

COMMITTENTE:



ALTA SORVEGLIANZA:



GENERAL CONTRACTOR:



**INFRASTRUTTURE FERROVIARIE STRATEGICHE DEFINITE DALLA
LEGGE OBIETTIVO N. 443/01**

**TRATTA A.V. /A.C. TERZO VALICO DEI GIOVI
PROGETTO DEFINITIVO**

**INTERCONNESSIONE DI NOVI LIGURE ALTERNATIVA ALLO SHUNT
BARRIERE ANTIRUMORE NUOVA INTERCONNESSIONE LINEA STORICA
DA PK 106+689 A PK 113+687.220**

GENERAL CONTRACTOR	DIRETTORE DEI LAVORI	
Consorzio Cociv Ing. A. Pelliccia		

COMMESSA	LOTTO	FASE	ENTE	TIPO DOC.	OPERA/DISCIPLINA	PROGR.	REV.
A 3 0 1	0 0	D	C V	C L	B A V C 0 0	0 0 7	D

Progettazione :

Rev	Descrizione	Redatto	Data	Verificato	Data	Progettista Integratore	Data	IL PROGETTISTA
B00	Cambio tipologia barriere	CCR Ing.	20/03/15	COCIV	21/03/15	A.Palomba	21/03/15	 Dott. Ing. A. Mancarella Ordine Ingegneri Prov. TO n. 6271 R
C00	Rev.Ist. A30100D09ISBA00000 01A del 17/06/2015	CCR Ing.	27/07/15	COCIV	29/07/15	A. Mancarella	30/07/15	
D00	Rev. prot. 0002131/CTVA M.A.T.T.	AIE	27/07/16	COCIV	27/07/16	A. Mancarella	27/07/16	

n. Elab.:	File: A301-00-D-CV-CL-BAVC-00-007-D00
-----------	---------------------------------------

CUP: F81H92000000008

Fondazioni B.A. su micropali- AREA 2 - AREA 4 - Relazione di calcolo

GENERAL CONTRACTOR  Consorzio Collegamenti Integrati Veloci	ALTA SORVEGLIANZA  GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	
	A301-00-D-CV-CL-BAVC-00-007-D00	Foglio 4 di 38

INDICE

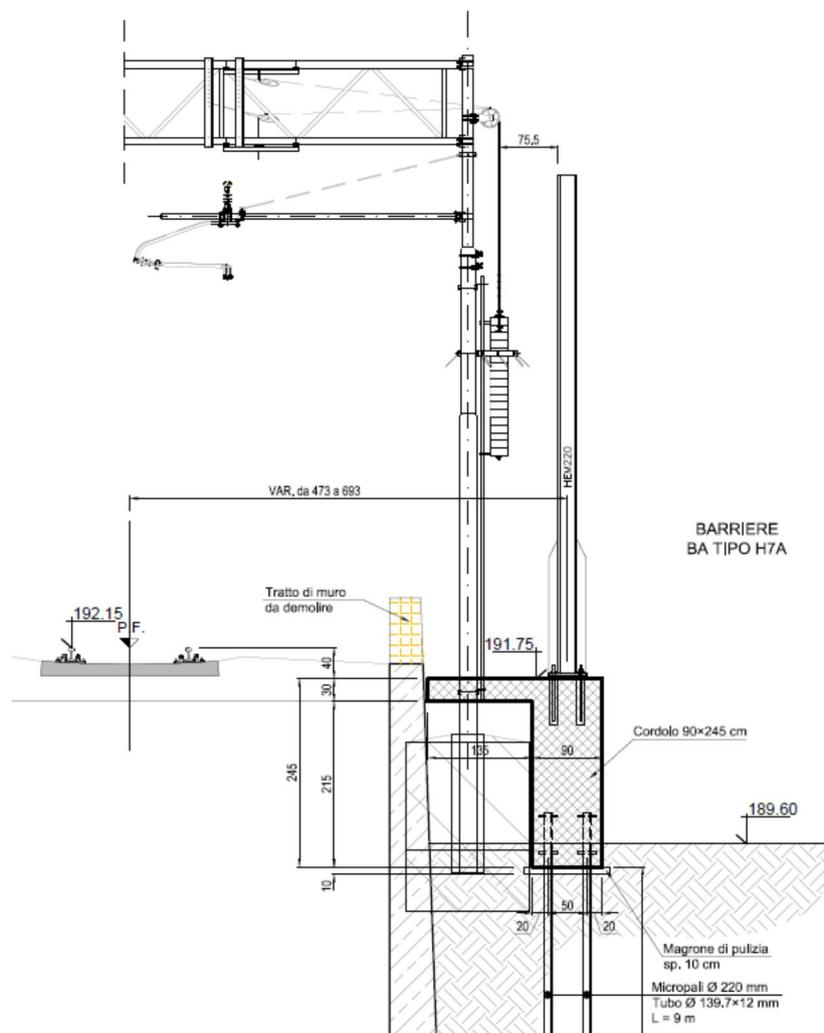
1.	INTRODUZIONE.....	5
2.	NORMATIVE DI RIFERIMENTO	7
2.1.	Normativa tecnica vigente	7
3.	METODO DI CALCOLO.....	9
4.	CARATTERISTICHE DEI MATERIALI IMPIEGATI.....	9
4.1.	Calcestruzzo Per Le Strutture.....	9
4.2.	Acciaio Per Le Strutture In Cemento Armato	10
4.3.	Micropali.....	10
5.	PARAMETRI GEOTECNICI TERRENO	11
6.	INDIVIDUAZIONE DEL CODICE DI CALCOLO	11
7.	MODELLAZIONE	12
8.	ANALISI DEI CARICHI.....	13
8.1.	Condizioni Elementari Di Carico	13
8.2.	Combinazioni Di Carico	13
8.3.	Definizione Dei Carichi	14
8.4.	grafici esplicativi dei carichi	18
9.	PERICOLOSITAqSISMICA DI BASE DEL SITO E MODELLAZIONE SISMICA	19
9.1.	Azione sismica	19
10.	VERIFICHE GEOTECNICHE E SLU MICROPALI.....	20
10.1.	Calcolo Della Capacità Portante Verticale Del Micropalo.....	21
10.2.	Calcolo Della Capacità Portante Orizzontale Del Micropalo	25
11.	VERIFICHE MICROPALI FONDAZIONE AREA 2	28
11.1.	Sollecitazioni	28
11.2.	Capacità Portante Verticale Del Micropalo	29
11.3.	Capacità Portante Orizzontale Del Micropalo	30
12.	VERIFICHE MICROPALI INCLINATI FONDAZIONE AREA 4.....	31
12.1.	Sollecitazioni	31
12.2.	Capacità Portante Del Micropalo Inclinato	32
13.	VERIFICHE STRUTTURALI CORDOLI DI FONDAZIONE	33
13.1.	VERIFICA CORDOLO AREA 2	33
13.2.	VERIFICA CORDOLO AREA 4	35
13.3.	INCIDENZA ARMATURE	38

1. INTRODUZIONE

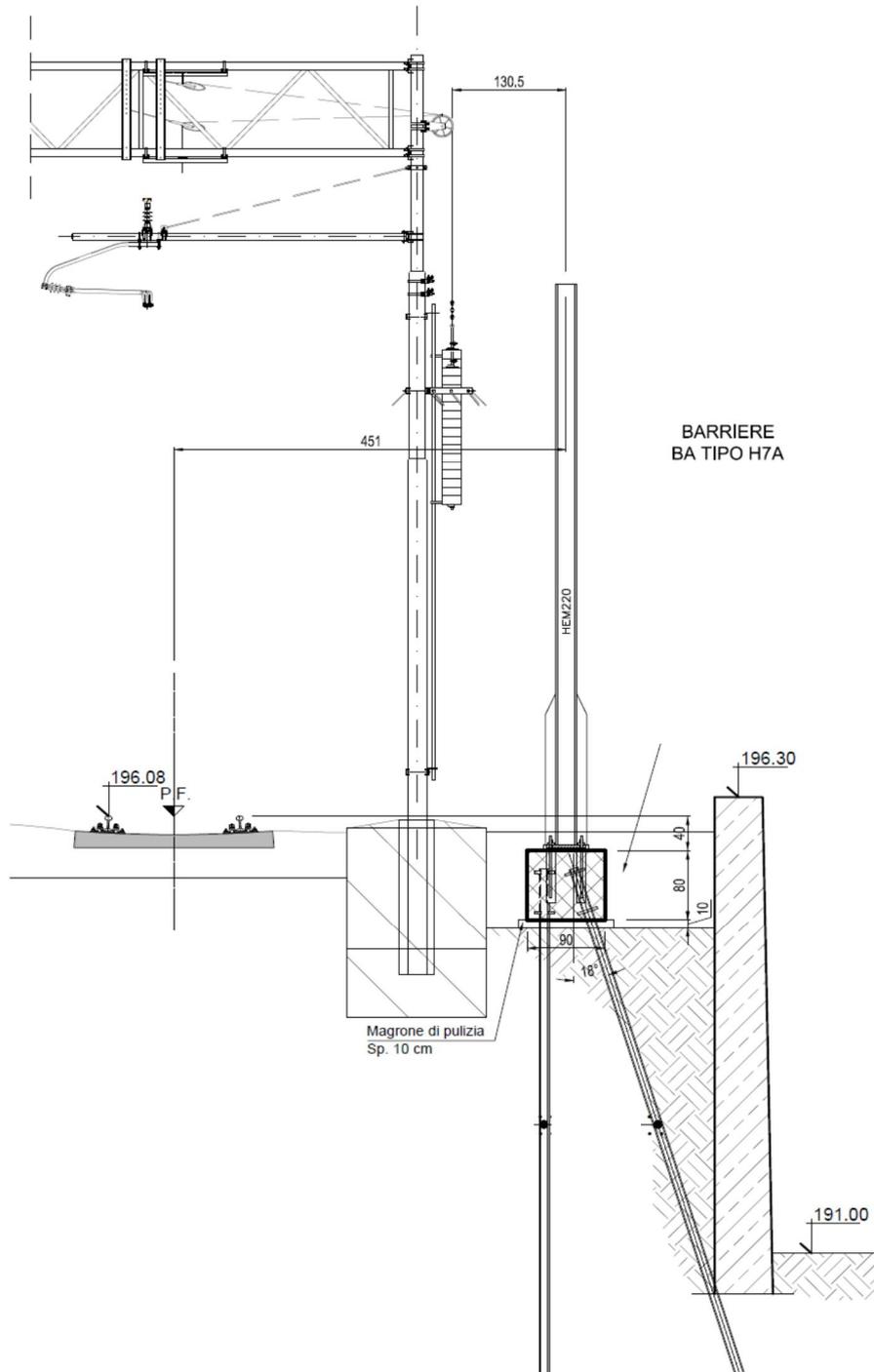
Oggetto della presente relazione è il calcolo e la verifica delle strutture di fondazione BA su micropalidi tipo continuo che prevedono modifiche al cordolo standard tipo 1, da realizzare sulla tratta ferroviaria Milano-Genova, in corrispondenza del comune di Novi Ligure, per l'installazione delle Barriere Antirumore.

Le strutture oggetto della presente relazione saranno realizzate nelle aree d'intervento $\delta 2\delta$ e $\delta 4\delta$, comprese rispettivamente fra le Pk 109+568 e 109+579, e Pk 111+110 e 111+129.

Tali tipologie strutturali prevedono l'installazione delle barriere antirumore su travi continue in c.a. di sezione 0,90x0,80m con micropalidi $\varnothing 220$ mm con interasse trasversale di 0,50m e longitudinale di 1,50m; tuttavia, diversamente da quanto previsto per il cordolo tipo 1 standard, avranno rispettivamente per l'area 2, una sottofondazione in cls aggiuntiva di spessore pari a 1,55m,



mentre per l'area 4 i micropali posti lato muro esistente saranno inclinati rispetto alla verticale di 18° verso l'esterno, al fine di evitare che la sovrappressioni nel terreno generate dalle barriere non gravino sul muro esistente.



GENERAL CONTRACTOR  Consorzio Collegamenti Integrati Veloci	ALTA SORVEGLIANZA  GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE
	A301-00-D-CV-CL-BAVC-00-007-D00
	Foglio 7 di 38

2. NORMATIVE DI RIFERIMENTO

Il progetto é redatto in conformità alle Normative e Leggi vigenti:

- [NT_1]. D.M. 11.03.1988 öNorme tecniche riguardanti le indagini sui terreni e sulle rocce, la stabilità dei pendii naturali e delle scarpate, i criteri generali e le prescrizioni per la progettazione, l'esecuzione e il collaudo delle opere di sostegno delle terre e delle opere di fondazioneö
- [NT_2]. Circ. Dir. Centr. Tecn. N°97/81 öIstruzioni relative alle Norme tecniche riguardanti le indagini sui terreni e sulle rocce, la stabilità dei pendii naturali e delle scarpate, i criteri generali e le prescrizioni per la progettazione, l'esecuzione ed il collaudo delle opere di sostegni delle terre e delle opere di fondazioneö.
- [NT_3]. D.M. 09.01.1996 öNorme tecniche per il calcolo, l'esecuzione ed il collaudo delle opere in cemento normale e precompresso e per le strutture metallicheö
- [NT_4]. D.M. 16.01.1996 öNorme Tecniche relative ai criteri generali per la verifica di sicurezza delle costruzioni e dei carichi e sovraccarichi
- [NT_5]. Circolare 156 del 04.07.1996 öIstruzioni per l'applicazione delle Norme tecniche relative ai criteri generali per la verifica di sicurezza delle costruzioni e dei carichi e sovraccarichiö
- [NT_6]. D.M. 04/05/1990: "Aggiornamento delle norme tecniche per la progettazione, la esecuzione e il collaudo dei ponti stradali".
- [NT_7]. Ministero LL.PP. 25/02/1991: "Istruzioni relative alla normativa tecnica dei ponti stradali".
- [NT_8]. D.M. 16.01.1996 öNorme tecniche per le costruzioni in zone sismicheö
- [NT_9]. Ordinanza 3274 del 20/03/03 del Consiglio dei ministri ó Allegato 1 ó öCriteri per l'individuazione delle zone sismiche ó Individuazione, formazione e aggiornamento degli elenchi nelle medesime zoneö
- [NT_10]. Ordinanza 3274 del 20/03/03 del Consiglio dei ministri ó Allegato 4 ó öNorme Tecniche per il progetto sismico delle opere di fondazione e sostegno dei terreniö
- [NT_11]. Ordinanza n.3316 - Modifiche ed integrazioni all'Ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri n.3274 del 20.03.03
- [NT_12]. Raccomandazioni AICAP öAncoraggi nei terreni e nelle rocceö ed. Maggio 1993.
- [NT_13]. Istruzioni FF.SS. n°I/SC/PS-OM/2298 ó öSovraccarichi per il calcolo dei ponti ferroviari ó Istruzioni per la progettazione, l'esecuzione e il collaudo.ö
- [NT_14]. Istruzioni FF.SS. 44a - öCriteri generali e prescrizioni tecniche per la progettazione l'esecuzione e il collaudo di cavalcavia e passerelle pedonali sovrastanti la sede ferroviariaö.
- [NT_15]. Prescrizioni tecniche per la progettazione FF.SS. - öManuale di progettazione - Corpo stradaleö

2.1. NORMATIVA TECNICA VIGENTE

- [NT_16]. Norma UNI EN 206-1:2006 öCalcestruzzo. Parte 1: Specificazione, prestazione, produzione e conformitàö
- [NT_17]. UNI EN 197-1 giugno 2001 ó öCemento: composizione, specificazioni e criteri di conformità per cementi comuni

GENERAL CONTRACTOR  Consorzio Collegamenti Integrati Veloci	ALTA SORVEGLIANZA  GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE
	A301-00-D-CV-CL-BAVC-00-007-D00
	Foglio 8 di 38

- [NT_18]. UNI EN 11104 marzo 2004 ó òCalcestruzzo: specificazione, prestazione, produzione e conformità, Istruzioni complementari per l'applicazione delle EN 206-1
- [NT_19]. Linee guida sul calcestruzzo strutturale - 5 aprile 2013- Presidenza del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici - Servizio Tecnico Centrale
- [NT_20]. UNI EN 1991-1-5:2004 òEurocodice 1 ó Azioni sulle strutture ó Azioni in generale ó Azioni termicheö
- [NT_21]. UNI EN 1992-1-1:1993 òEurocodice2 ó Progettazione delle strutture in calcestruzzo ó Parte 1-1 ó Regole generali e regole per edificiö
- [NT_22]. UNI EN 1993-1-1:2005 òEurocodice 3 ó Progettazione delle strutture in acciaio ó Parte 1-1 ó Regole generali e regole per edificiö
- [NT_23]. UNI EN 1997-1:1997 òEurocodice 7 ó Progettazione geotecnica ó Parte 1: Regole generaliö
- [NT_24]. Raccomandazioni AICAP òAncoraggi nei terreni e nelle rocceö ed. giugno 2012.
- [NT_25]. Raccomandazioni AGI òRaccomandazioni sui pali di fondazioneö ed. dicembre 1984.
- [NT_26]. Norma UNI EN 10025 ó 2005 ó òProdotti laminati a caldo di acciai per impieghi strutturali
- [NT_27]. DM 16 Gennaio 1996 ó òNorme tecniche per le costruzioniö
- [NT_28]. Istruzioni RFI - RFI/DTC/INC/PO/SP/IFS/001/A ó 21 dicembre 2011 ó òSpecifiche per la progettazione e l'esecuzione dei ponti ferroviari e di altre opere minori sotto binario.ö

GENERAL CONTRACTOR  Consorzio Collegamenti Integrati Veloci	ALTA SORVEGLIANZA  GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	
	A301-00-D-CV-CL-BAVC-00-007-D00	Foglio 9 di 38

3. METODO DI CALCOLO

Il metodo di calcolo e di verifica utilizzato è quello degli stati limite (SLU-SLE). I risultati dell'analisi strutturale condotta per le singole condizioni di carico, moltiplicati da opportuni coefficienti e combinati in casi di carico, definiscono le sollecitazioni di calcolo delle membrature da verificare.

Le opere oggetto della presente relazione sono state progettate e calcolate secondo i metodi della scienza delle costruzioni, adottando per le verifiche il criterio degli stati limite (S.L.).

I criteri generali di sicurezza e le azioni di calcolo sono stati assunti in conformità con il D.M. 16.01.96 e Norme tecniche per le costruzioni.

Le caratteristiche dei materiali sono state assunte in conformità con il D.M. 14.01.2008 e Norme tecniche per le costruzioni e relativa circolare esplicativa (Circolare 02.02.2009 n. 617/C.S.LL.PP.), nonché alle Istruzioni RFI/DTC/INC/PO/SP/IFS/001/A.

4. CARATTERISTICHE DEI MATERIALI IMPIEGATI

Con riferimento alle normative citate le strutture sono state verificate adottando i seguenti parametri di resistenza dei materiali.

4.1. CALCESTRUZZO PER LE STRUTTURE

CALCESTRUZZO FONDAZIONI CLASSE C25/30 ($R_{CK} \geq 30 \text{ N/MM}^2$)

Classe di esposizione: XC2 (UNI EN 206-1)

Copriferro nominale min. per strutture interrato = 30 mm (ricoprimento armature più esterne)

Classe di consistenza: S3 (UNI EN 206-1)

Massima dimensione aggregati ϕ 32 mm

CALCESTRUZZO ELEVAZIONI CLASSE C32/40 ($R_{CK} \geq 40 \text{ N/MM}^2$)

Classe di esposizione: XC4 (UNI EN 206-1)

Copriferro nominale min. per strutture in elevazione = 40mm (ricoprimento armature più esterne)

Classe di consistenza: S4 (UNI EN 206-1)

Massima dimensione aggregati ϕ 32 mm

GENERAL CONTRACTOR  Consorzio Collegamenti Integrati Veloci	ALTA SORVEGLIANZA  GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	
	A301-00-D-CV-CL-BAVC-00-007-D00	Foglio 10 di 38

CALCESTRUZZO PER MAGRONI CLASSE C12/15 ($R_{ck} \geq 15 \text{ N/MM}^2$)

Resistenza media $\geq 15 \text{ N/mm}^2$

Contenuto minimo cemento: 150 kg/m^3

CALCESTRUZZO PALI CLASSE C25/30 ($R_{ck} \geq 30 \text{ N/MM}^2$)

Classe di esposizione: XC2 (UNI EN 206-1)

Copriferro nominale min. per strutture interrato = 60 mm

(nel caso di pali trivellati) 60 mm

Classe di consistenza: S4 (UNI EN 206-1)

Massima dimensione aggregati $\phi 32 \text{ mm}$

4.2. ACCIAIO PER LE STRUTTURE IN CEMENTO ARMATO

Per l'acciaio di armatura è stato utilizzato un acciaio B 450 C avente le seguenti caratteristiche.

$f_{y,k} = 450 \text{ MPa}$ (resistenza caratteristica di snervamento #11.3.2 ó NTC08);

$f_{t,k} = 540 \text{ MPa}$ (resistenza caratteristica di rottura #11.3.2 ó NTC08);

$\gamma_s = 1.15$ (coefficiente di sicurezza #4.1.2.1.1.3 ó NTC08).

4.3. MICROPALI

Malte e miscele per iniezioni: $R_{ck} \times 25 \text{ MPa}$

Rapporto A/C Max in peso í í í í í í í í í ..í 0.5

Acciaio tubi S355 JR

5. PARAMETRI GEOTECNICI TERRENO

Per le caratteristiche geo meccaniche del terreno si assumono i parametri dedotti dalla relazione geologica del Dott. Geologo Anselmi.

LITOLOGIA TRATTO A:

0,0 ÷ 5,00 Limo Argilloso debolmente sabbioso di colore rossiccio con abbondanti inclusi eterogenei a spigoli vivi ed arrotondati

5,00 Ghiaia eterogenea ed etero metrica da sub angolare a sub arrotondata in matrice limoso sabbiosa di colore nocciola

PARAMETRI GEOTECNICI:

Litologia	γ	C	ϕ	E
	(t/m ³)	(Kg/cm ²)	(°)	(Kg/cm ²)
Limo argilloso Debolmente sabbioso	1.8	0.2	25	200
Ghiaia	1.9	0.0	33	400
Argilla marnosa marne argillose	2.1	2.0	35	2000

6. INDIVIDUAZIONE DEL CODICE DI CALCOLO

Norme C.N.R.-U.N.I 10024/86: informazioni sul codice di calcolo.

Codice DOLMENWIN, versione 13, prodotto, distribuito e assistito dalla Soc. CDM DOLMEN, con sede in Torino, via Drovetti 9/F.

Il codice effettua l'analisi elastica lineare di strutture tridimensionali con nodi a sei gradi di libertà. Gli elementi considerati sono di tipo guscio, sia rettangolare che triangolare, aventi comportamento membrana e piastra. I carichi possono essere applicati sia ai nodi, come forze o coppie concentrate, sia sugli elementi guscio come carichi d'area. I vincoli esterni sono definiti da sei costanti di rigidità elastica.

L'affidabilità del codice di calcolo è garantita dall'esistenza di un'ampia documentazione di supporto, che riporta, per una serie di strutture significative, i confronti tra le analisi effettuate con il codice e quelle effettuate con codici di confronto (HERCULES della Soc. SOCOTEC - Parigi). La presenza di un modulo CAD per l'introduzione dei dati permette la visualizzazione dettagliata degli elementi e dei carichi introdotti. E' possibile ottenere rappresentazioni grafiche di deformate, sollecitazioni e stati di tensione della struttura.

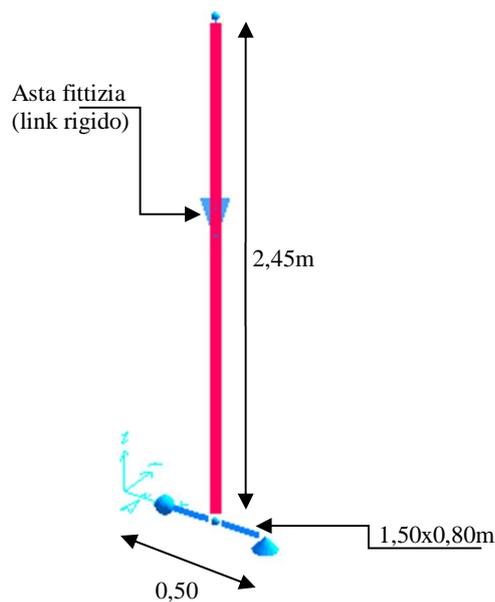
7. MODELLAZIONE

Le suddette tipologie strutturali sono state calcolate come travi semplicemente appoggiate (appoggi costituiti dai micropali) e caricate considerando un'eccentricità delle azioni pari allo spessore della trave.

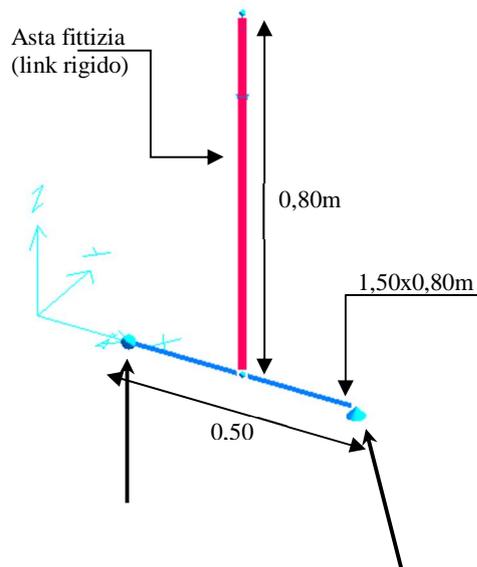
I modelli sono stati effettuati con elementi finiti monodimensionali (modello ad aste), ciascuno con la propria sezione reale.

MODELLI IN 3D

AREA 2



AREA 4



8. ANALISI DEI CARICHI

8.1. CONDIZIONI ELEMENTARI DI CARICO

Nella seguente tabella si riportano le condizioni di carico analizzate nei modelli F.E.M.



Schede condizioni						
Nuova scheda		Modifica scheda		Duplica scheda		Elimina scheda
Num.	Nome	Coeff.	N° carichi	Categoria in NTC2008		Categoria in norme preced
<input checked="" type="radio"/> 001)	Peso_proprio_____	1	1	Peso proprio		Permanente
<input type="radio"/> 002)	PP_panneli	1	1	Permanente		Permanente
<input type="radio"/> 003)	Vento+Sovraspinta_Tr	1	2	A:Var abitazione		Var.abitazione

8.2. COMBINAZIONI DI CARICO

NOME	DESCRIZIONE	VERIFICA	TIPO	CONDIZ. INSERITE			CASI INSERITI	
				Num.	Coeff.	Segno	Num.	Coeff.
1	1.4PP+1.4Pa+1.5S	S.L.U.	somma	1	1.400	+		
				2	1.400	+		
				3	1.500	±		
2	1.0PP+1.0Pa+1.5S	S.L.U.	somma	1	1.000	+		
				2	1.000	+		
				3	1.500	±		

Si riporta una breve descrizione dei casi di carico considerati:

caso 1: combinazione a Stato Limite Ultimo, che considera i pesi propri delle strutture, carichi permanenti dovuti al peso delle barriere ed i carichi variabili relativi al vento e alla sovraspinta dovuta al passaggio del treno, senza considerare l'azione del sisma;

caso 2: combinazione a Stato Limite Ultimo, che considera i pesi propri delle strutture, carichi permanenti dovuti al peso delle barriere considerate come carichi favorevoli ed i carichi variabili relativi al vento e alla sovraspinta dovuta al passaggio del treno, senza considerare l'azione del sisma;

Il sisma è stato trascurato in quanto produce delle azioni inferiori a quelle relative alla sovraspinta dovuta al passaggio del treno.

8.3. DEFINIZIONE DEI CARICHI

Di seguito vengono definiti tutti i carichi riportati al paragrafo precedente.

- **δPeso_Proprio**

Il peso proprio delle travi di fondazione si è applicato come carico concentrato sul nodo centrale, e calcolato distribuendo il peso complessivo di ciascun concio di trave di lunghezza pari a 1.00m per il cordolo di tipo1; Ottenendo pertanto:

$$q_{\text{tipo1}} = 0.90 \cdot 0.80 \cdot 1.00 \cdot 2500 = 1800 \text{ daN}$$

- **δPp_pannellio**

In tale combinazione viene contemplato il peso dei pannelli sia in c.a. sia in acciaio delle barriere ed anche l'incidenza dei montanti costituiti da profili in acciaio.

Tali carichi sono stati desunti dai documenti sopra citati, di cui si riporta uno stralcio di seguito.

$$Pp_{\text{Pannelli acciaio}} = 50 \text{ daN/m}^2$$

$$Pp_{\text{Pannelli c.a.}} = 350 \text{ daN/m}^2$$

$$Pp_{\text{Profili}} = 20 \text{ daN/m}$$

In definitiva si sono desunti i pesi dei pannelli dall'elaborato fornito da COCIV e intitolato "Montanti Metallici per Barriere Antirumore" con codifica A301-00-D-CV-CL-BAVC00-00X-A.

Barriera	z [m]	N [kN]
H0	3.0	22.50
H1	3.5	23.25
H2	4.0	24.00
H3A	4.5	24.75
H4A	5.0	25.50
H5A	5.5	26.25
H6A	6.0	27.00
H7A	6.5	27.75
H8A	7.0	19.00
H9A	7.5	19.50
H10	8.0	20.00

Estratto dalla relazione: Montanti Metallici per Barriere Antirumore

Le considerazioni, i calcoli e le verifiche allegate di seguito risultano valide anche nel caso in cui i pannelli di acciaio vengano sostituiti con dei pannelli di vetro stratificato tipo 8+1.52+8 mm.

Tele sostituzione, infatti, non comporta aumenti di carico rispetto alle considerazioni citate sopra in quanto il peso dei paraventi in vetro risulta minore di quelli in acciaio come mostrato nei calcoli sotto riportati:

$$\begin{aligned} & \left[\frac{0.008 \cdot 0.008 \cdot 2700}{43.2} \right] / \left[\frac{0.008 \cdot 0.008 \cdot 2700}{43.2} \right] \\ & \left[\frac{0.008 \cdot 0.008 \cdot 2700}{43.2} \right] / \left[\frac{0.008 \cdot 0.008 \cdot 2700}{43.2} \right] \end{aligned}$$

• **δAzione del Vento**

_Il carico del vento secondo il D.M. 16-01-1996 è il seguente:

$p = q_{ref} \cdot C_e \cdot C_p \cdot C_d$ = pressione del vento

$q_{ref} = v_{ref}^2 / 1.6 = 391 \text{ N/m}^2$, pressione cinetica di riferimento

$v_{ref} = v_{ref,0} = 25 \text{ m/s}$, per $a_s < a_0$, velocità di riferimento del vento

$a_s = 200 \text{ m}$, altitudine sul livello del mare del sito

Zona 1 (Piemonte,..)

$v_{ref,0} = 25 \text{ m/s}$; $a_0 = 1000 \text{ m}$; $a_s < a_0$

$$\left. \begin{aligned} C_e(z) &= k_r^2 \cdot C_t \cdot \ln(z/z_0) \cdot a [7 + C_t \cdot \ln(z/z_0)] \text{ per } z \geq z_{min} \\ C_e(z) &= C_e(z_{min}) \text{ per } z < z_{min} \end{aligned} \right\} \text{ Coefficiente di esposizione}$$

Classe di rugosità del terreno C, Aree con ostacoli diffusi

Categoria III, sito distante oltre 30 Km dalla costa, altitudine <500m

$k_r = 0.20$, $z_0 = 0.10 \text{ m}$, $z_{min} = 5.00 \text{ m}$, $z = 6.00 \text{ m}$

$z = z_{min}$

Calcolo coefficiente di topografia

$$C_t = 1 + \beta \cdot \gamma [1 - 0.1(x/H)]$$

$\beta = 0.5$ per $z/H \leq 0.75$

$\beta = 0.8 - 0.4(z/H)$ per $0.75 < z/H \leq 2$

$\beta = 0$ per $z/H > 2$

$\gamma = 0$ per $H/D \leq 0.10$

$\gamma = 1/0.20(H/D - 0.10)$ per $0.10 < H/D \leq 0.30$

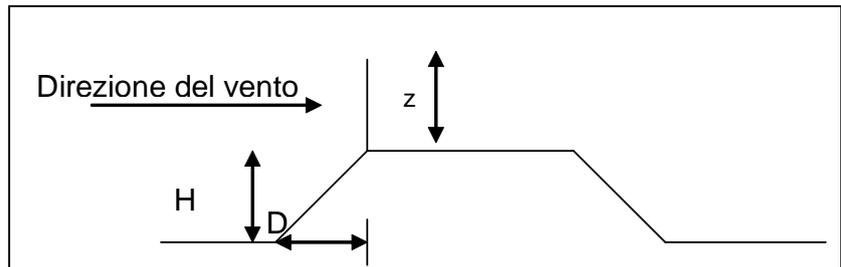
$\gamma = 1$ per $H/D > 0.30$

x , distanza tra ciglio rilevato e barriera

H , altezza rilevato

D , larghezza scarpata

z , altezza barriera



Ipotizzando le condizioni peggiori

($H=8\text{m}$, $D=12\text{m}$, $x=0$, $z=6.00\text{m}$), si ottiene:

$$z/H = 0.75 \quad \rightarrow \beta = 0.5$$

$$H/D = 0.66 \quad \rightarrow \gamma = 1$$

Quindi

$$C_t = 1.5$$

$$C_e = 3.23$$

$C_p = 1.2$ coefficiente di forma per pensiline con $\alpha > 35^\circ$

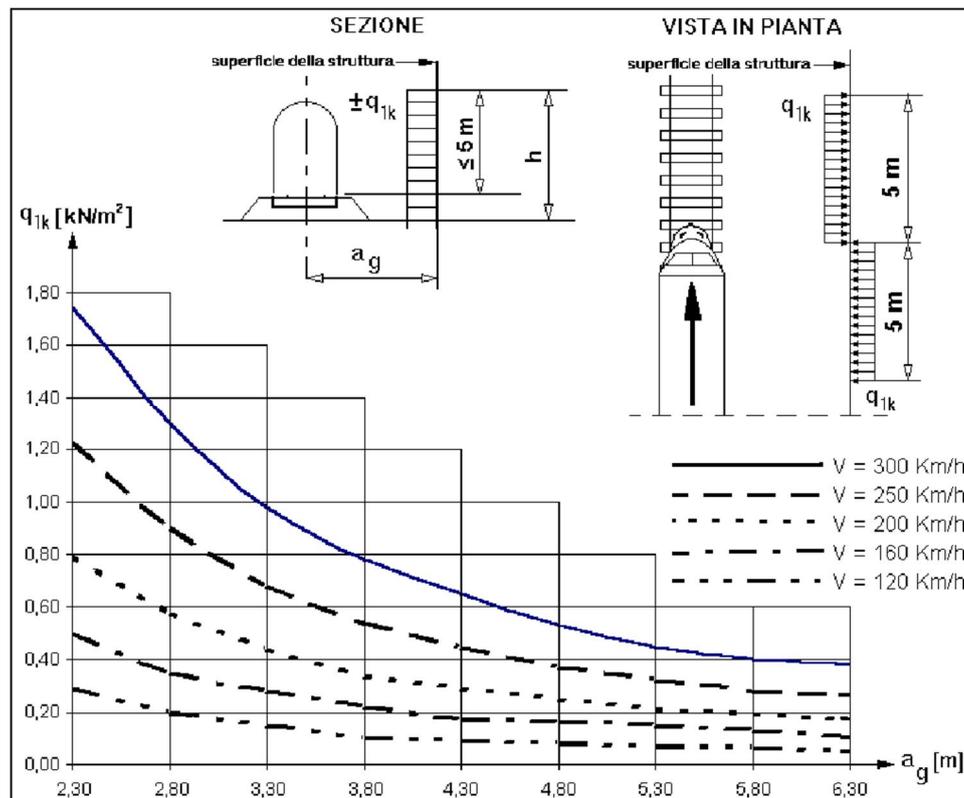
$$C_d = 1.0$$

$$p = q_{\text{ref}} \cdot C_e \cdot C_p \cdot C_d = 391 \cdot 3.57 \cdot 1.2 \cdot 1 = 1675 \text{ N/m}^2$$

- **δSovraspinta_Trenoö**

In tale combinazione viene contemplata l'azione di sovraspinta dovuta al passaggio del treno, considerando una velocità massima dei convogli di 160 km/h.

L'effetto aerodinamico associato al passaggio del convoglio ferroviario è stato valutato ipotizzando la situazione più gravosa possibile, facendo riferimento alla seguente figura ricavata dall'istruzione FS δSovraccarichi per il calcolo dei ponti ferroviari.



Valori caratteristici delle azioni q_{1k} per superfici verticali parallele al binario

$$q_{1k} = f(a_g, v) = 0.20 \text{ kN/m}^2 \text{ per treni aerodinamici ETR}$$

$$a_g = 4.30 \text{ m, distanza asse binario-barriera minima}$$

$$v = 160 \text{ Km/h, velocità massima per treni aerodinamici ETR,}$$

$$p_a = q_{1k} \times k_1 = 0.20 \text{ kN/m}^2 \text{ per treni aerodinamici ETR}$$

$$k_1 = 1.00 \text{ per treni aerodinamici ETR,}$$

- **Vento + sovraspinta treno**

La velocità del treno nel tratto considerato è $V_{max} \leq 160$ km/h. L'azione orizzontale da applicare alle barriere antirumore, sia per le verifiche statiche che per le verifiche a deformazione, verrà assunta come valore statico pari al massimo tra 1.50 kN/m² e la somma dell'azione dovuta al vento e agli effetti aerodinamici associati al passaggio dei convogli ferroviari.

$$q_h = p + p_{a,max} = 1.675 + 0.20 = 1.875 \text{ kN/m}^2$$

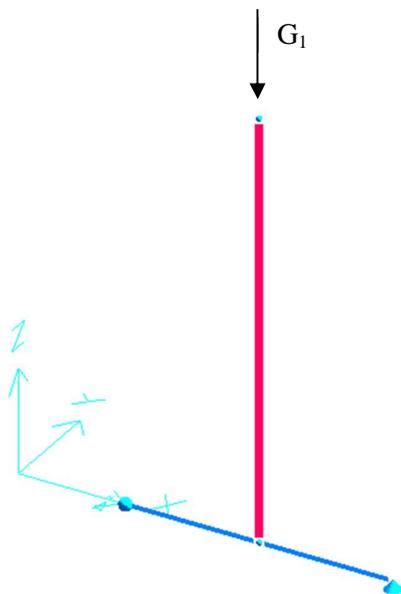
La pressione che si assume per le verifiche statiche e di deformazione sarà pari a **1.90 kN/m²**.

- **Carichi sismici**

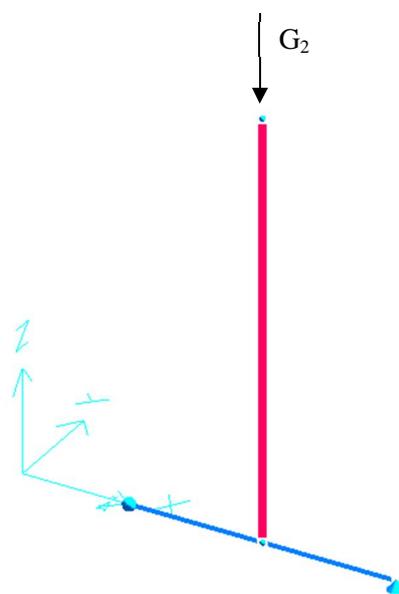
Vedi **Capitolo 9 - Pericolosità sismica di base del sito e modellazione sismica**

8.4. GRAFICI ESPLICATIVI DEI CARICHI

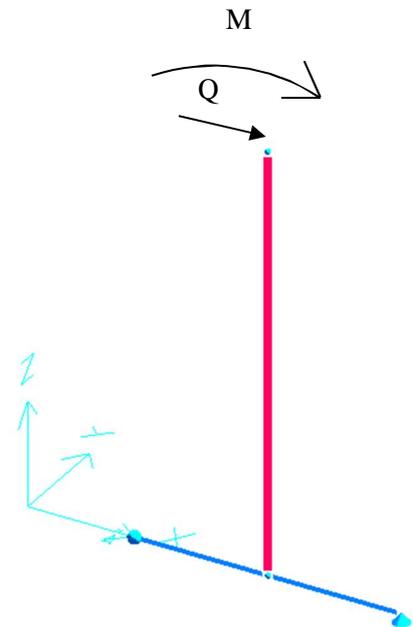
Peso proprio cordolo



Peso proprio pannelli



vento + sovraspinta treno



9. PERICOLOSITÀ SISMICA DI BASE DEL SITO E MODELLAZIONE SISMICA

9.1. AZIONE SISMICA

Le azioni sismiche sono state considerate tramite un'analisi statica con i parametri di seguito esposti.

$$F = k \cdot W \cdot S \cdot R \cdot I \cdot C_f \cdot C_s$$

dove:

$$k = 0,04$$

Coefficiente di intensità sismica

$$S = 6$$

Grado di sismicità

$$R = 1$$

Coefficiente di risposta relativo alla direzione considerata

$$I = 1,2$$

Coefficiente di protezione sismica

$$= 1,3$$

Coefficiente di fondazione

$$= 1$$

Coefficiente di struttura

$$W = P_{\text{proprio}} = 1113 \text{ daN/m} \quad \text{Peso complessivo di 1 metro di barriera H10}$$

$$F = 0,0624 \cdot 1113 \cdot 69,5 / 100$$

Per confrontare tale forza orizzontale con l'azione prodotta dal vento + la sovraspinta del treno si divide per l'altezza della barriera H10.

$$q = \frac{69,5}{8 \cdot 100} = 0,087 \text{ daN/m}^2 \quad q = 1,90 \text{ daN/m}^2 \quad q$$

Vista la minore entità della spinta orizzontale dovuta al sisma, rispetto all'azione determinata dal vento più la sovraspinta del treno, si è deciso di trascurare tale contributo.

10. VERIFICHE GEOTECNICHE E SLU MICROPALI

Nel seguente paragrafo si riportano le verifiche di portata e di resistenza condotte sui micropali Ø220 mm .

Tali verifiche sono state eseguite seguendo l'Approccio 2 (A1+M1+R2), secondo quanto previsto dall' UNI EN 1997 "Eurocodice 7".

Si considerano pertanto le combinazioni dei carichi a SLU (A1) e i parametri geotecnici ridotti dei coefficienti γ_M dell'insieme M1, visibili nei prospetti A.3 e A.4 dell'Eurocodice 7 riportati sotto.

prospetto A.3 Coefficienti parziali sulle azioni (γ_F) o sugli effetti delle azioni (γ_E)

Azione		Simbolo	Insieme	
			A1	A2
Permanente	Sfavorevole	γ_G	1,35	1,0
	Favorevole		1,0	1,0
Variabile	Sfavorevole	γ_Q	1,5	1,3
	Favorevole		0	0

prospetto A.4 Coefficienti parziali sui parametri del terreno (γ_M)

Parametro del terreno	Simbolo	Insieme	
		M1	M2
Angolo di resistenza al taglio ^{a)}	γ_φ	1,0	1,25
Coesione efficace	γ_c	1,0	1,25
Resistenza al taglio non drenata	γ_{cu}	1,0	1,4
Resistenza non confinata	γ_{qu}	1,0	1,4
Peso dell'unità di volume	γ_γ	1,0	1,0

a) Questo coefficiente si applica a $\tan \varphi'$.

I valori di calcolo della resistenza si ottengono a partire dai valori caratteristici applicando i coefficienti parziali γ_R del prospetto A.7 dell' UNI EN 1997 "Eurocodice 7" qui di seguito riportato:

prospetto A.7 Coefficienti parziali sulla resistenza (γ_R) per pali trivellati

Resistenza	Simbolo	Insieme			
		R1	R2	R3	R4
Base	γ_b	1,25	1,1	1,0	1,6
Laterale (compressione)	γ_s	1,0	1,1	1,0	1,3
Totale/combinata (compressione)	γ_t	1,15	1,1	1,0	1,5
Laterale in trazione	γ_{st}	1,25	1,15	1,1	1,6

La resistenza caratteristica è ottenuta con metodo empirico che prevede l'utilizzo dei risultati di prove in sito applicando alle resistenze i fattori di correlazione ξ deducibili nel prospetto A.10 qui di seguito riportato:

prospetto A.10 **Fattori di correlazione ξ per ricavare i valori caratteristici da risultati di prove sul sottosuolo (n - numero di profili di prova)**

ξ per n =	1	2	3	4	5	7	10
ξ_3	1,40	1,35	1,33	1,31	1,29	1,27	1,25
ξ_4	1,40	1,27	1,23	1,20	1,15	1,12	1,08

I valori delle capacità portante di calcolo andranno confrontati con il massimo valore del carico verticale di calcolo sollecitante.

$$N_{Ra} > N_{Sa}$$

10.1. CALCOLO DELLA CAPACITÀ PORTANTE VERTICALE DEL MICROPALO

Il calcolo viene eseguito secondo il metodo messo a punto dall'École Nationale des Ponts et Chaussées da Bustamante e Doix, recepito nella gran parte delle normative e linee guida in Europa e negli Stati Uniti (FHWA) e basato sulla conoscenza dei valori del parametro N_{SPT} 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 répétitive et selective). Appartengono a tale gruppo i micropali da adottare per le barriere antirumore;
- micropali eseguiti con getto dell'intero palo in una unica soluzione (IGU, injection globale inique).

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

$$Q_{ul} = \alpha \cdot Q_{p,ult} + \beta \cdot Q_{l,ult}$$

dove

Q_{ul} è la portata laterale: $Q_{ul} = \alpha \cdot Q_{p,ult} + \beta \cdot Q_{l,ult}$

con D_b = diametro reso del micropalo = D_s ;

D_s = 220 mm (diametro di perforazione);

L_p = lunghezza della zona iniettata;

α = coefficiente adimensionale che tiene conto della tecnica di esecuzione dei micropali e del tipo di terreno (vedi tabella A). In via cautelativa si può adottare un coefficiente α pari ad 1.1 per la parte IGU in limo argilloso (0÷5 m) e 1.2 per la parte IGU in terreno ghiaioso (> 5 m di profondità), cioè i valori minimi per ognuna delle due categorie di terreno;

q_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 per vari tipi di terreno e per le due tecniche di realizzazione del micropalo.

Q_{pl} : portata alla punta. 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 q_s ed L_p .

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

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

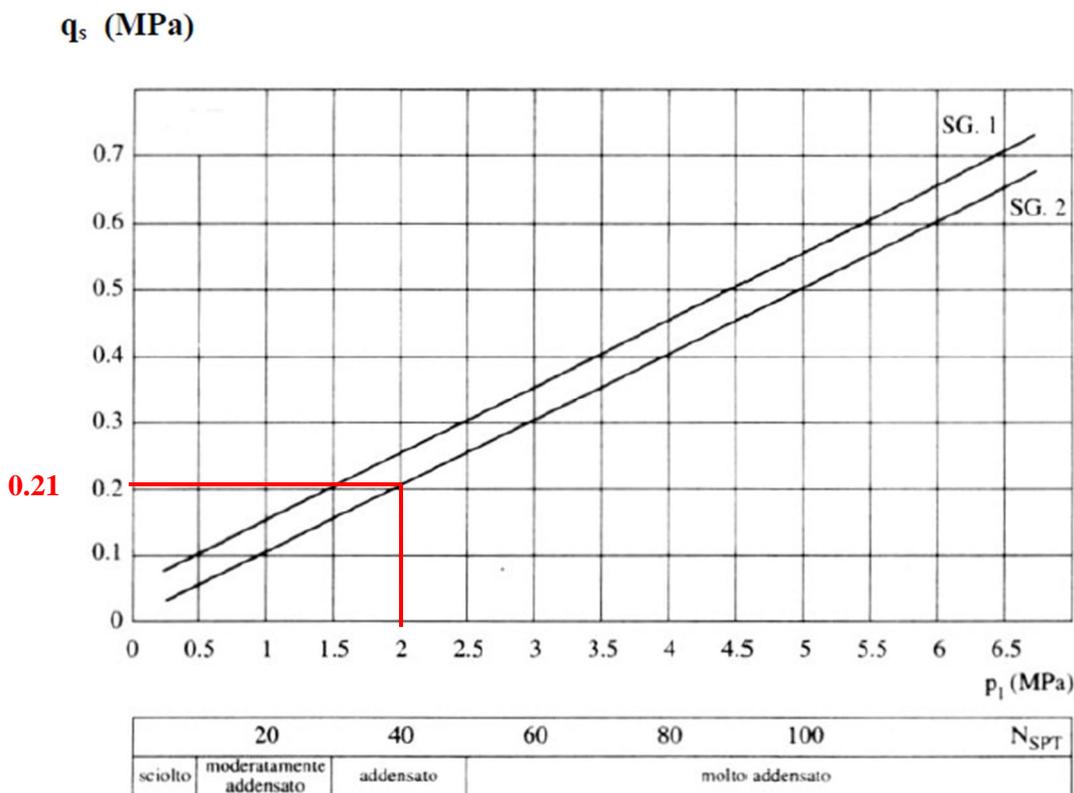


Figura I: Abaco per il calcolo di q_s per sabbie e ghiaie.

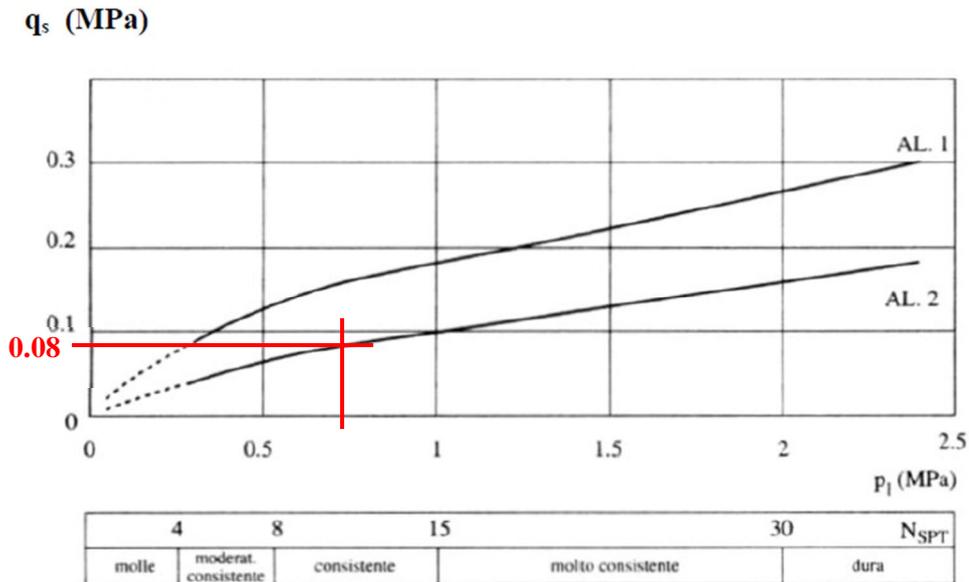


Figura II: Abaco per il calcolo di q_s per argille e limi.

Tabella A: Valori del coefficiente α ; $\alpha = \frac{q_s}{p_1} \cdot \frac{p_1}{q_s}$

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: $2V_S$; IGU: $1,5V_S$
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
Calcarei marnosi	1,8	1,1 - 1,2	$(2 - 6)V_S$ o più per strati fratturati
Calcarei alterati o fratturati	1,8	1,1 - 1,2	
Roccia alterata e/o fratturata	1,2	1,1	$(1,1-1,5)V_S$ per strati poco fratturati $2V_S$ o più per strati fratturati

Tabella B: indicazioni per la scelta del valore q_s

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	≥ R1	≥ R2

In funzione delle condizioni locali del terreno si dovrà tener conto dell'eventuale effetto di gruppo della palificata definendo un coefficiente riduttivo η della capacità portante.

Si può a questo punto calcolare la capacità portante del micropalo per sforzo N di compressione e/o trazione secondo le seguenti formule:

a) compressione:
$$N_{comp} = \eta \cdot (L_p \cdot q_{tip} + \sum_{i=1}^n q_{l,i} \cdot L_i)$$

b) trazione:
$$N_{traz} = \eta \cdot (L_p \cdot q_{tip} + \sum_{i=1}^n q_{l,i} \cdot L_i)$$

dove

q_{tip} è il valore di calcolo della portata laterale del micropalo

$q_{l,i}$ è il valore di calcolo della portata alla punta del micropalo

$\sum_{i=1}^n q_{l,i} \cdot L_i$ è il peso del micropalo

I valori delle capacità portanti andranno confrontati con il massimo valore del carico verticale che si applica al micropalo per sforzo N di compressione e/o trazione. I valori di L_p saranno determinati in modo che i valori limite di portata verticale risulteranno superiori ai rispettivi sforzi di calcolo.

La lunghezza del micropalo così calcolata dovrà essere aumentata di 2 metri in caso di realizzazione dell'opera su rilevato ferroviario per tener conto del ridotto stato di addensamento del terreno in prossimità della scarpata del rilevato stesso. Negli altri casi non in rilevato la lunghezza dovrà essere aumentata di 1m.

a. Compressione

$$N_{comp} = \eta \cdot (L_p \cdot q_{tip} + \sum_{i=1}^n q_{l,i} \cdot L_i) \cdot 0.8 \cdot \beta \cdot \gamma_{red}$$

$$N_{traz} = \eta \cdot (L_p \cdot q_{tip} + \sum_{i=1}^n q_{l,i} \cdot L_i) \cdot 1.2 \cdot \gamma_{red}$$

$\beta = 1.15$ tiene conto della portata alla punta pari al 15% di quella laterale

$$\gamma_{red} = \frac{q_{tip}}{q_{tip,lim}}$$

$$\gamma_{red} = \frac{q_{l,i}}{q_{l,i,lim}}$$

dove $q_{tip,lim}$ è 1.1

dove $\sigma_{1.1}$

$$\sigma_{1.1} = \frac{M_{1.1}}{W_{1.1}}$$

b. Trazione

$$\sigma_{1.1} = \frac{M_{1.1}}{W_{1.1}} = \frac{0.8 \cdot \sigma_{1.1} \cdot W_{1.1} \cdot 0.8 \cdot \sigma_{1.1} \cdot W_{1.1} \cdot 0.8 \cdot \sigma_{1.1} \cdot W_{1.1} \cdot 0.8 \cdot \sigma_{1.1} \cdot W_{1.1}}{W_{1.1}}$$

dove $\sigma_{1.1}$

$$\sigma_{1.1} = \frac{M_{1.1}}{W_{1.1}}$$

10.2. CALCOLO DELLA CAPACITÀ PORTANTE ORIZZONTALE DEL MICROPALO

La valutazione dello stato di sollecitazione dei micropali in condizioni di esercizio può essere effettuata assimilando il terreno ad un mezzo alla Winkler, costituito da un letto di molle orizzontali indipendenti l'una dall'altra.

Nell'ipotesi di k_h (coefficiente di reazione orizzontale del terreno) costante con la profondità, l'equazione differenziale che governa lo spostamento di un palo caricato lateralmente è:

$$E \cdot J \cdot \frac{d^4 y}{dz^4} + k_h \cdot D_b \cdot y = 0$$

in cui:

E = modulo elastico longitudinale del micropalo

J = momento d'inerzia del micropalo

y = spostamento orizzontale rispetto alla direzione verticale

L'equazione si può anche scrivere nella forma:

$$\frac{d^4 y}{dz^4} + \frac{4}{\lambda^4} y = 0$$

in cui

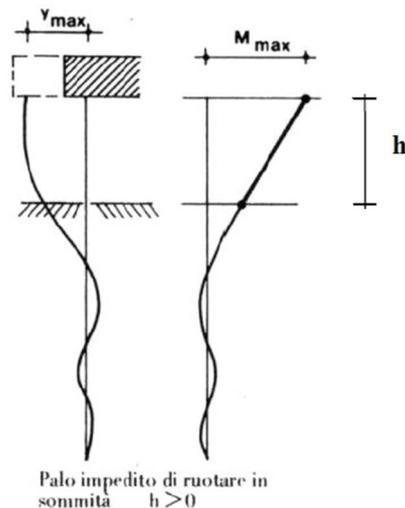
$$\lambda = \sqrt[4]{\frac{4EJ}{k_h D_b}}$$

è la lunghezza caratteristica del micropalo.

Dalla risoluzione dell'equazione differenziale per un micropalo soggetto ad una forza orizzontale $H = T$ applicata in testa, sporgente dal terreno di $h = 2.00$ m (nel caso di rilevato) o di $h=1.00$ m (negli altri casi) ed impedito di ruotare in testa per l'incastro determinato dal plinto, il massimo valore del momento e del taglio agenti sul palo valgono:

$$M_{max} = 0.5 \cdot T \cdot h$$

$$T_{max} = T$$



Utilizzando queste sollecitazioni sarà possibile dimensionare l'armatura del micropalo.

forza orizzontale applicata in testa al micropalo sporgente dal terreno di $h = 2$ m per la presenza di uno strato superficiale assunto come non collaborante (nel caso di rilevati) oppure $h = 1$ m nei restanti casi.

calcolato in base alle seguenti proprietà:

$$J = \frac{4 \cdot E \cdot J_s}{2 \cdot E_c}$$

dove

E modulo elastico del calcestruzzo

J_s momento d'inerzia del tubo

J_c momento d'inerzia del calcestruzzo

l'acciaio è omogeneizzato al calcestruzzo con $n=6$

$J = J_c + n \cdot J_s$ momento d'inerzia totale

$k_h = c_g \cdot n_h \cdot z/d$ coefficiente di reazione orizzontale del terreno

$c_g = 0.5$ coefficiente riduttivo di gruppo (dipendente dal numero di micropali)

$n_h = a \cdot \gamma / 1.35$ dove:

a coefficiente adimensionale dipendente dallo stato di addensamento del terreno;

γ peso specifico del terreno.



z profondità media del terreno reagente, trascurando il primo metro di terreno per tener conto della scarsa resistenza laterale offerta da tale strato

$$d = D_d$$

$$z_{0,22} = 0.5 \cdot z_{0,22} \cdot \left(\frac{z_{0,22}}{z_{0,22}} \right)^{0.22}$$

$$z_{0,22} = z_{0,22} \cdot \left(\frac{z_{0,22}}{z_{0,22}} \right)^{0.22}$$

$$z_{0,22} = \frac{z_{0,22} \cdot z_{0,22}}{z_{0,22}}$$

$$z_{0,22} = \frac{z_{0,22}}{z_{0,22}}$$

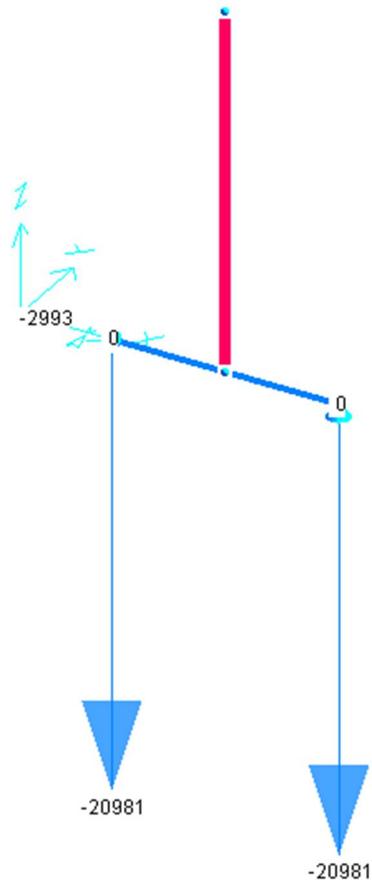
$$z_{0,22} = \frac{z_{0,22} \cdot z_{0,22}}{z_{0,22}}$$

11. VERIFICHE MICROPALI FONDAZIONE AREA 2

11.1. SOLLECITAZIONI

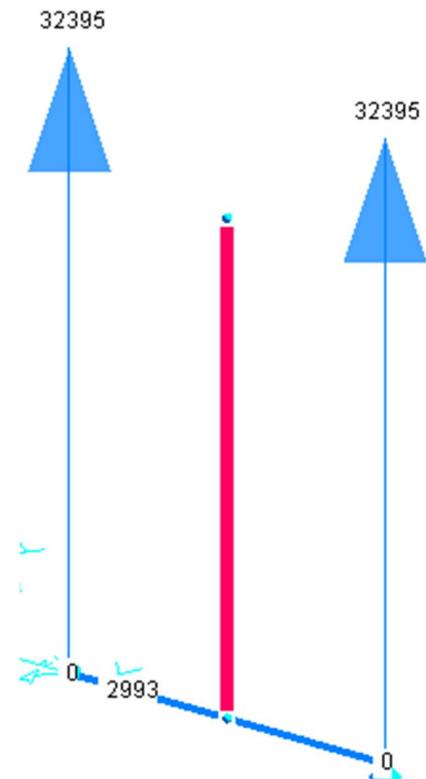
Si riportano le reazioni alla testa dei micropali calcolate per i casi di carico n. 1 e 2.

Reazioni minime Verticali - N_{min}



$$N_{Sd,min} = 210 \text{ kN (trazione)}$$

Reazioni massime Verticali - N_{max}



$$N_{Sd,max} = 324 \text{ kN (compressione)}$$

$$V_{Sd,max} = 29.9/2\text{pali} = 15 \text{ kN (taglio orizzontale)}$$

11.2. CAPACITÀ PORTANTE VERTICALE DEL MICROPALO

Nella tabella che segue vengono riportati i valori di $Q_{lim,comp}$ e $Q_{lim,traz}$ in funzione delle diverse lunghezze L_{IGU2} dei micropali.

APPROCCIO 2 - A1+M1+R2										
L_{IGU1} [m]	L_{IGU2} [m]	L_p [m]	$Q_{ll,k}$ [kN]	$Q_{bl,k}$ [kN]	$Q_{ll,d,comp}$ [kN]	$Q_{ll,d,traz}$ [kN]	$Q_{bl,d}$ [kN]	W_p [kN]	$Q_{lim,comp}$ [kN]	$Q_{lim,traz}$ [kN]
4	0	4	155.702	23.355	141.548	135.393	21.232	3.801	158.978	139.195
5	0	5	194.628	29.194	176.934	169.242	26.540	4.752	198.723	173.993
5	1	6	306.097	45.915	278.270	266.171	41.740	5.702	314.308	271.873
5	1.5	6.5	361.831	54.275	328.937	314.636	49.341	6.177	372.101	320.813
5	2	7	417.565	62.635	379.605	363.100	56.941	6.652	429.893	369.753
5	3	8	529.034	79.355	480.940	460.030	72.141	7.603	545.479	467.632
5	4	9	640.503	96.075	582.275	556.959	87.341	8.553	661.064	565.512
5	5	10	751.972	112.796	683.611	653.888	102.542	9.503	776.649	663.392
5	6	11	863.440	129.516	784.946	750.818	117.742	10.454	892.234	761.271
5	7	12	974.909	146.236	886.281	847.747	132.942	11.404	1007.819	859.151
5	8	13	1086.378	162.957	987.616	944.676	148.142	12.354	1123.404	957.031
5	9	14	1197.847	179.677	1088.951	1041.606	163.343	13.305	1238.989	1054.910
5	10	15	1309.315	196.397	1190.287	1138.535	178.543	14.255	1354.575	1152.790
5	11	16	1420.784	213.118	1291.622	1235.464	193.743	15.205	1470.160	1250.670
5	12	17	1532.253	229.838	1392.957	1332.394	208.944	16.156	1585.745	1348.549
5	13	18	1643.721	246.558	1494.292	1429.323	224.144	17.106	1701.330	1446.429

Pertanto si adotta una lunghezza dei micropali pari a: $L = 7 + 1 = 8$ m a cui si dovrà sommare l'altezza complessiva della fondazione pari a 2,00m, con conseguenti portanze pari a:

$$Q_{lim,comp} = 429.9 \text{ kN} > N_{Sd,max} = 324 \text{ kN} ; \quad Q_{lim,traz} = 369.8 \text{ kN} > N_{Sd,min} = 210 \text{ kN}$$

Nel caso in esame non è necessario considerare l'effetto di gruppo dei pali, anche se presentano un interasse trasversale di 50 cm. Infatti la coppia di pali lavora in modo alternato, cioè, quando un palo va in compressione e quindi spinge il terreno adiacente verso il basso, l'altro lavora a trazione e spinge il terreno adiacente verso l'alto.

11.3. CAPACITÀ PORTANTE ORIZZONTALE DEL MICROPALO

Le sollecitazioni sono pari a: $N_{Sd} = 324 \text{ kN}$; $V_{Sd} = 15 \text{ kN}$

γ_{limo} [kN/m ³]	γ_{ghiaia} [kN/m ³]	k_h [kN/m ³]	c_g	n_h [kN/m ³]	a	z [m]	d [m]	D_b [mm]
18	19	12698.41	0.5	5333.333	400	1	0.21	210

V_{Sd} [kN]	$N_{pl,Rd}$ [kN]	N_{ed} [kN]	A [mm ²]	f_{yk} [N/mm ²]	γ_{mo}	$M_{pl,Rd}$ [kNm]	W_{pl} [mm ³]	h [m]	E [N/mm ²]	J [mm ⁴]
15	1376.048	324	4070	355	1.05	57.1381	169000	1	28500	8620000

$$M_{Sd} = 0.5 \cdot V_{Sd} \cdot (h + \lambda) \leq M_{(N,Rd)} \quad 13.34349 \text{ [kNm]}$$

$$M_{(N,Rd)} = M_{(pl,Rd)} \cdot (1 - n^{1.7}) \quad 52.2496 \text{ [kNm]}$$

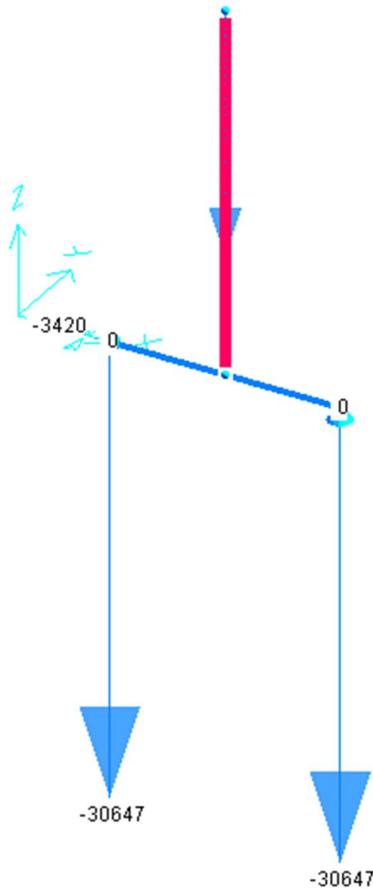
$$M_{N,Rd} = 52.25 \text{ kNm} > M_{Sd} = 13.3 \text{ kNm} \quad (\text{VERIFICATO})$$

12. VERIFICHE MICROPALI INCLINATI FONDAZIONE AREA 4

12.1. SOLLECITAZIONI

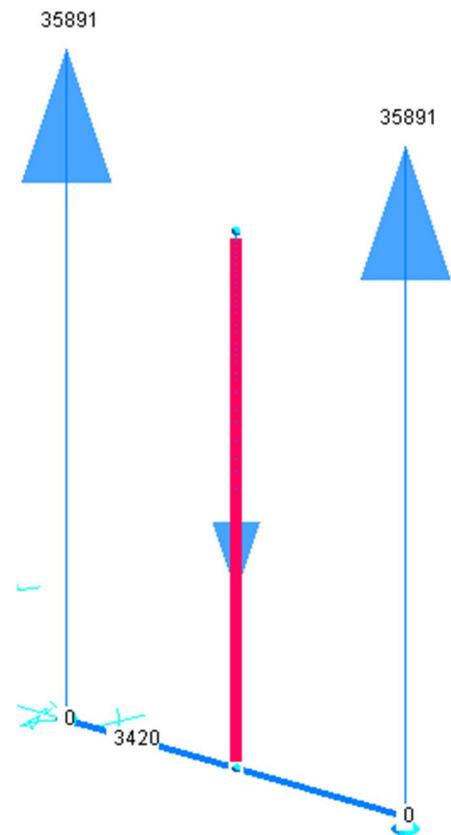
Si riportano le reazioni alla testa dei micropali calcolate per i casi di carico n. 1 e 2.

Reazioni minime Verticali - N_{min}



$$N_{Sd,min} = 306 \text{ kN (trazione)}$$

Reazioni massime Verticali - N_{max}



$$N_{Sd,max} = 359 \text{ kN (compressione)}$$

$$V_{Sd,max} = 34.20 \text{ kN (taglio orizzontale)}$$

12.2. CAPACITÀ PORTANTE DEL MICROPALO INCLINATO

La verifica dei micropali inclinati è condotta al fine di dimostrare che le sovrappressioni nel terreno indotte dalle barriere siano assorbite completamente da tali opere anziché dal muro esistente.

Questo si traduce quindi nel calcolare l'angolo della risultante delle reazioni vincolari e confrontarlo con quello di progetto.

Le reazioni vincolari al nodo sono:

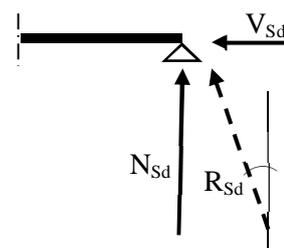
$$N_{Sd} = 359 \text{ kN (verticale)} \quad ; \quad V_{Sd} = 34.20 \text{ kN (orizzontale)}$$

Pertanto la risultante è:

$$R_{Sd} = (359^2 + 34.20^2)^{0.5} = 360.60 \text{ kN}$$

$$= \arctg(V_{Sd}/N_{Sd}) < 18^\circ \text{ (inclinazione di progetto)}$$

$$= \arctg(34.20 / 359) = 5.44^\circ < 18^\circ \text{ (VERIFICATO)}$$



Pertanto i micropali inclinati di 18° rispetto alla verticale, assorbiranno tutte le sovrappressioni scaricando il muro esistente.

Nella tabella che segue vengono riportati i valori di $Q_{lim,comp}$ e $Q_{lim,traz}$ in funzione delle diverse lunghezze L_{IRS} dei micropali.

APPROCCIO 2 - A1+M1+R2										
L_{IGU1}	L_{IGU2}	L_p	$Q_{il,k}$	$Q_{bl,k}$	$Q_{il,d,comp}$	$Q_{il,d,traz}$	$Q_{bl,d}$	W_p	$Q_{lim,comp}$	$Q_{lim,traz}$
[m]	[m]	[m]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]
4	0	4	155.702	23.355	141.548	135.393	21.232	3.801	158.978	139.195
5	0	5	194.628	29.194	176.934	169.242	26.540	4.752	198.723	173.993
5	1	6	306.097	45.915	278.270	266.171	41.740	5.702	314.308	271.873
5	1.5	6.5	361.831	54.275	328.937	314.636	49.341	6.177	372.101	320.813
5	2	7	417.565	62.635	379.605	363.100	56.941	6.652	429.893	369.753
5	3	8	529.034	79.355	480.940	460.030	72.141	7.603	545.479	467.632
5	4	9	640.503	96.075	582.275	556.959	87.341	8.553	661.064	565.512
5	5	10	751.972	112.796	683.611	653.888	102.542	9.503	776.649	663.392
5	6	11	863.440	129.516	784.946	750.818	117.742	10.454	892.234	761.271
5	7	12	974.909	146.236	886.281	847.747	132.942	11.404	1007.819	859.151
5	8	13	1086.378	162.957	987.616	944.676	148.142	12.354	1123.404	957.031
5	9	14	1197.847	179.677	1088.951	1041.606	163.343	13.305	1238.989	1054.910
5	10	15	1309.315	196.397	1190.287	1138.535	178.543	14.255	1354.575	1152.790
5	11	16	1420.784	213.118	1291.622	1235.464	193.743	15.205	1470.160	1250.670
5	12	17	1532.253	229.838	1392.957	1332.394	208.944	16.156	1585.745	1348.549
5	13	18	1643.721	246.558	1494.292	1429.323	224.144	17.106	1701.330	1446.429

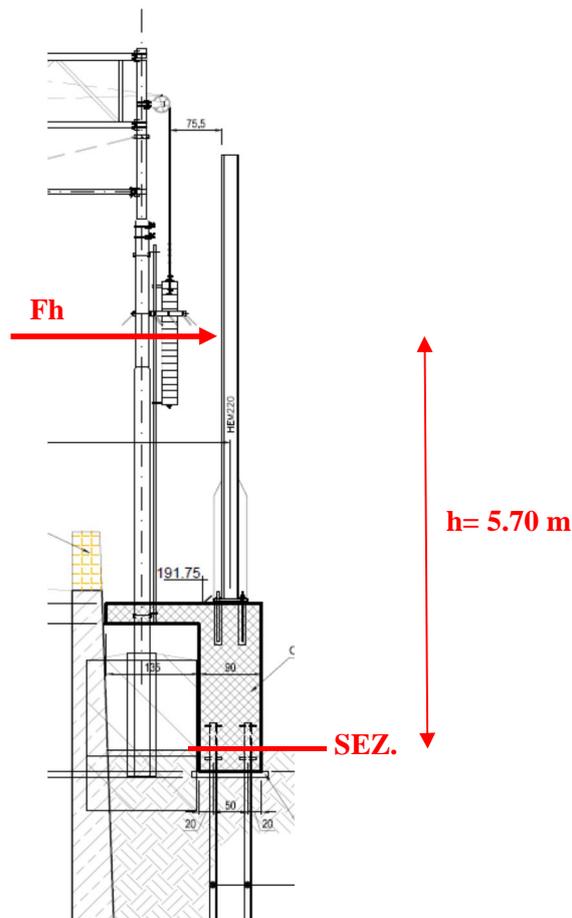
Pertanto si adotta una lunghezza dei micropali pari a: $L = 7 + 3 = 10\text{m}$ con conseguenti portanze pari a:

$$Q_{lim,comp} = 429.9 \text{ kN} > R_{Sd,max} = 360.60 \text{ kN.}$$

13. VERIFICHE STRUTTURALI CORDOLI DI FONDAZIONE

13.1. VERIFICA CORDOLO AREA 2

La sezione della trave di fondazione ha dimensioni 90 x 245 cm. Per la verifica delle armature si considera uno schema semplificato che permette di calcolare le armature a flessione rappresentate da staffoni $\varnothing 12/200$ con $A_s = 113 \text{ mm}^2$. Di seguito si riporta lo schema utilizzato per l'individuazione delle sollecitazioni prodotte dalle barriere.



$$F_h = q_{sd} \cdot H = 19.95 \text{ kN/m}$$

$$M_{sd} = F_h \cdot h = 19.95 \cdot 5.70 = 114 \text{ kNm/m} \quad \text{momento sollecitante}$$

Dove:

$$q_{sk} = 1.90 \text{ kN/m}^2 \quad \text{pressione orizzontale caratteristica}$$

$$H = 7.00 \text{ m} \quad \text{altezza barriera H7A}$$

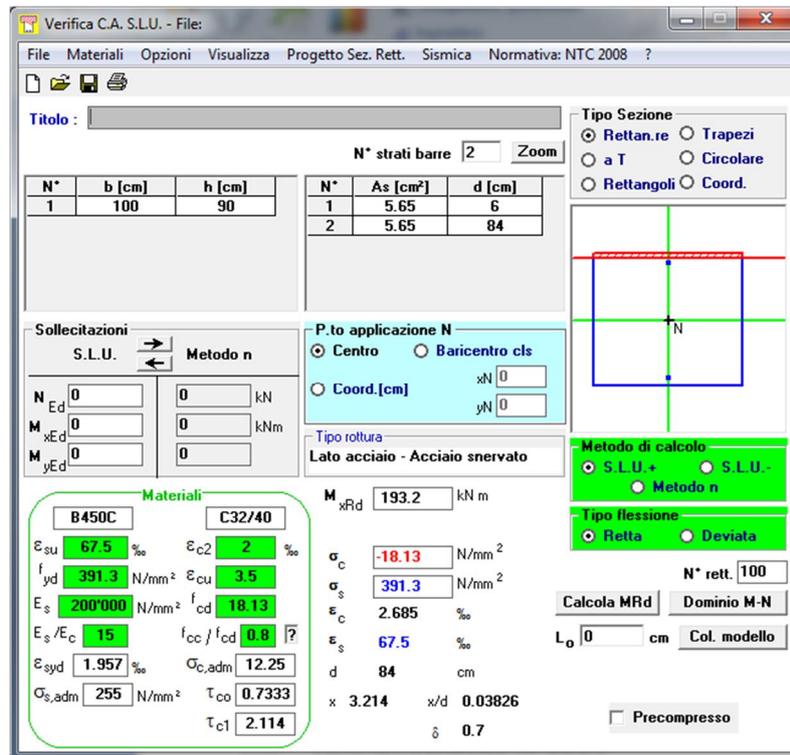
$$h = 5.70 \text{ m} \quad \text{braccio}$$

$$q_{sd} = q_{sk} \cdot q = 2.85 \text{ kN/m}^2 \quad \text{pressione orizzontale di calcolo}$$

$$q = 1.5 \quad \text{fattore di sicurezza azioni variabili}$$

Di seguito si riporta la verifica condotta con l'ausilio del codice di calcolo Gelfi. Tali verifiche sono condotte su 1 metro di cordolo.

$A_s = A_s' =$ staffoni $\varnothing 12/200$



The screenshot shows the 'Verifica C.A. S.L.U.' software interface. Key sections include:

- Materials:** B450C and C32/40. Properties for B450C: $\epsilon_{su} = 67.5\%$, $f_{yd} = 391.3$ N/mm², $E_s = 200'000$ N/mm², $\epsilon_{syd} = 1.957\%$, $\sigma_{s,adm} = 255$ N/mm². Properties for C32/40: $\epsilon_{c2} = 2\%$, $\epsilon_{cu} = 3.5\%$, $f_{cd} = 18.13$, $\sigma_{c,adm} = 12.25$, $\tau_{co} = 0.7333$, $\tau_{c1} = 2.114$.
- Section Data:** N° strati barre = 2. Table:

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	100	90	1	5.65	6
			2	5.65	84
- Calculation Results:**
 - $M_{xRd} = 193.2$ kNm
 - $\sigma_c = -18.13$ N/mm²
 - $\sigma_s = 391.3$ N/mm²
 - $\epsilon_c = 2.685\%$
 - $\epsilon_s = 67.5\%$
 - $d = 84$ cm
 - $x = 3.214$, $x/d = 0.03826$
 - $\delta = 0.7$
- Other Parameters:** Tipo Sezione: Rettan.re (selected); Tipo flessione: Retta (selected); N° rett. = 100; L₀ = 0 cm; Col. modello.

$$M_{Rd} = 193 \text{ kNm} > M_{Sd} = 113 \text{ kNm (verificato)}$$

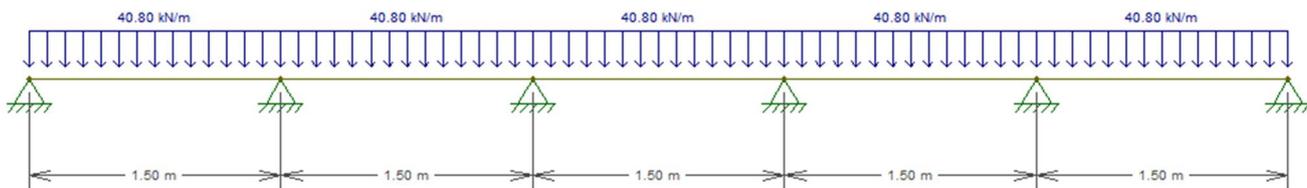
Mentre l'armatura longitudinale è rappresentata da:

$$A_s = A_s' = 5\varnothing 24 \text{ con } A_s = 2262 \text{ mm}^2$$

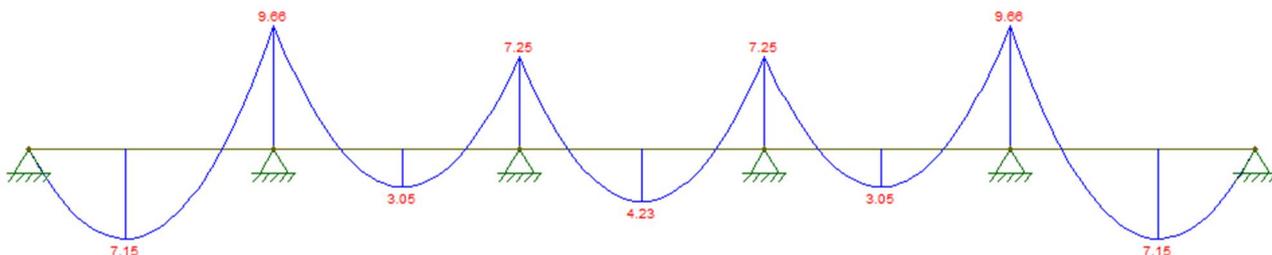
13.2. VERIFICA CORDOLO AREA 4

13.2.1. Verifica a flessione

La sezione della trave di fondazione ha dimensioni 90x80 cm. Per la verifica delle armature si considera uno schema semplificato a vantaggio di sicurezza, costituito da una trave di n campate appoggiata sui micropali e caricate con un carico distribuito rappresentante il peso delle barriere più il peso proprio della trave di fondazione, il tutto per il coefficiente di amplificazione dei carichi propri e permanenti $\gamma_g = 1.4$. A vantaggio di sicurezza, viene considerata una sezione resistente 45x80cm.



Per quanto riguarda la verifica delle armature longitudinali, si riporta l'andamento dei momenti flettenti: il valore massimo si registra in prossimità degli appoggi e vale $M^{(-)} = 9.7$ kNm. In campata si ha un momento massimo positivo di $M^{(+)} = 7.2$ kNm



L'armatura minima per tale trave di fondazione viene calcolata nel seguente modo e risulta sufficiente a sviluppare un momento resistente adeguato.

$$A_{s,min} = B \times H \times 0.2\% = 450 \times 800 \times 0.002 = 720 \text{ mm}^2$$

Si utilizzano 3ø18 con $A_s = 763 \text{ mm}^2$

$$M_{Rd} = 216.4 \text{ kNm} > M_{Sd} = 9.7 \text{ kNm} \text{ (verificato)}$$

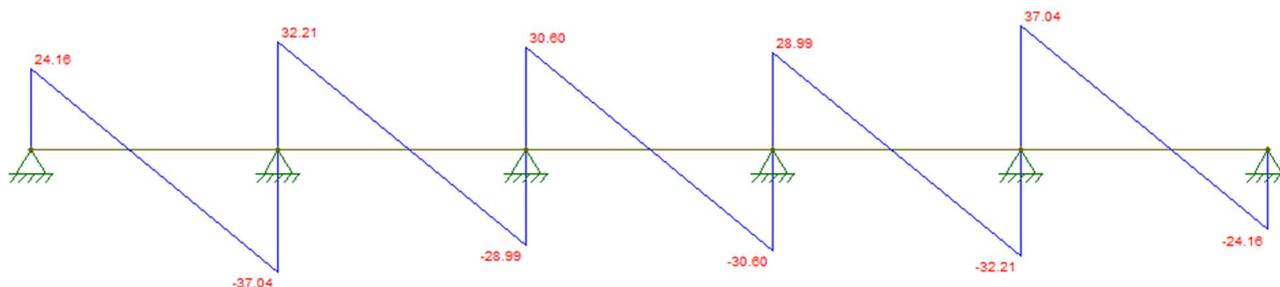
In definitiva l'armatura del cordolo di sezione 90x80 è:

$$A_s = A'_s = 6 \text{ } \phi 18 = 1527 \text{ mm}^2$$

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	45	80	1	7.63	6
			2	7.63	74

Proprietà	Valore	Unità
σ_c	-18.13	N/mm²
σ_s	391.3	N/mm²
ϵ_c	3.5	‰
ϵ_s	44.46	‰
d	74	cm
x	5.4	x/d
	0.07297	
δ	0.7	

13.2.2. Verifica a taglio



$$V_{sd} = 37 \text{ kN}$$

Il valore di taglio resistente, per elementi non armati a taglio è il seguente:

$$V_{Rd,c} = (0.25 \alpha_{ctd} \alpha (1+50 \alpha_l) \alpha_{bw} \alpha_{dutile} \alpha)$$

dove:

$$A_{sl} = 6 \text{ } 18 \text{ con } 1527 \text{ mm}^2$$

$$\alpha_{ctd} = 1.409$$

$$\alpha_{bw} = 32$$

$$= 1$$

$$B_w = 900 \text{ mm (larghezza cordolo)}$$

$$d_{utile} = 740 \text{ mm (altezza utile cordolo)}$$

$$r = 1,6 - d_{utile} = 0.86 \Rightarrow r = 1 \quad ; \quad \alpha_l = A_{sl}/(B_w * d) = 0.0023$$

sostituendo i valori si ottiene:

$$V_{Rd} = 261 \text{ kN/m} > V_{Sd} = 37 \text{ kN/m} \quad \text{(verificato)}$$

GENERAL CONTRACTOR  Consorzio Collegamenti Integrati Veloci	ALTA SORVEGLIANZA  GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	
	A301-00-D-CV-CL-BAVC-00-007-D00	Foglio 37 di 38

13.2.3. Verifica a torsione

Alla trave sono applicate le sollecitazioni di taglio e momento torcente (applicate nel baricentro della trave):

$$V = q_{sd} \cdot i \cdot H \quad (\text{taglio})$$

$$T_{Sd} = M + V \cdot h/2 \quad (\text{momento torcente})$$

Dove:

$$M = q_{sk} \cdot i \cdot H^2 / 2 \quad \text{momento trasversale}$$

$$q_{sk} = 1.90 \text{ kN/m}^2 \quad \text{pressione orizzontale caratteristica}$$

$$i = 2.00 \text{ m} \quad \text{interasse tra i montanti}$$

$$H = 8.00 \text{ m} \quad \text{altezza barriera H10}$$

$$h = 0.80 \text{ m} \quad \text{altezza trave}$$

$$q_{sd} = q_{sk} \cdot q = 2.85 \text{ kN/m}^2 \quad \text{pressione orizzontale di calcolo}$$

$$q = 1.5 \quad \text{fattore di sicurezza azioni variabili}$$

$$T_{Sd} = 182.4 + 18.2 = 200.6 \text{ kNm}$$

$$T_{Sd} = 200.6 / 2 \text{ montanti} = 100.3 \text{ kNm}$$

Si riporta la verifica della trave a torsione.

$$A_{Sl} = 8 \text{ } \varnothing 16 = 16.08 \text{ cm}^2$$

$$A_{Sw} = \text{staffa chiusa } \varnothing 12/200 = 113 \text{ mm}^2$$

$$T_{Rcd} = 1/2 \cdot (f_{\varnothing d} \cdot B_e \cdot h_s)$$

$$T_{Rsd} = 2 \cdot B_e \cdot A_{Sw} / s \cdot f_{yd}$$

$$T_{Rld} = 2 \cdot B_e \cdot A_{Sl} / u_e \cdot f_{yd}$$

$$\text{Dove: } B_e = 78 \cdot 68 = 5304 \text{ cm}^2 ; u_e = (78+68) \cdot 2 = 292 \text{ cm} ; d_e = 68 \text{ cm} ;$$

$$h_s = d_e / 6 = 11.3 \text{ cm} ;$$

$$f_{\varnothing d} = 18.13 \text{ N/mm}^2 ; f_{yd} = 391.3 \text{ N/mm}^2$$

$$T_{Rcd} = 543 \text{ kNm}$$

$$T_{Rsd} = 234.5 \text{ kNm}$$

$$T_{Rld} = 228.1 \text{ kNm} > T_{Sd} = 100.3 \text{ kNm}$$

GENERAL CONTRACTOR  Consorzio Collegamenti Integrati Veloci	ALTA SORVEGLIANZA  GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	
A301-00-D-CV-CL-BAVC-00-007-D00		Foglio 38 di 38

13.3. INCIDENZA ARMATURE

Alle armature appena calcolate vanno considerate delle armature aggiuntive di confinamento delle zone in prossimità dei tirafondi e un incremento del 25% per le sovrapposizioni e i pieghi.

Cordoli	Tipologico fondazione	B	H	Armatura fuori calcolo [kg/m ³]	As=A's	Aslaterale	As torsione	Staffe torsione	Staffe taglio-flessione	V,staffe [cm ³ /m]	Ac [cm ³ /m]	Asl,tot [cm ² /m]	Vsl,tot [cm ³ /m]	Vs,tot [cm ³ /m]	ω [%]	incidenza armatura [kg/m ³]
AREA 2	90x245h	90	245	13	5Φ24	10+10Φ16	//	//	Φ12/200	3786	2205000	121.776	12178	15963	0.72	70
AREA 4	90x80h	90	80	19	6Φ18	4+4Φ12	8Φ16	Φ12/200	Φ12/200	3221	720000	69.5	6950	10171	1.41	130

Alla luce di tali considerazioni e della tabella riassuntiva delle armature calcolate si ipotizza un'incidenza di armatura media di 70 kg/m³ di calcestruzzo per il cordolo dell'AREA 2 e 130 kg/m³ per il cordolo dell'AREA 4.