

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 4/5

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 6 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: IN1A20D09CLVI0100006A.docx

INDICE

1	PREMESSA	5
2	NORMATIVA DI RIFERIMENTO	7
2.1	Bibliografia di riferimento	7
3	CARATTERISTICHE DEI MATERIALI IMPIEGATI	8
3.1	Calcestruzzo	8
3.2	Acciaio per armature	8
4	CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA	9
5	AZIONE SISMICA DI VERIFICA	10
6	COMBINAZIONI DI CARICO	16
7	CRITERI DI CALCOLO	17
7.1	Pozzi di fondazione	17
7.1.1	Valutazione delle resistenze	18
7.1.2	Valutazione dei coefficienti di reazione orizzontale e verticale	19
7.2	Pali	20
7.2.1	Metodologia di calcolo capacità portante ai carichi verticali	20
7.2.2	Metodologia di calcolo capacità portante ai carichi trasversali dei pali	23
8	SOLLECITAZIONI A ESTRADOSSO PLINTO	25
9	VERIFICHE GEOTECNICHE DELLE OPERE DI FONDAZIONE	28
9.1	Direzione X (asse longitudinale viadotto)	28
9.1.1	Verifica di stabilità del pozzo	30
9.2	Direzione y (asse trasversale viadotto)	34
9.2.1	Verifica di stabilità del pozzo	36
9.3	Valutazione azione scalzamento	40
9.3.1	Direzione X (asse longitudinale viadotto)	41
9.3.2	Direzione y (asse trasversale viadotto)	47
9.4	Verifica a portanza verticale del pozzo	52
9.5	Verifica a portanza trasversale dei pali	55
9.6	Verifica a sollevamento del tappo di fondo	57
10	VERIFICHE DEL PLINTO	58

INDICE TABELLE

Tabella 1- Stratigrafia e parametri geotecnici	9
Tabella 2 - Valutazione dei parametri a_g , F_0 e T_c^* per i periodi di ritorno associati a ciascuno stato limite	14
Tabella 3 - Coefficienti parziali di sicurezza – Tabella 5.2.V del DM 17.1.2018.....	16
Tabella 4 - Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno – Tabella 6.2.II del DM 17.1.2018	16
Tabella 5 - Valori di $q_{b,lim}$ secondo Gwizdala (1984)	22

INDICE FIGURE

Figura 1 - Pianta e prospetto pile in alveo	5
Figura 2 - Prospetto del modello di calcolo globale con individuazione dei nodi di base	5
Tabella 3: Coefficienti parziali per le resistenze caratteristiche di pali soggetti a carichi trasversali – Tabella 6.4.VI del DM 17.1.2018	16
Figura 7.1 – Schema di calcolo pozzi di fondazione – Jamiolkowski (1968)	17
Figura 2 - Coefficiente Nq^* corrispondente all’insorgere delle deformazioni plastiche alla base del palo	22
Figura 3 – Portata limite di base in terreni stratificati.	23
Figura 4 - Distribuzione delle tensioni orizzontali lungo il fusto del pozzo.....	32
Figura 6 - Risultante delle pressioni laterali agenti e limite fattorizzata lungo il fusto del pozzo.....	33
Figura 7 - Distribuzione delle tensioni orizzontali lungo il fusto del pozzo.....	38
Figura 8 - Risultante delle pressioni laterali agenti e limite fattorizzata lungo il fusto del pozzo.....	39
Figura 9 - Distribuzione delle tensioni orizzontali lungo il fusto del pozzo.....	45
Figura 10 - Risultante delle pressioni laterali agenti e limite fattorizzata lungo il fusto del pozzo.....	46
Figura 11 - Distribuzione delle tensioni orizzontali lungo il fusto del pozzo.....	50
Figura 12 - Risultante delle pressioni laterali agenti e limite fattorizzata lungo il fusto del pozzo.....	51
Figura 13 Schema per la definizione del tipo di fondazione	58
Figura 14 sezione plinto pozzo	58

1 PREMESSA

Scopo del presente documento è la presentazione dei calcoli e delle verifiche geotecniche delle fondazioni profonde delle pile P1-P2-P3-P4 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 pozzi realizzati con pali e cortine di jet-grouting armate perimetrali, aventi la duplice funzione di sostenere in fase provvisoria lo scavo necessario all'esecuzione del plinto, nonché eventuali innalzamenti del livello di falda, ed, in fase di esercizio, di costituire una protezione allo scalzamento delle opere di fondazione e sottofondazione.

Il trattamento con jet sarà completato dall'esecuzione di un tappo di fondo avente sia funzione impermeabilizzante che di miglioramento dei parametri di resistenza del terreno.

Il pozzo di fondazione ha dimensioni in pianta 15.00x20.00 m. I pali sono 56Ø1500, disposti su due file con interasse 1,70 m e lunghezza L=30,00m.

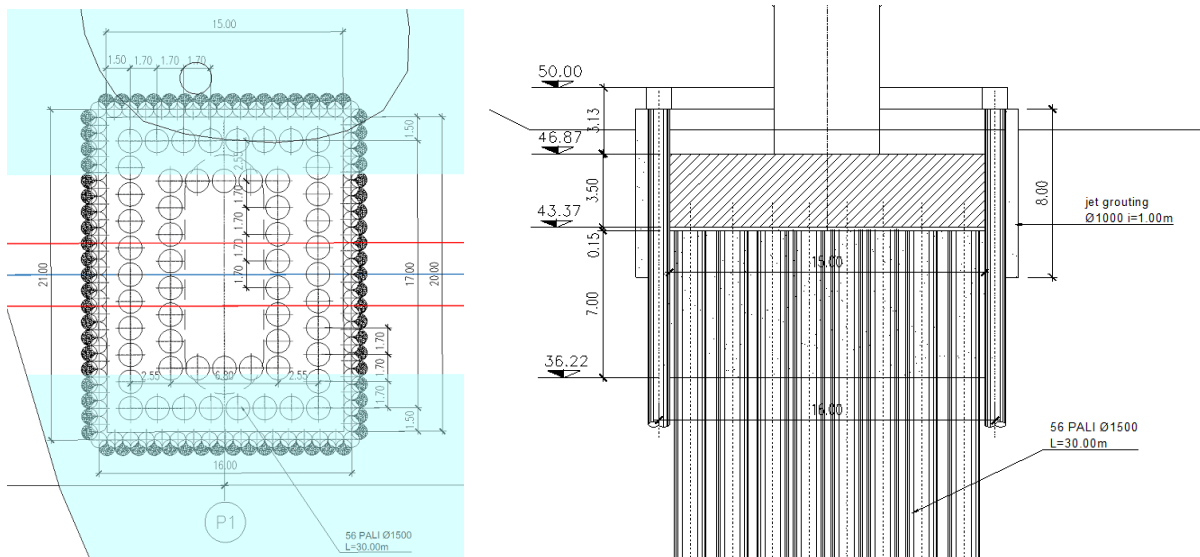


Figura 1 - Pianta e prospetto pile in alveo

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:



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”»”.

	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 4/5	COMMESSA IN1A	LOTTO 20	CODIFICA D09CL	DOCUMENTO VI 01 00 006	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.

2.1 Bibliografia di riferimento

- AGI (1984) - Raccomandazioni sui pali di fondazione.
- Bowles J. E., 1998. Fondazioni: progetto e analisi. McGraw-Hill ed.
- M. Jamiolkowski. Dimensionamento delle Fondazioni a Pozzo. In: Atti della società degli ingegneri e degli architetti in Torino, 22 07 1968
- Gwizdala K., 1984. Large bored piles in non-cohesive soils. Swedish Geotechnical Institute, Report n. 26.
- Berezantzev V. G., 1965, Design of deep foundation, Proc. 5° Int. Conf. On S.M. and F.E. Montreal

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/mm²) 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}	30	N/mm ²
Resistenza caratteristica cilindrica a 28 giorni	$f_{ck} = 0.83 R_{ck}$	24,90	N/mm ²
Valore medio della resistenza cilindrica	$f_{cm} = f_{ck} + 8$	32,90	N/mm ²
Resistenza di calcolo breve durata	$f_{cd} \text{ (Breve durata)} = f_{ck} / 1.5$	16,60	N/mm ²
Resistenza di calcolo lunga durata	$f_{cd} \text{ (Lungo durata)} = 0.85 f_{cd}$	14,11	N/mm ²
Resistenza media a trazione assiale	$f_{ctm} = 0.3 (f_{ck})^{2/3} \quad [R_{ck} < 50/60]$	2,56	N/mm ²
Resistenza caratteristica a trazione	$f_{ctk 0,05} = 0.7 f_{ctm}$	1,79	N/mm ²
Resistenza media a trazione per flessione	$f_{ctfm} = 1.2 f_{ctm}$	3,07	N/mm ²
Resistenza di calcolo a trazione	$f_{ctd} = f_{ctk 0,05} / 1.5$	1,19	N/mm ²
Modulo di Young	$E = 22000 (f_{cm}/10)^{0.3}$	31447	N/mm ²

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%

4 CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA

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

Tabella I- Stratigrafia e parametri geotecnici

SUBSTRATO [m da p.c.]	γ_n [kN/m ³]	D _R [%]	ϕ' [°]	c' [kPa]	G ₀ [Mpa]	E ₀ [Mpa]	E' _{RIL} [Mpa]	E' _{OC} [Mpa]	E' ₂₅ [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 ϕ' : Valore medio e relativa variazione fra le correlazioni utilizzate

E'_{RIL}: Modulo di deformazione operativo per i rilevati (E₀/10)

E'_{OC}: Modulo di deformazione operativo per le opere civili (E₀/5)

E'₂₅: 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.]	ϕ' [°]	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;

η : fattore che tiene conto di un coefficiente di smorzamento viscoso equivalente ξ , 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;

η : fattore che tiene conto di un coefficiente di smorzamento viscoso equivalente ξ , 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	≥ 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:

Classe I: Costruzioni con presenza solo occasionale di persone, edifici agricoli.
Classe II: 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.
Classe III: 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.
Classe IV: 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 ⁽¹⁾	A1	A2
Azioni permanenti	favorevoli	γ_{G1}	0,90	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,10	1,35	1,00
Azioni permanenti non strutturali ⁽²⁾	favorevoli	γ_{G2}	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30
Ballast ⁽³⁾	favorevoli	γ_B	0,90	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30
Azioni variabili da traffico ⁽⁴⁾	favorevoli	γ_Q	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,45	1,45	1,25
Azioni variabili	favorevoli	γ_{Qi}	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30
Precompressione	favorevole	γ_P	0,90	1,00	1,00
	sfavorevole		1,00 ⁽⁵⁾	1,00 ⁽⁶⁾	1,00
Ritiro, viscosità e cedimenti non imposti appositamente	favorevole	γ_{Ced}	0,00	0,00	0,00
	sfavorevole		1,20	1,20	1,00

⁽¹⁾ 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 γ_M	(M1)	(M2)
Tangente dell'angolo di resistenza al taglio	$\tan \varphi'_k$	$\gamma_{\varphi'}$	1,0	1,25
Coesione efficace	c'_k	$\gamma_{c'}$	1,0	1,25
Resistenza non drenata	c_{uk}	γ_{cu}	1,0	1,4
Peso dell'unità di volume	γ_γ	γ_γ	1,0	1,0

Tabella 3: Coefficienti parziali per le resistenze caratteristiche di pali soggetti a carichi trasversali – Tabella 6.4.VI del DM 17.1.2018

Coefficiente parziale (R3)

$$\gamma_T = 1,3$$

7 CRITERI DI CALCOLO

7.1 Pozzi di fondazione

Il metodo di calcolo adottato è quello proposto da Jamiolkowski (1968) □, in cui si ipotizza la fondazione profonda e rigida vincolata al terreno omogeneo. L'interazione terreno-fondazione è schematizzata attraverso il modello di Winkler ed il modulo di reazione orizzontale è ipotizzato variabile linearmente con la profondità secondo la relazione:

$$k_y(z) = m_h \cdot z$$

Come criterio di rigidità si adotta quello proposto da Silin e Zavrjiev (1962), secondo cui la fondazione può essere ritenuta rigida infinitamente se risulta soddisfatta la condizione:

$$\alpha = \sqrt[5]{\frac{m_h B}{E I}} \leq \frac{2.5}{h}$$

dove:

B lato parallelo alla linea di azione della forza orizzontale H ;

m_h gradiente di reazione orizzontale;

E ed I rispettivamente rigidità ed inerzia della fondazione.

Con la schematizzazione proposta è possibile valutare lo stato di sollecitazione agente, la rotazione e gli spostamenti della fondazione. La risoluzione del problema prevede dunque l'esplicitazione sia del profilo di rotazione/spostamenti lungo il fusto del pozzo sia delle pressioni agenti lungo il fusto ed alla base del pozzo. Si procederà, infine, a verificare la compatibilità delle pressioni laterali con i valori limite di spinta passiva.

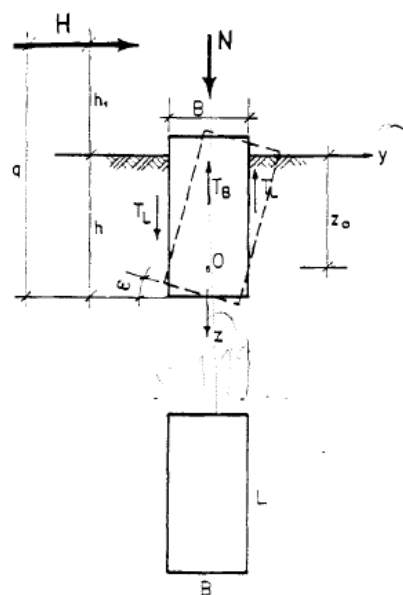


Figura 7.1 – Schema di calcolo pozzi di fondazione – Jamiolkowski (1968)

Imponendo le equazioni di equilibrio alla rotazione attorno al punto O ed alla traslazione orizzontale è possibile determinare le due incognite z_0 e ω , rispettivamente la profondità del punto di rotazione dal p.c. ed il valore della rotazione della fondazione attorno al punto O:

$$z_0 = \frac{\beta \cdot L \cdot h^2 (4q - h) + 6W \cdot B}{2\beta L \cdot h \cdot (3q - h)} \quad (9)$$

$$\text{tg } \omega = \frac{12\beta \cdot H (3q - h)}{m_h \cdot h (Lh^3\beta + 18B \cdot W)} \quad (10)$$

$$R = \frac{\beta \cdot L h^3 + 18B \cdot W}{2\beta (3q - h)} \quad (11)$$

Con:

$$\beta = k_h/k_v;$$

$$k_v = m_v h.$$

W momento resistente della fondazione.

È quindi possibile determinare le restanti grandezze che definiscono il problema. Le pressioni orizzontali che il pozzo esplica sul terreno si valutano come segue:

$$\sigma_y = \frac{6H}{R \cdot h} z (z_0 - z)$$

Mentre, le pressioni verticali agenti alla base del pozzo possono esprimersi mediante la seguente relazione:

$$\begin{aligned} \sigma_z \text{ max (min)} &= \sigma_0 \pm \sigma_z = \\ &= \frac{N}{A} \pm \frac{3 \cdot B \cdot H}{\beta \cdot R} \end{aligned}$$

Infine, il momento flettente agente lungo il fusto del pozzo si valuta mediante l' espressione

$$\begin{aligned} M_z &= H (h_1 + z) - \int_0^z \sigma_y \cdot \\ &\quad \cdot L (z_0 - z) dz = \\ &= H \left\{ h_1 + z \left[1 - \frac{L z^2}{2 R \cdot h} (2 z_0 - z) \right] \right\} \end{aligned}$$

7.1.1 Valutazione delle resistenze

Per la verifica di stabilità del pozzo di fondazione dovranno essere soddisfatte le seguenti condizioni sulle tensioni orizzontali:

$$\sigma_y(z) \leq P_{lim}(z)$$

e globalmente:

$$\int_0^h \sigma_y(z) \leq \int_0^h P_{lim;d}(z)$$

dove:

$P_{lim}(z)$ è la differenza tra spinta passiva e attiva alla generica profondità z ;

$\sigma_p(z) = k_p \sigma'_v + 2c' \sqrt{k_p}$; $\sigma_a(z) = k_a \sigma'_v - 2c' \sqrt{k_a}$ in tensioni efficaci;

$\sigma_p(z)(z) = \sigma_v + 2c_u$; $\sigma_a(z) = \sigma_v - 2c_u$ in tensioni totali;

k_p e k_a sono rispettivamente il coefficiente di spinta passiva e attiva;

$P_{lim;d}(z) = P_{lim}(z) / (\xi \cdot \gamma_T)$ assumendo $\xi = 1.70$ e $\gamma_T = 1.30$.

7.1.2 Valutazione dei coefficienti di reazione orizzontale e verticale

Secondo quanto proposto da Terzaghi (1955) il valore del gradiente m_h può essere determinato come segue:

$$m_h z = \frac{\varphi \cdot \gamma \cdot z}{L \cdot 1.35}$$

dove:

γ è il peso di volume del terreno (da considerarsi immerso de sotto falda);

L è il lato della fondazione perpendicolare alla direzione dell'azione;

φ è una costante adimensionale che assume i seguenti valori:

Sabbie sciolte ($N_{SPT} \leq 10$ colpi/piede)	Sabbie mediamente dense ($10 \leq N_{SPT} < 30$)	Sabbie dense ($N_{SPT} \geq 30$)
$0 < D_R \leq 0,33$	$0,33 < D_R \leq 0,67$	$0,67 < D_R \leq 1,0$
$100 < \varphi < 300$	$300 \leq \varphi < 1000$	$1000 \leq \varphi < 2000$

essendo D_R = densità relativa
 definita come $\frac{e_{max} - e_{nat}}{e_{max} - e_{min}}$.

Per i pozzi di fondazione in esame si è assunto $m_h = 1000 \text{ kN/m}^4$.

Il valore della costante k_v in direzione verticale può essere determinato a partire dall'espressione seguente (Bowles, 1960), considerando le dimensioni in pianta della fondazione pari a $B=13.50\text{m}$ e $L=18.50\text{m}$:

$$k_v = \frac{E}{(1-\nu^2) \cdot B \cdot c_t}$$

dove:

$c_t = 0.853 + 0.534 \ln(L/B)$ per $L/B < 10$

$c_t = 2 + 0.0089(L/B)$ per $L/B > 10$

Nel caso in esame si è assunto $E=87 \text{ MPa}$ e $k_v = 10000 \text{ kN/m}^3$.

7.2 Pali

7.2.1 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;

τ_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).

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

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

ϕ = 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

α = parametro empirico assunto come da Indicazione AGI:

$$\alpha = 0.90 \quad \text{per } c_u \leq 25 \text{ kPa};$$

$$\alpha = 0.80 \quad \text{per } 25 \leq c_u \leq 50 \text{ kPa};$$

$$\alpha = 0.60 \quad \text{per } 50 \leq c_u \leq 75 \text{ kPa};$$

$$\alpha = 0.40 \quad \text{per } c_u \geq 75 \text{ kPa}.$$

$\tau_{i,max}$ = 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:

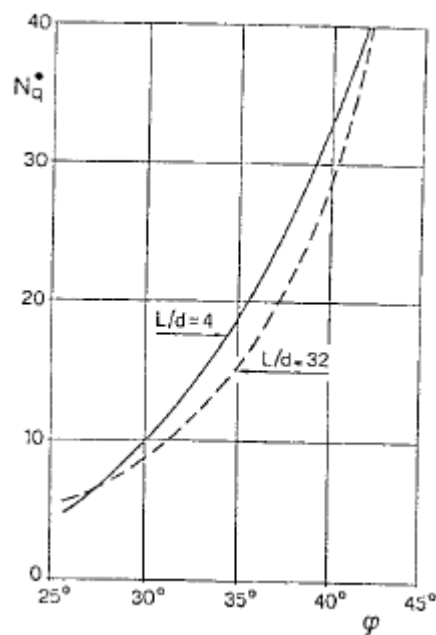
$\sigma'v$ = tensione verticale efficace;

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 Gwidzala, 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 2 - Coefficiente N_q^ 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];

σ_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 3. 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.

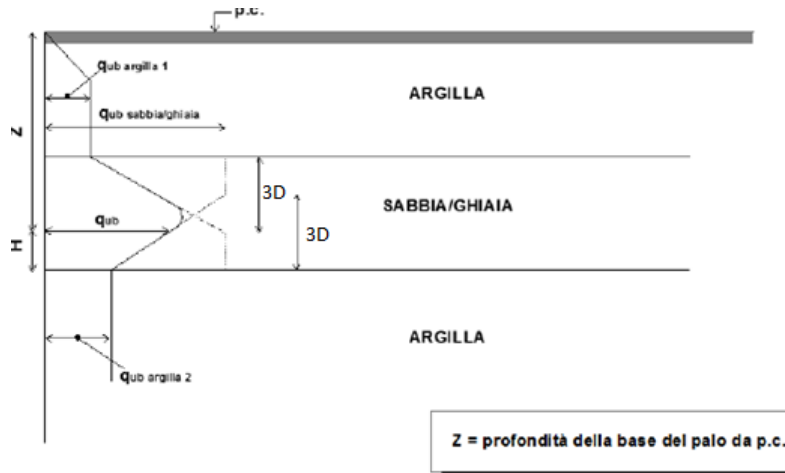


Figura 3 — Portata limite di base in terreni stratificati.

7.2.2 Metodologia di calcolo capacità portante ai carichi trasversali dei pali

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}):

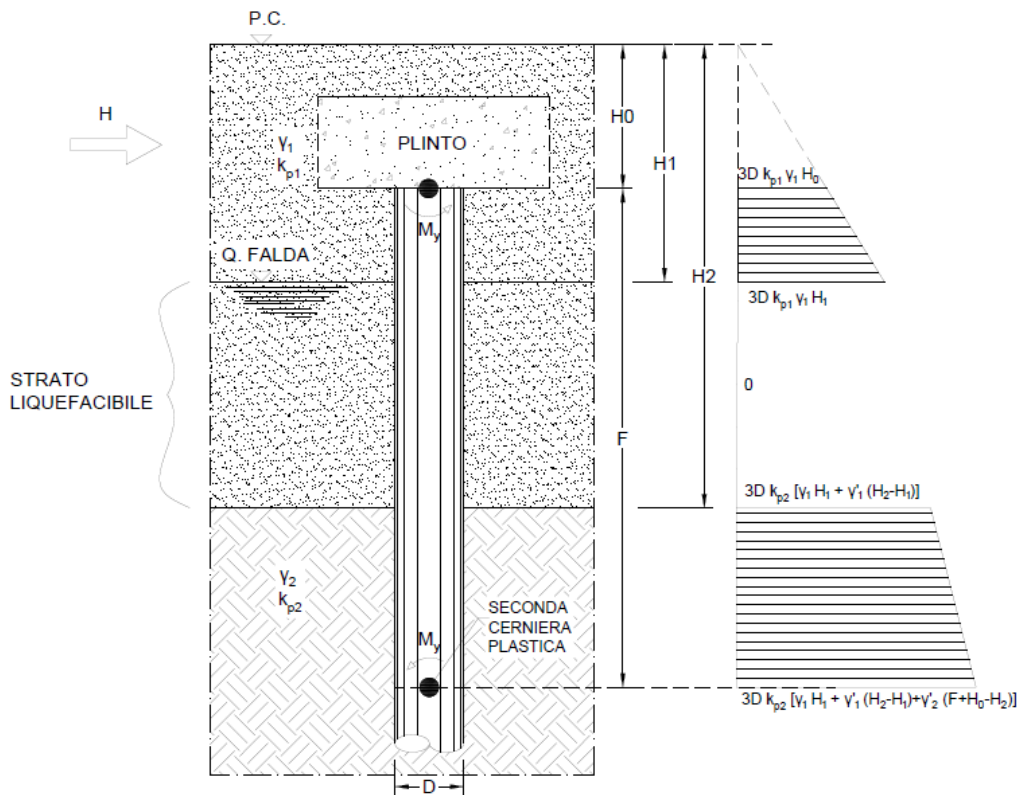
$$H_{lim} = \frac{H}{\xi \cdot \gamma_T} \geq V_{pd}$$

Con ξ funzione del numero di verticali indagate per l'opera in esame ($\xi=1.70$) e γ_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 γ_T sarà pari a 1.3.

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 9013.

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
9013	FASE 1	LinStatic	/	2	0	35533	0	21	0
9013	FASE 2	LinStatic	/	1	0	2334	0	6	0
9013	BALLAST	LinStatic	/	6	0	3931	0	59	0
9013	RITIRO	LinStatic	/	0	0	0	0	-3	0
9013	CED. PILE PARI	LinStatic	/	-3	0	681	0	-285	0
9013	CED. PILE DISPARI	LinStatic	/	-5	0	-698	0	-45	0
9013	BALLAST SU SPALLE	LinStatic	/	0	0	0	0	0	0
9013	TERRENO SU SPALLE	LinStatic	/	0	0	0	0	3	0

Nodo	Carico	Caso	Comb	F1	F2	F3	M1	M2	M3
				KN	KN	KN	KN-m	KN-m	KN-m
9013	VENTO	Combination	Max F1	0	-481	6	6786	1	-14
9013	VENTO	Combination	Min F1	0	0	0	0	0	0
9013	VENTO	Combination	Max F2	0	562	0	-7752	0	17
9013	VENTO	Combination	Min F2	0	-562	0	7752	0	-17
9013	VENTO	Combination	Max F3	0	481	6	-6786	1	14
9013	VENTO	Combination	Min F3	0	-481	-6	6786	0	-14
9013	VENTO	Combination	Max M1	0	-562	0	7752	0	-17
9013	VENTO	Combination	Min M1	0	562	0	-7752	0	17
9013	VENTO	Combination	Max M2	0	481	6	-6786	1	14
9013	VENTO	Combination	Min M2	0	0	0	0	0	0
9013	VENTO	Combination	Max M3	0	562	0	-7752	0	17
9013	VENTO	Combination	Min M3	0	-562	0	7752	0	-17

Nodo	Carico	Caso	Comb	F1	F2	F3	M1	M2	M3
------	--------	------	------	----	----	----	----	----	----

Nodo	Carico	Caso	Comb	F1	F2	F3	M1	M2	M3
				KN	KN	KN	KN-m	KN-m	KN-m
				KN	KN	KN	KN-m	KN-m	KN-m
9013	TERMICHE	Combination	Max F1	30	0	-3	0	312	0
9013	TERMICHE	Combination	Min F1	-30	0	3	0	-312	0
9013	TERMICHE	Combination	Max F2	-26	0	3	0	-264	0
9013	TERMICHE	Combination	Min F2	26	0	-3	0	264	0
9013	TERMICHE	Combination	Max F3	-30	0	3	0	-312	0
9013	TERMICHE	Combination	Min F3	30	0	-3	0	312	0
9013	TERMICHE	Combination	Max M1	26	0	-3	0	264	0
9013	TERMICHE	Combination	Min M1	-26	0	3	0	-264	0
9013	TERMICHE	Combination	Max M2	30	0	-3	0	312	0
9013	TERMICHE	Combination	Min M2	-30	0	3	0	-312	0
9013	TERMICHE	Combination	Max M3	26	0	-3	0	264	0
9013	TERMICHE	Combination	Min M3	-26	0	3	0	-264	0

Nodo	Carico	Caso	Comb	F1	F2	F3	M1	M2	M3
				KN	KN	KN	KN-m	KN-m	KN-m
9013	CARICHI MOBILI	Combination	Max F1	4475	133	3193	2356	30213	164
9013	CARICHI MOBILI	Combination	Min F1	4481	126	3505	785	30289	1432
9013	CARICHI MOBILI	Combination	Max F2	4079	333	4105	5699	24314	704
9013	CARICHI MOBILI	Combination	Min F2	4092	335	4075	5689	24446	796
9013	CARICHI MOBILI	Combination	Max F3	1397	36	7598	1601	15320	815
9013	CARICHI MOBILI	Combination	Min F3	1371	8	57	88	12042	632
9013	CARICHI MOBILI	Combination	Max M1	1247	236	4026	11360	11221	133
9013	CARICHI MOBILI	Combination	Min M1	1251	230	4025	11264	11457	1621
9013	CARICHI MOBILI	Combination	Max M2	4326	121	3598	2300	31692	1482
9013	CARICHI MOBILI	Combination	Min M2	4332	117	3596	2230	31762	2546
9013	CARICHI MOBILI	Combination	Max M3	2001	20	3747	957	15455	7307
9013	CARICHI MOBILI	Combination	Min M3	1995	12	3031	760	15445	5710

Nodo	Carico	Caso	Comb	F1	F2	F3	M1	M2	M3
				KN	KN	KN	KN-m	KN-m	KN-m
9013	SISMA SLV LUNGO X	LinRespSpec	Max	19900	0	1017	2	192151	2
9013	SISMA SLV LUNGO Y	LinRespSpec	Max	10	22580	62	324942	20	2081
9013	SISMA SLV LUNGO Z	LinRespSpec	Max	189	0	8651	0	941	0

Con riferimento alle azioni agenti a quota estradosso dei pozzi di fondazione per le combinazioni di carico considerate, si riportano di seguito quelle assunte a riferimento per la verifica delle fondazioni.

	FX	FY	FZ	MX	MY	MZ
	KN	KN	KN	KN-m	KN-m	KN-m
SLU	6324	848	62274	23449	46489	208
SLER	4361	573	45830	16012	32057	143
SLEF	3469	189	45018	9088	25439	106
SLEQP	873	47	42603	2272	6423	27
SISMAX	20833	6822	46233	99757	198863	653
SISMAY	6910	22628	45564	327215	64371	2108
SISMAZ	7036	6821	51577	99755	65016	652

Si precisa che nelle verifiche condotte in presenza di scalzamento è stata considerata una profondità di scalzamento di 18m e le azioni agenti ad estradosso del plinto di fondazione sono state trasportate in corrispondenza della quota di fondo alveo scalzato. Con riferimento alle azioni agenti in direzione trasversale, sono state considerate le azioni idrodinamiche. Rispetto a quanto di seguito riportato si precisa che con l'asse x si definisce l'asse longitudinale al viadotto e con l'asse y l'asse trasversale al viadotto.

9 VERIFICHE GEOTECNICHE DELLE OPERE DI FONDAZIONE

9.1 Direzione X (asse longitudinale viadotto)

Caratteristiche geometriche del pozzo

L = lato maggiore \perp forza =	18.50	(m)
B = lato minore // forza =	13.50	(m)
hp = spessore del plinto di fondazione =	0.00	(m)
h = profondità del pozzo di fondazione =	33.50	(m)
A _b = Area di base =	249.75	(m ²)
I = Momento di inerzia (LB ³ /12) =	3793.08	(m ⁴)
Wp = Modulo di resistenza (LB ² /6) =	561.94	(m ³)
Ep = Modulo di elasticità del pozzo =	30000.00	(MPa)

coefficienti di reazione

m _h = modulo di reazione orizzontale =	1,000	(kN/m ⁴)
k _h = coefficiente di reazione orizzontale alla base =	33500.00	(kN/m ³)
k _v = coefficiente di reazione verticale =	20,000	(kN/m ³)
β = rapporto tra le cost. di reazione =	1.68	(-)

Verifica della condizione di fondazione infinitamente rigida

$$2,5 / h > ((m_h * D) / (E_{pozzo} * J))^{1/5} \quad (\text{Silin e Zavrijev})$$

$$2,5 / h = 0.07 \quad (-)$$

$$((m_h * B) / (E_p * I))^{1/5} = 0.04 \quad (-)$$

condizione di fondazione infinitamente rigida verificata

- SLU X-direz. Longitudinale

Sollecitazioni massime agenti alla testa del pozzo:

$$N_t = N + P_{\text{plinto}} = 62274.00 \quad (\text{kN})$$

$$H_t = (H_x^2 + H_y^2)^{0,5} = 6324.00 \quad (\text{kN})$$

$$M_t = (M_{xx}^2 + M_{yy}^2)^{0,5} = 46489.00 \quad (\text{kNm})$$

- SLV X-direz. Longitudinale

Sollecitazioni massime agenti alla testa del pozzo:

$$N_t = N + P_{\text{plinto}} = 46233.00 \quad (\text{kN})$$

$$H_t = (H_x^2 + H_y^2)^{0,5} = 20833.00 \quad (\text{kN})$$

$$M_t = (M_{xx}^2 + M_{yy}^2)^{0,5} = 198863.00 \quad (\text{kNm})$$

9.1.1 Verifica di stabilità del pozzo

Si riporta la verifica per la condizione più gravosa, relativa al sisma X

Profondità del centro di rotazione del pozzo

$$z_0 = (\beta L h^2 (4q-h) + 6WB) / (2\beta L h (3q-h))$$

$$z_0 = 24.52 \quad (\text{m})$$

Rotazione del pozzo

$$R = (\beta L h^3 + 18BW) / (2\beta (3q-h))$$

$$R = 4062.44 \quad (-)$$

$$\text{tg } \omega = 6H / Rk_h h$$

$$\omega = \text{arctg}(6H / Rm_h h)$$

$$\omega = 0.00092 \quad (\text{rad})$$

$$\omega = 0.0526 \quad (^\circ)$$

Profondità alla quale si verifica la massima pressione orizzontale

$$z = z_0/2$$

$$z = 12.26 \quad (\text{m})$$

$$\sigma_h(z)_{\text{max}} = 138.04 \quad (\text{kN/m}^2)$$

Raggio di Nocciolo della sezione del pozzo

$$r = B/6$$

$$r = 2.25 \quad (\text{m})$$

Sollecitazioni lungo il fusto del pozzo

Pressioni laterali

$$\sigma_h(z)_{\text{lim}} = kp \cdot \sigma'_v(z) + 2 \cdot c'(kp)^{0.5} \quad (\text{tensioni efficaci})$$

$$\sigma_h(z)_{\text{lim}} = \sigma_v(z) + 2 \cdot cu \quad (\text{tensioni totali})$$

Caratteristiche di sollecitazione

$$N = Nt + A_b \cdot \gamma_{cls}$$

$$M = H \left((h_1 + z(1 - (Lz^2/(2Rh)) \cdot (2z_0 - z))) \right)$$

$$T = H \left(1 - (Lz^2/(Rh)) \cdot (3z_0 - 2z) \right)$$

$$\sigma_h(z) = ((6H)/(Rh))z(z_0 - z)$$

$$\delta_h = (z_0 - z) \cdot \text{tg } \omega$$

z	N	M	T	e	$\sigma_h(z)$	P(z)h	$\sigma_v(z)$	kp	$\sigma_h(z)_{lim}$	P(z) _{res}	δ_h
(m)	(kN)	(kNm)	(kN)	(m)	(kN/m ²)	(kN)	(kN/m ²)	-	(kN/m ²)	(kN)	(cm)
3,50	68086,13	269013,94	18524,08	F.N.	67,57	124,07	31,50	3,69	154,66	103,06	1,93
4,47	74121,75	286292,95	17181,79	F.N.	82,26	196,49	40,20	3,69	186,76	177,73	1,84
5,58	81093,94	304471,18	15325,15	F.N.	97,10	296,63	50,25	3,00	185,39	271,75	1,74
6,70	88066,13	320413,82	13185,62	F.N.	109,65	412,07	60,30	3,00	215,54	373,04	1,64
7,82	95038,31	333831,38	10810,51	F.N.	119,91	540,24	70,35	3,00	245,69	489,56	1,53
8,93	102010,50	344487,22	8247,15	F.N.	127,88	678,59	80,40	3,00	275,84	621,32	1,43
10,05	108982,69	352197,55	5542,85	F.N.	133,55	824,55	90,45	3,00	305,99	768,32	1,33
11,17	115954,88	356831,41	2744,93	F.N.	136,94	975,58	100,50	3,00	301,50	921,79	1,23
12,28	122927,06	358310,67	-99,28	F.N.	138,04	1129,11	110,55	3,00	331,65	1081,75	1,12
13,40	129899,25	356610,07	-2942,46	F.N.	136,84	1282,58	120,60	3,00	361,80	1256,95	1,02
14,52	136871,44	351757,17	-5737,30	F.N.	133,36	1433,44	130,65	3,00	391,95	1447,37	0,92
15,63	143843,63	343832,37	-8436,48	F.N.	127,58	1579,13	140,70	2,56	376,35	1641,47	0,82
16,75	150815,81	332968,92	-10992,67	2,21	119,51	1717,09	150,75	2,56	402,08	1838,14	0,71
17,87	157788,00	319352,91	-13358,56	2,02	109,16	1844,76	160,80	2,56	427,82	2047,80	0,61
18,98	164760,19	303223,25	-15486,83	1,84	96,51	1959,59	170,85	3,69	630,47	2315,17	0,51
20,10	171732,38	284871,72	-17330,15	1,66	81,57	2059,01	180,90	3,69	667,55	2643,10	0,41
21,22	178704,56	264642,92	-18841,21	1,48	64,34	2140,48	190,95	3,69	704,64	2989,77	0,30
22,33	185676,75	242934,30	-19972,69	1,31	44,82	2201,43	201,00	3,69	741,72	3355,18	0,20
23,45	192648,94	220196,16	-20677,26	1,14	23,01	2239,30	211,05	3,69	778,81	3739,33	0,10
24,57	199621,13	196931,61	-20907,61	0,99	-1,09	2251,54	221,10	3,69	815,90	4142,21	0,00
25,68	206593,31	173696,62	-20616,42	0,84	-27,48	2267,49	231,15	3,69	852,98	4563,84	-0,11
26,80	213565,50	151100,02	-19756,36	0,71	-56,16	2314,19	241,20	3,69	890,07	5004,20	-0,21
27,92	220537,69	129803,44	-18280,12	0,59	-87,14	2394,20	251,25	3,69	927,16	5463,30	-0,31
29,03	227509,88	110521,38	-16140,38	0,49	-120,40	2510,08	261,30	3,69	964,24	5941,14	-0,41
30,15	234482,06	94021,17	-13289,82	0,40	-155,95	2664,37	271,35	3,69	1001,33	6437,73	-0,52
31,27	241454,25	81122,98	-9681,12	0,34	-193,80	2859,65	281,40	4,20	1182,93	6989,56	-0,62
32,38	248426,44	72699,82	-5266,95	0,29	-233,93	3098,47	291,45	4,20	1225,18	7597,94	-0,72
33,50	255398,63	69677,55	0,00	0,27	-276,36	3383,38	301,50	4,20	1267,43	8227,67	-0,82

Valori Massimi delle caratteristiche di sollecitazione

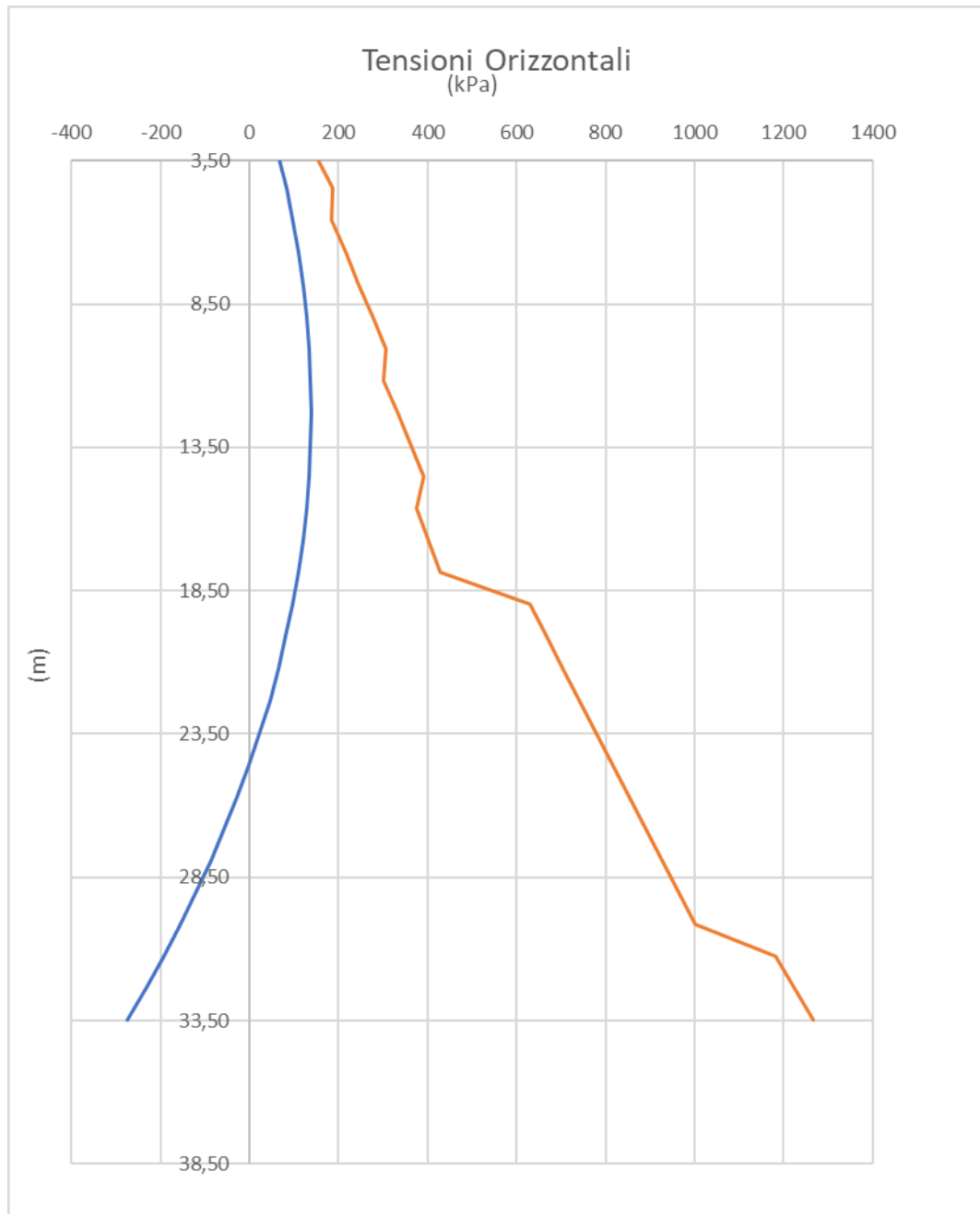
$$N_{max} = 255398.63 \quad (\text{kN}) \quad zN_{max} = 33.50 \quad (\text{m})$$

$$M_{max} = 358310.67 \quad (\text{kNm}) \quad zM_{max} = 12.28 \quad (\text{m})$$

$$T_{max} = 20833.00 \quad (\text{kN}) \quad zT_{max} = 0.00 \quad (\text{m})$$

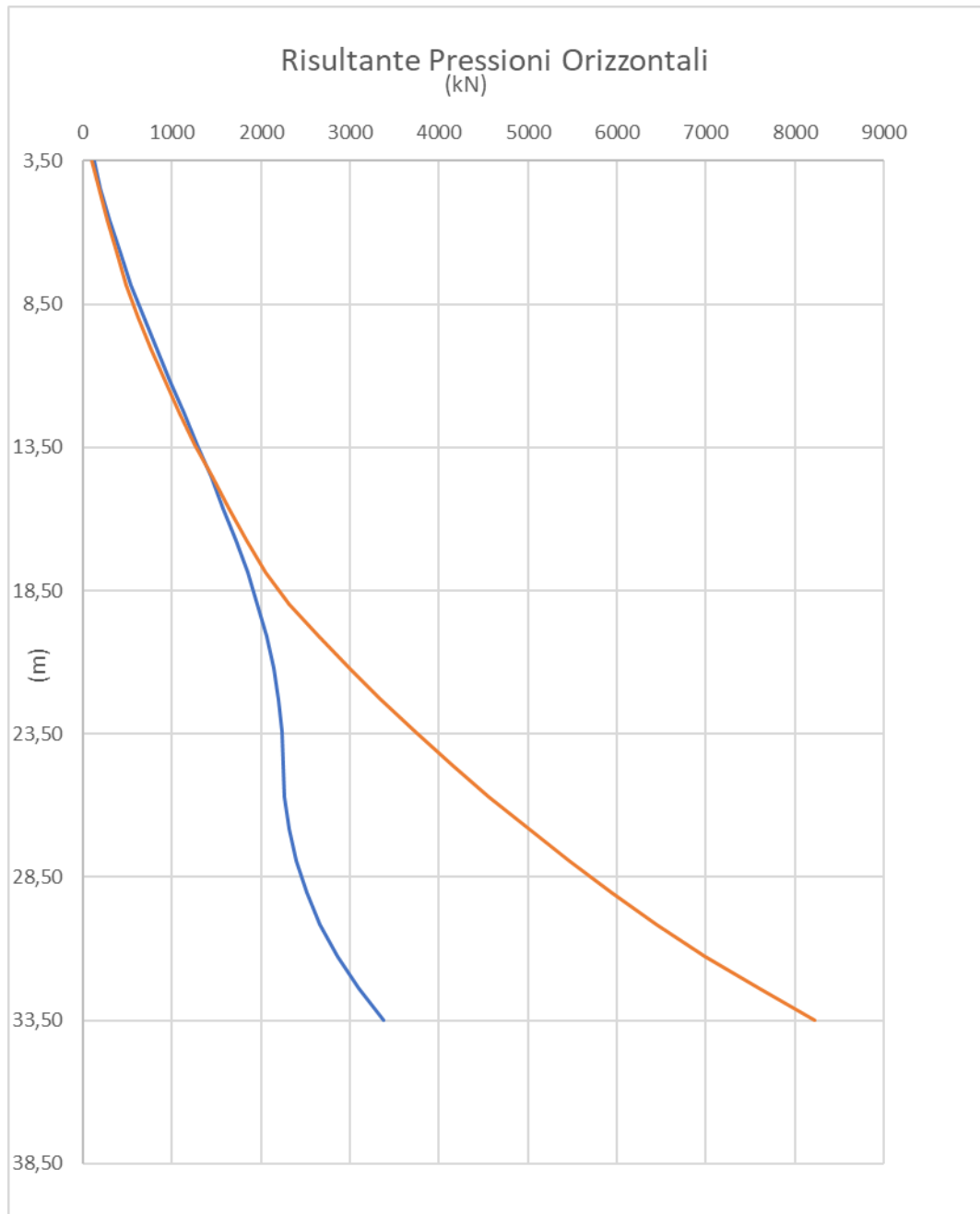
La figura seguente riporta la distribuzione delle pressioni di contatto agenti sulle superfici laterali del pozzo di fondazione, rispetto ai valori limite. La verifica risulta soddisfatta in quanto i valori delle pressioni agenti sono minori rispetto ai valori limite.

Figura 4 - Distribuzione delle tensioni orizzontali lungo il fusto del pozzo



Per la verifica di stabilità del pozzo di fondazione in termini globali, si riporta di seguito, il confronto fra la risultante della pressione laterale agente e la risultante della pressione laterale limite fattorizzata sull'intera profondità del pozzo.

Figura 5 - Risultante delle pressioni laterali agenti e limite fattorizzata lungo il fusto del pozzo



La verifica risulta soddisfatta per la profondità pari a 30m, in quanto la risultante della pressione laterale agente risulta minore della risultante della pressione laterale limite fattorizzata.

9.2 Direzione y (asse trasversale viadotto)

DATI DI INPUT:

Caratteristiche geometriche del pozzo

L = lato maggiore \perp forza =	13.50	(m)
B = lato minore // forza =	18.50	(m)
hp = spessore del plinto di fondazione =	0.00	(m)
h = profondità del pozzo di fondazione =	33.50	(m)
A _p = Area di base =	249.75	(m ²)
I = Momento di inerzia (LB ³ /12) =	7123.08	(m ⁴)
Wp = Modulo di resistenza (LB ² /6) =	770.06	(m ³)
Ep = Modulo di elasticità del pozzo =	30000.00	(MPa)

coefficienti di reazione

m _h = modulo di reazione orizzontale =	1000	(kN/m ⁴)
k _h = coefficiente di reazione orizzontale alla base =	33500.00	(kN/m ³)
k _v = coefficiente di reazione verticale =	20000.00	(kN/m ³)
β = rapporto tra le cost. di reazione =	1.68	(-)

Verifica della condizione di fondazione infinitamente rigida

$2,5 / h > ((m_h * D) / (E_{pozzo} * J))^{1/5}$	(Silin e Zavrijev)	
2,5 / h =	0.07	(-)
$((m_h * B) / (E_p * I))^{1/5} =$	0.04	(-)

condizione di fondazione infinitamente rigida verificata

- SLU-direz. Trasversale

Sollecitazioni massime agenti alla testa del pozzo:

Nt = N + Pplinto =	62274.00	(kN)
Ht = (Hx ² + Hy ²) ^{0,5} =	848.00	(kN)
Mt = (Mxx ² + Myy ²) ^{0,5} =	23449.00	(kNm)

- SLV Y-direz. Trasversale

Sollecitazioni massime agenti alla testa del pozzo:

$$N_t = N + P_{\text{plinto}} = 45564.00 \quad (\text{kN})$$

$$H_t = (H_x^2 + H_y^2)^{0.5} = 22628.00 \quad (\text{kN})$$

$$M_t = (M_{xx}^2 + M_{yy}^2)^{0.5} = 327215.00 \quad (\text{kNm})$$

9.2.1 Verifica di stabilità del pozzo

Si riporta la verifica per la condizione più gravosa, relativa al sisma Y

Profondità del centro di rotazione del pozzo

$$z_0 = (\beta L h^2 (4q-h) + 6WB) / (2 \beta L h (3q-h))$$

$$z_0 = 24.54 \quad (\text{m})$$

Rotazione del pozzo

$$R = (\beta L h^3 + 18BW) / (2 \beta (3q - h))$$

$$R = 2998.39 \quad (-)$$

$$\text{tg } \omega = 6H / Rk_h h$$

$$\omega = \text{arctg}(6H / Rm_h h)$$

$$\omega = 0.00135 \quad (\text{rad})$$

$$\omega = 0.0775 \quad (^\circ)$$

Profondità alla quale si verifica la massima pressione orizzontale

$$z = z_0/2$$

$$z = 12.27 \quad (\text{m})$$

$$\sigma_h(z)_{\text{max}} = 203.75 \quad (\text{kN/m}^2)$$

Raggio di Nocciolo della sezione del pozzo

$$r = B/6$$

$$r = 3.08 \quad (\text{m})$$

Sollecitazioni lungo il fusto del pozzo

Pressioni laterali

$$\sigma_h(z)_{\text{lim}} = kp \cdot \sigma'_v(z) + 2 \cdot c'(kp)^{0.5} \quad (\text{tensioni efficaci})$$

$$\sigma_h(z)_{\text{lim}} = \sigma_v(z) + 2 \cdot cu \quad (\text{tensioni totali})$$

Relazione geotecnica di calcolo delle fondazioni 4/5

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IN1A	20	D09CL	VI 01 00 006	A	37 di 60

Caratteristiche di sollecitazione

$$N = Nt + A_b \cdot \gamma_{cis}$$

$$M = H ((h_1 + z(1 - (Lz^2/(2Rh)) \cdot (2z_0 - z)))$$

$$T = H (1 - (Lz^2/(Rh)) \cdot (3z_0 - 2z))$$

$$\sigma_h(z) = ((6H)/(Rh))z(z_0 - z)$$

$$\delta_h = (z_0 - z) \cdot tg \omega$$

z	N	M	T	e	$\sigma_h(z)$	P(z)h	$\sigma_v(z)$	kp	$\sigma_h(z)_{lim}$	$\sigma_h(z)_{res}$	P(z)_{res}	δ_h
(m)	(kN)	(kNm)	(kN)	(m)	(kN/m ²)	(kN)	(kN/m ²)	-	(kN/m ²)	(kN/m ²)	(kN)	(cm)
3,50	67417,13	403435,63	20141,29	F.N.	99,73	183,11	31,50	3,69	116,24	52,60	92,05	2,85
4,47	73452,75	422229,57	18695,53	F.N.	121,42	290,00	40,20	3,69	148,34	67,12	149,91	2,72
5,58	80424,94	442020,40	16695,67	F.N.	143,34	437,83	50,25	3,00	150,75	68,21	225,47	2,57
6,70	87397,13	459403,09	14390,95	F.N.	161,87	608,23	60,30	3,00	180,90	81,86	309,26	2,42
7,82	94369,31	474065,65	11832,27	F.N.	177,03	797,45	70,35	3,00	211,05	95,50	408,28	2,26
8,93	101341,50	485752,92	9070,56	F.N.	188,81	1001,71	80,40	3,00	241,20	109,14	522,54	2,11
10,05	108313,69	494266,61	6156,73	F.N.	197,21	1217,23	90,45	3,00	271,35	122,78	652,03	1,96
11,17	115285,88	499465,29	3141,71	F.N.	202,23	1440,25	100,50	3,00	301,50	136,43	796,76	1,81
12,28	122258,06	501264,37	76,39	F.N.	203,88	1667,00	110,55	3,00	331,65	150,07	956,71	1,66
13,40	129230,25	499636,14	-2988,28	F.N.	202,15	1893,70	120,60	3,00	361,80	163,71	1131,91	1,51
14,52	136202,44	494609,72	-6001,42	F.N.	197,04	2116,58	130,65	3,00	391,95	177,35	1322,33	1,36
15,63	143174,63	486271,12	-8912,08	F.N.	188,55	2331,87	140,70	2,56	376,35	170,29	1516,44	1,21
16,75	150146,81	474763,16	-11669,37	F.N.	176,69	2535,80	150,75	2,56	402,08	181,94	1713,10	1,05
17,87	157119,00	460285,57	-14222,36	2,93	161,45	2724,59	160,80	2,56	427,82	193,59	1922,77	0,90
18,98	164091,19	443094,88	-16520,14	2,70	142,83	2894,49	170,85	3,69	630,47	285,28	2190,13	0,75
20,10	171063,38	423504,54	-18511,79	2,48	120,84	3041,70	180,90	3,69	667,55	302,06	2518,06	0,60
21,22	178035,56	401884,79	-20146,39	2,26	95,46	3162,47	190,95	3,69	704,64	318,84	2864,73	0,45
22,33	185007,75	378662,78	-21373,03	2,05	66,71	3253,02	201,00	3,69	741,72	335,62	3230,14	0,30
23,45	191979,94	354322,49	-22140,80	1,85	34,58	3309,57	211,05	3,69	778,81	352,40	3614,29	0,15
24,57	198952,13	329404,76	-22398,77	1,66	-0,92	3328,37	221,10	3,69	815,90	369,18	4017,17	0,00
25,68	205924,31	304507,29	-22096,03	1,48	-39,81	3351,11	231,15	3,69	852,98	385,97	4438,80	-0,15
26,80	212896,50	280284,63	-21181,66	1,32	-82,07	3419,15	241,20	3,69	890,07	402,75	4879,16	-0,31
27,92	219868,69	257448,20	-19604,75	1,17	-127,70	3536,27	251,25	3,69	927,16	419,53	5338,26	-0,46
29,03	226840,88	236766,25	-17314,38	1,04	-176,72	3706,25	261,30	3,69	964,24	436,31	5816,11	-0,61
30,15	233813,06	219063,93	-14259,64	0,94	-229,11	3932,84	271,35	3,69	1001,33	453,09	6312,69	-0,76
31,27	240785,25	205223,19	-10389,61	0,85	-284,89	4219,82	281,40	4,20	1182,93	535,26	6864,52	-0,91
32,38	247757,44	196182,89	-5653,36	0,79	-344,03	4570,97	291,45	4,20	1225,18	554,38	7472,90	-1,06
33,50	254729,63	192938,72	0,00	0,76	-406,56	4990,05	301,50	4,20	1267,43	573,50	8102,63	-1,21

Valori Massimi delle caratteristiche di sollecitazione

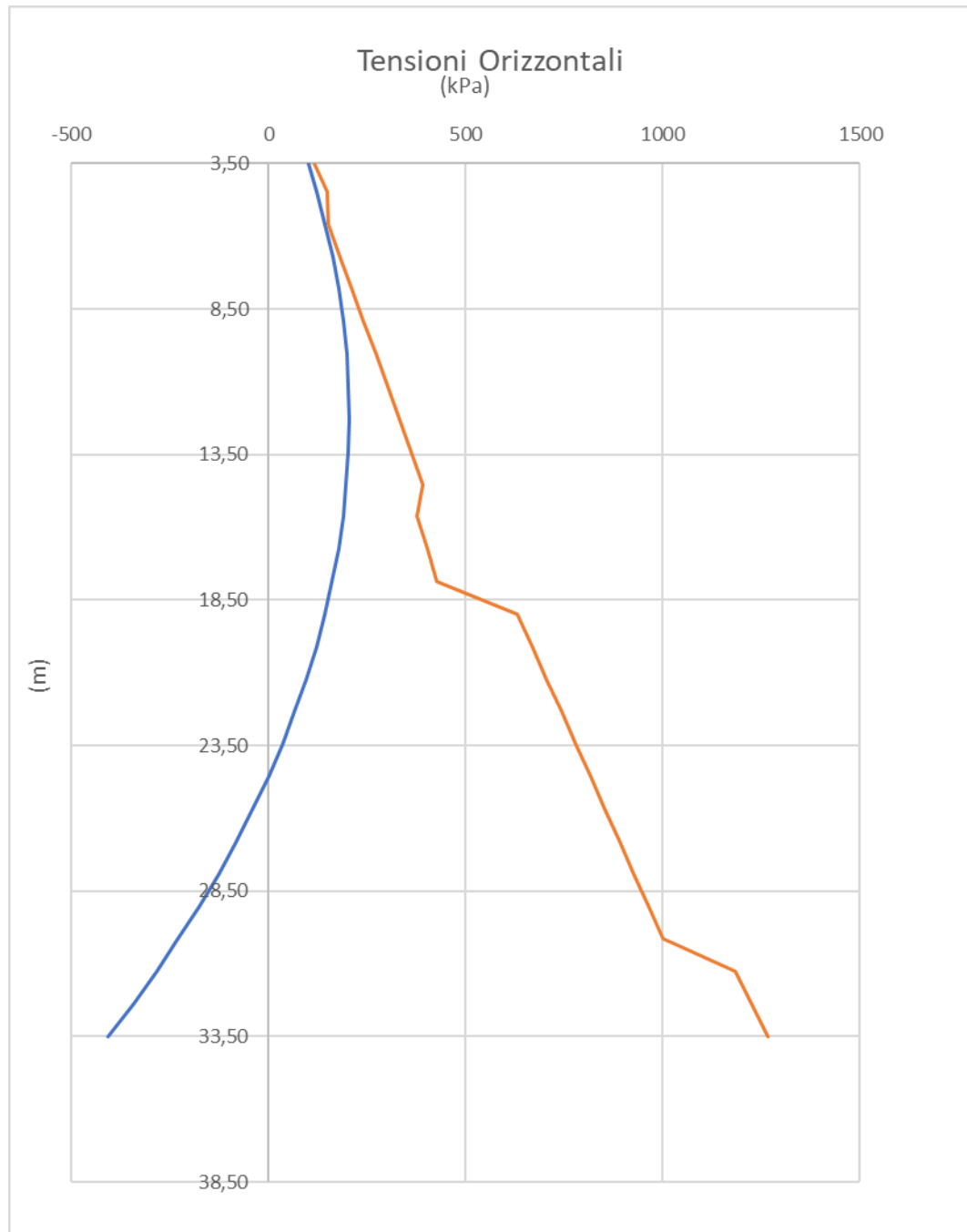
$$N_{max} = 254729.63 \quad (\text{kN}) \quad zN_{max} = 33.50 \quad (\text{m})$$

$$M_{max} = 501264.37 \quad (\text{kNm}) \quad zM_{max} = 12.28 \quad (\text{m})$$

$$T_{max} = 22628.00 \quad (\text{kN}) \quad zT_{max} = 0.00 \quad (\text{m})$$

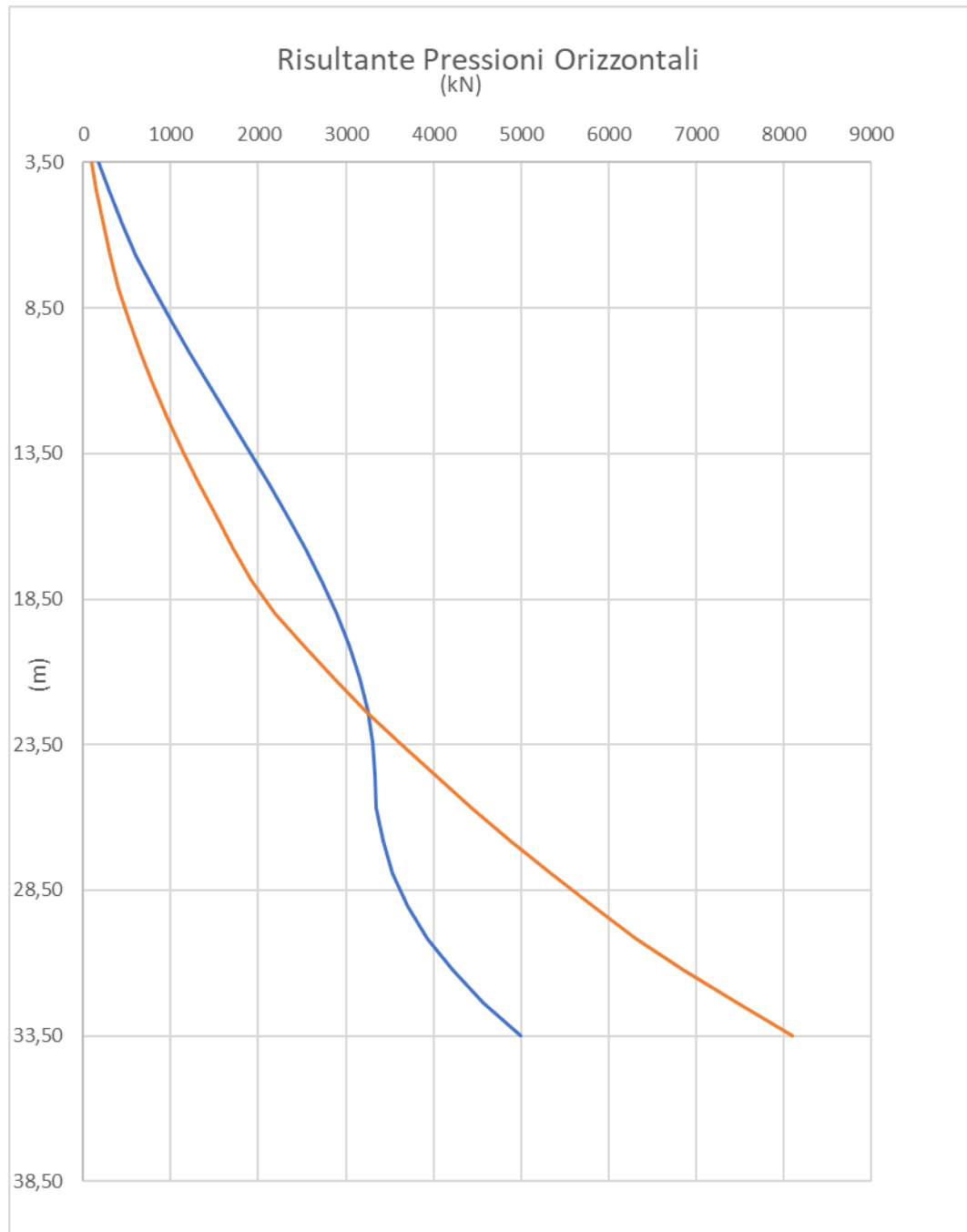
La figura seguente riporta la distribuzione delle pressioni di contatto agenti sulle superfici laterali del pozzo di fondazione, rispetto ai valori limite. La verifica risulta soddisfatta in quanto i valori delle pressioni agenti sono minori rispetto ai valori limite.

Figura 6 - Distribuzione delle tensioni orizzontali lungo il fusto del pozzo



Per la verifica di stabilità del pozzo di fondazione in termini globali, si riporta di seguito, il confronto fra la risultante della pressione laterale agente e la risultante della pressione laterale limite fattorizzata sull'intera profondità del pozzo.

Figura 7 - Risultante delle pressioni laterali agenti e limite fattorizzata lungo il fusto del pozzo



La verifica risulta soddisfatta per la profondità pari a 30m, in quanto la risultante della pressione laterale agente risulta minore della risultante della pressione laterale limite fattorizzata.

9.3 Valutazione azione scalzamento

La forza orizzontale dovuta allo scalzamento della pila è valutata tramite Eurocodice, secondo la seguente formulazione:

$$F_{wa} = \frac{1}{2} k \rho_{wa} h b v_{wa}^2$$

Dove

v_{wa} velocità dell'acqua in m/s;

ρ_{wa} densità dell'acqua in kg/m³;

h tirante idrico in m;

b larghezza della pila/pozzo;

k fattore di forma

$k=1,44$ per sezioni rettangolari

$k=0.70$ per sezioni circolari

Dati	(tratto pila)	(tratto pozzo)
v_{wa}	= 4.2 m/s	v_{wa} = 4.2 m/s
ρ_{wa}	= 1000 kg/m ³	ρ_{wa} = 1000 kg/m ³
h_{wa}	= 6.89 m	h_{wa} = 18 m
b	= 5.00 m	b = 13.50 m
k	= 0.7	k = 1.44
F_{wa}	= 650.24 kN	F_{wa} = 3086.29 kN
F_{wa}/b	= 130.05 kN/m	F_{wa}/b = 228.61 kN/m
M	= 13686.13 kNm	M = 37035.53 kNm

			FX	FY	FZ	MX	MY	MZ
			KN	KN	KN	KN-m	KN-m	KN-m
SLU-scalzamento	1.35	PERMANENTI	4	0	108454	0	39	0
	1.35	PNS	8	0	5306	0	80	0
	1.35	RITIRO+CEDIM	0	0	0	0	-4	0
	0.87	TRAFFICO	3764	205	3503	13580	95317	116
	1	SCALZ.	0	3736	0	50721	0	0

		FX	FY	FZ	MX	MY	MZ
		KN	KN	KN	KN-m	KN-m	KN-m
	0 SISMA X	0	0	0	0	0	0
	0 SISMA Y	0	0	0	0	0	0
	0 SISMA Z	0	0	0	0	0	0
SLU-scalzamento		3775	3941	117263	64302	95432	116

9.3.1 Direzione X (asse longitudinale viadotto)

Caratteristiche geometriche del pozzo

L = lato maggiore \perp forza =	18.50	(m)
B = lato minore // forza =	13.50	(m)
hp = spessore del plinto di fondazione =	0.00	(m)
h = profondità del pozzo di fondazione =	15.50	(m)
A _b = Area di base =	249.75	(m ²)
I = Momento di inerzia (LB ³ /12) =	3793.08	(m ⁴)
Wp = Modulo di resistenza (LB ² /6) =	561.94	(m ³)
E _p = Modulo di elasticità del pozzo =	30000.00	(MPa)

coefficienti di reazione

m _h = modulo di reazione orizzontale =	1000	(kN/m ⁴)
k _h = coefficiente di reazione orizzontale alla base =	15500.00	(kN/m ³)
k _v = coefficiente di reazione verticale =	20000.00	(kN/m ³)
β = rapporto tra le cost. di reazione =	0.78	(-)

Verifica della condizione di fondazione infinitamente rigida

$$2,5 / h > ((m_h * D) / (E_{pozzo} * J))^{1/5} \quad (\text{Silin e Zavrijev})$$

$$2,5 / h = 0.16 \quad (-)$$

$$((m_h * B) / (E_p * I))^{1/5} = 0.04 \quad (-)$$

condizione di fondazione infinitamente rigida verificata

- SLU X-scalzamento direz. Longitudinale

Relazione geotecnica di calcolo delle fondazioni 4/5

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IN1A	20	D09CL	VI 01 00 006	A	42 di 60

Sollecitazioni massime agenti alla testa del pozzo:

$$N_t = N + P_{\text{plinto}} = 117263.00 \quad (\text{kN})$$

$$H_t = (H_x^2 + H_y^2)^{0.5} = 3775.00 \quad (\text{kN})$$

$$M_t = (M_{xx}^2 + M_{yy}^2)^{0.5} = 95432.00 \quad (\text{kNm})$$

9.3.1.1 Verifica di stabilità del pozzo

Profondità del centro di rotazione del pozzo AA 181:F219

$$z_0 = (\beta L h^2 (4q - h) + 6WB) / (2 \beta L h (3q - h))$$

$$z_0 = 11.67 \quad (\text{m})$$

Rotazione del pozzo

$$R = (\beta L h^3 + 18BW) / (2 \beta (3q - h))$$

$$R = 1146.98 \quad (-)$$

$$\text{tg } \omega = 6H / R k_h h$$

$$\omega = \text{arctg}(6H / R m_h h)$$

$$\omega = 0.00127 \quad (\text{rad})$$

$$\omega = 0.0730 \quad (^\circ)$$

Profondità alla quale si verifica la massima pressione orizzontale

$$z = z_0 / 2$$

$$z = 5.83 \quad (\text{m})$$

$$\sigma_h(z)_{\text{max}} = 43.35 \quad (\text{kN/m}^2)$$

Raggio di Nocciolo della sezione del pozzo

$$r = B/6$$

$$r = 2.25 \quad (\text{m})$$

Sollecitazioni lungo il fusto del pozzo

Pressioni laterali

$$\sigma_h(z)_{\text{lim}} = k_p \sigma'_v(z) + 2 \cdot c'(k_p)^{0.5} \quad (\text{tensioni efficaci})$$

$$\sigma_h(z)_{\text{lim}} = \sigma_v(z) + 2 \cdot c_u \quad (\text{tensioni totali})$$

Caratteristiche di sollecitazione

$$N = Nt + A_b \cdot \gamma_{cls}$$

$$M = H \left((h_1 + z(1 - (Lz^2/(2Rh))) \cdot (2z_0 - z)) \right)$$

$$T = H \left(1 - (Lz^2/(Rh)) \right) \cdot (3z_0 - 2z)$$

$$\sigma_h(z) = ((6H)/(Rh))z(z_0 - z)$$

$$\delta_h = (z_0 - z) \cdot \text{tg } \omega$$

z	N	M	T	e	$\sigma_h(z)$	P(z)h	$\sigma_v(z)$	kp	$\sigma_h(z)_{lim}$	$\sigma_h(z)_{res}$	P(z) _{res}	δ_h
(m)	(kN)	(kNm)	(kN)	(m)	(kN/m ²)	(kN)	(kN/m ²)	-	(kN/m ²)	(kN/m ²)	(kN)	(cm)
0	117263.00	95432.00	3775.00	0.81	0.00	0.00	0.00	3.69	0.00	0.00	0.00	1.49
0.52	120488.94	97376.24	3739.38	0.81	7.34	1.90	4.65	3.69	17.16	7.76	2.01	1.42
1.03	123714.88	99284.51	3636.86	0.80	14.00	7.41	9.30	3.69	34.32	15.53	8.02	1.35
1.55	126940.81	101123.92	3473.94	0.80	19.98	16.19	13.95	3.69	51.48	23.29	18.05	1.29
2.07	130166.75	102864.96	3257.12	0.79	25.28	27.88	18.60	3.69	68.64	31.06	32.09	1.22
2.58	133392.69	104481.45	2992.90	0.78	29.90	42.13	23.25	3.69	85.80	38.82	50.15	1.16
3.10	136618.63	105950.58	2687.78	0.78	33.83	58.59	27.90	3.69	102.96	46.59	72.21	1.09
3.62	139844.56	107252.90	2348.27	0.77	37.09	76.92	32.55	3.69	120.12	54.35	98.28	1.03
4.13	143070.50	108372.32	1980.87	0.76	39.67	96.75	37.20	3.69	137.27	62.12	128.37	0.96
4.65	146296.44	109296.11	1592.07	0.75	41.57	117.73	41.85	3.69	154.43	69.88	162.47	0.89
5.17	149522.38	110014.90	1188.38	0.74	42.79	139.52	46.50	3.69	171.59	77.64	200.58	0.83
5.68	152748.31	110522.66	776.31	0.72	43.32	161.77	51.15	3.69	188.75	85.41	242.70	0.76
6.20	155974.25	110816.76	362.35	0.71	43.18	184.12	55.80	3.69	205.91	93.17	288.84	0.70
6.72	159200.19	110897.88	-47.00	0.70	42.36	206.21	60.45	3.69	223.07	100.94	338.98	0.63
7.23	162426.13	110770.10	-445.24	0.68	40.86	227.71	65.10	3.69	240.23	108.70	393.14	0.56
7.75	165652.06	110440.84	-825.85	0.67	38.67	248.26	69.75	3.69	257.39	116.47	451.31	0.50
8.27	168878.00	109920.88	-1182.35	0.65	35.81	267.50	74.40	3.69	274.55	124.23	513.48	0.43
8.78	172103.94	109224.35	-1508.23	0.63	32.27	285.08	79.05	3.69	291.71	131.99	579.68	0.37
9.30	175329.88	108368.77	-1796.98	0.62	28.04	300.66	83.70	3.69	308.87	139.76	649.88	0.30
9.82	178555.81	107374.99	-2042.11	0.60	23.14	313.88	88.35	3.69	326.03	147.52	724.09	0.24
10.33	181781.75	106267.22	-2237.12	0.58	17.55	324.39	93.00	3.69	343.19	155.29	802.32	0.17
10.85	185007.69	105073.05	-2375.50	0.57	11.29	331.84	97.65	3.69	360.35	163.05	884.56	0.10
11.37	188233.63	103823.41	-2450.75	0.55	4.34	335.88	102.30	3.69	377.50	170.82	970.81	0.04
11.88	191459.56	102552.60	-2456.38	0.54	-3.28	336.16	106.95	3.69	394.66	178.58	1061.07	-0.03
12.40	194685.50	101298.26	-2385.87	0.52	-11.59	340.00	111.60	4.20	468.72	212.09	1161.99	-0.09
12.92	197911.44	100101.43	-2232.73	0.51	-20.57	348.31	116.25	4.20	488.25	220.93	1273.85	-0.16
13.43	201137.38	99006.46	-1990.46	0.49	-30.24	361.43	120.90	4.20	507.78	229.76	1390.28	-0.23
13.95	204363.31	98061.09	-1652.55	0.48	-40.58	379.72	125.55	4.20	527.31	238.60	1511.28	-0.29
14.47	207589.25	97316.41	-1212.51	0.47	-51.61	403.54	130.20	4.20	546.84	247.44	1636.84	-0.36
14.98	210815.19	96826.87	-663.82	0.46	-63.31	433.23	134.85	4.20	566.37	256.28	1766.97	-0.42
15.50	214041.13	96650.29	0.00	0.45	-75.70	469.14	139.50	4.20	585.90	265.11	1901.66	-0.49

Valori Massimi delle caratteristiche di sollecitazione

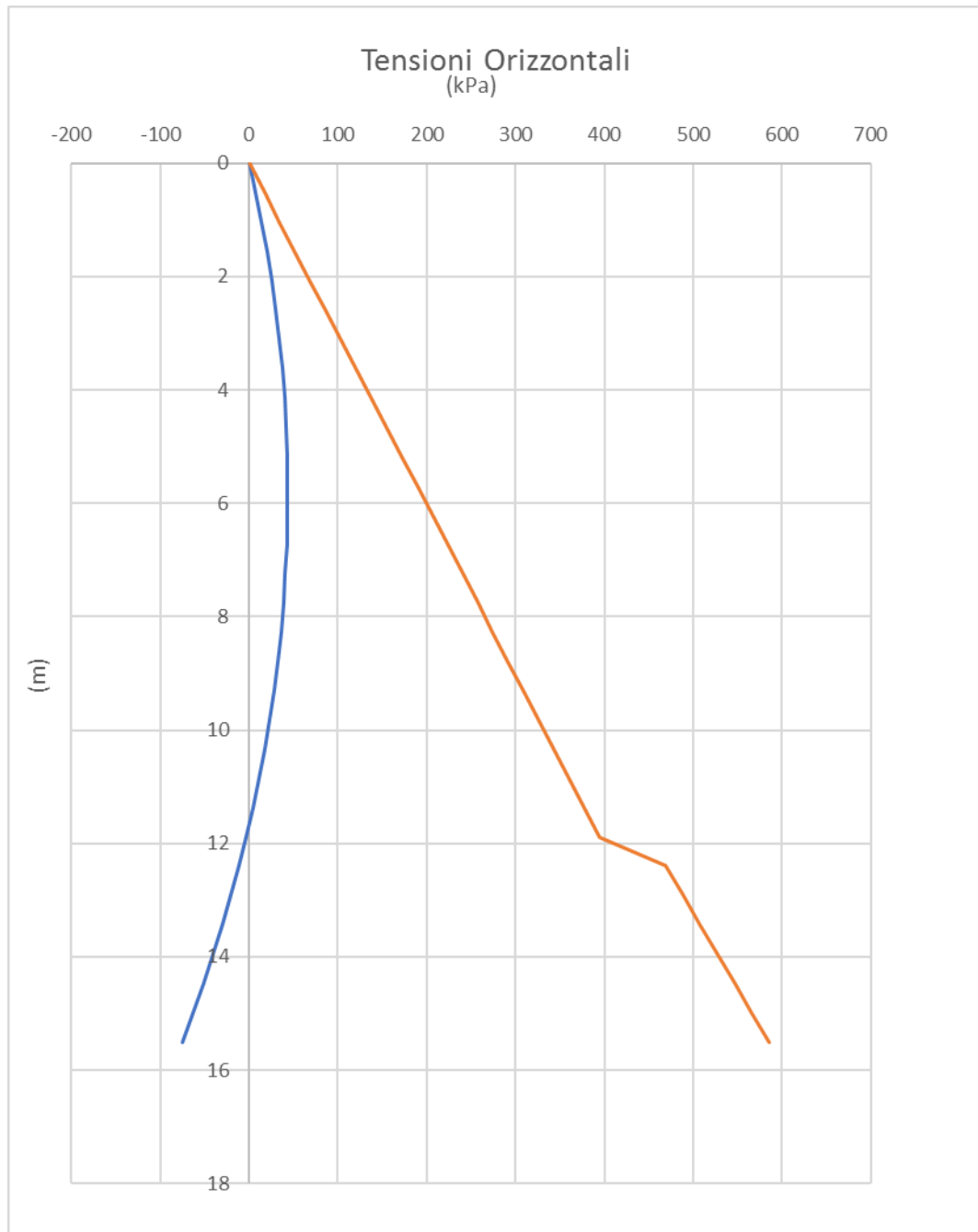
$$N_{max} = 214041.13 \quad (\text{kN}) \quad zN_{max} = 15.50 \quad (\text{m})$$

$$M_{max} = 110897.88 \quad (\text{kNm}) \quad zM_{max} = 6.72 \quad (\text{m})$$

$$T_{max} = 3775.00 \quad (\text{kN}) \quad zT_{max} = 0.00 \quad (\text{m})$$

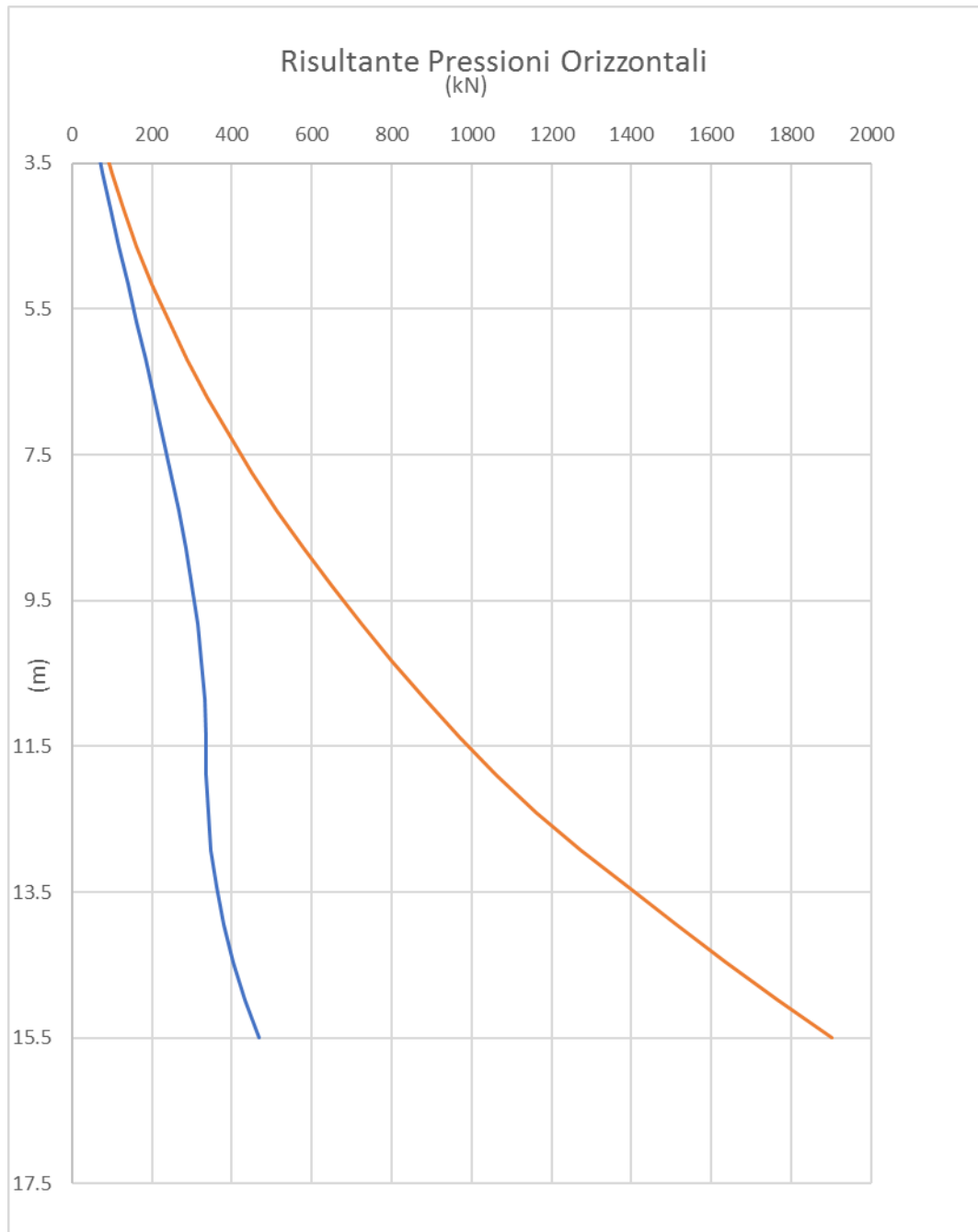
La figura seguente riporta la distribuzione delle pressioni di contatto agenti sulle superfici laterali del pozzo di fondazione, rispetto ai valori limite. La verifica risulta soddisfatta in quanto i valori delle pressioni agenti sono minori rispetto ai valori limite.

Figura 8 - Distribuzione delle tensioni orizzontali lungo il fusto del pozzo



Per la verifica di stabilità del pozzo di fondazione in termini globali, si riporta di seguito, il confronto fra la risultante della pressione laterale agente e la risultante della pressione laterale limite fattorizzata sull'intera profondità del pozzo.

Figura 9 - Risultante delle pressioni laterali agenti e limite fattorizzata lungo il fusto del pozzo



La verifica risulta soddisfatta per la profondità pari a 30m, in quanto la risultante della pressione laterale agente risulta minore della risultante della pressione laterale limite fattorizzata.

9.3.2 Direzione y (asse trasversale viadotto)

DATI DI INPUT:

Caratteristiche geometriche del pozzo

L = lato maggiore \perp forza =	13.50	(m)
B = lato minore // forza =	18.50	(m)
hp = spessore del plinto di fondazione =	0.00	(m)
h = profondità del pozzo di fondazione =	15.50	(m)
A _b = Area di base =	249.75	(m ²)
I = Momento di inerzia (LB ³ /12) =	7123.08	(m ⁴)
Wp = Modulo di resistenza (LB ² /6) =	770.06	(m ³)
E _p = Modulo di elasticità del pozzo =	30000.00	(MPa)

coefficienti di reazione

m _h = modulo di reazione orizzontale =	1000	(kN/m ⁴)
k _h = coefficiente di reazione orizzontale alla base =	15500.00	(kN/m ³)
k _v = coefficiente di reazione verticale =	20000.00	(kN/m ³)
β = rapporto tra le cost. di reazione =	0.78	(-)

Verifica della condizione di fondazione infinitamente rigida

$$2,5 / h > ((m_h * D) / (E_{pozzo} * J))^{1/5} \quad (\text{Silin e Zavrijev})$$

$$2,5 / h = 0.16 \quad (-)$$

$$((m_h * B) / (E_p * I))^{1/5} = 0.04 \quad (-)$$

condizione di fondazione infinitamente rigida verificata

- SLU-scalzamento direz. Trasversale

Sollecitazioni massime agenti alla testa del pozzo:

$$N_t = N + P_{\text{plinto}} = 117263.00 \quad (\text{kN})$$

$$H_t = (H_x^2 + H_y^2)^{0,5} = 3941.00 \quad (\text{kN})$$

$$M_t = (M_{xx}^2 + M_{yy}^2)^{0,5} = 64302.00 \quad (\text{kNm})$$

9.3.2.1 Verifica di stabilità del pozzo

Profondità del centro di rotazione del pozzo

$$z_0 = (\beta L h^2 (4q - h) + 6WB) / (2\beta L h (3q - h))$$

$$z_0 = 14.13 \quad (\text{m})$$

Rotazione del pozzo

$$R = (\beta L h^3 + 18BW) / (2\beta (3q - h))$$

$$R = 2383.73 \quad (-)$$

$$\text{tg } \omega = 6H / Rk_h h$$

$$\omega = \text{arctg}(6H / Rm_h h)$$

$$\omega = 0.00064 \quad (\text{rad})$$

$$\omega = 0.0367 \quad (^\circ)$$

Profondità alla quale si verifica la massima pressione orizzontale

$$z = z_0 / 2$$

$$z = 7.07 \quad (\text{m})$$

$$\sigma_h(z)_{\text{max}} = 31.95 \quad (\text{kN/m}^2)$$

Raggio di Nocciolo della sezione del pozzo

$$r = B/6$$

$$r = 3.08 \quad (\text{m})$$

Sollecitazioni lungo il fusto del pozzo

Pressioni laterali

$$\sigma_h(z)_{\text{lim}} = kp \cdot \sigma'_v(z) + 2 \cdot c'(kp)^{0.5} \quad (\text{tensioni efficaci})$$

$$\sigma_h(z)_{\text{lim}} = \sigma_v(z) + 2 \cdot cu \quad (\text{tensioni totali})$$

Caratteristiche di sollecitazione

$$N = Nt + A_b \cdot \gamma_{cls}$$

$$M = H \left((h_1 + z(1 - (Lz^2/(2Rh))) \cdot (2z_0 - z)) \right)$$

$$T = H \left(1 - (Lz^2/(Rh)) \right) \cdot (3z_0 - 2z)$$

$$\sigma_h(z) = ((6H)/(Rh))z(z_0 - z)$$

$$\delta_h = (z_0 - z) \cdot \text{tg } \omega$$

z	N	M	T	e	$\sigma_h(z)$	P(z)h	$\sigma_v(z)$	kp	$\sigma_h(z)_{lim}$	$\sigma_h(z)_{res}$	P(z) _{res}	δ_h
(m)	(kN)	(kNm)	(kN)	(m)	(kN/m ²)	(kN)	(kN/m ²)	-	(kN/m ²)	(kN/m ²)	(kN)	(cm)
0	117263.00	64302.00	3941.00	0.55	0.00	0.00	0.00	3.69	0.00	0.00	0.00	0.90
0.52	120488.94	66335.43	3925.10	0.55	4.50	1.16	4.65	3.69	17.16	7.76	2.01	0.87
1.03	123714.88	68352.74	3879.00	0.55	8.66	4.56	9.30	3.69	34.32	15.53	8.02	0.84
1.55	126940.81	70338.93	3805.07	0.55	12.48	10.02	13.95	3.69	51.48	23.29	18.05	0.81
2.07	130166.75	72280.26	3705.70	0.56	15.96	17.37	18.60	3.69	68.64	31.06	32.09	0.77
2.58	133392.69	74164.19	3583.28	0.56	19.09	26.42	23.25	3.69	85.80	38.82	50.15	0.74
3.10	136618.63	75979.42	3440.18	0.56	21.88	37.01	27.90	3.69	102.96	46.59	72.21	0.71
3.62	139844.56	77715.89	3278.79	0.56	24.34	48.95	32.55	3.69	120.12	54.35	98.28	0.67
4.13	143070.50	79364.76	3101.49	0.55	26.45	62.07	37.20	3.69	137.27	62.12	128.37	0.64
4.65	146296.44	80918.43	2910.67	0.55	28.21	76.19	41.85	3.69	154.43	69.88	162.47	0.61
5.17	149522.38	82370.53	2708.70	0.55	29.64	91.13	46.50	3.69	171.59	77.64	200.58	0.57
5.68	152748.31	83715.91	2497.98	0.55	30.72	106.73	51.15	3.69	188.75	85.41	242.70	0.54
6.20	155974.25	84950.68	2280.89	0.54	31.47	122.79	55.80	3.69	205.91	93.17	288.84	0.51
6.72	159200.19	86072.14	2059.80	0.54	31.87	139.16	60.45	3.69	223.07	100.94	338.98	0.47
7.23	162426.13	87078.86	1837.11	0.54	31.93	155.64	65.10	3.69	240.23	108.70	393.14	0.44
7.75	165652.06	87970.62	1615.19	0.53	31.65	172.06	69.75	3.69	257.39	116.47	451.31	0.41
8.27	168878.00	88748.43	1396.43	0.53	31.02	188.25	74.40	3.69	274.55	124.23	513.48	0.38
8.78	172103.94	89414.55	1183.21	0.52	30.06	204.03	79.05	3.69	291.71	131.99	579.68	0.34
9.30	175329.88	89972.45	977.91	0.51	28.75	219.22	83.70	3.69	308.87	139.76	649.88	0.31
9.82	178555.81	90426.83	782.93	0.51	27.10	233.65	88.35	3.69	326.03	147.52	724.09	0.28
10.33	181781.75	90783.65	600.63	0.50	25.11	247.14	93.00	3.69	343.19	155.29	802.32	0.24
10.85	185007.69	91050.08	433.41	0.49	22.78	259.51	97.65	3.69	360.35	163.05	884.56	0.21
11.37	188233.63	91234.52	283.65	0.48	20.11	270.59	102.30	3.69	377.50	170.82	970.81	0.18
11.88	191459.56	91346.60	153.72	0.48	17.09	280.20	106.95	3.69	394.66	178.58	1061.07	0.14
12.40	194685.50	91397.19	46.02	0.47	13.73	288.16	111.60	4.20	468.72	212.09	1161.99	0.11
12.92	197911.44	91398.39	-37.07	0.46	10.03	294.30	116.25	4.20	488.25	220.93	1273.85	0.08
13.43	201137.38	91363.54	-93.17	0.45	5.99	298.44	120.90	4.20	507.78	229.76	1390.28	0.04
13.95	204363.31	91307.18	-119.89	0.45	1.61	300.41	125.55	4.20	527.31	238.60	1511.28	0.01
14.47	207589.25	91245.11	-114.86	0.44	-3.11	300.80	130.20	4.20	546.84	247.44	1636.84	-0.02
14.98	210815.19	91194.37	-75.69	0.43	-8.18	303.71	134.85	4.20	566.37	256.28	1766.97	-0.05
15.50	214041.13	91173.19	0.00	0.43	-13.58	309.34	139.50	4.20	585.90	265.11	1901.66	-0.09

Valori Massimi delle caratteristiche di sollecitazione

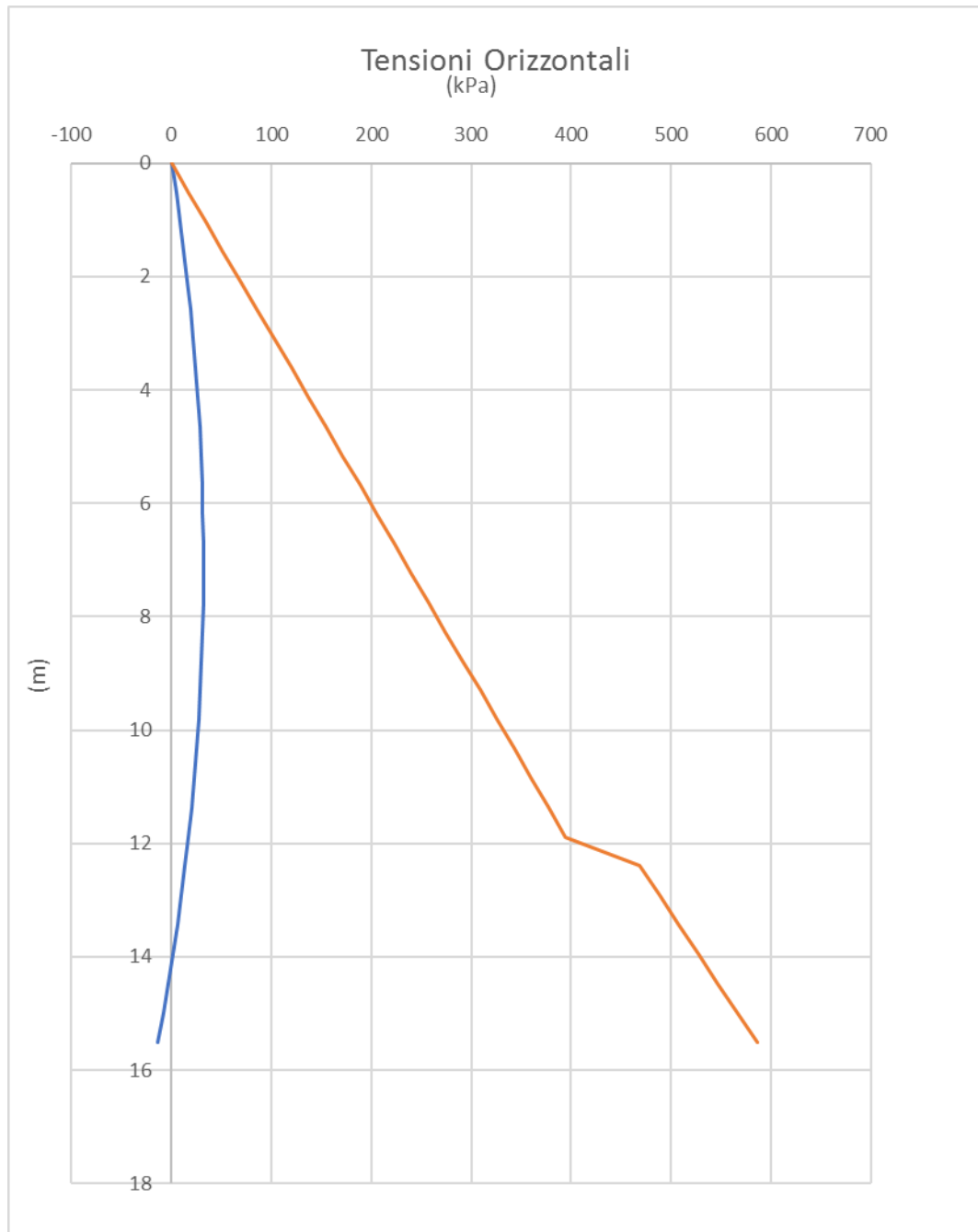
$$N_{max} = 214041.13 \quad (\text{kN}) \quad zN_{max} = 15.50 \quad (\text{m})$$

$$M_{max} = 91398.39 \quad (\text{kNm}) \quad zM_{max} = 25.83 \quad (\text{m})$$

$$T_{max} = 3941.00 \quad (\text{kN}) \quad zT_{max} = 0.00 \quad (\text{m})$$

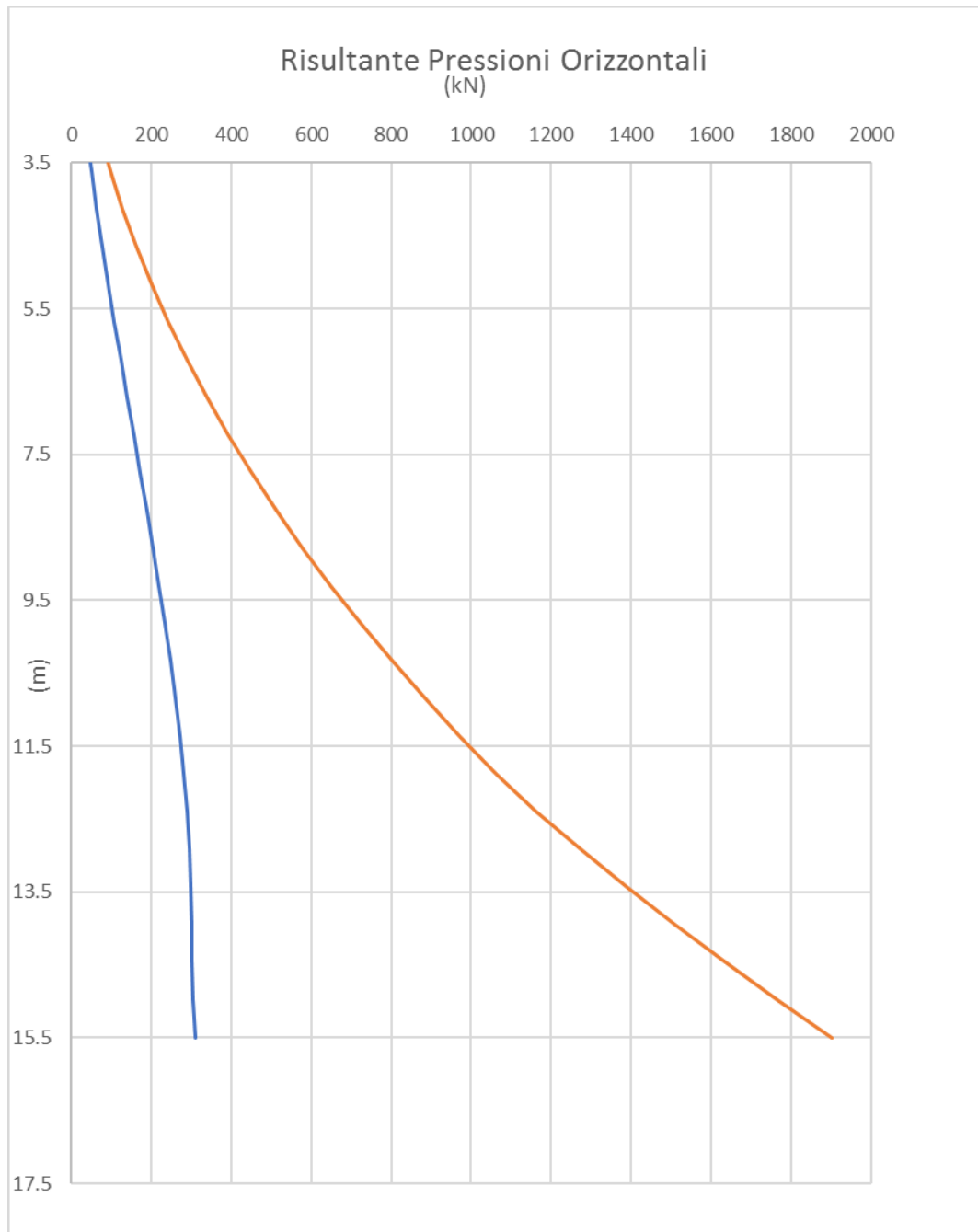
La figura seguente riporta la distribuzione delle pressioni di contatto agenti sulle superfici laterali del pozzo di fondazione, rispetto ai valori limite. La verifica risulta soddisfatta in quanto i valori delle pressioni agenti sono minori rispetto ai valori limite.

Figura 10 - Distribuzione delle tensioni orizzontali lungo il fusto del pozzo



Per la verifica di stabilità del pozzo di fondazione in termini globali, si riporta di seguito, il confronto fra la risultante della pressione laterale agente e la risultante della pressione laterale limite fattorizzata sull'intera profondità del pozzo.

Figura 11 - Risultante delle pressioni laterali agenti e limite fattorizzata lungo il fusto del pozzo



La verifica risulta soddisfatta per la profondità pari a 30m, in quanto la risultante della pressione laterale agente risulta minore della risultante della pressione laterale limite fattorizzata.

9.4 Verifica a portanza verticale del pozzo

La verifica di portanza verticale è stata eseguita con riferimento alla combinazione SLU in presenza di scalzamento a cui corrisponde il massimo valore dell'azione assiale globale. Il meccanismo di collasso considerato per il pozzo di fondazione è un meccanismo a blocco secondo quanto proposto da Terzaghi e Peck (1948). Il perimetro laterale e l'area di base considerate nella verifica di portanza risultano rispettivamente pari a $p=95.2m$ e $A_{base}=210.6m^2$.

La resistenza laterale limite e la portanza di base sono state determinate secondo quanto descritto al §7.2.1.

L'azione assiale di progetto (E_d) è stata determinata sommando all'azione normale globale ad estradosso plinto di fondazione ($N=56826$ kN), il peso proprio del plinto di fondazione ($P_{plinto}=21853$ kN) e della porzione di pali scalzata ($P_{pali,sc}=60087$ kN) amplificati del coefficiente parziale sulle azioni $\gamma_G = 1.35$. Per cui risulta $E_d = 117263$ kN.

Nella tabella seguente si riporta il calcolo della resistenza di progetto R_d , precisando che i contributi di progetto della resistenza laterale limite ($R_{s,d}$) e della resistenza alla base limite ($R_{b,d}$) sono stati ottenuti applicando i coefficienti $\xi_3 = 1.70$, $\gamma_s = 1.15$ e $\gamma_b = 1.35$.

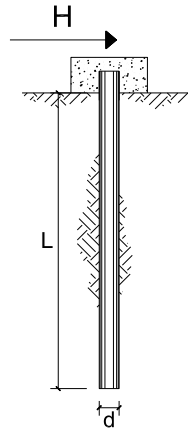
Z	Zm	γ_{sat}	γ_{dry}	σ'_{v}	σ_v	ϕ	μ	k	τ_{NC}	N_q	τ	q_p	S	$\Sigma S=S_{lim}$	$Q_p=P_{lim}$	P_{lim}^*	Rcd	Rcd	Rcd trazione	
m	m	kPa	kPa	kPa	kPa				$\mu \times k$		τ_{NC} / τ_C	kPa	kN	kN	kN	kN	kN	kN		
0,0	0																			
1,0	0,5	25	15	7,5	12,5	35	0,700	0,43	2,24	18,2	2,24	136,6	0,0	0,0	28765,0	34518,0	15040,5	15040,5	0,0	
2,0	1,5	25	15	22,5	37,5	35	0,700	0,43	6,72	18,2	6,72	409,8	0,0	0,0	86295,1	69036,1	30081,1	30081,1	0,0	
3,0	2,5	25	15	37,5	62,5	35	0,700	0,43	11,20	18,2	11,20	682,9	0,0	0,0	143825,1	99564,2	43383,1	43383,1	0,0	
4,0	3,5	25	15	52,5	87,5	35	0,700	0,43	15,68	18,2	15,68	956,1	0,0	0,0	201355,2	126102,6	54946,7	54946,7	0,0	
5,0	4,5	19	9	64,5	109,5	35	0,700	0,43	19,26	18,2	19,26	1174,6	0,0	0,0	247379,2	152641,0	66510,2	66510,2	0,0	
6,0	5,5	19	9	73,5	128,5	30	0,577	0,50	21,22	9,9	21,22	724,8	0,0	0,0	152641,0	167593,5	73025,5	73025,5	0,0	
7,0	6,5	19	9	82,5	147,5	30	0,577	0,50	23,82	9,9	23,82	813,5	0,0	0,0	171331,7	182546,1	79540,8	79540,8	0,0	
8,0	7,5	19	9	91,5	166,5	30	0,577	0,50	26,41	9,9	26,41	902,3	0,0	0,0	190022,4	197498,7	86056,1	86056,1	0,0	
9,0	8,5	19	9	100,5	185,5	30	0,577	0,50	29,01	9,9	29,01	991,0	0,0	0,0	208713,2	212451,3	92571,4	92571,4	0,0	
10,0	9,5	19	9	109,5	204,5	30	0,577	0,50	31,61	9,9	31,61	1079,8	0,0	0,0	227403,9	227403,9	99086,7	99086,7	0,0	
11,0	10,5	19	9	118,5	223,5	30	0,577	0,50	34,21	9,9	34,21	1168,5	0,0	0,0	246094,6	218296,5	95118,3	95118,3	0,0	
12,0	11,5	19	9	127,5	242,5	30	0,577	0,50	36,81	9,9	36,81	1257,3	0,0	0,0	264785,3	209189,2	91150,0	91150,0	0,0	
13,0	12,5	19	9	136,5	261,5	30	0,577	0,50	39,40	9,9	39,40	1346,0	0,0	0,0	283476,1	200081,8	87181,6	87181,6	0,0	
14,0	13,5	19	9	145,5	280,5	30	0,577	0,50	42,00	9,9	42,00	1434,8	0,0	0,0	302166,8	190974,5	83213,3	83213,3	0,0	
15,0	14,5	19	9	154,5	299,5	30	0,577	0,50	44,60	9,9	44,60	1523,5	0,0	0,0	320857,5	181867,1	79244,9	79244,9	0,0	
16,0	15,5	19	9	163,5	318,5	26	0,488	0,56	44,79	5,3	44,79	863,6	0,0	0,0	181867,1	181867,1	79244,9	79244,9	0,0	
17,0	16,5	19	9	172,5	337,5	26	0,488	0,56	47,25	5,3	47,25	911,1	0,0	0,0	191878,2	188541,2	82153,0	82153,0	0,0	
18,0	17,5	19	9	181,5	356,5	26	0,488	0,56	49,72	5,3	49,72	958,6	0,0	0,0	201889,2	201889,2	87969,2	87969,2	0,0	
19,0	18,5	19	9	190,5	375,5	35	0,700	0,43	56,88	18,2	56,88	3469,3	5415,0	5415,0	730631,6	318778,0	140407,3	140407,3	3811,8	
20,0	19,5	19	9	199,5	394,5	35	0,700	0,43	59,57	18,2	59,57	3633,2	5670,8	11085,9	765149,6	435666,7	192976,3	192976,3	7744,1	
21,0	20,5	19	9	208,5	413,5	35	0,700	0,43	62,25	18,2	62,25	3797,1	5926,7	17012,5	799667,6	552555,5	245676,2	245676,2	11796,7	
22,0	21,5	19	9	217,5	432,5	35	0,700	0,43	64,94	18,2	64,94	3961,0	6182,5	23195,0	834185,7	669444,2	298506,9	298506,9	15969,7	
23,0	22,5	19	9	226,5	451,5	35	0,700	0,43	67,63	18,2	67,63	4124,9	6438,3	29633,4	868703,7	786333,0	351468,5	351468,5	20263,1	
24,0	23,5	19	9	235,5	470,5	35	0,700	0,43	70,32	18,2	70,32	4288,8	6694,2	36327,5	903221,7	903221,7	404560,9	404560,9	24676,9	

Z	Zm	γ_{sat}	γ_{dry}	σ'_v	σ_v	ϕ	μ	k	τ_{NC}	N_q	τ	q_p	S	$\Sigma S=S_{lim}$	$Q_p=P_{lim}$	P_{lim}^*	Rcd	Rcd	Rcd trazione
m	m	kPa	kPa	kPa	kPa				$\mu \times k$		τ_{NC} / τ_C	kPa	kN	kN	kN	kN	kN	kN	
0,0	0																		
25,0	24,5	19	9	244,5	489,5	35	0,700	0,43	73,00	18,2	73,00	4452,7	6950,0	43277,5	937739,8	937739,8	421892,8	421892,8	29211,1
26,0	25,5	19	9	253,5	508,5	35	0,700	0,43	75,69	18,2	75,69	4616,6	7205,8	50483,3	972257,8	972257,8	439355,6	439355,6	33865,7
27,0	26,5	19	9	262,5	527,5	35	0,700	0,43	78,38	18,2	78,38	4780,5	7461,6	57945,0	1006775,8	1006775,8	456949,2	456949,2	38640,6
28,0	27,5	19	9	271,5	546,5	35	0,700	0,43	81,07	18,2	81,07	4944,4	7717,5	65662,4	1041294	1041294	474673,7	474673,7	43536,0
29,0	28,5	19	9	280,5	565,5	35	0,700	0,43	83,75	18,2	83,75	5108,3	7973,3	73635,7	1075812	1075812	492529,1	492529,1	48551,7
30,0	29,5	19	9	289,5	584,5	35	0,700	0,43	86,44	18,2	86,44	5272,2	8229,1	81864,8	1110330	1110330	510515,3	510515,3	53687,8
31,0	30,5	19	9	298,5	603,5	38	0,781	0,38	89,63	25,5	89,63	7604,7	8533,1	90397,9	1601546,5	1232439,2	566823,1	566823,1	58967,0
32,0	31,5	19	9	307,5	622,5	38	0,781	0,38	92,34	25,5	92,34	7834,0	8790,3	99188,2	1649834,3	1354548,5	623262,5	623262,5	64367,2
33,0	32,5	19	9	316,5	641,5	38	0,781	0,38	95,04	25,5	95,04	8063,3	9047,6	108235,9	1698122,1	1476657,8	679833,5	679833,5	69888,5
34,0	33,5	19	9	325,5	660,5	38	0,781	0,38	97,74	25,5	97,74	8292,5	9304,9	117540,8	1746410,0	1598767,1	736536,1	736536,1	75530,9

Essendo $E_d \leq R_d$ la verifica risulta soddisfatta.

9.5 Verifica a portanza trasversale dei pali

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



OPERA:

TEORIA DI BASE:

(Broms, 1964)

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

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

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

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

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

DATI DI INPUT:

Lunghezza del palo	L =	30.00	(m)
Diametro del palo	d =	1.50	(m)
Momento di plasticizzazione della sezione	M_y =	5439.44	(kN m)
Angolo di attrito del terreno	φ'_{med} =	35.00	(°)
Angolo di attrito di calcolo del terreno	$\varphi'_{med,d}$ =	35.00	(°)
Coeff. di spinta passiva ($k_p = (1 + \sin \varphi) / (1 - \sin \varphi)$)	$k_{p,med}$ =	3.69	(-)
Peso di unità di volume (con falda $\gamma = \gamma'$)	γ =	9.00	(kN/m ³)
Carico Assiale Permanente (G):	G =	420	(kN)
Carico Assiale variabile (Q):	Q =		(kN)

Palo corto:

$H1_{med} = 67253.39$ (kN) $H1_{min} = 67253.39$ (kN)

Palo intermedio:

$H2_{med} = 22599.11$ (kN) $H2_{min} = 22599.11$ (kN)

Palo lungo:

$H3_{med} = 2710.69$ (kN) $H3_{min} = 2710.69$ (kN)

$H_{med} = 2710.69$ (kN) palo lungo $H_{min} = 2710.69$ (kN) palo lungo

$H_k = \text{Min}(H_{med}/\xi_3 ; R_{min}/\xi_4) = 1594.52$ (kN)

$H_d = H_k / \gamma_T = 1226.56$ (kN)

$F_d = G \cdot \gamma_G + Q \cdot \gamma_Q = 420.00$ (kN)

$FS = H_d / F_d = 2.92$

Calcolo del momento di plasticizzazione di una sezione circolare

Diametro = 1500 (mm)

Raggio = 750 (mm)

Sforzo Normale = 0 (kN)

Caratteristiche dei Materiali

calcestruzzo

C25/30

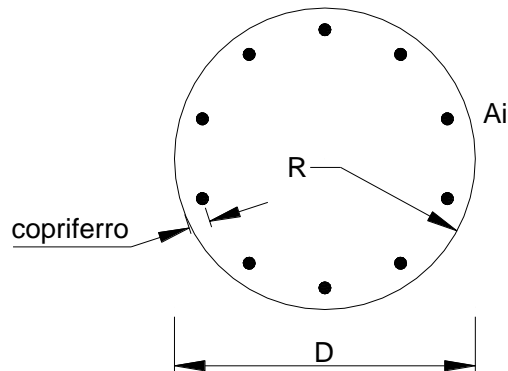
Rck = 30 (Mpa)

fck = 25 (Mpa)

γ_C = 1.0

α_{cc} = 0.85

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



Acciaio

tipo di acciaio

B450C

f_{yk} = 450 (Mpa)

γ_S = 1

f_{yd} = f_{yk} / γ_S = 450.0 (Mpa)

E_s = 206000 (Mpa)

ϵ_{ys} = 0.218%

ϵ_{uk} = 10.000%

Armature

numero	diametro (mm)	area (mm ²)	copriferro (mm)
26	φ 32	20910	88
0	φ 32	0	80
0	φ 0	0	30

Calcolo

Momento di Plasticizzazione

M_y = 5439.4 (kN m)

Inserisci

9.6 Verifica a sollevamento del tappo di fondo

Spessore tampone Jet grouting	h_j	=	7 m
Peso Specifico Jet grouting	γ_j	=	19 kN/m ³
Area di Base	A	=	300 m ²
<i>Peso jet grouting: $h_j \gamma_j a b$</i>	G_j	=	39900 kN
Sovraccarico	G_2	=	0 kN
Resistenza laterale: $0.5 \gamma k_a H^2 \tan \delta p$	$R_{laterale}$	=	9126 kN
Contributo stabilizzante			49026 kN
Coefficiente	γ_{G1}	=	0.9
Contributo stabilizzante fattorizzato			44123 kN
Battente idraulico	z	=	7 m
<i>Sottospinta idraulica</i>	U_w	=	21000 kN
Coefficiente	γ_{G1}	=	1.1
Sottospinta idraulica fattorizzato	U_w	=	23100 kN/m²
Fattore di sicurezza	F.S.	=	1.91

10 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.

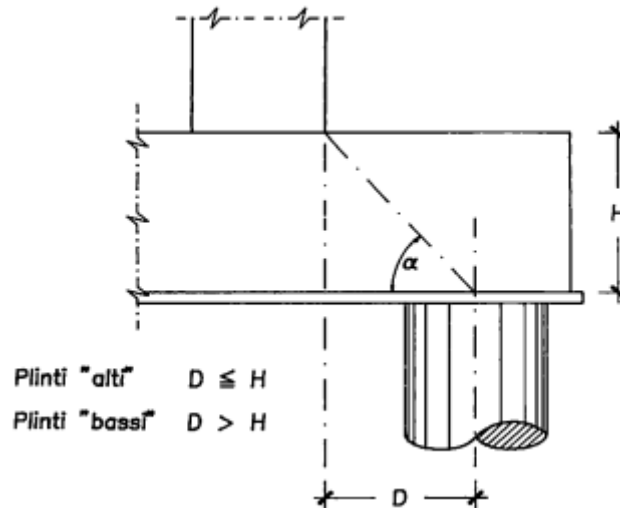


Figura 12 Schema per la definizione del tipo di fondazione

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 della pila

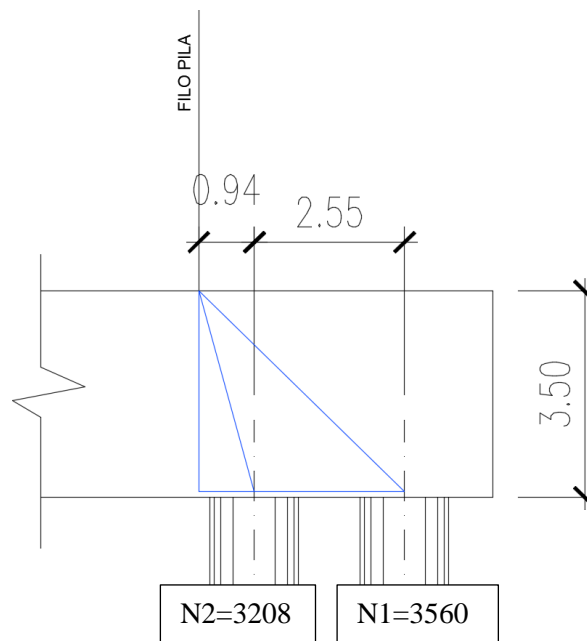


Figura 13 sezione plinto pozzo

Si inseriscono $\varnothing 26/10$ all’intradosso e $\varnothing 20/10$ all’estradosso del plinto.

La verifica viene effettuata considerando il momento esercitato dall’azione N dei due pali anteriori più sollecitati rispetto al fusto della pila:

$N1=3560$ kN $N2=3208$

Tale forza ha una eccentricità rispetto al filo anteriore della pila pari a:

$$e_1=3.49\text{m} \quad e_2=0.94$$

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.

$$b_{\text{collab}}= 3.50$$

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:

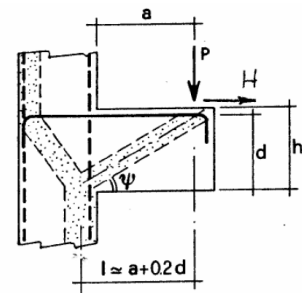
$$M_{\text{ed}}= N \cdot e / b_{\text{collab}} - \gamma_{\text{cls}} \cdot H_p \cdot S_p / 2$$

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

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

$$V_{\text{ed}}=3740 \text{ kN/m}$$

$$M_{\text{ed}}=8429 \text{ kNm/m}$$



Si riporta la verifica a punzonamento della platea:

DATI PALO

D	=	1500	mm		
H_p (piastra)	=	3500	mm		
c_x (copriferro asse)	=	79	mm		
c_y (copriferro asse)	=	105	mm		
d_x	=	$H_p - c_x$	=	3421	mm
d_y	=	$H_p - c_y$	=	3395	mm
d_{eff} (altezza utile media)	=	$(d_x + d_y) / 2$	=	3408	mm
r	=		=	7566	mm
d_{1x} (dist. asse colonna-bordo)	=	1500	mm		
d_{1y} (dist. asse colonna-bordo)	=	1500	mm		
u_1 (perimetro di verifica)	=	$((2\pi((D/2)+2d_{\text{eff}}))/4)+d_{1x}+d_{1y}$	=	14885	mm

TIPOLOGIA COLONNA

UBICAZIONE		A
β	=	1.5

MATERIALI

f_{ywd}	=	391.30	MPa	acciaio	
R_{ck}	=	30.00	MPa	cls	
γ_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}/γ_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_{slix}	=	5309	mm ² /m	area barre X a ml
leff _y	=	20.00	m	larghezza efficace dir Y
A_{slix}	=	106186	mm ²	acciaio X nella largh. efficace
\varnothing_{ly}	=	26	mm	diametro barre Y
Numero arm y	=	10	1/m	numero barre Y a ml
A_{sly}	=	5309	mm ² /m	area barre Ya ml
leff _x	=	14.90	m	larghezza efficace dir X
A_{sly}	=	79108	mm ²	acciaioY nella largh. efficace

SOLLECITAZIONE DI CALCOLO

SFORZO NORMALE PALO	$V_{Ed} =$	5710	kN
MOMENTO FLETTENTE RISULTANTE	$M_{yEd} =$	0	kNm
SFORZO NORMALE PIASTRA	$N_{ed} =$	0	kN

TENSIONE TANGENZIALE DI CALCOLO

tensione tangenziale	$v_{Ed} = \beta \cdot V_{ed} / (u_1 \cdot d)$	0.20	MPa
-----------------------------	---	------	-----

ELEMENTI SENZA ARMATURA A TAGLIO

Cr _{dc}	=	0.12	$0.18/\gamma_c$
k	=	1.24	$1 + (200/d)^{1/2} \leq 2$
v _{min}	=	0.242	$0.035 \cdot k^{3/2} \cdot f_{ctk}^{1/2}$
ρ_{lx}	=	0.0016	percentuale armatura tesa X
ρ_{ly}	=	0.0016	percentuale armatura tesa Y
ρ_l	=	0.0016	percentuale media geometrica
σ_{cp}	=	0.0000	MPa tensione di compressione cls

TENSIONE TANGENZIALE LIMITE SENZA ARMATURA

$V_{Rd,c}$	=	0.23	MPa	$V_{min+0.15 \cdot \sigma_{cp} =}$	0.24	MPa
$V_{Rd,c}$	=	0.24	MPa	resistenza a taglio cls non armato		
Esito verifica	=	OK. Verifica a punzonamento soddisfatta				
Fattore di sicurezza FS =	$V_{Rd,c}/V_E$	d		1.43		