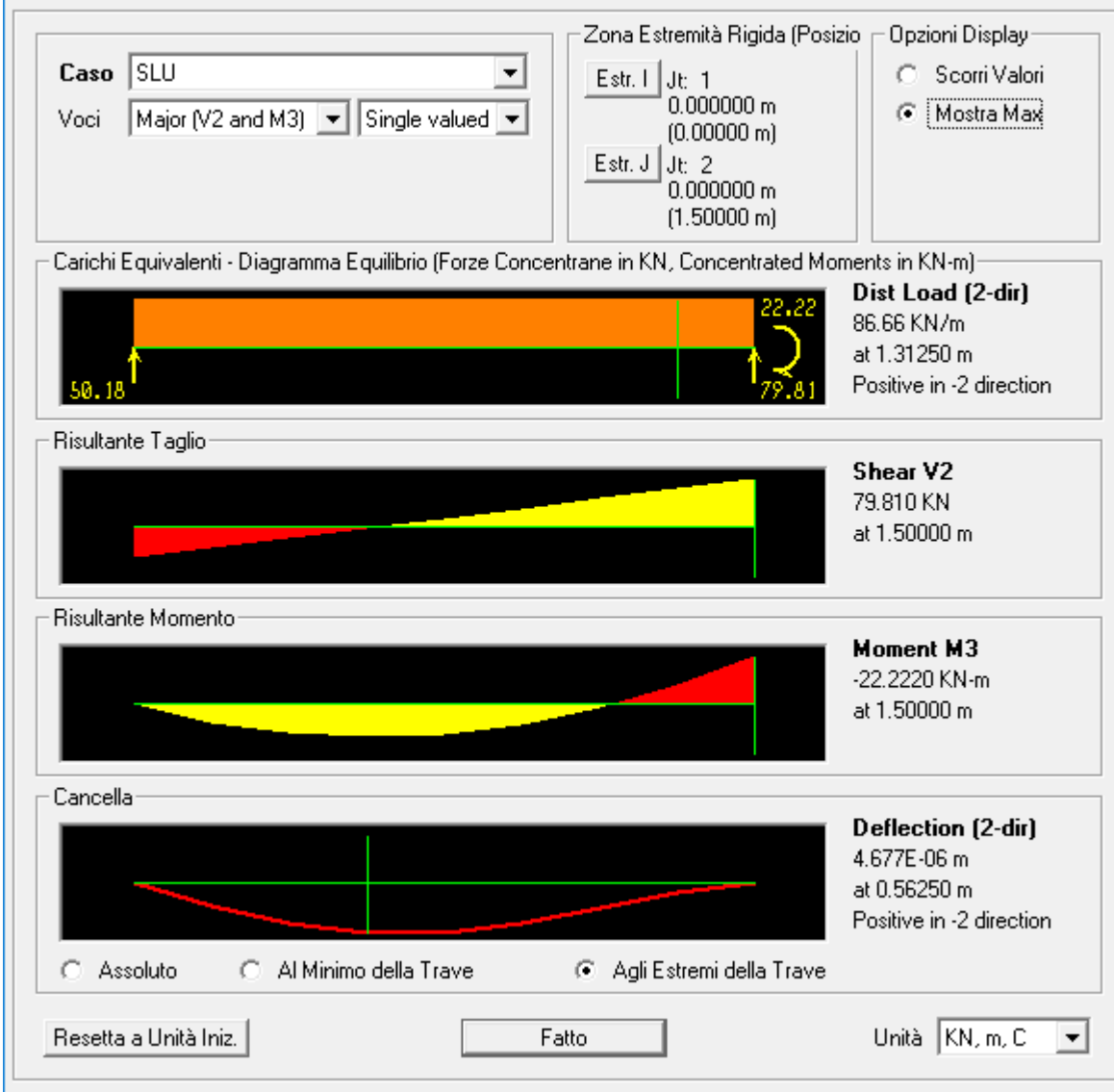


Figura 14: Sollecitazioni derivanti dal modello della fondazione

Verifica a flessione

Valori delle sollecitazioni:

$M_{max} = 22.3 \text{ kNm}$

Armatura adottata:

6 ϕ 16 sup

6 ϕ 16 inf

Titolo: Suola Fondazione

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

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	120	55	1	12.06	5
			2	12.06	50

Sollecitazioni
S.L.U. Metodo n

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

Materiali
B450C C28/35
 ϵ_{su} 67.5% ϵ_{c2} 2%
 f_{yd} 391.3 N/mm² ϵ_{cu} 3.5%
 E_s 200,000 N/mm² f_{cd} 15.87
 E_s/E_c 15 f_{cc}/f_{cd} 0.9
 ϵ_{syd} 1.957% $\sigma_{c,adm}$ 11
 $\sigma_{s,adm}$ 255 N/mm² τ_{co} 0.6667
 τ_{c1} 1.971

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

Tipo flessione
 Retta Deviata

Parametri
 M_{xRd} 233.3 kNm
 σ_c -15.87 N/mm²
 σ_s 391.3 N/mm²
 ϵ_c 3.5%
 ϵ_s 38.59%
 d 50 cm
 x 4.158 x/d 0.08316
 δ 0.7

Calcola MRd Dominio M-N
L₀ 0 cm Col. modello
 Precompresso

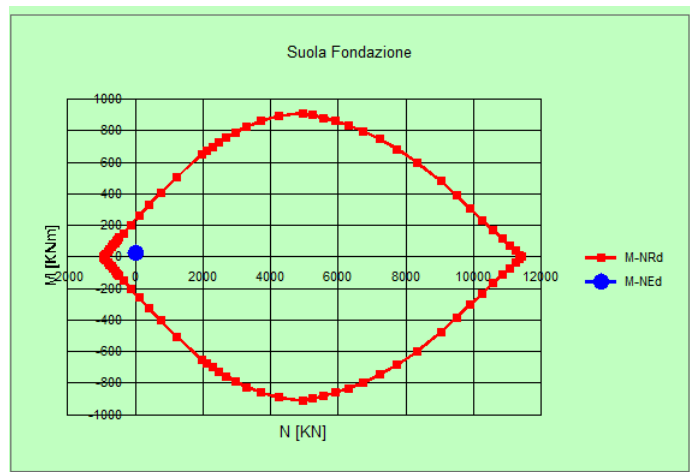



Figura 15: Verifica a flessione sezione fondazione

 ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	PROGETTO DEFINITIVO POTENZIAMENTO DELLA LINEA MILANO - GENOVA QUADRUPPLICAMENTO TRATTA MILANO ROGOREDO-PAVIA FASE 1 - QUADRUPPLICAMENTO MI ROGOREDO-PIEVE EMANUELE					
	RELAZIONE DI CALCOLO FONDAZIONI BA H7	COMMESSA D14Z	LOTTO 03	CODIFICA D22	DOCUMENTO CLIF0100002	REV. A

Verifica a taglio

Sollecitazioni:

$V_{\max} = 79.81 \text{ kN}$ Taglio

Dati staffatura:

staffe $\phi = 12 \text{ mm}$
 numero di bracci $n_{br} = 2$
 passo $s = 200 \text{ mm}$

§ 4.1.2.1.3.2 - ELEMENTI CON ARMATURE TRASVERSALI RESISTENTI A TAGLIO


Diametro delle staffe	ϕ_{sw}	12
Numero di braccia	n_b	2
Passo delle staffe	s	200
Inclinazione tra il puntone compresso e l'asse della trave	θ	45
Inclinazione dell'armatura trasversale rispetto all'asse della trave	α	90
Area della sezione trasversale dell'armatura a taglio	A_{sw}	226
Braccio della coppia interna	z	450
Cotangente di θ	$\cot\theta$	1.00
Cotangente di α	$\cot\alpha$	0.00
Seno di α	$\sin\alpha$	1.00
Resistenza offerta dall'armatura a taglio (meccanismo taglio - trazione)	V_{Rsd}	199.15
Resistenza a compressione ridotta del calcestruzzo d'anima	f'_{cd}	8.23
Resistenza offerta dai puntoni (meccanismo taglio - compressione)	V_{Rcd}	2222.33
Massima area efficace di armatura a taglio per $\cot\theta = 1$	$A_{sw, \max}$	3028.95
Resistenza a taglio della sezione armata trasversalmente	V_{Rd}	199.15

$$V_{Rsd} = (A_{sw} / s) z f_{yd} (\cot \theta + \cot \alpha) \sin \alpha$$

$$V_{Rcd} = z b f'_{cd} (\cot \theta + \cot \alpha) / (1 + \cot^2 \theta)$$

$$V_{Rd} = \min(V_{Rsd}; V_{Rcd})$$

$V_{Rd} > V_{\max}$ Verifica soddisfatta

 ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	PROGETTO DEFINITIVO POTENZIAMENTO DELLA LINEA MILANO - GENOVA QUADRUPPLICAMENTO TRATTA MILANO ROGOREDO-PAVIA FASE 1 - QUADRUPPLICAMENTO MI ROGOREDO-PIEVE EMANUELE					
	RELAZIONE DI CALCOLO FONDAZIONI BA H7	COMMESSA D14Z	LOTTO 03	CODIFICA D22	DOCUMENTO CLIF0100002	REV. A

Verifiche allo SLE

I valori di sollecitazione massimi per le combinazioni allo SLE sono le seguenti:

COMBINAZIONE RARA:

$$M = 16.50 \text{ kNm}$$

COMBINAZIONE FREQUENTE:

$$M = 16.00 \text{ kNm}$$

COMBINAZIONE QUASI PERMANENTE:

$$M = 15.64 \text{ kNm}$$

Al fine di assicurare la funzionalità e la durabilità delle strutture in c.a. è necessario non superare uno stato limite di fessurazione adeguato alle condizioni ambientali, alle sollecitazioni agenti ed alla sensibilità delle armature alla corrosione.

Si distinguono i seguenti stati limite:

- a) Stato limite di formazione delle fessure, nel quale, per la combinazione di azioni prescelta, la tensione normale di trazione nella fibra più sollecitata vale:

$$\sigma_t = f_{ctm} / 1,2$$

con:

$$f_{ctm} = 0,30 \cdot f_{ck}^{(2/3)} = 0,30 \cdot 29,05^{(2/3)} = 2.84 \text{ N/mm}^2$$

- b) Stato limite di apertura delle fessure, nel quale, per la combinazione di azioni prescelta il valore limite di apertura della fessura è pari ad uno dei seguenti valori:

$$W_1 = 0.2 \text{ mm}$$

$$W_2 = 0.3 \text{ mm}$$

$$W_3 = 0.4 \text{ mm}$$

Le condizioni ambientali, ai fini della protezione dalla corrosione delle armature metalliche, possono essere suddivise secondo quanto riportato nella tabella seguente, estratta dalle NTC 2008:


 ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	PROGETTO DEFINITIVO POTENZIAMENTO DELLA LINEA MILANO - GENOVA QUADRUPPLICAMENTO TRATTA MILANO ROGOREDO-PAVIA FASE 1 - QUADRUPPLICAMENTO MI ROGOREDO-PIEVE EMANUELE					
	RELAZIONE DI CALCOLO FONDAZIONI BA H7	COMMESSA D14Z	LOTTO 03	CODIFICA D22	DOCUMENTO CLIF0100002	REV. A

Tabella 4.1.III – Descrizione delle condizioni ambientali

CONDIZIONI AMBIENTALI	CLASSE DI ESPOSIZIONE
Ordinarie	X0, XC1, XC2, XC3, XF1
Aggressive	XC4, XD1, XS1, XA1, XA2, XF2, XF3
Molto aggressive	XD2, XD3, XS2, XS3, XA3, XF4

Nel caso di specie la condizione di riferimento è “aggressiva” propria di una classe di esposizione XC4.

Si prendono in considerazione le seguenti combinazioni di carico:

- combinazione quasi permanente
- combinazione frequente

Gruppi di esigenze	Condizioni ambientali	Combinazione di azioni	Armatura			
			Sensibile		Poco sensibile	
			Stato limite	w_d	Stato limite	w_d
a	Ordinarie	frequente	ap. fessure	$\leq w_2$	ap. fessure	$\leq w_3$
		quasi permanente	ap. fessure	$\leq w_1$	ap. fessure	$\leq w_2$
b	Aggressive	frequente	ap. fessure	$\leq w_1$	ap. fessure	$\leq w_2$
		quasi permanente	decompressione	-	ap. fessure	$\leq w_1$
c	Molto aggressive	frequente	formazione fessure	-	ap. fessure	$\leq w_1$
		quasi permanente	decompressione	-	ap. fessure	$\leq w_1$

Le armature sono classificate come “armature poco sensibili”.

stato limite di formazione delle fessure

Il valore di calcolo di apertura delle delle fessure W_K non deve superare i valori nominali $W_1 = 0.2$ mm, $W_2 = 0.3$ mm, $W_3 = 0.4$ mm.


Il valore di calcolo è dato da:

$$W_K = 1.7 W_m$$

dove W_m rappresenta l’ampiezza media delle fessure calcolata come prodotto della deformazione media delle barre d’armatura ϵ_{sm} per la media fra le fessure Δ_m .

Per il calcolo delle grandezze descritte vanno utilizzati criteri consolidati riportati nella letteratura tecnica.

Secondo la simbologia dell’EC2 l’ampiezza W_K vale:

	PROGETTO DEFINITIVO POTENZIAMENTO DELLA LINEA MILANO - GENOVA QUADRUPPLICAMENTO TRATTA MILANO ROGOREDO-PAVIA FASE 1 - QUADRUPPLICAMENTO MI ROGOREDO-PIEVE EMANUELE					
	RELAZIONE DI CALCOLO FONDAZIONI BA H7	COMMESSA D14Z	LOTTO 03	CODIFICA D22	DOCUMENTO CLIF0100002	REV. A

$$W_K = \beta S_{rm} \epsilon_{sm}$$

in cui:

S_{rm} : interasse medio finale delle lesioni (fessurazione stabilizzata);

ϵ_{sm} : deformazione media delle barre di acciaio;

β : coefficiente che trasforma l'ampiezza media delle lesioni nel valore di calcolo pari ad un valore compreso fra 1.30 ed 1.70 relativamente a spessori variabili fra 300 mm e 800 mm;

ϵ_{sm} : si calcola con la relazione:

$$\epsilon_{sm} = \sigma_s / E_s (1 - \beta_1 \beta_2 (\sigma_{ST} / \sigma_s)^2)$$

con:

σ_s : tensione nell'armatura tesa calcolata considerando la sezione fessurata (II stadio);

σ_{ST} : tensione nell'armatura tesa calcolata considerando la sezione fessurata (II stadio) considerando la condizione di carico che causa la prima fessurazione;

$\beta_1 = 1$ per barre ad aderenza migliorata;

β_2 coefficiente dipendente dalla durata del carico;

L'espressione di S_{rm} accolta dalla normativa italiana è la seguente:


$$S_{rm} = 2(c+s/10) + K_1 K_2 \phi / \rho_r$$

c: copriferro

s: interasse delle barre

K_1 : 0.40 (barre ad aderenza migliorata)

K_2 : 0.125 (flessione pura) – 0.25 (trazione pura)

 <p>ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE</p>	PROGETTO DEFINITIVO POTENZIAMENTO DELLA LINEA MILANO - GENOVA QUADRUPPLICAMENTO TRATTA MILANO ROGOREDO-PAVIA FASE 1 - QUADRUPPLICAMENTO MI ROGOREDO-PIEVE EMANUELE					
	RELAZIONE DI CALCOLO FONDAZIONI BA H7	COMMESSA D14Z	LOTTO 03	CODIFICA D22	DOCUMENTO CLIF0100002	REV. A

Il controllo dell'ampiezza delle lesioni consiste nell'accertare la validità della seguente disuguaglianza:

$$W_K < W_{lim}$$

in cui:

W_K : è l'ampiezza di calcolo della lesione;

W_{lim} : è il valore nominale limite dell'ampiezza dalla lesione che è specificato dalle norme in base alle condizioni ambientali;

Stato limite di formazione delle fessure

La formazione delle fessure avviene quando la tensione normale di trazione della fibra più sollecitata vale:

$$\sigma_f = f_{ctm} / 1,2 = - 2.36 \text{ MPa.}$$

Comb. quasi permanente: $\sigma_c = -0.24 \text{ MPa}$ (trazione) non si supera lo stato limite di formazione delle fessure:
non occorre procedere alla verifica dello stato limite di apertura delle fessure

Combinazione frequente: $\sigma_c = -0.24 \text{ MPa}$ (trazione) non si supera lo stato limite di formazione delle fessure:
non occorre procedere alla verifica dello stato limite di apertura delle fessure

Verifica delle tensioni di esercizio

Si procede inoltre con la verifica tensionale per la combinazione rara per cui deve risultare che:

$$\sigma_{c,max} < 0,55 * f_{ck} = 15.97 \text{ MPa per la combinazione rara}$$


$$\sigma_{c,max} < 0,40 * f_{ck} = 11.62 \text{ MPa per la combinazione quasi permanente}$$

In particolare si ha che:

$$M_{max} \text{ RARA: } \sigma_c = 0.51 \text{ MPa}$$

$$M_{max} \text{ Q.PERM: } \sigma_c = 0.48 \text{ MPa}$$


Le verifiche risultano soddisfatte in quanto $\sigma_c < \sigma_{c,max}$

	PROGETTO DEFINITIVO POTENZIAMENTO DELLA LINEA MILANO - GENOVA QUADRUPPLICAMENTO TRATTA MILANO ROGOREDO-PAVIA FASE 1 - QUADRUPPLICAMENTO MI ROGOREDO-PIEVE EMANUELE					
RELAZIONE DI CALCOLO FONDAZIONI BA H7	COMMESSA D14Z	LOTTO 03	CODIFICA D22	DOCUMENTO CLIF0100002	REV. A	FOGLIO 64 di 69

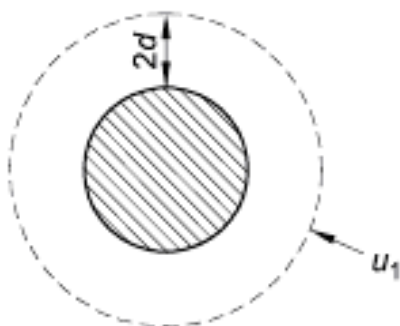
Inoltre per la combinazione rara deve risultare:

$$\sigma_{s,max} < 0,75 \cdot f_{yk} = 337.5 \text{ MPa}$$

Risultando $\sigma_{s,max} = 29.5 \text{ N/mm}^2$ la verifica risulta soddisfatta.

	PROGETTO DEFINITIVO POTENZIAMENTO DELLA LINEA MILANO - GENOVA QUADRUPPLICAMENTO TRATTA MILANO ROGOREDO-PAVIA FASE 1 - QUADRUPPLICAMENTO MI ROGOREDO-PIEVE EMANUELE					
	RELAZIONE DI CALCOLO FONDAZIONI BA H7	COMMESSA D14Z	LOTTO 03	CODIFICA D22	DOCUMENTO CLIF0100002	REV. A

Verifica a punzonamento



CALCOLO TAGLIO PUNZONAMENTO - UNI EN 1992-1-1:2005

(Par. 6.4.3 - "Calcolo del taglio-punzonamento")

$V_{Rd,c}$	è il valore di progetto del taglio-punzonamento resistente di una piastra, priva di armature per il taglio punzonamento lungo la sezione di verifica considerata.
$V_{Rd,cs}$	è il valore di progetto del taglio-punzonamento resistente di una piastra dotata di armature per il taglio punzonamento, lungo la sezione di verifica considerata.
$V_{Rd,max}$	è il valore di progetto del massimo taglio-punzonamento resistente lungo la sezione di verifica.

VERIFICHE RACCOMANDATE

6.4.3 (2) - (a); (b); (c)

- (b) L'armatura per il taglio-punzonamento non è necessaria se:
- $$V_{Ed} < V_{Rd,c}$$
- (c) Se $V_{Ed} > V_{Rd,c}$ per la sezione di verifica considerata, si raccomanda che sia disposta l'armatura per il taglio-punzonamento (determinando $V_{Rd,cs}$), lungo la sezione di verifica considerata.
- (a) lungo il perimetro del pilastro, o il perimetro dell'area caricata, si raccomanda che la massima tensione di taglio-punzonamento non sia superata:
- $$V_{Ed} < V_{Rd,max}$$

Dati di input

h	550.00	mm	Altezza media della piastra.
d	500.00	mm	Altezza utile media della piastra: $d = (d_1 + d_2)/2$ dove d_1 e d_2 sono le altezze utili nelle direz. 1 e 2 della sezione di verifica.
Φ	250.00	mm	Diametro del pilastro.
r	125.00	mm	Raggio del pilastro.
V_{Ed}	285.00	kN	Taglio di progetto (in valore assoluto).
σ_{cp}	0.00	MPa	Media delle tensioni normali nel calcestruzzo della sezione critica nelle direzioni 1 e 2: $\sigma_{cp} = (\sigma_{c1} + \sigma_{c2})/2$. Tensioni positive se di compressione.
$M_{Ed,1}$	0.00	kNm	Momento non equilibrato di progetto che provoca un'eccentricità in direzione 1.
$M_{Ed,2}$	0.00	kNm	Momento non equilibrato di progetto che provoca un'eccentricità in direzione 2.
f_{ck}	29.05	MPa	Resistenza cilindrica caratteristica a compressione del calcestruzzo.
f_{yk}	450.00	MPa	Resistenza caratteristica di snervamento dell'acciaio (barre longitudinali).
f_{yw}	450.00	MPa	Resistenza caratteristica di snervamento dell'acciaio (armature a taglio-punzonamento).
ρ_{l1}	0.180	%	Rapporto d'armatura longitudinale tesa nella direzione 1 (in percentuale).
ρ_{l2}	0.180	%	Rapporto d'armatura longitudinale tesa nella direzione 2 (in percentuale).
A_{sw}	0.00	mm ²	Area dell'armatura a punzonamento situata su di un perimetro intorno al pilastro.
s_r	0.00	mm	Passo in direzione radiale dei perimetri dell'armatura a punzonamento.
α	90.00	°	Angolo compreso fra l'armatura a punzonamento e il piano della piastra.

Tensione di taglio di progetto v_{Ed}

u_i	7069	mm	Lunghezza del perimetro di verifica considerato: $u_i = 2 \pi (r + 2 d)$.
e_1	0.00	mm	Eccentricità lungo l'asse 1: $e_1 = M_{Ed,1}/V_{Ed}$.
e_2	0.00	mm	Eccentricità lungo l'asse 2: $e_2 = M_{Ed,2}/V_{Ed}$.
β	1.15	-	Valore raccomandato in EC2, § 6.4.3, (6), figura 6.21N. Per un pilastro interno: $\beta = 1.15$.
v_{Ed}	0.093	MPa	Tensione di taglio di progetto: $v_{Ed} = \beta V_{Ed}/(u_i d)$.

Verifica lungo il perimetro del pilastro

u_0	785	mm	Lunghezza del perimetro di verifica lungo il perimetro del pilastro: $u_0 = 2 \pi r$.
$v_{Ed,per}$	0.83	MPa	Tensione di taglio di progetto lungo il perimetro del pilastro: $v_{Ed,per} = \beta V_{Ed}/(u_0 d)$.
ν	0.50	-	EC2, (6.6N) corretta secondo l'Appendice Nazionale Italiana: <ul style="list-style-type: none"> • $\nu = 0.5$ fino alla classe C70/85; • $\nu = 0.6 (1 - f_{ck}/250)$ per le classi C80/95 e C90/105.
f_{cd}	16.46	MPa	Resistenza di calcolo a compressione: $f_{cd} = \alpha_{cc} f_{ck}/\gamma_c$ dove α_{cc} è il coeff. riduttivo per le resistenze di lunga durata: $\alpha_{cc} = 0.85$.
$v_{Rd,max}$	3.29	MPa	Valore di progetto del massimo taglio-punzonamento resistente lungo il perimetro del pilastro: $v_{Rd,max} = 0.4 \nu f_{cd}$. Espressione corretta secondo l'Errata Corrige EC 3-2012.
C_s	3.94	-	Coefficiente di sicurezza lungo il perimetro del pilastro.

Resistenza a punzonamento senza armature a taglio


k	1.63	-	$k = 1 + (200/d) \leq 2 d.$
ρ_l	0.180	%	Rapporto d'armatura longitudinale tesa nella direzione 1 (in percentuale). $\rho_l = \sqrt{\rho_{l1} \rho_{l2}} \leq 2.$
b_1	2250.00	mm	Lunghezza del perimetro di verifica in direzione 1: $b_1 = 2 r + 4 d.$
b_2	2250.00	mm	Lunghezza del perimetro di verifica in direzione 2: $b_2 = 2 r + 4 d.$
$v_{Rd,c,calc}$	0.340	MPa	$v_{Rd,c,calc} = 0.18/\gamma_c \cdot k (100 \rho_l f_{ck})^{1/3} + 0.1 \sigma_{cp}.$
$v_{Rd,c,min}$	0.393	MPa	$v_{Rd,c,min} = v_{min} + k \sigma_{cp}.$
$v_{Rd,c}$	0.393	MPa	Valore di progetto del taglio-punzonamento resistente di una piastra, priva di armature per il taglio-punzonamento. $v_{Rd,c} = \max(v_{Rd,c,calc}, v_{Rd,c,min}).$
C_s	4.24	-	Coefficiente di sicurezza senza armature a taglio.

Verifica lungo il perimetro del pilastro → SODDISFATTA

$$v_{Ed,per} = 0.83 \text{ MPa}, \quad v_{Rd,max} = 3.29 \text{ MPa}, \quad C_s = 3.94$$

Verifica senza armatura a taglio → SODDISFATTA

$$v_{Ed} = 0.09 \text{ MPa}, \quad v_{Rd,c} = 0.39 \text{ MPa}, \quad C_s = 4.24$$

	PROGETTO DEFINITIVO POTENZIAMENTO DELLA LINEA MILANO - GENOVA QUADRUPLICAMENTO TRATTA MILANO ROGOREDO-PAVIA FASE 1 - QUADRUPLICAMENTO MI ROGOREDO-PIEVE EMANUELE					
	RELAZIONE DI CALCOLO FONDAZIONI BA H7	COMMESSA D14Z	LOTTO 03	CODIFICA D22	DOCUMENTO CLIF0100002	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. 17.01.2008.

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 = 10,0 m	lunghezza micropali
i = 1,50 m	interasse longitudinale
d = 0,70 m	interasse trasversale
tubolare 177.8x8 mm	armatura micropalo