

COMMITTENTE:



PROGETTAZIONE:



CUP: J64H17000140001

U.O. INFRASTRUTTURE NORD

PROGETTO DEFINITIVO

RADDOPPIO PONTE SAN PIETRO-BERGAMO

APPALTO 2: PRG PONTE SAN PIETRO E RADDOPPIO DELLA LINEA DA CURNO A BERGAMO

RELAZIONE DI CALCOLO OPERA DI SCAVALCO SOTTOSERVIZI

RFI BS 125 – 750

SCALA:

-

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

N B 1 R 0 2 D 2 6 C L R I 0 0 0 0 0 0 0 5 A

Rev.	Descrizione	Redatto	Data	Verificato	Data	Approvato	Data	Autorizzato Data
A	Emissione esecutiva	F. Serrau	Marzo 2020	M. Mayan	Marzo 2020	M. Berlinger	Marzo 2020	A.Perego Marzo 2020



File: NB1R02D26CLRI0000005A

n. Elab.:

INDICE

1	PREMESSA	4
1.1	GENERALITÀ	4
1.2	UNITÀ DI MISURA	7
1.3	MODELO DI CALCOLO	7
1.3.1	<i>Codice di calcolo</i>	7
1.3.2	<i>Affidabilità dei codici di calcolo</i>	7
1.3.3	<i>Informazioni generali sull'elaborazione</i>	7
1.3.4	<i>Tipo di analisi svolta</i>	7
2	NORMATIVA DI RIFERIMENTO	10
2.1	QUADRO NORMATIVO	10
2.2	DOCUMENTI DI RIFERIMENTO	11
3	CARATTERISTICHE DEI MATERIALI	12
3.1	MATERIALI STRUTTURALI	12
3.2	PARAMETRI DEL TERRENO	14
4	MODELLO DEL TERRENO	16
4.1	MODELLAZIONE DELL'ITERAZIONE ORIZZONTALE TERRENO-PALO	16
4.2	MODELLAZIONE DELL'ITERAZIONE VERTICALE TERRENO-PALO	20
5	CALCOLO DELLE SOLLECITAZIONI ALLA BASE DELLA BARRIERA FONOASSORBENTE	21
5.1	ANALISI DEI CARICHI DELLA BARRIERA – MODULO BS 125-750	21
5.1.1	<i>Peso proprio</i>	21
5.1.2	<i>Azione del vento</i>	22
5.1.3	<i>Azione aerodinamica dovuta al traffico ferroviario</i>	27
5.1.4	<i>Azione sismica</i>	29
5.2	SOLLECITAZIONI ALLA BASE – MODULO BS 125-750	30
5.3	SOLLECITAZIONI ALLA BASE DI SINGOLO MICROPALO	31
6	VERIFICA TRAVE PARETE	33
6.1	ANALISI DELLE SOLLECITAZIONI	34

6.2	SOLLECITAZIONI DI CALCOLO	36
6.3	VERIFICHE STRUTTURALI.....	37
6.3.1	<i>Verifica a flessione deviata- sezione mezzeria</i>	<i>37</i>
6.3.2	<i>Verifica a torsione e taglio – sezione appoggi</i>	<i>43</i>
6.3.3	<i>Incidenza di armatura della trave-parete.....</i>	<i>46</i>
7	VERIFICA DEL PLINTO E DEI MICROPALI DI FONDAZIONE	47
7.1	METODO DI CALCOLO.....	47
7.2	COMBINAZIONI DI CARICO - MODULO 125-750	47
7.3	SOLLECITAZIONI – MODULO BS 125-750.....	50
7.3.1	<i>Azioni agenti sul plinto di fondazione</i>	<i>50</i>
7.3.2	<i>Azioni agenti sui micropali di fondazione</i>	<i>51</i>
7.4	VERIFICA DEL PLINTO DI FONDAZIONE – MODULO BS 125-750.....	54
7.5	VERIFICA DEI MICROPALI DI FONDAZIONE – MODULO BS 125-750	56
7.5.1	<i>Verifica della capacità portante verticale del micropalo.....</i>	<i>56</i>
7.5.2	<i>Verifiche strutturali del micropalo.....</i>	<i>63</i>
7.5.3	<i>Verifica della capacità portante del micropalo nei confronti delle azioni trasversali</i>	<i>65</i>
7.5.4	<i>Verifica degli spostamenti del micropalo.....</i>	<i>68</i>

1 PREMESSA

Nell'ambito dell'Appalto 2 degli interventi di raddoppio della linea ferroviaria Lecco-Brescia nella tratta fra Ponte S. Pietro, Bergamo e Montello è prevista la realizzazione di opere di scavalco di tombini idraulici che interferiscono con le barriere acustiche lungo la sede ferroviaria, con varco massimo di 5.30 m.

1.1 Generalità

La presente relazione riporta il calcolo e le verifiche strutturali e geotecniche delle barriere antirumore, previsti ai sensi del manuale di RFI ed. 2019 paragrafo §1.5.3.1, nell'ambito del progetto di raddoppio ferroviario San Pietro – Bergamo – Montello, Appalto 2.

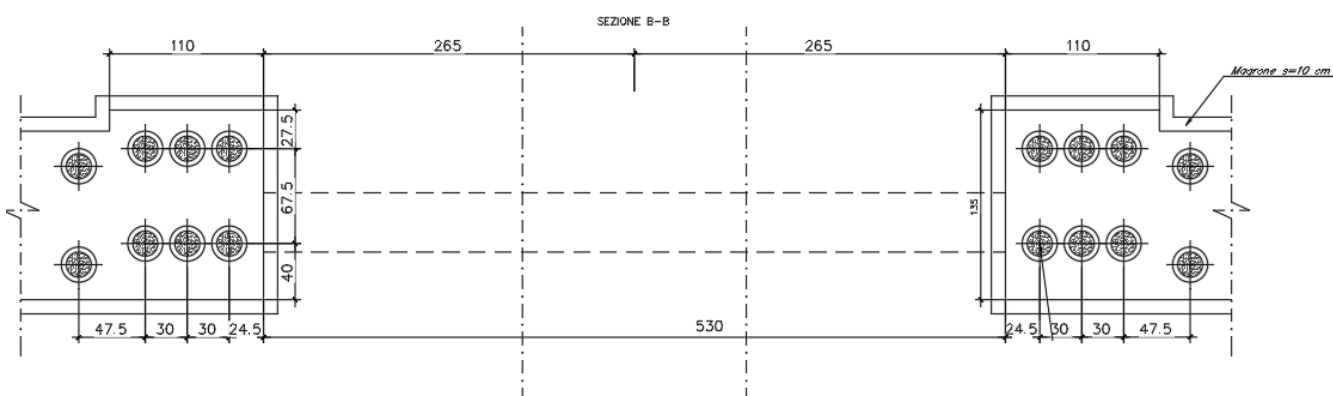
In particolare, lo scopo della presente relazione sono i calcoli statici relativi alle fondazioni dei moduli prefabbricati in calcestruzzo tipo scavalco con luce netta pari a 5.30m (per barriere fino all'altezza dell'H7).

La tipologia, oggetto della presente relazione, si riferisce alle seguenti opere:

Opera di scavalco per Barriere Antirumore:	Lato Nord	Lato Sud
Fornici circolare IN56 → Luce: $L = 5.30$ m → modulo BS125/750 con spalle fondate su micropali	-	BA (Tipo H3)

Il modulo presenta tre attacchi per i montanti metallici superiori della barriera fonoassorbente disposti ad interasse 3 m. I collegamenti ed i montanti sono uguali a quelli dei moduli ordinari tipo BM110 (H7).

La fondazione è costituita da due plinti gettati in opera, posti in battuta al cordolo continuo della barriera, da un lato, ed eventualmente all'ostacolo, dall'altro. Le dimensioni del plinto sono 135x110x65, le quali corrispondono al modulo BS 125-750 e un'altezza massima delle barriere corrispondente a H7. Il collegamento del montante alla fondazione è assicurato tramite № 3+3 tirafondi di ancoraggio per ciascun zoccolo, di diametri pari a M34, corrispondenti al modulo BS 125-750. Inoltre, come riportato in Figura 1, ogni plinto di fondazione presenta sei micropali Ø250 di lunghezza pari a 6m, ai quali se ne aggiungono altri due, per ogni lato, appartenenti ai vicini moduli standard della barriera, il cui contributo non è stato tenuto in considerazione nel modello di calcolo (a favore di sicurezza).



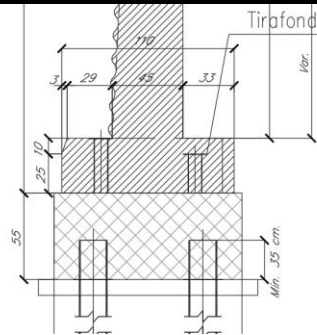


Figura 1 – Pianta e sezione dello scavalco RFI BS 125-750 (H7)

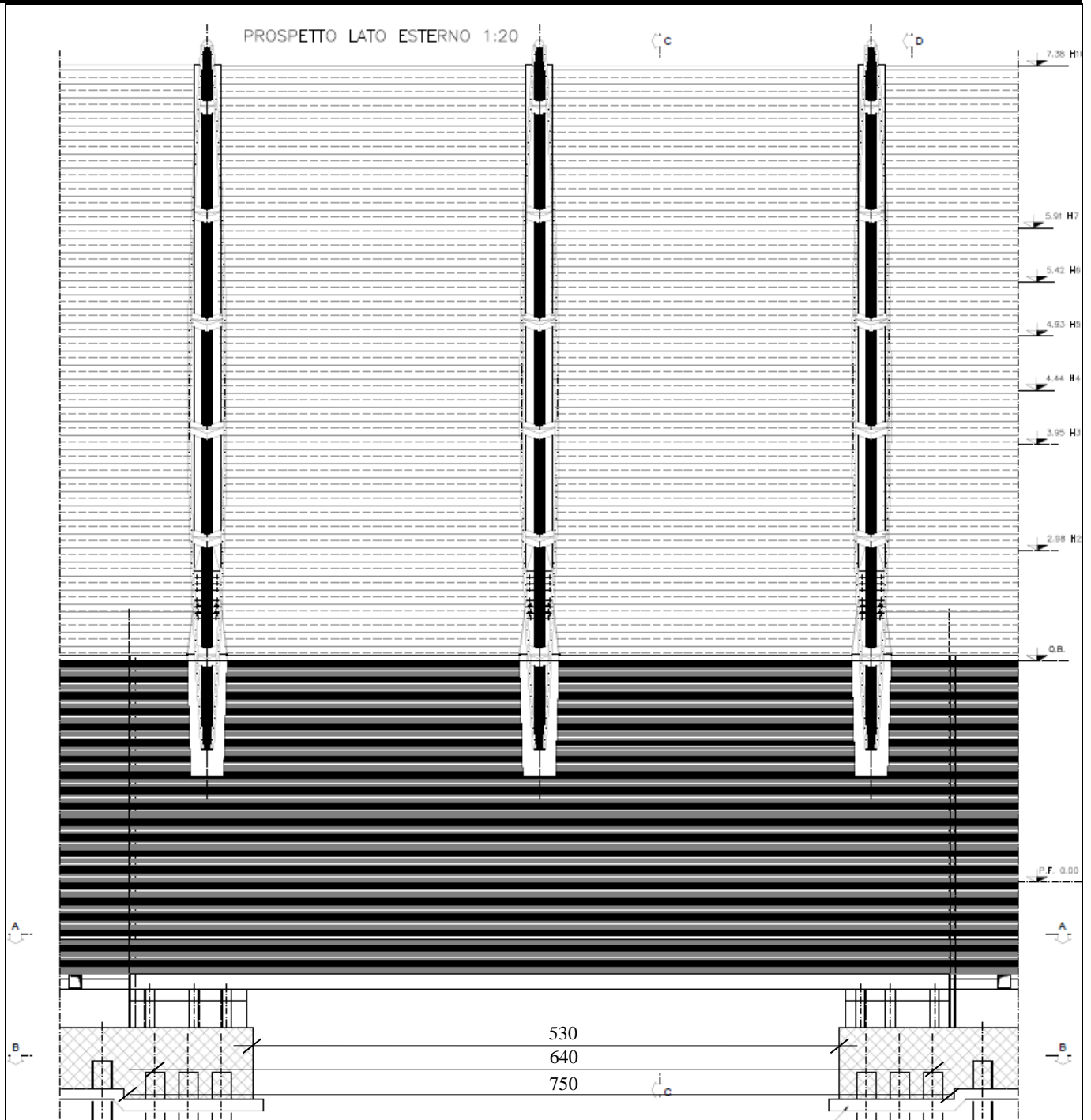


Figura 2 – Prospetto dello scavalco RFI BS 125-750 (H7)

1.2 Unità di misura

Nel seguito si adotteranno le seguenti unità di misura:

- per le lunghezze ⇒ m, mm
- per i carichi ⇒ kN, kN/m², kN/m³
- per le azioni di calcolo ⇒ kN, kNm
- per le tensioni ⇒ MPa

1.3 Modello di calcolo

1.3.1 Codice di calcolo

Per le analisi delle strutture è stato utilizzato il Sap 2000 v.21.0.2 prodotto, distribuito ed assistito da Computers and Structures. Questa procedura è sviluppata in ambiente Windows, permette l'analisi elastica lineare e non di strutture tridimensionali con nodi a sei gradi di libertà utilizzando un solutore ad elementi finiti. Gli elementi considerati sono frame (trave), con eventuali svincoli interni o rotazione attorno al proprio asse. I carichi sono applicati sia ai nodi, come forze o coppie concentrate, sia sulle travi, come forze distribuite, trapezie, concentrate, come coppie e come distorsioni termiche. A supporto del programma è fornito un ampio manuale d'uso contenente fra l'altro una vasta serie di test di validazione sia su esempi classici di Scienza delle Costruzioni, sia su strutture particolarmente impegnative e reperibili nella bibliografia specializzata.

Tale programma fornisce in output, oltre a tutte le caratteristiche geometriche e di carico delle strutture, i risultati relativi alle sollecitazioni indotte nelle sezioni degli elementi presenti.

1.3.2 Affidabilità dei codici di calcolo

Un attento esame preliminare della documentazione a corredo del software ha consentito di valutarne l'affidabilità. La documentazione fornita dal produttore del software contiene un'esauriente descrizione delle basi teoriche, degli algoritmi impiegati e l'individuazione dei campi d'impiego.

1.3.3 Informazioni generali sull'elaborazione

Il software prevede una serie di controlli automatici che consentono l'individuazione di errori di modellazione, di non rispetto di limitazioni geometriche e di armatura e di presenza di elementi non verificati. Il codice di calcolo consente di visualizzare e controllare, sia in forma grafica che tabellare, i dati del modello strutturale in modo da avere una visione consapevole del comportamento corretto del modello strutturale.

1.3.4 Tipo di analisi svolta

L'analisi condotta è una analisi 3D in cui la struttura viene discretizzata in elementi tipo trave e tipo "shell". Il modello è stato sviluppato per un plinto di fondazione, tenendo in conto le seguenti considerazioni:

- L'analisi strutturale è condotta con il metodo dell'analisi statica lineare.
- La struttura in elevazione non è stata considerata nel modello di calcolo. Il suo contributo ai carichi permanenti e variabile è stato considerato con una risultante, agente nel baricentro del plinto di fondazione. Per il dimensionamento della parete in c.a. si fa riferimento ad un semplice calcolo "a mano".

- La struttura in c.a. (plinto di fondazione) è stato modellato con elementi “shell” agenti in campo elastico. Il plinto è stato modellato solamente per consentire una corretta ripartizione dei carichi dalla struttura in elevazione sui micropali di fondazione. Il dimensionamento stesso dell’armatura del plinto è stata effettuata tramite un foglio excel.
- I micropali di fondazione sono stati simulati con elementi beam di predefinita sezione ed inerzia. Il contributo del tubo Ø168.3x8mm d’acciaio all’inerzia della sezione è preso in considerazione. L’elemento del micropalo è stato discretizzato in un sufficiente numero di sezioni (ogni 0.5m). In corrispondenza di ciascun nodo sono posti vincoli elastici, il cui scopo è quello di simulare l’interazione elastica terreno-palo, in relazione al modello geotecnico di riferimento. Il metodo di calcolo, a cui è stato fatto riferimento, è stato descritto in punto 4 della presente relazione.

Nelle figure seguenti si riportano alcune immagini rappresentative del modello geometrico della struttura:

3-D View

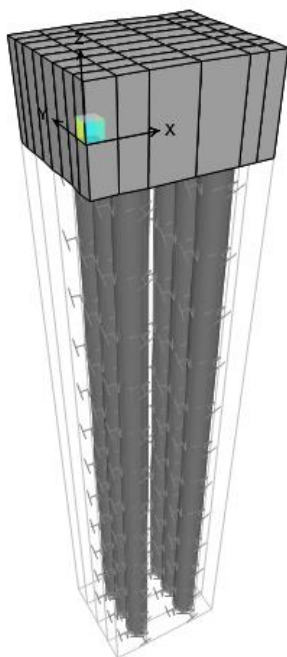


Figura 3 – Vista assometrica: estruso

3-D View

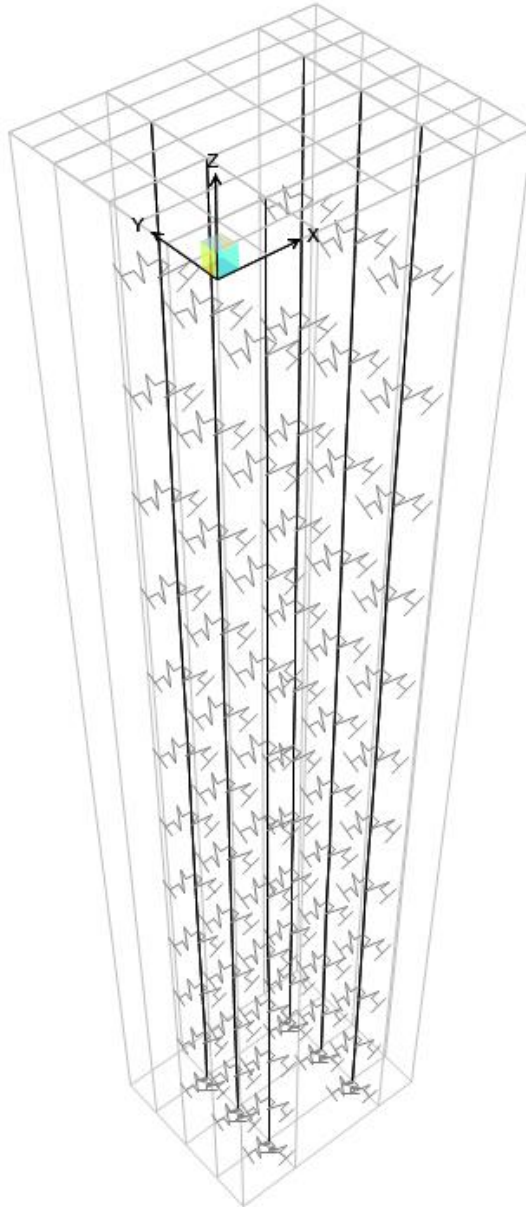



Figura 4 – Vista assonometrica: vincoli


 ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	PROGETTO DEFINITIVO RADDOPPIO PONTE S. PIETRO – BERGAMO – MONTELLO APPALTO 2: PRG PONTE SAN PIETRO E RADDOPPIO DELLA LINEA DA CURNO A BERGAMO					
	RELAZIONE DI CALCOLO OPERA DI SCAVALCO SOTTOSERVIZI – RFI BS 125 – 750 RELAZIONE DI CALCOLO	COMMESSA NB1R	LOTTO 02	CODIFICA D 26 CL	DOCUMENTO R10000 005	REV. A

2 NORMATIVA DI RIFERIMENTO

2.1 Quadro normativo

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

 <p>ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE</p>	<p>PROGETTO DEFINITIVO</p> <p>RADDOPPIO PONTE S. PIETRO – BERGAMO – MONTELLO</p> <p>APPALTO 2: PRG PONTE SAN PIETRO E RADDOPPIO DELLA LINEA DA CURNO A BERGAMO</p>												
<p>RELAZIONE DI CALCOLO OPERA DI SCAVALCO SOTTOSERVIZI – RFI BS 125 – 750</p> <p>RELAZIONE DI CALCOLO</p>	<table border="1"> <thead> <tr> <th>COMMESSA</th> <th>LOTTO</th> <th>CODIFICA</th> <th>DOCUMENTO</th> <th>REV.</th> <th>FOGLIO</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>NB1R</td> <td>02</td> <td>D 26 CL</td> <td>RI0000 005</td> <td>A</td> <td>11 di 69</td> </tr> </tbody> </table>	COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO	NB1R	02	D 26 CL	RI0000 005	A	11 di 69
COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO								
NB1R	02	D 26 CL	RI0000 005	A	11 di 69								

- 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.

2.2 Documenti di riferimento

- Relazione di calcolo opera di scavalco sottoservizi – RFI BS 125-450
- Carpenteria opera di scavalco sottoservizi tav. 1/3 (Rif. NB1R02D26BCRI0000001A)
- Carpenteria opera di scavalco sottoservizi tav. 2/3 (Rif. NB1R02D26BCRI0000002A)
- Carpenteria opera di scavalco sottoservizi tav. 3/3 (Rif. NB1R02D26BCRI0000003A)

3 CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

3.1 Materiali strutturali

CALCESTRUZZO

- Magrone di fondazione

Classe C12/15

Peso Specifico $\rho = 25 \text{ kN/m}^3$

Modulo Elastico $E = 27000 \text{ MPa}$

Resistenza Cilindrica $f_{ck} = 12 \text{ MPa}$

Resistenza Cubica $R_{ck} = 15 \text{ MPa}$

- Cordolo di fondazione

Congruentemente al progetto esecutivo delle barriere antirumore standard per impieghi ferroviari tipo “HS” redatto da RFI, si riporta in relazione e negli elaborati grafici l’utilizzo di un calcestruzzo di classe C30/37, con le seguenti caratteristiche meccaniche.

Classe C30/37

Peso Specifico $\rho = 25 \text{ kN/m}^3$

Modulo Elastico $E = 32837 \text{ MPa}$

Resistenza Cilindrica $f_{ck} = 30 \text{ MPa}$

Resistenza Cubica $R_{ck} = 37 \text{ MPa}$

D’altra parte, a favore di sicurezza, le verifiche strutturali dei cordoli di fondazione, riportate nei prossimi paragrafi, sono state condotte utilizzando la classe di resistenza C25/30.

Classe C25/30

Peso Specifico $\rho = 25 \text{ kN/m}^3$

Modulo Elastico $E = 31000 \text{ MPa}$

Resistenza Cilindrica $f_{ck} = 25 \text{ MPa}$

Resistenza Cubica $R_{ck} = 30 \text{ MPa}$

- Micropali di fondazione

Classe C25/30

Peso Specifico $\rho = 25 \text{ kN/m}^3$

Modulo Elastico $E = 31000 \text{ MPa}$

Resistenza Cilindrica $f_{ck} = 25 \text{ MPa}$

Resistenza Cubica $R_{ck} = 30 \text{ MPa}$

ACCIAIO

- Per cemento armato

Tipo B450C

Modulo Elastico $E = 205000 \text{ MPa}$

Resistenza snervamentofyk = 450 MPa

Resistenza a rottura $f_{tk} = 540 \text{ MPa}$

Peso Specifico $\rho = 78.6 \text{ kN/m}^3$

- Per micropali e carpenteria

Tipo S275

Tubo Pali Fondazione CHS168.3x8

Modulo Elastico $E = 210000 \text{ MPa}$


Resistenza snervamentofyk = 275 MPa

Resistenza a rottura $f_{tk} = 430 \text{ MPa}$

Peso Specifico $\rho = 78.5 \text{ kN/m}^3$

Profondità Prova (m da p.c.)	L1-S1 (Nspt)	L1-S1bis (Nspt)	L1-S2 (Nspt)	L1-S3 (Nspt)	L1-S4 (Nspt)	L1-S5 (Nspt)	L1-S6 (Nspt)	L1-S7 (Nspt)	L1-S8 (Nspt)	L1-S9 (Nspt)	L1-S10 (Nspt)
12	-	R	R	-	18	19	37	50	R	28	49
12.5	36	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
12.8	-	-	-	18	-	-	-	-	-	-	-
14.6	R	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
15	-	58	R	22	17	19	42	24	R	22	45
16.5	-	-	-	-	-	-	-	-	32	-	-
17.8	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	R
18	42	41	R	40	-	25	34	16	69	16	-
21	68	31	R	50	R	29	-	31	R	-	R
21.5	-	-	-	-	-	-	-	-	-	R	-
24	R	R	-	R	R	-	-	39	69	12	R
26	-	-	-	-	-	-	-	-	25	-	-
27	R	R	-	R	R	-	-	R	-	R	R

Lungo I primi 10m di profondità (da p.c.) si considera un valore medio di N_{spt} pari a 8 colpi.

 ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	PROGETTO DEFINITIVO RADDOPPIO PONTE S. PIETRO – BERGAMO – MONTELLO APPALTO 2: PRG PONTE SAN PIETRO E RADDOPPIO DELLA LINEA DA CURNO A BERGAMO					
	RELAZIONE DI CALCOLO OPERA DI SCAVALCO SOTTOSERVIZI – RFI BS 125 – 750 RELAZIONE DI CALCOLO	COMMESSA NB1R	LOTTO 02	CODIFICA D 26 CL	DOCUMENTO RI0000 005	REV. A

4 MODELLO DEL TERRENO

4.1 Modellazione dell'iterazione orizzontale terreno-palo

Per la simulazione dell'iterazione elastica orizzontale terreno palo, si fa riferimento alla correlazione proposta da Terzaghi:

$$k_s = n_h \cdot z/D$$

n_h è il gradiente di reazione del terreno in funzione dello stato di addensamento e il grado di saturazione. Facendo riferimento ad una correlazione $N_{spt} - I_c$ per terreni coesivi proposta da Terzaghi e Peck si ipotizza (cautelativamente) $I_c = 0.5-0.75$, che corrisponde ad un'argilla moderatamente consistente. Si è optato ad usare un valore medio di n_h proposto da Matlock e Reese per argille normalmente consolidate o lievemente sovraconsolidate.

Tipo di terreno	n_h [N/cm^3]	Fonte
Argilla n.c. o lievemente o.c.	0,2 ÷ 3,5 0,3 ÷ 0,5	Reese, Matlock, 1956 Davisson, Prakash, 1963
Argilla organica n.c.	0,1 ÷ 1,0 0,1 ÷ 0,8	Peck, Davisson, 1970 Davisson, 1970
Torba	0,05 0,03 ÷ 0,1	Davisson, 1970 Wilson, Hiltz, 1967
Loess	8 ÷ 10	Bowles, 1968

Tab. 14.6. Valori orientativi di n_h per terreni coesivi

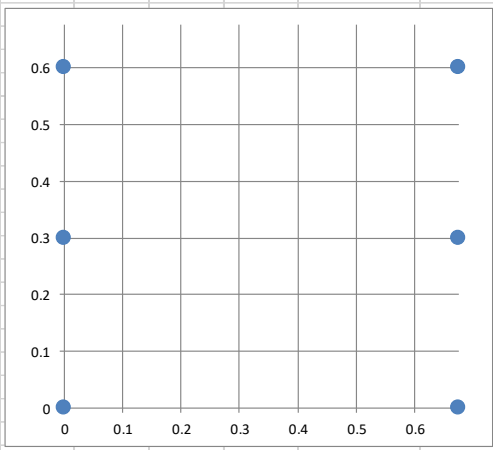
Si assume (lungo tutta la profondità) un valore di $n_h = 1.8$ (N/cm^3)

La tabella seguente illustra, per ogni metro di profondità "z", il valore del modulo di reazione orizzontale K_s e della costante elastica K_w , calcolata in funzione del diametro del palo e dell'interasse di discretizzazione degli elementi frame, calcolate per un singolo micropalo.

		Diametro MP	0.25	interasse	0.5	IN56	
Terzaghi			< denso	denso	> denso		
			nh (Terzaghi)				
nh	1.8 MN/m3	2	6	17		s dry	
z	1	1	4	10		s wet	
D	0.25	0.2	1.8	3.5		clay	
Ks	7200 kN/m3					Kw	
						900	kN/m
Terzaghi			nh (Terzaghi)				
nh	1.8 MN/m3	2	6	17			
z	2	1	4	10			
D	0.25						
Ks	14400 kN/m3					1800	kN/m
Terzaghi		nh	< denso	denso	> denso		
			nh (Terzaghi)				
nh	1.8 MN/m3	2	6	17			
z	3	1	4	10			
D	0.25						
Ks	21600 kN/m3					2700	kN/m
Terzaghi		nh	< denso	denso	> denso		
			nh (Terzaghi)				
nh	1.8 MN/m3	2	6	17			
z	4	1	4	10			
D	0.25						
Ks	28800 kN/m3					3600	kN/m
Terzaghi		nh	< denso	denso	> denso		
			nh (Terzaghi)				
nh	1.8 MN/m3	2	6	17			
z	5	1	4	10			
D	0.25						
Ks	36000 kN/m3					4500	kN/m
Terzaghi		nh	< denso	denso	> denso		
			nh (Terzaghi)				
nh	1.8 MN/m3	2	6	17			
z	6	1	4	10			
D	0.25						
Ks	43200 kN/m3					5400	kN/m

I valori sopra riportati, sono stati ridotti tramite un coefficiente di efficienza media omogenizzato, calcolato tramite l'approccio Reese/ van Impe, per tener conto dell'effetto ombra.

REESE & VAN IMPE 2001			
Diametro pali	0.25 m		
Interasse pali direzione X	0.675 m		
Interasse pali direzione Y	0.3 m		
Sx/D	2.700		
Sy/D	1.200		
Forza in direzione X			
Disposizione pali a forma rettangolare			
Numero pali in direzione X	2 (max 20)	Colonne	
Numero pali in direzione Y	3 (max 20)	Righe	
Resistenza del singolo palo secondo Broms	kN		
Calcolo			
Efficienza media	0.291		



Per pali affiancati:

$$e = 0.64 \left(\frac{s}{b} \right)^{0.34} \quad \text{for } 1 \leq \frac{s}{b} \leq 3.75, e = 1.0, \frac{s}{b} \geq 3.75$$

Per pali in prima fila:

$$e = 0.7 \left(\frac{s}{b} \right)^{0.26} \quad \text{for } 1 \leq \frac{s}{b} \leq 4.0, e = 1.0, \frac{s}{b} \geq 4.0$$

Per pali in file susseguenti:

$$e = 0.48 \left(\frac{s}{b} \right)^{0.38} \quad \text{for } 1 \leq \frac{s}{b} \leq 7.0, e = 1.0, \frac{s}{b} \geq 7.0$$

Tramite il coefficiente di efficienza media $e = 0.291$ si riduce la rigidezza orizzontale media delle molle elastiche. I risultati sono stati sintetizzati nella seguente tabella:

profondità (m)	Kw (kN/m)	eff. media	Kw,eff (kN/m)
0.5	450	0.291	130.95
1	900	0.291	261.9
1.5	1350	0.291	392.85
2	1800	0.291	523.8
2.5	2250	0.291	654.75
3	2700	0.291	785.7
3.5	3150	0.291	916.65
4	3600	0.291	1047.6
4.5	4050	0.291	1178.55
5	4500	0.291	1309.5
5.5	4950	0.291	1440.45
6	5400	0.291	1571.4

4.2 Modellazione dell'iterazione verticale terreno-palo

Per quanto riguarda la rigidezza assiale, si è optato ad introdurre un vincolo elastico verticale posto alla base del micropalo. Il valore è stato stimato tramite l'approccio Polous&Davis, considerato per un singolo palo sospeso, in ipotesi di linearità elastica.

Il modulo del terreno è ipotizzato omogeneo lungo tutta la profondità considerata.

Per la quantificazione del carico assiale agente su un singolo micropalo, si rimanda al **punto 5.3** della presente relazione.

Polous & Davies			
a) Palo sospeso			
$E_s =$	10	[MPa]	modulo del terreno ipotizzato omogeneo
$d =$	0.25	[m]	diametro del palo
$L =$	6	[m]	lunghezza del palo
$L/d =$	24		
$P =$	42	[kN]	forza assiale in singolo palo
$I =$	$I_0 \cdot R_K \cdot R_h \cdot R_v =$	0.0709	
$I_0 =$	0.075		coeff. di influenza $v = 0.5$
$R_K =$	1.05		corrett. compressibilità palo
$R_h =$	1		corrett. base terr. rigido
$R_v =$	0.9		corrett. coeff. di Poisson
$K \approx$	6000		rigidezza di un palo
$h =$	-	[m]	profondità di base rigida
$\rho =$	$P \cdot I / E_s \cdot d =$	0.0012	[m] cedimento di un singolo palo
$K_w =$	$P / \rho =$	35273	[kN/m] rigidezza alla base del palo

$K_w = 35000$ kN/m valore di rigidezza assiale assunto nel modello di calcolo.

5 CALCOLO DELLE SOLLECITAZIONI ALLA BASE DELLA BARRIERA FONOASSORBENTE

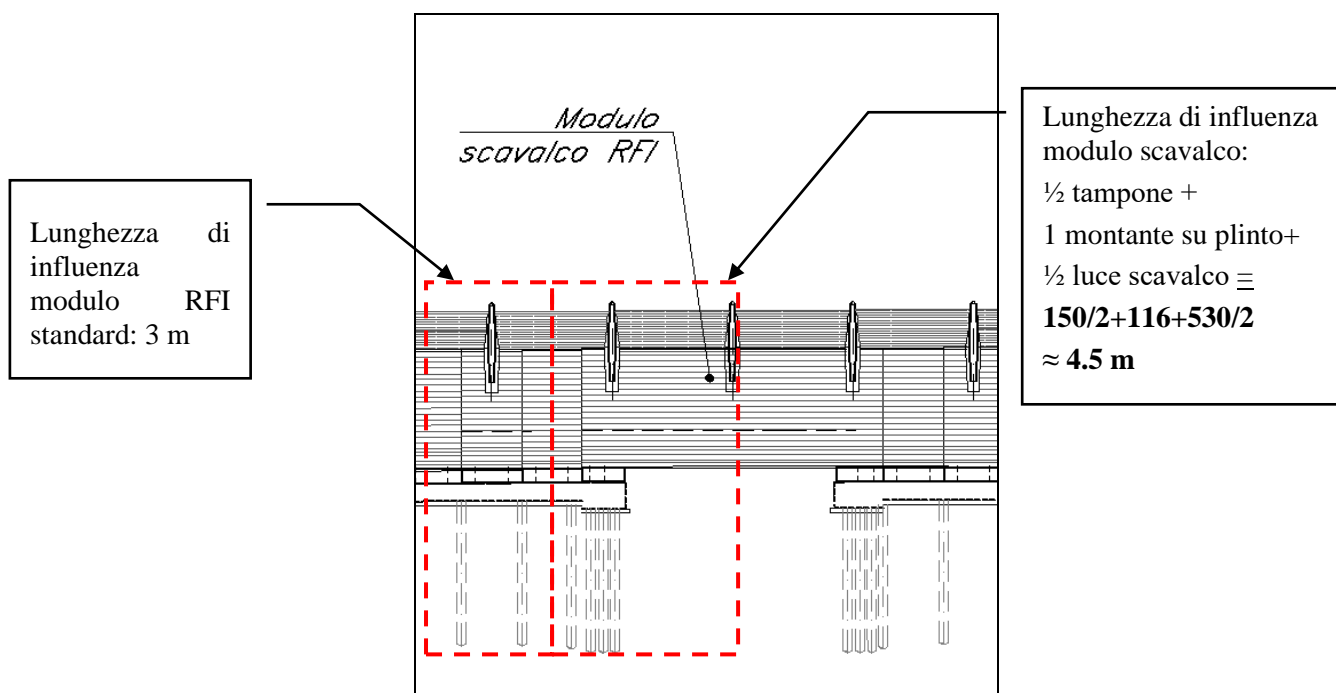
In questo capitolo si descrivono i passaggi effettuati per ottenere le sollecitazioni che la barriera fonoassorbente tipo “RFI” trasferisce alla fondazione del modulo di scavalco.

5.1 Analisi dei carichi della barriera – Modulo BS 125-750

5.1.1 Peso proprio

In questa condizione di carico si considerano i pesi degli elementi strutturali in acciaio e calcestruzzo.


Per quanto riguarda la tipologia “RFI”, la barriera presenta moduli in calcestruzzo di altezza pari a circa 3 m e di lunghezza 1.5 m, collegati con tirafondi alla fondazione. I moduli in calcestruzzo presentano alternativamente un montante della barriera fonoassorbente disposto ad interasse 3 metri.



Il peso proprio della tipologia “RFI” è ricavato dalla tabella degli scarichi elementari per la barriera H7 con velocità del convoglio $V \leq 200$ km/h:

H7 - V200						
Combinazione	F1 = V (x)	F2 = W (y)	F3 = N (z)	M1 (x, yz)	M2 (y, xz)	M3 (z, xy)
	kN	kN	kN	kNmm	kNmm	kNmm
DEAD	0.00	0.00	-45.70	0.00	4658.63	0.00

Si noti che, i carichi dead riportati in figura sono riferiti ad una lunghezza di 1.5 m di barriera prefabbricata.

 ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	PROGETTO DEFINITIVO RADDOPPIO PONTE S. PIETRO – BERGAMO – MONTELLO APPALTO 2: PRG PONTE SAN PIETRO E RADDOPPIO DELLA LINEA DA CURNO A BERGAMO					
	RELAZIONE DI CALCOLO OPERA DI SCAVALCO SOTTOSERVIZI – RFI BS 125 – 750 RELAZIONE DI CALCOLO	COMMESSA NB1R	LOTTO 02	CODIFICA D 26 CL	DOCUMENTO R10000 005	REV. A

Il peso dei pannelli fonoassorbenti in condizione bagnata sono a loro volta desunti dalla medesima tabella:

H7 - V200						
Combinazione	F1 = V (x)	F2 = W (y)	F3 = N (z)	M1 (x, yz)	M2 (y, xz)	M3 (z, xy)
	kN	kN	kN	kNmm	kNmm	kNmm
P100	0.00	0.00	-12.15	0.00	11323.71	0.00

Si noti che, i carichi P100 sono riferiti ad una lunghezza di 3.0 m di pannello.

Pertanto, i carichi di seguito riportati dovranno essere moltiplicati in modo tale da considerare la lunghezza di influenza di 4.50 m, sulla base della quale sarà svolto il calcolo delle sollecitazioni e verificato il modulo di scavalco.

5.1.2 Azione del vento

Si considera un caso limite di massima pressione esercitabile con massima altezza della barriera sopra un rilevato.

La pressione del vento è data dalla seguente espressione (D.M.2018, §3.3.4):

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

dove:

q_r = pressione cinetica di riferimento (§ 3.3.6);

c_e = coefficiente di esposizione (§ 3.3.7);

c_d = coefficiente dinamico (§ 3.3.8);

c_p = coefficiente di forma o coefficiente aerodinamico.

La pressione cinetica di riferimento q_b è definita:

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

dove:

ρ = densità dell'aria assunta convenzionalmente pari a 1.25 kg/m³;

v_b = velocità di riferimento del vento (in m/s).

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

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

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

Linea San Pietro-Bergamo ricade in zona 1 e pertanto si ottiene:

$$v_{b,0} = 25 \text{ m/s}$$

$$a_0 = 1000 \text{ m}$$

$$v_b = v_{b,0} = 25 \text{ m/s}$$

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

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

dove:

T_R = tempo di ritorno;

α_R = coefficiente moltiplicativo (fig. C3.3.1, formula C3.3.2);

v_b = velocità di riferimento del vento associata ad un periodo di ritorno di 50 anni.

Si considera un tempo di ritorno pari a 50 anni, per il quale $\alpha_R = 1$ e quindi $v_b(T_R) = v_b = 25 \text{ m/s}$.

Si ottiene pertanto la pressione cinetica di riferimento q_b :

$$q_b = 0.5 \times 1.25 \times 25^2 = 391 \text{ N/m}^2$$

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

Esso viene calcolato mediante le espressioni di seguito:

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

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

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

Tab. 3.3.II - Parametri per la definizione del coefficiente di esposizione

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

Il coefficiente di topografia c_t viene assunto pari a 1.0 (§ 3.3.7).

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

Tab. 3.3.III - Classi di rugosità del terreno

Classe di rugosità del terreno	Descrizione
A	Aree urbane in cui almeno il 15% della superficie sia coperto da edifici la cui altezza media superi i 15 m
B	Aree urbane (non di classe A), suburbane, industriali e boschive
C	Aree con ostacoli diffusi (alberi, case, muri, recinzioni,...); aree con rugosità non riconducibile alle classi A, B, D
D	a) Mare e relativa fascia costiera (entro 2 km dalla costa); b) Lago (con larghezza massima pari ad almeno 1 km) e relativa fascia costiera (entro 1 km dalla costa) c) Aree prive di ostacoli o con al più rari ostacoli isolati (aperta campagna, aeroporti, aree agricole, pascoli, zone paludose o sabbiose, superfici innevate o ghiacciate, ...)

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

In zona 1, con classe di rugosità B ad oltre 30km dalla costa si ottiene pertanto la categoria di esposizione del sito IV (figura 3.3.2):

ZONE 1,2,3,4,5						
	costa		500m	750m		
	2 km	10 km	30 km			
A	--	IV	IV	V	V	V
B	--	III	III	IV	IV	IV
C	--	*	III	III	IV	IV
D	I	II	II	II	III	**
* Categoria II in zona 1,2,3,4 Categoria III in zona 5						
** Categoria III in zona 2,3,4,5 Categoria IV in zona 1						

Riassumendo:

classe di rugosità del terreno B;

categoria di esposizione IV:

$$k_r = 0.22$$

$$z_0 = 0.30 \text{ m}$$

$$z_{\min} = 8.0 \text{ m}$$

Per il calcolo dell'azione del vento sulla struttura si considera come altezza di riferimento z l'altezza massima della costruzione sopra il piano di campagna. Per quanto riguarda la tipologia "RFI" si considera l'altezza della barriera come distanza tra la base dello zoccolo in cemento armato e la sua sommità, pari a 5.46 m circa (corrispondente alla barriera H3V). Inoltre, nel caso peggiore al di sotto della barriera è presente un rilevato di altezza massima 3.0 metri. Si ottiene quindi:

$$z_{\text{RFI}} = 5.46 + 3.0 = 8.46 \text{ m}$$

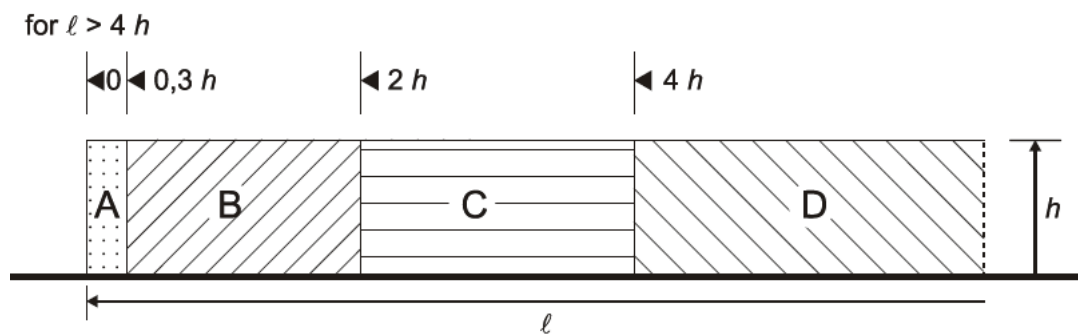
In funzione di z si calcola il coefficiente di esposizione:

$$c_{e,\text{RFI}}(z) = c_e(8.46 \text{ m}) = 1.67$$

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

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

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



Le barriere antirumore, sviluppandosi lungo i binari, avranno uno schema riconducibile alla zona D, visto che l'altezza massima (h) di queste risulta essere in ogni caso minore dello sviluppo planimetrico (l) (è sempre verificata la condizione $l > 4h$).

Per le barriere antirumore, che presentano una superficie solida continua senza aperture, ad eccezione degli accessi situati ogni 250 m, si considera un coefficiente di solidità unitario. Per una superficie riconducibile alla zona D, priva di angoli e con rapporto elevato di l/h , secondo la tabella 7.9 si ottiene un coefficiente di pressione netta $c_{p,\text{net}}$ pari a 1.2.

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

Solidità	Zona		A	B	C	D
$\varphi = 1$	Senza angoli di ritorno	$\angle / h \leq 3$	2,3	1,4	1,2	1,2
		$\angle / h = 5$	2,9	1,8	1,4	1,2
		$\angle / h \geq 10$	3,4	2,1	1,7	1,2
	Con angoli di ritorno di lunghezza $\geq h^a$		2,1	1,8	1,4	1,2
$\varphi = 0,8$			1,2	1,2	1,2	1,2
a) Per angoli di ritorno aventi lunghezza compresa tra 0,0 e h si può impiegare l'interpolazione lineare.						

La pressione del vento risulta a questo punto:

$$p_{v,RFI} = q_b \times c_e \times c_d \times c_p = 0.391 \times 1.67 \times 1.0 \times 1.2 = 0.784 \text{ kN/m}^2$$

Tale azione deve essere associata all'azione aerodinamica dovuta al traffico ferroviario. A causa di questo, la pressione del vento viene ricalcolata e risulta:

$$p_v = 0.95 \text{ kN/m}^2$$

Si veda a questo proposito il capitolo successivo.

5.1.3 Azione aerodinamica dovuta al traffico ferroviario

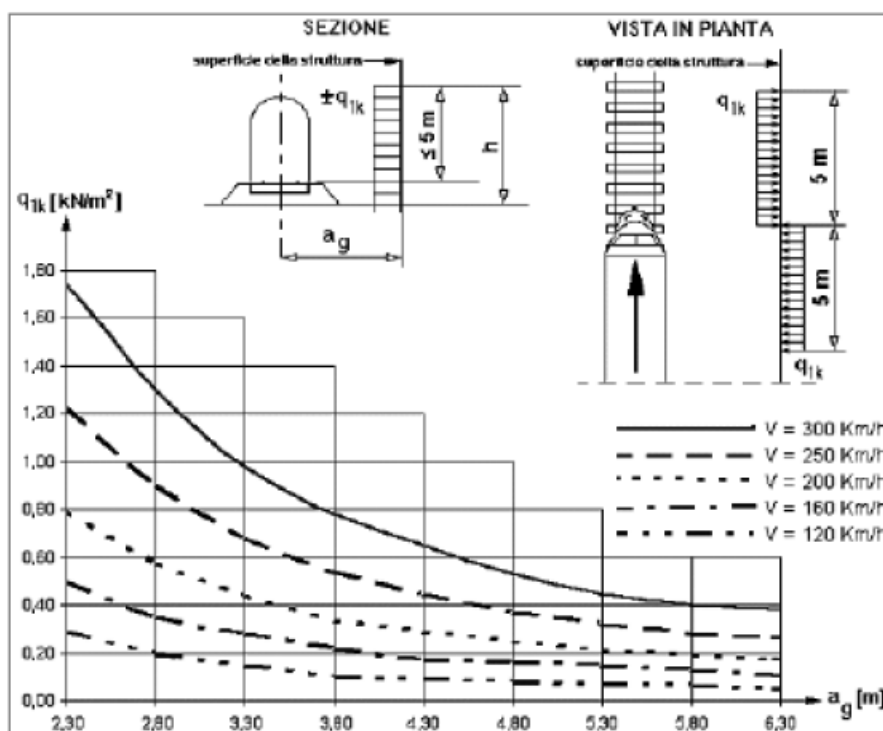
Si considerano inoltre gli effetti aerodinamici associati al passaggio dei convogli ferroviari secondo quanto contenuto nel D.M.2018 paragrafo 5.2.2.6 e quanto previsto nella “Specificazione per la progettazione e l’esecuzione dei ponti ferroviari e di altre opere minori sotto binario” (RFI DTC INC PO SP IFS 001 A). Si fa riferimento al caso di superfici multiple a fianco del binario sia verticali che orizzontali o inclinate (§5.2.2.6.4 NTC2018).

Il valore $\pm q_{1k}$ agente ortogonalmente alla superficie della barriera, viene valutato adottando una distanza fittizia a_g dal binario.

Si considerano le seguenti condizioni di base:

- velocità massima del convoglio ferroviario: pur trattandosi di linea a 100 km/h, si assume $V_{max}=200$ km/h
- distanza minima dall’asse del binario più vicino per tipologia “RFI”: $a_g = 2.78$ m circa (a favore di sicurezza)

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



Per la velocità della linea in oggetto (cautelativamente $V = 200$ km/h), si assume $q_{1k} = 0.55$ kN/m².

Tale azione deve essere cumulata con l’azione del vento in direzione perpendicolare all’asse del binario, tenendo conto che il D.M.2018 al paragrafo 5.2.3.2.2 afferma che in ogni caso l’azione risultante dalla somma dell’azione del vento con le azioni aerodinamiche deve essere maggiore di un valore minimo, funzione della velocità della linea e comunque di 1.5 kN/m² sia nelle verifiche agli SLE (combinazione caratteristica), che nella verifica agli SLU con $\gamma_Q=1,00$ e $\gamma_{Qi}=1,00$. Secondo il documento RFI DTC INC PO SP IFS 001 A, il valore minimo della combinazione del vento e dell’azione aerodinamica si assume pari a 1.5 kN/m² per linee percorse a velocità $V \leq 200$ km/h.

Pertanto si calcola:

$$p_{\text{tot,RFI}} = p_{v,\text{RFI}} + q_{1k} = 0.784 + 0.55 = 1.33 \text{ kN/m}^2 < 1.5 \text{ kN/m}^2$$

Tale valore risulta minore di 1.5 kN/m^2 , per cui la pressione del vento viene ricalcolata come segue:

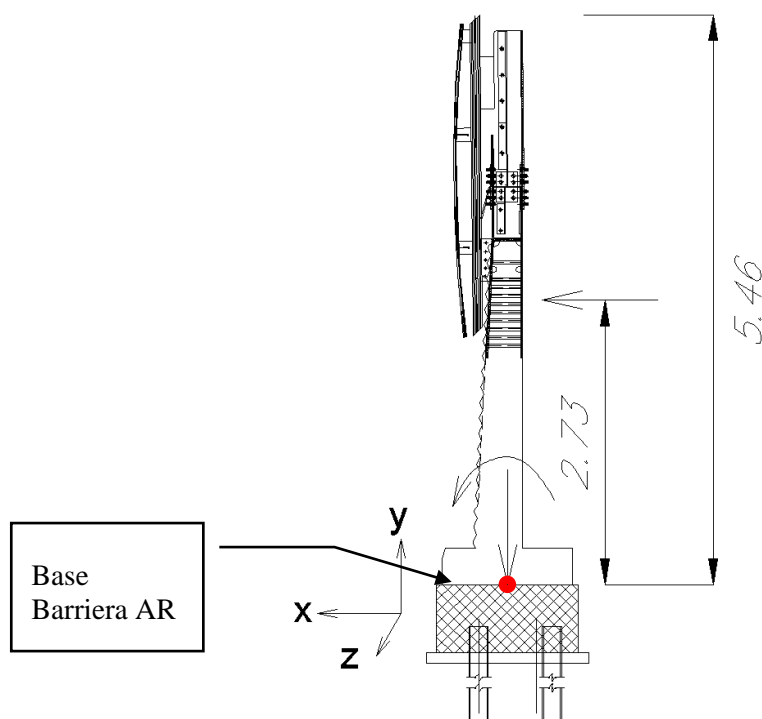
$$p_v = 1.5 - 0.55 = 0.95 \text{ kN/m}^2$$

5.1.4 Azione sismica

Il sisma determina per i pesi propri e per i pesi delle pannellature sollecitazioni inferiori a quelle del vento associato alla sovrappressione dovuta al traffico ferroviario. In ogni caso il sisma non andrebbe combinato con l'azione del vento. Le verifiche si conducono pertanto tralasciando l'azione sismica.

5.2 Sollecitazioni alla base – Modulo BS 125-750

Le sollecitazioni di calcolo nel punto medio della barriera indicato in colore rosso in figura, per una profondità di calcolo di 4.5 m, sono le seguenti:



CARICHI NEL PUNTO INDICATO DELLA BARRIERA (senza eccentricita)						
CARICHI	F _x (kN)	F _y (kN)	F _z (kN)	M _x (kNm)	M _y (kNm)	M _z (kNm)
Dead barriera	0.00	-137.10	0.00	0.00	0.00	-13.98
P100 pannelli	0.00	-18.23	0.00	0.00	0.00	-16.99
Vento (+X)	23.34	0.00	0.00	0.00	0.00	63.72
Vento (-X)	-23.34	0.00	0.00	0.00	0.00	-63.72
V200_D (+X)	13.51	0.00	0.00	0.00	0.00	36.89
V200_D (-X)	-13.51	0.00	0.00	0.00	0.00	-36.89

Dove:

- I carichi della tabella di sopra sono calcolati per una lunghezza di 4.50 metri in direzione Z
- Dead barriera: è il peso proprio della barriera tipo H7 (considerato cautelativamente);
- P100 pannelli: è il peso proprio dei pannelli fonoassorbenti in condizioni bagnate;
- Vento (+X): è l'azione del vento in direzione perpendicolare alla barriera nel caso di pressione;

- Vento (-X): è l'azione del vento in direzione perpendicolare alla barriera nel caso di depressione;

- V200_D (+X): è l'azione aerodinamica dovuta al traffico ferroviario in direzione perpendicolare ed in condizione di depressione sulla barriera (che sarà combinato insieme alla condizione di carico Vento (+X));

- V200_D (-X): è l'azione aerodinamica dovuta al traffico ferroviario in direzione perpendicolare ed in condizione di pressione sulla barriera (che sarà combinato insieme alla condizione di carico Vento (-X));

con X asse perpendicolare alla barriera, Z asse longitudinale alla stessa e Y asse verticale.

I carichi dei pannelli G1 e P100 appartengono alla condizione di carico peso proprio. Le altre condizioni di carico sono le risultanti dai sovraccarichi sulle pareti acustiche, tenendo conto dell'eccentricità tra il punto di applicazione del carico e l'estradosso della fondazione:

CARICHI NEL PUNTO INDICATO DELLA BARRIERA						
CARICHI	F _x (kN)	F _y (kN)	F _z (kN)	M _x (kNm)	M _y (kNm)	M _z (kNm)
G1	0.00	-177.90	0.00	0.00	0.00	-13.98
P100 pannelli	0.00	-18.23	0.00	0.00	0.00	-16.99
Vento (+X)	23.34	0.00	0.00	0.00	0.00	78.89
Vento (-X)	-23.34	0.00	0.00	0.00	0.00	-78.89
V200_D (+X)	13.51	0.00	0.00	0.00	0.00	45.68
V200_D (-X)	-13.51	0.00	0.00	0.00	0.00	-45.68

A questi carichi è stato aggiunto il peso proprio della fondazione in cemento armato.

5.3 Sollecitazioni alla base di singolo micropalo

Il carico assiale su un singolo micropalo, considerato nel per il calcolo della interazione assiale terreno/palo effettuata nel **punto 4.2** è stato calcolato nel modo seguente:

NOTA: I momenti flettenti, dovuti ai carichi permanenti, essendo di valori relativamente piccoli, sono stati trascurati.

Carichi permanenti G1+P100 = 177.9+18.23 = 196.13 kN

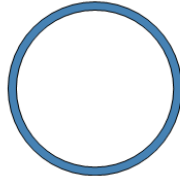
Carico permanente, agente su un singolo micropalo:

$G_{1,MP} = 196.13/6 = 32.7$ kN

Peso proprio di un singolo micropalo:

- Peso proprio di tubo Ø168.3x8

168.3 x 8 warmgefertigt	
d	168.3 mm
t	8 mm



A	40.29	cm ²	I	1297	cm ⁴
G	31.63	kg/m	i	5.675	cm
g_k	0.3163	kN/m	W	154.2	cm ³
U	0.5287	m ² /m	S	102.9	cm ³
d / t	21		W_{pl}	205.7	cm ³

I_T	2595	cm ⁴
W_T	308.3	cm ³

$$G_{\text{Ø168.3x8}} = 0.31 \text{ kN/m'}$$

- Peso proprio della sezione in c.a.

$$G_{\text{c.a.}} \approx \pi \times R^2 \times \rho_c = 1.2 \text{ kN/m'}$$

$$g_{2,\text{MP}} = 0.31 + 1.2 = 1.51 \text{ kN/m'}$$

per una lunghezza effettiva di 6m si ha, dunque:

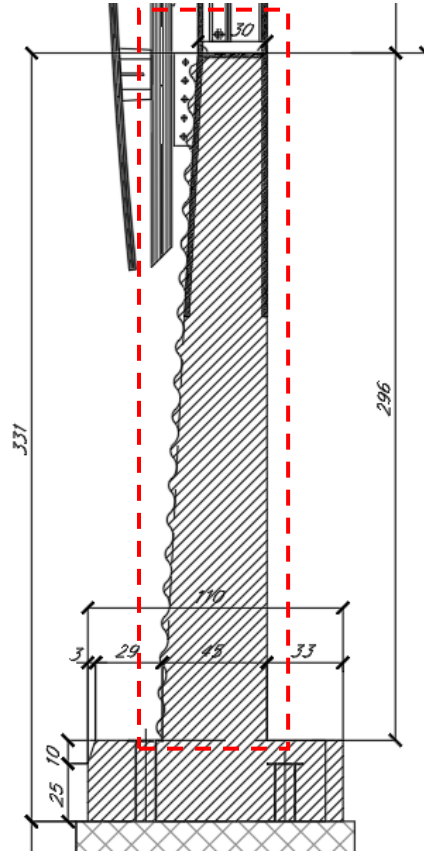
$$G_{2,\text{MP}} = (0.31 + 1.2) \times 6 = 9.1 \text{ kN}$$

Il carico P, calcolato alla base di un singolo palo è:

$$P = G_{1,\text{MP}} + G_{2,\text{MP}} = 32.7 + 9.1 = 41.8 \approx \mathbf{42 \text{ kN}}$$

6 VERIFICA TRAVE PARETE

Nel presente capitolo viene dimensionata e verificata la trave parete mostrata in figura:



Viene quindi considerata una sezione in cemento avente le seguenti dimensioni cautelativamente ridotte:

$$b = 0.3 \text{ m}$$

$$h = 2.7 \text{ m}$$

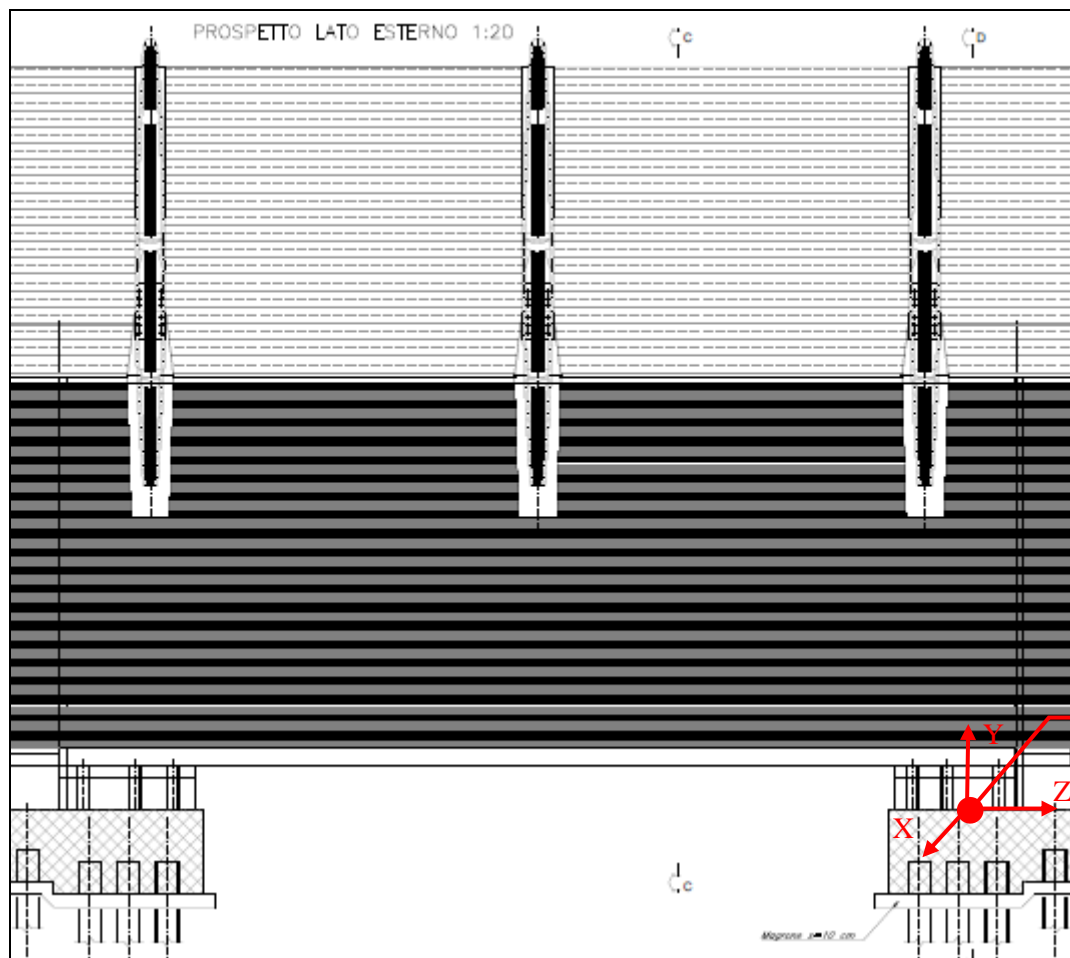
Poiché tale elemento strutturale risulta di uguali caratteristiche geometriche per tutte le tipologie di barriere antirumore con qualunque altezza dei montanti, a favore di sicurezza la verifica viene svolta considerando unicamente i carichi derivanti dalla condizione peggiore, con i montanti di altezza massima 5.46 (H3V).

Il dimensionamento ivi riportato è stato effettuato per lo scavalco di luce maggiore (5.30m). Il calcolo è valido, dunque, per tutte le tipologie di scavalco lungo la linea ferroviaria.

6.1 Analisi delle sollecitazioni

Si riportano di seguito le sollecitazioni di taglio e momento torcente considerate nei calcoli.

Lo schema statico è da trave semplice, con appoggi eccentrici, spostati all'estremità della sezione della sezione anziché il baricentro:



Punto di lettura sollecitazioni in riferimento alla tabella sottostante

Combinazioni	Fx(kN)	Fy(kN)	Mz(kNm)
STR1	0.00	-264.78	-41.81
STR2	35.14	-264.78	76.95
STR3	-35.14	-264.78	-160.57
STR4	25.55	-264.78	44.56
STR5	-25.55	-264.78	-128.18

Taglio in direzione trasversale

Taglio in direzione longitudinale

Momento torcente

Per quanto riguarda i due momenti flettenti (M_x e M_y) essi vengono calcolati come segue:

$$M_x = \frac{q_y l^2}{8}$$

con:

$$q_y = \frac{\sum F_y * 1.35}{4.50} \quad q_y = \frac{\sum F_y * 1.35}{4.50}$$

dove F_y sono le forze verticali riportate al § 5.2.

$$M_z = \frac{q_x l^2}{8}$$

con:

$$q_x = \frac{\sum F_x * 1.35}{4.50}$$

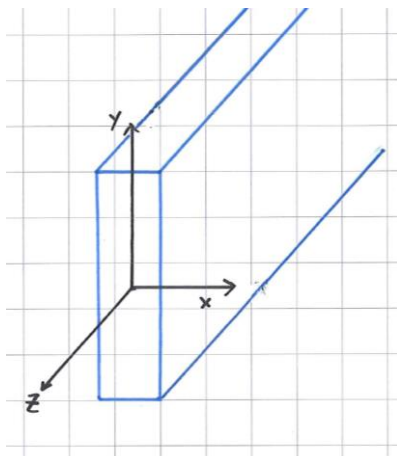
dove F_x sono le forze orizzontali dovute al vento (situazione peggiore) riportate al §5.2.

$l \rightarrow$ è la luce netta libera dello scavalco, assunta pari a 6.4 m.

Momento Mx		Momento My	
	Fy		Fx
Dead barriera	137.10 [kN]	Vento (+X)	28.26 [kN]
P100 pannelli	18.23 [kN]	V200_D (+X)	8.60 [kN]
$L_{carichi}$	4.5 [m]	$L_{carichi}$	4.5 [m]
q	34.52 [kN/m']	q	8.19 [kN/m']
$L_{scavalco}$	6.4 [m]	$L_{scavalco}$	6.4 [m]
Mx	238.59 [kNm]	My	62.90 [kNm]

6.2 Sollecitazioni di calcolo

Si riporta una tabella riassuntiva con le sollecitazioni utilizzate nelle seguenti verifiche, seguendo il sistema di riferimento mostrato



Tagli		Torsione	Momenti flettenti	
Fx	Fy	Mz	Mx	My
[kN]	[kN]	[kNm]	[kNm]	[kNm]
21.70	91.47	59.25	238.59	62.90

dove:

Fx – massima forza di taglio, dovuta a carichi variabili, all’estradosso della fondazione (connessione muro-plinto)

Fy – massima forza di taglio dovuta a carichi permanenti, all’estradosso della fondazione (connessione muro-plinto)

Mz – momento torsionale dovuto al carico variabile e all’eccentricità tra il punto di appoggio e quello dell’applicazione del carico

Mx , My – momenti flettenti attorno all’asse pertinenti

6.3 VERIFICHE STRUTTURALI

6.3.1 Verifica a flessione deviata- sezione mezzeria

Di seguito si riportano i valori dei momenti resistenti calcolati mediante il programma RC-SEC per la trave parete. Essa risulta verificata nei confronti dei momenti flettenti massimi derivanti dall'involuppo delle combinazioni di carico.

Geometria sezione:

b = 30 cm

h = 270 cm

4 Ø26 barre – uno per angolo della sezione

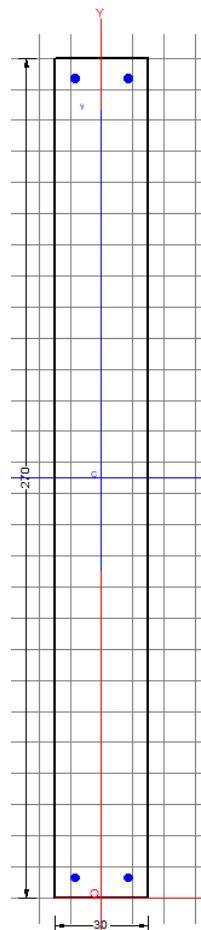
24 Ø16 barre gli altri sono posti a uguale distanza, tra le barre negli angoli (ogni 20 cm)

staffe Ø12/20 cm

copriferro netto 40 mm,

copriferro di calcolo $40+12+26/2 = 65$ mm

- Verifica nei confronti dei momenti massimi (M_x)



Sul lato inferiore e superiore del muro ci sono 2Ø26, che sono considerati nei calcoli di flessione sull'asse forte .

GENERAL DATA OF PREDEFINED RC CROSS-SECTION

Section Name: bending_str_axis.secEC

Section description:

Reference code: EN 1992-1-1 [EC2] Italian Annex
 Exposure Class: XC2 - Carbonation (long-term water contact/foundations)
 Structural member of belonging: Beam
 Section type: Predefined section
 Cross-section shape: Rectangular
 Stress path: Constant ratio M/N to achieve bending ULS
 Reference of assigned forces: Principal axes x,y of inertia
 Section's position in the member: In critical region

MATERIALS DATA

CONCRETE -	Class:	C25/30
	Design compressive strength fcd:	14.2 MPa
	Shear reduced compressive strength v1*fcd:	7.1 MPa (6.9)EC2
	Coeff. Crd,c:	0.1200 § 6.2.2(1) EC2
	Coeff. K1:	0.1500 § 6.2.2(1) EC2
	Coeff. v min:	0.0102 Mpa (§ 6.2.2(1) EC2)
	Strain at max strength ec2:	0.0020
	Ultimate strain ecu:	0.0035
	Compression diagram stress-strain:	Parabola-Rectangle
	Mean elastic modulus Ecm:	31475.8 MPa
	Mean tensile strength fctm:	2.6 MPa
	Es/Ec in SLS combination:	15.00
	Stress limit Characteristic SLS:	15.0 MPa
	STEEL -	Longitudinal Bars and Stirrups:
Characteristic yield stress fyk:		450.0 MPa
Tensile strength ftk:		480.0 MPa
Design yield stress fyd:		391.3 MPa
Design strength ftd:		391.3 MPa
Design ultimate strain esu:		0.023
Mean elastic modulus Es:		200000.0 MPa
SLS Charact. - Ss Limit:	360.00 MPa	

GEOMETRIC AND REINFORCEMENT DATA

Width:	30.0	cm
Depth:	270.0	cm
Bottom bars:	2Ø26	(10.6 cm ²)
Top bars:	2Ø26	(10.6 cm ²)
Low Cover (from centroid of bar):	6.5	cm
Top Cover (from centroid of bar):	6.5	cm
Web Cover (from centroid of bar):	6.5	cm

ULTIMATE LIMIT STATE - DESIGN INTERNAL FORCES ASSIGNED FOR EACH COMBINATION

N	Design axial force [kN] applied in the concrete centroidal point (+ if compressive)
Mx	Design moment force [kNm] around the x axis with positive direction if such as to compress the upper edge of the section
VY	Design shear [kN] in a direction parallel to the axis Y
T	Design torsional Moment [kN m]

Comb.N.	N	Mx	Vy	MT
1	0.00	238.59	0.00	0.00

SERVICEABILITY LIMIT STATE - CHARACTERISTIC COMB. - ASSIGNED INTERNAL FORCES FOR EACH COMBINATION

N Axial force [kN] applied in the concrete centroidal (+ if compressive)
Mx Moment force [kNm] around x axis
with positive direction if such as to compress the upper edge of the section

Comb.N.	N	Mx
1	0.00	176.74

CHECKS RESULTS

Min edge cover of longitudinal bars: 5.2 cm
Min edge distance between longitudinal bars: 14.4 cm
Min edge cover of stirrups: 4.0 cm

ULTIMATE LIMIT STATE - CHECKS FOR BENDING AND AXIAL FORCE

Check Result of check
N Design axial force applied in the concrete centroid [kN] (+ if compressive)
Mx Design bending moment force [kNm] around x axis of reference
N ult Axial capacity [kN] of section (+ if compressive)
Mx ult Bending moment capacity [kNm] around x axis of reference
S.F. Safety factor = vectorial ratio of (N ult,Mx ult) to (N,Mx). Check OK if such ratio is ≥ 1.0
Yneutral Ordinate Y [cm] of neutral axis in the reference system
Mx sn. Yielding bending moment [kNm]
x/d Ratio of the depth of neutral axis to the effective depth of the section
D Ratio of redistributed moment to the elastic moment in continuous beams [(5.10)EC2]
As Tension Area bars in tension zone [cm²] (beam). [Between brackets is shown the min. area from eq.(9.1N) EC2]

Comb.N.	Check	N	Mx	N ult	Mx ult	S.F.	Yn	M sn	x/d	D	As Tension
1	OK	0.00	238.59	-0.07	998.98	4.187	256.8	1033.03	0.050	0.70	10.6

ULTIMATE LIMIT STATE - STRAINS AT ULTIMATE STATE

ec max Ultimate compressive strain in concrete
ec* Strain in the concrete fiber at ec2/ecu of depth (if ec*>0 then the section is all compressed)
Yc max Ordinate in [cm] of the fiber corresponding to ec max
es max Max strain in steel bars (+ if compressive)
Ys max Ordinate [cm] of the bar corresponding to es max
es min Min strain in steel bars (+ if compressive)
Ys min Ordinate [cm] of the bar corresponding to es min

Comb.N.	ec max	ec *	Yc max	es max	Ys max	es min	Ys min
1	0.00119	-0.00921	270.0	0.00060	263.5	-0.02250	6.5

SLS CHARACTERISTIC COMBINATIONS - STRESS LIMITATION [§ 7.2 EC2]

Check Result of Check
Sc max Max compressive stress (+) in concrete [Mpa]
Yc max y-coordinate [cm] of concrete fiber corresponding to Sc max (reference X,Y,O)
Sc min Min compression stress (+) in concrete [Mpa]
Yc min y-coordinate [cm] of concrete fiber corresponding to Sc min (reference X,Y,O)
Ss min Min tension stress (-) of steel bars [Mpa]
Ys min y-coordinate [cm] of centroid bar corresponding to Ss min (reference X,Y,O)
hc eff. Concrete depth [cm] in concrete tension area surrounding tension steel bars
Ac eff Effective tension area [cm²] that is the area of concrete surrounding the tension reinforcement (for crack width control)

As eff Area of tension steel bars [cm²] within Ac eff (for crack width control)
D bars Mean spacing [cm] of bonded reinforcement [eq.(7.11) §7.3.4(3)EC2]
(D bars = 0 indicates spacing > 5(c+O/2) and eq.(7.14) is pertinent)

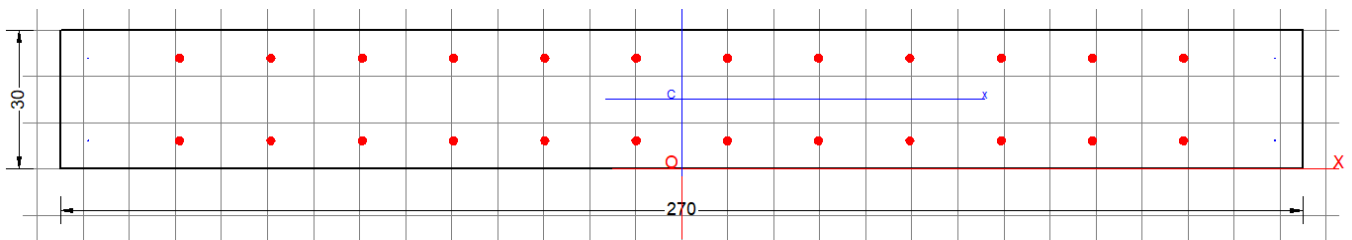
Comb.N.	Check	Sc max	Yc max	Sc min	Yc min	Ss min	Ys min	hc eff	Ac eff	As Eff	D bars
1	OK	0.89	270.0	0.00	225.8	-66.5	263.5	16.3	488	10.6	17.0

SLS CHARACTERISTIC COMBINATIONS - CRACK WIDTH [§ 7.3.4 EC2]

Check Result of check
e1 Greater concrete tensile strain (tension is -) within the entire section assessed in cracked section
e2 Lesser concrete tensile strain (tension is -) within the entire section assessed in cracked section
e3 Concrete tensile strain at the inner edge of the effective tension area
k1 = 0.8 high bond bars assigned [see eq.(7.11) EC2]
kt = 0.6 for charact. and frequent SLS; = 0.4 for quasi-perm. SLS (Factor dependent on the duration of the load [see eq.(7.9) EC2])
k2 = (e1 + e2)/(2*e1) [see eq.(7.13) EC2]
k3 = 3.400 Coeff. in eq. (7.11) EC2 according to national annex
k4 = 0.425 Coeff. in eq. (7.11) EC2 according to national annex
Ø | c Equivalent bar diameter [mm] cover [cm] to the tensile reinforcement [see eq.(7.11)(7.12) EC2]
r eff Geometrical ratio As eff/Ac eff [eq.(7.10) EC2]
e sm - e cm Difference between the mean strain of tensile steel and concrete under the relevant combination [eq.(7.8)]
Between brackets: Minimum value of eq.(7.9) = 0.6 Smax / Es
sr max Max final crack [mm] spacing
wk Calculated value [mm] of crack width = sr max*(e sm - e cm)[eq.(7.8)]. Limit value of wk is shown between brackets
M crack First cracking bending moment [kNm]

Comb.N.	Check	e1	e2	e3	k2	Ø c	r eff	e sm - e cm	sr max	wk	M crack
1	OK	-0.00034	0	-0.00032	0.964	26 5.2	0.022	0.000200 (0.00020)	568	0.113	1034.87

- Verifica nei confronti dei momenti massimi (My):



La trave parete presenta $\phi 12/200$ mm sia al lembo interno che esterno.

GENERAL DATA OF PREDEFINED RC CROSS-SECTION

Section Name: bending_waek_axis.secEC

Section description:
Reference code: EN 1992-1-1 [EC2] Italian Annex
Exposure Class: XC2 - Carbonation (long-term water contact/foundations)
Structural member of belonging: Beam (or slab) without stirrup [§6.2.1(4) EC2]
Section type: Predefined section
Cross-section shape: Rectangular
Stress path: Constant ratio M/N to achieve bending ULS
Reference of assigned forces: Principal axes x,y of inertia

MATERIALS DATA

CONCRETE - Class: C25/30
Design compressive strength fcd: 14.2 MPa
Shear reduced compressive strength v1*fcd: 7.1 MPa (6.9)EC2

Coeff. Crd,c:	0.1200	§ 6.2.2(1) EC2
Coeff. K1:	0.1500	§ 6.2.2(1) EC2
Coeff. v min:	0.0102	Mpa (§ 6.2.2(1) EC2)
Strain at max strength ec2:	0.0020	
Ultimate strain ecu:	0.0035	
Compression diagram stress-strain:	Parabola-Rectangle	
Mean elastic modulus Ecm:	31475.8	MPa
Mean tensile strength fctm:	2.6	MPa
Es/Ec in SLS combination:	15.00	
Stress limit Characteristic SLS:	15.0	MPa

STEEL -	Longitudinal Bars and Stirrups:	B450A	
	Characteristic yield stress fyk:	450.0	MPa
	Tensile strength ftk:	480.0	MPa
	Design yield stress fyd:	391.3	MPa
	Design strength ftd:	391.3	MPa
	Design ultimate strain esu:	0.023	
	Mean elastic modulus Es:	200000.0	MPa
	SLS Charact. - Ss Limit:	360.00	MPa

GEOMETRIC AND REINFORCEMENT DATA

Width:	270.0	cm
Depth:	30.0	cm
Bottom bars:	12Ø16	(20.2 cm ²)
Top bars:	12Ø16	(20.2 cm ²)
Low Cover (from centroid of bar):	6.1	cm
Top Cover (from centroid of bar):	6.1	cm
Web Cover (from centroid of bar):	6.1	cm

ULTIMATE LIMIT STATE - DESIGN INTERNAL FORCES ASSIGNED FOR EACH COMBINATION

N	Design axial force [kN] applied in the concrete centroidal point (+ if compressive)			
Mx	Design moment force [kNm] around the x axis with positive direction if such as to compress the upper edge of the section			
Vy	Design shear [kN] in a direction parallel to the axis Y			
T	Design torsional Moment [kN m]			
Comb.N.	N	Mx	Vy	MT
1	0.00	62.90	0.00	0.00

SERVICEABILITY LIMIT STATE - CHARACTERISTIC COMB. - ASSIGNED INTERNAL FORCES FOR EACH COMBINATION

N	Axial force [kN] applied in the concrete centroidal (+ if compressive)	
Mx	Moment force [kNm] around x axis with positive direction if such as to compress the upper edge of the section	
Comb.N.	N	Mx
1	0.00	62.90

CHECKS RESULTS

Checks of section OK for all assigned combinations

Min edge cover of longitudinal bars:	5.3	cm
Min edge distance between longitudinal bars:	16.2	cm
Min edge cover of stirrups:	5.3	cm

ULTIMATE LIMIT STATE - CHECKS FOR BENDING AND AXIAL FORCE

Check	Result of check
N	Design axial force applied in the concrete centroid [kN] (+ if compressive)

Mx	Design bending moment force [kNm] around x axis of reference
N ult	Axial capacity [kN] of section (+ if compressive)
Mx ult	Bending moment capacity [kNm] around x axis of reference
S.F.	Safety factor = vectorial ratio of (N ult, Mx ult) to (N, Mx). Check OK if such ratio is >=1.0
Yneutral	Ordinate Y [cm] of neutral axis in the reference system
Mx sn.	Yielding bending moment [kNm]
x/d	Ratio of the depth of neutral axis to the effective depth of the section
D	Ratio of redistributed moment to the elastic moment in continuous beams [(5.10)EC2]
As Tension	Area bars in tension zone [cm ²] (beam). [Between brackets is shown the min. area from eq.(9.1N) EC2]

As Tension Area bars in tension zone [cm²] (beam). [Between brackets is shown the min. area from eq.(9.1N) EC2]

1	OK	0.00	62.90	0.08	228.73	3.636	25.3	1033.03	---	---	---
---	----	------	-------	------	--------	-------	------	---------	-----	-----	-----

ULTIMATE LIMIT STATE - STRAINS AT ULTIMATE STATE

ec max	Ultimate compressive strain in concrete
ec*	Strain in the concrete fiber at ec ² /ecu of depth (if ec*>0 then the section is all compressed)
Yc max	Ordinate [cm] of the fiber corresponding to ec max
es max	Max strain in steel bars (+ if compressive)
Ys max	Ordinate [cm] of the bar corresponding to es max
es min	Min strain in steel bars (+ if compressive)
Ys min	Ordinate [cm] of the bar corresponding to es min

Comb.N.	ec max	ec *	Yc max	es max	Ys max	es min	Ys min
1	0.00350	-0.00608	30.0	-0.00104	23.9	-0.01431	6.1

SLS CHARACTERISTIC COMBINATIONS - STRESS LIMITATION [§ 7.2 EC2]

Check	Result of Check
Sc max	Max compressive stress (+) in concrete [Mpa]
Yc max	y-coordinate [cm] of concrete fiber corresponding to Sc max (reference X,Y,O)
Sc min	Min compression stress (+) in concrete [Mpa]
Yc min	y-coordinate [cm] of concrete fiber corresponding to Sc min (reference X,Y,O)
Ss min	Min tension stress (-) of steel bars [Mpa]
Ys min	y-coordinate [cm] of centroid bar corresponding to Ss min (reference X,Y,O)
hc eff.	Concrete depth [cm] in concrete tension area surrounding tension steel bars
Ac eff	Effective tension area [cm ²] that is the area of concrete surrounding the tension reinforcement (for crack width control)
As eff	Area of tension steel bars [cm ²] within Ac eff (for crack width control)
D bars	Mean spacing [cm] of bonded reinforcement [eq.(7.11) §7.3.4(3)EC2] (D bars = 0 indicates spacing > 5(c+O/2) and eq.(7.14) is pertinent)

Comb.N.	Check	Sc max	Yc max	Sc min	Yc min	Ss min	Ys min	hc eff	Ac eff	As Eff	D bars
1	OK	3.13	30.0	0.00	23.3	-120.7	23.9	7.8	2098	24.2	19.8

SLS CHARACTERISTIC COMBINATIONS - CRACK WIDTH [§ 7.3.4 EC2]

Check	Result of check
e1	Greater concrete tensile strain (tension is -) within the entire section assessed in cracked section
e2	Lesser concrete tensile strain (tension is -) within the entire section assessed in cracked section
e3	Concrete tensile strain at the inner edge of the effective tension area
k1	= 0.8 high bond bars assigned [see eq.(7.11) EC2]
kt	= 0.6 for charact. and frequent SLS; = 0.4 for quasi-perm. SLS (Factor dependent on the duration of the load [see eq.(7.9) EC2])
k2	= (e1 + e2)/(2*e1) [see eq.(7.13) EC2]
k3	= 3.400 Coeff. in eq. (7.11) EC2 according to national annex
k4	= 0.425 Coeff. in eq. (7.11) EC2 according to national annex
∅ c	Equivalent bar diameter [mm] cover [cm] to the tensile reinforcement [see eq.(7.11)(7.12) EC2]
r eff	Geometrical ratio As eff/Ac eff [eq.(7.10) EC2]
e sm - e cm	Difference between the mean strain of tensile steel and concrete under the relevant combination [eq.(7.8)] Between brackets: Minimum value of eq.(7.9) = 0.6 Smax / Es

sr max Max final crack [mm] spacing
 wk Calculated value [mm] of crack width = $sr \max \cdot (e_{sm} - e_{cm}) / [eq.(7.8)]$. Limit value of wk is shown between brackets
 M crack First cracking bending moment [kNm]

Comb.N.	Check	e1	e2	e3	k2	Ø c	r eff	e sm - e cm	sr max	wk	M crack
1	OK	-0.00082	0	-0.00054	0.833	16 5.3	0.012	0.000362 (0.00036)	567	0.200	113.71

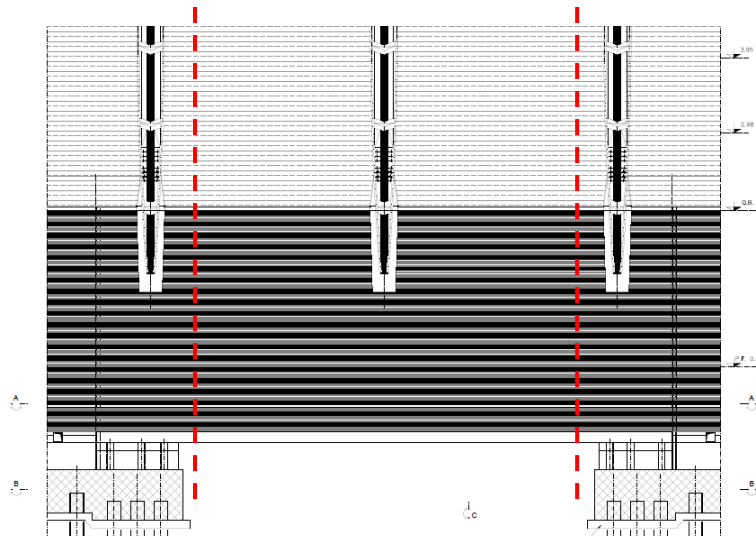
6.3.2 Verifica a torsione e taglio – sezione appoggi

- Verifica nei confronti del momento torsione e forze taglianti massimi (T + Vy):

Per la verifica a torsione e taglio si considerano 2Ø26 inferiori e 2Ø26 superiori longitudinali disposti ai vertici della sezione della trave parete e una staffa Ø12/200.

Le immagini seguenti evidenziano in giallo i ferri longitudinali predisposti per resistere alla torsione, sia per la sezione in mezzeria che per quella agli estremi della trave-parete:

La verifica viene condotta considerando l'effettiva sollecitazione di torsione agente nella sezione indicata:



ULTIMATE LIMIT STATE - DESIGN INTERNAL FORCES ASSIGNED FOR EACH COMBINATION

N Design axial force [kN] applied in the concrete centroidal point (+ if compressive)
 Mx Design moment force [kNm] around the x axis
 with positive direction if such as to compress the upper edge of the section
 Vy Design shear [kN] in a direction parallel to the axis Y
 T Design torsional Moment [kN m]

Comb.N.	N	Mx	Vy	MT
1	0.00	0.00	91.47	59.25

SHEAR-TORSION REINFORCEMENT (FOR THE ENVELOPE OF ALL ASSIGNED COMBINATIONS)

Stirrup diameter: 12 mm
 Stirrups spacing (pitch): 20.0 cm < Max distance for code = 39.0 cm

Number of branches of stirrup:	2		
Area stirrups/m:	11.3	cm ² /m	> Area stirr. strictly necessary for shear+torsion = 1.8cm ² /m
Shear reiforc.ratio Rw:	0.0038		> 0.0009 (min. ratio rule (9.5N)EC2-1)
Mean distance between branches:	20.4	cm	< Max dist.(9.8N)EC2 = 30.0 cm
Web bars for torsion:	18Ø10 (14.1 cm ²)		

ULTIMATE LIMIT STATE - SHEAR-TORSION CHECK

Check	Result of shear/torsion check
Ved	Design applied Shear Vy [kN] (uniaxial force)
Vrd,c	Shear resistance [kN] without shear reinforcement [§6.2.2 EC2]
Vrd,max	Shear resistance [kN] limited by crushing of concrete struts [eq.(6.9)EC2]
Vrd,s	Shear resistance [kN] sustained by yieldin of shear reinforcement [eq.(6.8)EC2]
Ted	Design value of the applied torsional moment [kNm]
Trd,max	Torsional resistance [kNm] limited by crushing of concrete struts
S.F.	Safety Factor = Ved/Vrd,max + Ted/Trd,max. Check OK if S.F. <= 1 [eq.(6.29)EC2]
z	Inner level arm [cm] of resistant cross section (§6.2.3(1) EC2)
bw	Minimum width [cm] of cross section parallel to neutral axis (§6.2.3(1) EC2)
Cot(Th)	Cot of angle Th between the concrete compression struts and the beam axis (§6.2.3(1) EC2)
Aw min	Minimum admissible area of stirrups [cm ² /m] [eq.(9.5N)EC2]
Ast	Area of stirrups/m strictly necessary for shear and torsion [cm ² /m]
Crd,c=0.120	Coeff. for shear resistance without shear reinforcement in eq.(6.2.a)EC2
k=1.276	Coeff. for shear resistance without shear reinforcement in eq.(6.2.a)EC2
v min =0.102	Coeff. for shear resistance without shear reinforcement in eq.(6.3N)EC2

Comb.N.	Check	Ved	Vrd,c	Vrd,max	Vrd,s	Ted	Trd,max	S.F.	z bw	Cot(Th)	Ast	ASt
1	OK	91.47	181.19	2538.47	1355.81	59.25	373.58	0.195	258.8 30.0	1.50	1.8	0.000 0.0

CHECK FOR TORSION

A k	The area enclosed by center lines of connecting walls (including inner hollow area) [cm ²]
u k	The perimeter of Ak [cm]
t eff	The effective thickness [cm]
A sw	Area/m of the transverse hoops used for torsion check only [cm ² /m]
A sl	Area of longitudinal bars wich is effective for torsion resistance only [cm ²]
Ted	Applied design torsion for the current combination [kNm]
Trsd	Bearing capacity in torsion [kNm] of the transverse reinforcement [kNm]
Trld	Bearing capacity in torsion [kNm] of long. reinforcement
Trd,c =	136.78 kNm Torsional cracking moment [see eq.(6.31) EC2]

Comb.N.	A k	u k	t eff	A sw	A sl	Ted	Trsd	Trld
1	4232	546	13.5	1.2	14.7	59.25	59.25	63.10

- Verifica nei confronti dei forzi taglianti massimi (Vx):

ULTIMATE LIMIT STATE - DESIGN INTERNAL FORCES ASSIGNED FOR EACH COMBINATION

N	Design axial force [kN] applied in the concrete centroidal point (+ if compressive)
Mx	Design moment force [kNm] around the x axis with positive direction if such as to compress the upper edge of the section
VY	Design shear [kN] in a direction parallel to the axis Y
T	Design torsional Moment [kN m]

Comb.N.	N	Mx	Vy	MT
1	0.00	0.00	21.70	0.00

ULTIMATE LIMIT STATE - SHEAR CHECKS WITH NO TRANSVERSE REINFORCEMENT (§ 6.2.2 EC2)

Check	Result of check
Ved	Design value [daN] of applied shear force Vy (uniaxial shear)
Vwct	Design shear resistance [kN] without shear reinforcement [eq.(6.2)EC2]
d	Effective depth of section [cm]

RELAZIONE DI CALCOLO OPERA DI SCAVALCO
SOTTOSERVIZI – RFI BS 125 – 750

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
----------	-------	----------	-----------	------	--------

RELAZIONE DI CALCOLO

NB1R	02	D 26 CL	R10000 005	A	45 di 69
------	----	---------	------------	---	----------

bw Effective min width of the cross-section [cm]
 Ro Geometrical ratio of longitudinal tension longitudinal reinforcement = $Asl/(bw d) < 0.02$
 Scp Mean compression stress (NEd/Ac)[Mpa] [$< 0.2 fcd$]
 k Coeff. k in the equation (6.2.a) EC2

Comb.N.	Check	Ved	Vwct	d	bw	Ro	Scp	k
1	OK	21.70	312.61	23.9	270.0	0.0000	0.00	1.915

6.3.3 Incidenza di armatura della trave-parete

L'armatura prevista per la trave-parete dello scavalco è la seguente:

ARMATURA TRAVE-PARETE		
FERRI LONGITUDINALI	2 Ø 26 (inferiori e superiori) 10+10 φ 1Ø (laterali)	$(4 \times 5.31 + 20 \times 2.01) \times 0.785 / (2.90 \times 0.30)$ = 55.4 kg/mc
STAFFE	1Ø 12 / 200 + 1Ø 12 / 300	$(1.13 / 0.20 + 1.13 / 0.30) \times 2 \times (2.90 + 0.30 - 0.046 \times 4) \times 0.785 / (2.90 \times 0.30)$ = 61.5 kg/mc
SPILLI	6Ø 12 / 150	$6 \times (1.13 / 0.15) \times (0.30 - 0.046 \times 2 + 0.15 \times 2) \times 0.785 / (2.90 \times 0.30)$ = 20.7 kg/mc

Si calcola l'incidenza di armatura a metro lineare di trave, data dal rapporto tra il peso totale di armatura a metro ed il volume totale di calcestruzzo a metro:

INCIDENZA ARMATURA [kg/m ³]
120.00 → 137.6 ≈ 140

 ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	PROGETTO DEFINITIVO RADDOPPIO PONTE S. PIETRO – BERGAMO – MONTELLO APPALTO 2: PRG PONTE SAN PIETRO E RADDOPPIO DELLA LINEA DA CURNO A BERGAMO					
	RELAZIONE DI CALCOLO OPERA DI SCAVALCO SOTTOSERVIZI – RFI BS 125 – 750 RELAZIONE DI CALCOLO	COMMESSA NB1R	LOTTO 02	CODIFICA D 26 CL	DOCUMENTO RI0000 005	REV. A

7 VERIFICA DEL PLINTO E DEI MICROPALI DI FONDAZIONE

7.1 Metodo di calcolo

- Per la verifica del plinto di fondazione si utilizza un foglio di calcolo in cui si definisce il seguente sistema di riferimento:

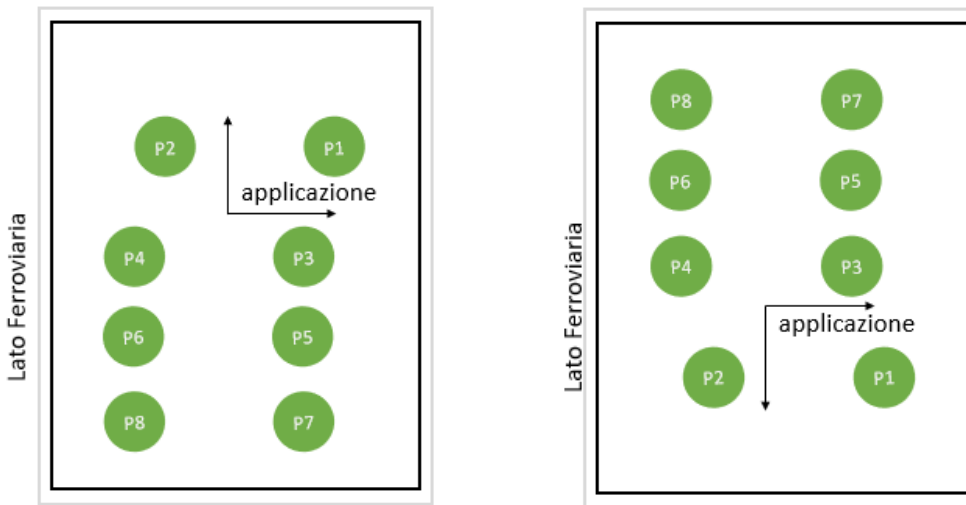


Figura 5 –Fondazione scavalco

Y è l'asse verticale, X è l'asse trasversale e Z quello longitudinale.

F_y ha valore positivo per la trazione, e valore negativo per la compressione.

Si schematizza un sistema completo di plinto di fondazione con le seguenti geometrie:

H7 → spessore 0.65m con dimensioni in pianta pari a 1.35mx1.85m.

- Per le verifiche dei micropali si fa riferimento al modello FEM sviluppato nell'ambito del programma SAP2000.

7.2 Combinazioni di carico - Modulo 125-750

Le sollecitazioni che agiscono in testa ai pali di fondazione sono calcolate combinando le condizioni di carico precedentemente introdotte attraverso l'approccio 1:

Facendo riferimento a NTC2018 punto 5.2.3.2.2:

In ogni caso le azioni aerodinamiche devono essere cumulate con l'azione del vento. L'azione risultante dovrà essere maggiore di un valore minimo, funzione della velocità della linea e comunque di 1,5 kN/m² sia nella verifica agli SLE (combinazione caratteristica) sia nella verifica agli SLU con $\gamma_Q = 1,00$ e $\gamma_{Q^*} = 1,00$.

- Combinazione 1 (STR e GEO): A1+M1+R3

Di seguito si riportano le combinazioni di carico considerate:

$$\text{STR1) } 1.35 \cdot G1 + 1.35 \cdot P100 + 1.0 \cdot \text{Vento}(+X) + 1.0 \cdot 0.8 \cdot V200_D(+X)$$

$$\text{STR2) } 1.35 \cdot G1 + 1.35 \cdot P100 + 1.0 \cdot \text{Vento}(-X) + 1.0 \cdot 0.8 \cdot V200_D(-X)$$

$$\text{STR3) } 1.35 \cdot G1 + 1.35 \cdot P100 + 1.0 \cdot 0.6 \cdot \text{Vento}(+X) + 1.0 \cdot V200_D(+X)$$

$$\text{STR4) } 1.35 \cdot G1 + 1.35 \cdot P100 + 1.0 \cdot 0.6 \cdot \text{Vento}(-X) + 1.0 \cdot V200_D(-X)$$

$$\text{STR5) } 1.35 \cdot G1 + 1.35 \cdot P100$$

$$\text{SLE1) } 1.00 \cdot G1 + 1.00 \cdot P100 + 1.0 \cdot \text{Vento}(+X) + 1.0 \cdot 0.8 \cdot V200_D(+X)$$

$$\text{SLE2) } 1.00 \cdot G1 + 1.00 \cdot P100 + 1.0 \cdot \text{Vento}(-X) + 1.0 \cdot 0.8 \cdot V200_D(-X)$$

$$\text{SLE3) } 1.00 \cdot G1 + 1.00 \cdot P100 + 1.0 \cdot 0.6 \cdot \text{Vento}(+X) + 1.0 \cdot V200_D(+X)$$

$$\text{SLE4) } 1.00 \cdot G1 + 1.00 \cdot P100 + 1.0 \cdot 0.6 \cdot \text{Vento}(-X) + 1.0 \cdot V200_D(-X)$$

$$\text{SLE5) } 1.00 \cdot G1 + 1.00 \cdot P100$$

Dove con G1 si intendono i pesi propri della barriera e del plinto di fondazione.

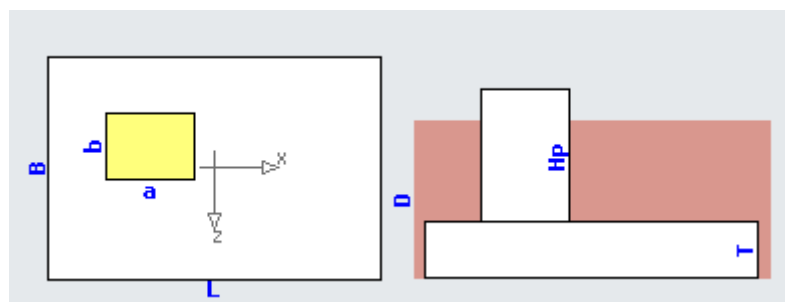
Segue una tabella riassuntiva delle combinazioni di carico adottate nell'ambito del programma SAP2000:

Combinazioni				
Nome	Tipo	analisi tipo	cond. di carico	fattore
STR_01	Somma lin.	statica lineare	DEAD	1.35
			P100 pannelli	1.35
			Vento (+X)	1
			V200_D (+X)	0.8
STR_02	Somma lin.	statica lineare	DEAD	1.35
			P100 pannelli	1.35
			Vento (+X)	-1
			V200_D (+X)	-0.8
STR_03	Somma lin.	statica lineare	DEAD	1.35
			P100 pannelli	1.35
			Vento (+X)	0.6
			V200_D (+X)	1
STR_04	Somma lin.	statica lineare	DEAD	1.35
			P100 pannelli	1.35
			Vento (+X)	-0.6
			V200_D (+X)	-1
STR_05	Somma lin.	statica lineare	DEAD	1.35
			P100 pannelli	1.35
STR_INV	Inviluppo	statica lineare	STR_01	1
			STR_02	1
			STR_03	1
			STR_04	1
			STR_05	1
SLE01	Somma lin.	statica lineare	DEAD	1
			P100 pannelli	1
			Vento (+X)	1
			V200_D (+X)	0.8
SLE02	Somma lin.	statica lineare	DEAD	1
			P100 pannelli	1
			Vento (+X)	-1
			V200_D (+X)	-0.8
SLE03	Somma lin.	statica lineare	DEAD	1
			P100 pannelli	1
			Vento (+X)	0.6
			V200_D (+X)	1
SLE04	Somma lin.	statica lineare	DEAD	1
			P100 pannelli	1
			Vento (+X)	-0.6
			V200_D (+X)	-1
SLE05	Somma lin.	statica lineare	DEAD	1
			P100 pannelli	1

7.3 Sollecitazioni – Modulo BS 125-750

7.3.1 Azioni agenti sul plinto di fondazione

Le tabelle seguenti riportano le sollecitazioni agenti alla base della fondazione e quelle che rispettivamente agiscono in testa ai pali di fondazione per le due combinazioni dell'approccio 1, considerando che la fondazione ha uno spessore di 0.65 m.



Lunghezza Fondazione (L)
 Larghezza Fondazione (B)
 Spessore Lastra (T)
 Profondità Fondazione (D)

Lunghezza Fondazione (L)	1,35	m
Larghezza Fondazione (B)	1,85	m
Spessore Lastra (T)	0,65	m
Profondità Fondazione (D)	0,65	m

Pertanto, i massimi sforzi di compressione, trazione e taglio sui plinti risultano:

- A1+M1+R3:

Combinazioni	Fx(kN)	Fy(kN)	Mz(kNm)
STR1	34.15	-264.48	73.63
STR2	-34.15	-264.48	-157.24
STR3	27.52	-264.48	51.20
STR4	-27.52	-264.48	-134.82
STR5	0.00	-264.48	-41.81

7.3.2 Azioni agenti sui micropali di fondazione

Per la valutazione precisa dei carichi massimi agenti sui micropali fa riferimento al modello FEM, sviluppato nell'ambito del programma SAP2000.

Si riportano nelle figure seguenti le sollecitazioni di progetto.

Axial Force Diagram (STR_INV)

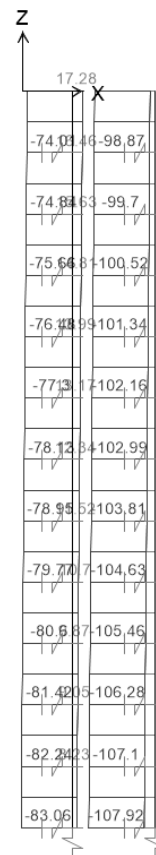


Figura 6 –Sforzo Normale: involuppo

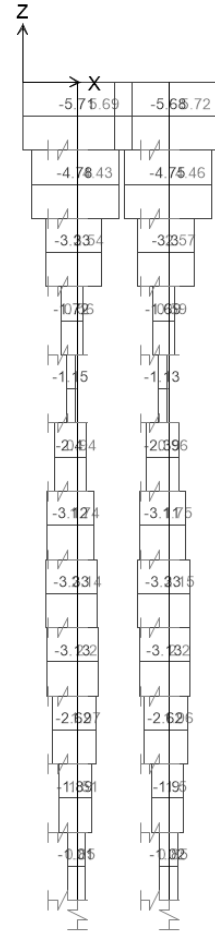


Figura 7 – Taglio: involuppo

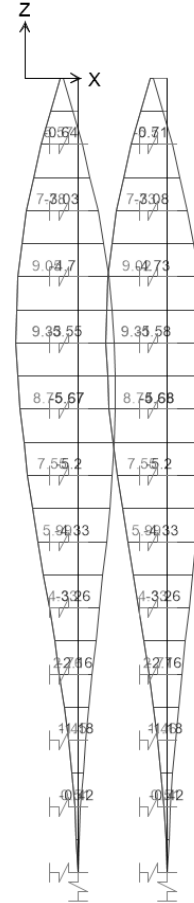


Figura 8 –Momento flettente: involuppo

7.4 Verifica del plinto di fondazione – Modulo BS 125-750

Per la verifica del plinto si considera uno schema di mensola tozza per trazione dei tirafondi, in accordo al Manuale di Progettazione Italferr; lo schema prevede l'instaurarsi di un meccanismo puntone – tirante tra un tirafondo esterno ed il micropalo contiguo e tra il tirafondo centrale e i due micropali.

Verifica fondazione

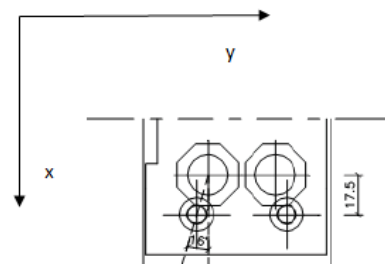
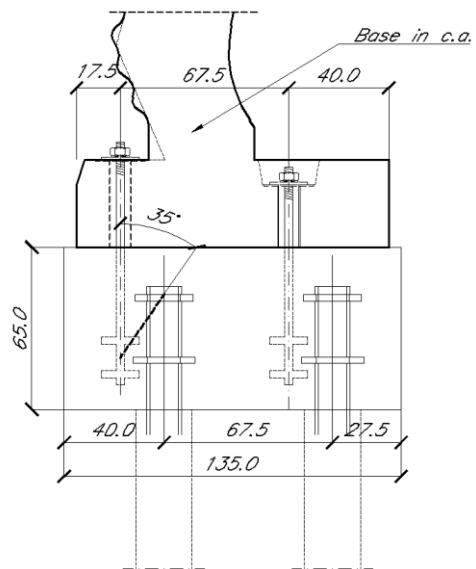
tirafondo ϕ 34
 A_{lorda} 907.9 [mm²]
 $A_{netta} = 0.75 \cdot A_{lorda}$ 680.9 [mm²]

Acciaio S 275
 f_{tb} 275 [N/mm²]
 Armatura B 450
 $f_{y,k}$ 450 [N/mm²]
 γ_{M2} 1.25 [-]
 γ_s 1.15 [-]
 $f_{tb,d}$ 220 [N/mm²]

$F = f_{tb,d} \cdot A_{netta}$ 149.81 [kN]
 α 35 [°]
 $T = F \cdot \text{tg}\alpha$ 104.90 [kN]
 β 16 [°]
 $T_x = T \cdot \cos\beta$ 100.83 [kN]
 $T_y = T \cdot \text{sen}\beta$ 28.91 [kN]

Armatura direzione x
 2 ϕ 16
 Armatura direzione y
 2 ϕ 12


$F_{rd,x} = f_{yk} \cdot A_x / \gamma_s$ 157.35 [kN] **VERIFICATO**
 $F_{rd,y} = f_{yk} \cdot A_y / \gamma_s$ 88.51 [kN] **VERIFICATO**



Si prevedono pertanto le seguenti armature:

Direzione x	$\emptyset 16/20$
Direzione y	$\emptyset 12/20$
Armatura verticale	$4\emptyset 12/40$

Incidenza di armatura $\rightarrow 70 \text{ kg/m}^3$

 ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	PROGETTO DEFINITIVO RADDOPPIO PONTE S. PIETRO – BERGAMO – MONTELLO APPALTO 2: PRG PONTE SAN PIETRO E RADDOPPIO DELLA LINEA DA CURNO A BERGAMO					
	RELAZIONE DI CALCOLO OPERA DI SCAVALCO SOTTOSERVIZI – RFI BS 125 – 750 RELAZIONE DI CALCOLO	COMMESSA NB1R	LOTTO 02	CODIFICA D 26 CL	DOCUMENTO R10000 005	REV. A

7.5 Verifica dei micropali di fondazione – Modulo BS 125-750

Secondo quanto definito nel “Manuale di progettazione delle opere civili” all’Allegato 1, i micropali da utilizzare nel progetto delle barriere antirumore saranno del tipo valvolati iniettati a pressione, con armatura in acciaio S275JR profilo CHS 168.3 S 8 e perforazione 250 mm.

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

L’opera analizzata presenta micropali di lunghezza complessiva 6.0 m, dei quali si considerano reagenti soltanto 4.0 m.

7.5.1 Verifica della capacità portante verticale del micropalo

La verifica a capacità portante verticale del micropalo considera un terreno composto prevalentemente da limi-argillosi, ovvero quello che fornisce condizioni geotecniche peggiori, come specificato nella relazione geotecnica.

Le verifiche sono eseguite secondo l’approccio 1, vale a dire:

Combinazione 1 → A1+M1+R3

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 $\tau_{sd} = \tau_{sk}/\gamma_s$:

Resistenza	γ_R	R3
Laterale in compressione	γ_s	1.15
Laterale in trazione	γ_{st}	1.25

Il valore caratteristico della resistenza deve essere determinato come:

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

dove ξ_3 e ξ_4 dipendono dal numero di verticali indagate secondo la tabella 6.4.IV del D.M.2018:

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 di Bustamante e Doix, recepito nella gran parte delle normative e linee guida europee e statunitensi, e basato sulla conoscenza del parametro N_{SPT} (da prove pressiometriche o SPT) e/o p_L (pressione laterale limite) dei terreni attraversati.

Il metodo è applicabile a due diversi tipi di micropali iniettati di calcestruzzo armato: IRS e IGU. La sigla IRS è applicata a micropali la cui metodologia di realizzazione consente l'iniezione ripetitiva e selettiva del calcestruzzo a diverse profondità; con la sigla IGU vengono invece identificati i sistemi che consentono un'iniezione di micropali in un'unica soluzione.

Per la determinazione del carico limite dei pali, Bustamante e Doix fanno riferimento alla seguente espressione:

$$Q_{lim} = Q_1$$

$$Q_1 = \pi d_s L_s s$$

dove Q_1 è la portanza laterale del micropalo. Si trascura la portata in punta.

Si assume:

$$d_s = \alpha d$$

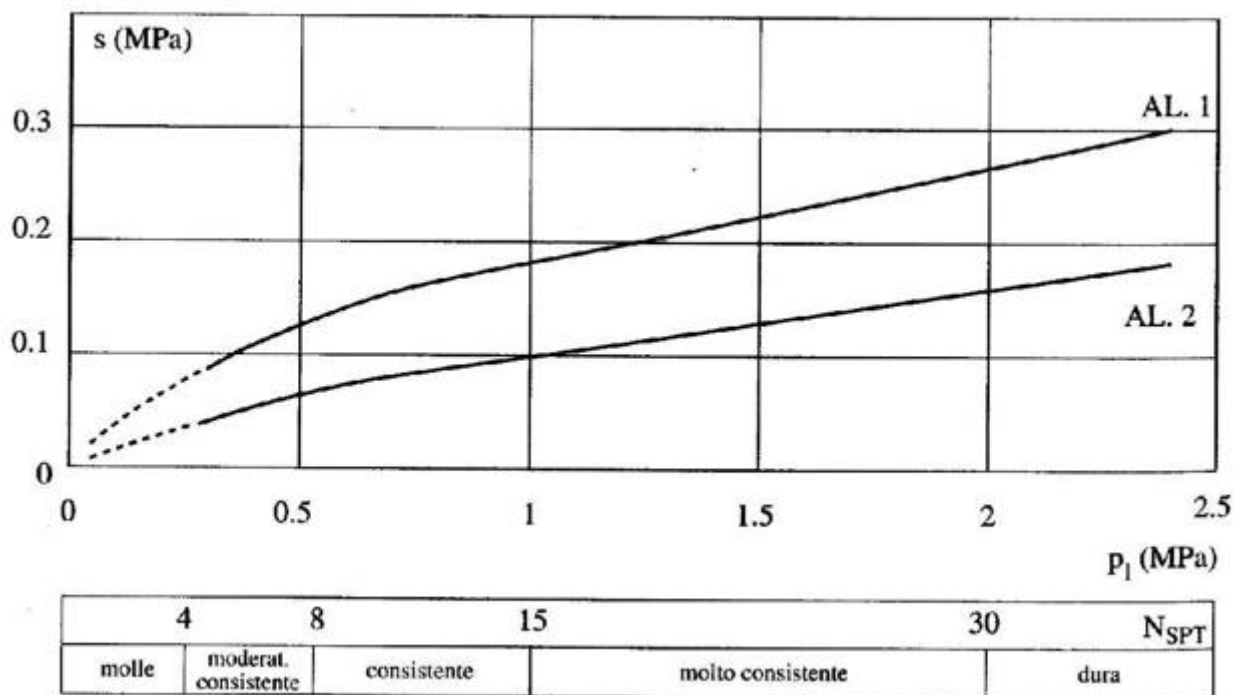
Dove d è il diametro della perforazione e α un coefficiente adimensionale maggiorativo, che tiene conto della tecnica di esecuzione del palo e del tipo di terreno, ed il cui valore può essere determinato attraverso l'uso della tabella di Viggiani (1999):

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	$\geq R1$	$\geq R2$

Indicazioni per la scelta del valore di s (Viggiani, 1999)

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

Valori del coefficiente α (Viggiani, 1999)



Abaco per la determinazione di s – argille e limi

Si riporta la tabella riassuntiva della stratigrafia del terreno:

Strato	Profondità media	Profondità media	Descrizione
	Da [m da p.c.]	A [m da p.c.]	
Ug2	0	2	S(L), L(S) Sabbia limosa e limo sabbioso
Ug3	2	30	A(S), A,S Argilla sabbiosa e argilla con sabbia

Strato	γ_n [kN/m ³]	Parametri di resistenza				Parametri di deformabilità					
		K0	φ'	c'	c _u	G0	E0	E _{op1}	E _{op2}	v'	k _v (*)
		[-]	[°]	[kPa]	[kPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[-]	[m/s]
Ug2	19.5	0.56	26	0	30	22	55	4	6	0.25	1.00E-06
Ug3	19	0.60	24	0	50 - 200	50 - 160	125 - 400	10 - 35	17 - 30	0.25	1.00E-10

Argilla sabbiosa e argilla con sabbia

$$N_{spt} = 8$$

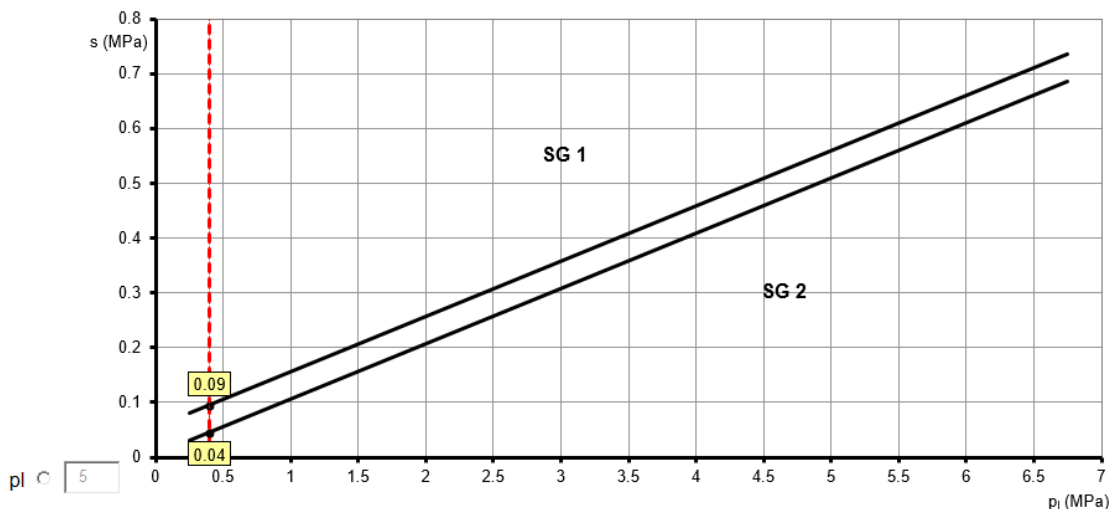
$$\varphi = 24^\circ$$

I coefficienti ξ_3 e ξ_4 sono stati scelti pari a 1.7 in ragione del numero di indagini disponibili.

Per i primi 2 metri di profondità, che corrispondono allo strato Ug2 si è assunto un coefficiente $\alpha = 1.1$ come da micropali tipo IGU in sabbia limosa (cautelativamente), mentre per il resto dello sviluppo in profondità si ipotizza $\alpha=1.8$ per il tipo di micropali in considerazione (IRS) in argilla.

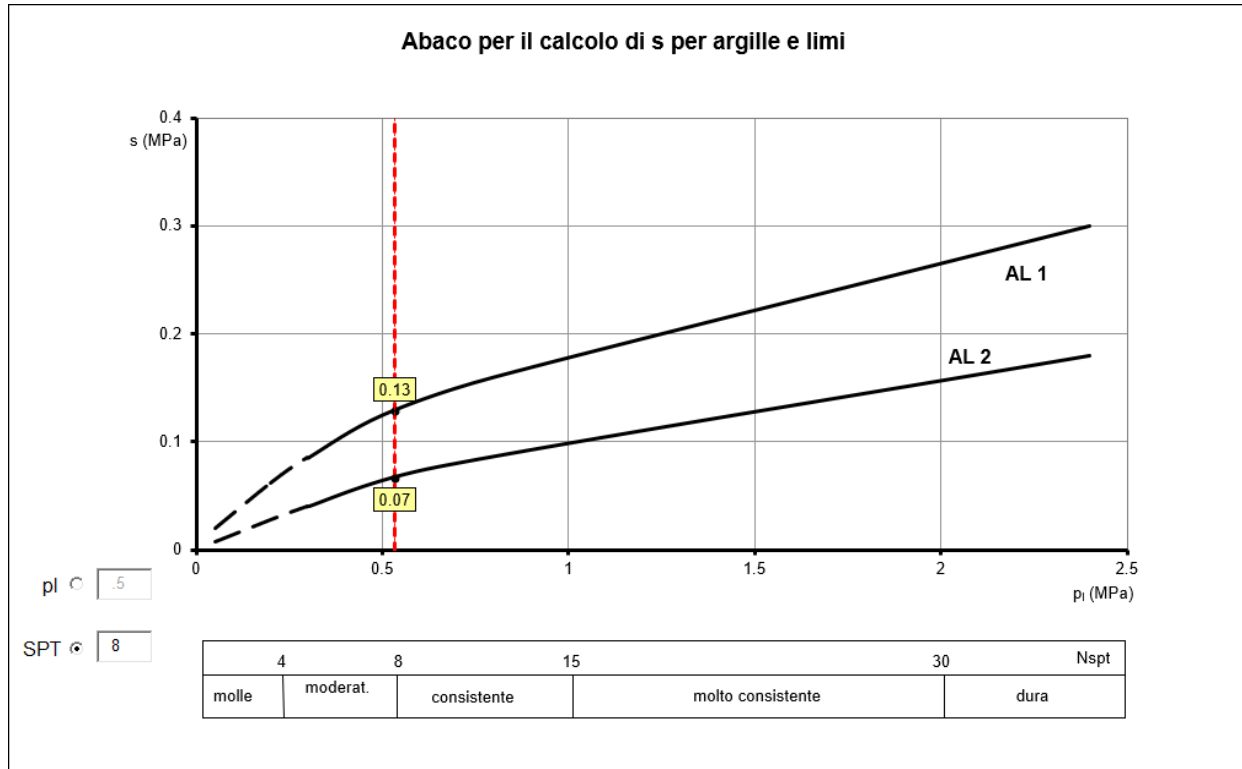
- Per Ug2 si ha:

Abaco per il calcolo di s per sabbie e ghiaie


 SPT

20	40	60	80	100	Nspt
sciolto	moderatamente	addensato	molto addensato		

Per Ug3 si ha:



La costante di Winkler orizzontale è calcolata come la media dei valori riportati in **punto 4.1**. Segue una tabella riassuntiva:

profondità (m)	K_s (kN/m ³)	eff. media	$K_{s,eff}$ (kN/m ³)
1	7200	0.291	2095
2	14400	0.291	4190
3	21600	0.291	6286
4	28800	0.291	8381
5	36000	0.291	10476
6	43200	0.291	12571
		$K_{s,med} =$	7333

Pertanto si ha:

$S_{,IRS,UG2}$	0.09	[MPa]
$S_{,IRS,UG3}$	0.13	[MPa]

- Verifica portanza: combinazione 1 → A1+M1+R3

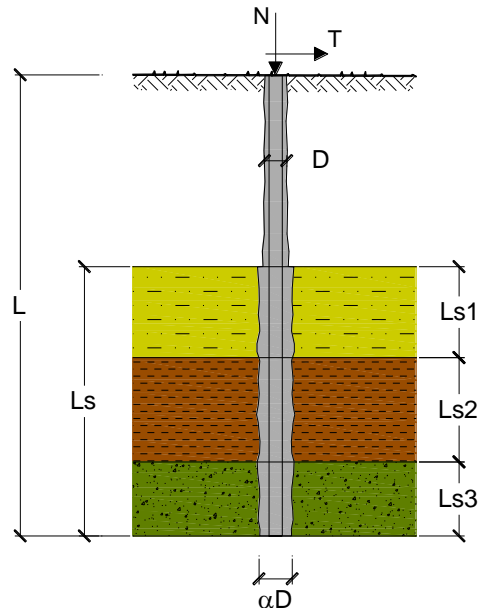
CAPACITA' PORTANTE DI UN MICROPALO

OPERA: palo Compressione

DATI DI INPUT:

Sollecitazioni Agenti:

	Permanenti	Temporanee	Calcolo
N (kN)	107.90	0.00	107.90
T (kN)	5.72	0.00	5.72



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

n	1	2	3	4	5	7	≥ 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): 6.00 (m)

Armatura:

IPE
 INP
 HEA
 HEB
 HEM
 Tubi
 ALTRO

IPE 180 INP 160 HEA 300 HEB 160 HEM 200 $\phi 168,3 \times 8,0$

ø168,3 x 8,0

Area dell'armatura (A_{arm}): 4029 (mm²)

Momento di inerzia della sezione di armatura (J_{arm}): 1.297E+07 (mm⁴)

Modulo di resistenza della sezione di armatura (W_{arm}): 154,162 (mm³)

Tipo di acciaio

S 275 (Fe 430) ▼

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

1.05

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

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

Coefficiente di Reazione Laterale:

Coeff. di Winkler (k): 7.3 (MN/m³)

CAPACITA' PORTANTE ESTERNA

Capacità portante di fusto

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

Tipo di Terreno	Spessore Is_i (m)	α (-)	$Ds_i = \alpha \cdot D$ (m)	S_i media (MPa)	S_i minima (MPa)	S_i calcolo (MPa)	Qs_i (kN)
Sabbia limosa	2.00	1.10	0.28	0.090	0.090	0.046	79.54
Argilla sabbiosa	4.00	1.80	0.45	0.130	0.130	0.066	376.03
	0.00	0.00	0.00	0.000	0.000	0.000	0.00

$Ls = 6.00$ (m) $QI = 455.57$ (kN)

Capacità portante di punta

$Qp = \%Punta \cdot QI$ (consigliato 10-15%)

$\% Punta = 10\%$ $Qp = 45.56$ (kN)

CARICO LIMITE DEL MICROPALO

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

$Q_{lim} = 501.13$ (kN)

COEFFICIENTE DI SICUREZZA

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

$F_s = 4.64$

Si riduce la capacità portante cautelativamente tramite un ulteriore coefficiente di efficienza assunto pari a 0.75

La capacità ridotta risulta pari a:

$$Q_{lim,eff} = Q_{lim} \times 0.75 = 501.13 \times 0.75 = 375.8 \text{ kN}$$

$$F_s = Q_{lim}/N = 375.8/107.9 = 3.48$$

La verifica è ampiamente soddisfatta!

7.5.2 Verifiche strutturali del micropalo

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

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

in cui $\beta = k \cdot D_{arm}$ 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 $\eta > 10$ e dove N è lo sforzo normale agente in testa al palo.

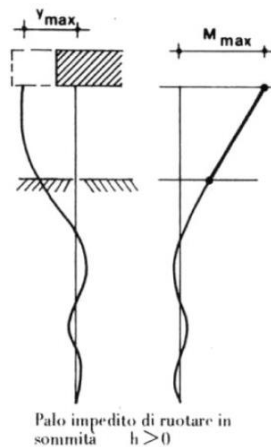
CAPACITA' PORTANTE PER INSTABILITA' DELL'EQUILIBRIO ELASTICO

Reaz. Laterale per unità di lunghezza e di spostam. (β) ($\beta = k \cdot D_{arm}$): 1.23 (N/mm²)

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

$$P_k = 3666.48 \quad (MN) \qquad \eta = 33.98$$

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



$$M = \max (T / (2b), M \text{ modello FEM})$$

$$b = (k \cdot D / 4 \cdot E_{arm} \cdot J_{arm})^{1.4}$$

in modo da poter determinare

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

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

e calcolare la tensione tramite il criterio di rottura di Von Mises:

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

La verifica è soddisfatta se:

$$\sigma_{id} < \sigma_{adm}$$

VERIFICA ALLE FORZE ORIZZONTALI

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

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

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

$$b = 0.640 \quad (1/m)$$

Momento Massimo (M):

$$M = 4.47 \quad (kN \cdot m)$$

Per la verifica strutturale del micropalo, essendo di valore maggiore, si assume il momento flettente ottenuto dal modello di calcolo.

$$M = 9.4 \text{ kN.m}$$

Criterio di resistenza di Von Mises			
M =	9.40	[kN.m]	momento massimo
N =	107.90	[kN]	forza assiale massima
T =	5.72	[kN]	taglio in testa al palo
Caratteristiche della sezione in acciaio			
A =	40.29	[cm ²]	area
W =	154.16	[cm ³]	modulo di inerzia
$\sigma_{max} = N/A + M/W =$	87.76	[MPa]	
$\sigma_{min} = N/A - M/W =$	-34.19	[MPa]	
$\tau = 2 \cdot T/A =$	2.84	[MPa]	
$\sigma_{VonMises} = (\sigma^2 + 3 \cdot \tau^2)^{0.5} =$	87.89	<	275
La verifica è soddisfatta			

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

Di seguito si calcolano i valori massimi del momento flettente e del carico orizzontale tollerabili dal micropalo o dal terreno. Tali valori vengono calcolati secondo la teoria di Broms, il quale stima due possibili meccanismi di rottura per pali impediti di ruotare in testa ed immersi in terreni coerenti:

- Palo “corto”;
- Palo “lungo”.

I valori minimi di resistenza ottenuti dai due meccanismi rappresentano i valori limite per il micropalo di fondazione. Il calcolo è stato svolto considerando l’ipotesi di palo con testa vincolata.

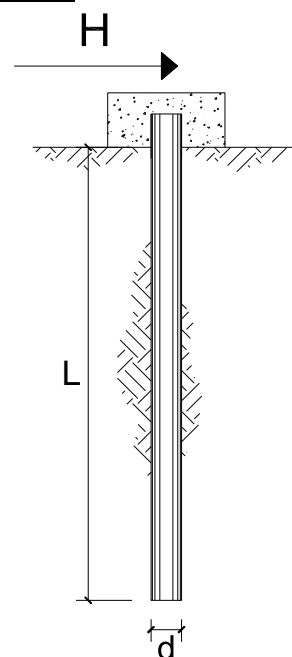
CARICO LIMITE ORIZZONTALE DI UN PALO IN TERRENI COESIVI PALI CON ROTAZIONE IN TESTA IMPEDITA

OPERA: Bergamo sottoservizi – RFI BS 125 - 750

TEORIA DI BASE:

(Broms, 1964)

coefficienti parziali			A		M	R
Metodo di calcolo			permanenti	variabili	γ_{cu}	γ_T
			γ_G	γ_Q		
SLU	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:
$$H = 9c_u d^2 \left(\frac{L}{d} - 1.5 \right)$$

Palo intermedio:
$$H = -9c_u d^2 \left(\frac{L}{d} + 1.5 \right) + 9c_u d^2 \sqrt{2 \left(\frac{L}{d} \right)^2 + \frac{4}{9} \frac{M_y}{c_u d^3} + 4.5}$$

Palo lungo:
$$H = -13.5c_u d^2 + c_u d^2 \sqrt{182.25 + 36 \frac{M_y}{c_u d^3}}$$

RELAZIONE DI CALCOLO OPERA DI SCAVALCO
 SOTTOSERVIZI – RFI BS 125 - 750

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NB1R	02	D 26 CL	RI0000 005	A	66 di 69

DATI DI INPUT:

Lunghezza del palo	L =	6.00	(m)		
Diametro del palo	d =	0.25	(m)		
Momento di plasticizzazione della sezione	My =	59.76	(kN m)		
Coesione non drenata	C _{u med} =	125.00	(kPa)	C _{u min} =	50.00 (kPa)
Coesione non drenata di progetto	C _{u med,d} =	125.00	(kPa)	C _{u min,d} =	50.00 (kPa)
Carico Assiale Permanente (G):	G =	0	(kN)		
Carico Assiale variabile (Q):	Q =	5.72	(kN)		

Palo corto:

H1 _{med} =	1582.03	(kN)	H1 _{min} =	632.81	(kN)
---------------------	---------	------	---------------------	--------	------

Palo intermedio:

H2 _{med} =	612.19	(kN)	H2 _{min} =	253.23	(kN)
---------------------	--------	------	---------------------	--------	------

Palo lungo:

H3 _{med} =	174.45	(kN)	H3 _{min} =	127.14	(kN)
---------------------	--------	------	---------------------	--------	------

H _{med} =	174.45	(kN)	palo lungo	H _{min} =	127.14	(kN)	palo lungo
--------------------	--------	------	------------	--------------------	--------	------	------------

$$H_k = \text{Min}(H_{med}/\xi_3 ; R_{min}/\xi_4) = 74.79 \quad (\text{kN})$$

$$H_d = H_k/\gamma_T = 57.53 \quad (\text{kN})$$

$$F_d = G \cdot \gamma_G + Q \cdot \gamma_Q = 5.72 \quad (\text{kN})$$

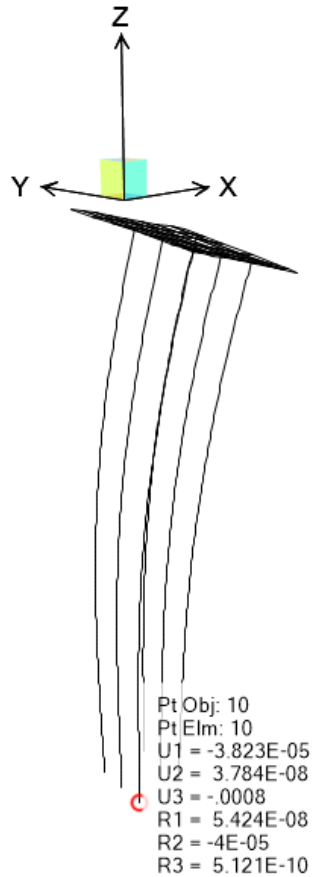
$$FS = H_d / F_d = 10.06$$

7.5.4 Verifica degli spostamenti del micropalo

7.5.4.1 Cedimento del gruppo di micropali

Le verifiche sono eseguite tramite le combinazioni SLE riportate nel punto 7.2 della presente relazione.

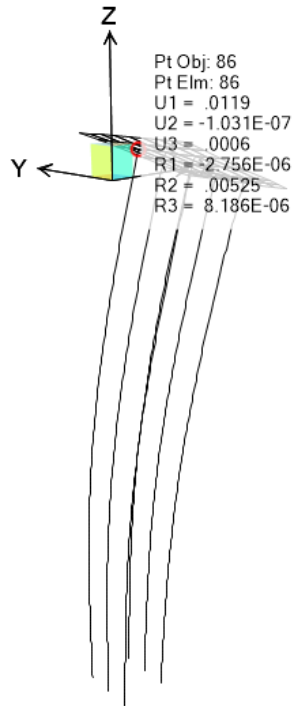
Deformed Shape (SLE05)



Il cedimento massimo è pari a 0.8 mm

7.5.4.2 Spostamenti orizzontali del gruppo di micropali

Deformed Shape (SLE01)



spostamento orizzontale massimo è 11.9 mm

$\delta_{max} = 11.9 \text{ mm} < H/200 = 28 \text{ mm}$ (H=5.46m – lunghezza d'inflessione libera di un singolo micropalo)