

COMMITTENTE:



PROGETTAZIONE:



## INFRASTRUTTURE FERROVIARIE STRATEGICHE DEFINITE DALLA LEGGE OBIETTIVO N. 443/01e s.m.i.

CUP: J14D20000010001

### S.O. OPERE CIVILI

### PROGETTO DEFINITIVO

LINEA AV/AC MILANO - VENEZIA

LOTTO FUNZIONALE TRATTA AV/AC VERONA-PADOVA

NODO AV/AC DI VERONA: INGRESSO EST  
PONTE SUL FIUME ADIGE

Relazione geotecnica di calcolo delle fondazioni 3/5

SCALA:

-

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

I N 1 A 2 0 D 0 9 C L V I 0 1 0 0 0 0 5 A

Rev.	Descrizione	Redatto	Data	Verificato	Data	Approvato	Data	Autorizzato Data
A	Emissione 22.12.21	P. Luciani 	22.12.21	A. Ferri 	22.12.21	C. Mazzocchi 	22.12.21	A. Vittozzi 22.12.21

ITALFERR S.p.A.  
U.O. Opere Civili e Gestione delle varianti  
Dist. Ing. Alfredo Vignoli  
Online degli Ingegneri della Provincia di Roma  
n° 43276

File: 9CLVI0100005A.docx

## INDICE

<b>1</b>	<b>PREMESSA .....</b>	<b>5</b>
<b>2</b>	<b>NORMATIVA DI RIFERIMENTO .....</b>	<b>7</b>
<b>3</b>	<b>CARATTERISTICHE DEI MATERIALI IMPIEGATI .....</b>	<b>8</b>
3.1	Calcestruzzo.....	8
3.2	Acciaio per armature.....	8
3.3	Copriferri minimi.....	9
<b>4</b>	<b>CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA.....</b>	<b>10</b>
<b>5</b>	<b>AZIONE SISMICA DI VERIFICA .....</b>	<b>11</b>
<b>6</b>	<b>COMBINAZIONI DI CARICO .....</b>	<b>17</b>
<b>7</b>	<b>CRITERI DI VERIFICA.....</b>	<b>18</b>
7.1	Metodologia di calcolo capacità portante ai carichi verticali .....	18
7.2	Metodologia di calcolo capacità portante ai carichi trasversali.....	22
<b>8</b>	<b>SOLLECITAZIONI A ESTRADOSSO PLINTO .....</b>	<b>24</b>
<b>9</b>	<b>SOLLECITAZIONI TESTA PALO .....</b>	<b>28</b>
<b>10</b>	<b>VERIFICHE GEOTECNICHE .....</b>	<b>30</b>
<b>11</b>	<b>VERIFICHE DEL PLINTO .....</b>	<b>34</b>

## INDICE TABELLE

Tabella 1- Stratigrafia e parametri geotecnici .....	10
Tabella 2 - Valutazione dei parametri $a_g$ , $F_0$ e $T_c^*$ per i periodi di ritorno associati a ciascuno stato limite .....	15
Tabella 3 - Coefficienti parziali di sicurezza – Tabella 5.2.V del DM 17.1.2018.....	17
Tabella 4 - Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno – Tabella 6.2.II del DM 17.1.2018 .....	17
Tabella 5 - Valori di $q_{b,lim}$ secondo Gwizdala (1984) .....	20
Tabella 6 - Sollecitazioni elementi con coefficienti moltiplicativi.....	26
Tabella 7 - Sintesi azioni intradosso plinto.....	27

## INDICE FIGURE

Figura 1 - Pianta e prospetto Pila-spalla (Milano).....	5
Figura 2 - Prospetto del modello di calcolo globale con individuazione dei nodi di base .....	6
Tabella 3: Coefficienti parziali per le resistenze caratteristiche – Tabella 6.4.II del DM 14.1.2008 .....	17
Tabella 4: Coefficienti parziali per le resistenze caratteristiche di pali soggetti a carichi trasversali – Tabella 6.4.VI del DM 17.1.2018 .....	17
Figura 5 - Coefficiente $N_q^*$ corrispondente all'insorgere delle deformazioni plastiche alla base del palo .....	21
Figura 6 – Portata limite di base in terreni stratificati. ....	22
Figura 7 - Schema palificata .....	28
Figura 8 - Curve di portanza in compressione trazione .....	31
Figura 9 Schema per la definizione del tipo di fondazione .....	34
Figura 10 sezione plinto pila-spalla Milano .....	34

## 1 PREMESSA

Scopo del presente documento è la presentazione dei calcoli e delle verifiche geotecniche delle fondazioni profonde della pila-spalla (Milano) del viadotto ferroviario A.C. sul fiume Adige, previsto nell'ambito del Progetto Definitivo AV/AC NODO VERONA: ENTRATA EST.

Le sottostrutture in esame sono di tipo tradizionale, con fondazioni profonde su pali.

La zattera di fondazione ha dimensioni in pianta 25.00x18.00 m e spessore 3.50 m. I pali sono 24Ø1500, disposti con interasse 4,50 m in entrambe le direzioni e lunghezza L=35,00m.

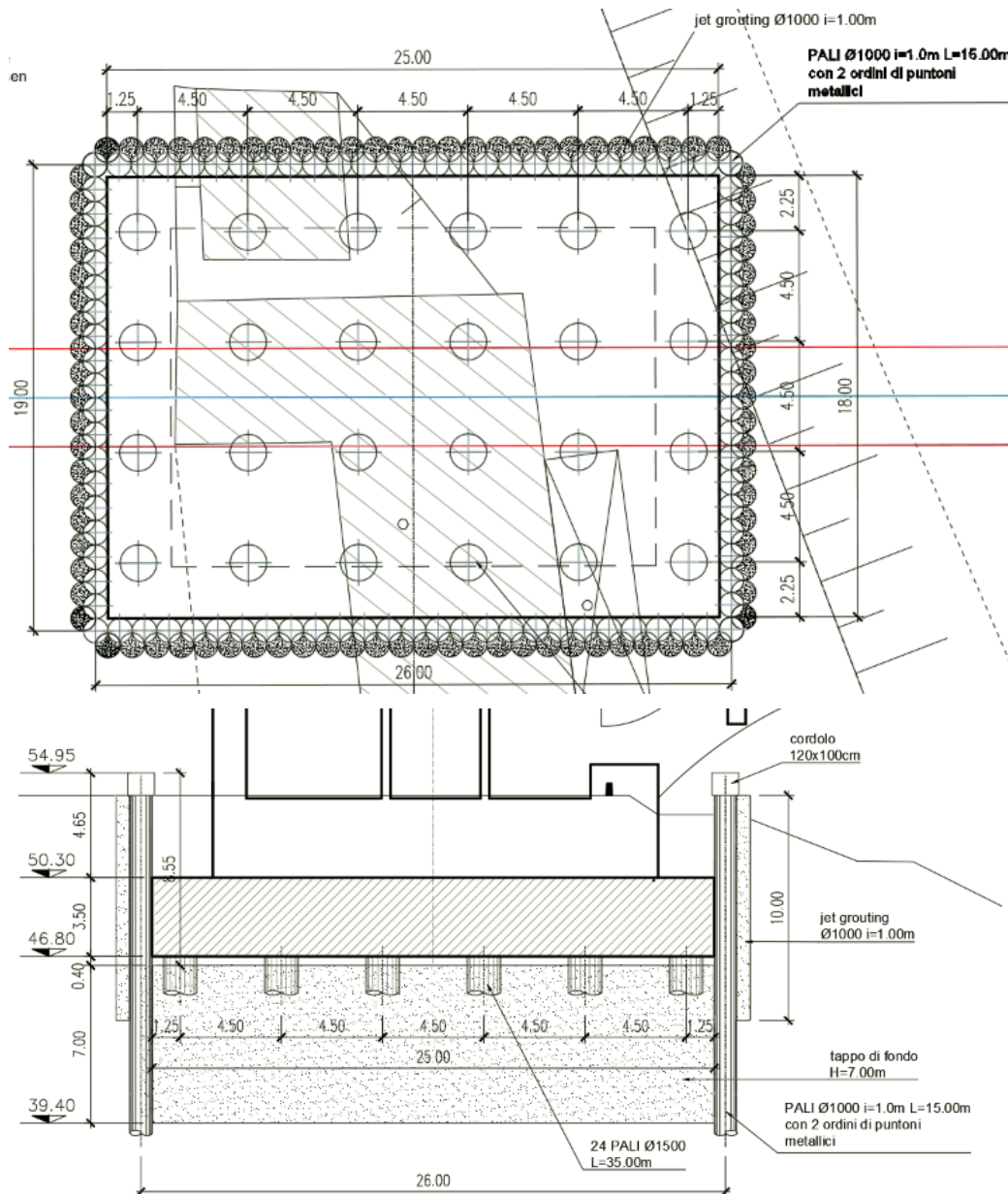
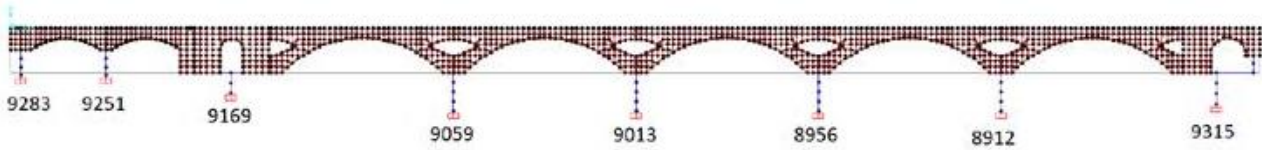


Figura 1 - Pianta e prospetto Pila-spalla (Milano)


In Figura 2 si riporta il prospetto del modello globale FEM realizzato per il ponte in esame, con l'individuazione dei nodi di base delle sottostrutture:



NUMERO NODO	POSIZIONE NODO
9283	Spalla lato Milano
9251	Pila fra campate su strada
9169	Pila-spalla lato Milano
9059	Pila 1 alveo
9013	Pila 2 alveo
8956	Pila 3 alveo
8912	Pila 4 alveo
9315	Pila-spalla lato Venezia

Figura 2 - Prospetto del modello di calcolo globale con individuazione dei nodi di base

Il progetto è stato eseguito coerentemente con quanto previsto dalla normativa vigente, “Norme Tecniche per le Costruzioni”- DM 17.1.2018 e Circolare n .7 “Istruzioni per l’applicazione dell’«Aggiornamento delle “Norme tecniche per le costruzioni”»”.

	<b>LINEA AV/AC MILANO - VENEZIA</b> <b>LOTTO FUNZIONALE TRATTA AV/AC VERONA-PADOVA</b> <b>NODO AV/AC DI VERONA: INGRESSO EST</b> <b>PONTE SUL FIUME ADIGE</b>					
	Relazione geotecnica di calcolo delle fondazioni 3/5	COMMESSA IN1A	LOTTO 20	CODIFICA D09CL	DOCUMENTO VI 01 00 005	REV. A

## 2 NORMATIVA DI RIFERIMENTO

Le analisi strutturali e le verifiche di sicurezza sono state effettuate in accordo con le seguenti normative.

- Decreto Ministeriale del 17 gennaio 2018: “*Aggiornamento delle «Norme Tecniche per le Costruzioni»*”, G.U. Serie Generale n.42 del 20.02.2008, Supplemento Ordinario n.8.
- Circolare 21 gennaio 2019 n.7 ” Istruzioni per l’applicazione dell’«Aggiornamento delle “Norme tecniche per le costruzioni”» di cui al decreto ministeriale 17 gennaio 2018”;
- RFI DTC SI PS MA IFS 001 E del 31.12.2020 - “Manuale di progettazione delle opere civili – Sezione 2 – Ponti e Strutture”.
- RFI DTC SI CS MA IFS 001 E del 22.12.2020 - “Capitolato generale tecnico di appalto delle opere civili”.
- 1299/2014/UE Specifiche tecniche d'interoperabilità per il sottosistema “Infrastruttura” del sistema ferroviario dell’Unione Europea (18/11/2014);
- UNI EN 1990: Eurocodice: Criteri generali di progettazione strutturale;
- UNI EN 1991-1-1: Eurocodice 1 – Parte 1-1: Azioni in generale – Pesì per unità di volume, pesì propri e sovraccarichi variabili;
- UNI EN 1991-1-4: Eurocodice 1. Azioni sulle strutture. Parte 1-4: Azioni in generale - Azioni del vento;
- UNI EN 1992-2: Eurocodice 2. Progettazione delle strutture di calcestruzzo. Parte 2: Ponti di calcestruzzo – Progettazione e dettagli costruttivi;
- UNI EN 1997-1: Eurocodice 7 – Progettazione geotecnica – Parte 1: Regole generali;
- UNI-EN 1998-1: Eurocodice 8: Progettazione delle strutture per la resistenza sismica. Parte 1: Regole generali, azioni sismiche e regole per gli edifici;
- UNI EN 1998-5: Eurocodice 8 – Progettazione delle strutture per la resistenza sismica – Parte 5: Fondazioni, strutture di contenimento ed aspetti geotecnici;
- Legge. 2 febbraio 1974, n. 64. Provvedimenti per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche;
- Regolamento (UE) N. 1299/2014 della Commissione del 18 novembre 2014 relativo alle specifiche tecniche di interoperabilità per il sottosistema «infrastruttura» del sistema ferroviario dell'Unione europea, modificato dal Regolamento di esecuzione (UE) N° 2019/776 della Commissione del 16 maggio 2019.

### 3 CARATTERISTICHE DEI MATERIALI IMPIEGATI

Di seguito si riportano le caratteristiche dei materiali impiegati con le classi di esposizione coerenti con la UNI EN 206.

Calcestruzzo di classe C12/15 (Rck 15 N/mm<sup>2</sup>) per sottofondazioni

#### 3.1 Calcestruzzo

##### FONDAZIONI – PALI

Per le strutture in fondazione si adotta un calcestruzzo con le caratteristiche riportate di seguito:

**C25/30:**  $f_{ck} \geq 25$  MPa  $R_{ck} \geq 30$  MPa

Classe minima di consistenza: S4

In accordo con le norme seguite, risulta per il materiale in esame:

Resistenza caratteristica cubica a 28 giorni	$R_{ck}$	<b>30</b>	N/mm <sup>2</sup>
Resistenza caratteristica cilindrica a 28 giorni	$f_{ck} = 0.83 R_{ck}$	24,90	N/mm <sup>2</sup>
Valore medio della resistenza cilindrica	$f_{cm} = f_{ck} + 8$	32,90	N/mm <sup>2</sup>
Resistenza di calcolo breve durata	$f_{cd} \text{ (Breve durata)} = f_{ck} / 1.5$	16,60	N/mm <sup>2</sup>
Resistenza di calcolo lunga durata	$f_{cd} \text{ (Lungo durata)} = 0.85 f_{cd}$	14,11	N/mm <sup>2</sup>
Resistenza media a trazione assiale	$f_{ctm} = 0.3 (f_{ck})^{2/3} \quad [R_{ck} < 50/60]$	2,56	N/mm <sup>2</sup>
Resistenza caratteristica a trazione	$f_{ctk 0,05} = 0.7 f_{ctm}$	1,79	N/mm <sup>2</sup>
Resistenza media a trazione per flessione	$f_{ctfm} = 1.2 f_{ctm}$	3,07	N/mm <sup>2</sup>
Resistenza di calcolo a trazione	$f_{ctd} = f_{ctk 0,05} / 1.5$	1,19	N/mm <sup>2</sup>
Modulo di Young	$E = 22000 (f_{cm}/10)^{0.3}$	31447	N/mm <sup>2</sup>

#### 3.2 Acciaio per armature

Tipo B450C saldabile, per diametri compresi tra 6 e 40 mm:

Tensione di snervamento caratteristica  $f_{ynom} = 450$  MPa

Tensione caratteristica di rottura  $f_{tnom} = 540$  MPa

$f_{yk} \geq f_{ynom}$  frattile 5%

$f_{tk} \geq f_{tnom}$  frattile 5%

$1.15 \leq (f_t/f_y)_k \leq 1.35$  frattile 10%

$(f_y/f_{ynom})_k \leq 1.25$  frattile 10%

Allungamento  $(A_{gt})_k \geq 7.5\%$  frattile 10%



### 3.3 Copriferrini minimi

Si riportano di seguito i copriferrini minimi per le strutture in calcestruzzo armato:

Pali 6.0 cm

Plinto 5.0 cm

## 4 CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA

Si riportano di seguito i parametri di resistenza e deformabilità dei terreni interessati dalla realizzazione dell'opera:

Tabella 1- Stratigrafia e parametri geotecnici

SUBSTRATO [m da p.c.]	$\gamma_n$ [kN/m <sup>3</sup> ]	D <sub>R</sub> [%]	$\phi'$ [°]	c' [kPa]	G <sub>0</sub> [Mpa]	E <sub>0</sub> [Mpa]	E' <sub>RIL</sub> [Mpa]	E' <sub>OC</sub> [Mpa]	E' <sub>25</sub> [Mpa]
0÷5	19	74.8	40.2 (29.7÷49.8)	0	65.7	157.7	15.8	31.5	34.9
5÷15	19	63.1	38.8 (31.1÷49.0)	0	104.1	249.7	25.0	49.9	33.1
>15	19	66.2	41.7 (31.1÷48.4)	0	182.6	438.1	43.8	87.6	48.6

Angolo di resistenza  $\phi'$ : Valore medio e relativa variazione fra le correlazioni utilizzate

E'<sub>RIL</sub>: Modulo di deformazione operativo per i rilevati (E<sub>0</sub>/10)

E'<sub>OC</sub>: Modulo di deformazione operativo per le opere civili (E<sub>0</sub>/5)

E'<sub>25</sub>: Modulo di deformazione operativo secondo *Jamiolkowski et al.* (1988)

Unità limoso-argillosa (analisi di laboratorio)

Prof. (m)	Taglio Diretto		TRX (cid)		
	Coesione c' (kPa)	Angolo f' (°)	TRX UU cu (kPa)	TRX c' (kPa)	TRX f' (°)
22,00			97,00		
18,00				0,00	26,40
22,00				0,00	25,00
17,00	8,60	26,40	70,00		
16,50			127,00	12,00	27,40
media	8,60	26,40	98,00	4,00	26,27
min			70,00	0,00	25,00
max			127,00	12,00	27,40

Per maggiori dettagli sulle analisi condotte per la determinazione dei suddetti parametri, si rimanda alla Relazione geotecnica del progetto.

In funzione di quanto sopra riportato, per la progettazione si utilizzeranno i seguenti valori di angolo di attrito:

SUBSTRATO [m da p.c.]	$\phi'$ [°]	c' [kPa]	cu [kPa]
0÷5	35	0	0
5÷15	30	0	0
15÷18	26	5	70
18÷30	35	0	0
30÷45	38	0	0
>45	40		

## 5 AZIONE SISMICA DI VERIFICA

Nel presente paragrafo si riportano la descrizione e la valutazione dell'azione sismica secondo le specifiche del DM 17.1.2018.

L'azione sismica è descritta mediante spettri di risposta elastici e di progetto. In particolare nel DM 17.1.2018, vengono presentati gli spettri di risposta in termini di accelerazioni orizzontali e verticali.

L'espressione analitica dello spettro di risposta elastico in termini di accelerazione orizzontale è la seguente:

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

$$T_B \leq T \leq T_C \longrightarrow S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0$$

$$T_C \leq T \leq T_D \longrightarrow S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \left( \frac{T_C}{T} \right)$$

$$T_D \leq T \longrightarrow S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \left( \frac{T_C \cdot T_D}{T} \right)$$

In cui:

$$S = S_s \cdot S_T;$$

$S_s$ : coefficiente di amplificazione stratigrafico;

$S_T$ : coefficiente di amplificazione topografica;

$\eta$ : fattore che tiene conto di un coefficiente di smorzamento viscoso equivalente  $\xi$ , espresso in punti percentuali diverso da 5 ( $\eta=1$  per  $\xi=5$ ):

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

$F_0$ : valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale;

$a_g$ : accelerazione massima al suolo;

T: periodo di vibrazione dell'oscillatore semplice;

$T_B, T_C, T_D$ : periodi che separano i diversi rami dello spettro, e che sono pari a:

$$T_C = C_C \cdot T_C^*$$

$$T_B = \frac{T_C}{3}$$

$$T_D = 4.0 + \frac{a_g}{g} + 1.6$$

In cui :

$C_c$ : coefficiente che tiene conto della categoria del terreno;

$T_c^*$ : periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale.

L'espressione analitica dello spettro di risposta elastico in termini di accelerazione verticale è la seguente:

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

$$T_B \leq T \leq T_C \longrightarrow S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_v$$

$$T_C \leq T \leq T_D \longrightarrow S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_v \cdot \left( \frac{T_C}{T} \right)$$

$$T_D \leq T \longrightarrow S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_v \cdot \left( \frac{T_C \cdot T_D}{T} \right)$$

nelle quali:

$S = S_s \times S_T$ : con  $S_s$  pari sempre a 1 per lo spettro verticale;

$\eta$ : fattore che tiene conto di un coefficiente di smorzamento viscoso equivalente  $\xi$ , espresso in punti percentuali diverso da 5 ( $\eta=1$  per  $\xi=5$ ):

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

$T$ : periodo di vibrazione dell'oscillatore semplice;

$T_B, T_C, T_D$ : periodi che separano i diversi rami dello spettro, e che sono pari a:

$$T_C = 0.05 \quad T_B = 0.15 \quad T_D = 1.0$$

$F_v$ : fattore che quantifica l'amplificazione spettrale massima mediante la relazione:

$$F_v = 1.35 \cdot F_0 \cdot \left( \frac{a_g}{g} \right)^{0.5}$$

Di seguito si riporta il calcolo dei parametri per la valutazione degli spettri in accelerazione orizzontale e verticale, effettuata mediante l'utilizzo del software "Spettri NTC ver. 1.0.3" reperibile presso il sito del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici.

### Vita Nominale

La vita nominale di un'opera strutturale ( $V_N$ ), è intesa come il numero di anni nel quale la struttura, purchè soggetta alla manutenzione ordinaria, deve potere essere usata per lo scopo al quale è destinata. La vita nominale delle infrastrutture ferroviarie può, di norma, assumersi come indicato nella seguente tabella.

TIPI DI COSTRUZIONE	Vita Nominale (VN)
Opere nuove su infrastrutture ferroviarie progettate con le norme vigenti prima del DM14/1/2008 a velocità convenzionale $V < 250$ Km/h	50
Altre opere nuove a velocità $V < 250$ Km/h	75
Altre opere nuove a velocità $V > 250$ Km/h	100
Opere di grandi dimensioni: ponti e viadotti con campate di luce maggiore di 150 m	$\geq 100$

Per l'opera in oggetto si considera una vita nominale  $V_N = 100$  anni.

### Classi D'uso

Il Decreto Ministeriale del 17 gennaio 2018 prevede quattro categorie di classi d'uso riportate nel seguito:

<b>Classe I:</b> Costruzioni con presenza solo occasionale di persone, edifici agricoli.
<b>Classe II:</b> Costruzioni il cui uso preveda normali affollamenti, senza contenuti pericolosi per l'ambiente e senza funzioni pubbliche e sociali essenziali. Industrie con attività non pericolose per l'ambiente. Ponti, opere infrastrutturali, reti viarie non ricadenti in Classe III o in Classe IV, reti ferroviarie la cui interruzione non provochi situazioni di emergenza. Dighe il cui collasso non provochi conseguenze rilevanti.
<b>Classe III:</b> Costruzioni il cui uso preveda affollamenti significativi. Industrie con attività pericolose per l'ambiente. Reti viarie extraurbane non ricadenti in Classe IV. Ponti e reti ferroviarie la cui interruzione provochi situazioni di emergenza. Dighe rilevanti per le conseguenze di un loro eventuale collasso.
<b>Classe IV:</b> Costruzioni con funzioni pubbliche o strategiche importanti, anche con riferimento alla gestione della protezione civile in caso di calamità. Industrie particolarmente pericolose per l'ambiente. Reti viarie di tipo A o B, di cui al D.M. 5 novembre 2001, n. 6792, "Norme funzionali e geometriche per la costruzione di strade", e di tipo quando appartenenti ad itinerari di collegamento tra capoluoghi di provincia non altresì serviti da strade di tipo A o B. Ponti o reti ferroviarie di importanza critica per il mantenimento delle vie di comunicazione, particolarmente dopo un evento sismico. Dighe connesse al funzionamento di acquedotti e a impianti di produzione di energia elettrica.

Per l'opera in oggetto si considera una **Classe d'uso IV**.

### Periodo di Riferimento dell'Azione Sismica

Le azioni sismiche su ciascuna costruzione vengono valutate in relazione ad un periodo di riferimento  $V_R$  che si ricava per ciascun tipo di costruzione, moltiplicando la vita nominale  $V_n$  per il coefficiente d'uso  $C_u$ :

$$V_R = V_N \cdot C_U$$

Il valore del coefficiente d'uso  $C_U$  è definito, al variare della classe d'uso, come mostrato nella tabella seguente:

CLASSE D'USO	I	II	III	IV
COEFFICIENTE $C_U$	0.7	1	1.5	2

Pertanto per l'opera in oggetto il periodo di riferimento è pari a  $100 \times 2 = 200$  anni.

### Stati limite e relative probabilità di superamento

Nei confronti delle azioni sismiche gli stati limite, sia di esercizio che ultimi, sono individuati riferendosi alle prestazioni della costruzione nel suo complesso, includendo gli elementi strutturali, quelli non strutturali e gli impianti.

La probabilità di superamento nel periodo di riferimento  $P_{VR}$ , cui riferirsi per individuare l'azione sismica agente in ciascuno degli stati limite considerati, sono riportati nella tabella successiva.

Stati Limite		$P_{VR}$ : Probabilità di superamento nel periodo di riferimento $V_R$
Stati limite di esercizio	SLO	81%
	SLD	63%
Stati limite ultimi	SLV	10%
	SLC	5%

### Accelerazione ( $a_g$ ), fattore ( $F_0$ ) e periodo ( $T^*_c$ )

Ai fini del D.M. 17-01-2018 le forme spettrali, per ciascuna delle probabilità di superamento nel periodo di riferimento  $P_{VR}$ , sono definite a partire dai valori dei seguenti parametri su sito di riferimento rigido orizzontale:

$a_g$ : accelerazione orizzontale massima sul sito;

$F_0$ : valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale;

$T^*_c$ : periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale.

I parametri prima elencati dipendono dalle coordinate geografiche, espresse in termini di latitudine e longitudine, del sito interessato dall'opera, dal periodo di riferimento ( $V_R$ ), e quindi dalla vita nominale ( $V_N$ ) e dalla classe d'uso ( $C_U$ ) e dallo stato limite considerato. Si riporta nel seguito la valutazione di detti parametri per i vari stati limite.

Comune: Verona

 Tabella 2 - Valutazione dei parametri  $a_g$ ,  $F_0$  e  $T_c^*$  per i periodi di ritorno associati a ciascuno stato limite

**Valori dei parametri  $a_g$ ,  $F_0$ ,  $T_c^*$  per i periodi di ritorno  $T_R$** 

SLATO LIMITE	$T_R$ [anni]	$a_g$ [g]	$F_0$ [-]	$T_c^*$ [s]
SLO	120	0.087	2.443	0.263
SLD	201	0.111	2.409	0.271
SLV	1898	0.260	2.406	0.287
SLC	2475	0.286	2.381	0.290

I parametri ai quali si è fatto riferimento nella definizione dell'azione sismica di progetto, indicati nella tabella precedente, corrispondono, cautelativamente, a quei parametri che danno luogo al sisma di massima entità, fra tutti quelli individuati lungo le progressive dell'opera in progetto.

Sono stati presi in esame, per la valutazione delle azioni in fondazioni, i seguenti Stati Limite sismici:

- SLV: Stato Limite di Salvaguardia della Vita (Stato Limite Ultimo)

Si riportano al termine dell'analisi, i parametri ed i punti dello spettro di risposta elastici per lo Stato Limite di Salvaguardia della Vita.

**Classificazione dei terreni**

Per la definizione dell'azione sismica di progetto, la valutazione dell'influenza delle condizioni litologiche e morfologiche locali sulle caratteristiche del moto del suolo in superficie, deve essere basata su studi specifici di risposta sismica locale esistenti nell'area di intervento. In mancanza di tali studi la normativa prevede la classificazione, riportata nella tabella seguente, basata sulla stima dei valori della velocità media delle onde sismiche di taglio  $V_{s30}$ , ovvero sul numero medio di colpi NSPT ottenuti in una prova penetrometrica dinamica (per terreni prevalentemente granulari), ovvero sulla coesione non drenata media  $c_u$  (per terreni prevalentemente coesivi).

Categoria di suolo di fondazione	Descrizione
Cat. A	<i>Ammassi rocciosi affioranti o terreni molto rigidi</i> caratterizzati da valori di velocità delle onde di taglio superiori a 800 m/s, eventualmente comprendenti in superficie terreni di caratteristiche meccaniche più scadenti con spessore massimo pari a 3 m.
Cat. B	<i>Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti</i> , caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 360 m/s e 800 m/s.
Cat. C	<i>Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti</i> con profondità del substrato superiori a 30 m, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 180 m/s e 360 m/s.
Cat. D	<i>Depositi di terreni a grana grossa scarsamente addensati o di terreni a grana fina scarsamente consistenti</i> , con profondità del substrato superiori a 30 m, caratterizzati da un miglioramento del-

	le proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 100 e 180 m/s.
Cat. E	<i>Terreni con caratteristiche e valori di velocità equivalente riconducibili a quelle definite per le categorie C o D, con profondità del substrato non superiore a 30 m.</i>

Si considera una **categoria C** di suolo di fondazione.

### Amplificazione stratigrafica

I due coefficienti prima definiti,  $S_s$  e  $C_c$ , dipendono dalla categoria del sottosuolo come mostrato nel prospetto seguente.

Per i terreni di categoria A, entrambi i coefficienti sono pari a 1, mentre per le altre categorie i due coefficienti sono pari a:

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

Nel caso in esame (categoria di sottosuolo C) allo SLV risulta:

$$S_s = 1.325$$

$$C_c = 1.585$$

### Amplificazione topografica

Per poter tenere conto delle condizioni topografiche e in assenza di specifiche analisi di risposta sismica, si utilizzano i valori del coefficiente topografico  $S_T$  riportati nella seguente tabella.

Categoria topografica	Ubicazione dell'opera o dell'intervento	$S_T$
T1	-	1
T2	In corrispondenza della sommità del pendio	1.2
T3	In corrispondenza della cresta del rilievo con inclinazione media $15^\circ \leq i \leq 30^\circ$	1.2
T4	In corrispondenza della cresta del rilievo con inclinazione media $i > 30^\circ$	1.4

Nel caso in esame  $S_T = 1$



## 6 COMBINAZIONI DI CARICO

Le verifiche di tipo geotecnico sono state effettuate, tenendo conto dei valori dei coefficienti parziali riportati nei prospetti di seguito, seguendo l'Approccio normativo 2: A1+M1+R3.

I parametri di resistenza del terreno sono stati dunque ridotti tramite i coefficienti parziali M1, le resistenze tramite i coefficienti R3 e le azioni sono state amplificate tramite i coefficienti parziali A1.

Tabella 3 - Coefficienti parziali di sicurezza – Tabella 5.2.V del DM 17.1.2018

Coefficiente			EQU <sup>(1)</sup>	A1	A2
Azioni permanenti	favorevoli	$\gamma_{G1}$	0,90	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,10	1,35	1,00
Azioni permanenti non strutturali <sup>(2)</sup>	favorevoli	$\gamma_{G2}$	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30
Ballast <sup>(3)</sup>	favorevoli	$\gamma_B$	0,90	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30
Azioni variabili da traffico <sup>(4)</sup>	favorevoli	$\gamma_Q$	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,45	1,45	1,25
Azioni variabili	favorevoli	$\gamma_{Qi}$	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30
Precompressione	favorevole	$\gamma_P$	0,90	1,00	1,00
	sfavorevole		1,00 <sup>(5)</sup>	1,00 <sup>(6)</sup>	1,00
Ritiro, viscosità e cedimenti non imposti appositamente	favorevole	$\gamma_{Ced}$	0,00	0,00	0,00
	sfavorevole		1,20	1,20	1,00

<sup>(1)</sup> Equilibrio che non coinvolga i parametri di deformabilità e resistenza del terreno; altrimenti si applicano i valori della colonna A2.

Tabella 4 - Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno – Tabella 6.2.II del DM 17.1.2018

Parametro	Grandezza alla quale applicare il coefficiente parziale	Coefficiente parziale $\gamma_M$	(M1)	(M2)
Tangente dell'angolo di resistenza al taglio	$\tan \varphi'_k$	$\gamma_{\varphi'}$	1,0	1,25
Coazione efficace	$c'_k$	$\gamma_{c'}$	1,0	1,25
Resistenza non drenata	$c_{uk}$	$\gamma_{cu}$	1,0	1,4
Peso dell'unità di volume	$\gamma_\gamma$	$\gamma_\gamma$	1,0	1,0

Tabella 3: Coefficienti parziali per le resistenze caratteristiche – Tabella 6.4.II del DM 14.1.2008

Resistenza	Simbolo	Pali infissi	Pali trivellati	Pali ad elica continua
	$\gamma_R$	(R3)	(R3)	(R3)
Base	$\gamma_b$	1,15	1,35	1,3
Laterale in compressione	$\gamma_s$	1,15	1,15	1,15
Totale <sup>(*)</sup>	$\gamma$	1,15	1,30	1,25
Laterale in trazione	$\gamma_{st}$	1,25	1,25	1,25

<sup>(\*)</sup> da applicare alle resistenze caratteristiche dedotte dai risultati di prove di carico di progetto.

Tabella 4: Coefficienti parziali per le resistenze caratteristiche di pali soggetti a carichi trasversali – Tabella 6.4.VI del DM 17.1.2018

**Coefficiente parziale (R3)**

$$\gamma_T = 1,3$$

 <b>ITOLFERR</b> GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	<b>LINEA AV/AC MILANO - VENEZIA</b> <b>LOTTO FUNZIONALE TRATTA AV/AC VERONA-PADOVA</b> <b>NODO AV/AC DI VERONA: INGRESSO EST</b> <b>PONTE SUL FIUME ADIGE</b>					
	Relazione geotecnica di calcolo delle fondazioni 3/5	COMMESSA IN1A	LOTTO 20	CODIFICA D09CL	DOCUMENTO VI 01 00 005	REV. A

## 7 CRITERI DI VERIFICA

Conformemente con quanto prescritto nel par. 6.4.3.1 del DM 17.1.2018, le verifiche geotecniche devono essere effettuate con riferimento ai seguenti stati limite:

*SLU di tipo geotecnico (GEO):*

- collasso per carico limite della palificata nei riguardi dei carichi assiali;
- collasso per carico limite della palificata nei riguardi dei carichi trasversali;
- collasso per carico limite di sfilamento nei riguardi dei carichi assiali di trazione.

Le verifiche a carico limite verticale dei pali vengono svolte secondo la metodologia degli stati limite ultimi, in accordo alla normativa vigente.

La verifica della capacità portante dei pali, per carichi verticali, è soddisfatta se:

$$F_{cd} < R_{cd}$$

essendo:

$$R_{cd} = R_k / \gamma_R$$

dove:

$F_{cd}$  = carico assiale di compressione di progetto;

$R_{cd}$  = capacità portante di progetto nei confronti dei carichi assiali;

$R_k$  = valore caratteristico della capacità portante limite del palo.

In particolare le verifiche di capacità portante dei pali agli stati limite ultimi (SLU) vengono condotte, come anticipato nel capitolo precedente, con riferimento all'Approccio normativo 2, in accordo con il DM 17.1.2018 (cfr. §6.4.3.1) - Combinazione 1: A1 + M1 + R3, mediante il confronto dei massimi valori di sforzo normale sui pali, di compressione e di trazione, con le curve di capacità portante relative alla progressiva in esame. Il soddisfacimento della verifica consente la determinazione della lunghezza dei pali.

Per i criteri di valutazione della capacità portante di progetto  $R_{cd}$  nei confronti dei carichi assiali, esibita nelle curve di portanza, si faccia riferimento alla Relazione Geotecnica.

In aggiunta alle verifiche di portanza richieste dal DM 17.1.2018, è stata verificata la seguente relazione, in accordo con il par. 2.5.1.9.3 del 'Manuale di progettazione delle opere civili' - RFI DTC SI MA IFS 001:

$$R_{c,cal,LAT}/1,25 > N_{ag}$$

dove  $R_{c,cal,LAT}$  è la resistenza laterale di calcolo e  $N_{ag}$  è il carico agente sul palo determinato per la combinazione caratteristica (rara) impiegata per le verifiche agli stati limiti di esercizio (SLE).

### 7.1 Metodologia di calcolo capacità portante ai carichi verticali

La portata di progetto di un palo trivellato (eseguito con completa asportazione del terreno) " $Q_d$ " può essere espressa dalla seguente relazione:

$$Q_d = \frac{Q_{ll}}{FS_L} + \frac{Q_{bl}}{FS_B} - W'p$$

dove:

$Q_{ll}$  = portata laterale limite;

$Q_{bl}$  = portata di base limite;

$W'p$  = peso efficace del palo (al netto del peso del terreno asportato: peso calcestruzzo-peso terreno);

$FS_L$  = fattore di sicurezza per la portata laterale a compressione ( $=\xi_3 \cdot \gamma_s$ ).

$FS_B$  = fattore di sicurezza per la portata di base ( $=\xi_3 \cdot \gamma_b$ ).

### Portata laterale

La portata laterale limite viene valutata con la seguente relazione:

$$Q_{ll} = \pi D \sum_i (\tau_i h_i)$$

dove:

$D$  = diametro palo;

$\tau_i$  = tensione tangenziale limite nello strato i-esimo;

$h_i$  = spessore dello strato i-esimo.

I valori della tensione tangenziale limite sono di seguito riportati in funzione del tipo di terreno.

### Depositi incoerenti

Per i depositi incoerenti, la tensione tangenziale ultima lungo il fusto del palo, in accordo ad esempio a Burland [1973], Reese & O'Neill [1988], Chen & Kulhawy [1994], O'Neill & Hassan [1994], può essere valutata con riferimento alla seguente espressione:

$$\tau_i = \beta \cdot \sigma'v \leq \tau_{i,max}$$

dove:

$\sigma'v$  = tensione verticale efficace litostatica,

$\tau_{i,max}$  = valore massimo dell'adesione laterale limite palo-terreno (pari a 150 kPa per terreni incoerenti).

$\beta$  = coefficiente empirico  $\beta = k \cdot \tan \phi$ , essendo

$k$  = coefficiente di pressione laterale = 0.6 a compressione e 0.5 a trazione;

$\phi$  = angolo di resistenza al taglio.

### Depositi coesivi

Per i terreni coesivi superficiali (alluvionali), nelle condizioni di breve termine, la tensione tangenziale è stata valutata con la seguente espressione:

$$\tau_i = \alpha \cdot c_u \leq \tau_{i,max}$$

Dove:

$c_u$  = resistenza al taglio in condizioni non drenate

$\alpha$  = parametro empirico assunto come da Indicazione AGI:

$\alpha = 0.90$  per  $c_u \leq 25$  kPa;

$\alpha = 0.80$  per  $25 \leq c_u \leq 50$  kPa;

$\alpha = 0.60$  per  $50 \leq c_u \leq 75$  kPa;

$\alpha = 0.40$  per  $c_u \geq 75$  kPa.

$\tau_{l,max}$  = valore massimo dell'adesione laterale limite palo-terreno (pari a 100 kPa per terreni coesivi alluvionali).

### Portata di base

Per la valutazione della portata di base limite si fa riferimento alla seguente espressione:

$$Q_{bl} = A_p q_{bl}$$

dove:

$A_p$  = area della base del palo;

$q_{bl}$  = portata limite unitaria di base.

### Depositi incoerenti

Nei terreni incoerenti, la resistenza unitaria limite di base associabile a cedimenti compresi tra 6% - 10% del diametro del palo, viene valutata con la relazione di Berezantzev (1965) :

$$q_b = Nq^* \cdot \sigma'_v \leq q_{b,lim}$$

essendo:

$\sigma'_v$  = tensione verticale efficace;

$Nq^*$  = coefficiente funzione dell'angolo di resistenza al taglio del terreno e del rapporto tra lunghezza e diametro del palo. L'angolo di attrito viene ridotto secondo le indicazioni di Kishida (1967).

$q_{b,lim}$  = pressione ultima di base massima consigliabile. Ade esempio si può far riferimento a quanto indicato da Gwizdala, 1984, vedasi seguente tabella.

Tabella 5 - Valori di  $q_{b,lim}$  secondo Gwizdala (1984)

	$q_{b,lim}$ (kPa)
GHIAIE	7300
SABBIE	5800
SABBIE LIMOSE	4300

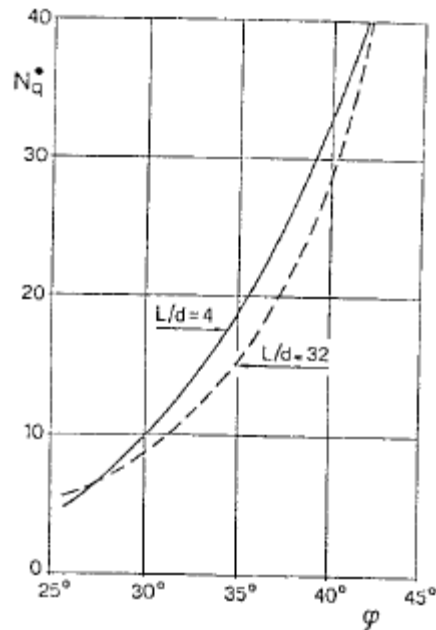


Figura 5 - Coefficiente  $Nq^*$  corrispondente all'insorgere delle deformazioni plastiche alla base del palo

### Depositi coesivi

La portata di base limite nei terreni coesivi viene valutata con la seguente relazione:

$$q_b = 9 \cdot c_u + \sigma_v \leq q_{b,lim}$$

dove:

$c_u$  = resistenza al taglio non drenata [kPa];

$\sigma_v$  = tensione totale verticale;

$q_{b,lim}$  = pressione ultima di base massima consigliabile (3800 kN in accordo a Engling e Reese, 1974).

Nella condizione di terreni stratificati, costituiti da alternanze di strati di ghiaie e argille, i criteri di valutazione delle portate laterali limite rimangono analoghi a quelli descritti precedentemente ma la portata di base negli strati sabbioso-ghiaiosi può risultare penalizzata rispetto a quella caratteristica dello strato supposto omogeneo, in accordo a quanto presentato in Figura 6. In pratica, nel caso di terreno stratificato, la mobilitazione dell'intera resistenza di base disponibile è subordinato alla condizione che il palo penetri nello strato portante per almeno 3 diametri; viceversa man mano che la base del palo si avvicina ad uno strato inferiore di minore resistenza, la resistenza decresce fino ad uguagliare, all'interfaccia, il valore che compete alla portata limite unitaria minore tra le due.

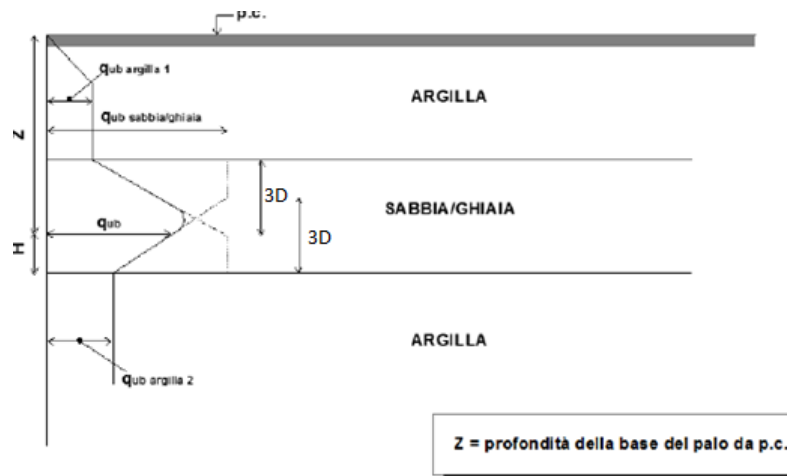


Figura 6 – Portata limite di base in terreni stratificati.

## 7.2 Metodologia di calcolo capacità portante ai carichi trasversali

Per quanto riguarda la verifica a carico limite orizzontale dei pali, questa è stata condotta tramite il metodo di Broms, 1964, secondo il quale, per pali lunghi (ipotesi che si configura per tutti i pali in esame), in terreni incoerenti sotto falda, non liberi di ruotare in testa, vale la seguente formulazione:

$$H = k_p \gamma d^3 \sqrt[3]{\left(3.676 \frac{M_y}{k_p \gamma d^4}\right)^2}$$

In cui:

H = carico limite orizzontale del palo

$K_p$  = coefficiente di spinta passiva

D = diametro del palo

L = lunghezza del palo

$M_y$  = momento di plasticizzazione del palo

Il valore di H, ridotto per i coefficienti di normativa come riportato di seguito, dovrà essere confrontato con il massimo valore agente in testa palo dalle combinazioni SLU-SLV ( $V_{pd}$ ):

$$H_{lim} = \frac{H}{\xi \cdot \gamma_T} \geq V_{pd}$$

Con  $\xi$  funzione del numero di verticali indagate per l'opera in esame (1.70 corrispondente a una verticale di indagine) e  $\gamma_T$  secondo l'approccio considerato.

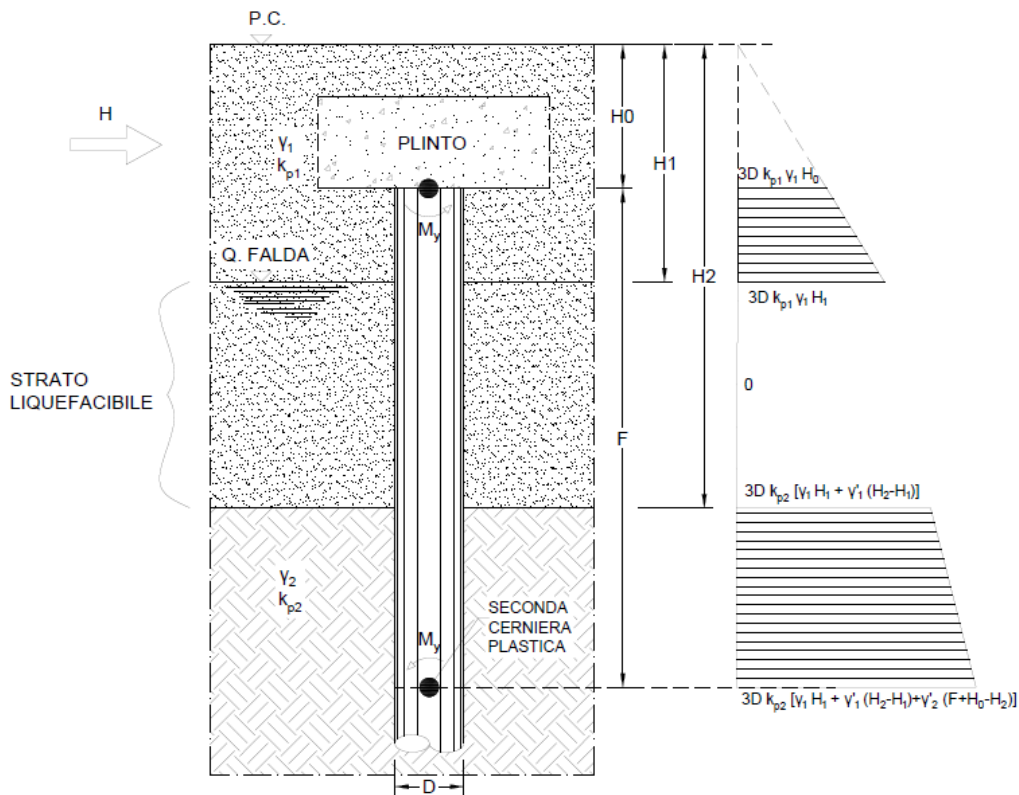
In analogia con il carico limite verticale, per il carico limite orizzontale si considera l'Approccio 2, pertanto il coefficiente  $\gamma_T$  sarà pari a 1.3.

Si è tenuto inoltre in conto di un fattore 0.8 riduttivo del valore limite  $H_{lim}$ , pari all'efficienza della palificata.

A vantaggio di sicurezza si trascura il contributo della resistenza offerta dal terreno intorno al plinto.

L'approccio riportato risulta pertanto cautelativo.

La seguente Figura mostra lo schema di calcolo considerato.



Considerando che si crei una prima cerniera plastica in testa al palo ed una seconda alla profondità  $F$  (palo lungo non libero di ruotare in testa), si scrivono le equazioni di equilibrio alla traslazione e di equilibrio alla rotazione intorno alla testa del palo. In tal modo si ricavano le due incognite  $F$  ed  $H$ , ovvero la profondità della seconda cerniera plastica e la forza massima orizzontale del sistema palo-terreno.

## 8 SOLLECITAZIONI A ESTRADOSSO PLINTO

Si riportano di seguito le sollecitazioni elementari desunte dal modello globale FEM, relative al nodo 9169.

Si specifica che :

- F1 è la reazione in direzione x;
- F2 è la reazione in direzione y;
- F3 è la reazione in direzione z;
- M1 è il momento intorno all'asse x;
- M2 è il momento intorno all'asse y;
- M3 è il momento intorno all'asse z.

Nodo	Carico	Caso	Comb	F1	F2	F3	M1	M2	M3
				KN	KN	KN	KN-m	KN-m	KN-m
9169	FASE 1	LinStatic	/	5303	0	53693	0	-19679	0
9169	FASE 2	LinStatic	/	671	0	2783	0	-4004	0
9169	BALLAST	LinStatic	/	1088	0	4626	0	-7291	0
9169	RITIRO	LinStatic	/	3250	0	-531	0	28418	0
9169	CED. PILE PARI	LinStatic	/	-448	0	1441	0	5150	0
9169	CED. PILE DISPARI	LinStatic	/	735	0	-3852	0	-40330	0
9169	BALLAST SU SPALLE	LinStatic	/	-17	0	4	0	-120	0
9169	TERRENO SU SPALLE	LinStatic	/	-64	0	14	0	-442	0

Nodo	Carico	Caso	Comb	F1	F2	F3	M1	M2	M3
				KN	KN	KN	KN-m	KN-m	KN-m
9169	VENTO	Combination	Max F1	4	657	7	-6226	7	890
9169	VENTO	Combination	Min F1	-3	-657	-7	6226	-1	-890
9169	VENTO	Combination	Max F2	0	757	3	-6994	-3	912
9169	VENTO	Combination	Min F2	0	-757	3	6994	-3	-912
9169	VENTO	Combination	Max F3	4	-657	7	6226	7	-890
9169	VENTO	Combination	Min F3	-3	657	-7	-6226	-1	890
9169	VENTO	Combination	Max M1	0	-757	3	6994	-3	-912
9169	VENTO	Combination	Min M1	0	757	3	-6994	-3	912
9169	VENTO	Combination	Max M2	4	657	7	-6226	7	890
9169	VENTO	Combination	Min M2	0	-757	3	6994	-3	-912
9169	VENTO	Combination	Max M3	0	757	3	-6994	-3	912
9169	VENTO	Combination	Min M3	0	-757	3	6994	-3	-912



Nodo	Carico	Caso	Comb	F1	F2	F3	M1	M2	M3
				KN	KN	KN	KN-m	KN-m	KN-m
9169	TERMICHE	Combination	Max F1	5241	0	-693	0	47319	1
9169	TERMICHE	Combination	Min F1	-5241	0	693	0	-47319	-1
9169	TERMICHE	Combination	Max F2	-5241	0	693	0	-47319	-1
9169	TERMICHE	Combination	Min F2	5241	0	-693	0	47319	1
9169	TERMICHE	Combination	Max F3	-4418	0	733	0	-38634	0
9169	TERMICHE	Combination	Min F3	4418	0	-733	0	38634	0
9169	TERMICHE	Combination	Max M1	5241	0	-693	0	47319	1
9169	TERMICHE	Combination	Min M1	-5241	0	693	0	-47319	-1
9169	TERMICHE	Combination	Max M2	5241	0	-693	0	47319	1
9169	TERMICHE	Combination	Min M2	-5241	0	693	0	-47319	-1
9169	TERMICHE	Combination	Max M3	5241	0	-693	0	47319	1
9169	TERMICHE	Combination	Min M3	-5241	0	693	0	-47319	-1

Nodo	Carico	Caso	Comb	F1	F2	F3	M1	M2	M3
				KN	KN	KN	KN-m	KN-m	KN-m
9169	CARICHI MOBILI	Combination	Max F1	5036	131	3218	1812	2618	1622
9169	CARICHI MOBILI	Combination	Min F1	2831	218	4881	2772	667	909
9169	CARICHI MOBILI	Combination	Max F2	2569	465	3898	4278	2811	72
9169	CARICHI MOBILI	Combination	Min F2	4136	375	5797	4299	20530	665
9169	CARICHI MOBILI	Combination	Max F3	3794	131	9156	3336	2614	3192
9169	CARICHI MOBILI	Combination	Min F3	1616	40	141	385	9426	591
9169	CARICHI MOBILI	Combination	Max M1	3006	260	4959	13088	11208	2135
9169	CARICHI MOBILI	Combination	Min M1	124	353	4906	14069	9017	4003
9169	CARICHI MOBILI	Combination	Max M2	542	193	3737	3157	25702	1357
9169	CARICHI MOBILI	Combination	Min M2	500	9	7253	1026	42856	3765
9169	CARICHI MOBILI	Combination	Max M3	2284	152	6565	2565	2537	8094
9169	CARICHI MOBILI	Combination	Min M3	212	179	2597	666	14705	7158

Nodo	Carico	Caso	Comb	F1	F2	F3	M1	M2	M3
				KN	KN	KN	KN-m	KN-m	KN-m
9169	SISMA SLV LUNGO X	LinRespSpec	Max	11891	8	3377	47	96924	30
9169	SISMA SLV LUNGO Y	LinRespSpec	Max	24	14421	17	155137	117	105101
9169	SISMA SLV LUNGO Z	LinRespSpec	Max	4534	3	6623	16	29345	4

I suddetti valori, opportunamente combinati con i coefficienti riportati al cap.6, conducono ai seguenti stati di sollecitazione:

Tabella 6 - Sollecitazioni elementi con coefficienti moltiplicativi

			<b>FX</b>	<b>FY</b>	<b>FZ</b>	<b>MX</b>	<b>MY</b>	<b>MZ</b>
coeff. A1			KN	KN	KN	KN-m	KN-m	KN-m
<b>SLU</b>	<b>1.35</b>	PERMANENTI	7978	0	76262	0	32568	0
	<b>1.35</b>	PNS	1445	0	6250	0	10005	0
	<b>1.35</b>	RITIRO+CEDIM	4387	0	-717	0	38364	1
	<b>1.45</b>	TRAFFICO	180	671	1167	6644	62720	899
	<b>1.5</b>	ACCIDENTALI	7078	681	996	6295	63883	822
<b>SLER</b>	<b>1</b>	PERMANENTI	5910	0	56490	0	24124	0
	<b>1</b>	PNS	1071	0	4629	0	7411	0
	<b>1</b>	RITIRO+CEDIM	3250	0	-531	0	28418	0
	<b>1</b>	TRAFFICO	124	463	805	4582	43255	620
	<b>1</b>	ACCIDENTALI	4719	454	664	4197	42589	548
<b>SLEF</b>	<b>1</b>	PERMANENTI	5910	0	56490	0	24124	0
	<b>1</b>	PNS	1071	0	4629	0	7411	0
	<b>1</b>	RITIRO+CEDIM	3250	0	-531	0	28418	0
	<b>0.8</b>	TRAFFICO	99	370	644	3665	34604	496
	<b>0</b>	ACCIDENTALI	0	0	0	0	0	0
<b>SLEQP</b>	<b>1</b>	PERMANENTI	5910	0	56490	0	24124	0
	<b>1</b>	PNS	1071	0	4629	0	7411	0
	<b>1</b>	RITIRO+CEDIM	3250	0	-531	0	28418	0
	<b>0.2</b>	TRAFFICO	25	93	161	916	8651	124
	<b>0</b>	ACCIDENTALI	0	0	0	0	0	0
<b>SISMAX</b>	<b>1</b>	PERMANENTI	5910	0	56490	0	24124	0
	<b>1</b>	PNS	1071	0	4629	0	7411	0
	<b>1</b>	RITIRO+CEDIM	3250	0	-531	0	28418	0
	<b>0.2</b>	TRAFFICO	25	93	161	916	8651	124
	<b>0</b>	ACCIDENTALI	0	0	0	0	0	0
	<b>1</b>	SISMA X	13259	4335	5369	46593	105763	31561
	<b>0</b>	SISMA Y	0	0	0	0	0	0
<b>0</b>	SISMA Z	0	0	0	0	0	0	
<b>SISMAY</b>	<b>1</b>	PERMANENTI	5910	0	56490	0	24124	0
	<b>1</b>	PNS	1071	0	4629	0	7411	0
	<b>1</b>	RITIRO+CEDIM	3250	0	-531	0	28418	0
	<b>0.2</b>	TRAFFICO	25	93	161	916	8651	124
	<b>0</b>	ACCIDENTALI	0	0	0	0	0	0
	<b>0</b>	SISMA X	0	0	0	0	0	0
	<b>1</b>	SISMA Y	4952	14424	3018	155156	37998	105111
	<b>0</b>	SISMA Z	0	0	0	0	0	0
<b>SISMAZ</b>	<b>1</b>	PERMANENTI	5910	0	56490	0	24124	0

			<b>FX</b>	<b>FY</b>	<b>FZ</b>	<b>MX</b>	<b>MY</b>	<b>MZ</b>
			KN	KN	KN	KN-m	KN-m	KN-m
	coeff. A1							
	<b>1</b>	PNS	1071	0	4629	0	7411	0
	<b>1</b>	RITIRO+CEDIM	3250	0	-531	0	28418	0
	<b>0.2</b>	TRAFFICO	25	93	161	916	8651	124
	<b>0</b>	ACCIDENTALI	0	0	0	0	0	0
	<b>0</b>	SISMA X	0	0	0	0	0	0
	<b>0</b>	SISMA Y	0	0	0	0	0	0
	<b>1</b>	SISMA Z	8108	4331	7642	46571	58457	31543

*Tabella 7 - Sintesi azioni intradosso plinto*

	<b>FX</b>	<b>FY</b>	<b>FZ</b>	<b>MX</b>	<b>MY</b>	<b>MZ</b>
	KN	KN	KN	KN-m	KN-m	KN-m
<b>SLU</b>	21069	1353	83957	12939	207540	1722
<b>SLER</b>	15073	917	62057	8779	145797	1169
<b>SLEF</b>	10329	370	61232	3666	94557	497
<b>SLEQP</b>	10255	93	60749	917	68604	125
<b>SISMAX</b>	23513	4428	66119	47510	174367	31686
<b>SISMAY</b>	15206	14517	63767	156073	106602	105236
<b>SISMAZ</b>	18363	4424	68391	47488	127061	31668

## 9 SOLLECITAZIONI TESTA PALO

Si riportano di seguito i dati inerenti la geometria e i pesi di pilinto e rinterro considerati sulla fondazione.

GEOMETRIA PLINTO		
<b>B</b>	m	<b>25</b>
<b>L</b>	m	<b>18</b>
<b>H</b>	m	<b>3.5</b>
<b>A<sub>PILA</sub></b>	m <sup>2</sup>	<b>259.44</b>
$\gamma$ TERRENO,rinterro	kN/m <sup>3</sup>	<b>19</b>
<b>h<sub>RINTERRO</sub></b>	m	<b>3.5</b>
<b>N<sub>PLINTO</sub></b>	kN	39375.0
<b>N<sub>TERRENO</sub></b>	kN	12672.2

Le sollecitazioni a intradosso del plinto diventano dunque:

SOLLECITAZIONI AD INTRADOSSO(COMPRESO PESO PLINTO E TERR)					
LC	N	T <sub>x</sub> (LONG)	T <sub>y</sub> (TRSV)	M <sub>x</sub>	M <sub>y</sub>
	kN	kN	kN	kNm	kNm
<b>SLU</b>	151618	21069	1353	17675	281282
<b>SISMAX</b>	118166	24814	8766	78190	261217
<b>SISMAY</b>	115814	19544	15818	211437	175005

Adottando un criterio di ripartizione rigida delle sollecitazioni sulla palificata, si ottiene per la condizione peggiore:

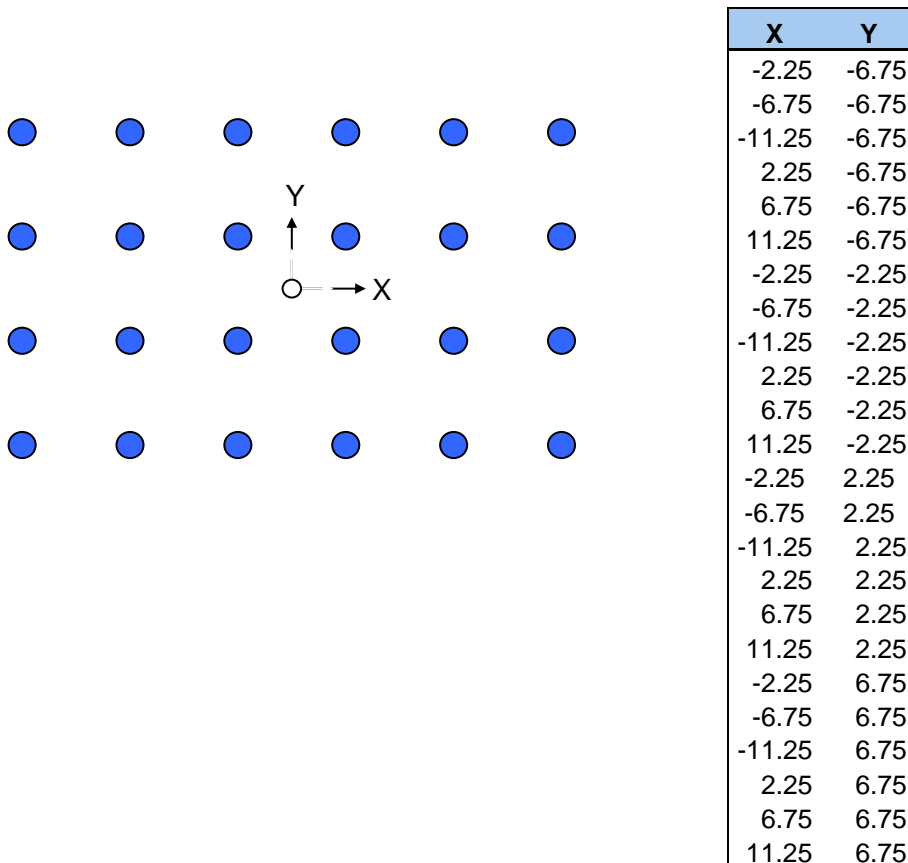


Figura 7 - Schema palificata

Le sollecitazioni testa palo per la combinazione dimensionante risultano:

Comb.	N	Tx	Ty	Tris	Mx	My
	kN	kN	kN	kN	kNm	kNm
SISMAY	11890.5	659.1	814.3	1047.6	0.0	0.0

## 10 VERIFICHE GEOTECNICHE

Si riportano di seguito le verifiche geotecniche relative al sistema di fondazione della pila-spalla (Milano) del viadotto in esame, eseguite secondo i criteri esibiti nei precedenti capitoli, conformemente alla normativa vigente.

Per ciascuna delle verifiche geotecniche, si riporta la sintesi delle sollecitazioni di controllo desunte dalla combinazione più gravosa per la verifica in esame.

Si riportano di seguito in forma tabellare, le seguenti verifiche. Nell'ordine:

- Verifica a carico limite della palificata nei riguardi dei carichi assiali di compressione e trazione (SLU);
- Verifica del rapporto tra la resistenza laterale del palo e il carico assiale in combinazione caratteristica (SLE);
- Verifica a carico limite della palificata nei riguardi dei carichi trasversali.

VERIFICHE DI CAPACITA' PORTANTE VERTICALE			
DATI SISTEMA DI FONDAZIONE			
$D_{pali}$	1500	mm	Diametro pali
$n_{pali}$	24	-	Numero pali
$L_{pali}$	35	m	Lunghezza pali
SFORZI NEI PALI SLU			
$N_{min}$	11890	kN	Massimo sforzo normale di compressione sui pali
$N_{max}$		- kN	Massimo sforzo normale di trazione sui pali
Comb. $N_{min}$	SISY	-	Combinazione associata al massimo sforzo di compressione sui pali
Comb. $N_{max}$	SISY	-	Combinazione associata al massimo sforzo di trazione sui pali
RESISTENZE			
$Q_{d,c}$	12224	kN	Portata di progetto in compressione (in valore assoluto)
$Q_{d,t}$	6055	kN	Portata di progetto in trazione
VERIFICA DI PORTANZA VERTICALE			
$FS,c = Q_{d,c}/N_{min} > 1$	1.03	-	Fattore di sicurezza carico limite a compressione
$FS,t = Q_{d,t}/N_{max} > 1$	-	-	Fattore di sicurezza carico limite a trazione

VERIFICHE RESISTENZA LATERALE PALO (par.2.5.1.9.3 - Manuale RFI)			
DATI SISTEMA DI FONDAZIONE			
$D_{pali}$	1500	mm	Diametro pali
$n_{pali}$	24	-	Numero pali
$L_{pali}$	35	m	Lunghezza pali
SFORZI NEI PALI SLE			
$N_{min}$	9086	kN	Massimo sforzo normale di compressione sui pali
Comb. $N_{min}$	SLER	-	Combinazione associata al massimo sforzo di compressione sui pali
RESISTENZE			
$Q_{II,k}$	11832	kN	Resistenza laterale di calcolo (in valore assoluto)
VERIFICA RESISTENZA LATERALE RFI			
$FS = Q_{II,k}/N_{min} > 1,25$	1.30	-	Fattore di sicurezza carico limite a compressione

Caratteristiche del palo		
Diametro	1.5	m
Area	1.77	m
Perimetro	4.71	m
Profondità infissione	7	m
Lunghezza palo	35	m
Lunghezza infissione	42	m
L / D	23.3	
N verifica	11890	kN

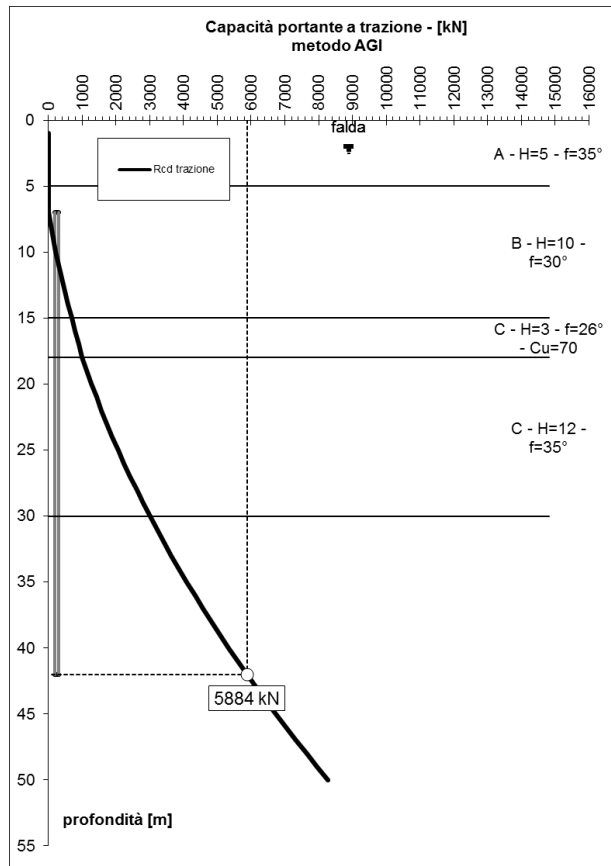
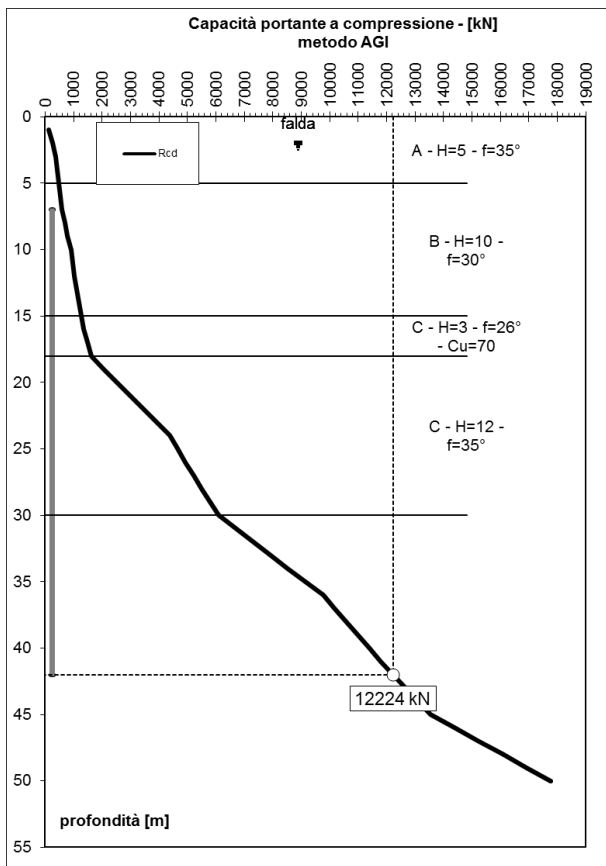


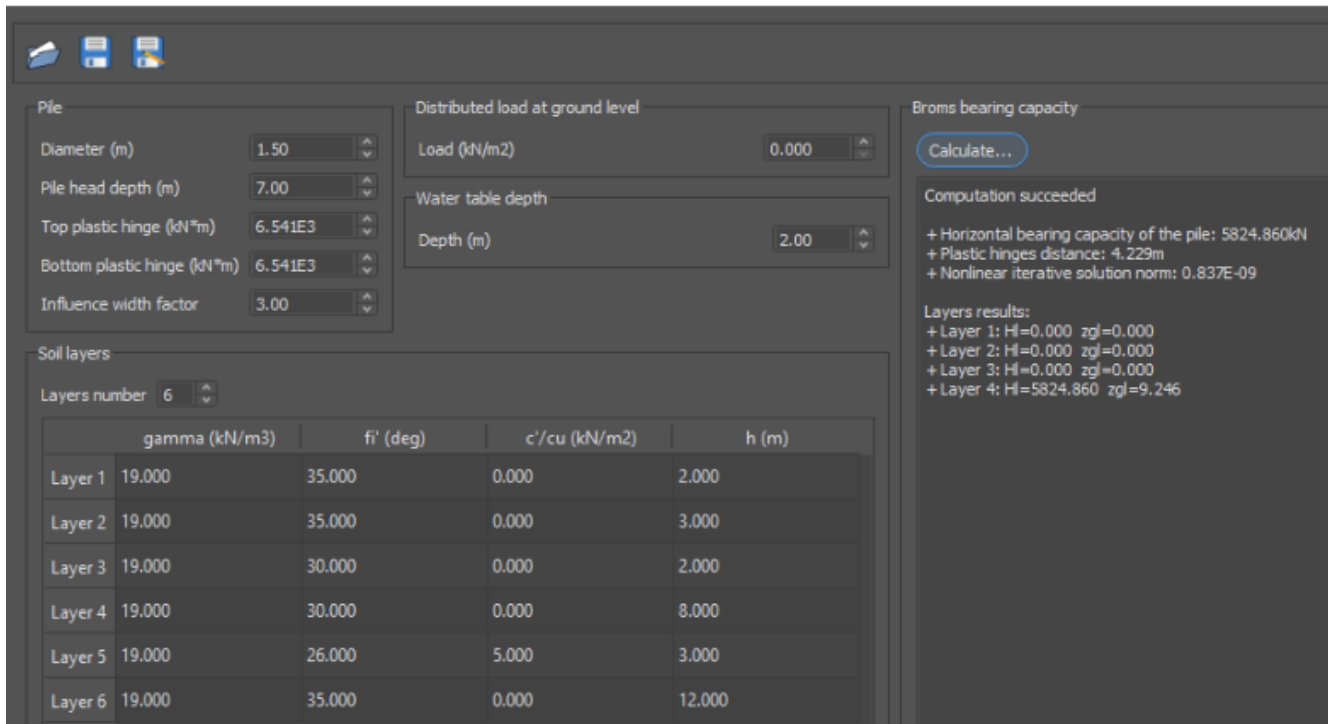
Figura 8 - Curve di portanza in compressione trazione

**VERIFICHE DI CAPACITA' PORTANTE ORIZZONTALE DI PALI CON ROTAZIONE IN TESTA IMPEDITA**

coefficienti parziali			A		M	R
Metodo di calcolo			permanenti	variabili	$\gamma_{\phi'}$	$\gamma_T$
			$\gamma_G$	$\gamma_Q$		
SLU	A1+M1+R1	<input type="radio"/>	1.30	1.50	1.00	1.00
	A2+M1+R2	<input type="radio"/>	1.00	1.30	1.00	1.60
	A1+M1+R3	<input type="radio"/>	1.30	1.50	1.00	1.30
	SISMA	<input checked="" type="radio"/>	1.00	1.00	1.00	1.30
DM88			<input type="radio"/>	1.00	1.00	1.00
definiti dal progettista			<input type="radio"/>	1.30	1.50	1.25

n	1	2	3	4	5	7	$\geq 10$	T.A.	prog.
$\gamma_S$	1.70	1.65	1.60	1.55	1.50	1.45	1.40	1.00	1.40
$\gamma_R$	1.70	1.55	1.48	1.42	1.34	1.28	1.21	1.00	1.40

Broms solver - 005



**Pile**

- Diameter (m): 1.50
- Pile head depth (m): 7.00
- Top plastic hinge (kN\*m): 6.541E3
- Bottom plastic hinge (kN\*m): 6.541E3
- Influence width factor: 3.00

**Distributed load at ground level**

- Load (kN/m<sup>2</sup>): 0.000
- Water table depth
- Depth (m): 2.00

**Soil layers**

Layers number: 6

	gamma (kN/m <sup>3</sup> )	fi' (deg)	c'/cu (kN/m <sup>2</sup> )	h (m)
Layer 1	19.000	35.000	0.000	2.000
Layer 2	19.000	35.000	0.000	3.000
Layer 3	19.000	30.000	0.000	2.000
Layer 4	19.000	30.000	0.000	8.000
Layer 5	19.000	26.000	5.000	3.000
Layer 6	19.000	35.000	0.000	12.000

**Broms bearing capacity**

Calculate...

Computation succeeded

- + Horizontal bearing capacity of the pile: 5824.860kN
- + Plastic hinges distance: 4.229m
- + Nonlinear iterative solution norm: 0.837E-09

**Layers results:**

- + Layer 1: Hl=0.000 zgl=0.000
- + Layer 2: Hl=0.000 zgl=0.000
- + Layer 3: Hl=0.000 zgl=0.000
- + Layer 4: Hl=5824.860 zgl=9.246

**F<sub>d</sub>**                      **1047.6 kN**
**H<sub>d\_cal</sub>**                      **5825 kN**
**H<sub>d</sub> = H<sub>d\_cal</sub>/ξ\*γ<sub>T</sub>**                      **2636 kN**
**E (efficienza palificata)**                      **0.80 -**
**H<sub>d,E</sub> = H<sub>d</sub> x E**                      **2109 kN**
**FS**                                      **2.01**



**Calcolo del momento di plasticizzazione di una sezione circolare**

Diametro = 1500 (mm)  
Raggio = 750 (mm)  
Sforzo Normale = 0 (kN)

**Caratteristiche dei Materiali**

calcestruzzo

Rck = 30 (Mpa)  
fck = 25 (Mpa)  
 $\gamma_c = 1.0$   
 $\alpha_{cc} = 0.85$

$f_{cd} = \alpha_{cc} f_{ck} / \gamma_c = 21.25$  (Mpa)

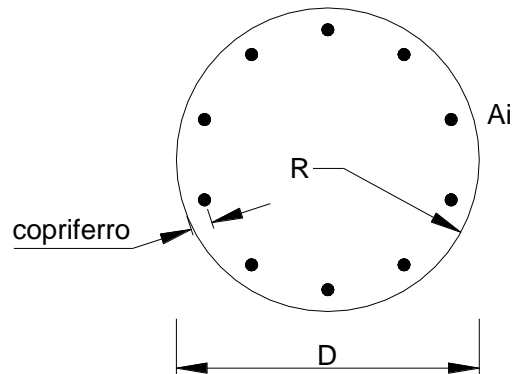
**Acciaio**

tipo di acciaio

$f_{yk} = 450$  (Mpa)  
 $\gamma_s = 1$   
 $f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s = 450.0$  (Mpa)

$E_s = 206000$  (Mpa)

$\epsilon_{ys} = 0.218\%$   
 $\epsilon_{uk} = 10.000\%$



**Armature**

numero	diametro (mm)	area (mm <sup>2</sup> )	copriferro (mm)
32	$\phi$ 32	25736	88
0	$\phi$ 32	0	80
0	$\phi$ 0	0	30

Calcolo

**Momento di Plasticizzazione**

$M_y = 6541.4$  (kN m)

Inserisci

## 11 VERIFICHE DEL PLINTO

Si definisce “alto” un plinto per il quale la distanza tra l’asse del palo più sollecitato e il bordo del muro frontale o della pila sia minore o uguale all’altezza del plinto stesso.

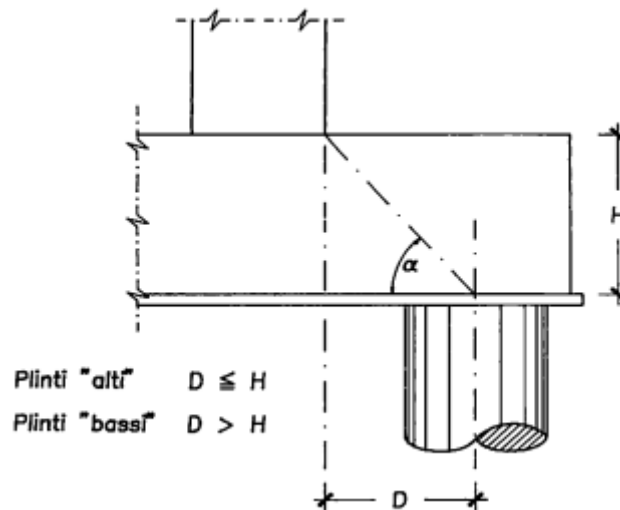


Figura 9 Schema per la definizione del tipo di fondazione

Per i plinti alti, il calcolo viene condotto ipotizzando un modello a traliccio spaziale con tiranti disposti secondo le congiungenti più corte tra pali e puntoni tra le teste dei pali e il bordo esterno del muro frontale.

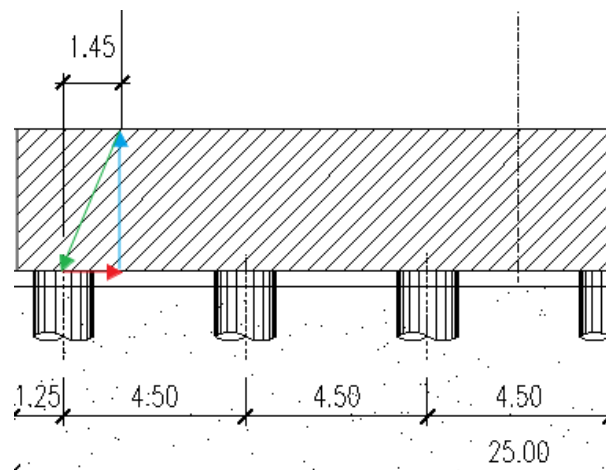


Figura 10 sezione plinto pila-spalla Milano

Si inseriscono Ø26/10 all’intradosso e Ø20/10 all’estradosso del plinto.

La verifica viene effettuata considerando il momento esercitato dall’azione N del palo anteriore più sollecitato rispetto al muro frontale:

$$N=11891 \text{ kN}$$

Tale forza ha una eccentricità rispetto al filo anteriore del muro frontale pari a:

$$e=1.45\text{m}$$

La larghezza collaborante è stata valutata in corrispondenza del filo anteriore del muro frontale, considerando il valore minore tra la diffusione a 45° a partire dal piano medio del palo e l'interasse dei pali.

$$b_{collab} = 4.40$$

Le sollecitazioni di verifica si ottengono sottraendo alle sollecitazioni date dall'azione N del palo anteriore più sollecitato le sollecitazioni indotte dal peso proprio della striscia di larghezza unitaria di platea davanti al muro di fondazione, con  $H_p$  spessore della platea:

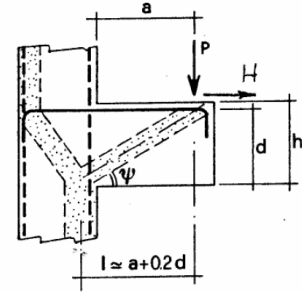
$$M_{ed} = N \cdot e / b_{collab} - \gamma_{cls} \cdot H_p \cdot S_p^2 / 2$$

$$V_{ed} = N / b_{collab} - \gamma_{cls} \cdot H_p \cdot S_p$$

Si riportano le sollecitazioni di verifica per una fascia di un metro.

$$V_{ed} = 2466 \text{ kN/m}$$

$$M_{ed} = 3600 \text{ kNm/m}$$



### Meccanismo resistente costituito da tiranti e puntoni

#### Valutazione del comportamento a mensola tozza

Distanza di applicazione carico:	1.45 m
Spessore plinto:	3.50 m

#### Caratteristiche geometriche sezione

Larghezza mensola	b	1000 mm
Altezza mensola	h	3500 mm
Copriferro tirante principale all'asse	c	79 mm
Altezza utile	d=h-c	3421 mm
Distanza di applicazione carico	a	1450 mm

#### Materiali

Resistenza di calcolo snervamento acciaio	$f_{ywd}$	391.3 MPa
Resistenza caratteristica Cubica Cls	$R_{ck}$	30.00 MPa
Resistenza di calcolo Cilindrica Cls	$f_{cd} = 0.85 \cdot f_{ck} / \gamma_c$	14.11 MPa

#### Sollecitazioni agenti

Sollecitazione verticale agente di calcolo	$P_{Ed}$	2466 kN
--	----------	---------

#### Armatura tirante principale

Diametro armatura corrente principale	$\phi_l$	26 mm
Numero di barre di armatura	n	10
Area totale di acciaio tirante principale	$A_{sl}$	5309 mm <sup>2</sup>

**Verifiche di resistenza**

Lunghezza teorica tirante principale	$l$	2134	mm
Parametro inclinazione	$l = l / (0.9d) \approx \text{ctgy}$	0.693	
Parametro che tiene conto della staffatura	$c$	1	

Resistenza del tirante costituito dall'armatura	$P_{rs}$	2997	kN
Resistenza del puntone di cls compresso	$P_{rc}$	13042	kN

**Verifica gerarchia di resistenza ( $P_{rs} > P_{rc}$ )**
**Esito**
**Verifica positiva**
**Fattore di sicurezza tirante teso**
 **$FS_{acc}$** 
**1.22**
**Fattore di sicurezza puntone compresso**
 **$FS_{cls}$** 
**5.29**

Si riporta la verifica a punzonamento della platea:

**DATI PALO**

D	=	1500	mm		
Hp (piastra)	=	3500	mm		
cx (copriferro asse)	=	79	mm		
cy (copriferro asse)	=	105	mm		
dx	=	Hp-cx	=	3421	mm
dy	=	Hp-cy	=	3395	mm
d <sub>eff</sub> (altezza utile media)	=	(dx+dy)/2	=	3408	mm
r	=		=	7566	mm
d <sub>1x</sub> (dist. asse colonna-bordo)	=	1500	mm		
d <sub>1y</sub> (dist. asse colonna-bordo)	=	1500	mm		
u <sub>1</sub> (perimetro di verifica)	=	$((2\pi((D/2)+2d_{eff}))/4)+d_{1x}+d_{1y}$	=	14885	mm

**TIPOLOGIA COLONNA**

UBICAZIONE		A
$\beta$	=	1.5

**MATERIALI**

$f_{ywd}$	=	391.30	MPa	acciaio	
$R_{ck}$	=	30.00	MPa	cls	
$\gamma_c$	=	1.5			
$f_{ck}$	=	$0.83 \times R_{ck}$	=	24.9	MPa
$f_{cd}$	=	$0.85 \times f_{ck} / \gamma_c$	=	14.11	MPa
$f_{ctm}$	=	$0.3 \times (f_{ck})^{2/3}$	=	2.56	MPa
$f_{ctk}$	=	$0.7 \times f_{ctm}$	=	1.79	MPa
$f_{ctd}$	=	$f_{ctk} / \gamma_c$	=	1.19	MPa

**ARMATURE LONGITUDINALI PER FLESSIONE PRESENTI NELLA PIASTRA**

$\varnothing_{lx}$	=	26	mm	diametro barre X
Numero arm x	=	10	1/m	numero barre X a ml
$A_{s1x}$	=	5309	mm <sup>2</sup> /m	area barre X a ml

leff <sub>y</sub>	=	21.95	m	larghezza efficace dir Y
A <sub>sIx</sub>	=	116528	mm <sup>2</sup>	acciaio X nella largh. efficace
∅ <sub>ly</sub>	=	26	mm	diametro barre Y
Numero arm y	=	10	1/m	numero barre Y a ml
A <sub>sIy</sub>	=	5309	mm <sup>2</sup> /m	area barre Ya ml
leff <sub>x</sub>	=	21.95	m	larghezza efficace dir X
A <sub>sIy</sub>	=	116528	mm <sup>2</sup>	acciaioY nella largh. efficace

**SOLLECITAZIONE DI CALCOLO**

<b>SFORZO NORMALE PALO</b>	V <sub>Ed</sub> =	4761	kN
<b>MOMENTO FLETTENTE RISULTANTE</b>	M <sub>yEd</sub> =	0	kNm
<b>SFORZO NORMALE PIASTRA</b>	N <sub>Ed</sub> =	0	kN

**TENSIONE TANGENZIALE DI CALCOLO**

tensione tangenziale	v <sub>Ed</sub> = β * V <sub>Ed</sub> / (u <sub>1</sub> * d)	0.14	MPa
----------------------	--	------	-----

**ELEMENTI SENZA ARMATURA A TAGLIO**

Cr <sub>dc</sub>	=	0.12	0,18/γ <sub>c</sub>
k	=	1.24	1 + (200/d) <sup>1/2</sup> ≤ 2
v <sub>min</sub>	=	0.242	0.035 · k <sup>3/2</sup> · f <sub>ck</sub> <sup>1/2</sup>
ρ <sub>Ix</sub>	=	0.0016	percentuale armatura tesa X
ρ <sub>Iy</sub>	=	0.0016	percentuale armatura tesa Y
ρ <sub>I</sub>	=	0.0016	percentuale media geometrica
σ <sub>cp</sub>	=	0.0000	MPa tensione di compressione cls

**TENSIONE TANGENZIALE LIMITE SENZA ARMATURA**

V <sub>Rd,c</sub>	=	0.23	MPa	V <sub>min</sub> +0.15*σ <sub>cp</sub> =	0.24	MPa
V <sub>Rd,c</sub>	=	<b>0.24</b>	MPa	resistenza a taglio cls non armato		
<b>Esito verifica</b>	=	<b>OK. Verifica a punzonamento soddisfatta</b>				
<b>Fattore di sicurezza FS =</b>	V <sub>Rd,c</sub> /V <sub>E</sub>	<b>1.72</b>				