

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 ESECUTIVO

Barriere Antirumore Linea da pk. -0+333,00 a pk. 0+437,00

Barriere Antirumore – Fondazioni Barriere Antirumore

Relazione di calcolo

GENERAL CONTRACTOR	DIRETTORE LAVORI
Consorzio Cociv Ing. E. Pagani	

COMMESSA	LOTTO	FASE	ENTE	TIPO DOC.	OPERA/DISCIPLINA	PROGR.	REV.
I G 5 1	0 3	E	C V	C L	B A 0 1 0 0	0 0 1	A

Progettazione :								
Rev	Descrizione	Redatto	Data	Verificato	Data	Progettista Integratore	Data	IL PROGETTISTA
A00	Prima Emissione	COCIV	14/12/2015	COCIV	14/12/2015	A.Mancarella	14/12/2015	 Consorzio Collegamenti Integrati Veloci Dott. Ing. Aldo Mancarella Ordine Ingegneri Prov. TO n. 6271 R
A01	Modifica lotto costruttivo	COCIV	15/06/2016	COCIV	15/06/2016	A.Mancarella	15/06/2016	

n. Elab.:	File:IG51-03-E-CV-CL-BA01-00-001-A01.docx
-----------	---

INDICE

1.	INTRODUZIONE.....	4
2.	NORMATIVE DI RIFERIMENTO	6
3.	CARATTERISTICHE DEI MATERIALI IMPIEGATI	8
3.1.	Calcestruzzo micripali.....	8
3.2.	Calcestruzzo cordoli	8
3.3.	Acciaio per cemento armato.....	8
3.4.	Acciaio per micropali	8
1.	PROFILO STRATIGRAFICO E STRATIGRAFIA DI PROGETTO	9
1.1.	Inquadramento geologico.....	9
2.	PERICOLOSITÀ SISMICA	10
3.	ANALISI DEI CARICHI.....	11
3.1.	Azioni Orizzontali	11
3.2.	Azioni Verticali.....	14
3.3.	Combinazioni di Carico.....	14
4.	VERIFICHE STRUTURALI	15
4.1.	Trave di fondazione su micropali – Barriere $H \leq 5.00m$	15
4.2.	Barriere $H = 5.00m$ - Trave di fondazione – Verifica a flessione.....	16
4.3.	Trave di fondazione – Verifica a torsione	20
4.3.1.	<i>Modello di calcolo</i>	20
4.3.2.	<i>Analisi dei carichi</i>	23
4.3.3.	<i>Risultati e verifiche – Barriera antirumore $H=5.00m$</i>	24
4.4.	MICROPALI DI FONDAZIONE $\varnothing 220 L=12.00m$	28
4.4.1.	<i>Introduzione</i>	28
4.4.2.	<i>Carichi agenti sulla sommità dei micropali</i>	33

1. INTRODUZIONE

Oggetto della presente relazione è il calcolo e la verifica delle fondazioni per Barriere Antirumore dalla pk. 0+333.10 alla pk 0+437.00 della tratta AV/AC Milano-Genova - Terzo Valico dei Giovi.

Nelle tabelle seguenti si riportano le lunghezze e le altezze delle BA presenti nel tratto considerato e le chilometriche di inizio e fine dei singoli interventi.

Codice BA	Lunghezza [m]	Altezza [m]	Binario	PK inizio [km]	Pk fine [km]
BT1p1	683	5.00	Pari	-0+333	0+350
BT1p2	115	5.00	Pari	0+322	0+437

BA lungo il binari pari

Codice BA	Lunghezza [m]	Altezza [m]	Binario	PK inizio [km]	Pk fine [km]
BT1d1	633	5.00	Dispari	0+333	0+300
BT1d2	137	5.00	Dispari	0+300	0+437

BA lungo il binari dispari

<p>GENERAL CONTRACTOR</p> 	<p>ALTA SORVEGLIANZA</p> 
	<p style="text-align: center;">IG51-03-E-CV-CL-BA01-00-001-A01.docx</p> <p style="text-align: right;">Foglio 5 di 38</p>

Le fondazioni delle BA saranno realizzate con con una trave di fondazione continua su micropali (L=12.00m, Ø220mm, armatura Ø139.7/10mm). I montanti delle BA, posti ad interasse massimo di 3.00m, saranno inghisati con tirafondi alla trave.

Per il tratto di Linea in questione la velocità massima di percorrenza dei treni è di $v \leq 160 \text{Km/h}$, mentre l'altezza massima del rilevato ferroviario è di circa tre metri.

Le verifiche sono state eseguite nel rispetto del "Disciplinare Tecnico per barriere antirumore per impieghi ferroviari edizione 1998" e dei successivi aggiornamenti, in particolare quelli emanati con le note DI/TC/A1007/P/00/0088 del 28/01/2000, DI/TC/A1007/P/00/00145 del 21/02/2000, RFI/DIN/IC/009/00239 del 24/03/2004, RFI-DIN-IC\A0011\P\2005\001184 del 19/12/2005 e la lettera RFI-DIN\ A0011\P\2008\00721 del 08/04/2008.

<p>GENERAL CONTRACTOR</p>  <p>CODIV Consorzio Collegamenti Integrati Veloci</p>	<p>ALTA SORVEGLIANZA</p>  <p>ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE</p>
	<p>IG51-03-E-CV-CL-BA01-00-001-A01.docx</p> <p style="text-align: right;">Foglio 6 di 38</p>

2. NORMATIVE DI RIFERIMENTO

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

- [NT_1]. D.M. 11.03.1988 “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 e il collaudo delle opere di sostegno delle terre e delle opere di fondazione”
- [NT_2]. Circ. Dir. Centr. Tecn. N°97/81 “Istruzioni 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 fondazione”.
- [NT_3]. D.M. 09.01.1996 “Norme tecniche per il calcolo, l'esecuzione ed il collaudo delle opere in cemento normale e precompresso e per le strutture metalliche”
- [NT_4]. D.M. 16.01.1996 “Norme 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 “Istruzioni per l'applicazione delle Norme tecniche relative ai criteri generali per la verifica di sicurezza delle costruzioni e dei carichi e sovraccarichi”
- [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 “Norme tecniche per le costruzioni in zone sismiche”
- [NT_9]. Ordinanza 3274 del 20/03/03 del Consiglio dei ministri – Allegato 1 – “Criteri per l'individuazione delle zone sismiche – Individuazione, formazione e aggiornamento degli elenchi nelle medesime zone”
- [NT_10]. Ordinanza 3274 del 20/03/03 del Consiglio dei ministri – Allegato 4 – “Norme Tecniche per il progetto sismico delle opere di fondazione e sostegno dei terreni”
- [NT_11]. Ordinanza n.3316 - Modifiche ed integrazioni all'Ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri n.3274 del 20.03.03
- [NT_12]. O.P.C.M. n. 3519 28 aprile 2006 – “Criteri generali per l'individuazione delle zone sismiche e per la formazione e l'aggiornamento degli elenchi delle medesime zone (GU n. 108 del 11-5-2006)”
- [NT_13]. Raccomandazioni AICAP “Ancoraggi nei terreni e nelle rocce” ed. Maggio 1993.

<p>GENERAL CONTRACTOR</p>  <p>CODIV Consorzio Collegamenti Integrati Veloci</p>	<p>ALTA SORVEGLIANZA</p>  <p>ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE</p>
	<p style="text-align: center;">IG51-03-E-CV-CL-BA01-00-001-A01.docx</p> <p style="text-align: right;">Foglio 7 di 38</p>

- [NT_14]. Istruzioni FF.SS. n°I/SC/PS-OM/2298 – “Sovraccarichi per il calcolo dei ponti ferroviari – Istruzioni per la progettazione, l’esecuzione e il collaudo.”
- [NT_15]. Istruzioni FF.SS. 44f - “Verifica a fatica dei ponti ferroviari metallici”.
- [NT_16]. UNI EN 1991-1-5:2004 “Eurocodice 1 – Azioni sulle strutture – Azioni in generale – Azioni termiche”
- [NT_17]. UNI EN 1992-1-1:1993 “Eurocodice 2 – Progettazione delle strutture in calcestruzzo – Parte 1-1 – Regole generali e regole per edifici”
- [NT_18]. UNI EN 1993-1-1:2005 “Eurocodice 3 – Progettazione delle strutture in acciaio – Parte 1-1 – Regole generali e regole per edifici”
- [NT_19]. UNI EN 1997-1:1997 “Eurocodice 7 – Progettazione geotecnica – Parte 1: Regole generali”
- [NT_20]. Raccomandazioni AGI “Raccomandazioni sui pali di fondazione” ed. dicembre 1984.
- [NT_21]. Norma UNI EN 10025 – 2005 – “Prodotti laminati a caldo di acciai per impieghi strutturali

<p>GENERAL CONTRACTOR</p>  <p>CODIV Consorzio Collegamenti Integrati Veloci</p>	<p>ALTA SORVEGLIANZA</p>  <p>ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE</p>
	<p style="text-align: center;">IG51-03-E-CV-CL-BA01-00-001-A01.docx</p> <p style="text-align: right;">Foglio 8 di 38</p>

3. CARATTERISTICHE DEI MATERIALI IMPIEGATI

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

3.1. Calcestruzzo micripali

Classe di resistenza: C25/30

3.2. Calcestruzzo cordoli

Classe di resistenza: C25/30

Classe di esposizione: XC2

Copriferro: 40mm

3.3. Acciaio per cemento armato

Acciaio per armatura lenta: B 450 C.

3.4. Acciaio per micropali

Acciaio tubi: S355JR.

1. PROFILO STRATIGRAFICO E STRATIGRAFIA DI PROGETTO

1.1. Inquadramento geologico

Dalla relazione geotecnica IG51-01-E-CV-RB-TR11-0X-001 si sono individuati due strati di terreni con le seguenti caratteristiche:

- **Strato 1 – da p.c. a circa 5m**

Tipo di terreno	Copertura detritica
Peso di volume	$\gamma = 21 \text{ kN/m}^3$
Angolo di attrito interno	$\varphi = 31.5^\circ$
Modulo crescente linearmente con la profondità	$E = 45 \text{ MPa}$
Coesione	$c' = 5 \text{ kPa}$
$N_{\text{SPT,media}}$	20

- **Strato 2 – da 5m**

Tipo di terreno	Argillocisti destrutturati
Peso di volume	$\gamma = 25 \text{ kN/m}^3$
Angolo di attrito interno	$\varphi = 21.5^\circ$
Modulo crescente linearmente con la profondità	$E = 200 \text{ MPa}$
Coesione non drenata	$c_u = 75 \text{ kPa}$
$N_{\text{SPT,media}}$	30

Per i pali e i micropali si considera di conseguenza un terreno con due stratigrafie (copertura detritica e argillocisti).

Inoltre per i pali e i micropali su rilevato non saranno considerati i primi due metri di terreno per tener conto dell'inclinazione del terreno.

Si considera la falda a -8.00m da p.c.

2. PERICOLOSITÀ SISMICA

L'area oggetto di studio è classificata appartenente alla zona sismica n. 4 della nuova normativa sismica entrata in vigore con la pubblicazione sulla Gazzetta Ufficiale dell'Ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri n. 3274 del 20/03/2003.

A vantaggio della sicurezza sono stati adottati nei calcoli strutturali e geotecnici i valori della zona 3, caratterizzati da un Coefficiente Sismico $S = 6$ ed accelerazione pari a $0,04 g$.

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

$$F_h = C \cdot R \cdot \varepsilon \cdot \beta \cdot I \cdot W$$

dove:

$$C = \frac{S-2}{100} = 0,04$$

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

$$\varepsilon = 1.3$$

Coefficiente di fondazione

$$\beta = 1$$

Coefficiente di struttura

$$W = P_{\text{proprio}} = 9.00 \text{ kN/m}$$

Peso complessivo di 1 metro di barriera $H=6.00\text{m}$

$$F_h = 9.00 \cdot 0.0624 = 0.56 \text{ kN/m}$$

Per confrontare tale forza orizzontale con l'azione prodotta dal vento + la sovraspinta del treno (vedi Cap. 6), si divide per l'altezza della barriera $H=6.00\text{m}$.

$$F_h = 0.56 / 6 = 0.093 \text{ kN/m}^2 < 2.06 \text{ kN/m}^2$$

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

3. ANALISI DEI CARICHI

3.1. Azioni Orizzontali

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/m^2 e la somma dell'azione dovuta al vento e agli effetti aerodinamici associati al passaggio dei convogli ferroviari, valutate secondo la normativa italiana vigente.

Essendo la velocità massima nel tratto considerato pari a 140 Km/h non devono essere svolte le analisi dinamiche.

Il carico del vento secondo il D.M.96 è il seguente:

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

$q_{\text{ref}} = v_{\text{ref}}^2 / 1.6 = 526 \text{ N/m}^2$, pressione cinetica di riferimento

$v_{\text{ref}} = v_{\text{ref},0} = 29 \text{ m/s}$, per $a_s < a_0$, velocità di riferimento del vento

$a_s = 50 \text{ m}$, altitudine sul livello del mare del sito

Zona 7 (Liguria)

$v_{\text{ref},0} = 29 \text{ m/s}$; $a_0 = 1000 \text{ m}$; $a_s < a_0$

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

Classe di rugosità del terreno D, Aree prive di ostacoli o al più rari ostacoli isolati.

Categoria III, sito distante dalla costa

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

$z = z_{\min}$

Calcolo coefficiente di topografia

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

$$\beta = 0.5 \text{ per } z/H \leq 0.75$$

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

$$\beta = 0 \text{ per } z/H > 2$$

$$\gamma = 0 \text{ per } H/D \leq 0.10$$

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

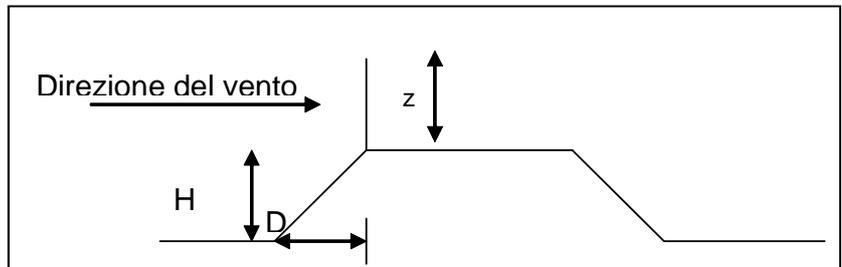
$$\gamma = 1 \text{ per } H/D > 0.30$$

x , distanza tra ciglio rilevato e barriera

H , altezza rilevato

D , larghezza scarpata

z , altezza barriera



Ipotizzando le condizioni peggiori ($H=8\text{m}$, $D=12\text{m}$, $x=0$, $z=5.00\text{m}$), si ottiene:

$$z/H = 0.625 \rightarrow \beta = 0.50$$

$$H/D = 0.67 \rightarrow \gamma = 1$$

Quindi

$$C_t = 1.50$$

$$C_e = 3.02$$

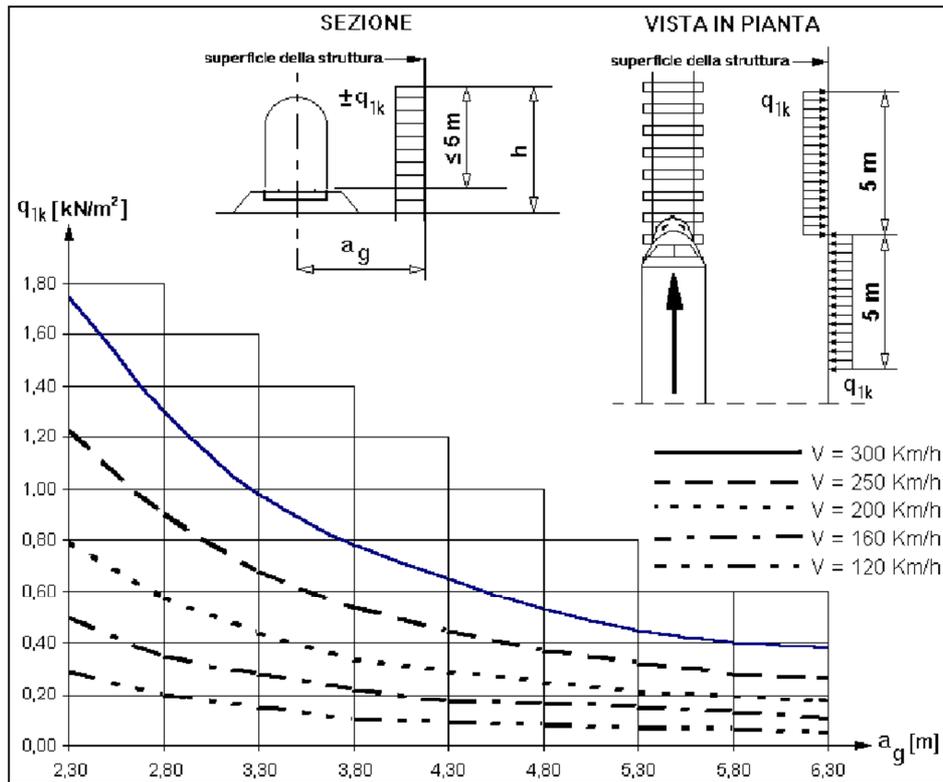
$$C_p = 1.2 \text{ coefficiente di forma per pensiline con } \alpha > 35^\circ$$

$$C_d = 1.0$$

$$p = q_{\text{ref}} \cdot C_e \cdot C_p \cdot C_d = 526 \cdot 3.02 \cdot 1.2 \cdot 1 = 1906 \text{ N/m}^2$$

La pressione del vento che si assume per i calcoli sarà pari a **1.91 kN/m²**

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 "Sovraccarichi per il calcolo dei ponti ferroviari".



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

$$q_{1k} = f(a_g, v) = 0.15 \text{ kN/m}^2 \text{ per treni aerodinamici ETR}$$

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

$$v = 140 \text{ Km/h, velocità massima per treni aerodinamici ETR,}$$

$$p_a = q_{1k} \times k_1 = 0.15 \text{ kN/m}^2 \text{ per treni aerodinamici ETR}$$

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

La pressione dovuta al transito dei treni che si assume per i calcoli sarà pari a **0.15 kN/m²**.

La somma dell'azione dovuta al vento e agli effetti aerodinamici associati al passaggio dei convogli ferroviari è pari a $p = 2.06 \text{ kN/m}^2 > 1.50 \text{ kN/m}^2$.

Nei calcoli verrà assunta come valore statico della pressione orizzontale pari a **$p = 2.06 \text{ kN/m}^2$** .

3.2. Azioni Verticali

I montanti sono soggetti, oltre che al peso proprio, al peso dei pannelli fonoassorbenti.

- Peso pannelli fonoassorbenti in CLS: 3.50 kN/m²
- Peso pannelli fonoassorbenti in acciaio: 0.50 kN/m²
- Peso pannelli fonoassorbenti in vetro: 0.70 kN/m²

Si considera una barriera antirumore realizzata per i primi 2m con pannelli in CLS e la restante parte con pannelli in acciaio. Nella tabella seguente si riporta per ogni altezza di barriera ad interesse standard di 3.00m l'azione verticale di compressione al netto del peso proprio del montante.

z [m]	N [kN]
4.0	24.00
5.0	25.50
5.5	26.25
6.0	27.00

3.3. Combinazioni di Carico

Si considerano le seguenti combinazioni di carico per le diverse verifiche:

- Per le verifiche di resistenza, di deformazione e il calcolo della lunghezza di ancoraggio dei tirafondi si utilizza la combinazione agli Stati Limite di esercizio:

$$(1.0 / 0) \times \text{Carichi Verticali} + 1.0 \times (\text{Vento} + \text{Sovraspinta Treno})$$

- Per la verifica a fatica si utilizza la combinazione agli Stati Limite di esercizio considerando agente solo la Sovraspinta del treno:

$$(1.0 / 0) \times \text{Carichi Verticali} + 1.0 \times \text{Sovraspinta Treno}$$

4. VERIFICHE STRUTURALI

4.1. Trave di fondazione su micropali – Barriere $H \leq 5.00\text{m}$

La fondazione è di tipo indiretto, realizzata con una trave di dimensione 1.05×0.70 su 2 micropali in corrispondenza di ogni montante di diametro 220mm e lunghezza 12.00m , con armature costituite da tubi $\varnothing 139.7$ sp. 10mm .

Le verifiche vengono svolte considerando un interasse tra i montanti pari a 3.00m .

$$H_{\max} = 5.00\text{m}$$

Peso pannelli

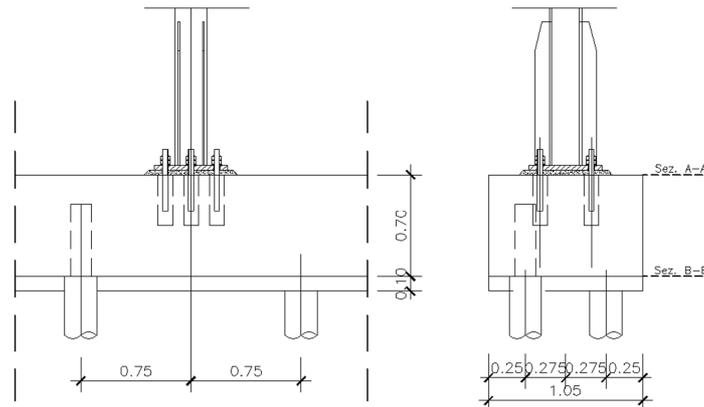
$$P_{\text{Pannelli}} = 25.50 \text{ kN};$$

Carico orizzontale

$$q = 2.06 \times 3.00 = 6.18 \text{ kN/m};$$

Peso trave tra due montanti consecutivi:

$$P_1 = 1.05 \times 0.70 \times 3.00 \times 25 = 55.12 \text{ kN}.$$



Sollecitazioni ad estradosso trave (sez. A-A):

$$M_1 = q \times H^2 / 2 = 77.25 \text{ kNm};$$

$$T_1 = q \times H = 30.90 \text{ kN};$$

$$N_1 = 25.50 \text{ kN}.$$

Sollecitazioni testa micropalo (sez. B-B):

$$M_2 = M_1 + T_1 \times 0.70 = 98.88 \text{ kNm};$$

$$T_2 = T_1 = 30.90 \text{ kN};$$

$$N_2 = N_1 + P_1 = 80.62 \text{ kN}.$$

4.2. Barriere H = 5.00m - Trave di fondazione – Verifica a flessione

Considerando una diffusione del carico a partire dalla piastra di base del montante fino alla mezzeria della trave, si ottiene una sezione di verifica pari a:

$$B = 500 + 2 \times 700/2 = 1200\text{mm}$$

SEZIONE B-B

B=1200 mm

H=700 mm

M = 98.88 kNm

Armatura= 6+6φ18

Di seguito si riportano i fogli di verifica per la sezione.

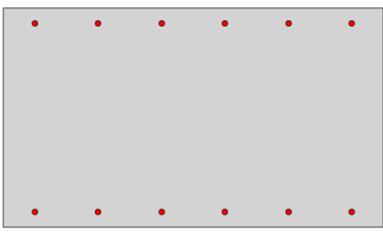
CemArm: **PROGRAMMA PER LA VERIFICA DELLE SEZIONI IN C.A. DI FORMA QUALSIASI**

Titolo:

Normativa applicata: D.M. 19-01-1996

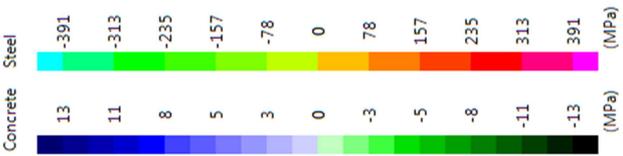
Materiali: CIs: C25/30 Diagramma σ - ϵ : Parabola - Rettangolo

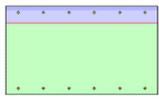
Acciaio: B450C Diagramma σ - ϵ : Elastico Perfettamente Plastico Illimitato

Sez. N. 1: Forma rettangolare					
					
Sezione in cls.					
Nr. V.	b (cm)	h (cm)			
4	120.0	70.0			
Armature					
n_b	ϕ (mm)	Area (cm ²)	s (cm)	d (cm)	
6	18.00	17.81	20.00	5.00	
6	18.00	15.27	20.00	65.00	
Armatura a Taglio					
	n_b	ϕ (mm)	Area (cm ² /m)	s (cm)	α (°)
Staffe					
Barre inclinate					

VERIFICHE AGLI STATI LIMITE DI ESERCIZIO

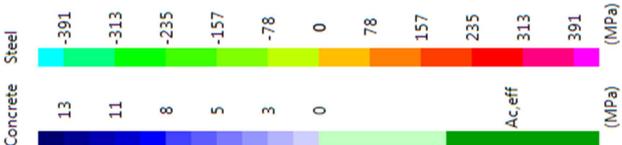
STATO LIMITE DI LIMITAZIONE DELLE TENSIONI

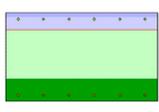
STATO LIMITE DI LIMITAZIONE DELLE TENSIONI: Legenda	
N_{Ed}	Valore di calcolo della Forza Normale
M_{xEd}	Valore di calcolo del Momento flettente secondo X
M_{yEd}	Valore di calcolo del Momento flettente secondo Y
h	Altezza sezione
x	Distanza asse di parzializzazione dal lembo compresso
β	Angolo asse di sollecitazione rispetto all'orizzontale
θ	Angolo di deviazione
$\beta+\theta$	Inclinazione asse di parzializzazione rispetto all'orizzontale
σ_c	Tensione massima nel calcestruzzo (+ = compressione)
σ_{c1}	Tensione minima nel calcestruzzo (+ = compressione)
σ_s	Tensione massima nell'acciaio (+ = trazione)
σ_{s1}	Tensione minima nell'acciaio (+ = trazione)
$\sigma_{c,lim}$	Tensione limite nel calcestruzzo
$\sigma_{s,lim}$	Tensione limite nell'acciaio
Mappatura Colori	

N° comb.	1
Sez. N.	1
Grafico tensioni	
Tipo combinazione	Azioni Rare
N_{Ed} (kN)	0.000
M_{xEd} (kNm)	98.880
M_{yEd} (kNm)	0.000
h (cm)	70.000
x (cm)	13.029
β (°)	0.000
θ (°)	0.000
$\beta+\theta$ (°)	0.000
σ_c (N/mm ²)	1.787
σ_{c1} (N/mm ²)	0.000
σ_s (N/mm ²)	106.935
σ_{s1} (N/mm ²)	-16.522
$\sigma_{c,lim}$ (N/mm ²)	9.750
$\sigma_{s,lim}$ (N/mm ²)	255.000
ESITO VERIFICA	OK

VERIFICHE ALLO STATO LIMITE DI FESSURAZIONE

VERIFICHE ALLO STATO LIMITE DI FESSURAZIONE: Legenda

N_{Ed}	Valore di calcolo della Forza Normale
M_{xEd}	Valore di calcolo del Momento flettente secondo X
M_{yEd}	Valore di calcolo del Momento flettente secondo Y
σ_s	Tensione nell'acciaio - (*) se viene considerata, cautelativamente la tensione nella barra maggiormente tesa, altrimenti è il valore medio all'interno dell'Area di calcestruzzo efficace)
σ_{ct}	Tensione di trazione nel calcestruzzo
f_{ctd}	Resistenza a trazione nel calcestruzzo
E_s	Modulo elastico acciaio
E_{cm}	Modulo elastico medio calcestruzzo
$A_{c,eff}$	Area calcestruzzo efficace
A_s	Area acciaio teso compreso in $A_{c,eff}$
β_1	Fattore aderenza (1.0 - Barre ad aderenza migliorata; 0.5 - Barre lisce)
β_2	Fattore durata carichi (1.0 - Breve durata; 0.5 - Lunga durata)
$\rho_r = A_s/A_{c,eff}$	
σ_{sr}	Tensione nell'acciaio teso nella condizione di carico che induce la prima fessura
$\epsilon_{sm} = \frac{\sigma_s}{E_s} \left[1 - \beta_1 \beta_2 \left(\frac{\sigma_{sr}}{\sigma_s} \right)^2 \right]$ ($\geq 0,4 \frac{\sigma_s}{E_s}$)	Deformazione media
c	Copriferro
s	Distanza fra le armature
k_2	Fattore aderenza (0.4 - Barre ad aderenza migliorata; 0.8 - Barre lisce)
k_3	Fattore forma diagramma tensioni
ϕ	Diametro medio barre
$s_{rm} = 2 \left(c + \frac{s}{10} \right) + k_2 k_3 \frac{\phi}{\rho_r}$	Distanza media fra le fessure
w_m	Valore medio ampiezza delle fessure
w_k	Valore caratteristico ampiezza delle fessure
c/C_{min}	Fattore amplificativo apertura limite (max 1.50)
w_{lim}	Valore limite ampiezza delle fessure
Mappatura Colori	

N° comb.	2
Sez. N.	1
Grafico tensioni e Area calcestruzzo efficace	
Tipo combinazione	Azioni Frequenti
Tipo Ambiente	Cond. Amb. Poco Aggressive
Sensibilità Armature	Armature Poco Sensibili
N_{Ed}	(kN) 0.000
M_{xEd}	(kNm) 98.880
M_{yEd}	(kNm) 0.000
σ_s	(N/mm ²) 106.935 (*)
σ_{ct}	(N/mm ²) -0.907
f_{ctd}	(N/mm ²) 2.190
E_s	(N/mm ²) 206000.000

E_{cm}	(N/mm ²)	0.000
A_{c,eff}	(cm ²)	2112.000
A_s	(cm ²)	15.268
β₁		1.000
β₂		0.500
ρ_r	(‰)	0.007
σ_{sr}	(N/mm ²)	307.272
ε_{sm}	(‰)	0.208
c	(mm)	41.000
s	(mm)	200.000
k₂		0.400
k₃		0.125
φ	(mm)	18.000
s_{rm}	(mm)	246.495
w_m	(mm)	0.051
w_k	(mm)	0.087
c/c_{min}		2.050
w_{lim}	(mm)	0.100
SLE Decompres.		NR
SLE Form. Fessure		NR
SLE Apert. Fessure		OK
ESITO VERIFICA		OK

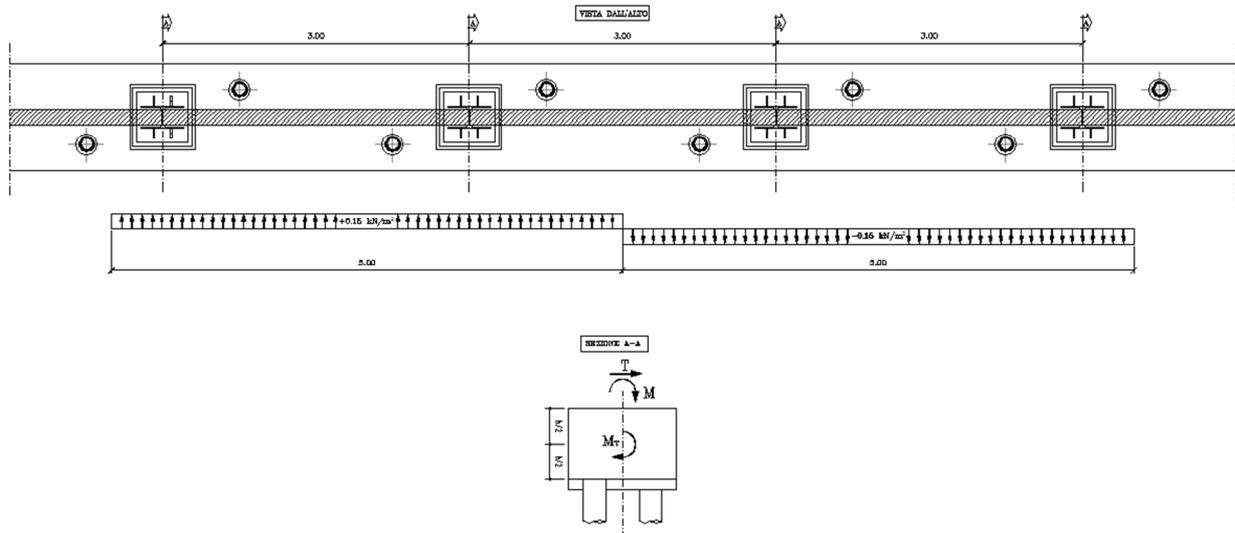
Sono previsti 6 tirafondi M20 classe 8.8. La trasmissione delle trazioni dei tirafondi (Forza di serraggio = $0,80 \cdot (0,8 \cdot f_{k,N} \cdot A_{res}) = 87.81$ kN) al calcestruzzo del plinto viene assicurata mediante 4+4 staffe a 2 bracci $\phi 16$ ($A=2.00\text{cm}^2$).

$T = 6 \cdot 87810 = 526860$ N, TIRO COMPLESSIVO

$\sigma_{st} = 526860 / (8 \cdot 2 \cdot 200) = 165$ MPa < 255 MPa, Sollecitazione a trazione nell'acciaio

4.3. Trave di fondazione – Verifica a torsione

Lo schema di carico dovuto al passaggio dei treni è riportato nella figura seguente.



L'effetto aerodinamico associato al passaggio dei convogli ferroviari è pari a:

$$p_a = \pm 0.15 \text{ kN/m}^2$$

per treni aerodinamici ETR

4.3.1. Modello di calcolo

Per analizzare l'interazione trave-micropalo si utilizza un programma agli elementi finiti (MIDAS GEN 2015).

La trave viene schematizzata con un elemento beam orizzontale di sezione rettangolare collegata ai micropali (elementi beam verticali) a sezione circolare di lunghezza pari alla lunghezza dei singoli micropali.

Ogni gruppo di micropali viene schematizzato da un singolo elemento beam. La rigidezza assiale equivalente si ottiene considerando l'elemento di area uguale alla somma delle aree dei singoli pali.

	A [m ²]	∅ [m]
Micropalo singolo	0.038	0.22
2 micropali	0.076	0.31

Per tener conto della presenza del terreno, in corrispondenza dei pali sono state inserite delle molle elastiche con opportuna rigidità. In particolare le aste dei pali presentano delle molle con rigidità orizzontale pari a:

$$w = k_h \times d$$

con

k_h = modulo di reazione orizzontale, d = diametro palo.

Per ottenere il modulo di reazione orizzontale K_h si può fare ricorso a prove di carico su piastra correlando il modulo K_h al risultato della prova attraverso l'espressione:

$$K_h = K_h^* \frac{b}{1.5D}$$

In cui K_h^* è il modulo ottenuto da prove di carico su piastra e b è la dimensione della piastra utilizzata nella prova

Valori tipici del valore K_h^* ottenuto da prove di carico su piastra standard da 30 cm sono riportati nelle tabelle seguenti (Viggiani 1999).

Consistenza	Compatta ($c_u = 50-100$ KPa)	Molto compatta ($c_u = 100-200$ KPa)	Dura ($c_u > 200$ KPa)
Range [N/cm ³]	18-35	35-70	> 70
Valore consigliato [N/cm ³]	25	50	100

Tabella: Valori tipici di K_h^* per materiali coesivi

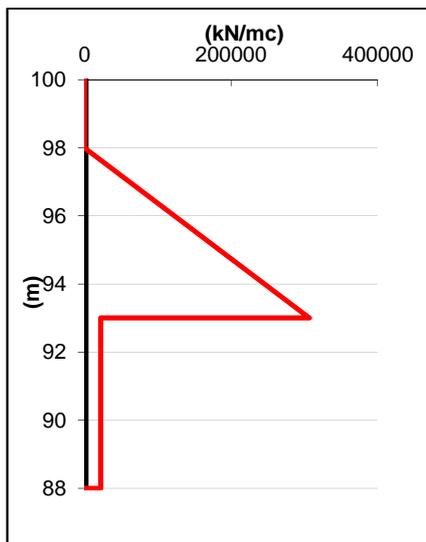
Tipo di sabbia		Stato di addensamento		
		sciolto	medio	denso
Non satura	Range [N/cm ³]	7-20	20-100	100-350
	Valore consigliato [N/cm ³]	15	50	175
Satura		10	30	110

Tabella: Valori tipici di K_h^* per terreni incoerenti

Nel caso in esame, considerando un rilevato di altezza due metri e uno scalzamento di un metro, si ha:

TERRENO	SPESSORE STRATO [m]	STATO DI ADDENSAMENTO	K_h^* [N/cm ³]	K_h [N/cm ³]
scalzamento	2.0	-	-	-
copertura detritica	5.0	sciolto	15	13.5
Argilloscisti destrutturati	-	medio	25	22.5

Di seguito si riporta il grafico dell'andamento di k_h con la profondità.



strati terreno	descrizione	quote (m)	k_h (kN/m ³)	η_h (kN/m ³)
p.c.=strato 1	scalzamento	100.00	0	0
<input checked="" type="checkbox"/> strato 2	limo sabbioso	98.00	0	13500
<input checked="" type="checkbox"/> strato 3	argilloscisti	93.00	22500	0
<input type="checkbox"/> strato 4				
<input type="checkbox"/> strato 5				
<input type="checkbox"/> strato 6				

4.3.2. Analisi dei carichi

Al modello si applicano le sollecitazioni di taglio e momento torcente (applicato nel baricentro del plinto) in corrispondenza di ciascun montante:

$$T = q \cdot i \cdot H$$

$$M_T = M + T \times h/2$$

Dove

$$M = \text{momento trasversale} = q \cdot i \cdot H^2 / 2$$

$$q = \text{carico orizzontale} = 0.15 \text{ kN/m}^2$$

$$i = \text{interasse tra i montanti} = 3.00 / 2.00 \text{ m}$$

$$H = \text{altezza barriera} = 5.00 \text{ m}$$

Barriera antirumore H=5.00m

$$T_{3.00} = 0.15 \times 3.00 \times 5.00 = 2.25 \text{ kN}$$

$$M_{3.00} = 0.15 \times 3.00 \times 5.00^2 / 2 = 5.63 \text{ kNm}$$

$$M_{T,3.00} = 5.625 + 2.25 \times 0.35 = 6.41 \text{ kNm}$$

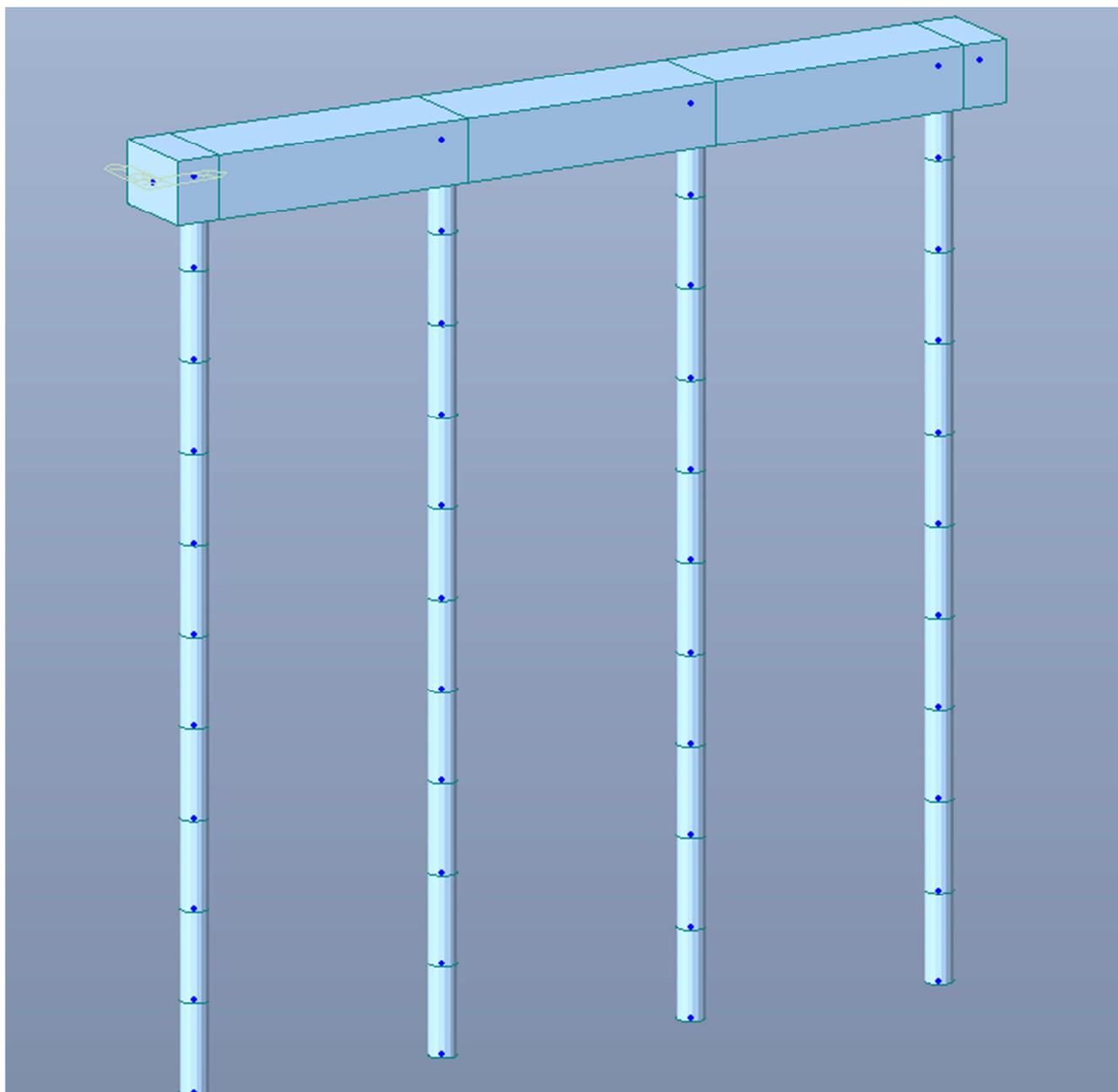
$$T_{2.00} = 1.50 \text{ kN}$$

$$M_{2.00} = 3.75 \text{ kNm}$$

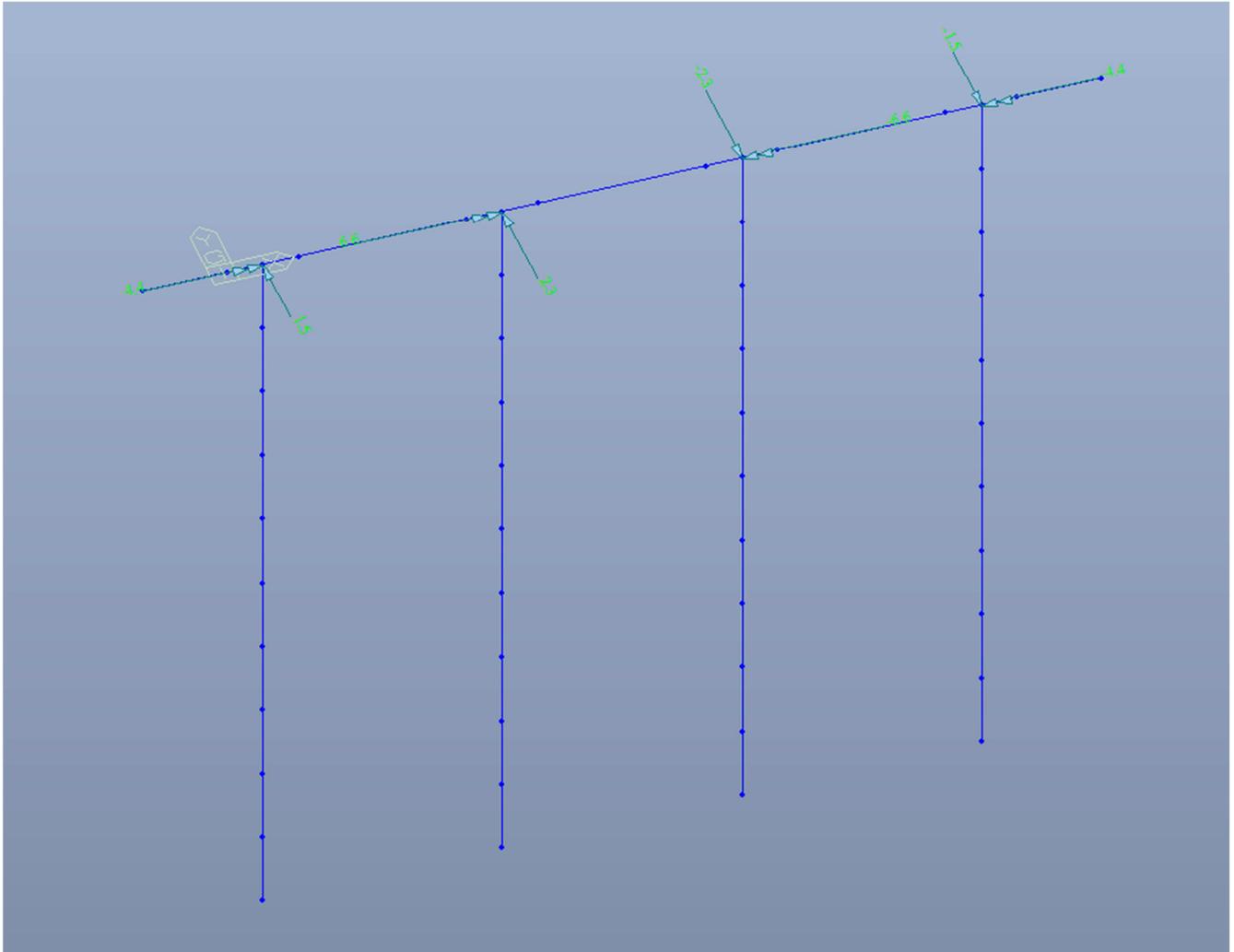
$$M_{T,2.00} = 4.28 \text{ kNm}$$

4.3.3. Risultati e verifiche – Barriera antirumore H=5.00m

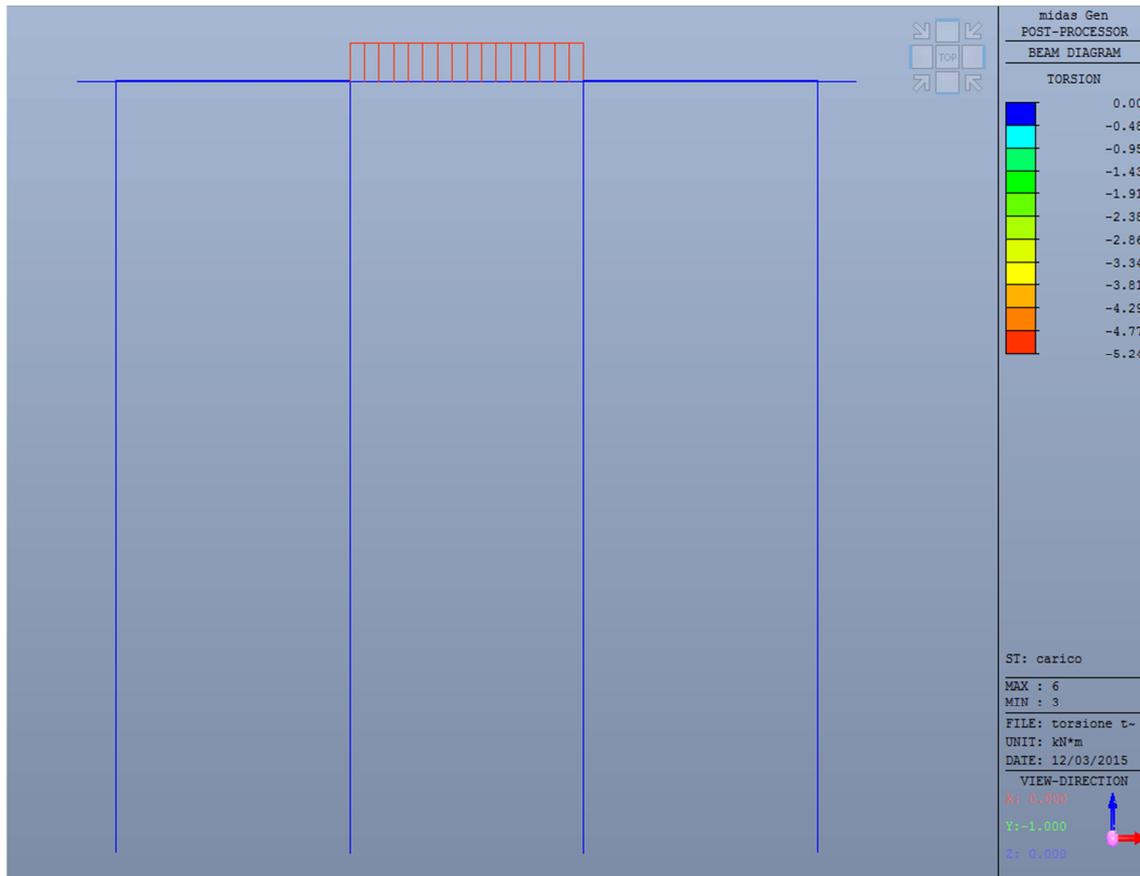
Di seguito si riportano le schermate del programma di calcolo.



Modello 3D



Carichi



Torsione

Nelle tabelle seguenti si riportano i valori delle caratteristiche delle sollecitazioni ottenute e le verifiche delle armature.

VERIFICA TRAVE										
	Mx [kNm]	My [kNm]	Ty [kN]	Tz [kN]	M _T [kNm]	b [mm]	h [mm]	staffe	armatura long.	armatura di parete
trave di fondazione su micropali	0	1.55	0	1.03	5.24	1050	700	1φ18/20	6+6φ12	3+3φ12
	ψ (h/b)	δ [mm]	C [mm]	A _T [mm ²]	A _{f, long} [mm ²]	A _{f, parete} [mm ²]	A _{f, staffe} [mm ²]	Δ _{staffe} [mm ²]	bracci staffe	
trave di fondazione su micropali	5.33	60	3020	539400	678	339	508	200	2	
	τ _y [Mpa]	τ _z [Mpa]	τ _t [Mpa]	τ _{tot, y} [Mpa]	τ _{tot, z} [Mpa]					
trave di fondazione su micropali	0.000	0.002	0.04	0.04	0.04					
	σ _{long, MT} [Mpa]	σ _{long, M} [Mpa]	σ _{staffe, Ty} [Mpa]	σ _{staffe, Tz} [Mpa]	σ _{staffe, MT} [Mpa]	σ _{long, tot} [Mpa]	σ _{staffe, tot} [Mpa]			
trave di fondazione su micropali	7.21	2.87	0.00	0.43	3.82	10.08	4.25			

$A_{f, \text{long}}$ = area armatura longitudinale;

$A_{f, \text{parete}}$ = area armatura di parete;

$A_{f, \text{staffe}}$ = area armatura staffe;

Δ_{staffe} = passo delle staffe;

τ = tensione tangenziale dovuta a T;

τ_T = tensione tangenziale dovuta a M_T ;

τ_{tot} = tensione tangenziale risultante = $\tau + \tau_T$;

$\sigma_{\text{long, MT}}$ = tensione flessionale nelle armature longitudinali e di parete dovuta a Mt;

$\sigma_{\text{parete, M}}$ = tensione flessionale nelle armature di parete dovuta a M;

$\sigma_{\text{long, Tot}}$ = $\sigma_{\text{long, MT}} + \sigma_{\text{parete, M}}$

$\sigma_{\text{staffe, T}}$ = tensione nelle staffe dovute a T;

$\sigma_{\text{staffe, MT}}$ = tensione nelle staffe dovute a M_t ;

$\sigma_{\text{staffe, tot}}$ = tensione massima nelle staffe.

Dai valori ottenuti si evince che le verifiche risultano soddisfatte essendo sempre:

$\tau < \tau_{c,0} = 0.60 \text{ MPa}$.

$\tau_{\text{tot, max}} < 1.1 \tau_{c,1} = 1.1 \times 1.83 = 2.01 \text{ MPa}$.

$\sigma_{\text{long, tot}} < \sigma_{f, \text{amm}} = 255 \text{ MPa}$;

$\sigma_{\text{staffe, tot}} < \sigma_{f, \text{amm}} = 255 \text{ MPa}$;

<p>GENERAL CONTRACTOR</p> 	<p>ALTA SORVEGLIANZA</p> 
	<p style="text-align: center;">IG51-03-E-CV-CL-BA01-00-001-A01.docx</p> <p style="text-align: right;">Foglio 28 di 38</p>

4.4. MICROPALI DI FONDAZIONE Ø220 L=12.00m

4.4.1. Introduzione

Si considerano dei micropali armati con un tubo Ø139.7mm sp. 10mm in acciaio S355JR, diametro di perforazione Ø220mm e lunghezza 12.00m, eseguiti in un'unica soluzione di getto (IGU).

Per il calcolo della capacità portante del micropalo, si valuta:

1. il carico limite dei micropali utilizzando il metodo di Bustamante e Doix (1985);
2. la capacità portante per instabilità dell'equilibrio elastico (Timoshenko, 1961);
3. la verifica alle forze orizzontali e la verifica strutturale della sezione costituente il micropalo.

1. La valutazione del carico limite viene eseguita utilizzando la seguente formula:

$$Q_{Lim} = Q_L + Q_P$$

dove

Q_L è la resistenza laterale di fusto

Q_P è la resistenza di punta del micropalo

$$Q_L = \sum s_i \cdot \alpha_i \cdot D \cdot \pi \cdot L_s$$

Dove:

s = valore della resistenza laterale unitaria;

α = coefficiente maggiorativo del diametro di perforazione;

D = diametro di perforazione;

L_s = lunghezza del bulbo di fondazione (nel calcolo non sono stati considerati i primi due metri del micropalo in modo da tener conto dell'influenza dell'inclinazione del rilevato).

La resistenza di punta a compressione è valutata come il 15% della resistenza laterale del fusto.

I valori del coefficiente α e di s_i si ricavano dalle seguenti tabelle tenendo conto delle caratteristiche geotecniche dei terreni ($N_{SPT, coltre\ detritica} = 20$; $N_{SPT, argilloscisti} = 30$) e della modalità di esecuzione dei micropali (IGU).

Valori del coefficiente α ($V_s = L_s \cdot \pi \cdot d_s^2 / 4$)				
TERRENO	Valori di α		Quantità minima di miscela consigliata	
	IRS	IGU	IRS	IGU
Ghiaia	1,8	1.3 1.4	1.5 Vs	1.5 Vs
Ghiaia sabbiosa	1.6 1.8	1.2 1.4	1.5 Vs	1.5 Vs
sabbia ghiaiosa	1.5 1.6	1.2 1.3	1.5 Vs	1.5 Vs
Sabbia grossa	1.4 1.5	1.1 1.2	1.5 Vs	1.5 Vs
Sabbia media	1.4 1.5	1.1 1.2	1.5 Vs	1.5 Vs
Sabbia fine	1.4 1.5	1.1 1.2	1.5 Vs	1.5 Vs
Sabbia limosa	1.4 1.5	1.1 1.2	(1.5 - 2) Vs	1.5 Vs
Limo	1.4 1.6	1.1 1.2	2 Vs	1.5 Vs
Argilla	1.8 2.0	1,2	(2.5 - 3) Vs	(1.5 - 2) Vs
Marne	1,8	1.1 1.2	(1.5 - 2) Vs per strati compatti	
Calcari marnosi	1,8	1.1 1.2	(2 - 6) Vs o più per strati	
Calcari alterati o fratturati	1,8	1.1 1.2	fratturati	
Roccia alterata e/o fratturata	1,2	1,1	(1.1 - 1.5) Vs per strati poco fratturati; 2 Vs o più per strati fratturati	

Indicazioni per la scelta del valore di 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	$\geq R1$	\geq R2

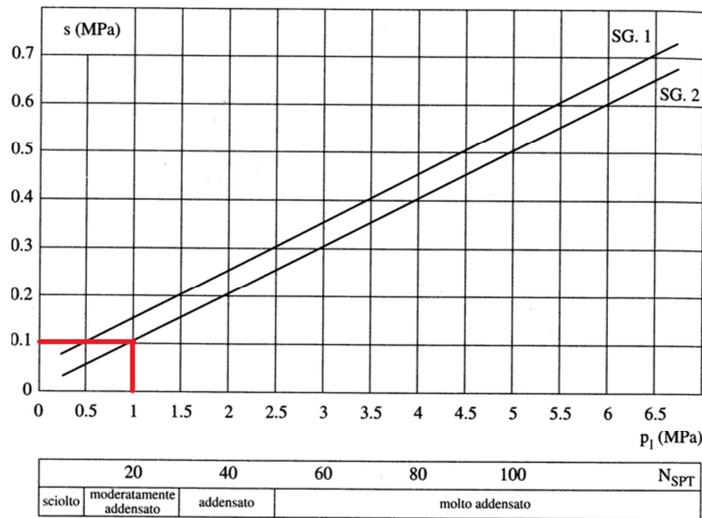


Fig. 13.16. Abaco per il calcolo di s per sabbie e ghiaie

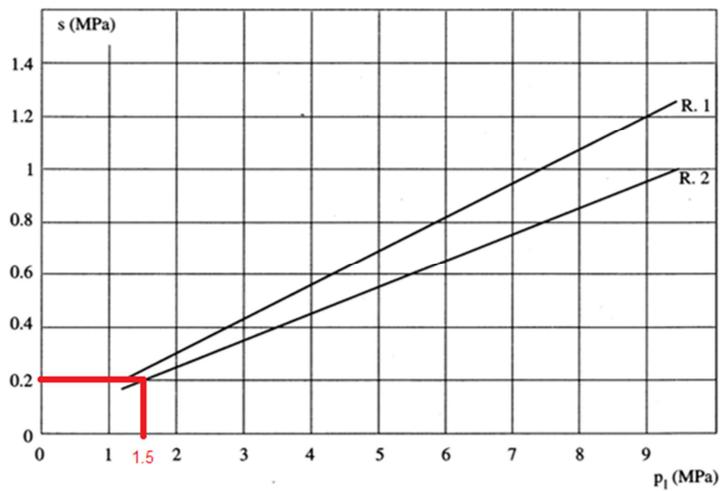


Fig. 13.19. Abaco per il calcolo di s per rocce alterate e fratturate

I valori che saranno utilizzati nel calcolo sono:

Strato 1 $\alpha = 1.1$; $s = 0.10$ MPa;

Strato 2 $\alpha = 1.1$; $s = 0.20$ MPa;

Si verifica che (in accordo con quanto stabilito dal D.M. 11/3/88 – paragrafo C.5.3) risulti:

$$F = Q_{Lim}/N > 2.5$$

2. Il carico critico relativo ad instabilità di tipo elastico del micropalo può essere espresso attraverso la relazione:

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

Dove:

β = reazione laterale per unità di lunghezza e spostamento = $k \cdot D$;

k = coefficiente di Winkler; il valore di 20 MN/m^3 è stato dedotto in maniera cautelativa dalla letteratura (Viggiani 1999)

E_{arm} = modulo elastico dell'armatura;

J_{arm} = momento di inerzia della sezione di armatura.

Il valore del coefficiente di sicurezza viene assunto per questa tipologia di fenomenologia pari a:

$$\eta = P_k/N > 10$$

3. La verifica alle forze orizzontali del micropalo viene svolta considerando il valore del momento agente in testa, ipotizzando la testa del palo impedita di ruotare:

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

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

in modo da poter determinare:

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

e

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

Con tali sollecitazioni è possibile ricavare la tensione ideale del criterio di Von Mises:

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

Che deve risultare:

$$\sigma_{id} < \sigma_{amm} = 240 \text{ MPa}$$

Trattandosi di strutture in acciaio definitive la verifica delle stesse viene svolta considerando che l'acciaio potrebbe venire in contatto con il terreno in seguito ad un non perfetto posizionamento del tubo di armatura e/o ad un ammaloramento del copriferro.

Per analizzare tale aspetto si fa riferimento (cfr. tabella n.6.1) alla normativa europea (ENV 1993-5:1997) che raccomanda di considerare una perdita di spessore (Δs) del manufatto metallico

alloggiato nel terreno in funzione della vita attesa dell'opera e dell'aggressività dell'ambiente circostante.

<i>ENV 1995-5:1997 – Spessore sacrificale in mm</i>	Vita attesa (anni)	
	50	100
TERRENO		
Terreno naturale non inquinato	0.6	1.2
Siti industriali	1.5	3.0
Terreno naturale "aggressivo"	1.75	3.25
Riporti non compattati non "aggressivi"	1.2	2.2
Riporti non compattati "aggressivi"	3.25	5.75
Riporti compattati non "aggressivi"	0.6	1.1
Riporti compattati "aggressivi"	1.62	2.87

Nel caso specifico si considera uno spessore sacrificale di 3.25mm (vita attesa 100 anni e terreno naturale "aggressivo").

4.4.2. Carichi agenti sulla sommità dei micropali

Oltre alle sollecitazioni trasmesse dal montante della barriera antirumore, sui micropali agirà anche la spinta orizzontale del terreno agenti sulla trave. Non si considera agente sulla trave il sovraccarico accidentale del treno perché la ripartizione del carico a 45° si diffonde nel terreno a profondità tale da non interessare la trave.

- Spinta del terreno:

$$\varphi = 31.5^\circ$$

$$\gamma = 21 \text{ kN/m}^3$$

$$K_a = \text{tg}^2(45 - \varphi/2) = 0.31$$

$$S_T = 0.31 \times 21 \times 0.70^2/2 \times 3.00 = 4.78 \text{ kN}$$

$$T_T = S_T = 4.78 \text{ kN}$$

$$M_T = S_T \times h/3 = 4.78 \times 0.23 = 1.11 \text{ kNm}$$

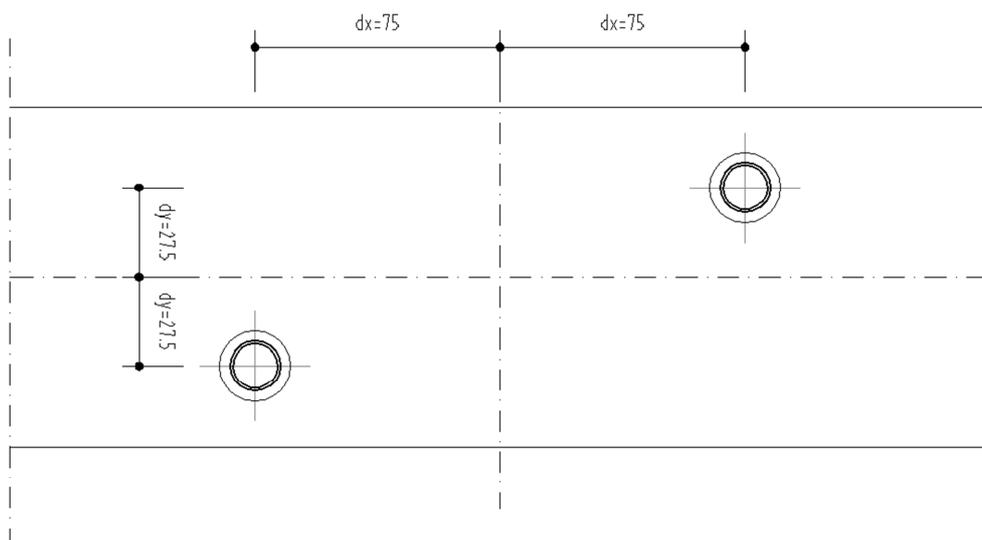
Pertanto sommando queste sollecitazioni si ottengono le sollecitazioni agenti a quota testa micropali:

$$T = 30.90 + 4.78 = 35.68 \text{ kN}$$

$$M = 98.88 + 1.11 = 100.00 \text{ kNm}$$

$$N = 80.62 \text{ kN}$$

La disposizione geometrica dei micropali è quella riportata in figura.



<p>GENERAL CONTRACTOR</p>  <p>CODIV Consorzio Collegamenti Integrati Veloci</p>	<p>ALTA SORVEGLIANZA</p>  <p>ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE</p>
	<p style="text-align: center;">IG51-03-E-CV-CL-BA01-00-001-A01.docx</p> <p style="text-align: right;">Foglio 34 di 38</p>

Il momento flettente si ripartisce secondo la seguente formula:

$$N_{pmax} = N/n_{pali} + M \cdot dy_{max} / \sum dy_i^2 + M \cdot dx_{max} / \sum dx_i^2$$

Dove

N = sforzo normale = 80.62 kN

n_{pali} = numero di pali = 2

M = momento flettente = 100.00 kNm

dx_{max} = distanza del micropalo più sollecitato dall'asse baricentrica del plinto = ± 0.275 m

$$\sum dy_i^2 = 0.15$$

dy_{max} = distanza del micropalo più sollecitato dall'asse baricentrica del plinto = ± 0.50 m

$$\sum dx_i^2 = 1.125$$

Quindi si ottengono due valori di sforzo normale, uno di compressione ed uno di trazione.

$$N_{pmax}^+ = 317.06 \text{ kN}$$

$$N_{pmax}^- = -236.44 \text{ kN}$$

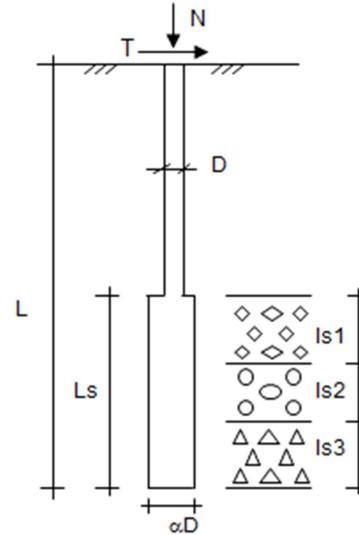
Il taglio si ripartisce in parte uguali tra tutti i pali:

$$T_{pmax} = T/n_{pali} = 17.84 \text{ kN}$$

Di seguito si riportano le verifiche dei micropali a compressione e a trazione.

CAPACITA' PORTANTE DI UN MICROPALO**OPERA:** micropalo compresso**DATI DI INPUT:****Sollecitazioni Agenti:**

	Permanenti	Temporanee	Calcolo
N (kN)	317.06	0.00	317.06
T (kN)	17.84	0.00	17.84



coefficienti parziali	azioni		proprietà del terreno	
	permanenti γ_g	temporanee variabili γ_q	ξ	γ_s
Stato limite ultimo <input type="radio"/>	1.00	1.30	1.50	1.30
Tensioni ammissibili <input checked="" type="radio"/>	1.00	1.00	1.00	1.00
definiti dall'utente <input type="radio"/>	1.00	1.50	1.20	2.00

Caratteristiche del micropalo:

Diametro di perforazione del micropalo (D): 0.22 (m)

Lunghezza del micropalo (L): 12.00 (m)

Armatura:

Diametro dell'armatura (Darm): 139.7 (mm)

Spessore dell'armatura (Sarm): 6.8 (mm)

Modulo di elasticità dell'acciaio costituente l'armatura (Earm): 210'000 (N/mm²)Area dell'armatura (Aarm): 2819 (mm²)Momento di inerzia della sezione di armatura (Jarm): 6.245E+06 (mm⁴)Modulo di resistenza della sezione di armatura (Warm): 89'409 (mm³)

Tipo di acciaio

Fe 510 Tensione di snervamento dell'acciaio (fy): 355 (N/mm²)Tensione ammissibile dell'acciaio (σ_{amm}): 240 (N/mm²)**Malta di iniezione:**Res. compressione monoassiale malta di iniezione (σ_{malta}): 25 (N/mm²)**Coefficiente di Reazione Laterale:**Coeff. di Winkler (k): 20.0 (MN/m³)

CAPACITA' PORTANTE ESTERNA**Capacità portante di fusto**

$$Ql = \sum_i \pi \cdot Dsi \cdot si \cdot lsi$$

Tipo di Terreno	Spessore (lsi) (m)	α (-)	Dsi = $\alpha \cdot D$ (m)	si caratt. (MPa)	si calcolo (MPa)	Qsi (kN)
scalzamento	2.00	0.00	0.00	0.000	0.000	0.00
limo sabbioso	5.00	1.10	0.24	0.100	0.100	380.13
AGF destrutturati	5.00	1.10	0.24	0.200	0.200	760.27

$$Ls = 12.00 \quad (m) \quad Ql = 1140.40 \quad (kN)$$

$$\text{Capacità portante di punta} \quad Qp = 0,15 \cdot Ql \quad Qp = 171.06 \quad (kN)$$

CARICO LIMITE DEL MICROPALO**COEFFICIENTE DI SICUREZZA**

$$Qlim = Qb + Ql \quad Fs = Qlim / N \quad (Fs > 2,5)$$

$$Qlim = 1311.46 \quad (kN) \quad Fs = 4.14$$

CAPACITA' PORTANTE PER INSTABILITA' DELL'EQUILIBRIO ELASTICO

$$\text{Reaz. Laterale per unità di lunghezza e di spostam.} (\beta) \quad (\beta = k^2 D_{arm}): \quad 2.79 \quad (N/mm^2)$$

$$Pk = 2 \cdot (\beta \cdot Earm \cdot Jarm)^{0.5} \quad \eta = Pk / N \quad (\eta > 10)$$

$$Pk = 3828.48 \quad (MN) \quad \eta = 12.07$$

VERIFICA ALLE FORZE ORIZZONTALI

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

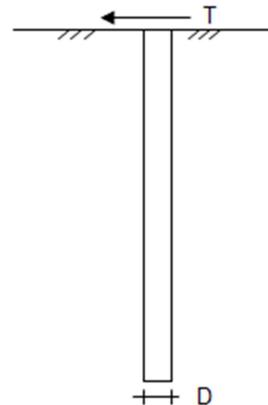
$$M = T / (2 \cdot b)$$

$$b = \sqrt[4]{\frac{k \cdot D}{4 \cdot Earm \cdot Iarm}}$$

$$b = 0.957 \quad (1/m)$$

Momento Massimo (M):

$$M = 9.32 \quad (kN \cdot m)$$

**VERIFICHE STRUTTURALI DEL MICROPALO**

Acciaio Fe 510

Tensioni nel singolo micropalo

$$\sigma = N/Aarm \pm M/Warm$$

$$\tau = 2 \cdot T/Aarm$$

$$\sigma_{max} = 216.71 \quad (N/mm^2) \quad \sigma_{min} = 8.21 \quad (N/mm^2)$$

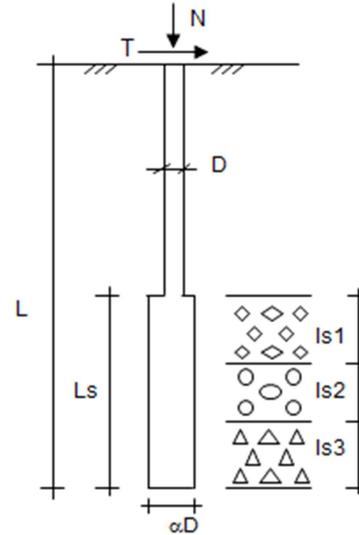
$$\tau = 12.66 \quad (N/mm^2)$$

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

$$\sigma_{td} = 217.82 \quad (N/mm^2)$$

CAPACITA' PORTANTE DI UN MICROPALO**OPERA:** micropalo in trazione**DATI DI INPUT:****Sollecitazioni Agenti:**

	Permanenti	Temporanee	Calcolo
N (kN)	-236.44	0.00	-236.44
T (kN)	17.84	0.00	17.84



coefficienti parziali	azioni		proprietà del terreno	
	permanenti γ_g	temporanee variabili γ_q	ξ	γ_s
Stato limite ultimo <input type="radio"/>	1.00	1.30	1.50	1.30
Tensioni ammissibili <input checked="" type="radio"/>	1.00	1.00	1.00	1.00
definiti dall'utente <input type="radio"/>	1.00	1.50	1.20	2.00

Caratteristiche del micropalo:

Diametro di perforazione del micropalo (D): 0.22 (m)

Lunghezza del micropalo (L): 12.00 (m)

Armatura:

Diametro dell'armatura (Darm): 139.7 (mm)

Spessore dell'armatura (Sarm): 6.8 (mm)

Modulo di elasticità dell'acciaio costituente l'armatura (Earm): 210'000 (N/mm²)Area dell'armatura (Aarm): 2819 (mm²)Momento di inerzia della sezione di armatura (Jarm): 6.245E+06 (mm⁴)Modulo di resistenza della sezione di armatura (Warm): 89'409 (mm³)

Tipo di acciaio

Fe 510 Tensione di snervamento dell'acciaio (fy): 355 (N/mm²)Tensione ammissibile dell'acciaio (σ_{amm}): 240 (N/mm²)**Malta di iniezione:**Res. compressione monoassiale malta di iniezione (σ_{malta}): 25 (N/mm²)**Coefficiente di Reazione Laterale:**Coeff. di Winkler (k): 20.0 (MN/m³)

CAPACITA' PORTANTE ESTERNA**Capacità portante di fusto**

$$Ql = \sum_i \pi \cdot Dsi \cdot si \cdot lsi$$

Tipo di Terreno	Spessore (lsi) (m)	α (-)	Dsi = $\alpha \cdot D$ (m)	si caratt. (MPa)	si calcolo (MPa)	Qsi (kN)
scalzamento	2.00	0.00	0.00	0.000	0.000	0.00
limo sabbioso	5.00	1.10	0.24	0.100	0.100	380.13
AGF destrutturati	5.00	1.10	0.24	0.200	0.200	760.27

$$Ls = 12.00 \quad (m) \quad Ql = 1140.40 \quad (kN)$$

Capacità portante di punta

$$Qp = 0,15 \cdot Ql$$

$$Qp = 0.00 \quad (kN)$$

CARICO LIMITE DEL MICROPALO**COEFFICIENTE DI SICUREZZA**

$$Qlim = Qb + Ql$$

$$Fs = Qlim / N \quad (Fs > 2,5)$$

$$Qlim = 1140.40 \quad (kN)$$

$$Fs = 4.82$$

CAPACITA' PORTANTE PER INSTABILITA' DELL'EQUILIBRIO ELASTICO

$$\text{Reaz. Laterale per unità di lunghezza e di spostam.} (\beta) \quad (\beta = k^2 D_{arm}): \quad 2.79 \quad (N/mm^2)$$

$$Pk = 2 \cdot (\beta \cdot Earm \cdot Jarm)^{0.5}$$

$$\eta = Pk / N \quad (\eta > 10)$$

$$Pk = 3828.48 \quad (MN)$$

$$\eta = --$$

VERIFICA ALLE FORZE ORIZZONTALI

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

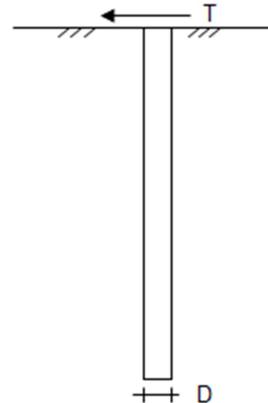
$$M = T / (2 \cdot b)$$

$$b = \sqrt[4]{\frac{k \cdot D}{4 \cdot Earm \cdot Iarm}}$$

$$b = 0.957 \quad (1/m)$$

Momento Massimo (M):

$$M = 9.32 \quad (kN \cdot m)$$

**VERIFICHE STRUTTURALI DEL MICROPALO**

Acciaio Fe 510

Tensioni nel singolo micropalo

$$\sigma = N/Aarm \pm M/Warm$$

$$\tau = 2 \cdot T/Aarm$$

$$\sigma_{max} = 20.39 \quad (N/mm^2)$$

$$\sigma_{min} = -188.12 \quad (N/mm^2)$$

$$\tau = 12.66 \quad (N/mm^2)$$

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

$$\sigma_{td} = 189.39 \quad (N/mm^2)$$