

COMMITTENTE:



PROGETTAZIONE:



U.O. INFRASTRUTTURE NORD

PROGETTO DEFINITIVO

RADDOPPIO PONTE S. PIETRO – BERGAMO – MONTELLO

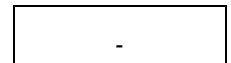
LOTTO 9: Opere Civili e Impianti Tecnologici di Piazzale per il completamento del raddoppio della linea Ponte SP – Bergamo e per lo spostamento provvisorio della linea Treviglio - Bergamo.

BARRIERE ANTIRUMORE

Barriera rettificata H5

RELAZIONE DI CALCOLO DELLE FONDAZIONI

SCALA:



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

N B 1 R 0 9 D 2 6 C L R I 0 0 0 0 0 0 0 1 A

Rev.	Descrizione	Redatto	Data	Verificato	Data	Approvato	Data	Autorizzato Data
A	Emissione esecutiva	G. Grimaldi 	Febbraio 2021	A. Maran 	Febbraio 2021	M. Berlingieri 	Febbraio 2021	A. Perego Febbraio 2021

File: NB1R09D26CLRI000001A

n. Elab.:

INDICE

1	PREMESSA	4
2	DESCRIZIONE DELL'OPERA	4
3	NORMATIVE DI RIFERIMENTO	8
	CODICI DI CALCOLO.....	9
4	DOCUMENTI DI RIFERIMENTO	9
5	MATERIALI UTILIZZATI	10
	CALCESTRUZZO.....	10
	5.1 Barriera Montante.....	10
	5.2 Calcestruzzo Cordolo di Fondazione	11
	5.3 Calcestruzzo Micropali	12
	5.4 Acciaio da C.A.....	13
	ACCIAIO PER CARPENTERIA METALLICA	13
	5.5 Profili e lamiere non saldate	13
	5.6 Travi ed elementi saldati, tirafondi e tubi della sella.....	14
	5.7 Acciaio per micropali.....	14
6	INQUADRAMENTO GEOTECNICO	14
7	MODELLO DI CALCOLO BARRIERA MONTANTE IN C.A.....	15
	7.1 Analisi dei carichi	15
	7.1.1 Pesi propri.....	15
	7.1.2 Azione del vento.....	17
	7.1.3 Azione aerodinamica associata al passaggio dei convogli	18
	7.1.4 Azioni risultanti	20
	7.1.5 Azione sismica	20

**Barriera rettificata H5
RELAZIONE DI CALCOLO DELLE FONDAZIONI**

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NB1R	09	D 26 CL	RI0000001	A	3 di 50

7.2	<i>Combinazione dei carichi agli stati limite ultimi (SLU)</i>	23
7.2.1	<i>Combinazione dei carichi agli stati limite di esercizio (SLE)</i>	23
7.2.2	<i>Riepilogo coefficienti</i>	23
8	MICROPALI PER BM110.....	26
	SOLLECITAZIONI ALL'INTERFACCIA CORDOLO – MICROPALI:	27
	CAPACITÀ PORTANTE VERTICALE	29
8.1	<i>Verifica di resistenza armatura micropali</i>	37
	CAPACITÀ PORTANTE ORIZZONTALE.....	39
9	TRAVE DI FONDAZIONE PER BM110.....	43
9.1	<i>Sollecitazioni e verifiche</i>	43
10	CONCLUSIONI	50

1 PREMESSA

La presente relazione intende descrivere i criteri e le scelte progettuali adottate nel presente progetto definitivo per la realizzazione di barriere antirumore nel comune di Bergamo.

Tale lavoro si individua nell'ambito del progetto del prolungamento del raddoppio della linea ferroviaria S.Pietro – Bergamo – Montello.

L'inserimento e posizionamento delle barriere antirumore è stato definito a seguito dell'analisi e della valutazione di fattibilità tecnica del Progetto Preliminare, dato di base della presente Progettazione Definitiva. Il presente progetto definitivo prevede l'applicazione del tipologico di barriera antirumore tipo "HS".

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 del tipo H5 (modulo BM110). L'intervento nell'ambito del comune di Bergamo prevede la realizzazione di barriere di altezze da H10 a H3: i risultati ottenuti nella presente relazione sono riferiti alle barriere H5; inoltre vengono anche riportate le verifiche geotecniche relativamente ai micropali. Le fondazioni saranno realizzate con micropali di diametro 250 [mm] dotati di armatura tubolare in acciaio di diametro 168.3 [mm]; sulla testa di tali micropali verrà poi realizzato un cordolo in conglomerato cementizio armato al quale vengono poi ancorate le basi delle barriere antirumore.

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

PROSPETTO 1

Scala 1:20

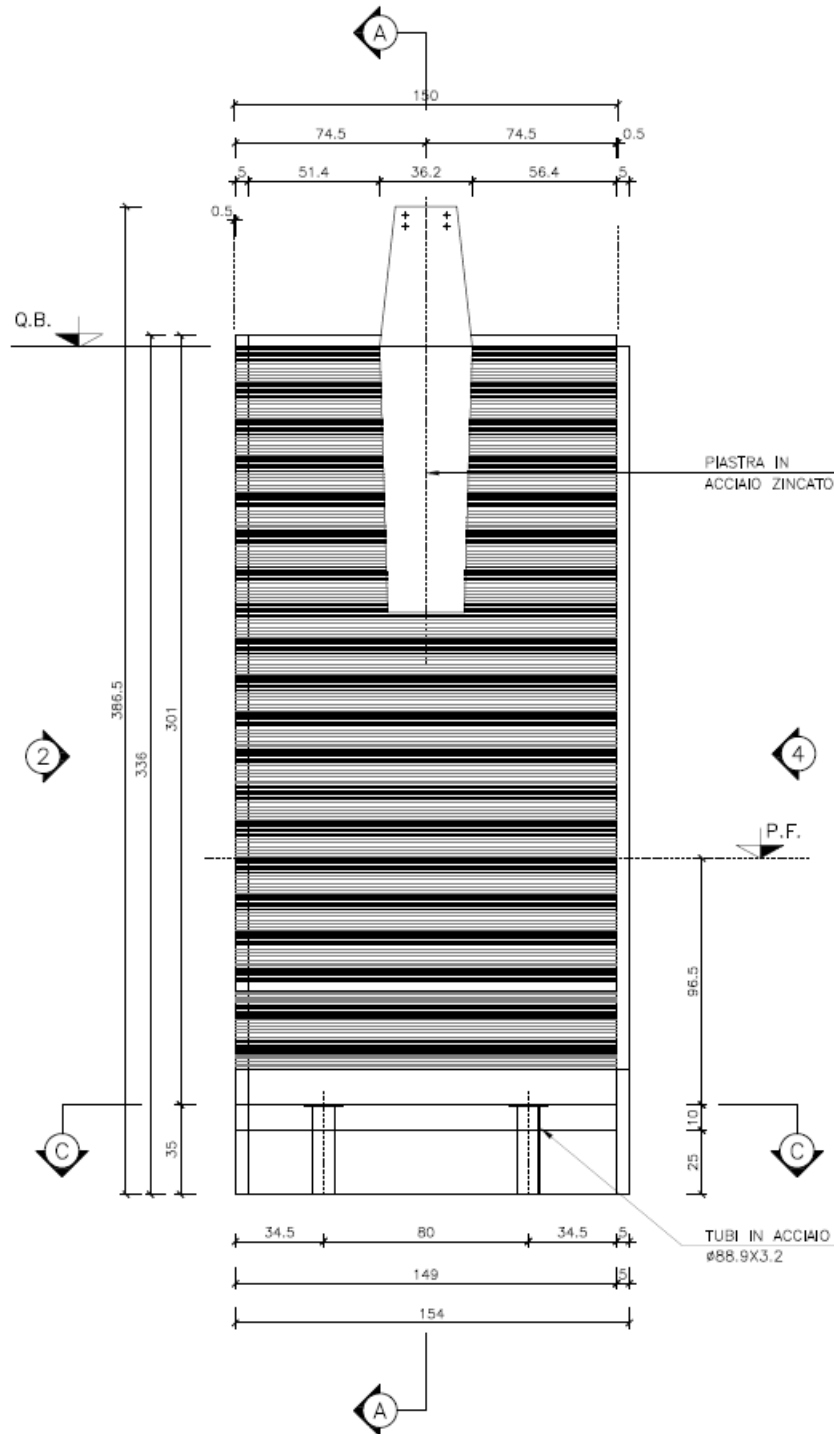


Figura 2-1 – Modulo BM 110

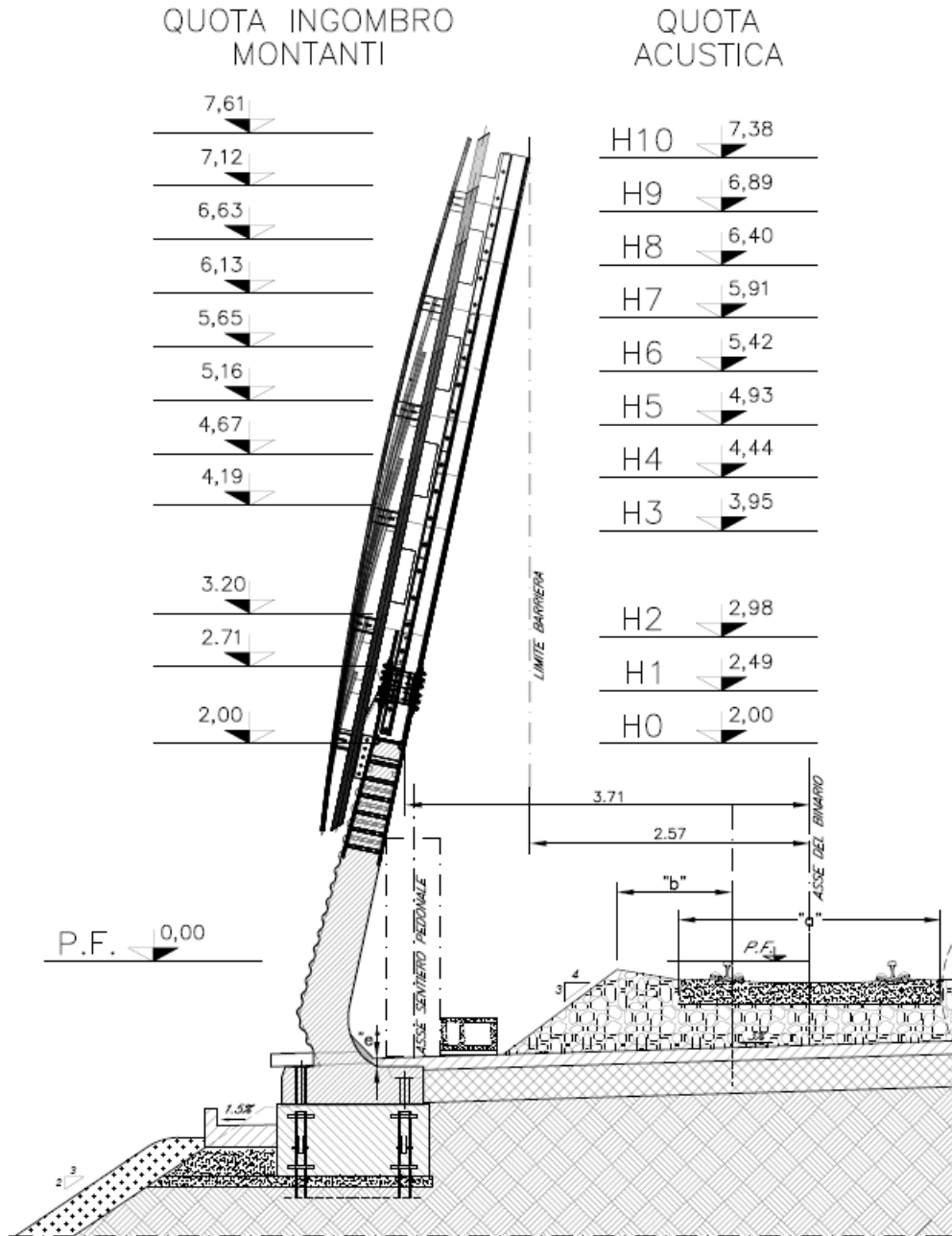


Figura 2-2 – Barriera HS-sezione

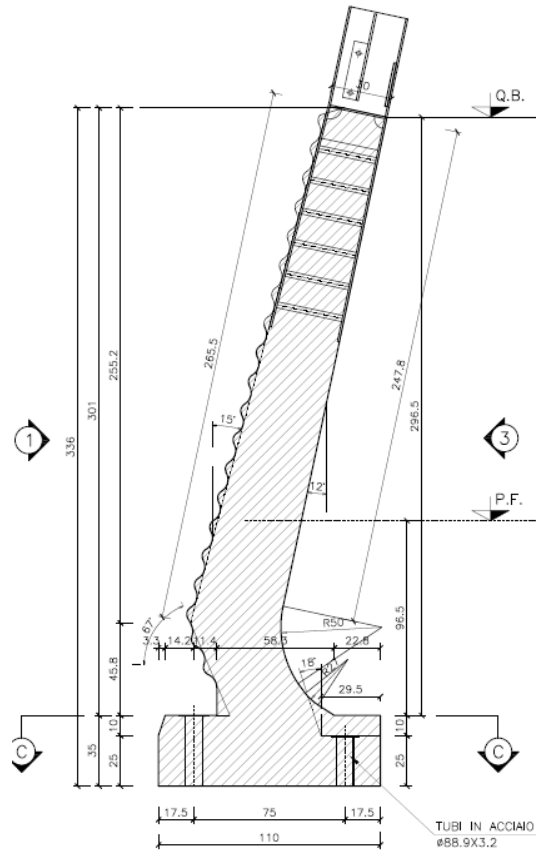


Figura 2-3 – Tipologico BM 110

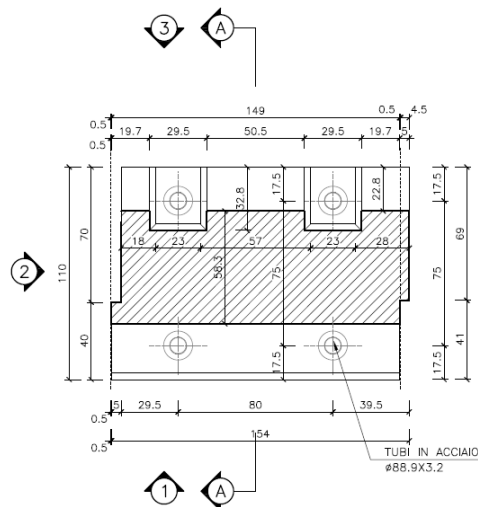


Figura 2-4 – Tipologico fondazione

 <p>ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE</p>	<p>PROGETTO DEFINITIVO RADDOPPIO PONTE SAN PIETRO – BERGAMO – MONTELLO LOTTO 9 BARRIERE ANTIRUMORE</p>					
<p>Barriera rettificata H5 RELAZIONE DI CALCOLO DELLE FONDAZIONI</p>	<p>COMMESSA NB1R</p>	<p>LOTTO 09</p>	<p>CODIFICA D 26 CL</p>	<p>DOCUMENTO RI0000001</p>	<p>REV. A</p>	<p>FOGLIO 8 di 50</p>

3 NORMATIVE DI RIFERIMENTO

Si riporta nel seguito l'elenco delle leggi e dei decreti di carattere generale, assunti come riferimento.

- [1] Legge 5 novembre 1971 n. 1086: *Norme per la disciplina delle opere di conglomerato cementizio armato normale e precompresso ed a struttura metallica.*
- [2] D.M. del 17.01.2018 “*Aggiornamento delle norme tecniche per le costruzioni*” (NTC 2018)
- [3] Circolare del 21.01.2019 contenente le istruzioni per le l’applicazione delle “*Nuove norme tecniche per le costruzioni*” di cui al D.M. del 17.01.2018
- [4] Manuale di progettazione delle opere civili RFI parte II – sezione 2 - Ponti e strutture” - RFI DTC SI PS MA IFS 001 C.
- [5] Manuale di progettazione delle opere civili RFI parte II – sezione 3 – Corpo stradale” - RFI DTC SI PS MA IFS 001 C.
- [6] EN 1991-2 “*Eurocodice 1 - Azioni sulle strutture - Parte 2: carichi da traffico sui ponti*”.
- [7] EN 1992-1 “*Eurocodice 2 - Progettazione delle strutture in calcestruzzo - Parte 1-1: Regole generali e regole per edifici*”.
- [8] EN 1992-1 “*Eurocodice 2 - Progettazione delle strutture in calcestruzzo - Parte 2: ponti di calcestruzzo - Progettazione e dettagli costruttivi*”.
- [9] EN 1997-1 “*Eurocodice 7 - Progettazione geotecnica- Parte 1: Regole generali*”.
- [10] UIC CODE 777-2R “*Structures built over railway lines-Construction requirements in the track zone*”
- [11] Norme STI
 - Regolamento (UE) N. 1299/2014 della Commissione del 18 novembre 2014 relativo alle specifiche tecniche di interoperabilità per il sottosistema «infrastruttura» del sistema ferroviario dell'Unione europea, modificato dal Regolamento di esecuzione (UE) N° 2019/776 della Commissione del 16 maggio 2019; Legge. 2 febbraio 1974, n. 64. Provvedimenti per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche.
 - Regolamento (UE) N. 1300/2014/UE Specifiche Tecniche di Interoperabilità per l’accessibilità del sistema ferroviario dell’Unione europea per le persone con disabilità e le persone a mobilità ridotta del 18/11/2014, modificato con il Regolamento di esecuzione (UE) N° 2019/772 della Commissione del 16 maggio 2019;
 - Regolamento (UE) N° 1303/2014 della Commissione del 18 novembre 2014 relativo alla specifica tecnica di interoperabilità concernente la “sicurezza nelle gallerie ferroviarie” del sistema ferroviario dell’Unione europea, rettificato dal Regolamento (UE) 2016/912 del 9 giugno 2016 e modificato dal Regolamento di esecuzione (UE) N° 2019/776 della Commissione del 16 maggio 2019
 - Regolamento UE N. 1301/2014 della Commissione del 18 novembre 2014 relativo alle specifiche tecniche di interoperabilità per il sottosistema «Energia» del sistema ferroviario dell'Unione

europea, modificato dal Regolamento di Esecuzione (UE) 2018/868 del 13 giugno 2018 e dal successivo Regolamento di esecuzione (UE) N° 2019/776 della Commissione del 16 maggio 2019

- Regolamento (UE) N. 2016/919 della Commissione del 27 maggio 2016 relativo alla specifica tecnica di interoperabilità per i sottosistemi "controllo-comando e segnalamento" del sistema ferroviario nell'Unione europea modificata con la Rettifica del 15 giugno 2016 e dal Regolamento di esecuzione (UE) N° 2019/776 della Commissione del 16 maggio 2019;
- REGOLAMENTO DI ESECUZIONE (UE) 2019/772 DELLA COMMISSIONE del 16 maggio 2019 che modifica il regolamento (UE) n. 1300/2014 per quanto riguarda l'inventario delle attività al fine di individuare le barriere all'accessibilità, fornire informazioni agli utenti e monitorare e valutare i progressi compiuti in materia di accessibilità.
- REGOLAMENTO DI ESECUZIONE (UE) 2019/776 DELLA COMMISSIONE del 16 maggio 2019 che modifica i regolamenti (UE) n. 321/2013, (UE) n. 1299/2014, (UE) n. 1301/2014, (UE) n. 1302/2014, (UE) n. 1303/2014 e (UE) 2016/919 della Commissione e la decisione di esecuzione 2011/665/UE della Commissione per quanto riguarda l'allineamento alla direttiva (UE) 2016/797 del Parlamento europeo e del Consiglio e l'attuazione di obiettivi specifici stabiliti nella decisione delegata (UE) 2017/1471 della Commissione.

Codici di calcolo

- RC-SEC versione 2020 “Programma per il calcolo delle sezioni in cemento armato” prodotto da “Geostru – software”
- SAP2000 versione 15.2.1 “Finite element analysis of structure”, prodotto da “Computer and Structures Inc.”

4 DOCUMENTI DI RIFERIMENTO

Barriera BA03P H5 Linea BG-Treviglio da pk 20+610.193 a pk 20+633.316 - Pianta, prospetto	NB1R	0	9	D	26	B9	RI	0	0	0	0	1	A
Barriera BA03P H5 Linea BG-Treviglio da pk 20+610.193 a pk 20+633.316 - Sezioni	NB1R	0	9	D	26	W9	RI	0	0	0	0	1	A

5 MATERIALI UTILIZZATI

Calcestruzzo

5.1 Barriera Montante

Classe di resistenza

C35/45

Cemento

CEM **52.5 N**

Peso per unità di volume

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

Resistenza caratteristica cubica

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

Resistenza cilindrica caratteristica

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

Resistenza cilindrica caratteristica media

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

Resistenza di calcolo a compressione

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

Coefficiente parziale di sicurezza

$$\gamma_c = 1.5$$

Coefficiente riduttivo per le resistenze di lunga durata

$$\alpha_{cc} = 0.85$$

Resistenza media a trazione semplice (assiale)

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

Resistenza caratteristica a trazione semplice (frattile 5%)

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

Resistenza di calcolo a trazione semplice

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

Modulo elastico

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

Coefficiente di Poisson

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

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

Deformazione al raggiungimento della massima tensione

$$\varepsilon_{c2} = 2 \text{ ‰}$$

Deformazione ultima

$$\varepsilon_{cu} = 3.5 \text{ ‰}$$

Coefficiente di dilatazione termica

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

Resistenza cilindrica caratteristica per fatica

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

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

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

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

$$s = 0.2$$

Età del calcestruzzo in giorni al momento del carico

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

5.2 Calcestruzzo Cordolo di Fondazione

Calcestruzzo cordolo di fondazione

Classe di resistenza

C30/37

Cemento

CEM **52.5 N**

Peso per unità di volume

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

Resistenza caratteristica cubica

$$R_{ck} \geq 37 \text{ N/mm}^2$$

Resistenza cilindrica caratteristica

$$f_{ck} = 30 \text{ N/mm}^2$$

Resistenza cilindrica caratteristica media

$$f_{cm} = 38 \text{ N/mm}^2 \quad f_{cm} = f_{ck} + 8 \text{ (Mpa)}$$

Resistenza di calcolo a compressione

$$f_{cd} = 17.00 \text{ N/mm}^2 \quad f_{cd} = \alpha_{cc} \cdot f_{ck} / \gamma_c$$

Coefficiente parziale di sicurezza

$$\gamma_c = 1.5$$

Coefficiente riduttivo per le resistenze di lunga durata

$$\alpha_{cc} = 0.85$$

Resistenza media a trazione semplice (assiale)

$$f_{ctm} = 2.90 \text{ N/mm}^2 \quad f_{ctm} = 0.3 \cdot f_{ck}^{2/3}$$

Resistenza caratteristica a trazione semplice (frattile 5%)

$$f_{ctk} = 2.03 \text{ N/mm}^2 \quad f_{ctk} = 0.7 \cdot f_{ctm}$$

Resistenza di calcolo a trazione semplice

$$f_{ctd} = 1.35 \text{ N/mm}^2 \quad f_{ctd} = f_{ctk} / \gamma_c$$

Modulo elastico

$$E_{cm} = 32837 \text{ N/mm}^2 \quad E_{cm} = 22000 \cdot (f_{cm}/10)^{0.3}$$

Coefficiente di Poisson

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

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

Deformazione al raggiungimento della massima tensione

$$\varepsilon_{c2} = 2 \text{ ‰}$$

Deformazione ultima

$$\varepsilon_{cu} = 3.5 \text{ ‰}$$

Coefficiente di dilatazione termica

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

Resistenza cilindrica caratteristica per fatica

$$f_{cd, \text{fat}} = 12.72 \text{ N/mm}^2 \quad f_{cd, \text{fat}} = k_{1,1} \cdot \beta_{cc}(t_0) \cdot f_{cd} \cdot \left(1 - \frac{f_{cd}}{250}\right)$$

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

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

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

$$s = 0.2$$

Età del calcestruzzo in giorni al momento del carico

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

5.3 Calcestruzzo Micropali

Classe di resistenza

C25/30

Cemento

CEM **52.5 N**

Peso per unità di volume

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

Resistenza caratteristica cubica

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

Resistenza cilindrica caratteristica

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

Resistenza cilindrica caratteristica media

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

Resistenza di calcolo a compressione

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

Coefficiente parziale di sicurezza

$$\gamma_c = 1.5$$

Coefficiente riduttivo per le resistenze di lunga durata

$$\alpha_{cc} = 0.85$$

Resistenza media a trazione semplice (assiale)

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

Resistenza caratteristica a trazione semplice (frattile 5%)

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

Resistenza di calcolo a trazione semplice

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

Modulo elastico

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

Coefficiente di Poisson

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

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

Deformazione al raggiungimento della massima tensione

$$\varepsilon_{c2} = 2 \text{ ‰}$$

Deformazione ultima

$$\varepsilon_{cu} = 3.5 \text{ ‰}$$

Coefficiente di dilatazione termica

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

Resistenza cilindrica caratteristica per fatica

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

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

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

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

$$s = 0.2$$

Età del calcestruzzo in giorni al momento del carico

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

5.4 Acciaio da C.A.

Tipo di acciaio

B450C

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

Copriferri

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

Acciaio per carpenteria metallica

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

5.5 Profili e lamiera non saldate

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

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

Barriera rettificata H5
RELAZIONE DI CALCOLO DELLE FONDAZIONI

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NB1R	09	D 26 CL	RI0000001	A	14 di 50

5.6 Travi ed elementi saldati, tirafondi e tubi della sella

Nome e qualità dell'acciaio

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

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

5.7 Acciaio per micropali

Nome e qualità dell'acciaio

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

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

6 INQUADRAMENTO GEOTECNICO

Le verifiche sono state condotte in riferimento alle caratteristiche geotecniche peggiori riscontrabili sulla linea oggetto di intervento, pertanto si è fatto riferimento alla stratigrafia individuata nella relazione geotecnica per la tratta da 0+750 a 1+150.:

Strato	Profondità media	Profondità media	Descrizione
	Da [m da p.c.]	A [m da p.c.]	
Ug1	0	6	S(G), S,G Sabbia ghiaiosa e sabbia con ghiaia
Ug3b	6	16	A(S), A,S Argilla sabbiosa e argilla con sabbia
Ug4	16	-	S(G), S,G Sabbia ghiaiosa e sabbia con ghiaia

Strato	Parametri di resistenza					Parametri di deformabilità					
	γ_n [kN/m ³]	K_0 [-]	φ' [°]	c' [kPa]	c_u [kPa]	G_0 [MPa]	E_0 [MPa]	E_{op1} [MPa]	E_{op2} [MPa]	v' [-]	k_v (*) [m/s]
Ug1	20	0.42	35	0	-	50 - 120	125 - 300	10 - 30	15 - 40	0.25	1.00E-06
Ug3b	19	0.60	24	0	50 - 100	75 - 150	180 - 375	15 - 30	25 - 50	0.25	1.00E-10
Ug4	20	0.38	38	0	-	220 - 250	550 - 625	60 - 80	80 - 100	0.25	1.00E-06

Note:

- Gli intervalli, dove presenti, fanno riferimento a valori crescenti con la profondità.
- (*) per analisi di cedimento adottare cautelativamente i parametri di permeabilità verticale definiti in tabella; per analisi di stabilità adottare anche i parametri di permeabilità orizzontale $k_h = 10 k_v$ per tutti i materiali tranne Ug1 per cui adottare $k_h = k_v$.
- I moduli E_{op1} ed E_{op2} sono da adottarsi rispettivamente E_{op1} per problemi di "primo carico" (esempio fondazioni dirette, profonde e rilevati) ed E_{op2} per problemi di scarico e/o di scarico-ricarico (esempio: fronti di scavo sostenuti con opere di sostegno tipo paratie tirantate e non).

7 MODELLO DI CALCOLO BARRIERA MONTANTE IN C.A

Le analisi sono riferite al sistema di fondazione relativo alle basi montanti in c.a. tipo BM110.

Le analisi che seguono sono state svolte implementando modelli semplificati delle basi montanti tipo BM110. La base montante di calcolo (L=1.50m) è sollecitata dai carichi riportati nei paragrafi successivi, per aree di influenza. Gli elementi che compongono la struttura sono pensati come posizionati nel loro baricentro.

7.1 Analisi dei carichi

I carichi permanenti sono desunti dalle relazioni delle barriere tipologiche RFI; i carichi variabili (azione del vento, azione aerodinamica dovuta al passaggio dei convogli, azione sismica) sono definiti secondo la normativa NTC 18, verificando che l'entità di tali azioni sia inferiore o pari a quella considerata nel calcolo del tipologico RFI. La barriera in oggetto è della tipologia H5 con modulo di base BM110.

7.1.1 Pesi propri

Si riporta la descrizione delle azioni: Forza verticale N, Momento trasversale Mx, Taglio trasversale Vy, all'intradosso del cordolo della barriera dovute al peso proprio degli elementi, per una larghezza considerata di 3 [m]: modulo di base BM110 + (1/2) BT95 + (1/2) BT95, montanti metallici, pannelli fonoassorbenti e cordolo di fondazione:

		BM95	BT95	BM110	BM130	
cls	A sezione	1.52	1.52	1.57	1.64	[m2]
	W [peso]	56.50	57.00	58.40	61.10	[KN]
acciaio	Lunghezza elemento	2.00		5.00	6.50	[m]
	W [peso]	2.50		6.40	8.30	[KN]
Pannelli	h [altezza pannello]	1.00		4.10	5.50	[m]
	W _{asciutto} [peso]	1.50		6.10	8.30	[KN]
	W _{bagnato} [peso]	3.00		12.20	16.50	[KN]
TOT	W _{asciutto} [peso]	61.00	57.00	71.00	78.00	[KN]
	W _{bagnato} [peso]	63.00	57.00	77.00	86.00	[KN]

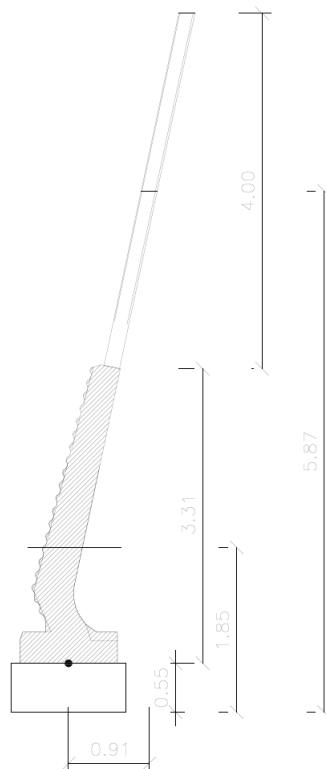
SEZ.3 - PANNELLI ASCIUTTI			
	N	Mx	Vy
	kN	kNm	kN
S3_P_ASCIUTTI	4.53	4.12	0.00

SEZ.3 - PANNELLI BAGNATI			
	N	Mx	Vy
	kN	kNm	kN
S3_P_BAGNATI	9.00	8.19	0.00

	N	Mx	Vy
	kN	kNm	kN
S3_PP_BARRIERA	171.30	11.59	0.00

Barriera rettificata H5
RELAZIONE DI CALCOLO DELLE FONDAZIONI

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NB1R	09	D 26 CL	RI0000001	A	16 di 50



○ Punto di riferimento per il calcolo dei momenti

Elemento	braccio [m]
Base in cls	0.05
Montante in acciaio	0.91
Pannello fonoassorbente	0.91

Cordolo di fondazione : si considerano 3 metri di cordolo in direzione parallela al binario, con altezza come da MdP : $h = 0.55$ [m].

DESCRIZIONE		Peso unitario	Lunghezza	Peso proprio
Tipo	plinto	kN/m	m	kN
PP CORDOLO		16.5	3	49.50

7.1.2 Azione del vento

Si definisce l'azione del vento come da Normativa NTC18:

Zona	$v_{b,0}$ [m/s]	a_0 [m]	k_s [1/s]
1	25	1000	0.4
a_s (altitudine sul livello del mare [m])			250
T_R (Tempo di ritorno)			50
$v_b = v_{b,0}$ per $a_s \leq a_0$			
$v_b = v_{b,0} \times (1 + k_s (a_s/a_0 - 1))$ per $a_0 < a_s \leq 1500$ m			
$\underline{v}_b (T_R = 50)$			25.000
$c_r (T_R)$			1.001
$v_r (T_R) = v_b \times c_r$ [m/s]			25.018

<p>p (pressione del vento [N/mq]) = $q_r c_e c_p c_d$ q_r: pressione cinetica di riferimento [N/mq] c_e: coefficiente di esposizione c_p: coefficiente di forma c_d: coefficiente dinamico</p>
--



<u>Pressione cinetica di riferimento</u>	
$q_r = 1/2 \rho v_r^2$	($\rho = 1,25 \text{ kg/m}^3$)
$q_r =$	391 N/m ²
$q_r =$	0.391 KN/m ²

Zona	Classe di rugosità	a_s [m]
1	B	250

Cat. Esposiz.	k_r	z_0 [m]	z_{min} [m]	c_t	z [m]
IV	0.22	0.3	8	1	10

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

z [m]	c_e
$z = 8$	1.634
$z = 10$	1.783

Per la determinazione del coefficiente di forma c_p si fa riferimento a quanto riportato nell'Eurocodice 1 al §7.4, in cui si divide in zone l'elemento strutturale secondo lo schema di figura:

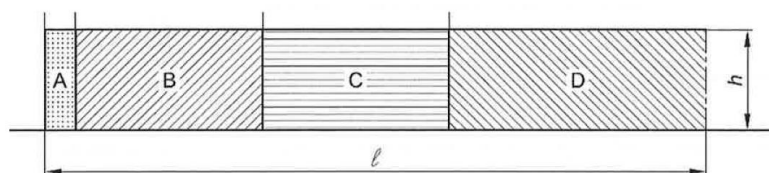


Figura 7-1 – Suddivisione zone secondo Eurocodice

Barriera rettificata H5
RELAZIONE DI CALCOLO DELLE FONDAZIONI

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NB1R	09	D 26 CL	RI0000001	A	18 di 50

Per ogni zona si determina un differente coefficiente di forma; tuttavia nell'ottica di condurre un calcolo semplificato si opta per ridurre a due le zone considerate: una zona laterale di larghezza pari a $4h$ [altezza barriera] pari a $l = 4 \times 7 = 28$ [m], a cui si assegna un coefficiente $c_p = 2.1$ ed una zona centrale con $c_p = 1.2$; viene considerato il caso di calcolo con $c_p = 2.1$.

Coefficiente di forma (o aerodinamico)

c_p	c_d
2.1	1

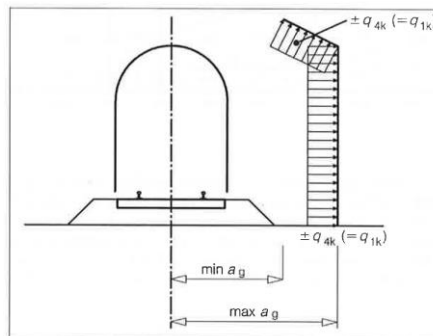
NTC18 §3.3.8

Riassunto coefficienti

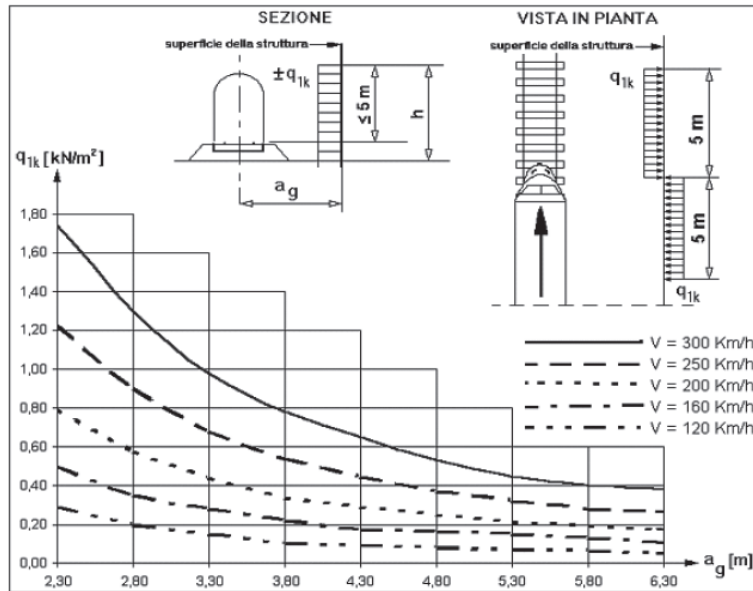
q_r (kN/m ²)	c_e	c_p	c_d
0.391	1.783	2.10	1
PRESSIONE DEL VENTO			
$p = q_r c_e c_p c_d$		1.46	kN/m ²

7.1.3 Azione aerodinamica associata al passaggio dei convogli

Si considera l'effetto del passaggio dei treni a lato della barriera come specificato nella norma NTC08 [§5.2.2.7]:



Il valore q_{1k} viene valutato per una distanza fittizia pari a: $a'_g = 4.00$ [m]



$$a_g = 4 \text{ m}$$

Velocità	q_{1k}	k_1	k	$q_k = k_1 * k * q_{1k}$
km/h	kN/m ²	-		kN/m ²
160	0.25	1	1	0.250

Avendo considerato la velocità di linea pari a 160 [Km/h].

Tale azione deve essere cumulata con l'azione del vento in direzione perpendicolare all'asse del binario:

per rispettare la condizione indicata in NTC08 [§5.2.3.3.2] secondo cui l'azione cumulata del vento e dell'effetto aerodinamico deve risultare maggiore di 1.50 [KN/m²]: la condizione risulta rispettata.

Si determinano quindi le risultanti delle azioni orizzontali del vento e dell'azione aerodinamica, su 3 [m] di sviluppo di pannelli:

	kN/m ²	m
VENTO_BARRIERA	1.46	3
VENTO_BASE	1.46	3

Risultanti

	P	z _b
	kN	m
1	13.184	5.350
2	14.502	1.85

Con z_b= braccio della risultante rispetto all'intradosso del cordolo del modulo BM110 come mostrato nella figura seguente:

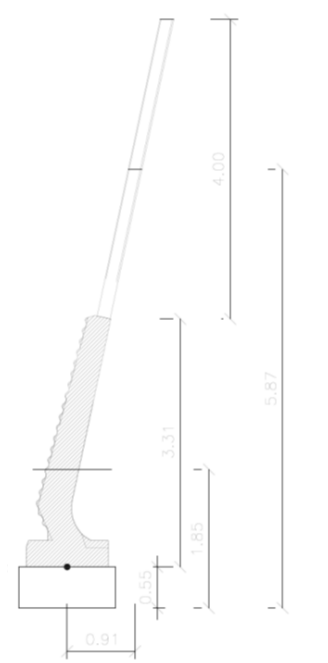


Figura 7-2 – braccio baricentro elementi-base cordolo

7.1.4 Azioni risultanti

Si determinano quindi le azioni risultanti alla base della barriera, all'intradosso del cordolo di base, risultanti dalle azioni e dalle eccentricità calcolate ai punti precedenti :

	N kN	Mx kNm	Vy kN
S3_PP_BARRIERA	171.30	11.59	0.00
S3_P_ASCIUTTI	4.53	4.12	0.00
S3_P_BAGNATI	9.00	8.19	0.00
S3_VENTO	0.00	97.36	27.69
S3_V160	0.00	16.62	4.73

7.1.5 Azione sismica

Le forze sismiche agenti sulla struttura sono state determinate con riferimento allo Stato Limite di Salvaguardia della Vita (SLV); di seguito si illustrano i parametri sismici relativi agli spettri utilizzati: Si riporta la determinazione dell'azione sismica:

Vita nominale

VN= 50 anni

Barriera rettificata H5
RELAZIONE DI CALCOLO DELLE FONDAZIONI

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NB1R	09	D 26 CL	RI0000001	A	21 di 50

Classe d'uso II

$C_u = 1$

Periodo di riferimento per l'azione sismica

$V_R = V_N \cdot C_u = 50$

Categoria di sottosuolo

C

Per il calcolo in condizioni sismiche si utilizza il metodo dell'analisi lineare statica con spettro di risposta come definito in [7.3.3 NTC 08]. Gli effetti dell'azione sismica sono valutati tenendo conto delle masse associate ai seguenti carichi gravitazionali: $G_1 + G_2 + \psi_2 j Q_{kj}$

In vista della progettazione del sistema di fondazione su micropali, il fattore di struttura scelto è $q_0 = 1$.

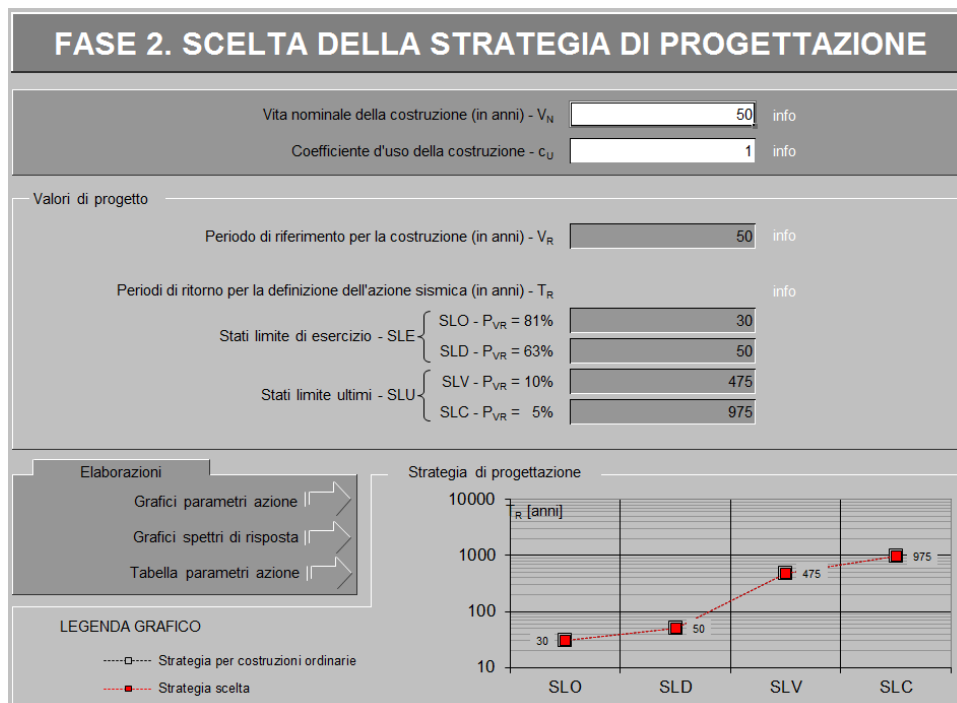


Figura 7-3 –Strategia di progettazione

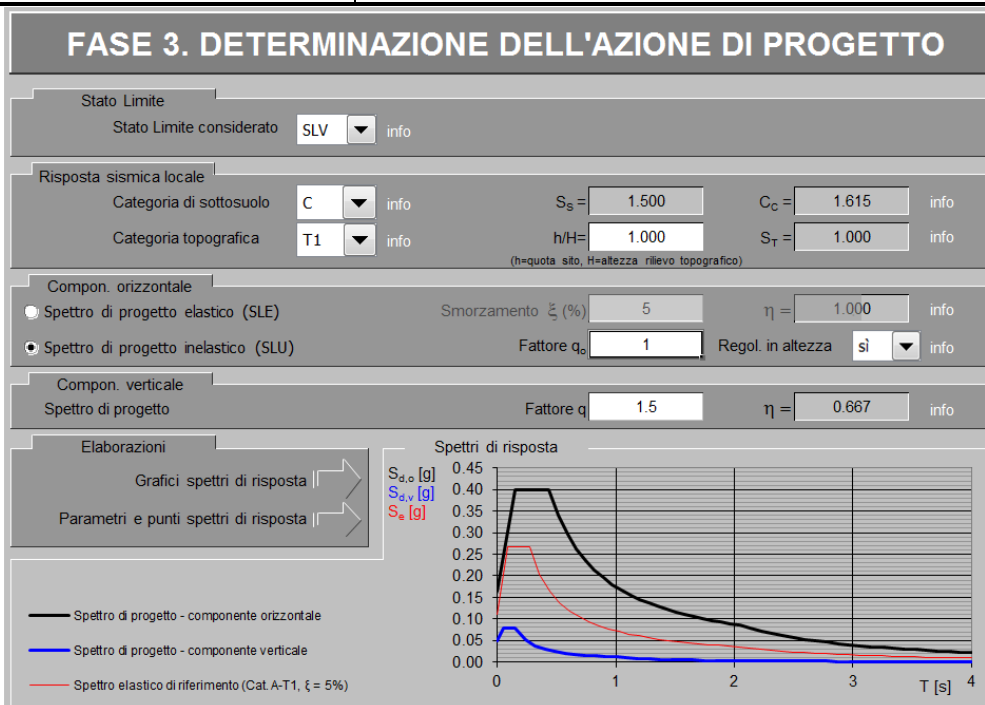


Figura 7-4 –Spettri elastico e di progetto SLV

Si considera a scopo cautelativo il plateau dello spettro di progetto SLV: $S_e = 0.4[g]$

Per cui l'azione sismica riferita ad uno sviluppo di 3 [m] di barriera risulta:

PESO PROPRIO Montante IN ACCIAIO	6.40	[KN]
PESO PROPRIO pannelli	12.00	[KN]
PESO PROPRIO BASE cls	115.40	[KN]

Da cui si ottengono le azioni di taglio F_{sis} all'intradosso del cordolo di fondazione della barriera:

F_{sis} cls	46.16	[KN]
F_{sis} barr	6.16	[KN]

7.2 Combinazione dei carichi agli stati limite ultimi (SLU)

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

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

Combinazioni per lo SLU di fatica

Combinazione di base per il carico non ciclico (equivalente alla condizione SLE frequente)

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

Combinazione ciclica

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

7.2.1 Combinazione dei carichi agli stati limite di esercizio (SLE)

Combinazione caratteristica (rara), SLE irreversibili

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

Combinazione frequente, SLE reversibili

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

Combinazione quasi permanente (SLE), effetti di lungo termine

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

7.2.2 Riepilogo coefficienti

Coefficienti parziali di sicurezza per le combinazioni SLU

Coefficienti parziali di sicurezza per le combinazioni SLU A1

Carichi permanenti
Carichi permanenti non strutturali
Carichi variabili da traffico
Carichi variabili

	sfavorevole	favorevole
$\gamma_{G1} =$	1.35	1
$\gamma_{G2} =$	1.35	1
$\gamma_Q =$	1.5	0
$\gamma_{Qi} =$	1.5	0

Coefficienti parziali di sicurezza per le combinazioni SLV

Carichi permanenti
Carichi permanenti non strutturali
Sisma

$\gamma_{G1} =$	1	
$\gamma_{G2} =$	1	
	1	

Coefficiente di combinazione ψ delle azioni

**Barriera rettificata H5
RELAZIONE DI CALCOLO DELLE FONDAZIONI**

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NB1R	09	D 26 CL	RI0000001	A	24 di 50

Coefficiente di combinazione ψ delle azioni

		ψ_0	ψ_1	ψ_2
Azioni singole da traffico	Azioni aerodinamiche generate dal transito dei convogli	1	0.5	0
Azioni del vento	F_{Wk}	1	0.5	0

Per la definizione delle combinazioni di carico si è adottata la seguente simbologia:

- “**SLU**” = combinazione agli stati limite ultimi
- “**PA**” = peso pannelli asciutti, “**PB**” = peso pannelli bagnati
- “**PRvento**” = azione del vento prevalente
- “**PRv160**” = azione aerodinamica prevalente
- “**VN**” = vento negativo, “**VP**” = vento positivo
- “**SP**” = sovrappressione positiva, “**SN**” = sovrappressione negativa

Di seguito si riporta lo schema delle tipologie di combinazioni utilizzate; le combinazioni sono utilizzate sia con la condizione PA che PB :

Tipologia di Combinazione SLU	PP base barriera Spinta terreno	PP pannelli	Vento	Azione aerodinamica
SLU 1	1.35	1.35	1.5	1.5
SLU 2	1.35	1	1.5	1.5
SLU 3	1	1.35	1.5	1.5
SLU 4	1	1	1.5	1.5
SLU 5	1.35	1.35	0	0
SLU 6	1.35	1.35	1.5	-1.5
SLU 7	1.35	1	1.5	-1.5

**Barriera rettificata H5
RELAZIONE DI CALCOLO DELLE FONDAZIONI**

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NB1R	09	D 26 CL	RI0000001	A	25 di 50

SLU 8	1	1.35	1.5	-1.5
SLU 9	1	1	1.5	-1.5

Tipologia di Combinazione SLE	PP base barriera	PP pannelli	Vento	Azione aerodinamica
SLE_R_1	1	1	1	1
SLE_R_2	1	1	-1	-1

Tipologia di Combinazione SLE	PP base barriera	PP pannelli	Vento	Azione aerodinamica
SLE_QP_1	1	1	0	0

Tipologia di Combinazione Sismica	PP base barriera	PP pannelli	Sisma	Azione aerodinamica, vento
Sismica	1	1	1	0

<table border="1"> <tbody> <tr> <td>Vento</td> <td>Positivo</td> <td>1</td> </tr> <tr> <td>V160</td> <td>Positivo</td> <td>1</td> </tr> <tr> <td>Vento</td> <td>Negativo</td> <td>-1</td> </tr> <tr> <td>V160</td> <td>Negativo</td> <td>-1</td> </tr> </tbody> </table>	Vento	Positivo	1	V160	Positivo	1	Vento	Negativo	-1	V160	Negativo	-1	<table border="1"> <thead> <tr> <th>X</th> <th>Y</th> </tr> </thead> <tbody> <tr><td>1</td><td>0.3</td></tr> <tr><td>-1</td><td>0.3</td></tr> <tr><td>1</td><td>-0.3</td></tr> <tr><td>-1</td><td>-0.3</td></tr> <tr><td>0.3</td><td>1</td></tr> <tr><td>0.3</td><td>-1</td></tr> <tr><td>-0.3</td><td>1</td></tr> <tr><td>-0.3</td><td>-1</td></tr> </tbody> </table>	X	Y	1	0.3	-1	0.3	1	-0.3	-1	-0.3	0.3	1	0.3	-1	-0.3	1	-0.3	-1
Vento	Positivo	1																													
V160	Positivo	1																													
Vento	Negativo	-1																													
V160	Negativo	-1																													
X	Y																														
1	0.3																														
-1	0.3																														
1	-0.3																														
-1	-0.3																														
0.3	1																														
0.3	-1																														
-0.3	1																														
-0.3	-1																														
<i>Alternanza dei segni del verso dell'azione del vento e dell'azione aerodinamica</i>	<i>Combinazioni direzionali sismiche</i>																														

Si riportano le sollecitazioni alla quota dell'intradosso del cordolo di fondazione [120x55] della barriera, con i pannelli asciutti e bagnati, secondo le tipologie di combinazione di cui sopra:

SLU_A1_	N	Mx	Vy
S3_	kN	kNm	kN
SLU_1	243.41	197.68	48.62
SLU_2	240.26	194.81	48.62
SLU_3	183.45	193.62	48.62
SLU_4	180.30	190.75	48.62
SLU_5	243.41	26.71	0.00

SLU_6	243.41	-144.26	-48.62
SLU_7	240.26	-147.13	-48.62
SLU_8	183.45	-148.32	-48.62
SLU_9	180.30	-151.19	-48.62

SLU_10	237.37	192.18	48.62
SLU_11	235.78	190.74	48.62
SLU_12	183.45	193.62	48.62
SLU_13	175.83	186.68	48.62

SLE_RARA_	N	Mx	Vy
S3_	kN	kNm	kN
SLE_R_1	180.30	133.76	32.41
SLE_R_2	180.30	-94.20	-32.41

SLE_QUASIP_	N	Mx	Vy
S3_	kN	kNm	kN
SLE_QUASIP_S3_PA	175.83	15.71	0.00
SLE_QUASIP_S3_PB	180.30	19.78	0.00

8 MICROPALI PER BM110

Dai calcoli eseguiti vengono ricavati i valori delle sollecitazioni all'interfaccia tra i pali di fondazione ed il cordolo da questi dati sono ricavate le sollecitazione, di compressione e di trazione, sui micropali. Alle sollecitazioni derivanti della base montante sono state sommate quelle della base tampone in modo da studiare un sistema completo di quattro pali.

I dettagli del calcolo sono di seguito riportati.

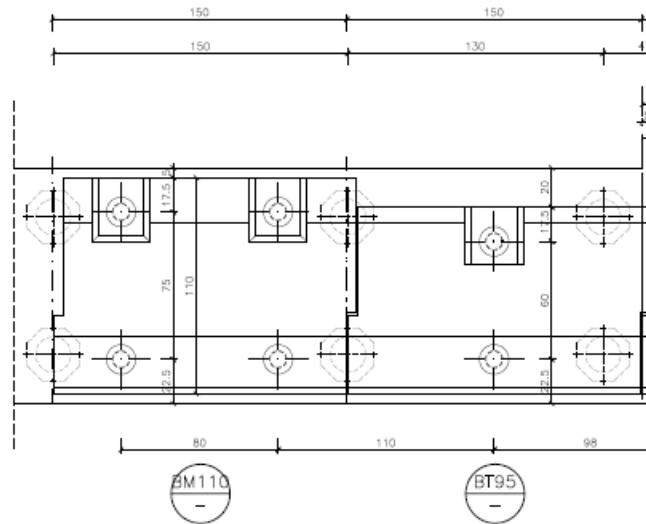


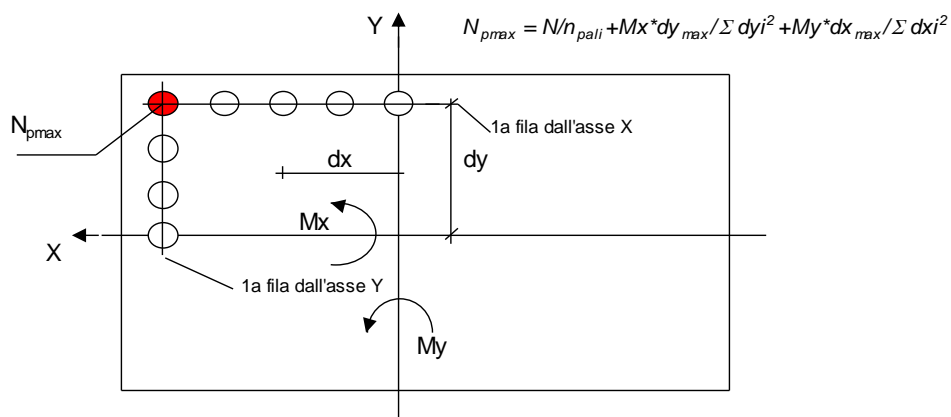
Figura 8-1 – Schema micropali

I micropali utilizzati sono del tipo valvolati iniettati a pressione con armatura tubolare 168.3 mm in acciaio S275JR. I micropali hanno un diametro di perforazione pari a 250 mm.

L'ancoraggio nel calcestruzzo è realizzato mediante piastre ottagonali di dimensioni lorde 270x270x25 con lati da 112 mm, saldate ai micropali tramite doppi cordoni d'angolo su ciascun piatto di dimensioni 10x10 mm.

Sollecitazioni all'interfaccia cordolo – micropali:

Si ottengono le sollecitazioni agenti sui micropali adottando una redistribuzione rigida delle azioni sulla palificata secondo la nota formulazione trinomia:



cp = 2.1

Sollecitazioni pali			
	Nmax	Nmin	Vx
	KN	KN	KN
SLU_1	202.05	-80.35	12.15
SLU_2	199.21	-79.09	12.15
SLU_3	184.16	-92.44	12.15
SLU_4	181.33	-91.18	12.15
SLU_5	79.93	41.77	0.00

SLU_6	163.90	-42.19	12.15
SLU_7	165.16	-45.03	12.15
SLU_8	151.80	-60.08	12.15
SLU_9	153.06	-62.91	12.15

SLU_10	196.62	-77.93	12.15
SLU_11	195.19	-77.30	12.15
SLU_12	184.16	-92.44	12.15
SLU_13	177.30	-89.39	12.15

SLV_1	157.56	-67.41	13.66
SLV_2	157.56	-67.41	13.66
SLV_3	157.56	-67.41	13.66
SLV_4	157.56	-67.41	13.66
SLV_5	120.72	-30.57	13.66
SLV_6	120.72	-30.57	13.66
SLV_7	120.72	-30.57	13.66
SLV_8	120.72	-30.57	13.66

	Nmax	Nmin	Vx
	KN	KN	KN
SLE_R_1	140.62	-50.47	8.10
SLE_R_2	112.36	-22.21	8.10

	Nmax	Nmin	Vx
	KN	KN	KN
SLE_QP_1	55.18	32.73	0.00
SLE_QP_2	59.21	30.94	0.00

Capacità portante verticale

La fondazione è in grado di sopportare il carico di progetto con un adeguato margine di sicurezza nei confronti dello stato limite se $F_{c,d} \leq R_{c,d}$ dove $F_{c,d}$ è il carico assiale di progetto e $R_{c,d}$ è la capacità portante di progetto allo stato limite ultimo del micropalo per carichi assiali.

I valori della tensione di adesione di progetto possono essere ricavati come $\tau_{sd} = \tau_{sk}/\gamma_s$:

Il valore caratteristico della resistenza deve essere determinato come:

$$\tau_{sk} = \min \left\{ \frac{\tau_{s,media}}{\xi_3}; \frac{\tau_{s,min}}{\xi_4} \right\}$$

ξ_3 e ξ_4 dipendono dal numero di verticali indagate n secondo la tabella 6.4.IV delle NTC 2008 e di seguito riportata.

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

I valori di resistenza medi da introdurre nel calcolo sono ricavati con 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} e/o p_L (pressione laterale limite) dei terreni attraversati. I micropali vengono distinti in due categorie:

- micropali eseguiti con iniezioni ripetute e controllate con tubo a valvole e doppio otturatore (**IRS**, injection repetitive et selective). Appartengono a tale gruppo i micropali da adottare per le barriere antirumore;
- micropali eseguiti con getto dell'intero palo in un'unica soluzione (**IGU**, injection globale unique).

Il metodo si avvale, per la capacità portante ultima della relazione :

$$Q_{lim} = Q_1 + Q_p$$

Q_1 : portata laterale limite: $Q_1 = \pi D_{si} L_s s$

$D_{si} = \alpha D_s$ diametro maggiorato per effetto della tecnologia;

D_s = diametro di perforazione;

L_s = lunghezza della zona iniettata;

α = coefficiente adimensionale che tiene conto della tecnica di esecuzione dei micropali e del tipo di terreno (vedi tabella A).

s = portata laterale unitaria stabilita in funzione del valore N_{SPT} o p_L . È ricavabile tramite i grafici messi a punto dall' "École Nationale des Ponts et Chaussées" in base a numerose prove di carico a rottura

(267) per vari tipi di terreno e per le due tecniche di realizzazione del micropalo. Tali grafici vengono riportati alle pagine seguenti nelle figure I, II, III e IV.

Q_{pl} : portata alla punta ultima. Dato l'alto rapporto esistente fra superficie laterale portante e superficie della punta del palo, normalmente, per i micropali, si considera un valore della **portata alla punta pari al 15% della portata laterale**.

La peculiarità del calcolo per un micropalo consiste nella scelta di D_s , e nella determinazione di s e di L_s .

In ogni caso, visto che il tratto iniettato del micropalo raggiunge la superficie del terreno, si raccomanda che, per i primi 5 metri, esso venga al massimo considerato in ogni caso del tipo IGU. La lunghezza L_s , depurata di tale tratto, deve comunque essere pari ad almeno 4 metri.

La capacità portante verticale si calcolerà pertanto per integrazione dei valori di Q_{lim} trovati per il tratto di tipo IGU e per quello di tipo IRS.

Si riportano di seguito i diagrammi necessari per ricavare il valore di s in funzione del tipo di terreno e delle sue caratteristiche di resistenza nonché dalla tecnica di realizzazione del micropalo.

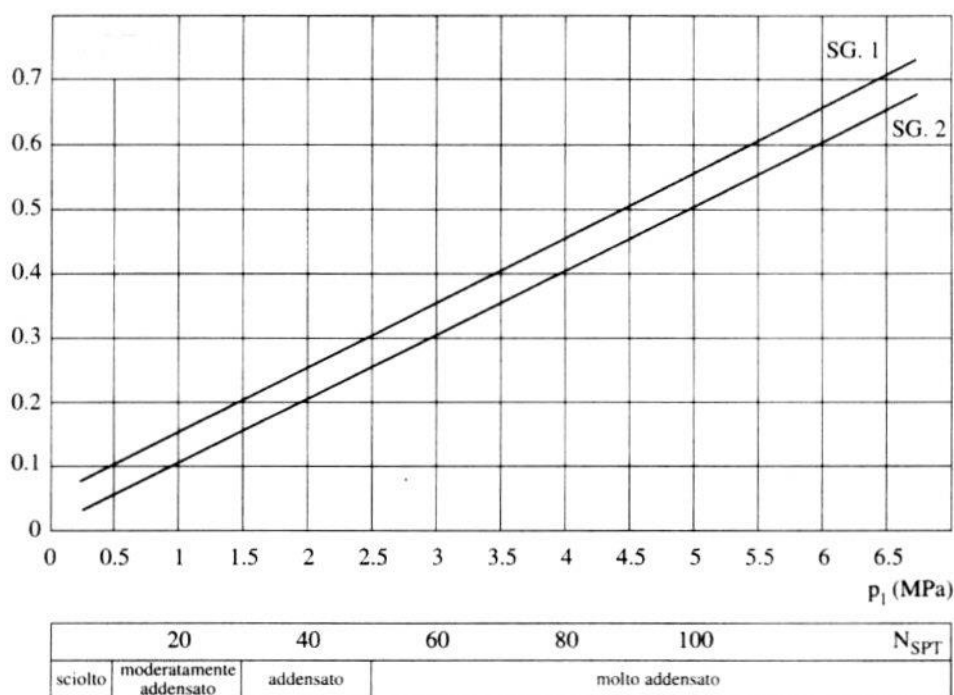


Figura 8-2 - Abaco per il calcolo di s per sabbie e ghiaie.

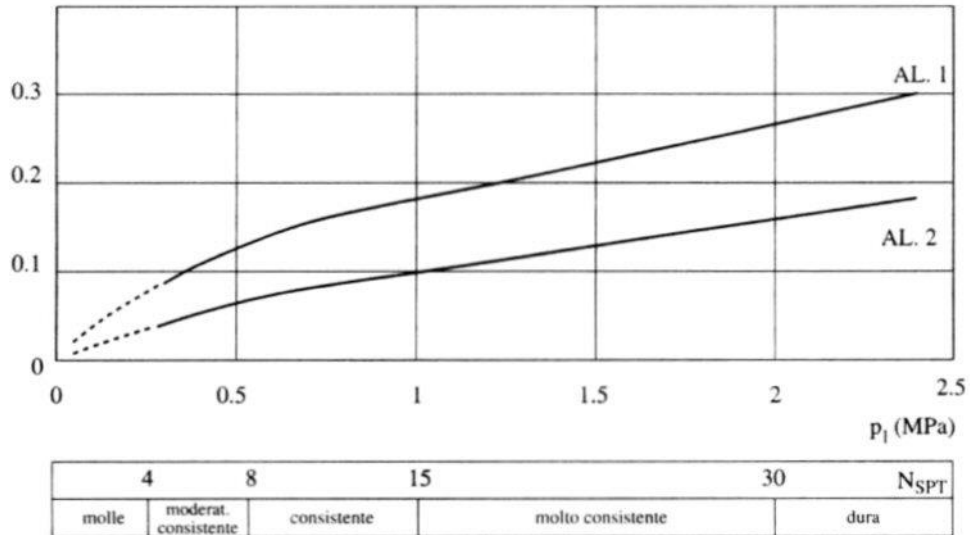


Figura 8-3 - Abaco per il calcolo di s per argille e limi.

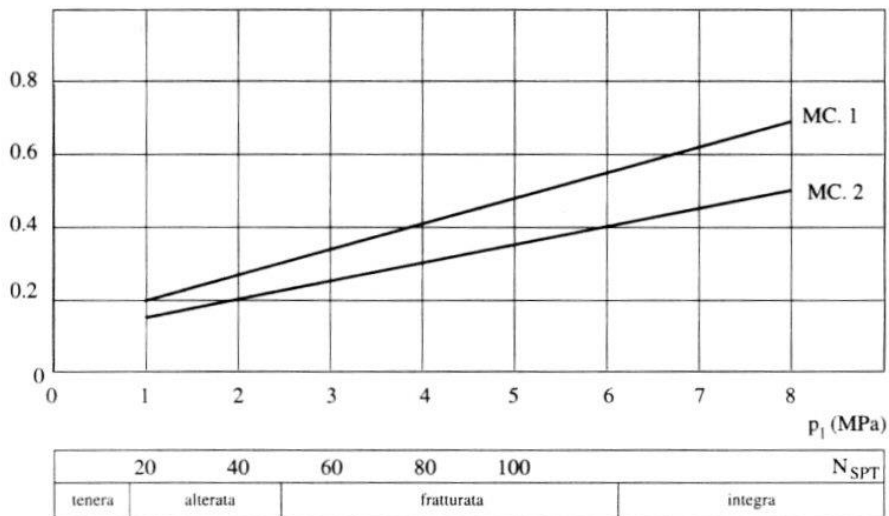
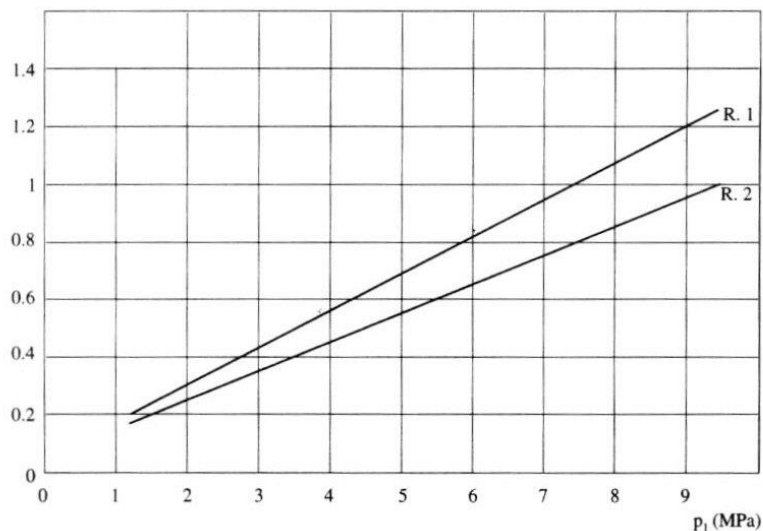


Figura 8-4 - Abaco per il calcolo di s per gessi, marne e marne calcaree.


Figura 8-5 - Abaco per il calcolo di s per rocce alterate e fratturate.

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

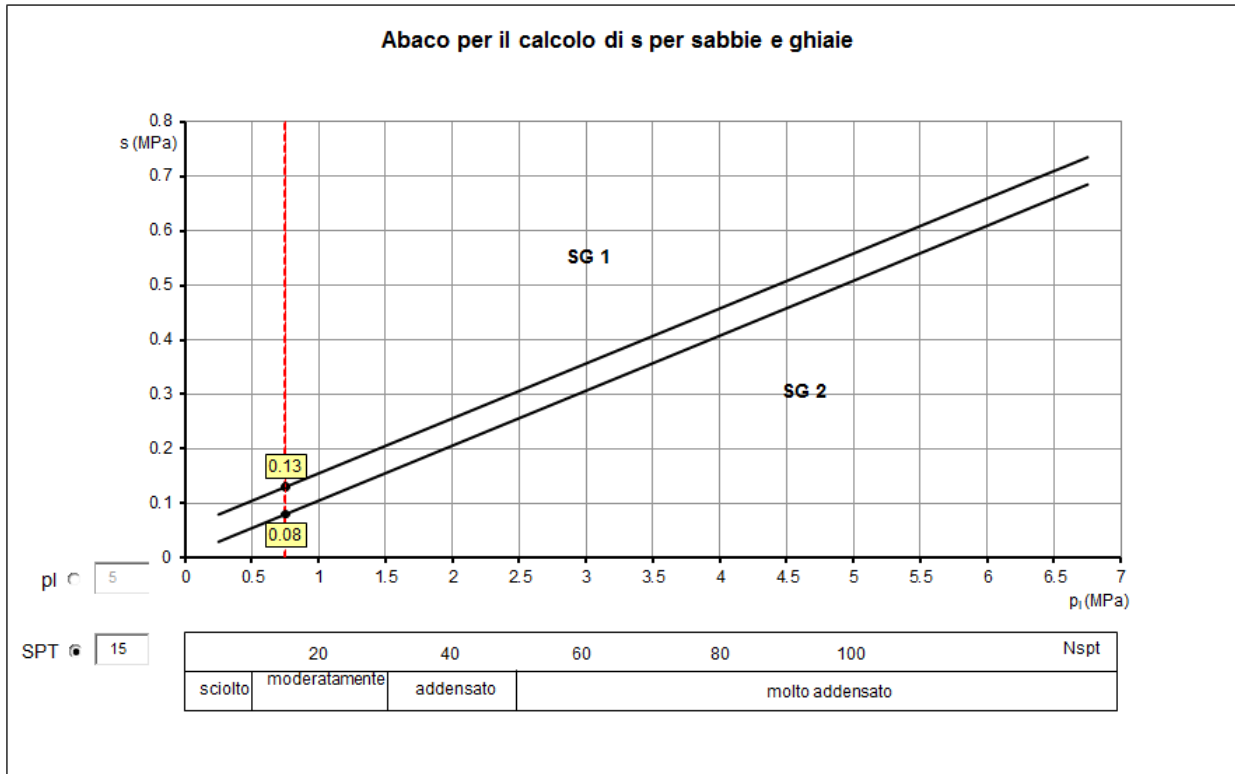
Tabella A: Valori del coefficiente α ;

$$V_s = L_p \cdot \frac{\pi D_s^2}{4}$$

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

Tabella B: indicazioni per la scelta del valore s

Dalla relazione geotecnica si ottengono i valori di N_{spt} degli starti di sabbia e argilla necessari per utilizzare gli abachi di B.&D, da cui si ottengono i valori minimi e medi da inerire negli abachi per calcolare s_{min} ed s_{med} come riportato ad nelle figg. seguenti:



Conservativamente non si considerano i primi due metri di infissione del micropalo, mentre per i successivi tre metri si considera il micropalo con sistema IGU e per la lunghezza successiva si considera il sistema IRS.

I parametri di calcolo sono ottenuti a partire dai valori N_{spt} di cui alla relazione geotecnica; per l'unità geologica Ug1, a scopo cautelativo si utilizza un valore medio pari a 15, vista la variabilità presentata dai risultati delle prove.

Barriera rettificata H5
RELAZIONE DI CALCOLO DELLE FONDAZIONI

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NB1R	09	D 26 CL	RI000001	A	34 di 50

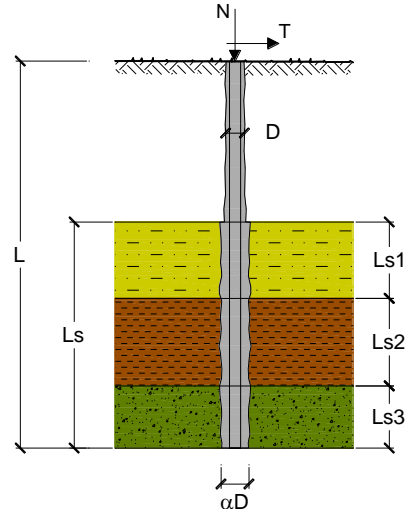
CAPACITA' PORTANTE DI UN MICROPALO

OPERA: Bergamo

DATI DI INPUT:

Sollecitazioni Agenti:

	Permanenti	Temporanee	Calcolo
N (kN)	203.00	0.00	203.00
T (kN)	14.00	0.00	14.00



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

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

Caratteristiche del micropalo:

Diametro di perforazione del micropalo (D):

0.25 (m)

Lunghezza del micropalo (L):

7.00 (m) L riporto 2 (m)

Barriera rettificata H5
RELAZIONE DI CALCOLO DELLE FONDAZIONI

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NB1R	09	D 26 CL	RI0000001	A	35 di 50

Area dell'armatura (A_{arm}): 4973 (mm²)

Momento di inerzia della sezione di armatura (J_{arm}): 1.564E+07 (mm⁴)

Modulo di resistenza della sezione di armatura (W_{arm}): 185'857 (mm³)

Tipo di acciaio

S 275 (Fe 430) ▼

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

Coefficiente Parziale Acciaio γ_M: 1.05

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

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

Coefficiente di Reazione Laterale:

Coeff. di Winkler (k): 25.0 (MN/m³)

CAPACITA' PORTANTE ESTERNA

Capacità portante di fusto

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

Tipo di Terreno	Spessore Is _i (m)	α (-)	Ds _i = α * D (m)	S _i media (MPa)	S _i minima (MPa)	S _i calcolo (MPa)	Qsi (kN)
Ug1	3.00	1.20	0.30	0.080	0.080	0.041	115.70
Ug1	2.00	1.40	0.35	0.130	0.130	0.066	146.23
	0.00	0.00	0.00	0.000	0.000	0.000	0.00

Ls = (m) QI = 261.93 (kN)

Capacità portante di punta

$$Qp = \%Punta * QI$$

(consigliato 10-15%)

% Punta

0%

Qp = 0.00 (kN)

CARICO LIMITE DEL MICROPALÒ

COEFFICIENTE DI SICUREZZA

$$Qlim = Qb + QI$$

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

Qlim = 261.93 (kN)

Fs = 1.29

Barriera rettificata H5
RELAZIONE DI CALCOLO DELLE FONDAZIONI

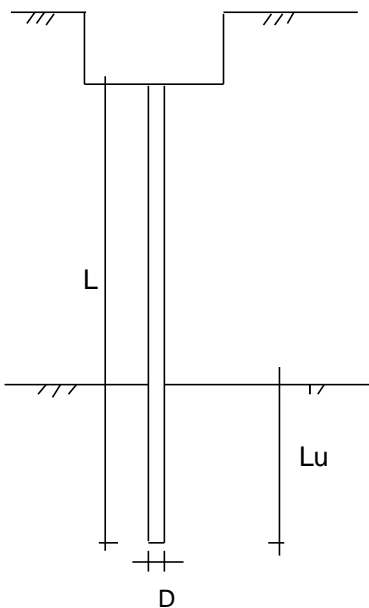
COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NB1R	09	D 26 CL	RI0000001	A	36 di 50

CALCOLO DEL CEDIMENTO

OPERA: Bergamo

DATI DI IMPUT:

Diametro del Palo (D):	0.25	(m)
Carico massimo sul palo (Pmax):	141.00 SLE	(kN)
Lunghezza del Palo (L):	5.00	(m)
Lunghezza Utile del Palo (Lu):	5.00	(m)
Modulo di Deformazione (E):	20000	(kN/m ²)



CEDIMENTO DEL MICROPALO SINGOLO:

$$\delta = \beta * P_{max} / E * Lu$$

Coefficiente di forma

$$\beta = 0,5 + \text{Log}(Lu_{tile} / D): \quad 1.80 \quad (-)$$

Cedimento del palo

$$\delta = \beta * P_{max} / E * Lu \quad 2.54 \quad (\text{mm})$$

I micropali hanno lunghezza complessiva rispettivamente pari a 7 [m].

8.1 Verifica di resistenza armatura micropali

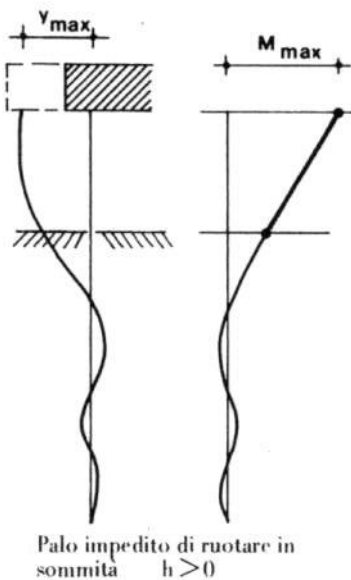
Il carico critico relativo ad instabilità di tipo elastico del micropalo viene calcolata come:

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

In cui $b = kD_{arm}$ è la reazione laterale per unità di lunghezza e di spostamento (k è il coefficiente di reazione orizzontale di Winkler). Il coefficiente di sicurezza viene assunto pari a:

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

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



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

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

in modo da poter determinare

$s = N/A_{arm} \pm M/W_{arm}$ e $\tau = 2 \cdot T/A_{arm}$ in modo da ricavare la tensione ideale del criterio di rottura Von Mises:

$$\sigma_{id} = (\sigma^2 + 3 \cdot \tau^2)^{0.5} \text{ la verifica è soddisfatta se } \sigma_{id} < \sigma_{adm}$$

I cedimenti sono ricavati facendo riferimento alla formula di Poulos e Davis:

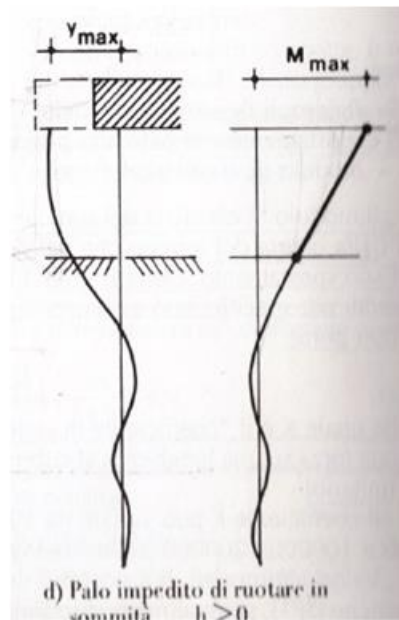
Barriera rettificata H5
RELAZIONE DI CALCOLO DELLE FONDAZIONI

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NB1R	09	D 26 CL	RI0000001	A	38 di 50

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

in cui $\beta = 0.5 + \text{Log}(L_{\text{utile}}/D)$, P_{\max} è il carico massimo a cui è sottoposto il micropalo, E è il modulo di deformazione in cui è ammortato il micropalo e L_u è la lunghezza utile.

Il calcolo del momento agente viene implementato considerando il caso del palo fuori terra con carico di taglio in sommità: situazione che si presenta in sezioni nelle quali la fondazione non è posta su terreno pianeggiante:



Si riporta la verifica dei micropali adottati:

Barriera rettificata H5
RELAZIONE DI CALCOLO DELLE FONDAZIONI

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NB1R	09	D 26 CL	RI0000001	A	39 di 50

CAPACITA' PORTANTE PER INSTABILITA' DELL'EQUILIBRIO ELASTICO

Reaz. Laterale per unità di lunghezza e di spostam. (β) ($\beta = k \cdot D_{arm}$):

4.21 (N/mm²)

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

$$\eta = Pk / N \quad (\text{consigliato } \eta > 10)$$

$Pk =$ 7434.78 (MN)

$\eta =$ 36.62

VERIFICA ALLE FORZE ORIZZONTALI

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

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

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

$b =$ 0.831 (1/m)

Momento Massimo (M):

$M =$ 8.43 (kN m)

Palo fuori terra NO

Si calcola il Momento max per carichi orizzontali per palo fuori terra

8.428609366

VERIFICHE STRUTTURALI DEL MICROPALO

Acciaio S 275 (Fe 430)

Tensioni nel singolo micropalo

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

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

$\sigma_{max} =$ 86.17 (N/mm²)

$\sigma_{min} =$ -4.53 (N/mm²)

$\tau =$ 5.63 (N/mm²)

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

$\sigma_{id} =$ 86.72 (N/mm²)

verifica soddisfatta

Capacità portante orizzontale

La verifica a forze orizzontali viene eseguita secondo la teoria di Broms. Tale teoria considera le seguenti ipotesi semplificative:

- terreno omogeneo
- comportamento dell'interfaccia palo-terreno di tipo rigido-perfettamente-plastico

Barriera rettificata H5
RELAZIONE DI CALCOLO DELLE FONDAZIONI

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NB1R	09	D 26 CL	RI0000001	A	40 di 50

- forma del palo è ininfluyente, interazione palo-terreno determinata solo dalla dimensione caratteristica Φ della sezione del palo;
- il palo ha comportamento rigido-perfettamente plastico, il palo ha solo moti rigidi finché non si raggiunge il momento di plasticizzazione M_y .

La rotazione della testa dei pali è impedita dal cordolo di fondazione.

I meccanismi di rottura del complesso palo-terreno sono condizionati della lunghezza del palo, dal momento di plasticizzazione della sezione e dalla resistenza esercitata dal terreno. I possibili meccanismi sono riportati in Figura 7-8 e sono indicati come “palo corto” (non si raggiunge il momento di plasticizzazione nel palo), “palo intermedio” (si raggiunge il momento di plasticizzazione nel palo all’attacco tra palo e cordolo), “palo lungo” (il momento di plasticizzazione viene raggiunto anche in una sezione intermedia del palo).

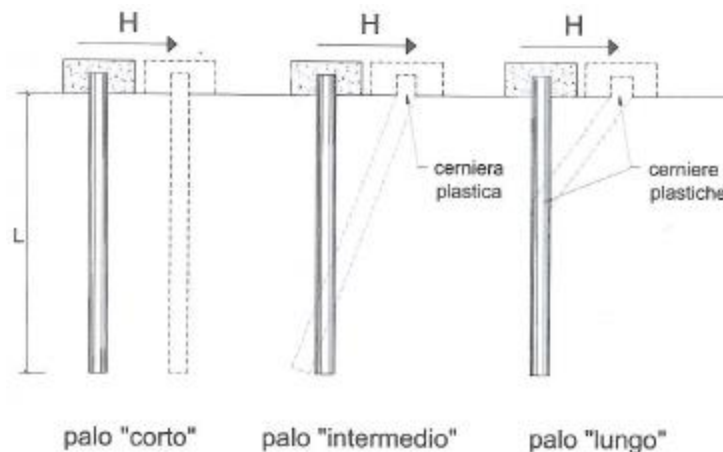


Figura 8-6: Meccanismi di rottura del palo

Le verifiche sono eseguite in condizioni drenate e si assume che la resistenza opposta alla traslazione del palo vari linearmente con la profondità:

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

Dove:

k_p è il coefficiente di spinta passiva

z è la profondità dal piano campagna

g è il peso per unità di volume del terreno.

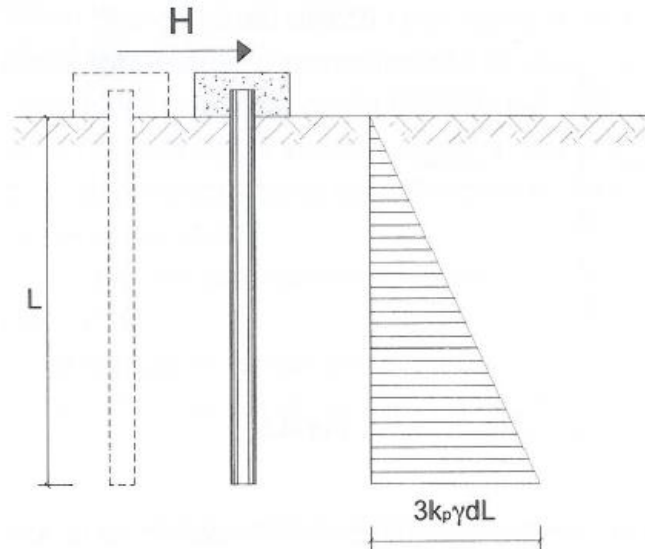


Figura 8-7: Andamento della resistenza alla traslazione del palo

I valori di carico limite corrispondenti ai diversi meccanismi di rottura sono:

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

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

palo lungo $H = k_p \gamma d^3 \sqrt[3]{ \left(3,676 \frac{M_y}{k_p \gamma d^4} \right)^2 }$

Si riporta la verifica per capacità portante orizzontale dei micropali, utilizzando un fattore riduttivo di gruppo per la palificata pari a 0.7 (Reese&Van Impe):

Barriera rettificata H5
RELAZIONE DI CALCOLO DELLE FONDAZIONI

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NB1R	09	D 26 CL	RI000001	A	42 di 50

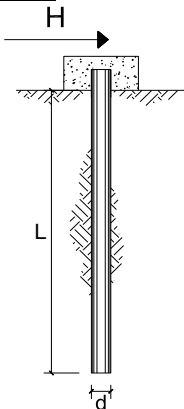
CARICO LIMITE ORIZZONTALE DI UN PALO IN TERRENI INCOERENTI
PALI CON ROTAZIONE IN TESTA IMPEDITA

OPERA: Bergamo

TEORIA DI BASE:

(Broms, 1964)

coefficienti parziali		A		M	R	
Metodo di calcolo		permanenti	variabili	γ_ψ	γ_T	
		γ_G	γ_Q			
SUS	A1+M1+R1	○	1.30	1.50	1.00	1.00
	A2+M1+R2	○	1.00	1.30	1.00	1.60
	A1+M1+R3	○	1.30	1.50	1.00	1.30
	SISMA	○	1.00	1.00	1.00	1.30
DM88		○	1.00	1.00	1.00	1.00
definiti dal progettista		⊙	1.00	1.00	1.00	1.30



n	1	2	3	4	5	7	≥10	T.A.	prog.
ξ_3	1.70	1.65	1.60	1.55	1.50	1.45	1.40	1.00	1.00
ξ_4	1.70	1.55	1.48	1.42	1.34	1.28	1.21	1.00	1.00

Palo corto:
$$H = 1.5 k_p \gamma d^3 \left(\frac{L}{d} \right)^2$$

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

Palo lungo:
$$H = k_p \gamma d^3 \sqrt[3]{3.676 \frac{M_y}{k_p \gamma d^4}}$$

DATI DI INPUT:

Lunghezza del palo	L =	7.00	(m)	
Diametro del palo	d =	0.25	(m)	
Momento di plasticizzazione della sezione	$M_y =$	70.88	(kN m)	
Angolo di attrito del terreno	$\varphi'_{med} =$	35.00	(°)	$\varphi'_{min} =$ 35.00 (°)
Angolo di attrito di calcolo del terreno	$\varphi'_{med,d} =$	35.00	(°)	$\varphi'_{min,d} =$ 35.00 (°)
Coeff. di spinta passiva ($k_p = (1+\sin\varphi)/(1-\sin\varphi)$)	$k_{p,med} =$	3.69	(-)	$k_{p,min} =$ 3.69 (-)
Peso di unità di volume (con falda $\gamma = \gamma'$)	$\gamma =$	20.00	(kN/m ³)	
Carico Assiale Permanente (G):	G =	14	(kN)	
Carico Assiale variabile (Q):	Q =	0	(kN)	

Palo corto:

$H1_{med} = 1356.14$ (kN) $H1_{min} = 1356.14$ (kN)

Palo intermedio:

$H2_{med} = 462.17$ (kN) $H2_{min} = 462.17$ (kN)

Palo lungo:

$H3_{med} = 107.80$ (kN) $H3_{min} = 107.80$ (kN)

$H_{med} = 107.80$ (kN) palo lungo $H_{min} = 107.80$ (kN) palo lungo

$H_k = \text{Min}(H_{med}/\xi_3 ; R_{min}/\xi_4) = 63.41$ (kN)

$H_d = H_k/\gamma_T = 48.78$ (kN) efficienza gruppo 0.7

$F_d = G \cdot \gamma_G + Q \cdot \gamma_Q = 14.00$ (kN)

$FS = H_d / F_d = 2.44$

9 TRAVE DI FONDAZIONE PER BM110

Il calcolo per la verifica della fondazione viene effettuato per i due coefficienti c_p utilizzati, con la zona di bordo di lunghezza L , definita tenendo conto degli effetti di bordo (come richiamato nell' Eurocodice 1 al §7.4), che si assume pari a $L = 4 h$. La zona compresa tra le due zone di bordo sarà quindi la zona centrale della barriera. Le diverse configurazioni di armature e lunghezze dei micropali, sviluppate in seguito, sono quindi pertinenti alle zone appena definite.

La sezione della trave di fondazione ha dimensioni 120x55 cm. Per la verifica delle armature si considera uno schema semplificato a vantaggio di sicurezza, costituito da una trave di n campate appoggiata sui tirafondi e caricata dalle forze concentrate in corrispondenza dei pali compressi; come sezione resistente si considera, una fascia 60x55.

9.1 Sollecitazioni e verifiche

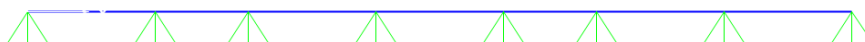


Figura 9-1 - Trave di Fondazione: schema di calcolo

Si riportano le sollecitazioni di taglio e momento sul cordolo relative agli SLU e agli SLE con $c_p = 2.1$.

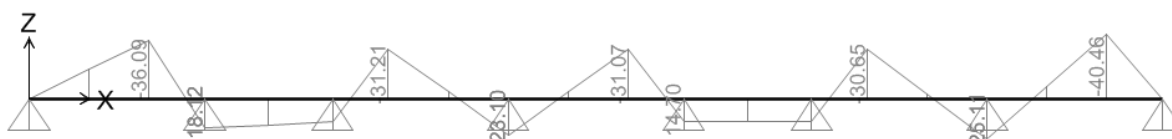


Figura 9-2 - Trave di fondazione : momenti flettenti SLU

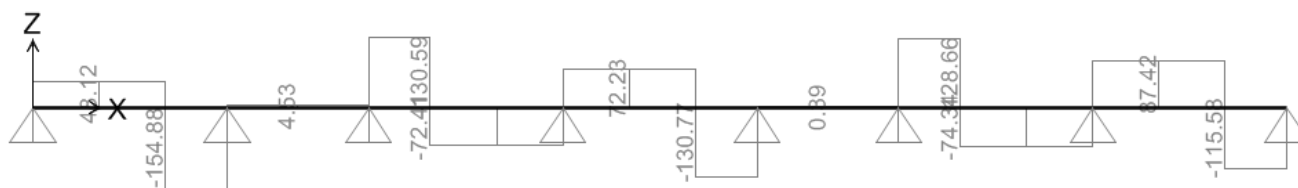


Figura 9-3 - Trave di fondazione : Taglio SLU

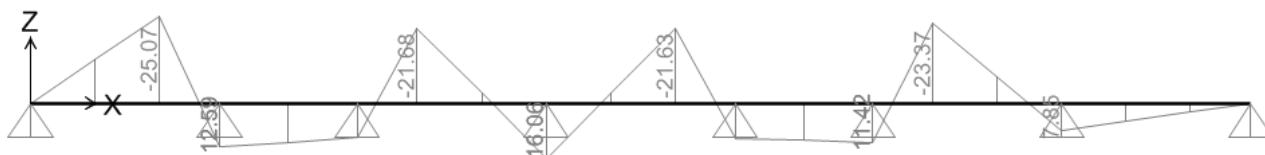


Figura 9-4 - Trave di fondazione : momenti flettenti SLE rara

Di seguito si riporta la verifica della sezione:

Si adotta una armatura composta da (6 + 6) $\phi 20$ totali sulla sezione [120 x 55] sia per il caso di $c_p = 1.2$ sia per $c_p = 2.1$, confermando l'armatura da MdP [All. A17].

Descrizione Sezione:

Metodo di calcolo resistenza:	Resistenze agli Stati Limite Ultimi
Tipologia sezione:	Sezione generica di Trave
Normativa di riferimento:	N.T.C.
Percorso sollecitazione:	A Sforzo Norm. costante
Condizioni Ambientali:	Moderat. aggressive
Riferimento Sforzi assegnati:	Assi x,y principali d'inerzia
Riferimento alla sismicit�:	Zona non sismica

CARATTERISTICHE DI RESISTENZA DEI MATERIALI IMPIEGATI

CALCESTRUZZO -	Classe:	C30/37
	Resis. compr. di progetto fcd:	17.000 MPa
	Def.unit. max resistenza ec2:	0.0020
	Def.unit. ultima ecu:	0.0035
	Diagramma tensione-deformaz.:	Parabola-Rettangolo
	Modulo Elastico Normale Ec:	32836.0 MPa
	Resis. media a trazione fctm:	2.900 MPa
	Coeff. Omogen. S.L.E.:	15.00
	Coeff. Omogen. S.L.E.:	15.00
	Sc limite S.L.E. comb. Frequenti:	180.00 daN/cm ²
	Ap.Fessure limite S.L.E. comb. Frequenti:	0.300 mm
	Sc limite S.L.E. comb. Q.Permanenti:	0.00 Mpa
	Ap.Fess.limite S.L.E. comb. Q.Perm.:	0.200 mm
ACCIAIO -	Tipo:	B450C
	Resist. caratt. snervam. fyk:	450.00 MPa
	Resist. caratt. rottura ftk:	450.00 MPa
	Resist. snerv. di progetto fyd:	391.30 MPa
	Resist. ultima di progetto ftd:	391.30 MPa
	Deform. ultima di progetto Epu:	0.068
	Modulo Elastico Ef	2000000 daN/cm ²
	Diagramma tensione-deformaz.:	Bilineare finito
Coeff. Aderenza istantaneo $\beta_1 \cdot \beta_2$:	1.00	

Barriera rettificata H5
RELAZIONE DI CALCOLO DELLE FONDAZIONI

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NB1R	09	D 26 CL	RI0000001	A	45 di 50

Coeff. Aderenza differito $\beta_1 \cdot \beta_2$: 0.50
Sf limite S.L.E. Comb. Rare: 360.00 MPa

CARATTERISTICHE DOMINIO CONGLOMERATO

Forma del Dominio: Poligonale
Classe Conglomerato: C30/37

N° vertice:	X [cm]	Y [cm]
1	-30.0	-27.5
2	-30.0	27.5
3	30.0	27.5
4	30.0	-27.5

DATI BARRE ISOLATE

N°Barra	X [cm]	Y [cm]	DiamØ[mm]
1	-23.8	-21.3	20
2	-23.8	21.3	20
3	23.8	21.3	20
4	23.8	-21.3	20
5	-15.0	-21.3	14
6	-15.0	21.3	14

DATI GENERAZIONI LINEARI DI BARRE

N°Gen. Numero assegnato alla singola generazione lineare di barre
N°Barra Ini. Numero della barra iniziale cui si riferisce la generazione
N°Barra Fin. Numero della barra finale cui si riferisce la generazione
N°Barre Numero di barre generate equidistanti cui si riferisce la generazione
Ø Diametro in mm delle barre della generazione

N°Gen.	N°Barra Ini.	N°Barra Fin.	N°Barre	Ø
1	1	4	1	20
2	2	3	1	20

CALCOLO DI RESISTENZA - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N Sforzo normale [kN] applicato nel Baric. (+ se di compressione)
Mx Momento flettente [kNm] intorno all'asse x princ. d'inerzia con verso positivo se tale da comprimere il lembo sup. della sez.
My Momento flettente [kNm] intorno all'asse y princ. d'inerzia con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sez.
Vy Componente del Taglio [kN] parallela all'asse princ.d'inerzia y
Vx Componente del Taglio [kN] parallela all'asse princ.d'inerzia x

N°Comb.	N	Mx	My	Vy	Vx
1	0.00	41.00	0.00	0.00	0.00

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

N Sforzo normale [kN] applicato nel Baricentro (+ se di compressione)
Mx Momento flettente [kNm] intorno all'asse x princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione

**Barriera rettificata H5
RELAZIONE DI CALCOLO DELLE FONDAZIONI**

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NB1R	09	D 26 CL	RI0000001	A	46 di 50

My Momento flettente [kNm] intorno all'asse y princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione)
con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sezione

N°Comb.	N	Mx	My
1	0.00	26.00	0.00

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

N Sforzo normale [kN] applicato nel Baricentro (+ se di compressione)
Mx Momento flettente [kNm] intorno all'asse x princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione)
con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione
My Momento flettente [kNm] intorno all'asse y princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione)
con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sezione

N°Comb.	N	Mx	My
1	0.00	26.00 (103.46)	0.00 (0.00)

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

N Sforzo normale [kN] applicato nel Baricentro (+ se di compressione)
Mx Momento flettente [kNm] intorno all'asse x princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione)
con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione
My Momento flettente [kNm] intorno all'asse y princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione)
con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sezione

N°Comb.	N	Mx	My
1	0.00	11.00 (103.46)	0.00 (0.00)

RISULTATI DEL CALCOLO

Copriferro netto minimo barre longitudinali: 5.2 cm
Interferro netto minimo barre longitudinali: 7.1 cm

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

Ver S = combinazione verificata / N = combin. non verificata
N Sforzo normale assegnato [kN] nel baricentro B sezione cls.(positivo se di compressione)
Mx Componente del momento assegnato [kNm] riferito all'asse x princ. d'inerzia
My Componente del momento assegnato [kNm] riferito all'asse y princ. d'inerzia
N Res Sforzo normale resistente [kN] nel baricentro B sezione cls.(positivo se di compress.)
Mx Res Momento flettente resistente [kNm] riferito all'asse x princ. d'inerzia
My Res Momento flettente resistente [kNm] riferito all'asse y princ. d'inerzia
Mis.Sic. Misura sicurezza = rapporto vettoriale tra (N r,Mx Res,My Res) e (N,Mx,My)
Verifica positiva se tale rapporto risulta >=1.000
As Tesa Area armature trave [cm²] in zona tesa. [Tra parentesi l'area minima ex (4.1.15)NTC]

N°Comb	Ver	N	Mx	My	N Res	Mx Res	My Res	Mis.Sic.	As Tesa
1	S	0.00	41.00	0.00	0.00	200.81	-0.16	4.90	11.0(4.9)

METODO AGLI STATI LIMITE ULTIMI - DEFORMAZIONI UNITARIE ALLO STATO ULTIMO

ec max Deform. unit. massima del conglomerato a compressione
x/d Rapporto di duttilità [§ 4.1.2.1.2.1 NTC] deve essere < 0.45
Xc max Ascissa in cm della fibra corrisp. a ec max (sistema rif. X,Y,O sez.)
Yc max Ordinata in cm della fibra corrisp. a ec max (sistema rif. X,Y,O sez.)
es min Deform. unit. minima nell'acciaio (negativa se di trazione)

Barriera rettificata H5
RELAZIONE DI CALCOLO DELLE FONDAZIONI

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NB1R	09	D 26 CL	RI000001	A	47 di 50

Xs min	Ascissa in cm della barra corrisp. a es min (sistema rif. X,Y,O sez.)
Ys min	Ordinata in cm della barra corrisp. a es min (sistema rif. X,Y,O sez.)
es max	Deform. unit. massima nell'acciaio (positiva se di compress.)
Xs max	Ascissa in cm della barra corrisp. a es max (sistema rif. X,Y,O sez.)
Ys max	Ordinata in cm della barra corrisp. a es max (sistema rif. X,Y,O sez.)

N°Comb	ec max	x/d	Xc max	Yc max	es min	Xs min	Ys min	es max	Xs max	Ys max
1	0.00350	0.125	-30.0	27.5	-0.00004	-23.8	21.3	-0.02440	23.8	-21.3

POSIZIONE ASSE NEUTRO PER OGNI COMB. DI RESISTENZA

a, b, c	Coeff. a, b, c nell'eq. dell'asse neutro $aX+bY+c=0$ nel rif. X,Y,O gen.
x/d	Rapp. di duttilità (travi e solette)[§ 4.1.2.1.2.1 NTC]: deve essere < 0.45
C.Rid.	Coeff. di riduz. momenti per sola flessione in travi continue

N°Comb	a	b	c	x/d	C.Rid.
1	-0.000007606	0.000563401	-0.012221712	0.125	0.700

COMBINAZIONI RARE IN ESERCIZIO - MASSIME TENSIONI NORMALI ED APERTURA FESSURE (NTC/EC2)

Ver	S = comb. verificata/ N = comb. non verificata
Sc max	Massima tensione (positiva se di compressione) nel conglomerato [Mpa]
Xc max, Yc max	Ascissa, Ordinata [cm] del punto corrisp. a Sc max (sistema rif. X,Y,O)
Sf min	Minima tensione (negativa se di trazione) nell'acciaio [Mpa]
Xs min, Ys min	Ascissa, Ordinata [cm] della barra corrisp. a Sf min (sistema rif. X,Y,O)
Ac eff.	Area di calcestruzzo [cm ²] in zona tesa considerata aderente alle barre
As eff.	Area barre [cm ²] in zona tesa considerate efficaci per l'apertura delle fessure

N°Comb	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Sf min	Xs min	Ys min	Ac eff.	As eff.
1	S	1.35	-30.0	27.5	-54.8	23.8	-21.3	811	11.0

COMBINAZIONI FREQUENTI IN ESERCIZIO - MASSIME TENSIONI NORMALI ED APERTURA FESSURE (NTC/EC2)

N°Comb	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Sf min	Xs min	Ys min	Ac eff.	As eff.
1	S	1.35	-30.0	27.5	-54.8	23.8	-21.3	811	11.0

COMBINAZIONI FREQUENTI IN ESERCIZIO - APERTURA FESSURE [§ 7.3.4 EC2]

Ver.	La sezione viene assunta sempre fessurata anche nel caso in cui la trazione minima del calcestruzzo sia inferiore a f_{ctm}
e1	Esito della verifica
e2	Massima deformazione unitaria di trazione nel calcestruzzo (trazione -) valutata in sezione fessurata
k1	Minima deformazione unitaria di trazione nel calcestruzzo (trazione -) valutata in sezione fessurata = 0.8 per barre ad aderenza migliorata [eq.(7.11)EC2]
kt	= 0.4 per comb. quasi permanenti / = 0.6 per comb.frequenti [cfr. eq.(7.9)EC2]
k2	= 0.5 per flessione; $=(e1 + e2)/(2*e1)$ per trazione eccentrica [eq.(7.13)EC2]
k3	= 3.400 Coeff. in eq.(7.11) come da annessi nazionali
k4	= 0.425 Coeff. in eq.(7.11) come da annessi nazionali
Ø	Diametro [mm] equivalente delle barre tese comprese nell'area efficace Ac eff [eq.(7.11)EC2]
Cf	Copriferro [mm] netto calcolato con riferimento alla barra più tesa
e sm - e cm	Differenza tra le deformazioni medie di acciaio e calcestruzzo [(7.8)EC2 e (C4.1.7)NTC] Tra parentesi: valore minimo = $0.6 S_{max} / E_s$ [(7.9)EC2 e (C4.1.8)NTC]
sr max	Massima distanza tra le fessure [mm]
wk	Apertura fessure in mm calcolata = $sr \max*(e_{sm} - e_{cm})$ [(7.8)EC2 e (C4.1.7)NTC]. Valore limite tra parentesi
Mx fess.	Componente momento di prima fessurazione intorno all'asse X [kNm]
My fess.	Componente momento di prima fessurazione intorno all'asse Y [kNm]

Comb.	Ver	e1	e2	k2	Ø	Cf	e sm - e cm	sr max	wk	Mx fess	My fess
-------	-----	----	----	----	---	----	-------------	--------	----	---------	---------

**Barriera rettificata H5
RELAZIONE DI CALCOLO DELLE FONDAZIONI**

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NB1R	09	D 26 CL	RI0000001	A	48 di 50

1	S	-0.00032	0	0.500	18.9	52	0.00016 (0.00016)	414	0.068 (0.30)	103.46	0.00
---	---	----------	---	-------	------	----	-------------------	-----	--------------	--------	------

COMBINAZIONI QUASI PERMANENTI IN ESERCIZIO - MASSIME TENSIONI NORMALI ED APERTURA FESSURE (NTC/EC2)

N°Comb	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Sf min	Xs min	Ys min	Ac eff.	As eff.
1	S	0.57	-30.0	27.5	-23.2	23.8	-21.3	811	11.0

COMBINAZIONI QUASI PERMANENTI IN ESERCIZIO - APERTURA FESSURE [§ 7.3.4 EC2]

Comb.	Ver	e1	e2	k2	Ø	Cf	e sm - e cm sr max	wk	Mx fess	My fess	
1	S	-0.00014	0	0.500	18.9	52	0.00007 (0.00007)	414	0.029 (0.20)	103.46	0.00

Barriera rettificata H5
RELAZIONE DI CALCOLO DELLE FONDAZIONI

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NB1R	09	D 26 CL	RI0000001	A	49 di 50

9.1.1 Verifica a taglio del cordolo di fondazione, $c_p = 2.1$

Cls R_{ck}

Cls condizioni calcestruzzo

Acciaio 1 acciaio barre longitudinali

Acciaio 2 acciaio armature trasversali

γ_c coefficiente parziale relativo al calcestruzzo

γ_s coefficiente parziale relativo all'acciaio

Geometrie sezione

b_w mm larghezza dell'anima resistente (larghezza minima d'anima)

d mm altezza utile della sezione

A_c mm² area della sezione di calcestruzzo

Caratteristiche armature

n_{bl} numero di barre longitudinali

\varnothing_{bl} mm diametro delle barre longitudinali

n_{bw} numero di bracci delle staffe

\varnothing_{st} mm diametro delle staffe

s_{st} mm passo delle staffe

α ° inclinazione delle staffe ($\alpha=90^\circ$ per staffe ortogonali all'asse)

Caratteristiche sollecitazioni

N_{Ed} KN sforzo normale di calcolo (+ per compressione)

V_{Ed} KN taglio di calcolo

N_{Rd} 5029.8 KN sforzo normale di compressione massimo

Dati traliccio resistente

θ ° inclinazione delle bielle di calcestruzzo rispetto all'asse

Valore di verifica del taglio resistente

V_{Rd} KN taglio resistente per elemento privo di armatura trasversale

V_{Rd} KN taglio resistente per elemento con armatura trasversale

Si adottano staffe $\phi 12/20$.

10 CONCLUSIONI

Si riassume la geometria dei micropali di fondazione:

Micropali	L [m]	acciaio
Φ 250, armatura 168.3/10	7.00	S275