



## COMUNE DI PISA

Provincia di Pisa



### ADEGUAMENTO DELL'IMPIANTO DI DEPURAZIONE DI PISA NORD - S. JACOPO II STRALCIO

#### RELAZIONE GEOTECNICA E SULLE FONDAZIONI

Data :

Dicembre 2014

<i>Committente:</i> Dott. Ing. Roberto CECCHINI	<i>Progettisti:</i> Dott. Ing. Giovanni SIMONELLI Dott. Ing. Simone FRANCHINI		<i>CSP:</i> Dott. Ing. Simone FRANCHINI	
<i>Responsabile di Commessa:</i> Dott. Ing. Claudio LASTRAIOLI	<i>Collaboratori tecnici :</i>			
	<i>Opere idrauliche e di processo, impiantistica</i>  Dott. Ing. Robi NOVELLI Dott. Ing. Fabrizio MANCUSO Dott. Ing. Simone LIPPI	<i>Opere strutturali</i>  A.I.C.E.Consulting Srl Dott. Ing. Domenico DARDANO	<i>Opere geotecniche</i>  Dott. Geol. Carlo FERRI	<i>Opere elettriche ed automazione</i>  CUBO Progetti Dott. Ing. Carmine MIULLI

Indice rev.	Data	Oggetto	Controllato	Approvato

0	Dicembre 2014	Prima emissione	FR	FR	BP
Revisione	Data	Descrizione	Redatto	Verificato	Validato

## INDICE

0	SOMMARIO .....	5
1	NORMATIVA DI RIFERIMENTO .....	6
2	DESCRIZIONE DELLE OPERE DI FONDAZIONE .....	7
2.1.1	Fasi di realizzazione della vasca.....	8
2.2	Descrizione del locale tecnico .....	9
3	CARATTERIZZAZIONE GEOLOGICA DEL TERRENO .....	9
3.1	Indagini geognostiche.....	9
3.2	Modello geologico.....	10
3.2.1	Falda superficiale.....	10
3.3	Categoria sismica del sottosuolo e condizioni topografiche .....	10
4	CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA DEL TERRENO .....	11
4.1	Sintesi dei risultati delle prove di laboratorio.....	11
4.2	Sintesi dei risultati della prova penetrometrica statica CPTU .....	13
4.3	Sintesi dei risultati della prova penetrometrica dinamica SPT .....	15
4.4	Caratterizzazione geotecnica del terreno .....	16
5	VALUTAZIONE DELLA SICUREZZA .....	18
5.1	Criteri di verifica agli stati limite ultimi .....	18
5.1.1	Verifica dei diaframmi (paratie).....	20
5.1.2	Verifica delle fondazioni superficiali .....	20
5.1.3	Verifica delle diaframmi (fondazioni profonde) in esercizio .....	21
5.2	Criteri di verifica agli stati limite di esercizio .....	21
6	FASE 1 - SCAVO.....	22
6.1	Analisi dei carichi.....	22
6.1.1	Carichi permanenti.....	22
6.1.2	Sovraccarico sul terrapieno .....	22
6.1.3	Azioni sismiche .....	22
6.2	Criteri di modellazione .....	23
6.2.1	Analisi di interazione.....	23
6.2.2	Analisi di stabilità globale.....	24
6.3	Fasi analizzate .....	26
6.4	Codici di calcolo.....	26
6.5	Verifiche di sicurezza strutturali (STR).....	26
6.5.1	Diaframmi .....	26
6.6	Verifiche di sicurezza geotecniche (GEO) agli stati limite di ultimi (SLU).....	30
6.6.1	Collasso per carico limite verticale (GEO).....	30
6.6.2	Instabilità del fondo scavo in terreni a grana fine in condizioni non drenate (GEO).30	
6.6.3	Instabilità del fondo scavo per sollevamento (UPL) .....	30
6.6.4	Sifonamento del fondo scavo (HYD).....	32
6.6.5	Instabilità globale dell'insieme terreno-opera (GEO) .....	32
7	FASE 2 – ESERCIZIO DELLA VASCA.....	34
7.1	Modellazione .....	34
7.2	Calcolo della curva carico-spostamento della platea .....	35
7.2.1	Calcolo del carico limite ultimo di (GEO) (§ 6.4.2.1 NTC) della fondazione superficiale .....	35
7.2.1	Calcolo dei cedimenti.....	36
7.2.2	Curva carico cedimento .....	38
7.3	Calcolo della curva carico-spostamento dei diaframmi.....	38
7.3.1	Calcolo del carico limite ultimo di collasso per azioni assiali (§ 6.4.3.1 NTC).....	38
7.3.2	Calcolo dei cedimenti.....	39
7.3.3	Curva carico cedimento .....	41
7.4	Calcolo della curva carico-spostamento del sistema terreno-vasca-diaframmi .....	41
7.5	Verifiche di sicurezza strutturali (STR).....	43

7.5.1	Vasca.....	43
7.5.2	Diaframmi .....	43
7.6	Verifiche di sicurezza geotecniche (GEO) .....	43
7.6.1	Riepilogo delle sollecitazioni.....	43
7.6.2	Verifica allo stato limite ultimo di collasso per carico limite (GEO) (§ 6.4.2.1 NTC) della platea.....	45
7.6.3	Verifica allo stato limite ultimo di collasso per carico limite dei diaframmi (GEO) ..	45
7.6.4	Collasso per scorrimento del piano di posa (GEO)della fondazione superficiale .....	46
7.6.5	Perdita di equilibrio dovuta alla sottospinta dell'acqua (UPL).....	47
7.6.6	Verifica dei cedimenti fondali [NTC § 6.2.3.3] .....	47
7.6.7	Spostamenti permanenti indotti dal sisma nel terreno .....	47
8	LOCALE TECNICO .....	48
8.1	Verifiche di sicurezza geotecniche (GEO) .....	48
8.1.1	Riepilogo delle sollecitazioni.....	48
8.1.2	Verifica allo stato limite ultimo di collasso per carico limite (GEO) (§ 6.4.2.1 NTC) della platea.....	49
8.1.3	Verifica per le azioni orizzontali .....	51
8.1.4	Verifiche nei confronti degli stati limite di esercizio (SLE) per cedimenti fondali [NTC § 6.2.3.3] .....	51
	APPENDICE A .....	55
	Calcolo delle curve carico-spostamento .....	55
	APPENDICE B .....	57
	Calcolo del carico limite e dei cedimenti del locale tecnico .....	57

## 0 SOMMARIO

La presente Relazione Tecnica di Calcolo delle strutture si riferisce al progetto della vasca di stabilizzazione dei fanghi (corpo "I") e al locale tecnico adiacente e al pozzetto ripartitore, da realizzarsi nell'ambito dell'intervento di ampliamento dell'impianto di depurazione di "Pisa Nord" sito in località San Jacopo nel Comune di Pisa.

Essa è redatta ai sensi del punto 10.1 del **D.M. LL.PP. 14 gennaio 2008, Norme tecniche per le costruzioni**. La relazione definisce, alla luce delle indagini geologiche, il modello geotecnico del volume di terreno influenzato, direttamente o indirettamente, dalla costruzione del manufatto e che a sua volta influenzerà il comportamento del manufatto stesso. Illustra inoltre i procedimenti impiegati per le verifiche geotecniche, per tutti gli stati limite previsti dalla normativa tecnica vigente, che si riferiscono al rapporto del manufatto con il terreno, e i relativi risultati.

## 1 NORMATIVA DI RIFERIMENTO

Si elencano di seguito i principali riferimenti normativi adottati per lo svolgimento dell'incarico ed, in particolare, per la redazione del presente documento.

- **D.M. LL.PP. 14 gennaio 2008, Norme tecniche per le costruzioni.**
- **Circolare Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti n. 617 del 2 febbraio 2009, Istruzioni per l'applicazione delle "Norme tecniche per le costruzioni" di cui al decreto ministeriale 14 gennaio 2008**
- **Del. GRT n° 421 del 26.05.2014 Aggiornamento della classificazione sismica della Regione Toscana**
- **Deliberazione di Giunta Regionale Toscana n. 431 del 19 giugno 2006 - Riclassificazione sismica del territorio regionale: Attuazione del D.M. 14.09.2005 e Ord. Pc.m. 3519 del 28.04.2006 pubblicata sulla G.U. dell'11.05.2006**
- **D.P.R. 380/01, Testo unico delle disposizioni legislative e regolamentari in materia edilizia**
- **Regolamento 58/r**, pubblicato sul BURT n. 57 parte I del 26 ottobre 2012, di attuazione dell' articolo 117, comma 2, lettera g) della legge regionale 3 gennaio 2005, n. 1 (Norme per il governo del territorio). *Verifiche nelle zone a bassa sismicità. Determinazione del campione da assoggettare a verifica.*

Inoltre, fatto salvo il rispetto delle norme cogenti sopraelencate, per alcuni aspetti non contemplati dalle norme italiane, quali ad esempio le azioni sui serbatoi dovute al liquido contenuto per effetto del sisma, si è fatto riferimento ai seguenti Eurocodici, pubblicati in Italia dall'UNI come norme tecniche volontarie.

- **UNI EN 1997-1, Eurocodice 7 – Progettazione geotecnica – Parte 1: Regole generali**
- **UNI ENV 1998-4, Eurocodice 8 – Indicazioni progettuali per la resistenza sismica delle strutture – Parte 4: Silos, serbatoi e tubazioni**

## 2 DESCRIZIONE DELLE OPERE DI FONDAZIONE

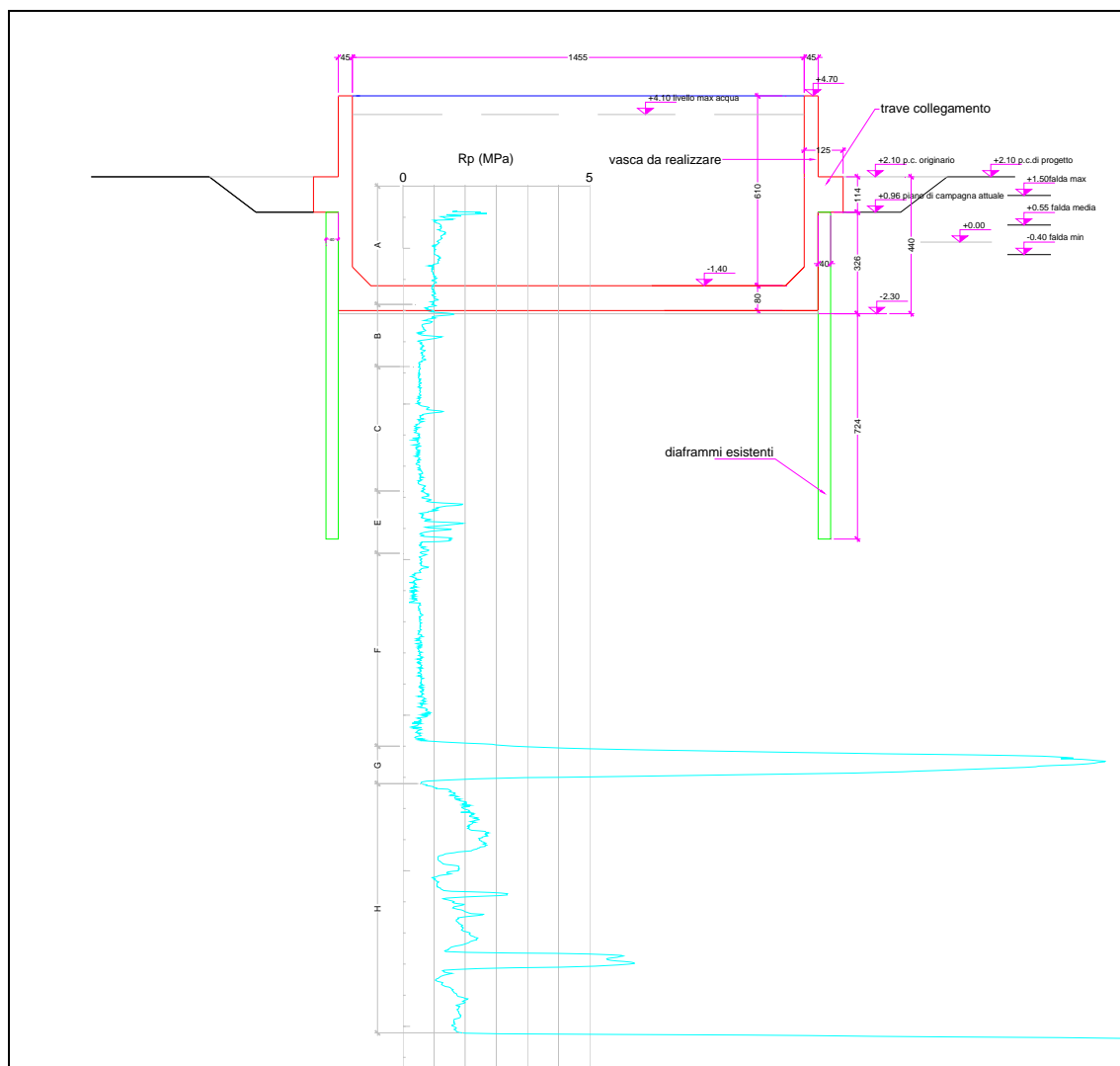
La vasca di stabilizzazione dei fanghi (corpo "I") ha una forma rettangolare con dimensioni in pianta 30.90 m x 15.45 m, l'altezza massima delle pareti è di 6.10 m, lo spessore delle pareti è di 45 cm, la quota di posa della fondazione è di -2.20 m s.l.m., spessore platea 80 cm.

Il progetto esecutivo della vasca è stato originariamente redatto dalla società SLED Costruzioni S.p.A. come variante migliorativa della aggiudicazione della gara di appalto per la realizzazione dell'ampliamento del depuratore di Pisa San Jacopo.

Nel progetto esecutivo della SLED Costruzioni per il sostegno delle pareti dello scavo era prevista la realizzazione di diaframmi in calcestruzzo armato di altezza complessiva paria 10.50m e spessore 40cm.

L'impresa SLED Costruzioni ha realizzato parte delle lavorazioni relative a questa vasca, in particolare ha completato uno scavo di sbancamento di circa 1.00m su tutta l'area e ha realizzato tutti i diaframmi in calcestruzzo a partire dalla quota di scavo prima citata. Per meglio capire la situazione attuale si rimanda alla figura sottostante e agli elaborati progettuali.

Lo scopo del presente lavoro è quello di riprogettare la vasca sfruttando i diaframmi esistenti realizzati dalla SLED.



**Fig. 1** – Sezione trasversale della vasca

Per il funzionamento della vasca è prevista la realizzazione di un pozzetto ripartitore in c.a.. Il pozzetto ha una forma rettangolare con dimensioni in pianta 4.70x3.90m, l'altezza massima delle pareti è di 3.70 m, lo spessore delle pareti è di 30 cm, la quota di posa della fondazione è di -0.10 m s.l.m., spessore platea 40 cm.

### 2.1.1 Fasi di realizzazione della vasca

La realizzazione dell'opera si svilupperà attraverso le seguenti fasi:

1. scavo sul perimetro esterno dei diaframmi di profondità pari a 1.8m a partire dal piano di campagna attuale posto a +0.96m s.l.m. (questo scavo consente di contenere l'altezza di terreno spingente da 3.25m a 1.45 mm riducendo le azioni agenti sui diaframmi);
2. scavo di profondità paria a 3.25m per la realizzazione della vasca (dalla quota dell'attuale piano di campagna +0.96m s.l.m alla quota -2.30m s.l.m.);
3. getto del magrone e della platea;



4. getto parziale dei muri fino alla quota dell'attuale piano di campagna +0.96m s.l.m. comprensivo della trave di correa che collega i diaframmi e i muri;
5. completamento del getto dei muri fino alla sommità +4.70m s.l.m.;
6. rinterro per riportare il piano di campana alla quota di progetto +2.10m s.l.m.;

## 2.2 Descrizione del locale tecnico

Il locale tecnico da realizzare in adiacenza alla vasca ha una dimensione in pianta di 8.86mx5.60m per una altezza di 3.5m fuori terra.

La struttura del locale è realizzata con telai in in c.a. ordinario gettati in opera, costituiti da pilastri 30x60cm, travi di sez. 30x50cm e 30x70cm. L'orizzontamento di copertura è realizzato mediante un solaio semiprefabbricato in c.a. costituito da lastre tralicciate prefabbricate, alleggerimento in polistirolo e getto di completamento in opera, per uno spessore complessivo di 26cm.

Le fondazioni sono realizzate con travi rovesce in c.a. su tutto il perimetro.

Il piano di calpestio a terra è realizzato mediante una soletta piena in c.a. dello spessore di 20cm.

I tamponamenti sono realizzati in blocchi di laterizio porizzato.

## 3 CARATTERIZZAZIONE GEOLOGICA DEL TERRENO

### 3.1 Indagini geognostiche

Il programma di indagini geognostiche prevede la realizzazione di una specifica campagna geognostica costituita da prove strumentali, i cui risultati hanno consentito di ricostruire il quadro stratigrafico del sottosuolo e di evidenziare le problematiche afferenti alla realizzazione degli interventi in progetto.

La natura dei terreni al di sotto del piano di sedime risulta essere variabile, ma essenzialmente di tipo coerente fino alla profondità di circa 18m ed i coerente oltre tale profondità. Il tipo di fondazione utilizzato (platea) interessa un volume di terreno significativo di ampie dimensioni che si presume di estenda fino ad una profondità di circa 22 m (1.5 volte la dimensione minima dell'edificio) sotto il piano di sedime (28m circa dal piano di campagna).

La tipologia, il numero delle prove in situ e in laboratorio effettuate necessarie per la definizione delle ipotesi alla base dei calcoli sul complesso terreno-opere di fondazione, risultano:

- n.1 sondaggi a carotaggio continuo;
- n. 3 prove penetrometriche dinamiche in foro (SPT);
- n.1 prove penetrometriche statiche (CPTU);
- prove di laboratorio su n.6 campioni prelevati in situ (taglio diretto, prove edometriche, triassiali, granulometria e dei limiti di Atterberg ecc.)
- n.1 prova Down-hole

I risultati delle prove sono riportati nella relazione geologica.

Nel 2004, in occasione della stesura del primo progetto di ampliamento del depuratore di San Jacopo (che comprendeva la vasca in oggetto) sono state condotte ulteriori indagini sull'area in esame i cui risultati sono raccolti nella relazione redatta dal Dott. Geol. Nicola Cempini.

### 3.2 Modello geologico

Le caratteristiche geologiche dell'area interessata sono desunte dalla relazione geologico-tecnica redatta dal dott. geol. Carlo Ferri sulla base delle indagini diagnostiche condotte nel 2014.

Le indagini hanno evidenziato, con riferimento al piano del piazzale esistente, la presenza della seguente successione litologica, meglio evidenziata nella relazione geologica allegata (le profondità sono riferite sia al piano di campagna attuale, posto a circa +1,70 m s.l.m. che al livello del mare):

Tab. 1 – Caratteristiche geologiche del terreno

livello	Prof. [m] della base dello strato	Quota s.l.m. [m]	Descrizione terreno	Tipologia
A	3.70	-2.00	Argille limose, miste a riporto	incoerente
B	5.70	-4.00	limo sabbioso argilloso poco consistente e sabbia limosa	incoerente
C	9.70	-8.00	limo argilloso e limo argilloso sabbioso poco consistente con torba	incoerente
E	11.70	-10.00	limo sabbioso poco consistente con frammenti di conchiglie	incoerente
F	17.90	-16.2	Limo argilloso poco consistente Argilla limosa poco consistente e sabbia limosa	incoerente
G	19.00	-17.3	Limi argillosi di buona consistenza	incoerente
H	31.70*	-30.00	Alternanza di litotipi a diversa granulometria	incoerente

\* profondità indagata

#### 3.2.1 Falda superficiale

Nelle indagini geotecniche condotte precedentemente si è appurato che il livelli dell'acqua si attestano tra un quota di +1.50m e -0.40m rispetto al livello del mare.

### 3.3 Categoria sismica del sottosuolo e condizioni topografiche

La prova down-hole ha restituito una categoria suolo **D**: *Depositi di terreni a grana grossa scarsamente addensati o di terreni a grana fina scarsamente consistenti, con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di  $V_{s,30}$  inferiori a 180 m/s.*

Le caratteristiche della superficie topografica risultano pianeggianti, quindi di categoria **T1**.

## 4 CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA DEL TERRENO

#### 4.1 Sintesi dei risultati delle prove di laboratorio

Nella tabella seguente viene riportata la sintesi delle prove di laboratorio eseguite sui campioni di terreno prelevati:

**Tab. 2 – Sintesi dei risultati delle prove di laboratorio (parametri fisici)**

[illegible]

Nota: il campione S1\*C3\* fa riferimento alla campagna di indagine del realizzata nel 2004.

Tab. 3 – Sintesi dei risultati delle prove di laboratorio (parametri meccanici)

			Prof. iniz. prelievo rispetto p.d.c. Prof. fine prelievo rispetto p.d.c.	EDO Prova Edometrica								TD		ELL		UU
livello	Sondaggio	Campione	z_sup [m]	z_inf [m]	Cr	Cc	Cs	σ'p [MPa]	OCR	Cv [cm2/s]	k [cm/s]	ϕ'	c' [kPa]	qu [kPa]	cu [kPa]	cu [kPa]
B	S1	C1	4.00	4.50	0.036	0.126	0.017	35.10	1	1.08E-03	5.26E-08	31.7	3.9			6.6
C	S1	C2	6.00	6.50	0.388	0.366	0.128	65.60	1	8.42E-04	4.36E-08	31.0	0.2			16.4
C	S1	C3	7.50	8.00	0.182	0.713	0.305	57.60	1	1.97E-04	1.96E-08	26.8	9.0			4.2
E	S1	C4	10.00	10.50	0.041	0.068	0.022	46.60	1	9.55E-03	1.45E-07	31.3	4.5			6.5
F	S1	C5	14.00	14.50	0.050	0.087	0.029	38.90	1	9.79E-04	2.35E-08	27.0	4.2			5.6
F	S1	C6	16.00	16.50	0.227	0.403	0.158	33.10	1	1.66E-04	7.30E-09	17.0	9.3			9.5
G	S1*	C3*	20.50	21.00					1			27.0	8.0	137	69	

Nota: il campione S1\*C3\* fa riferimento alla campagna di indagine del realizzata nel 2004.

## SIMBOLI

z <sub>sup</sub> [m]	prof. prelievo provino sup.
z <sub>inf</sub> [m]	prof. prelievo provino inf.
$\gamma_n$ [kN/m <sup>3</sup> ]	peso di volume naturale
W <sub>n</sub> [%]	umidità naturale
$\gamma_s$ [kN/m <sup>3</sup> ]	peso di volume della parte solida
$\gamma_d$ [kN/m <sup>3</sup> ]	peso di volume secco
$\gamma_{sat}$ [kN/m <sup>3</sup> ]	peso di volume saturo
$\gamma'$ [kN/m <sup>3</sup> ]	peso di volume immerso
e <sub>0</sub>	indice dei vuoti
n	indice di porosità
w <sub>R</sub> [%]	limite di ritiro
w <sub>L</sub> [%]	limite di liquidità
w <sub>P</sub> [%]	limite di plasticità
IP	indice di plasticità
IC	indice di consistenza
Ghiaia	% del passante 2mm<d<60mm
Sabbia	% del passante 0.06mm<d<2mm
Limo	% del passante d<0.06 mm
Argilla	% del passante d<0.002mm
Limo e argilla	% del passante d<0.075 mm
I <sub>A</sub>	indice di attività
classificazione di Casagrande	
classificazione CNR UNI 10006	
CD	Prova triassiale consolidata isotropicamente drenata (TxCID)
CU	Prova triassiale consolidata isotropicamente non drenata (TxCIU)
UU	Prova triassiale non consolidata non drenata (TxUU)
EDO	Prova edometrica
TD	Prova di taglio diretto di Casagrande
ELL	Prova ad espansione laterale libera
$\sigma'_{v0}$ [kPa]	pressione litostatica efficace
Sr	grado di saturazione
Cr	indice di ricompressione
Cc	indice di compressione
Cs	indice di scarico
$\sigma'_p$	tensione di preconsolidazione
OCR	grado di consolidazione

$C_v$	coef. consolid. primaria
$k$ [cm/s]	permeabilità
$\phi'$ [deg]	angolo di attrito efficace
$c'$ [kPa]	coesione efficace
$c_u$ [kPa]	coesione non drenata

## 4.2 Sintesi dei risultati della prova penetrometrica statica CPTU

Nella figura sottostante sono stati riportati i valori delle resistenze alla punta totali della prova penetrometrica statica con riferimento alla quota s.l.m..

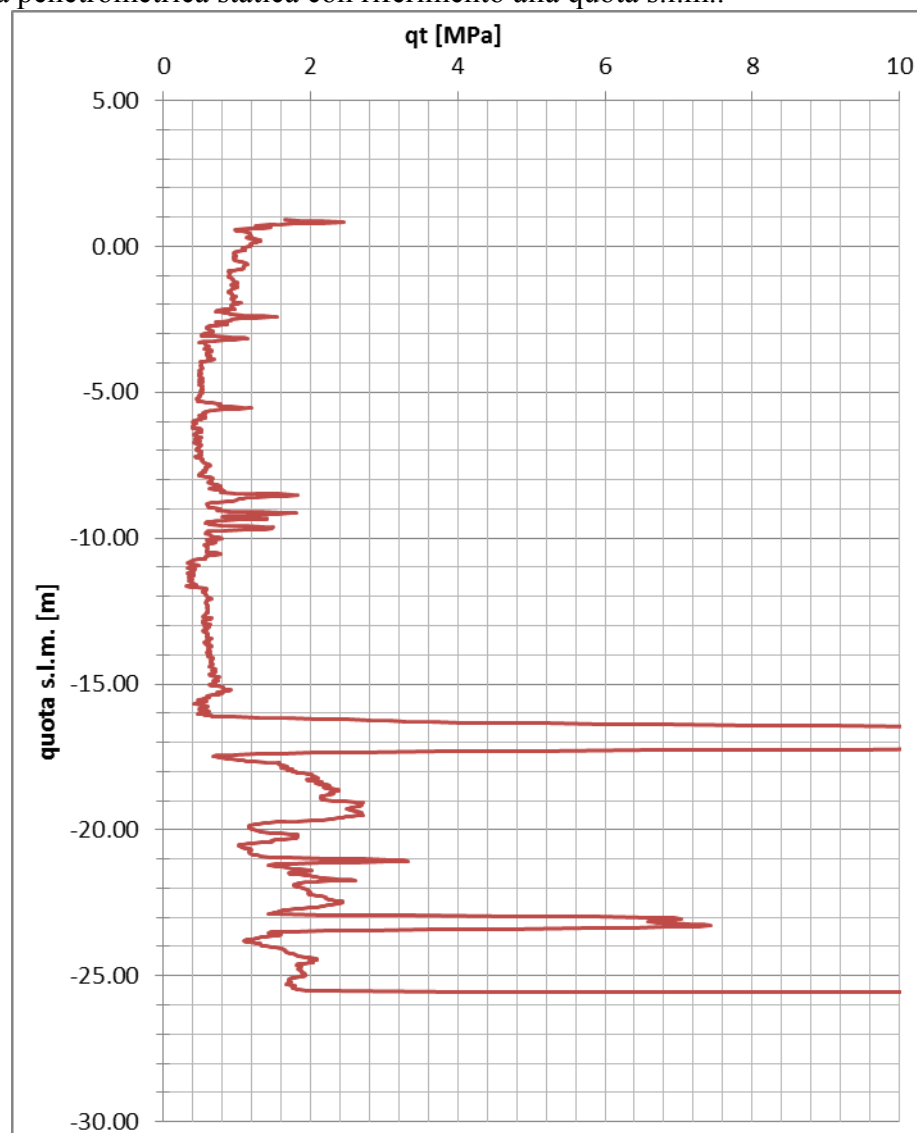


Fig. 2 – Resistenza alla punta totale qt (kPa)

**Tab. 4** – Sintesi dei risultati della prova CPTU e correlazioni - valori medi e minimi

	Valori medi					Valori minimi				
livello	$q_t$ [kPa]	$\phi'$ (°)	$c_u$ (kPa)	$E'$ (kpa)	$G'$ (kpa)	$q_t$ [kPa]	$\phi'$ (°)	$c_u$ (kPa)	$E'$ (kpa)	$G'$ (kpa)
A	1095	38	72	3284	1095	880	37	59	2640	880
B	745	32	43	2234	745	490	30	28	1470	490
C	528	-	27	1585	528	390	-	17	1170	390
E	914	-	51	2741	914	560	-	24	1680	560
F	594	-	22	1782	594	300	-	3	900	300
G	14658	39	-	43973	14658	2520	30	-	7560	2520
H	3473	37	90	10419	3473	670	32	22	2010	670

Simboli:

$q_t$  [kPa]

resistenza totale alla punta

$\phi'$  [deg]

angolo di attrito efficace

$c_u$  [kPa]

coesione non drenata

$E'$  [kPa]

modulo elastico frenato

$G'$  [kPa]

modulo di taglio

Per la correlazione tra la resistenza alla punta totale e angolo di attrito si è fatto riferimento alla relazione di Mayne (2006):

$$\phi' = 29.5 \cdot Bq^{0.121} [0.256 + 0.336 \cdot Bq + \log Q]$$

$$Bq = (u_2 - u_0) / (q_t - \sigma'_{v0})$$

$$Q = (q_t - \sigma'_{v0}) / \sigma'_{v0}$$

dove

$\sigma'_{v0}$  è la pressione litostatica efficace.

$u_2, u_0$  sono la pressioni neutra misurata con un filtro poroso posto subito dopo la base del cono e la pressione idrostatica

$q_t$  la resistenza alla punta

Per la correlazione tra la resistenza alla punta e la coesione non drenata si fa riferimento alla seguente correlazione:

$$c_u = (q_t - \sigma'_{v0}) / N_{kt}$$

$$N_{kt} = 14$$

Per la correlazione tra la resistenza alla punta e il modulo di elasticità si fa riferimento alla relazione di Schemertman:

$$E' = (3.5 - B/L) q_t = 2.5 q_t$$

dove  $q_t$  la resistenza alla punta misurata nello strato.

Il modulo di taglio efficace è stato ricavato ottenuto mediante la seguente correlazione:

$$G' = E' / [2(1 + \nu)]$$

dove  $\nu$  è il coefficiente di poisson.

### 4.3 Sintesi dei risultati della prova penetrometrica dinamica SPT

Nel sondaggio a carotaggio continuo sono state condotte delle prove dinamiche in foro SPT (Standard Penetration Test).

Per la correlazione tra numero di colpi, la densità relativa e angolo di attrito si fa riferimento alla relazione di Terzaghi e Peck (1948) e Schertmann.

**Tab. 5 – Sintesi dei risultati della prova SPT e correlazioni**

livello	Prof. rispetto al p.d.c. [m]	N <sub>SPT</sub>	N <sub>SPT</sub> corr	σ'v0 (kPa)	Cd	N <sub>60</sub>	Cn	N' <sub>60</sub>	Tipo di terreno (NC/OC)	Dr (%)	φ' (°)
F	16.0	44	29.5	162.25	1.00	38.4	0.75	28.9	NC	72	38
H	28.0	82	48.5	272.53	1.00	63.1	0.53	33.4	NC	78	39
H	34.5	78	46.5	332.26	1.00	60.5	0.46	27.5	NC	71	38

Simboli:

N<sub>SPT</sub>

numero di colpi SPT

N<sub>SPTcorr</sub> = 15+0.5(N<sub>SPT</sub>-15)

numero di colpi SPT corretto Terzaghi-Peck 1948 per presenza della falda

N<sub>60</sub> = N<sub>SPT</sub> \* ER/60 \* Cd \* Cs \* Cf

numero di colpi corretto ipotizzando che l'energia trasferita alle aste sia pari al 60 %  
energia del sistema di prova

ER = 78%

ER/60 = 1.3

Cd

coeff. di correz. lunghezza aste pari a

L=3 ÷ 4 m → 0,75

4 ÷ 6 m → 0,85

6 ÷ 10 m → 0.95

>10 m → 1

Cf

coeff. di correzione funzione del diam. foro pari a

d = 65 ÷ 115 mm → 1,00

150 mm → 1,05

200 mm → 1,15

Nel caso in esame Cf=1

Cs

coeff. di correzione per l'uso della controcamicia pari a 1.00

N'<sub>60</sub> = N<sub>60</sub> \* Cn

numero di colpi corretto in funzione della pressione litostatica

Cn

coeff. di correzione per la funzione della pressione atmosferica p<sub>atm</sub> e litostatica efficace σ'v0:

Cn = 2/(1+σ'v0/p<sub>atm</sub>) per sabbie fini di densità media (Skempton)

Cn = 3/(1+σ'v0/p<sub>atm</sub>) per tutti gli altri terreni (Skempton)

Dr(%) = (N'<sub>60</sub>/A)<sup>0.5</sup>

φ' = a + b·DR

i valori di A, a e b sono indicati in tabella:

Tab. 6 – Coefficienti di correlazione

Tipologia terreno	A	a	b
sabbia fine uniforme	55	28.0	0.140
sabbia media uniforme/sabbia fine ben gradata	60	31.5	0.115
sabbia grossolana uniforme/sabbia media ben gradata	65	34.5	0.100
ghiaia uniforme/sabbie e ghiaie debolm. Limose	65	38.0	0.080

#### 4.4 Caratterizzazione geotecnica del terreno

La platea di fondazione è dotata di buona rigidezza ed interessa volumi elevati di terreno, nella scelta dei parametri geotecnici caratteristici appare giustificato il riferimento a valori prossimi ai valori medi desunti dalle prove di laboratorio o dalle correlazioni delle prove penetrometriche.

Per le verifiche dei diaframmi nella scelta dei parametri geotecnici caratteristici appare giustificato il riferimento a valori prossimi ai valori medi desunti dalle prove di laboratorio o dalle correlazioni delle prove penetrometriche.

Il calcolo del carico limite verticale dei diaframmi (GEO) verrà condotto assimilando questi ultimi ai pali trivellati, quindi nella scelta dei parametri geotecnici, in analogia con i pali, per i valori caratteristici si farà riferimento sia ai valori medi che ai valori minimi come previsto dalla normativa NTC 2008.

Nel calcolo della fondazione del locale tecnico, essendo i volumi di terreno interessati molto limitati, nella scelta dei parametri geotecnici caratteristici appare giustificato il riferimento a valori prossimi ai valori minimi desunti dalle prove di laboratorio o dalle correlazioni delle prove penetrometriche.

Tab. 7 – Valori caratteristici dei parametri geotecnici

livello				Valori minimi			Valori medi			Modulo efficace medio
	Peso dell'unità di volume naturale	Peso dell'unità di volume immerso	Peso dell'unità di volume saturo	angolo di resistenza al taglio	Coesione drenata	Coesione non drenata	angolo di resistenza al taglio	Coesione drenata	Coesione non drenata	
	$\gamma$ [kN/m <sup>3</sup> ]	$\gamma'$ [kN/m <sup>3</sup> ]	$\gamma_{sat}$ [kN/m <sup>3</sup> ]	$\phi'_k$	$c'_k$ [kPa]	$c_{uk}$ [kPa]	$\phi'_k$	$c'_k$ [kPa]	$c_{uk}$ [kPa]	
A	18.50	9.00	19.00	37°	0	59	38°	0	72	3284
B	18.80	9.20	19.20	30°	0	7	31°	0	26	2234
C	16.60	6.80	16.80	27°	0	4	29°	0	16	1585
E	17.00	7.80	17.80	31°	0	7	31°	0	27	2741
F	16.50	6.85	16.90	17°	0	3	22°	0	10	1782
G	18.20	9.00	19.00	30°	0	0	34°	0	0	43973
H	18.50	9.00	19.00	32°	0	22	37°	0	56	10419

Simboli:

$\phi'_k$  [deg]

$c'_k$  [kPa]

$c_{uk}$  [kPa]

angolo di attrito efficace caratteristico

coesione efficace caratteristico

coesione non drenata caratteristico



$E_k'$  [kPa]

modulo elastico caratteristico

## 5 VALUTAZIONE DELLA SICUREZZA

Per la valutazione della sicurezza delle costruzioni si devono adottare criteri probabilistici scientificamente comprovati.

La valutazione della sicurezza viene eseguita mediante il metodo semiprobabilistico agli stati limite basato sull'impiego dei coefficienti parziali di sicurezza; tale metodo è detto di primo livello.

Nel metodo semiprobabilistico agli stati limite, la sicurezza strutturale viene verificata tramite il confronto tra la resistenza e l'effetto delle azioni. Per la sicurezza strutturale, la resistenza dei materiali e le azioni sono rappresentate dai valori caratteristici,  $R_{ki}$  e  $F_{ki}$  definiti, rispettivamente, come il frattile inferiore delle resistenze e il frattile (superiore o inferiore) delle azioni che minimizzano la sicurezza.

I frattili sono assunti pari al 5%. Per le grandezze con piccoli coefficienti di variazione, ovvero per grandezze che non riguardino univocamente resistenze o azioni, si possono considerare frattili al 50% (valori mediani).

La valutazione della sicurezza della vasca verrà effettuata analizzando due fasi, la fase 1, fase provvisoria di costruzione corrispondente allo esecuzione dello scavo necessario per la realizzazione della vasca, e la fase 2 corrispondente alla fase di esercizio della vasca dopo la sua realizzazione.

### 5.1 Criteri di verifica agli stati limite ultimi

Le verifiche agli stati limite devono essere eseguite per tutte le più gravose condizioni di carico che possono agire sulla struttura, valutando gli effetti delle combinazioni precedentemente definite.

Nelle verifiche agli stati limite ultimi si distinguono:

- lo stato limite di equilibrio come corpo rigido: EQU
- lo stato limite di resistenza della struttura compresi gli elementi di fondazione:

STR

- lo stato limite di resistenza del terreno: GEO
- lo stato limite idraulico per perdita di equilibrio del terreno o della struttura per la sottospinta dell'acqua: UPL

- lo stato limite idraulico per erosione e sifonamento del terreno dovuto ai gradienti idraulici: HYD

La verifica della sicurezza nei riguardi degli stati limite ultimi si effettua con il "metodo dei coefficienti parziali" di sicurezza espresso dalla equazione formale:

$$R_d \geq E_d$$

dove

$R_d$  è la resistenza di progetto, sulla quale opera direttamente un coefficiente  $\gamma_R$ ;

$E_d$  è il valore di progetto dell'azione o dell'effetto delle azioni, espresso in funzione delle azioni di progetto  $\gamma_F F_k$ , dei parametri di progetto  $X_k/\gamma_M$  e della geometria di progetto.

I coefficienti parziali di sicurezza,  $\gamma_{Mi}$  e  $\gamma_{Fj}$ , associati rispettivamente al materiale i-esimo e all'azione j-esima, tengono in conto la variabilità delle rispettive grandezze e

le incertezze relative alle tolleranze geometriche e alla affidabilità del modello di calcolo.

I coefficienti parziali delle azioni sono riportati nella tabella sottostante:

**Tab. 8 – Coefficienti parziali per le azioni o per effetto delle azioni nelle verifiche SLU**

		Coeff. $\gamma_F$	EQU	A1 STR	A2 GEO	UPL	HYD
Carichi permanenti	favorevoli	$\gamma_{G1}$	0.9	1.0	1.0	0.9	0.9
	sfavorevoli		1.1	1.3	1.0	1.1	1.3
Carichi permanenti non strutturali	favorevoli	$\gamma_{G2}$	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
	sfavorevoli		1.5 (1.1)	1.5 (1.3)	1.3 (1.0)	1.5 (1.1)	1.5 (1.3)
Carichi variabili	favorevoli	$\gamma_{Qi}$	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
	sfavorevoli		1.5	1.5	1.3	1.5	1.5

() Tra parentesi i valori adottabili per i carichi permanenti non strutturali (ad es. i carichi permanenti portati) quando siano compiutamente definiti. Nel caso in esame si adotteranno i valori tra parentesi.

**Nelle combinazioni sismiche per le azioni si impiegheranno coefficienti  $\gamma_F$  pari all'unità (§ 7.11.1 NTC)**

I coefficienti parziali  $\gamma_M$  per i parametri geotecnici e i coefficienti  $\gamma_R$  che operano direttamente sulla resistenza globale di opere e sistemi geotecnici sono definiti nella tabella Tab. 9 e Tab. 10.

**Tab. 9 - Coefficienti parziali  $\gamma_M$  da applicare ai parametri geotecnici**

Resistenza	GRANDEZZA ALLA QUALE APPLICARE IL COEFFICIENTE PARZIALE	COEFFICIENTE PARZIALE $\gamma_M$	(M1)	(M2)
Tangente dell'angolo di resistenza al taglio	$\tan \phi'_k$	$\gamma_{\phi'}$	1.0	1.25
Coesione efficace	$c'_k$	$\gamma_{c'}$	1.0	1.25
Resistenza non drenata	$c_{uk}$	$\gamma_{cu}$	1.0	1.40
Peso dell'unità di volume	$\gamma$	$\gamma_\gamma$	1.0	1.0

Tab. 10 - Coefficienti parziali  $\gamma_R$  da applicare alle resistenze caratteristiche

	Resistenza		Coeff. Parziali		
			(R1)	(R2)	(R3)
<b>Paratie</b>	Capacità portante della fondazione	$\gamma_R$	1.0	1.0	1.1
	Scorrimento	$\gamma_R$	1.0	1.0	1.1
	Resistenza del terreno a valle	$\gamma_R$	1.0	1.0	1.4
	Stabilità globale		-	1.1	-
<b>Fond. superficiali</b>	Capacità portante	$\gamma_R$	1.0	1.8	2.30
	Scorrimento	$\gamma_R$	1.0	1.1	1.10
<b>Diaframmi (assimilati a pali trivellati)</b>	Base	$\gamma_b$	1.0	1.7	1.35
	Laterale in compressione	$\gamma_s$	1.0	1.45	1.15
	Laterale in trazione	$\gamma_{st}$	1.0	1.6	1.25

#### 5.1.1 Verifica dei diaframmi (paratie)

Le verifiche di tipo geotecnico (GEO) saranno effettuate utilizzando la Combinazione: (A2+M2+R1).

Le verifiche di tipo strutturale (STR) saranno svolte utilizzando la Combinazione: (A1+M1+R1).

La verifica di stabilità globale dell'insieme terreno-opera verrà effettuata secondo l'Approccio 1: Combinazione 2: (A2+M2+R2)

Le verifiche di stabilità al sollevamento (UPL) saranno effettuate utilizzando la combinazione (A2+M2+R1).

Tab. 11 – Approcci di progetto utilizzati

Approccio (e/o combinazione)	Tipo di verifica	Note
A1+M1+R1 (APP 1)	STR	R1=1.0
A2+M2+R1 (APP 2)	GEO-UPL-HYD	R1=1.0
A2+M2+R2	EQU – stabilità globale	R2=1.1
RARA	servizio	Coefficienti unitari

#### 5.1.2 Verifica delle fondazioni superficiali

La verifica geotecnica delle fondazioni superficiali verrà condotta utilizzando l'Approccio 2 costituito da un'unica combinazione dei gruppi di coefficienti parziali definiti per le Azioni (A), per la resistenza dei materiali (M) e per la resistenza globale (R):

**Approccio 2: (A1 + M1+R3)**

Le verifiche di stabilità al sollevamento (UPL) saranno effettuate utilizzando la combinazione (UPL+M2+R1).

**5.1.3 Verifica delle diaframmi (fondazioni profonde) in esercizio**

Nel caso in esame i diaframmi vengono assimilati a pali trivellati.

La verifica geotecnica delle fondazioni profonde verrà condotta utilizzando l'Approccio 2 costituito da un'unica combinazione dei gruppi di coefficienti parziali definiti per le Azioni (A), per la resistenza dei materiali (M) e per la resistenza globale (R):

**Approccio 2: (A1 + M1+R3)****5.2 Criteri di verifica agli stati limite di esercizio**

Le opere e i sistemi geotecnici verranno verificati nei confronti degli stati limite di esercizio. A tale scopo si esplicitano le prescrizioni relative agli spostamenti compatibili e le prestazioni attese per l'opera stessa.

Per ciascun stato limite di esercizio deve essere rispettata la condizione

$$E_d \leq C_d$$

dove  $E_d$  è il valore di progetto dell'effetto delle azioni e  $C_d$  è il prescritto valore limite dell'effetto delle azioni.

## 6 FASE 1 - SCAVO

Questa fase, caratterizzata dalla realizzazione dello scavo di altezza pari a 3.25m per la realizzazione della vasca, rientra nelle fasi costruttive provvisorie.

La stabilità del fronte di scavo viene garantita dalla presenza dei diaframmi esistenti in c.a. aventi una lunghezza di 10.50m e uno spessore di 40 cm.

In questa fase si assume a favore di sicurezza che la falda si attesti al piano di campagna (+0.96m s.l.m.) e che quindi il terreno sia sempre completamente saturo.

In questa fase, per garantire la sicurezza dei diaframmi, viene operato uno scavo a sul perimetro esterno dei diaframmi stessi di profondità pari a 1.8m a partire dal piano di campagna attuale posto a +0.96m s.l.m.. Questo scavo consente di contenere l'altezza di terreno spingente da 3.25m a 1.45 mm riducendo le azioni agenti sui diaframmi.

### 6.1 Analisi dei carichi

#### 6.1.1 Carichi permanenti

##### 6.1.1.1 Spinta del terreno e dell'acqua nel terreno

Sono da noverarsi tra i carichi permanenti le spinte delle terre e gli effetti legati alla presenza della falda.

Nel caso in esame la falda ha una oscillazione tra +1.50m e -0.40m sul livello del mare (tra 0.60m e 2.50m di profondità dal piano di campagna di progetto posto a +2.10m s.l.m.).

La spinta del terreno sulla parete dei diaframmi dopo l'esecuzione dello scavo vasca si ipotizza avvenga in condizioni di spinta attiva o passiva in funzione degli spostamento che il diaframma subisce in riferimento al terreno.

I coefficienti di spinta attiva e passiva del terreno vengono calcolati mediante la teoria di Rankine e Coulomb utilizzando i parametri geotecnici caratteristici del terreno, assunto pari ai valori minimi e assumendo un angolo di attrito terreno-diaframma pari al 50% dell'angolo di attrito interno del terreno.

#### 6.1.2 Sovraccarico sul terrapieno

Nella fase di scavo è stata prevista la presenza di un sovraccarico distribuito sul terrapieno in adiacenza pari a 20 kN/m<sup>2</sup>.

#### 6.1.3 Azioni sismiche

In questa fase il diaframma costituisce una opera provvisoria in fase costruttiva con una vita utile inferiori a 2 anni, pertanto le azioni sismiche non verranno prese in considerazione (come stabilito nel par. 2.4.1 delle NTC 2008).

## 6.2 Criteri di modellazione

### 6.2.1 Analisi di interazione

La modellazione numerica dell'interazione terreno-struttura è del tipo "TRAVE SU SUOLO ELASTICO": le pareti di sostegno vengono rappresentate con elementi finiti trave il cui comportamento è definito dalla rigidezza flessionale  $EJ$ , mentre il terreno viene simulato attraverso elementi elastoplastici monodimensionali (molle) connessi ai nodi delle paratie: ad ogni nodo convergono uno o al massimo due elementi terreno.

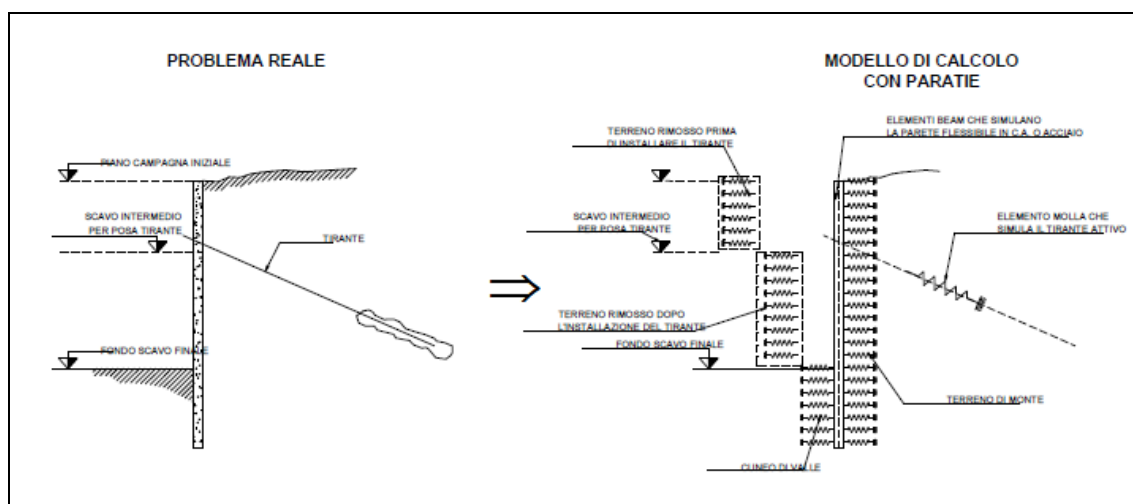


Fig. 3 – Schematizzazione del modello di calcolo della paratia

La realizzazione dello scavo sostenuto da una paratia, viene seguita in tutte le varie fasi attraverso un'analisi statica incrementale: ogni passo di carico coincide con una ben precisa configurazione caratterizzata da una certa quota di scavo, eventualmente da un certo insieme di tiranti applicati se presenti, da una ben precisa disposizione di carichi applicati. Poiché il comportamento degli elementi finiti è di tipo elastoplastico, ogni configurazione dipende in generale dalle configurazioni precedenti e lo sviluppo di deformazioni plastiche ad un certo passo condiziona la risposta della struttura nei passi successivi. La soluzione ad ogni nuova configurazione (step) viene raggiunta attraverso un calcolo iterativo alla Newton-Raphson (Bathe 1996).

I parametri utilizzati per la definizione delle spinte e della rigidezza delle molle sul diaframma risultano:

Tab. 12 – Parametri meccanici

livello	Peso dell'unità di volume naturale	Peso dell'unità di volume immerso	Peso dell'unità di volume saturo	angolo di resistenza al taglio	Coesione drenata	Coesione non drenata	Modulo	Modulo	Modulo non drenato
	$\gamma$ [kN/m <sup>3</sup> ]	$\gamma'$ [kN/m <sup>3</sup> ]	$\gamma_{sat}$ [kN/m <sup>3</sup> ]	$\varphi'_k$	$c'_k$ [kPa]	$c_{uk}$ [kPa]	$E_{vc}$ [kPa]	$E_{vc}$ [kPa]	$E_u$ [kPa]
A	18.50	9.00	19.00	38°	0	72	3300	9900	3300

livello	Peso dell'unità di volume naturale	Peso dell'unità di volume immerso	Peso dell'unità di volume saturo	angolo di resistenza al taglio	Coesione drenata	Coesione non drenata	Modulo	Modulo	Modulo non drenato
	$\gamma$ [kN/m <sup>3</sup> ]	$\gamma'$ [kN/m <sup>3</sup> ]	$\gamma_{sat}$ [kN/m <sup>3</sup> ]	$\phi'_k$	$c'_k$ [kPa]	$c_{uk}$ [kPa]	$E_{vc}$ [kPa]	$E_{vc}$ [kPa]	$E_u$ [kPa]
B	18.80	9.20	19.20	31°	0	26	2200	6600	2200
C	16.60	6.80	16.80	29°	0	16	1600	4800	1600
E	17.00	7.80	17.80	31°	0	27	2750	8250	2750
F	16.50	6.85	16.90	22°	0	10	1900	5400	1900
G	18.20	9.00	19.00	34°	0	0	44000	132000	44000

Simboli:

$\phi'_k$  [deg]

angolo di attrito efficace caratteristico

$c'_k$  [kPa]

coesione efficace caratteristica

$c_{uk}$  [kPa]

coesione non drenata caratteristica

$E_{vc}$  [kPa]

modulo elastico drenato per la retta vergine

$E_{ur}$  [kPa]

modulo elastico drenato per lo scarico e il ricarico

$E_u$  [kPa]

modulo elastico non drenato

Le analisi numeriche sono state condotte mediante l'ausilio del programma di calcolo Paratie Plus 2012 (versione 10.3.1.0) prodotto da C.e.A.S. e distribuito da Harpaceas. Le verifiche di stabilità globale sono state eseguite con il metodo di Morgenstern & Price.

### 6.2.2 Analisi di stabilità globale

La risoluzione di un problema di stabilità richiede la presa in conto delle equazioni di campo e dei legami costitutivi. Le prime sono di equilibrio, le seconde descrivono il comportamento del terreno. Tali equazioni risultano particolarmente complesse in quanto i terreni sono dei sistemi multifase, che possono essere ricondotti a sistemi monofase solo in condizioni di terreno secco, o di analisi in condizioni drenate.

Nella maggior parte dei casi ci si trova a dover trattare un materiale che se saturo è per lo meno bifase, ciò rende la trattazione delle equazioni di equilibrio notevolmente complicata. Inoltre è praticamente impossibile definire una legge costitutiva di validità generale, in quanto i terreni presentano un comportamento non-lineare già a piccole deformazioni, sono anisotropi ed inoltre il loro comportamento dipende non solo dallo sforzo deviatorio ma anche da quello normale. A causa delle suddette difficoltà vengono introdotte delle ipotesi semplificative:

- si usano leggi costitutive semplificate: modello rigido perfettamente plastico. Si assume che la resistenza del materiale sia espressa unicamente dai parametri coesione ( $c$ ) e angolo di resistenza al taglio ( $\phi$ ), costanti per il terreno e caratteristici dello stato plastico; quindi si suppone valido il criterio di rottura di Mohr-Coulomb.

- in alcuni casi vengono soddisfatte solo in parte le equazioni di equilibrio.



### 6.2.2.1 Metodo dei conci

La massa interessata dallo scivolamento viene suddivisa in un numero conveniente di conci. Se il numero dei conci è pari a  $n$ , il problema presenta le seguenti incognite:

- $n$  valori delle forze normali  $N_i$  agenti sulla base di ciascun concio;
- $n$  valori delle forze di taglio alla base del concio  $T_i$
- $(n-1)$  forze normali  $E_i$  agenti sull'interfaccia dei conci;
- $(n-1)$  forze tangenziali  $X_i$  agenti sull'interfaccia dei conci;
- $n$  valori della coordinata  $a$  che individua il punto di applicazione delle  $E_i$ ;
- $(n-1)$  valori della coordinata che individua il punto di applicazione delle  $X_i$ ;
- una incognita costituita dal fattore di sicurezza  $F$ .

complessivamente le incognite sono  $(6n-2)$ .

mentre le equazioni a disposizione sono:

- Equazioni di equilibrio dei momenti  $n$
- Equazioni di equilibrio alla traslazione verticale  $n$
- Equazioni di equilibrio alla traslazione orizzontale  $n$
- Equazioni relative al criterio di rottura  $n$

Totale numero di equazioni  $4n$

Il problema è staticamente indeterminato ed il grado di indeterminazione è pari a  $i = (6n-2)-(4n) = 2n-2$ .

Il grado di indeterminazione si riduce ulteriormente a  $(n-2)$  in quando si fa l'assunzione che  $N_i$  sia applicato nel punto medio della striscia, ciò equivale ad ipotizzare che le tensioni normali totali siano uniformemente distribuite.

### 6.2.2.2 Metodo di Morgenstern & Price

Si stabilisce una relazione tra le componenti delle forze di interfaccia del tipo  $X = \lambda f(x)E$ , dove  $\lambda$  è un fattore di scala e  $f(x)$ , funzione della posizione di  $E$  e di  $X$ , definisce una relazione tra la variazione della forza  $X$  e della forza  $E$  all'interno della massa scivolante. La funzione  $f(x)$  è scelta arbitrariamente e influenza poco il risultato, ma va verificato che i valori ricavati per le incognite siano fisicamente accettabili. La particolarità del metodo è che la massa viene suddivisa in strisce infinitesime alle quali vengono imposte le equazioni di equilibrio alla traslazione orizzontale e verticale e di rottura sulla base delle strisce stesse. Si perviene ad una prima equazione differenziale che lega le forze d'interfaccia incognite  $E$ ,  $X$ , il coefficiente di sicurezza  $F_s$ , il peso della striscia infinitesima  $dW$  e la risultante delle pressioni neutra alla base  $dU$ . Si ottiene la cosiddetta "equazione delle forze":

$$c' \sec^2 \frac{\alpha}{F_s} + tg \varphi' \left( \frac{dW}{dx} - \frac{dX}{dx} - tg \alpha \frac{dE}{dx} - \sec \alpha \frac{dU}{dx} \right)$$

Una seconda equazione, detta "equazione dei momenti", viene scritta imponendo la condizione di equilibrio alla rotazione rispetto alla mezzzeria della base:

$$X = \frac{d(E_\gamma)}{dx} - \gamma \frac{dE}{dx}$$

queste due equazioni vengono estese per integrazione a tutta la massa interessata dallo scivolamento. Il metodo di calcolo soddisfa tutte le equazioni di equilibrio ed è applicabile a superfici di qualsiasi forma, ma implica necessariamente l'uso di un calcolatore.

### 6.3 Fasi analizzate

La modellazione è stata effettuata mediante un'analisi non lineare evidenziando le diverse fasi del processo costruttivo.

Le fasi prese in considerazione risultano nove. Nella prima fase vi è il solo terreno con giacitura orizzontale differenziato nei vari livelli, nella seconda viene attivato il diaframma, nelle fasi dalla terza alla sesta si effettua lo scavo, nella settima si aggiunge il sovraccarico sul terrapieno a monte, nella ottava si analizza il passaggio delle condizioni da non drenate a quelle drenate, nella non si analizza la stabilità globale del diaframma.

Nelle varie fasi si tenuto conto della presenza di acqua in condizioni idrostatiche, posizionando il livello della falda sia a monte che a valle a livello nelle varie fasi di scavo.

Per una migliore comprensione si rimanda al fascicolo dei calcoli.

### 6.4 Codici di calcolo

Il calcolo della paratia è stato effettuato con l'ausilio del software di calcolo "HARPACEAS PARATIE Plus 2012" agli elementi finiti, che simula il problema di uno scavo sostenuto da diaframmi flessibili e permette di valutare il comportamento della parete di sostegno durante tutte le fasi intermedie e nella configurazione finale.

Il software permette di modellare la geometria della paratia, la stratigrafia e il profilo del terreno, i carichi distribuiti, e restituisce tutte le verifiche richieste dalla vigente Normativa Tecnica.

### 6.5 Verifiche di sicurezza strutturali (STR)

#### 6.5.1 Diaframmi

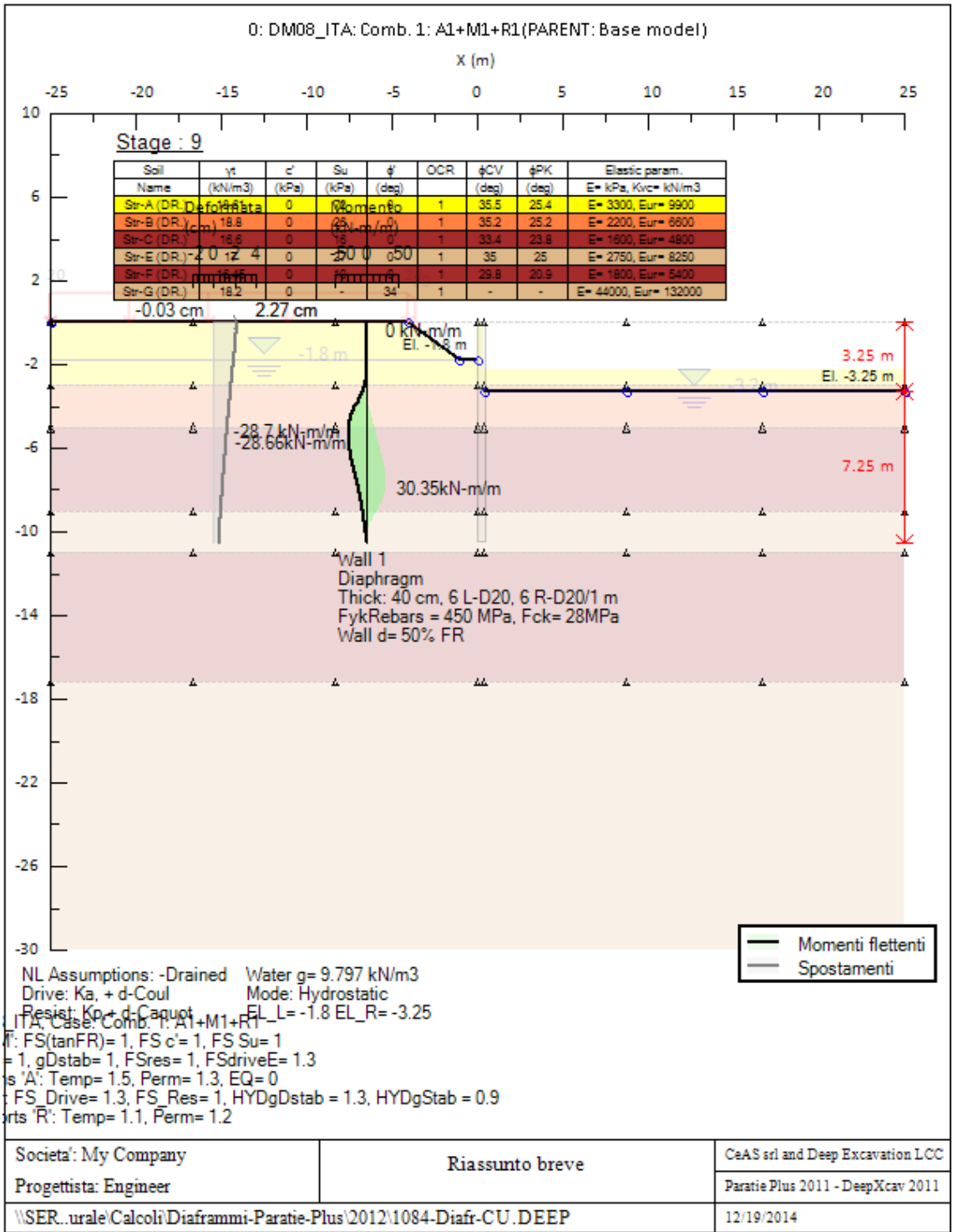
##### 6.5.1.1 Verifica a flessione (SLU)

Nella immagine sottostante vengono riportate le sollecitazioni sui diaframmi nella combinazione A1+M1+R1.

Dove:

$M_{Sd,min} = -29 \text{ kNm/m}$  sollecitazione di flessione minima

$M_{Sd,max} = +30 \text{ kNm/m}$  sollecitazione di flessione massima



La convenzione sui segni prevede che il momento positivo tenda le fibre a valle, interne alla vasca, quindi opposta a quella utilizzata nell’analisi FEM della vasca nella fase successiva.

I diaframmi di larghezza pari a 2.5m sono armati con 16 barre verticali diam. 20mm su ogni lato (si veda la relazione di calcolo con il disegno di progetto originario delle armature dei diaframmi).

Il momento resistente dei diaframmi armati con n. 6.4 barre  $\phi 16$  (copriferro 60mm) risulta pari a 264 kNm/m.

Le sollecitazioni massime illustrate nelle figure precedenti risultano inferiori ai valori resistenti, pertanto le verifiche risultano soddisfatte.

#### **6.5.1.2 Verifica a taglio (SLU)**

La sollecitazione massima di taglio per la combinazione A1+M1+R1 risulta  $V_{Sd,max} = -23$  kN/m (si veda il fascicolo dei calcoli).

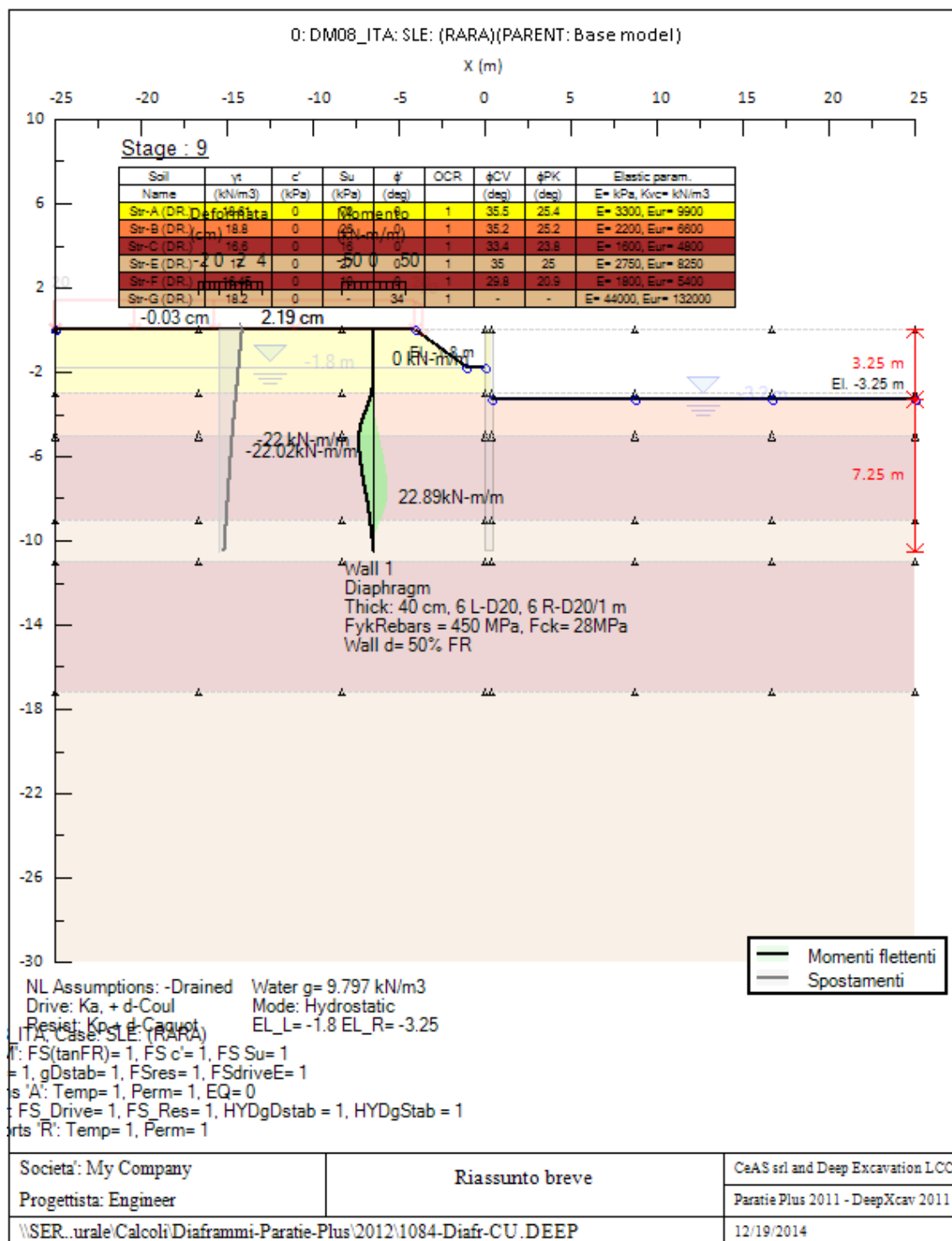
I diaframmi di larghezza pari a 2.5m sono armati con staffe a 5 braccia di diam. 8mm al passo di 20cm (si veda la relazione di calcolo con il disegno di progetto originario delle armature dei diaframmi).

Il taglio resistente  $V_{Rd}$  per i muri di spessore 45cm armati con staffe  $\phi 8/20$  a 6 bracci ogni 250 cm e con armatura tesa 6.4 $\phi 16/100$ cm (copriferro 60mm) risulta pari a  $\pm 172$  kN/m.

Le sollecitazioni massime illustrate nelle figure precedenti risultano inferiori ai valori resistenti, pertanto le verifiche risultano soddisfatte.

#### **6.5.1.3 Verifica per SLE**

La sollecitazione massima a flessione in esercizio per SLR sui diaframmi risulta pari a 23 kNm/m (si veda il fascicolo dei calcoli).



Per le verifiche in esercizio di fessurazione e di limitazione delle tensioni si rimanda alla relazione tecnica di calcolo delle strutture, nella quale alle sollecitazioni indicate vengono sommate quelle relative alla costruzione della vasca.

Lo spostamento massimo del diaframma in testa è pari a 2.19cm. Il valore indicato è compatibile con le condizioni di esercizio dell'opera.

## 6.6 Verifiche di sicurezza geotecniche (GEO) agli stati limite di ultimi (SLU)

### 6.6.1 Collasso per carico limite verticale (GEO)

In questa fase agisce solo il peso proprio dei diaframmi mentre nella fase successiva agisce anche parte del peso della vasca. Per le verifiche in esame si rimanda quindi alla fase successiva che presenta azioni decisamente superiori.

### 6.6.2 Instabilità del fondo scavo in terreni a grana fine in condizioni non drenate (GEO)

La verifica verrà effettuata utilizzando la Combinazione: (A2+M2+R1).

$$q_{Rd} = c_{ud} N_{c_{rect}} / \gamma_R = (33 * 5.7) / 1.0 = 188 \text{ kPa}$$

$$c_{ud} = (c_{uk, \min, A} + c_{uk, \min, B}) / 1.40 = (59 + 7) / 1.40 = 33 \text{ kPa (media tra livello A e B)}$$

$$N_{c_{rect}} = (0.84 + 0.16 B/L) N_{c_{sq}} = (0.84 + 0.16 * 15/30) * 6.2 = 5.70 \quad \text{fattore di portanza per scavi rettangolari}$$

$$N_{c_{sq}} = 6.2 \text{ (funzione di } H/B = 3.25/15 = 0.217, \text{ vedi figura sottostante per scavi quadrati)}$$

$$H = 3.25 \text{ m altezza dello scavo}$$

$$B = 15 \text{ m dimensione minima dello scavo}$$

$$L = 30 \text{ m dimensione massima dello scavo}$$

$$q_{Sd} = 1.0 \gamma H + 1.3 q = 1.0 * 19 * 3.25 + 1.3 * 20 = 60 + 26 = 88 \text{ kPa}$$

$$q = 20 \text{ kN/m}^2 \text{ sovraccarico variabile sul terrapieno}$$

$$\gamma = 19 \text{ kN/m}^3 \text{ peso di volume medio del terreno del livello A e B.}$$

$$q_{Rd} = 188 \text{ kPa} > q_{Sd} = 88 \text{ kPa}$$

la verifica risulta soddisfatta

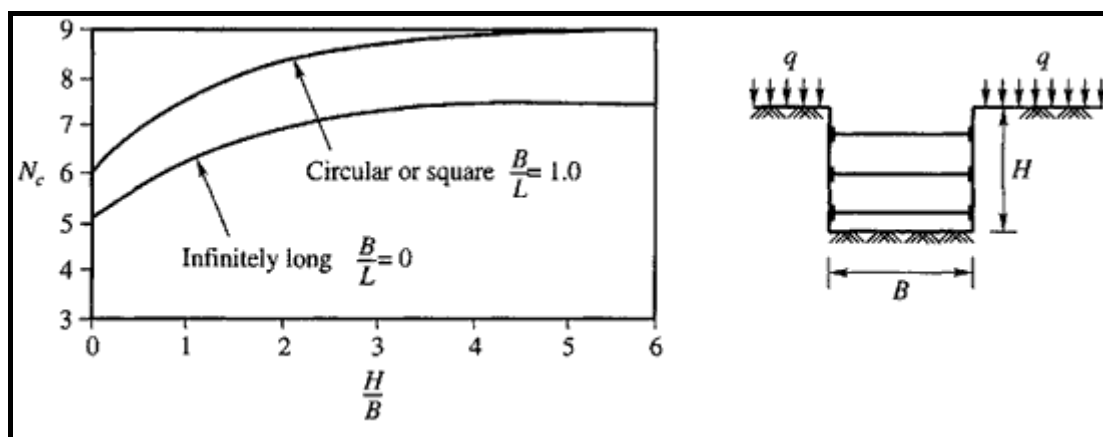
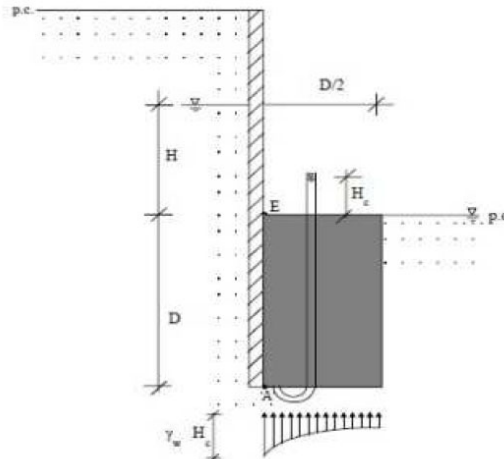


Fig. 4 – Coefficiente di portanza  $N_c$  per la stabilità del fondo scavo

### 6.6.3 Instabilità del fondo scavo per sollevamento (UPL)

Nel caso di un diaframma infisso nel terreno, la presenza della falda in posizioni tali da innescare un moto di filtrazione comporta l'instaurarsi di una forza di filtrazione

che, se diretta verso l'alto, può annullare il peso del terreno il quale, in assenza di coesione, può essere trascinato dal flusso dell'acqua e compromettere la stabilità dell'opera. Il fenomeno della stabilità del fondo scavo, analogo a quello del sifonamento, è stato affrontato per la prima volta da Terzaghi (1943). A differenza del sifonamento, che è un fenomeno localizzato nel punto di sbocco della prima linea di flusso, quello del sollevamento del fondo scavo si estende per una profondità pari a quella d'infissione della paratia per una larghezza pari a metà di tale infissione.



Per semplificare il problema della determinazione dell'effettivo andamento della pressione interstiziale nel punto A, si assume che il valore della sovrappressione al piede del diaframma sia costante sulla lunghezza  $D/2$  e pari a  $\gamma_w \cdot H_c$ . Per determinare  $H_c$  si ricorre all'espressione del gradiente di efflusso  $i_E$ :

$$i_E = \frac{H_c}{D} = \frac{H}{H + 2D}$$

$$H_c = \frac{H \times D}{H + 2D}$$

La forza di filtrazione instabilizzante  $V_{inst,d}$  che tende a sollevare il blocco di terreno coinvolto è pari a:

$$V_{inst,d} = \gamma_w \cdot H_c \cdot D/2 \cdot \gamma_{G1.UPL.sfav} = 53 \text{ kN/m}$$

La forza stabilizzante rappresentata dal peso efficace del blocco di terreno è pari a:

$$G_{st,d} = \gamma' \cdot D^2/2 \cdot \gamma_{G1.UPL.fav} = 216 \text{ kN/m} > V_{inst,d} = 53 \text{ kN/m}$$

essendo:

$$H = 3.25 \text{ m}$$

$$D = 10.50 \text{ m} - 3.25 \text{ m} = 7.3 \text{ m}$$

$$H_c = 1.31 \text{ m}$$

$$i_E = 0.18$$

$$\gamma_{G1.UPL.fav} = 0.9$$

$$\gamma_{G1.UPL.sfav} = 1.1$$

$$\gamma_{sat} = 19.0 \text{ kN/m}^3$$

$$\gamma' = 9.0 \text{ kN/m}^3$$

$$\gamma_w = 10.0 \text{ kN/m}^3$$

#### 6.6.4 Sifonamento del fondo scavo (HYD)

Il controllo della stabilità al sifonamento si esegue verificando che il valore di progetto della pressione interstiziale instabilizzante ( $u_{\text{inst,d}}$ ) risulti non superiore al valore di progetto della tensione totale stabilizzante ( $\sigma_{\text{stb,d}}$ ), tenendo conto dei coefficienti parziali legati alle verifiche HYD.

$$u_{\text{inst,d}} \leq \sigma_{\text{stb,d}}$$

$$u_{\text{inst,d}} = \gamma_w \cdot (D + H_c) \cdot \gamma_{\text{G1.HYD.sfav}} = 112 \text{ kPa}$$

La forza stabilizzante rappresentata dal peso efficace del blocco di terreno è pari a:

$$\sigma_{\text{stb,d}} = \gamma_{\text{sat}} \cdot D \cdot \gamma_{\text{G1.HYD.fav}} = 125 \text{ kN/m} > u_{\text{inst,d}} = 112 \text{ kN/m}$$

essendo:

$$H = 3.25 \text{ m}$$

$$D = 10.50 \text{ m} - 3.25 \text{ m} = 7.3 \text{ m}$$

$$H_c = 1.31 \text{ m} \quad (\text{vedi par. precedente})$$

$$\gamma_{\text{sat}} = 19.0 \text{ kN/m}^3$$

$$\gamma' = 9.0 \text{ kN/m}^3$$

$$\gamma_w = 10.0 \text{ kN/m}^3$$

$$\gamma_{\text{G1.DYN.fav}} = 0.9$$

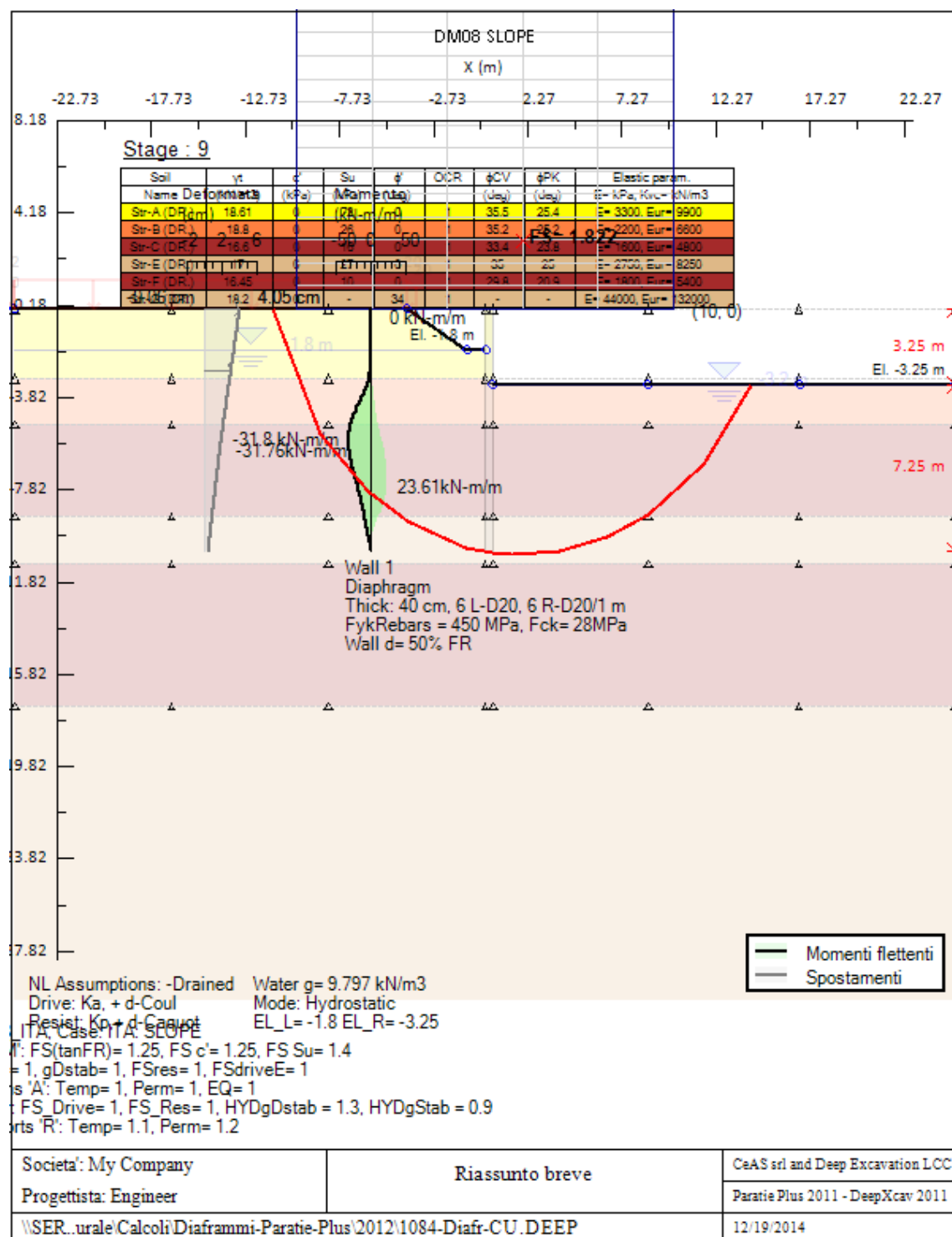
$$\gamma_{\text{G1.DYN.sfav}} = 1.3$$

#### 6.6.5 Instabilità globale dell'insieme terreno-opera (GEO)

L'analisi di stabilità globale produce un coefficiente di sicurezza pari a 1.82, maggiore del valore 1.1 richiesto dalla normativa.

Nella figura sottostante si riporta la geometria della superficie di rottura che ha prodotto il coefficiente di sicurezza più piccolo.





Per un maggiore dettaglio si rimanda al fascicolo dei calcoli.

## **7 FASE 2 – ESERCIZIO DELLA VASCA**

Questa fase caratterizzata dalla messa in esercizio della vasca, che per questioni operative potrà essere piena di liquido oppure vuota.

Nella fase di esercizio il sistema strutturale finale è costituita da una opera geotecnica formata da una fondazione superficiale (vasca) e un profonda (diaframmi) connesse tra di loro.

### **7.1 Modellazione**

Il sistema composto dalla vasca e dai diaframmi costituisce un sistema che presenta un comportamento marcatamente non lineare, ulteriormente accentuato dalla considerazione che, mentre per i carichi di esercizio (SLE) l'incremento praticamente nullo delle pressioni generate sul terreno alla base della platea (pressioni simili a quelle litostatiche originarie nel terreno, caso tipico di fondazione bilanciata) sconta cedimenti modestissimi, per i carichi allo SLU l'incremento delle pressioni oltre quelle litostatiche genera invece invece cedimenti importanti.

Per stabilire come si ripartiscono le azioni tra i due sistemi (vasca e diaframmi) vengono calcolate le curve carico spostamento di ciascun sistema separatamente. Successivamente si calcola la curva carico-spostamento dell'intero sistema nell'ipotesi di collegamento rigido e da questa sia gli spostamenti finali che le rispettive azioni agenti su ogni sistema sia per i carichi di esercizio (SLE) che ultimi (SLU).

Per poter condurre una analisi lineare nelle verifiche strutturali (STR) e geotecniche (GEO) si adotteranno le rigidezze secanti dei due sistemi calcolate sulle rispettive curve carico-spostamento a partire dagli spostamenti complessivi dell'intero sistema, calcolati sia per SLE che SLU (si veda Fig. 5).

Per il calcolo delle rigidezze si assume che il livello della falda si attesti sul valore medio misurato.

Per il calcolo degli spostamenti complessivi e della rigidezza dei due sistemi, nel computo delle azioni complessive che agiscono sull'intero sistema (vasca+diaframmi) non si tiene conto del peso dei diaframmi e della relativa sottospinta idraulica poiché i loro effetti, agendo sui soli diaframmi esistenti, si sono già prodotti. Questi effetti verranno invece considerati per condurre le verifiche di collasso per carico limite agli SLU sui diaframmi.

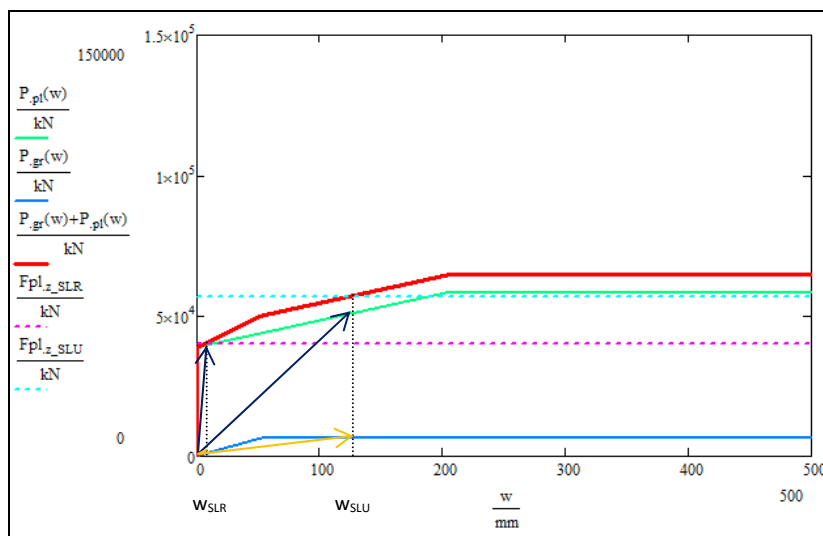


Fig. 5- Curve carico-cedimento - linearizzazione del problema

## 7.2 Calcolo della curva carico-spostamento della platea

Curva carico spostamento della platea

### 7.2.1 Calcolo del carico limite ultimo di (GEO) (§ 6.4.2.1 NTC) della fondazione superficiale

Il carico limite della fondazione superficiale costituita dalla vasca viene determinato secondo Brinch-Hansen con l'approccio 2 (A1 + M1+R3).

$$Q_{Rd} = Q_{lim}/\gamma_{Rd3}$$

con

$$Q_{lim} = q_{lim} B_{rid} L_{rid}$$

$$q_{lim} = [q N_q s_q d_q i_q b_q g_q z_q + c_d N_c s_c d_c i_c b_c g_c z_c + 0.5 \gamma B_{rid} N_\gamma s_\gamma d_\gamma i_\gamma b_\gamma g_\gamma z_\gamma]$$

dove:

$Q_{Rd}$  è la resistenza di progetto geotecnica del complesso terreno-fondazione

$\gamma_{Rd3}$  è il coefficiente parziale per le fondazioni superficiali pari a 2.3 (Tab. 6.4.I NTC);

$Q_{lim}$  è la resistenza limite del complesso terreno-fondazione calcolata con la formula di Brinch-Hansen

$q_{lim}$  è pressione limite di contatto del sistema terreno-fondazione calcolata con la formula di Brinch-Hansen

$\phi_d$  angolo di progetto attrito interno del terreno;

$c_d$  coesione di progetto del terreno;

$N_q, N_c, N_\gamma$  coefficienti di capacità portante del terreno, funzione solo dell'angolo di attrito interno del terreno ( $\phi_d$ );

$s_q, s_c, s_\gamma$  coefficienti di forma;

$d_q, d_c, d_\gamma$  coefficienti di profondità;

$i_q, i_c, i_\gamma$  coefficienti di inclinazione del carico;

$b_q, b_c, b_\gamma$  coefficienti di correzione per inclinazione del piano di appoggio;

$g_q, g_c, g_\gamma$	coefficienti di correzione per inclinazione del terreno;
$z_q, z_c, z_\gamma$	coefficienti di correzione per gli effetti di interazione cinematici;
$q$	la pressione al livello del piano di posa della fondazione;
$D_f$	profondità del piano di posa della fondazione;
$\gamma$	peso di volume del terreno sopra e sotto il piano di posa della fondazione;
$B, L$	dimensioni della fondazione;
$B_{rid}, L_{rid}$	dimensioni della fondazione ridotte del doppio della eccentricità del carico;

Trattandosi di terreni di natura coesiva e non coesiva, la verifica geotecnica delle fondazioni viene condotta sia in condizioni drenate che non drenate, in termini di pressioni efficaci o totali.

Nel calcolo del carico limite si tiene conto degli effetti di interazione cinematici del sistema fondazione-terreno. Gli effetti cinematici dipendono dal coefficiente sismico  $k_{hk}$  come segue:

$$k_{hk} = \beta_s a_g / g \quad S = 0.059$$

$$a_g = 0.137g$$

$$\beta_s = 0.24$$

$$S = 1.8$$

$$z_\gamma = (1 - k_{hk} / \tan \phi_d)^{0.35}$$

$$z_c = 1 - 0.32k_{hk}$$

$$z_q = z_\gamma$$

Per i terreni immersi in falda il contributo  $0.5B\gamma$  (incremento di pressione litostatica efficace a distanza  $0.5B$  dal piano di posa della fondazione) viene generalizzato con il valore  $0.5[s_{v0'}(D_f + B_{rid}) - s_{v0'}(D_f)]$ , dove  $s_{v0'}$  è la pressione litostatica efficace.

Il calcolo del carico limite per i terreni stratificati, quali quello in esame, è stato condotto mediante l'approccio suggerito da Bowles (1974) adottando il carico minore tra quelli calcolati per ogni strato i-esimo.

Il carico limite alla base dello strato i-esimo ( $Q_i$ ) viene calcolato usando i parametri di resistenza dello strato  $i+1$ , corretti introducendo nel valore di pressione  $q$  la pressione laterale esercitata dagli strati soprastanti, ed aggiungendo la resistenza laterale del terreno esercitata dagli strati soprastanti sulla superficie laterale rappresentata dalla estrusione verticale della fondazione.

Il carico limite della fondazione superficiale risulta pari a:

$$Q_{Rd} = 58431 \text{ kN}$$

Il calcolo dettagliato è riportato in APPENDICE A.

### 7.2.1 Calcolo dei cedimenti

Il calcolo dei cedimenti della fondazione superficiale viene condotto con il metodo edometrico, che permette di valutare separatamente, in terreni stratificati, sia la componente dei cedimenti immediati sia la componente dei cedimenti a lungo termine.

I cedimenti a lungo termine, dovuti al lento drenaggio di terreni granulari fini e finissimi, vengono determinati per uno strato elementare di spessore  $H$  tramite l'espressione generale:

- Se  $\sigma'_c = \sigma'_{v0}$

terreno NC:

$$\Delta H_i = \frac{H_i}{1+e_{0i}} \left[ C_\alpha \log \frac{\sigma'_{v0i} + \Delta \sigma_{vi}}{\sigma'_{v0i}} \right]$$

- Se  $\sigma'_c > (\sigma'_{v0} + \Delta \sigma_v)$

terreno OC:

$$\Delta H_i = \frac{H_i}{1+e_{0i}} \left[ C_{ri} \log \frac{\sigma'_{v0i} + \Delta \sigma_{vi}}{\sigma'_{v0i}} \right]$$

- Se  $(\sigma'_{v0} + \Delta \sigma_v) > \sigma'_c > \sigma'_{v0}$

terreno OC che diventa NC:

$$\Delta H_i = \frac{H_i}{1+e_{0i}} \left[ C_{ri} \log \frac{\sigma'_{ci}}{\sigma'_{v0i}} + C_{ci} \log \frac{\sigma'_{v0i} + \Delta \sigma_{vi}}{\sigma'_{ci}} \right]$$

dove:

$\Delta H_i$  = riduzione di spessore dello strato elementare

$C_{ri}$  = rapporto di ricompressione;

$C_{ci}$  = rapporto di compressione;

$\sigma'_{v0i}$  = tensione litostatica verticale efficace in corrispondenza dello strato elementare;

$\sigma'_{ci}$  = tensione di preconsolidazione dello strato i.

$\Delta \sigma'_{vi}$  = incrementi di tensione calcolati con la teoria dell'elasticità;

$e_0$  = indice dei vuoti iniziali dello strato di terreno.

Il cedimento totale edometrico sarà pari alla somma dei cedimenti dei vari strati  $\Delta H_i$ . Il cedimento finale sarà pari alla somma del cedimento istantaneo e quello di consolidazione, pari a 1.1 volte il cedimento istantaneo.

Per i livelli di terreno A, G e H di natura granulare i cedimenti vengono calcolati con il metodo elastico utilizzando i moduli efficaci  $E'$  mediante la seguente formulazione:  $\Delta H_i = H_i \Delta q_i / E'_i$

La rigidezza netta del sistema terreno-platea risulta pari a:

$$K_{pl} = \Delta q / w = 87 \text{ MN/m}$$

Avendo indicato con:

$\Delta q = Q/A - \sigma'_{v0}(D_f) - u(D_f)$  l'incremento di pressione efficace unitario;

$w$  il cedimento dovuto a  $\Delta q$ ;

$Q$  il carico applicato alla fondazione;

$A$  la superficie di base della fondazione;

$\sigma'_{v0}(D_f) = 53.5 \text{ kPa}$  la pressione litostatica efficace sul piano di posa della fondazione;

$u(D_f) = 27.5 \text{ kPa}$  la pressione dell'acqua sul piano di posa della fondazione per falda media;

Il cedimento ultimo della fondazione per  $Q=Q_{Rd}$  è pari a 227mm.

$$w_{pl,u} = [Q_{Rd} - A(\sigma'_{v0}(D_f) - u(D_f))] / K_{pl} = 227 \text{ mm}$$

Il calcolo dettagliato è riportato in APPENDICE A.

### 7.2.2 Curva carico cedimento

La curva carico cedimento si può scrivere come:

$$P_{pl}(w) = \begin{cases} K_{pl} \cdot w - A(\sigma'_{v0}(D_f) - u(D_f)) & w \leq w_{pl,u} \\ Q_{Rd} & w > w_{pl,u} \end{cases}$$

Il calcolo dettagliato è riportato in APPENDICE A.

## 7.3 Calcolo della curva carico-spostamento dei diaframmi

La curva carico spostamento dei diaframmi viene calcolata assimilando il diaframma ad un palo trivellato equivalente che presenta la stessa area di base e la stessa superficie laterale.

Nel caso in esame il diametro del palo equivalente per un diaframma di sezione 1m x 0.45m risulta pari a 0.65m per il fusto e 0.71m per la base.

A favore di sicurezza, nel calcolo delle capacità portanti dei diaframmi si ipotizza che la loro lunghezza venga calcolata a partire dal piano di posa della vasca, 7.3m.

### 7.3.1 Calcolo del carico limite ultimo di collasso per azioni assiali (§ 6.4.3.1 NTC)

Per il calcolo della carico limite del singolo palo *equivalente* si è fatto riferimento alla Teoria proposta dal *Terzaghi* modificata da *Berenzantzev* che ipotizza il carico limite somma di due contributi: una resistenza di punta ed una quota dovuta all'attrito laterale palo-terreno.

Il calcolo viene eseguito con l'approccio 2 (A1 + M1+R3).

#### 7.3.1.1 Carico limite di punta

La portata unitaria limite di punta si può ottenere con la seguente relazione:

$$R_{b,cal} = q_b \cdot A_b$$

dove:

$q_b = \sigma'_{v0}(D_p) N_q + c_d N_c$  resistenza unitaria di base;  
 $N_q$  coefficiente di capacità portante del terreno, funzione dell'angolo di attrito interno del terreno (cautelativamente ridotto di tre gradi per i pali trivellati (Kishida)) e del rapporto  $L_p/D_p$ , Berenzantzev et al. (C. Viggiani- *Fondazioni*, par.13.1, Fig. 13.6);  
 $\sigma'_{v0}(D_p)$  tensione litostatica efficace alla profondità del piano di posa del palo;  
 $A_b$  area della superficie di base del palo equivalente;

da cui si ha:

$$R_{b,cal \text{ med}} = 153 \text{ kN}$$

$$R_{b,cal \text{ min}} = 102 \text{ kN}$$

#### 7.3.1.2 Carico limite di laterale

La portata unitaria limite laterale si può ottenere con la seguente relazione:

$$R_{s,cal} = s \cdot A_s$$

per pali trivellati:

$s = \alpha \cdot c + k \cdot \mu \cdot \sigma'_{v0}$	resistenza unitaria laterale
$A_s$	superficie laterale del palo
$\alpha$	coefficiente di adesione
$c$	coesione del terreno
$\mu$	coefficiente di attrito palo-terreno pari a $\tan(\phi)$
$\sigma'_{v0}$	pressione verticale litostatica
$k$	aliquota per il calcolo della pressione orizzontale pari a 1-sen $(\phi)$

da cui si ha:

$$R_{s,cal\ med} = 153\text{ kN}$$

$$R_{s,cal\ min} = 39\text{ kN}$$

### 7.3.1.3 Carico limite totale

Il valore di calcolo della resistenza  $R_{c,k}$  (o  $R_{t,k}$ ) è dato dal minore dei valori ottenuti applicando alle resistenze calcolate  $R_{c,cal}$  ( $R_{t,cal}$ ) i fattori di correlazione  $\xi$  riportati nella Tab. 6.4.IV delle NTC, in funzione del numero  $n$  di verticali di indagine, ulteriormente diviso per i coefficienti  $\gamma_r$  della combinazione R3.

Nel nostro caso essendo le verticali indagate due si ha:

$$\xi_3 = 1.65$$

$$\xi_4 = 1.55$$

Da cui si ha:

$$R_{b,d} = \text{Min}(R_{b,cal\ med}/\xi_3; R_{b,cal\ min}/\xi_4) / \gamma_b = 49\text{ kN}$$

$$R_{s,d} = \text{Min}(R_{s,cal\ med}/\xi_3; R_{s,cal\ min}/\xi_4) / \gamma_s = 22\text{ kN}$$

con

$$\gamma_b = 1.70$$

$$\gamma_s = 1.45$$

Il carico limite totale risulta:

$$Q_{palo,d} = R_{b,k} + R_{s,k} = 71\text{ kN}$$

La resistenza laterale di calcolo in trazione ( $R_{palo,d}$ ) del singolo palo equivalente (diaframma), utile per la verifica di sollevamento della vasca, calcolato con i coefficienti (M2) e (R2) risulta pari a 12.7 kN.

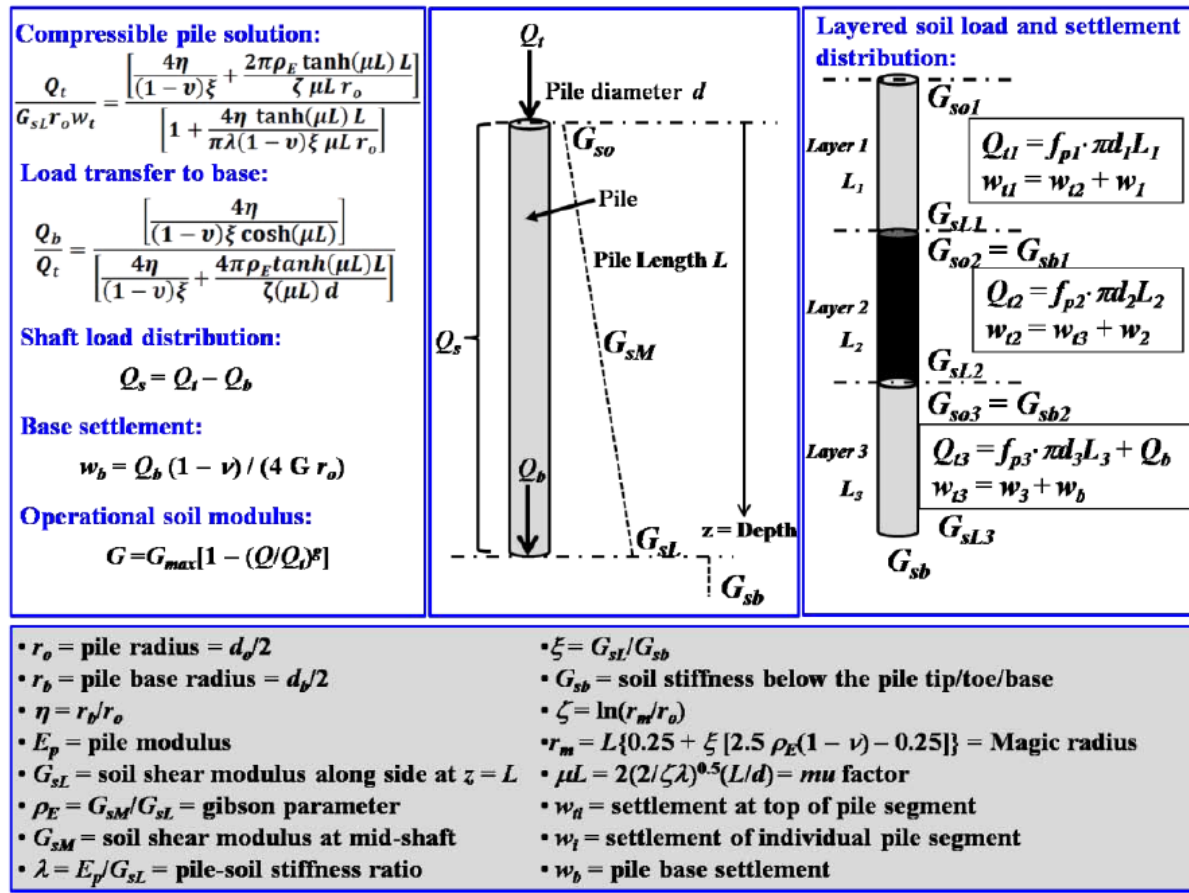
La portata della palificata in gruppo viene calcolata con il metodo di Converse-Labarre. Nel caso di pali che si appoggiano su uno strato di terreno incoerente, quale quello in esame, si assume che la portata del gruppo di  $n$  pali sia pari a  $n$  volte la portata del palo singolo.

$$Q_{gr,Rd} = Q_{palo,d} \cdot n_p = 6581\text{ kN}$$

Dove  $n_p = 93$  numero dei pali equivalenti (diaframmi)

### 7.3.2 Calcolo dei cedimenti

Il calcolo dei cedimenti del singolo palo equivalente (diaframma) viene condotto con il metodo delle curve di trasferimento di Randolph&Worth (1978). La soluzione elastica di Randolph&Worth per palo compressibile in terreno non omogeneo risulta:



$r_o$  diametro del palo = 0.65m  
 $r_b$  diametro di base del palo = 0.71m  
 $G_i$  modulo di taglio strato i-esimo  
 $G_b$  modulo di taglio alla base del palo;  
 $\nu$  coefficiente di Poisson  
 $G_L$  modulo di taglio alla base del palo ( $G_{sL}$ );  
 $G_{AV}$  modulo di taglio medio sulla lunghezza del fusto del palo ( $G_{sM}$ );  
 $G_{sB}$  modulo di taglio del suolo sotto la punta (nel caso di palo che lavora di punta  
 $G_{sB} > G_L$ , nel caso di palo sospeso  $G_{sB} = G_L$ );  
 $E_L$  modulo elastico alla profondità corrispondente alla lunghezza attiva;  
 $E_p$  modulo elastico del palo = 30000 MPa;

Il cedimento al limite elastico del singolo palo  $w_{y,pl}$  risulta pari a 2.2mm, mentre il cedimento ultimo  $w_{u,pl}$  risulta pari a 18.6 mm.

Nel caso in esame il cedimento del gruppo si pali (diaframmi) viene calcolato utilizzando il rapporto di amplificazione che esiste in una fondazione superficiale di larghezza B tra una di lunghezza infinita (continua) e una di lunghezza finita unitaria ( $B \times 1$ ). Nella soluzione elastica il rapporto in oggetto risulta pari a 1.5, pertanto:

$$w_{u,gr} = 1.5 w_{u,pl} = 28 \text{ mm}$$

La rigidezza del sistema terreno-diaframma risulta pari a:

$$K_{p,gr} = Q_{gr,Rd} / w_{u,gr} = 236 \text{ MN/m}$$

Avendo indicato con:

$Q_{gr,Rd}$  il carico limite del gruppo;



Il calcolo dettagliato è riportato in APPENDICE A.

### 7.3.3 Curva carico cedimento

La curva carico cedimento si può scrivere come:

$$P_{gr}(w) = \begin{cases} K_{p,gr} \cdot w & w \leq w_{u,gr} \\ Q_{gr,Rd} & w > w_{u,gr} \end{cases}$$

Il calcolo dettagliato è riportato in APPENDICE A.

## 7.4 Calcolo della curva carico-spostamento del sistema terreno-vasca-diaframmi

La curva carico cedimento del sistema terreno-vasca-diaframmi si può scrivere come:

$$P(w) = P_{pl}(w) + P_{gr}(w)$$

Il grafico della curva è riportato nella figura sottostante (per il calcolo dettagliato si veda l'APPENDICE A).

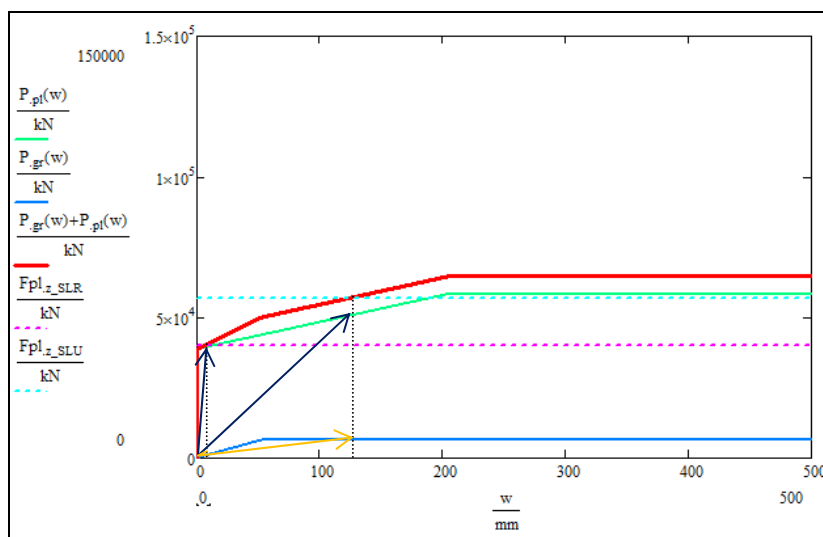


Fig. 6- Curve carico-cedimento

Per la valutazione della interazione suolo-struttura dell'opera sono stati individuati tre casi specifici che si distinguono nettamente uno dall'altro in ragione della diversa rigidità del sistema suolo-fondazione che li caratterizza:

- vasca piena allo SLE
- vasca piena allo SLU
- vasca vuota allo SLU e SLE

Il primo caso è caratterizzato dalla generazione di pressioni sul terreno alla base della platea vicine a quelle litostatiche originarie (caso tipico di fondazione bilanciata) accompagnate da cedimenti modestissimi. Ne consegue una grande rigidità del sistema suolo-platea contraddistinta da grandi valori della costante di sottofondo del terreno alla winkler.

Il passaggio dagli SLE agli SLU è invece caratterizzato da un aumento dei carichi che genera un incremento di pressioni alla base della fondazione e lo sviluppo di

notevoli cedimenti fondali in conseguenza delle scarse caratteristiche meccaniche che caratterizzano i terreni in situ. La scarsa rigidità sistema suolo-platea allo SLU genera di fatto una amplificazione delle sollecitazioni sulla vasca che deve essere necessariamente presa in considerazione adottando un sistema di vincoli elastici di rigidità opportuna, ottenuta dividendo il carico agente alla base della platea allo SLU per il cedimento atteso del terreno allo SLU.

Nel terzo caso a vasca vuota, sia allo SLE che SLU, la spinta esercitata al di sotto della vasca dall'acqua nel terreno (sottospinta idraulica) è sempre maggiore del peso della vasca stessa. In tali condizioni il terreno alla base della platea risulta completamente scarico e quindi incapace di esercitare alcuna reazione vincolare. Il sollevamento della vasca è impedito dalla presenza del peso dei diaframmi e dall'attrito che questi esercitano sul terreno laterale. In questa fase la pressione esercitata dall'acqua nel terreno al di sotto della platea genera nella platea stessa delle sollecitazioni di segno opposto a quelle generate in esercizio.

## 7.5 Verifiche di sicurezza strutturali (STR)

### 7.5.1 Vasca

Per le verifiche strutturali della vasca si rimanda alla RTC.

### 7.5.2 Diaframmi

Per le verifiche strutturali della vasca si rimanda alla RTC.

## 7.6 Verifiche di sicurezza geotecniche (GEO)

### 7.6.1 Riepilogo delle sollecitazioni

Il peso dei diaframmi risulta:

$$G_d = 2 \cdot (30.90\text{m} + 15.45\text{m}) \cdot 10.50\text{m} \cdot 0.40\text{m} \cdot 25\text{kN/m}^3 = 9733 \text{ kN}$$

Il peso dei diaframmi netto  $G_{d.net}$ , ottenuto detraendo dal peso dei diaframmi il peso del terreno asportato risulta pari:

$$G_{d.net} = 2 \cdot (30.90\text{m} + 15.45\text{m}) \cdot 10.50\text{m} \cdot 0.40\text{m} \cdot (25 - 17.7) \text{ kN/m}^3 = 2842 \text{ kN}$$

17.7 kN/m<sup>3</sup> peso medio del terreno asportato

La pressione esercitata dall'acqua nel terreno sull'intradosso dei diaframmi caso di falda massima, minima e media risulta:

$$\sigma_w = (z_f - z_{pf}) \cdot \gamma_w$$

$$\sigma_{w,max} = 101 \text{ kPa}$$

$$\sigma_{w,min} = 110 \text{ kPa}$$

$$\sigma_{w,med} = 91 \text{ kPa}$$

- $z_{diaf,max} = +1.50\text{m}$       quota della falda max s.l.m.
- $z_{diaf,min} = -0.40\text{m}$       quota della falda min s.l.m.
- $z_{diaf,med} = +0.55\text{m}$       quota della falda media s.l.m.
- $z_{diaf} = -11.60\text{m}$       quota piano di posa dei diaframmi s.l.m.

$G_{w,diaf,max} = 4094 \text{ kN}$       Sottospinta idraulica diaframmi per falda massima

$G_{w,diaf,min} = 3389 \text{ kN}$       Sottospinta idraulica diaframmi per falda minima

$G_{w,diaf,med} = 3741 \text{ kN}$       Sottospinta idraulica diaframmi per falda media

Nel prospetto sottostante si riporta il riepilogo delle azioni incidenti sulla vasca (si veda la relazione tecnica di calcolo delle strutture):

**Tab. 13** – Riepilogo delle azioni caratteristiche

Azione	Tipologia	Descrizione	F <sub>x</sub> [kN]	F <sub>y</sub> [kN]	F <sub>z</sub> [kN]
G <sub>pl</sub>	Permanente strutturale	peso della platea	0	0	9548
G <sub>m</sub>	Permanente strutturale	peso dei muri	0	0	6360

Azione	Tipologia	Descrizione	F <sub>x</sub> [kN]	F <sub>y</sub> [kN]	F <sub>z</sub> [kN]
G <sub>d.net</sub>	Permanente strutturale	Peso netto dei diaframmi (detratto il peso del terreno asportato)	0	0	2842
G <sub>w.pl.med</sub>	Permanente strutturale	Sottospinta idraulica vasca per falda media	0	0	13129
G <sub>w.pl.max</sub>	Permanente strutturale	Sottospinta idraulica vasca per falda massima	0	0	17664
G <sub>w.pl.min</sub>	Permanente strutturale	Sottospinta idraulica vasca per falda minima	0	0	8593
G <sub>w.diaf.med</sub>	Permanente strutturale	Sottospinta idraulica diaframmi per falda media	0	0	3741
G <sub>w.diaf.max</sub>	Permanente strutturale	Sottospinta idraulica diaframmi per falda massima	0	0	4094
G <sub>w.diaf.min</sub>	Permanente strutturale	Sottospinta idraulica diaframmi per falda minima	0	0	3389
Q	Variabile	Peso del liquido contenuto	0	0	23963
E <sub>ix</sub>	Sisma X	Forze inerzia	7031	0	0
E <sub>idinx</sub>	Sisma X	Azione impulsiva e convettiva del liquido contenuto	2525	0	0
E <sub>iy</sub>	Sisma Y	Forze inerzia	0	7047	0
E <sub>idiny</sub>	Sisma Y	Azione impulsiva e convettiva del liquido contenuto	0	5058	0

Le azioni fattorizzate per le verifiche vengono riportate nel prospetto seguente:

**Tab. 14** – Riepilogo delle azioni per le varie combinazioni analizzate

Denominazione	Tipologia di verifica	Combinazione dei carichi	F <sub>x</sub> [kN]	F <sub>y</sub> [kN]	F <sub>z</sub> [kN]
A1	SLU Vasca piena	$1.3 \cdot (G_{pl} + G_m) + 1.5 \cdot Q$			56627
SLR	SLE	$1.0 \cdot (G_{pl} + G_m) + 1.0 \cdot Q$			39873
Ex	Sisma X+0.3Y	$1.0 \cdot (G_{pl} + G_m + G_{w.pl.med}) + 1.0 \cdot Q + 1.0 \cdot (E_{ix} + E_{idinx}) + 0.3 \cdot (E_{iy} + E_{idiny})$	9556	3631	39873
Ey	Sisma 0.3X+Y	$1.0 \cdot (G_{pl} + G_m + G_{w.pl.med}) + 1.0 \cdot Q + 0.30 \cdot (E_{ix} + E_{idinx}) + 1.0 \cdot (E_{iy} + E_{idiny})$	2867	12105	39873

Nel calcolo dei cedimenti e delle rigidezze del sistema composto platea-diaframmi si è trascurato l'effetto del peso dei diaframmi (e della relativa sotto spinta idrostatica) poiché si presuppone che i rispettivi cedimenti si siano ampiamente prodotti.

Le azioni verticali complessive delle due combinazioni A1 e SLR sono state introdotte nella curva carico-spostamento dell'intero sistema per calcolare i cedimenti complessivi del terreno al di sotto del sistema vasca-diaframmi. Partendo dagli spostamenti complessivi è stato possibile, entrando nelle singole curve carico-cedimento

dei due sistemi, calcolare la ripartizione delle azioni tra i due sistemi (platea e diaframmi) e la loro rigidezza sia in SLE che allo SLU.

Gli spostamenti (cedimenti) complessivi del sistema platea-diaframmi ricavati dalla curva carico cedimenti risultano:

$$w_{SLE} = 3.7 \text{ mm}$$

$$w_{SLU} = 131 \text{ mm}$$

La ripartizione delle azioni sui due sistemi risulta:

$$P_{gr.SLE} = 863 \text{ kN}$$

$$P_{pl.SLE} = 39010 \text{ kN}$$

$$P_{gr.SLU} = 6581 \text{ kN}$$

$$P_{pl.SLU} = 50046 \text{ kN}$$

Le rigidezze secanti dei due sistemi nei vari casi indagati risultano:

**Tab. 15** – Rigidezza del complesso suolo-fondazione

Caso	Descrizione	Rigidezza platea $K_{pl,z}$ [MN/m]	Rigidezza diaframmi $K_{diaf,z}$ [MN/m]
1	vasca piena allo SLE	10600	240
2	vasca piena allo SLU	380	50
3	vasca vuota SLE e SLU	0	50

#### 7.6.2 Verifica allo stato limite ultimo di collasso per carico limite (GEO) (§ 6.4.2.1 NTC) della platea

L'azione agente alla base della platea della vasca risulta data dalla differenza tra l'azione calcolata in 7.6.1  $P_{pl.SLU}$  e la sottospinta idraulica con falda minima:

$$Q_{sd} = P_{pl.SLU} - \gamma_{Gmin} \cdot G_{w,pl,med} = 50046 \text{ kN} - 1.0 \cdot 13129 \text{ kN} = 36917 \text{ kN}$$

$$G_{w,pl,med} = 13129 \text{ kN} \quad \text{sottospinta idraulica sulla platea con falda minima}$$

$$\gamma_{Gmin} = 1.0$$

Il carico limite calcolato in 7.2.1 risulta :

$$Q_{Rd} = 58431 \text{ kN}$$

$$Q_{sd} = 58431 \text{ kN} \leq Q_{Rd} = 36917 \text{ kN}$$

La verifica risulta soddisfatta.

#### 7.6.3 Verifica allo stato limite ultimo di collasso per carico limite dei diaframmi (GEO)

L'azione agente alla base dell'insieme dei diaframmi risulta data da:

$$Q_{sd} = P_{gr.SLU} + \gamma_{Gmax} \cdot G_{d,net} - \gamma_{Gmin} \cdot G_{w,diaf,med} = 6581 \text{ kN} + 1.3 \cdot 2842 \text{ kN} - 1.0 \cdot 3741 \text{ kN} = 6535 \text{ kN}$$

$P_{gr.SLU} = 6581 \text{ kN}$       l'azione calcolata in 7.6.1  
 $G_{d.net} = 2842 \text{ kN}$       il peso netto di diaframmi (detratto il peso del terreno asportato);  
 $G_{w.diaf,min} = 3741 \text{ kN}$       la sottospinta idraulica sui diaframmi con falda minima;  
 $\gamma_{Gmax} = 1.3$   
 $\gamma_{Gmin} = 1.0$

Il carico limite calcolato in risulta :

$$Q_{Rd} = 6581 \text{ kN}$$

$$Q_{Sd} = 6535 \text{ kN} \leq Q_{Rd} = 6581 \text{ kN}$$

La verifica risulta soddisfatta.

#### 7.6.4 *Collasso per scorrimento del piano di posa (GEO) della fondazione superficiale*

Le azioni orizzontali vengono affidate alla platea mediante la resistenza di attrito che si sviluppa sulla superficie di contatto tra la platea ed il terreno sottostante, trascurando gli altri contributi (resistenza passiva del terreno sulle pareti della vasca).

Il caso in esame si riconduce a quello della verifica allo stato limite ultimo di collasso per scorrimento sul piano di posa.

Deve risultare:

$$H_{Sd} \leq H_{Rd} / \gamma_{Rd3}$$

dove:

$H_{Sd}$  è la forza di scorrimento orizzontale massima alla base della platea dovuta all'azione sismica in direzione Y calcolata come:

$$H_{Sd} = (F_x^2 + F_y^2)^{0.5} = 12440 \text{ kN}$$

$H_{Rd} = W_{tot} \cdot \tan \delta + S_{pl} \cdot c'$       minima resistenza di attrito sulla superficie platea-terreno;

$W_{tot}$  è il peso complessivo della sovrastruttura e della platea per SLV, detratta la sottospinta idraulica:

$$W_{tot} = 1.0 \cdot (G_{pl} + G_m + G_d) + 1.0 \cdot Q - 1.0 \cdot (G_{w.diaf.med} + G_{w.pl.med}) = 32736 \text{ kN}$$

$\tan \delta = \tan 2/3\phi$  è il coefficiente di attrito terreno-platea;

$\phi = 30^\circ$  l'angolo di attrito minimo sul piano di posa della fondazione (livello B);

$S_{pl} = 445 \text{ mq}$  la superficie di contatto platea terreno;

$c' = 4 \text{ kPa}$  la coesione non drenata media sul piano di posa della fondazione (livello B);

$\gamma_{Rd3}$  è il coefficiente parziale per la verifica a scorrimento pari a 1.1 ( Tab. 6.4.I NTC).

$$H_{Sd} = 12440 \text{ kN} < H_{Rd} / \gamma_{Rd3} = 13824 / 1.1 = 12567 \text{ kN}$$

#### 7.6.4.1.1 La verifica risulta soddisfatta

#### 7.6.5 Perdita di equilibrio dovuta alla sottospinta dell'acqua (UPL)

Per la stabilità al sollevamento deve risultare che il valore di progetto dell'azione instabilizzante  $V_{inst,d}$ , combinazione di azioni permanenti ( $G_{stb,d}$ ) e variabili ( $Q_{inst,d}$ ), sia inferiore alla combinazione dei valori di progetto delle azioni stabilizzanti ( $G_{stb,d}$ ) e delle resistenze ( $R_d$ ):

$$V_{inst,d} \leq G_{stb,d} + R_d$$

dove  $V_{inst,d} = G_{stb,d} + Q_{inst,d}$

Per le verifiche di stabilità al sollevamento si utilizzerà la combinazione UPL+M2+R1 nell'ipotesi di vasca vuota.

A favore di sicurezza si assumerà una resistenza laterale del terreno sui diaframmi nulla,  $R_d=0$ .

$$G_{stb,d} = 0.9 \cdot (G_{pl} + G_m + G_{d*}) = 0.9 (9548 + 6360 + 10790) = 24030 \text{ kN}$$

$$Q_{inst,d} = 1.1 (G_{w,pl,max} + G_{w,diaf,max}) = 1.1 (17664 + 4094) = 23933 \text{ kN}$$

$G_{d*} = 10790 \text{ kN}$  peso effettive dei diaframmi ottenuto senza detrarre il peso del terreno asportato.

$$Q_{inst,d} = 23933 \text{ kN} \leq G_{stb,d} = 24030 \text{ kN}$$

La verifica risulta soddisfatta.

#### 7.6.6 Verifica dei cedimenti fondali [NTC § 6.2.3.3]

Per quanto indicato nel par. 7.6.1 il cedimento assoluto in esercizio del sistema vasca-diaframma agli SLE, nell'ipotesi di fondazione rigida, risulta molto modesto, 3.7mm.

Il valore massimo del cedimento assoluto ammissibile è stato assunto pari a circa 5 cm.

Nell'ipotesi di fondazione flessibile, i cedimenti dello spigolo e del centro risultano rispettivamente di 2.5 mm e 3.9 mm. In questa ipotesi la distorsione angolare massima risulta:  $(3.9\text{mm}-2.5\text{mm})/7500\text{mm} = 0.0002$  valore compatibile con quelli dichiarati come ammissibili per la costruzione in esame (0.002).

Il calcolo del cedimento nell'ipotesi di fondazione rigida è riportato in APPENDICE A.

#### 7.6.7 Spostamenti permanenti indotti dal sisma nel terreno

Gli spostamenti permanenti del terreno in caso di sisma sono essenzialmente prodotti da fenomeni di fagliazione superficiale, frane, liquefazione o assestamento del terreno.

Nel caso in esame si possono escludere sia l'attraversamento di zone in faglia attiva, sia la presenza di zone in frana che i problemi di liquefazione del terreno.

In presenza di strati estesi o di lenti di materiale sciolto localizzato a bassa profondità, non saturo e privo di coesione, sotto carichi ciclici, si possono avere effetti

di addensamento (assestamento) del terreno che possono dare luogo a spostamenti permanenti nel terreno. Nel caso in cui anche esaminate questa evenienza, trattandosi di terreni saturi, è stata scongiurata.

## 8 LOCALE TECNICO

### 8.1 Verifiche di sicurezza geotecniche (GEO)

#### 8.1.1 Riepilogo delle sollecitazioni

L'andamento delle tensioni sulle travi rovesce di fondazione del locale tecnico sono illustrate nella figura sottostante, per SLU e SLR.

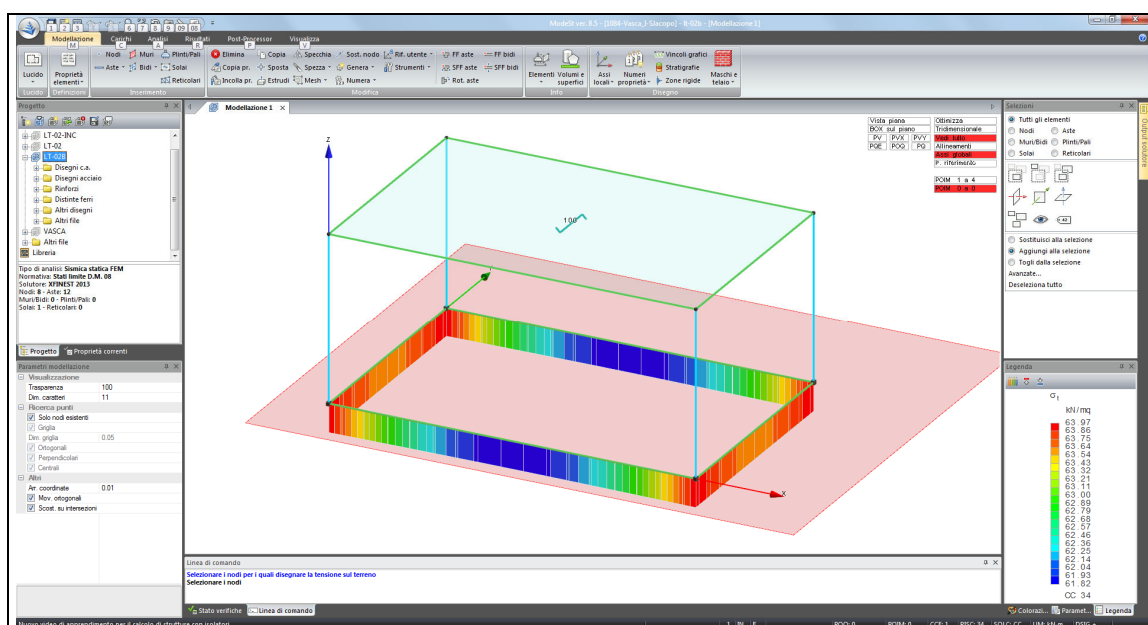


Fig. 7 – Tensioni sul terreno per SLU: CC34



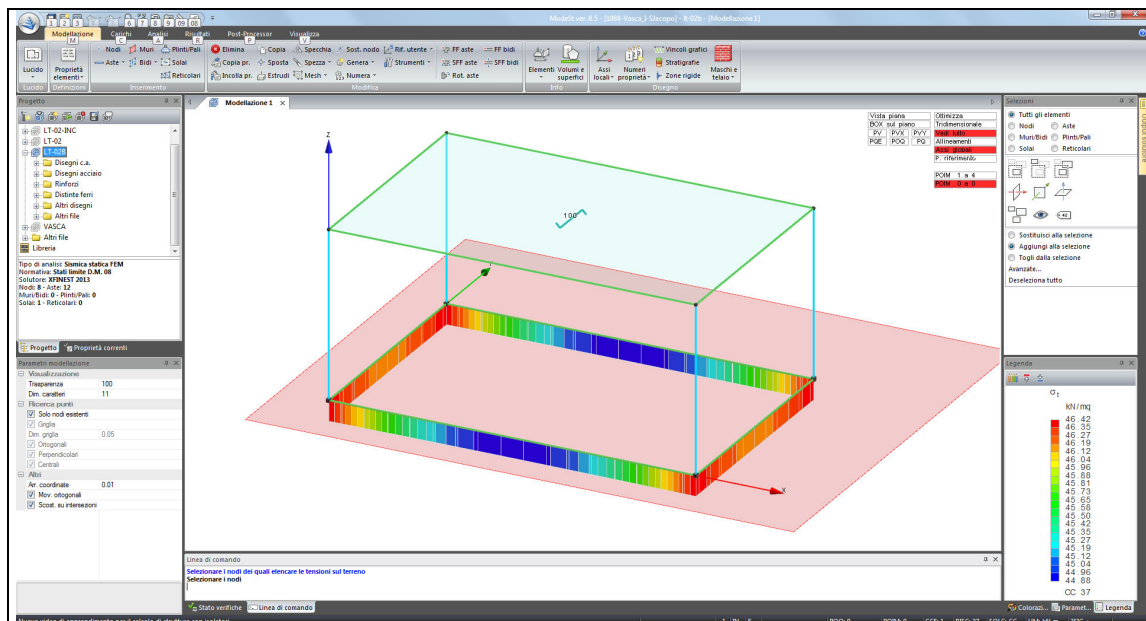


Fig. 8 – Tensioni sul terreno per SLU: CC37

Le pressioni medie esercitate dalle travi sul terreno risultano rispettivamente:

$$q_{sd,SLU} = 63 \text{ kPa}$$

$$q_{sd,SLR} = 45.5 \text{ kPa}$$

### 8.1.2 Verifica allo stato limite ultimo di collasso per carico limite (GEO) (§ 6.4.2.1 NTC) della platea

Il carico limite della fondazione superficiale costituita dalla vasca viene determinato secondo Brinch-Hansen con l'approccio 2 (A1 + M1+R3).

$$q_{sd} < q_{Rd} = q_{lim}/\gamma_{Rd3}$$

con

$$q_{lim} = [q N_q s_q d_q i_q b_q g_q z_q + c_d N_c s_c d_c i_c b_c g_c z_c + 0.5 \gamma B_{rid} N_\gamma s_\gamma d_\gamma i_\gamma b_\gamma g_\gamma z_\gamma]$$

dove:

$q_{sd}$  è la pressione agente alla base della fondazione;

$q_{Rd}$  è la resistenza di progetto geotecnica del complesso terreno-fondazione

$\gamma_{Rd3}$  è il coefficiente parziale per le fondazioni superficiali pari a 2.3 (Tab. 6.4.I NTC);

$q_{lim}$  è pressione limite di contatto del sistema terreno-fondazione calcolata con la formula di Brinch-Hansen

$\phi_d$  angolo di attrito interno del terreno di progetto;

$c_d$  coesione di progetto del terreno;

$N_q, N_c, N_\gamma$  coefficienti di capacità portante del terreno, funzione solo dell'angolo di attrito interno del terreno ( $\phi_d$ );

$s_q, s_c, s_\gamma$  coefficienti di forma;

$d_q, d_c, d_\gamma$  coefficienti di profondità;

$i_q, i_c, i_\gamma$  coefficienti di inclinazione del carico;

$b_q, b_c, b_\gamma$  coefficienti di correzione per inclinazione del piano di appoggio;

$g_q, g_c, g_\gamma$  coefficienti di correzione per inclinazione del terreno;

$z_q, z_c, z_\gamma$	coefficienti di correzione per gli effetti di interazione cinematici;
$q$	la pressione al livello del piano di posa della fondazione;
$D_f$	profondità del piano di posa della fondazione;
$\gamma,$	peso di volume del terreno sopra e sotto il piano di posa della fondazione;
$B, L$	dimensioni della fondazione;
$B_{rid}, L_{rid}$	dimensioni della fondazione ridotte del doppio della eccentricità del carico;

Trattandosi di terreni di natura coesiva e non coesiva, la verifica geotecnica delle fondazioni viene condotta sia in condizioni drenate che non drenate, in termini di pressioni efficaci o totali. Nel caso in esame per il calcolo dei valori di progetto dei parametri meccanici del terreno verranno assunti come caratteristici i valori minimi riscontrati.

Nel calcolo del carico limite si tiene conto degli effetti di interazione cinematici del sistema fondazione-terreno. Gli effetti cinematici dipendono dal coefficiente sismico  $k_{hk}$  come segue:

$$k_{hk} = \beta_s a_g / g \quad S = 0.059$$

$$a_g = 0.137g$$

$$\beta_s = 0.24$$

$$S = 1.8$$

$$z_\gamma = (1 - k_{hk} / \tan \phi_d)^{0.35}$$

$$z_c = 1 - 0.32k_{hk}$$

$$z_\gamma = z_\gamma$$

Per i terreni immersi in falda il contributo  $0.5B\gamma$  (incremento di pressione litostatica efficace a distanza  $0.5B$  dal piano di posa della fondazione) viene generalizzato con il valore  $0.5[s_{v0'}(D_f + B_{rid}) - s_{v0'}(D_f)]$ , dove  $s_{v0'}$  è la pressione litostatica efficace.

Il calcolo del carico limite per i terreni stratificati, quali quello in esame, è stato condotto mediante l'approccio suggerito da Bowles (1974) adottando il carico minore tra quelli calcolati per ogni strato  $i$ -esimo.

Il carico limite alla base dello strato  $i$ -esimo ( $Q_i$ ) viene calcolato usando i parametri di resistenza dello strato  $i+1$ , corretti introducendo nel valore di pressione  $q$  la pressione laterale esercitata dagli strati soprastanti, ed aggiungendo la resistenza laterale del terreno esercitata dagli strati soprastanti sulla superficie laterale rappresentata dalla estrusione verticale della fondazione.

Il carico limite della fondazione superficiale risulta pari a:

$$q_{Rd} = 180 \text{ kPa}$$

$$q_{Sd} = 63 \text{ kPa} \leq q_{Rd} = 180 \text{ kPa}$$

La verifica risulta soddisfatta.

Il calcolo dettagliato è riportato in APPENDICE B.

### 8.1.3 Verifica per le azioni orizzontali

Le azioni orizzontali vengono affidate alla fondazione superficiale mediante la resistenza di attrito che si sviluppa sulla superficie di contatto tra la fondazione stessa ed il terreno sottostante.

Il caso in esame si riconduce a quello della verifica allo stato limite ultimo di collasso per scorrimento sul piano di posa.

Deve risultare:

$$H_{Sd} \leq H_{Rd} / \gamma_{Rd3}$$

dove:

$H_{SLV} = S_d(T_1)W/g = 238 \text{ kN}$  è la forza di scorrimento orizzontale alla base dell'edificio dovuta all'azione sismica calcolata con analisi statica impostando come periodo fondamentale il periodo relativo al primo modo di vibrare calcolato con analisi dinamica;

$H_{Sd\_x} = H_{SLV} \cdot \gamma_{Rd} = 262 \text{ kN}$  è la forza di scorrimento orizzontale nella direzione X;

$H_{Sd\_y} = 0.3 \cdot H_{SLV} = 78.5 \text{ kN}$  è la concomitante forza di scorrimento orizzontale alla base in direzione Y;

$\gamma_{Rd}$  è il coefficiente di sovraresistenza pari a 1.1.

$H_{Sd} = (H_{Sd\_x}^2 + H_{Sd\_y}^2)^{0.5} = 273 \text{ kN}$  è la forza totale di scorrimento

$T_1 = 0.21 \text{ s}$

$S_d(T_1) = 0.181g$  è l'ordinata dello spettro di risposta di progetto calcolato per il primo periodo di vibrazione della struttura  $T_1$ ;

$W$  è il peso della sovrastruttura, 1315 kN, nella combinazione per SLV;

$g$  è l'accelerazione di gravità.

$H_{Rd} = W \cdot \tan \delta = 604 \text{ kN}$  è la minima resistenza di attrito sulla superficie sottofondazione- terreno e sottofondazione-travi di fondazione;

$S$  è la superficie di contatto del fondo della fondazione;

$\tan \delta = \tan 2/3\phi = \tan (2/3 \times 37^\circ) = 24.67^\circ$  è l'angolo di attrito terreno-fondazione;

$\phi = 37^\circ$  l'angolo di attrito minimo sul piano di posa della fondazione (livello A);

$\gamma_{Rd3}$  è il coefficiente parziale per la verifica a scorrimento pari a 1.1 ( Tab. 6.4.I NTC).

$$H_{Sd} = 273 \text{ kN} < H_{Rd} / \gamma_{Rd3} = 604 / 1.1 = 549 \text{ kN}$$

### 8.1.4 Verifiche nei confronti degli stati limite di esercizio (SLE) per cedimenti fondali [NTC § 6.2.3.3]

Il calcolo dei cedimenti della fondazione superficiale viene condotto con il metodo edometrico, che permette di valutare separatamente, in terreni stratificati, sia la componente dei cedimenti immediati sia la componente dei cedimenti a lungo termine.

I cedimenti a lungo termine, dovuti al lento drenaggio di terreni granulari fini e finissimi, vengono determinati per uno strato elementare di spessore  $H$  tramite l'espressione generale:

- Se  $\sigma'_c = \sigma'_{v0}$   
terreno NC:

$$\Delta H_i = \frac{H_i}{1+e_{0i}} \left[ C_{\alpha} \log \frac{\sigma'_{v0i} + \Delta \sigma_{vi}}{\sigma'_{v0i}} \right]$$

- Se  $\sigma'_c > (\sigma'_{v0} + \Delta \sigma_v)$   
terreno OC:

$$\Delta H_i = \frac{H_i}{1+e_{0i}} \left[ C_{ri} \log \frac{\sigma'_{v0i} + \Delta \sigma_{vi}}{\sigma'_{v0i}} \right]$$

- Se  $(\sigma'_{v0} + \Delta \sigma_v) > \sigma'_c > \sigma'_{v0}$   
terreno OC che diventa NC:

$$\Delta H_i = \frac{H_i}{1+e_{0i}} \left[ C_{ri} \log \frac{\sigma'_{ci}}{\sigma'_{v0i}} + C_{ci} \log \frac{\sigma'_{v0i} + \Delta \sigma_{vi}}{\sigma'_{ci}} \right]$$

dove:

$\Delta H_i$  = riduzione di spessore dello strato elementare

$C_{ri}$  = rapporto di ricomprensione;

$C_{ci}$  = rapporto di compressione;

$\sigma'_{v0i}$  = tensione litostatica verticale efficace in corrispondenza dello strato elementare;

$\sigma'_{ci}$  = tensione di preconsolidazione dello strato i.

$\Delta \sigma'_{vi}$  = incrementi di tensione calcolati con la teoria dell'elasticità;

$e_0$  = indice dei vuoti iniziali dello strato di terreno.

Per i livelli di terreno A, G e H di natura granulare i cedimenti vengono calcolati con il metodo elastico utilizzando i moduli efficaci  $E'$  mediante la seguente formulazione:  $\Delta H_i = H_i \Delta q_i / E'_i$

Il cedimento totale edometrico sarà pari alla somma dei cedimenti dei vari strati  $\Delta H_i$ . Il cedimento finale sarà pari alla somma del cedimento istantaneo e quello di consolidazione, pari a 1.1 volte il cedimento istantaneo.

L'incremento di pressione efficace unitario sul piano di posa della fondazione risulta:

$$q_{sd,SLR} = 45.5 \text{ kPa}$$

$\sigma'_{v0}(D_f) = 18.5 \text{ kPa}$  la pressione litostatica efficace sul piano di posa della fondazione;

$u(D_f) = 0 \text{ kPa}$  la pressione dell'acqua sul piano di posa della fondazione per falda media;

$$\Delta q_{sd,SLR} = 26.2 \text{ kPa}$$

Il cedimento massimo per SLR risulta pari a:

$$w = 27 \text{ mm}$$

Il calcolo dettagliato è riportato in APPENDICE B.

Il valore del cedimento totale calcolato nell'ipotesi di fondazione rigida, 27mm, è compatibile con l'opera in oggetto essendo inferiore a 10cm (valore limite suggerito da Bowles in "Fondazioni" ed. 1991 per gli edifici intelaiati in c.a.).

Il valore del cedimento differenziale massimo, calcolato sulla differenza di pressione riscontrata nel terreno con il modello agli elementi finiti (46.5kPa e 45kPa) risulta di 27.8mm-26.3mm=1.5mm. Il valore dell'inclinazione massima sul lato di dimensione minore risulta pari a 1.5mm/5600mm=0.0003, tale valore risulta inferiore al

valore ammissibile di 0.002 suggerito da Bowles in “Fondazioni” ed. 1991 per gli edifici intelaiati in c.a..



## **APPENDICE A**

### **Calcolo delle curve carico-spostamento**





## FONDAZIONE MISTA - PLATEA SU JG E DIAFRAMMI t=80cm

### Dimensioni geometriche platea

- dim. minima platea:

$$B := 15.45\text{m}$$

- dim. max. platea:

$$\underset{\sim}{L} := 30.9\text{m}$$

$$\text{if}(B \leq L, \text{"OK"}, \text{"INVERTIRE B CON L"}) = \text{"OK"}$$

- raggio fondazione circolare

$$\underset{\sim}{R} := 0\cdot\text{m}$$

$$h_{pl} := 0.8\text{m}$$

- profondità appoggio platea:

$$D_{pl} := 2.1\cdot\text{m} - -1.4\text{m} - h_{pl} = 4.3\text{m}$$

- area di base:

- inclinazione base fond:

$$\beta := 0\cdot\text{deg}$$

- inclinazione pendio terreno:

$$\alpha := 0\cdot\text{deg}$$

superficie di base

$$\text{forma} := \begin{cases} \text{"nastro"} & \text{if } L = 0 \\ \text{"quadrato"} & \text{if } L = B \\ \text{"circolare"} & \text{if } R \neq 0 \\ \text{"rettang"} & \text{otherwise} \end{cases} = \text{"rettang"}$$

$$A_{pl} := \begin{cases} B \cdot 1\text{m} & \text{if forma} = \text{"nastro"} \\ B \cdot L & \text{if (forma} = \text{"quadrato"}) \vee (\text{forma} = \text{"rettang"}) \\ R^2 \cdot \pi & \text{if forma} = \text{"circolare"} \end{cases} = 477.4\cdot\text{m}^2$$

$$\text{per} := \begin{cases} 2\text{m} & \text{if forma} = \text{"nastro"} \\ 2(B + L) & \text{if (forma} = \text{"quadrato"}) \vee (\text{forma} = \text{"rettang"}) \\ 2R \cdot \pi & \text{if forma} = \text{"circolare"} \end{cases} = 92.7\cdot\text{m} \quad \text{perimetro laterale}$$

$$B_{nom} := \begin{cases} 2 \cdot R & \text{if (forma} = \text{"circolare"}) \\ B & \text{otherwise} \end{cases} \quad \text{dimensione nominale fondazione}$$

### Dimensioni geometriche palificata

- diametro e area del palo:

$$D_p := 0.63\cdot\text{m}$$

$$A_p := \pi \cdot \frac{D_p^2}{4} = 0.3\text{m}^2$$

$$\text{if}(D_p \leq 0.25\text{m}, \text{"PICCOLO DIAMETRO"}, \text{if}(D_p \leq 1.0\text{m}, \text{"MEDIO DIAMETRO"}, \text{"GRANDE DIAMETRO"})) = \text{"MEDIO DIAMETRO"}$$

- lunghezza palo:

$$L_p := 10.5\cdot\text{m} + 1.14\text{m} - D_{pl} = 7.3\text{m}$$

- rapporto L/D:

$$k_p := \frac{L_p}{D_p} = 11.5$$

- tipologia di realizzazione del palo:

$$T_p := \text{"trivellato"}$$

(inserire trivellato, infisso, elica continua)

- classificazione pali:

$$\text{if}(k_p \leq 4, \text{"CORTO"}, \text{if}(k_p \leq 10, \text{"SEMIPROFONDA"}, \text{"LUNGO"})) = \text{"LUNGO"}$$

- profondità appoggio pali:

$$D_{pali} := D_{pl} + L_p = 11.6\text{m}$$

- peso specifico pali

$$\gamma_{cls} := 25 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3}$$

$$\gamma_p := \gamma_{cls}$$

Vita utile dell'opera

$v_u := 50 \cdot \text{yr}$

vita utile dell'opera

Parametri geotecnici del terreno:

$n_s := 7$  numero di strati terreno

$i := 1 \dots n_s$   $p_0 := D_{pl} = 4.3 \text{ m}$  piano di posa del testapalo

profondità base  
strato i-esimo

$z_{s_i} :=$	
3.7m	A
5.7m	B
9.7m	C
11.7m	E
17.9m	F
19m	G
31.5m	H

caratteristiche del terreno misurate in laboratorio

p.v. naturale      p.v. saturo      p.v. immerso

$\gamma_{t_i} :=$	$\gamma_{t_{imm_i}} :=$	$\gamma_{t_{sat_i}} :=$
18.50kN·m <sup>-3</sup>	9.00kN·m <sup>-3</sup>	19.00kN·m <sup>-3</sup>
18.80kN m <sup>-3</sup>	9.20kN·m <sup>-3</sup>	19.20kN m <sup>-3</sup>
16.60kN m <sup>-3</sup>	6.80kN·m <sup>-3</sup>	16.80kN m <sup>-3</sup>
17.00·kN·m <sup>-3</sup>	7.80kN·m <sup>-3</sup>	17.80·kN·m <sup>-3</sup>
16.50·kN·m <sup>-3</sup>	6.85kN·m <sup>-3</sup>	16.90·kN·m <sup>-3</sup>
18.20·kN·m <sup>-3</sup>	9.00kN·m <sup>-3</sup>	19.00·kN·m <sup>-3</sup>
18.50·kN·m <sup>-3</sup>	9.00kN·m <sup>-3</sup>	19.00·kN·m <sup>-3</sup>

$\gamma_{t_{med}} := \sum_{i=1}^{n_s} \left( \frac{\gamma_{t_i}}{n_s} \right) = 17.7 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}^3}$

$i := 1 \dots n_s$   $z_{s_0} := 0 \text{ m}$   
 $\Delta z_{pali_i} := \begin{cases} \max \left[ z_{s_i} - z_{s_{i-1}} \cdot \left( z_{s_{i-1}} \geq D_{pl} \right) - D_{pl} \cdot \left( z_{s_{i-1}} < D_{pl} \right), 0 \text{ m} \right] & \text{if } z_{s_i} \leq D_{pali} \\ \max \left( D_{pali} - z_{s_{i-1}}, 0 \text{ m} \right) & \text{otherwise} \end{cases}$

$D_{pl} = 4.3 \text{ m}$

$D_{pali} - D_{pl} = 7.3 \cdot \text{m}$

$\sum_i \Delta z_{pali_i} = 7.3 \text{ m}$

$\Delta z_{pali_i} =$

0	m
1.4	
4	
1.9	
0	
0	
0	

VALORI MEDI

## COND. NON DRENATE

coesione non  
drenata  
strato i-esimo

$c_{u\_med\_i} :=$	
72kPa	A
26kPa	B
16kPa	C
27kPa	E
10kPa	F
0kPa	G
56kPa	H

## COND. DRENATE

ang. attrito  
efficace  
strato i-esimo

coesione  
drenata  
strato i-esimo

$\phi_{eff\_med\_i} :=$	$c_{eff\_med\_i} :=$
38·deg	0kPa
31·deg	0kPa
29·deg	0kPa
31deg	0kPa
22deg	0kPa
34deg	0kPa
37deg	0kPa

## VALORI MINIMI

## COND. NON DRENATE

coesione non  
drenata  
strato i-esimo

$c_{u\_min\_i} :=$	
59kPa	A
7kPa	B
4kPa	C
7kPa	E
3kPa	F
0kPa	G
22kPa	H

## COND. DRENATE

ang. attrito  
efficace  
strato i-esimo

coesione  
drenata  
strato i-esimo

$\phi_{eff\_min\_i} :=$	$c_{eff\_min\_i} :=$
37·deg	0kPa
30·deg	0kPa
27·deg	0kPa
31deg	0kPa
17deg	0kPa
30deg	0kPa
32deg	0kPa

VALORI CARATTERISTICI  
(scegliere i valori medi o minimi)

## COND. NON DRENATE

coesione non  
drenata  
strato i-esimo

$$c_{u\_k\_i} := c_{u\_med\_i}$$

$c_{u\_k\_i} =$	
72	·kPa
26	
16	
27	
10	
0	
56	

## COND. DRENATE

ang. attrito  
efficace  
strato i-esimo

coesione  
drenata  
strato i-esimo

$$\phi_{eff\_k\_i} := \phi_{eff\_med\_i} \quad c_{eff\_k\_i} := c_{eff\_med\_i}$$

$\phi_{eff\_k\_i} =$		$c_{eff\_k\_i} =$	
38	·deg	0	·kPa
31		0	
29		0	
31		0	
22		0	
34		0	
37		0	

$q_{c_i} :=$	resistenza totale strato iesimo
1095·kPa	A
745·kPa	B
528kPa	C
914kPa	E
594kPa	F
14658kPa	G
3473kPa	H

$$\text{mod} := \begin{cases} 3.5 & \text{if forma} = \text{"nastro"} \\ 2.5 & \text{if (forma} = \text{"quadrato"}) \vee (\text{forma} = \text{"circolare"}) \\ 3.5 - \frac{B}{L} & \text{if forma} = \text{"rettang"} \end{cases} = 3$$

$E_{\text{eff\_med}_i} := \text{mod} \cdot q_{c_i}$	$G_{\text{eff\_med}_i} := \frac{E_{\text{eff\_med}_i}}{2 \cdot (1 + \nu_i)}$	Parametri di deformabilità effciaci medi
$E_{\text{eff\_med}_i} =$	$G_{\text{eff\_med}_i} =$	
3.29 ·MPa	1.10 ·MPa	
2.23	0.75	
1.58	0.53	
2.74	0.91	
1.78	0.59	
43.97	14.66	
10.42	3.47	

$$z := 0m, 0.1m .. z_{s_{n_s}}$$

$$\begin{aligned} \phi_{\text{eff\_min}}(z) &:= \sum_{i=1}^{n_s} \left[ \left( z_{s_{i-1}} < z \leq z_{s_i} \right) \cdot \phi_{\text{eff\_min}_i} \right] & c_{\text{eff\_min}}(z) &:= \sum_{i=1}^{n_s} \left[ \left( z_{s_{i-1}} < z \leq z_{s_i} \right) \cdot c_{\text{eff\_min}_i} \right] & \text{COND. DRENATE (MIN.)} \\ c_{u\_min}(z) &:= \sum_{i=1}^{n_s} \left[ \left( z_{s_{i-1}} < z \leq z_{s_i} \right) \cdot c_{u\_min_i} \right] & & & \text{COND. NON DRENATE (MIN.)} \\ \phi_{\text{eff\_med}}(z) &:= \sum_{i=1}^{n_s} \left[ \left( z_{s_{i-1}} < z \leq z_{s_i} \right) \cdot \phi_{\text{eff\_med}_i} \right] & c_{\text{eff\_med}}(z) &:= \sum_{i=1}^{n_s} \left[ \left( z_{s_{i-1}} < z \leq z_{s_i} \right) \cdot c_{\text{eff\_med}_i} \right] & \text{COND. DRENATE (MEDIE)} \\ c_{u\_med}(z) &:= \sum_{i=1}^{n_s} \left[ \left( z_{s_{i-1}} < z \leq z_{s_i} \right) \cdot c_{u\_med_i} \right] & & & \text{COND. NON DRENATE (MEDIE)} \\ \phi_{\text{eff\_k}}(z) &:= \sum_{i=1}^{n_s} \left[ \left( z_{s_{i-1}} < z \leq z_{s_i} \right) \cdot \phi_{\text{eff\_k}_i} \right] & c_{\text{eff\_k}}(z) &:= \sum_{i=1}^{n_s} \left[ \left( z_{s_{i-1}} < z \leq z_{s_i} \right) \cdot c_{\text{eff\_k}_i} \right] & \text{COND. DRENATE (CARATT.)} \end{aligned}$$

$$c_{u\_k}(z) := \sum_{i=1}^{n_s} \left[ \left( z_{s_{i-1}} < z \leq z_{s_i} \right) \cdot c_{u\_k}_i \right] \quad \text{COND. NON DRENATE (CARATT.)}$$

$$G_{\text{eff\_med\_z}}(z) := \sum_{i=1}^{n_s} \left[ \left( z_{s_{i-1}} < z \leq z_{s_i} \right) \cdot G_{\text{eff\_med}_i} \right] \quad \text{COND. DRENATE (MEDIE)}$$

$$E_{\text{eff\_med\_z}}(z) := \sum_{i=1}^{n_s} \left[ \left( z_{s_{i-1}} < z \leq z_{s_i} \right) \cdot E_{\text{eff\_med}_i} \right] \quad \text{COND. DRENATE (MEDIE)}$$

$$E_{u\_med\_z}(z) := \sum_{i=1}^{n_s} \left[ \left( z_{s_{i-1}} < z \leq z_{s_i} \right) \cdot E_{u\_}$$

$$\gamma_t(z) := \sum_{i=1}^{n_s} \left[ \left( z_{s_{i-1}} < z \leq z_{s_i} \right) \cdot \gamma_{t_i} \right]$$

$$\gamma_{t\_imm}(z) := \sum_{i=1}^{n_s} \left[ \left( z_{s_{i-1}} < z \leq z_{s_i} \right) \cdot \gamma_{t\_imm_i} \right]$$

$$\gamma_{t\_sat}(z) := \sum_{i=1}^{n_s} \left[ \left( z_{s_{i-1}} < z \leq z_{s_i} \right) \cdot \gamma_{t\_sat_i} \right]$$

- profondità della falda dal piano di campagna:

$$D_{\text{www}} := 2.10\text{m} - 0.55\text{m} = 1.55\text{ m}$$

falda media

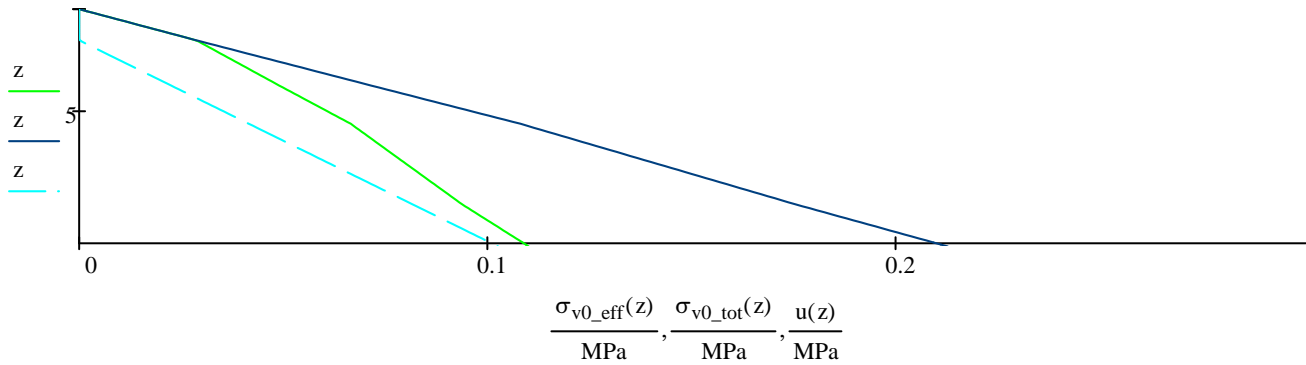
- peso di volume dell'acqua:

$$\gamma_w := 10.00 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}^3}$$

$$\sigma_{v0\_eff}(z) := \begin{cases} \int_0^z \gamma_t(z) dz & \text{if } z < D_w \\ \int_0^{D_w} \gamma_t(z) dz + \int_{D_w}^z \gamma_{t\_imm}(z) dz & \text{if } z \geq D_w \end{cases}$$

$$\sigma_{v0\_tot}(z) := \begin{cases} \int_0^z \gamma_t(z) dz & \text{if } z < D_w \\ \int_0^{D_w} \gamma_t(z) dz + \int_{D_w}^z \gamma_{t\_sat}(z) dz & \text{if } z \geq D_w \end{cases}$$

$$u(z) := \sigma_{v0\_tot}(z) - \sigma_{v0\_eff}(z)$$



## Coefficienti parziali:

$$\gamma_{\phi M1} := 1 \quad \gamma_{ceff M1} := 1 \quad \gamma_{cu M1} := 1 \quad (M1)$$

$$\gamma_{\phi M2} := 1.25 \quad \gamma_{ceff M2} := 1.25 \quad \gamma_{cu M2} := 1.4 \quad (M2)$$

$$\gamma_{R1\_sup} := 1.0 \quad (R1 - \text{superficiali})$$

$$\gamma_{R2\_sup} := 1.8 \quad (R2 - \text{superficiali))}$$

$$\gamma_{R3\_sup} := 2.3 \quad (R3 - \text{superficiali))}$$

(R3 - pali)

$$\gamma_{R3\_b} := \begin{cases} 1.35 & \text{if } (T_p = \text{"trivellato"}) \vee (T_p = \text{"jet grouting"}) \\ 1.15 & \text{if } T_p = \text{"infisso"} \\ 1.3 & \text{if } T_p = \text{"elica continua"} \end{cases}$$

$$\gamma_{R3\_s} := \begin{cases} 1.15 & \text{if } (T_p = \text{"trivellato"}) \vee (T_p = \text{"jet grouting"}) \\ 1.15 & \text{if } T_p = \text{"infisso"} \\ 1.15 & \text{if } T_p = \text{"elica continua"} \end{cases}$$

## Calcolo delle azioni alla base della fondazione - Approccio 2 (A1+M1+R3):

### Azioni trasmesse alla base della platea:

- azioni trasmesse alla platea

$$G_f := (9548 + 6362) \cdot \text{kN}$$

$$Q_w := 23963 \text{ kN}$$

- coefficiente di sovraresistenza per le fondazioni

$$\gamma_{Rd} := 1.1$$

- coefficienti parziali azioni permanenti strutt.

$$\gamma_{g\_max} := 1.3$$

$$\gamma_{g\_min} := 1.0$$

$$\gamma_q := 1.5 \quad (A1)$$

- carico verticale:

$$F_{pl\_z\_SLU} := G_f \cdot \gamma_{g\_max} + Q_w \cdot \gamma_q = 56628 \cdot \text{kN}$$

$$F_{pl\_z\_SLR} := G_f + Q_w = \text{■} \cdot \text{kN}$$

$$F_{pl\_z\_SLF} := G_f + Q_w \cdot 0.9 = 37477 \cdot \text{kN}$$

$$F_{pl\_z\_SLQ} := G_f + Q_w \cdot 0.8 = 35080 \cdot \text{kN}$$

- carico orizzontale in dir. di B:

$$H_{pl\_B\_SLU} := H_{f\_B\_SLU} \cdot \gamma_{Rd} = 0 \cdot \text{kN}$$

- carico orizzontale in dir. di L:

$$H_{pl\_L\_SLU} := H_{f\_L\_SLU} \cdot \gamma_{Rd} = 0 \cdot \text{kN}$$

- momento flettente nel piano parallelo a B:

$$M_{pl\_B\_SLU} := |M_{f\_B\_SLU}| \cdot \gamma_{Rd} = 0 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

- momento flettente nel piano parallelo a L

$$M_{pl\_L\_SLU} := |M_{f\_L\_SLU}| \cdot \gamma_{Rd} = 0 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

- ecc.:

$$e_B := \frac{M_{pl\_B\_SLU}}{F_{pl\_z\_SLU}} \quad e_B = 0$$

- ecc.:

$$e_L := \frac{M_{pl\_L\_SLU}}{F_{pl\_z\_SLU}} \quad e_L = 0$$

- area di base rid.:

$$B_{rid} := B - 2 \cdot e_B = 15.5 \text{ m}$$

$$L_{rid} := L - 2e_L = 30.9 \text{ m}$$

$$\text{if}(B_{rid} \leq L_{rid}, "OK", "INVERTIRE B CON L") = "OK"$$

- area di base rid.:

$$A_{rid} := B_{rid} \cdot L_{rid}$$

### Azioni trasmesse ai pali:

$$n_p := 93 \quad \text{numero di pali}$$

$$N_{p_1} := -148 \cdot \text{kN} \quad \text{sollecitazione massima sul palo in assenza di fondazione superficiale}$$

$$N_{p\_min} := \min(N_p) = -148 \cdot \text{kN}$$

$$N_{p\_max} := \max(N_p) = 0 \cdot \text{kN}$$

$$N_p = \begin{pmatrix} 0 \\ -148 \\ -148 \\ -148 \\ -148 \\ -148 \\ -148 \end{pmatrix} \cdot \text{kN}$$

## Portata del singolo palo

$$\phi_{\text{eff.d}}(\phi) := \text{atan}\left(\frac{\tan(\phi)}{\gamma_{\phi M2}}\right) \quad c_{\text{eff.d}}(c) := \frac{c}{\gamma_{cu M2}} \quad c_{u.d}(c) := \frac{c}{\gamma_{cu M2}} \quad \text{caratteristiche geot. di progetto del terreno alla base dei pali}$$

$$D_b := \left(\frac{4 \cdot A_p}{\pi}\right)^{0.5} = 0.71 \text{ m} \quad \text{diametro di base del palo o dell'eventuale bulbo}$$

$$A_b := \pi \cdot \frac{D_b^2}{4} = 0.4 \text{ m}^2 \quad \text{superficie di base del palo o dell'eventuale bulbo}$$

## Capacità portante di punta:

$$\phi_{b\_corr}(\phi) := \begin{cases} 0 \text{deg} & \text{if } \phi = 0 \text{deg} \\ \phi - 3 \text{deg} & \text{if } [(T_p = \text{"trivellato"}) \vee (T_p = \text{"elica continua"})] \\ \frac{3}{4} \phi + 10 \text{deg} & \text{if } (T_p = \text{"infisso"}) \vee (T_p = \text{"jet grouting"}) \end{cases} \quad \text{caratteristiche geot. del terreno alla base dei pali}$$

$$k := 5, 10 \dots 20 \quad \theta := 22 \text{deg}, 23 \text{deg} \dots 42 \text{deg}$$

$$N_{q\_iniz}(k) := 10^{\left[ \log(7.07) + \frac{\log(18.66) - \log(7.07)}{5-50} \cdot (k-50) \right]} \quad \text{per } \phi_i = 26^\circ \quad N_{q\_iniz}(10) = 16.8$$



$$N_{q\_fin}(k) := 10^{\left[ \log(87) + \frac{\log(162) - \log(87)}{5-50} \cdot (k-50) \right]}$$

per  $\phi=38^\circ$

$$N_{q\_fin}(10) = 151.2$$

$$N_{q\_bk}(k, \theta) := 10^{\left[ \log((N_{q\_iniz}(k))) + \frac{\log((N_{q\_fin}(k))) - \log((N_{q\_iniz}(k)))}{38\text{deg} - 26\text{deg}} \cdot (\theta - 26\text{deg}) \right]}$$

Coefficienti di portata alla base - Berezantzev

$$N_{q\_b\_T}(\theta) := e^{\pi \cdot \tan(\theta)} \cdot \tan\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\theta}{2}\right)^2$$

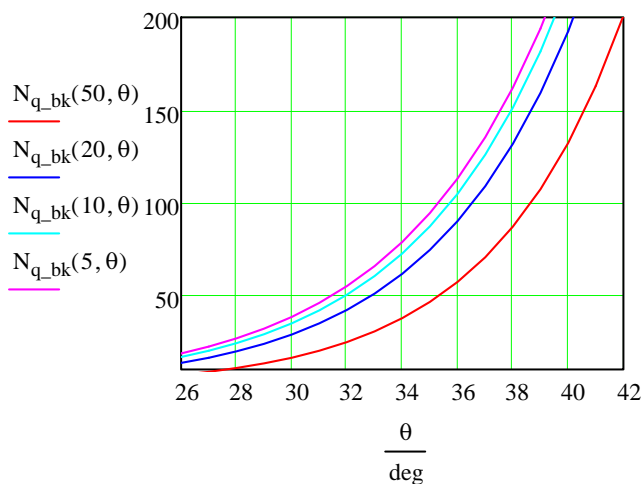
Coefficienti di portata alla base per pali di grane diametro - Berezantzev modificata (simile a Terzaghi)

$$N_{q\_b}(\phi) := \begin{cases} N_{q\_b\_T}(\phi) & \text{if } D_p > 1.00\text{m} \\ N_{q\_bk}(k_p, \phi) & \text{if } (D_p \leq 1.00\text{m}) \wedge \phi_{b\_corr}(\phi) \geq 22\text{deg} \\ N_{q\_b\_T}(\phi) & \text{if } (D_p \leq 1.00\text{m}) \wedge \phi_{b\_corr}(\phi) < 22\text{deg} \end{cases}$$

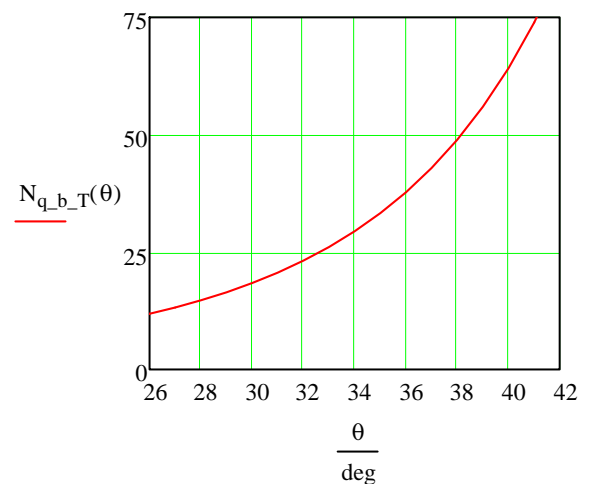
Coefficienti di portata alla base

$$N_{c\_b}(\phi) := \text{if}[\phi = 0, 9, (N_{q\_b}(\phi) - 1) \cdot \cot(\phi)]$$

Coefficienti di portata alla base



Coefficienti di portata alla base per pali di medio e piccolo diametro - Berezantzev



Coefficienti di portata alla base per pali di grane diametro - Berezantzev modificato (simile a Terzaghi)

$$R_{c\_b}(c) := \begin{cases} \frac{D_p + 1\text{m}}{2D_p + 1\text{m}} & \text{if } c \neq 0 \wedge T_p = \text{"trivellato"} \\ \frac{D_p + 0.5\text{m}}{2D_p} & \text{if } c \neq 0 \wedge T_p = \text{"infisso"} \\ 1 & \text{otherwise} \end{cases}$$

coeff. di Meyerhof per argille S/C fessurate

$$q_{b\_calc\_eff}(\phi, c) := c \cdot N_{c\_b}(\phi) \cdot R_{c\_b}(c) + \sigma_{v0\_eff}(D_{pali}) \cdot N_{q\_b}(\phi)$$

$$q_{b\_calc\_tot}(\phi, c) := c \cdot N_{c\_b}(\phi) \cdot R_{c\_b}(c) + \sigma_{v0\_tot}(D_{pali}) \cdot N_{q\_b}(\phi)$$

$$Q_{b\_calc\_eff}(\phi, c) := q_{b\_calc\_eff}(\phi, c) \cdot A_b$$

$$Q_{b\_calc\_tot}(\phi, c) := q_{b\_calc\_tot}(\phi, c) \cdot A_b$$

$$Q_{b\_calc\_dren\_min} := Q_{b\_calc\_eff}(\phi_{eff.d}(\phi_{b\_corr}(\phi_{eff\_min}(D_{pali}))), c_{eff.d}(c_{eff\_min}(D_{pali}))) + u(D_{pali}) \cdot A_p = 419 \cdot kN$$

$$Q_{b\_calc\_dren\_med} := Q_{b\_calc\_eff}(\phi_{eff.d}(\phi_{b\_corr}(\phi_{eff\_med}(D_{pali}))), c_{eff.med}(D_{pali})) + u(D_{pali}) \cdot A_p = 419 \cdot kN$$

$$Q_{b\_calc\_nodren\_min} := Q_{b\_calc\_tot}(0deg, c_{u.d}(c_{u\_min}(D_{pali}))) = 102 \cdot kN$$

$$Q_{b\_calc\_nodren\_med} := Q_{b\_calc\_tot}(0deg, c_{u.d}(c_{u\_med}(D_{pali}))) = 153 \cdot kN$$

$Q_{b\_calc\_min} :=$	$Q_{b\_calc\_dren\_min} \text{ if } c_{u\_min}(D_{pali}) = 0 \quad = 102 \cdot kN$ $\min(Q_{b\_calc\_dren\_min}, Q_{b\_calc\_nodren\_min}) \text{ otherwise}$
-----------------------	--

$Q_{b\_calc\_med} :=$	$Q_{b\_calc\_dren\_med} \text{ if } c_{u\_med}(D_{pali}) = 0 \quad = 153 \cdot kN$ $\min(Q_{b\_calc\_dren\_med}, Q_{b\_calc\_nodren\_med}) \text{ otherwise}$
-----------------------	--

### Capacità portante laterale:

$$\mu(\phi) := \begin{cases} \tan(\phi) & \text{if } (T_p = \text{"trivellato"}) \vee (T_p = \text{"elica continua"}) \vee (T_p = \text{"jet grouting"}) \\ \tan\left(\frac{3}{4}\phi\right) & \text{if } (T_p = \text{"infisso"}) \end{cases}$$

$$K_{sp}(\phi) := \begin{cases} 1 - \sin(\phi) & \text{if } T_p = \text{"trivellato"} \vee T_p = \text{"elica continua"} \\ 1 - \sin(\phi) & \text{if } (T_p = \text{"infisso"}) \vee (T_p = \text{"jet grouting"}) \end{cases}$$

$$\alpha_{ad}(c) := \begin{cases} \text{if } (T_p = \text{"trivellato"}) \vee (T_p = \text{"elica continua"}) \vee (T_p = \text{"jet grouting"}) \\ \begin{cases} 0.7 & \text{if } c \leq 25kPa \\ 0.7 - 0.008\left(\frac{c}{kPa} - 25\right) & \text{if } 25 \cdot kPa < c < 70kPa \\ 0.35 & \text{if } c \geq 70kPa \end{cases} \\ \text{if } ((T_p = \text{"infisso"})) \\ \begin{cases} 1 & \text{if } c \leq 25kPa \\ 1 - 0.011\left(\frac{c}{kPa} - 25\right) & \text{if } 25 \cdot kPa < c < 70kPa \\ 0.50 & \text{if } c \geq 70kPa \end{cases} \end{cases}$$

$$Q_{l\_calc\_min} := \int_{D_{pl}}^{D_{pali}} \left| \left( (K_{sp}(\phi_{eff,d}(\phi_{eff\_min}(z))) \cdot \sigma_{v0\_eff}(z) \cdot \mu(\phi_{eff,d}(\phi_{eff\_min}(z))) + \alpha_{ad}(c_{eff,d}(c_{eff\_min}(z))) \cdot c_{eff,d}(c_{eff\_min}(z))) \right) \text{ if } c_{u\_m} \right.$$


---


$$Q_{l\_calc\_med} := \int_{D_{pl}}^{D_{pali}} \left| \left( (K_{sp}(\phi_{eff,d}(\phi_{eff\_med}(z))) \cdot \sigma_{v0\_eff}(z) \cdot \mu(\phi_{eff,d}(\phi_{eff\_med}(z))) + \alpha_{ad}(c_{eff,d}(c_{eff\_med}(z))) \cdot c_{eff,d}(c_{eff\_med}(z))) \right) \text{ if } c_{u\_} \right.$$


---


$$\left. \left( (K_{sp}(0deg) \cdot \sigma_{v0\_tot}(z) \cdot \mu(0deg) + \alpha_{ad}(c_{u,d}(c_{u\_min}(z))) \cdot c_{u,d}(c_{u\_min}(z))) \right) \text{ otherwise} \right.$$


---

Capacità portante ultima:

Approccio 2 (A1+M1+R3)

Fattore di correlazione verticali indagate:

$n_{vert} := 2$  numero di verticali indagate

$$\zeta_{3_{n_{vert}}} = 1.65 \quad \zeta_{4_{n_{vert}}} = 1.55$$

Portata di base:

$$Q_{b\_Rd\_min} := \frac{Q_{b\_calc\_min}}{\gamma_{R3\_b} \cdot \zeta_{4_{n_{vert}}}} = 48.7 \cdot kN$$

$$Q_{b\_Rd\_med} := \frac{Q_{b\_calc\_med}}{\gamma_{R3\_b} \cdot \zeta_{3_{n_{vert}}}} = 68.8 \cdot kN \quad Q_{b\_Rd} := \min(Q_{b\_Rd\_min}, Q_{b\_Rd\_med}) = 49 \cdot kN$$

Portata laterale:

$$Q_{l\_Rd\_min} := \frac{Q_{l\_calc\_min}}{\gamma_{R3\_s} \cdot \zeta_{4_{n_{vert}}}} = 22.1 \cdot kN$$

$$Q_{l\_Rd\_med} := \frac{Q_{l\_calc\_med}}{\gamma_{R3\_s} \cdot \zeta_{3_{n_{vert}}}} = 80.5 \cdot kN \quad Q_{l\_Rd} := \min(Q_{l\_Rd\_min}, Q_{l\_Rd\_med}) = 22 \cdot kN$$

$$Q_{p\_Rd} := (Q_{b\_Rd} + Q_{l\_Rd}) = 71 \cdot kN$$

$$N_{p\_SLU} := -N_{p\_min} + G_p \cdot \gamma_{g\_max} = 148 \cdot kN \quad \text{ipotesi di affidare tutto il carico ai pali (diaframmi)}$$

$$N_{p\_SLU} = 148 \cdot kN \quad \text{sforzo massimo nel palo in compressione}$$

$$\frac{N_{p\_SLU}}{Q_{p\_Rd}} = 2.1 \quad \text{if}(Q_{p\_Rd} > |N_{p\_min}|, \text{"VERIFICATA"}, \text{"NON VERIFICATA"}) = \text{"NON VERIFICATA"}$$

## Portata della palificata in gruppo - metodo Converse-Labarre

$$\nu_{gr} := 1 \quad \text{efficienza palificata}$$

$$F_{pl\_z\_SLU} = 56628 \cdot \text{kN} \quad \text{azione massima in cima alla palificata}$$

$$Q_{gr\_Rd} := n_p \cdot Q_{p\_Rd} \cdot \nu_{gr} = 6581 \cdot \text{kN} \quad \text{portata palificata complessiva}$$

$$\text{if}(Q_{gr\_Rd} > F_{pl\_z\_SLU}, \text{"VERIFICATA"}, \text{"NON VERIFICATA"}) = \text{"NON VERIFICATA"}$$

## Cedimento del palo singolo

### Metodo analitico approssimato - Randolph & Wroth (1978)

$$w_b := 0\text{mm}, 0.2\text{mm} \dots 0.1\text{B}$$

$$D_b = 0.71 \text{ m}$$

$$E_{\text{palo}} := 30000 \text{MPa} = 30000 \cdot \text{MPa}$$

$$G_{av} := \frac{1}{L_p} \cdot \sum_{i=1}^{n_s} (\Delta z_{\text{pali}_i} \cdot G_{\text{eff\_med}_i}) = 671 \cdot \text{kPa} \quad \nu := \frac{1}{L_p} \cdot \sum_{i=1}^{n_s} (\Delta z_{\text{pali}_i} \cdot \nu_i) = 0.5$$

$$G_L := G_{\text{eff\_med}_z}(D_{\text{pali}}) = 914 \cdot \text{kPa} \quad \text{modulo taglio alla punta del palo (palo sospeso)}$$

$$G_b := G_{\text{eff\_med}_z}(D_{\text{pali}}) = 914 \cdot \text{kPa} \quad \text{modulo taglio al di sotto della punta del palo (palo di punta) se il palo è sospeso porre uguale a } G_L$$

$$E_L := E_{\text{eff\_med}_z}(D_{\text{pali}}) = 2742 \cdot \text{kPa}$$

$$\xi := \frac{G_L}{G_b} = 1 \quad \text{palo sospeso: 1; palo di punta } < 1;$$

$$\rho := \frac{G_{av}}{G_L} = 0.7$$

$$\zeta := \ln \left[ \left[ 0.25 + [2.5 \cdot (1 - \nu) \cdot \rho - 0.25] \cdot \xi \right] \cdot \frac{L_p}{0.5 \cdot D_p} \right] = 3.1$$

$$\lambda := \frac{E_{\text{palo}}}{G_L} = 32822.8$$

$$\eta := \frac{D_b}{D_p} = 1.1$$

$$\mu := \frac{1}{0.5 \cdot D_p} \cdot \sqrt{\frac{2}{\zeta \cdot \lambda}} = 0 \text{ m}^{-1}$$

$$w_T(w_b) := w_b \cdot \cosh(\mu \cdot L_p)$$

$$Q_T(w_b) := G_L \cdot r_0 \cdot w_T(w_b) \cdot \frac{\frac{4 \cdot \eta}{(1 - \nu) \cdot \xi} + \frac{2 \cdot \pi \cdot L_p \cdot \tanh(\mu \cdot L_p) \cdot \rho}{\zeta \cdot r_0 \cdot \mu \cdot L_p}}{1 + \frac{1}{\pi \cdot \lambda} \cdot \frac{4 \cdot \eta}{(1 - \nu) \cdot \xi} \cdot \frac{\tanh(\mu \cdot L_p)}{\mu \cdot L_p} \cdot \frac{L_p}{r_0}}$$

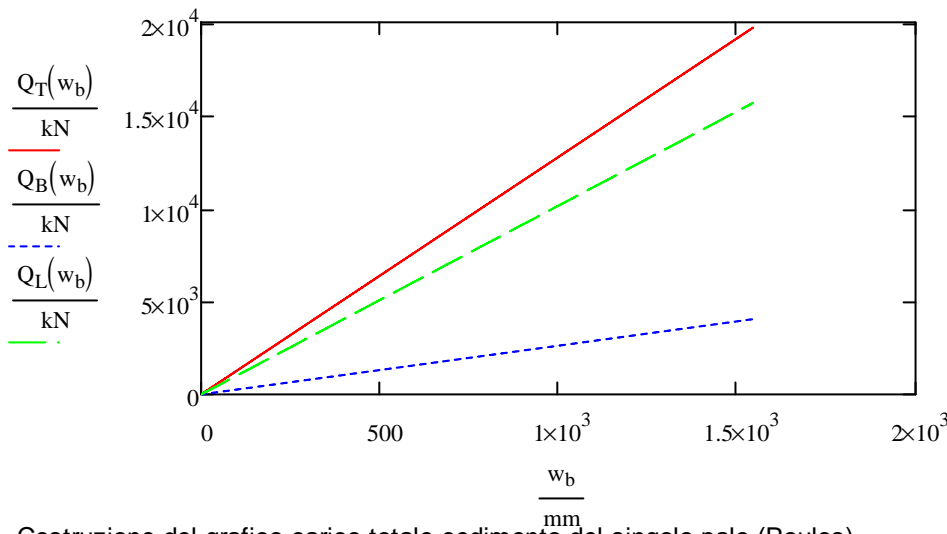
relazione carico totale-cedimento

$$Q_B(w_b) := \frac{G_L \cdot r_0 \cdot w_T(w_b) \cdot \frac{4 \cdot \eta}{(1 - \nu) \cdot \xi}}{1 + \frac{1}{\pi \cdot \lambda} \cdot \frac{4 \cdot \eta}{(1 - \nu) \cdot \xi} \cdot \frac{\tanh(\mu \cdot L_p)}{\mu \cdot L_p} \cdot \frac{L_p}{r_0}}$$

relazione carico punta-cedimento

$$Q_L(w_b) := \frac{G_L \cdot r_0 \cdot w_T(w_b) \cdot \frac{2 \cdot \pi \cdot L_p \cdot \tanh(\mu \cdot L_p) \cdot \rho}{\zeta \cdot r_0 \cdot \mu \cdot L_p}}{1 + \frac{1}{\pi \cdot \lambda} \cdot \frac{4 \cdot \eta}{(1 - \nu) \cdot \xi} \cdot \frac{\tanh(\mu \cdot L_p)}{\mu \cdot L_p} \cdot \frac{L_p}{r_0}}$$

relazione carico laterale-cedimento



$$\beta_{\text{palo}} := \frac{\frac{4 \cdot \eta}{(1 - \nu) \cdot \xi}}{\frac{4 \cdot \eta}{(1 - \nu) \cdot \xi} + \frac{2 \cdot \pi \cdot L_p \cdot \tanh(\mu \cdot L_p) \cdot \rho}{\zeta \cdot r_0 \cdot \mu \cdot L_p}} = 0.21$$

rapporto carico di punta-carico totale

$$I := \frac{2 \cdot (1 + \nu) \cdot \left[ 1 + \frac{1}{\pi \cdot \lambda} \cdot \frac{4 \cdot \eta}{(1 - \nu) \cdot \xi} \cdot \frac{\tanh(\mu \cdot L_p)}{\mu \cdot L_p} \cdot \frac{L_p}{r_0} \right]}{\cosh(\mu \cdot L_p) \cdot \left[ \frac{2 \cdot \eta}{(1 - \nu) \cdot \xi} + \rho \cdot \frac{\pi}{\zeta} \cdot \frac{\tanh(\mu \cdot L_p)}{\mu \cdot L_p} \cdot \frac{L_p}{r_0} \right]} = 0.13682$$

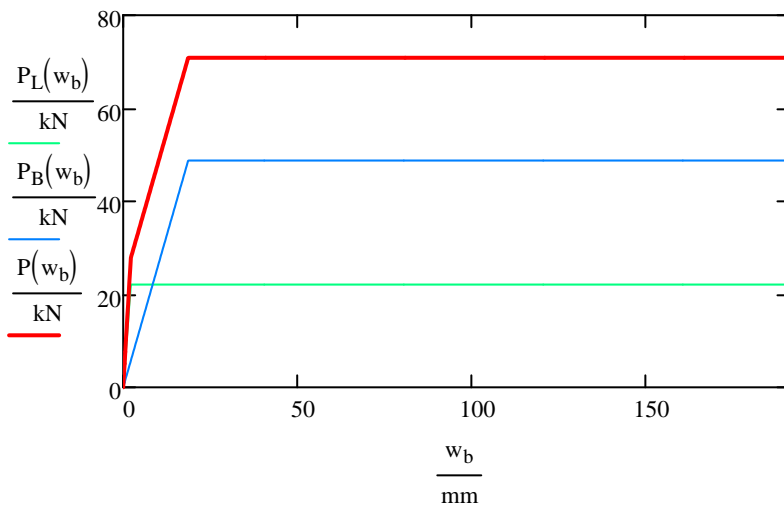
coefficiente di influenza dei cedimenti

$$w_{y1} := \frac{I}{E_L \cdot D_p} \cdot \frac{Q_{l\_Rd}}{(1 - \beta_{palo})} = 2.2 \cdot \text{mm}$$

$$w_u := \frac{I}{E_L \cdot D_p} \cdot \frac{Q_{b\_Rd}}{\beta_{palo}} + \left[ Q_{b\_Rd} - Q_{l\_Rd} \cdot \frac{\beta_{palo}}{(1 - \beta_{palo})} \right] \cdot \frac{L_p}{\left( \frac{\pi \cdot D_b^2}{4} \right) \cdot E_{palo}} = 18.6 \cdot \text{mm}$$

$$Q_{B.0}(w_b) := \frac{E_L \cdot D_p}{I} \cdot w_b \cdot \beta_{palo} \quad Q_{L.0}(w_b) := \frac{E_L \cdot D_p}{I} \cdot w_b \cdot (1 - \beta_{palo})$$

$$P_L(w_b) := \begin{cases} Q_{L.0}(w_b) & \text{if } w_b < w_{y1} \\ Q_{L.0}(w_{y1}) & \text{otherwise} \end{cases} \quad P_B(w_b) := \begin{cases} Q_{B.0}(w_b) & \text{if } w_b < w_u \\ Q_{B.0}(w_u) & \text{otherwise} \end{cases} \quad P(w_b) := P_L(w_b) + P_B(w_b)$$



## Cedimento della palificata - pali in gruppo

$i_{pali} := 1 \text{ m}$  interasse pali

$n_{p\_ced} := n_p$  eventuale numero di pali del sotto-gruppo per il calcolo dei cedimenti

$$R_{gr} := \left( \frac{n_{p\_ced} \cdot i_{pali}}{L_p} \right)^{0.5} = 3.6 \quad \text{modified aspect ratio di Randolph [1994]}$$

$$R_{g\_max} := \frac{0.5}{R_{gr}} + \frac{0.17}{R_{gr}^2} = 0.2 \quad (\text{Mandolini et al. 1997})$$

$$w_{gr}(w_b) := n_{p\_ced} \cdot R_{g\_max} \cdot w_b \quad \text{cedimento del gruppo di pali} \quad n_{p\_ced} \cdot R_{g\_max} = 14.3 \text{ amplificazione del cedimento del palo singolo}$$

$$w_{gr}(w_b) := 1.5 \cdot w_b$$

da diaframma singolo a diaframmi in fila  
(dal confronto fra cedimento elastico del plinto e della fondazione nastriforme)

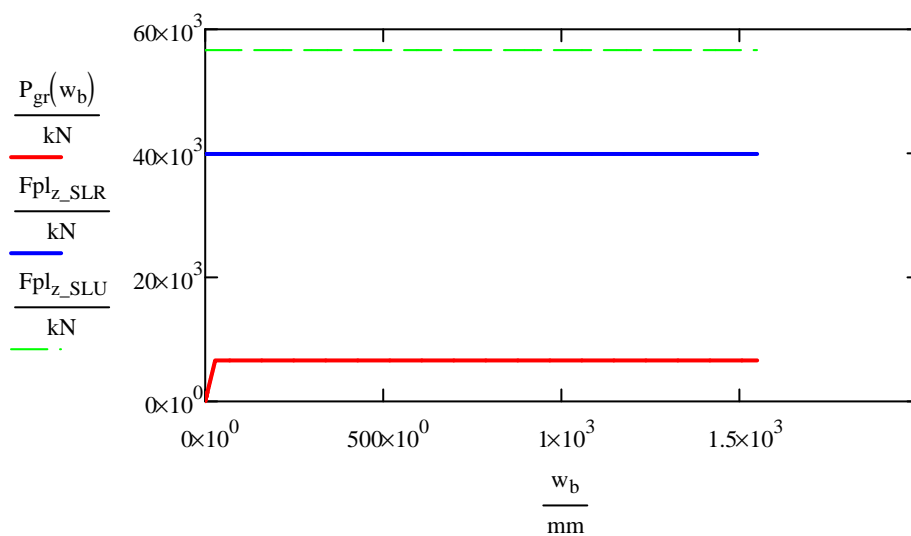
$$w_{u,gr} := w_{gr}(w_u) = 28 \cdot \text{mm}$$

cedimento ultimo del gruppo di  
pali

$$K_{p,gr} := \frac{Q_{gr,Rd}}{w_{u,gr}} = 236 \cdot \frac{\text{MN}}{\text{m}}$$

rigidezza palificata

$$P_{gr}(w_b) := \begin{cases} K_{p,gr} \cdot w_b & \text{if } w_b < w_{u,gr} \\ Q_{gr,Rd} & \text{otherwise} \end{cases}$$



## Portata platea (Brinch-Hansen)

Parametri geotecnici di progetto del terreno alla base dei testapali:

$$H_{sig} := 0.5 \cdot B_{nom} \cdot \tan\left(45\text{deg} + \frac{\phi_{eff,k}(D_{pl})}{2}\right) = 13.7 \text{ m} \quad \text{prof. significativa capacit\`a portante}$$

### Coefficienti di portata alla base

$$N_q(\phi) := e^{\pi \cdot \tan(\phi)} \cdot \frac{1 + \sin(\phi)}{1 - \sin(\phi)}$$

$$N_c(\phi) := \text{if} \left[ \phi = 0, 5.14, (N_q(\phi) - 1) \cdot \cot(\phi) \right]$$

$$N_\gamma(\phi) := 2(N_q(\phi) + 1) \cdot \tan(\phi)$$

### Fattori di forma:

$$s_q(\phi) := \begin{cases} 1 + 0.1 \cdot \frac{1 + \sin(\phi)}{1 - \sin(\phi)} & \text{if } (\phi = 0) \wedge (\text{forma} = \text{"circolare"}) \\ 1 + 0.1 \cdot \frac{B_{rid}}{L_{rid}} \cdot \frac{1 + \sin(\phi)}{1 - \sin(\phi)} & \text{if } (\phi = 0) \wedge (\text{forma} = \text{"rettangolare"}) \\ 1 & \text{otherwise} \end{cases}$$

$$s_\gamma(\phi) := \begin{cases} 1 + 0.1 \cdot \frac{1 + \sin(\phi)}{1 - \sin(\phi)} & \text{if } (\phi = 0) \wedge (\text{forma} = \text{"circolare"}) \\ 1 + 0.1 \cdot \frac{B_{rid}}{L_{rid}} \cdot \frac{1 + \sin(\phi)}{1 - \sin(\phi)} & \text{if } (\phi = 0) \wedge (\text{forma} = \text{"rettangolare"}) \\ 1 & \text{otherwise} \end{cases}$$

$$s_c(\phi) := \begin{cases} 1 + 0.2 \cdot \frac{1 + \sin(\phi)}{1 - \sin(\phi)} & \text{if } (\phi = 0) \wedge (\text{forma} = \text{"circolare"}) \\ 1 + 0.2 \cdot \frac{B_{rid}}{L_{rid}} \cdot \frac{1 + \sin(\phi)}{1 - \sin(\phi)} & \text{if } (\phi = 0) \wedge (\text{forma} = \text{"rettangolare"}) \\ 1 & \text{otherwise} \end{cases}$$

### Fattori di profondità:

$$k_1 := \begin{cases} \text{if} \left( \frac{D_{pl}}{2 \cdot R} \leq 1, \frac{D_{pl}}{2 \cdot R}, \text{atan} \left( \frac{D_{pl}}{2R} \right) \right) & \text{if } (\text{forma} = \text{"circolare"}) \\ \text{if} \left( \frac{D_{pl}}{B_{rid}} \leq 1, \frac{D_{pl}}{B_{rid}}, \text{atan} \left( \frac{D_{pl}}{B_{rid}} \right) \right) & \text{otherwise} \end{cases} = 0.3$$

$$d_q(\phi) := 1 + 2 \cdot \tan(\phi) \cdot (1 - \sin(\phi))^2 \cdot k_1$$

$$d_c(\phi) := \text{if} \left[ \phi = 0, 1 + 0.4k_1, d_q(\phi) - \left( \frac{1 - d_q(\phi)}{N_c(\phi)} \right) \right]$$

$$d_\gamma(\phi) := 1$$

### Fattori per carichi inclinati:

$$\theta_L := 90\text{deg} = 90\text{-deg}$$

inclinazione della proiezione dell'azione del carico su piano di fondazione in direzione L



$$m_B := \begin{cases} 1.5 & \text{if (forma = "circolare")} = 1.7 \\ 2 & \text{if (forma = "nastro")} \\ 2 + \frac{B_{rid}}{L_{rid}} & \text{otherwise} \\ 1 + \frac{B_{rid}}{L_{rid}} & \end{cases}$$

$$m_L := \begin{cases} 1.5 & \text{if (forma = "circolare")} = 1.3 \\ 0 & \text{if (forma = "nastro")} \\ 2 + \frac{L_{rid}}{B_{rid}} & \text{otherwise} \\ 1 + \frac{L_{rid}}{B_{rid}} & \end{cases}$$

$$m_1 := m_L \cdot \cos(\theta_L)^2 + m_B \cdot \sin(\theta_L)^2 = 1.7$$

$$Hpl_{SLU} := \sqrt{Hpl_{L_{SLU}}^2 + Hpl_{B_{SLU}}^2} = 0 \cdot kN$$

$$i_q(\phi, c) := \text{if} \left[ \phi = 0, 1, \left( 1 - \frac{Hpl_{SLU}}{Fpl_{z_{SLU}} + A_{rid} \cdot c \cdot \cot(\phi)} \right)^{m_1} \right]$$

$$i_c(\phi, c) := \text{if} \left[ \phi = 0, 1 - \frac{m_1 \cdot Hpl_{SLU}}{A_{rid} \cdot c \cdot N_c(\phi)}, i_q(\phi, c) - \frac{(1 - i_q(\phi, c))}{N_c(\phi) \cdot \tan(\phi)} \right]$$

$$i_\gamma(\phi, c) := \text{if} \left[ \phi = 0, 1, \left[ 1 - \frac{Hpl_{SLU}}{(Fpl_{z_{SLU}} + A_{rid} \cdot c \cdot \cot(\phi))} \right]^{m_1+1} \right]$$

#### Fattori per base inclinata:

$$b_q(\phi) := (1 - \beta \cdot \tan(\phi))^2$$

$$b_c(\phi) := \text{if} \left[ \phi = 0, 1 - \frac{2\beta}{\pi + 2}, b_q(\phi) - \frac{(1 - b_q(\phi))}{N_c(\phi) \cdot \tan(\phi)} \right]$$

$$b_\gamma(\phi) := b_q(\phi)$$

#### Fattori su pendio:

$$g_q(\phi) := (1 - \tan(\alpha))^2$$

$$g_c(\phi) := \text{if} \left[ \phi = 0, 1 - \frac{2\alpha}{\pi + 2}, g_q(\phi) - \frac{(1 - g_q(\phi))}{N_c(\phi) \cdot \tan(\phi)} \right]$$

$$g_\gamma(\phi) := g_q(\phi)$$

#### Effetti cinematico del terreno in fase sismica:

**Tabella 7.11.I** – Coefficienti di riduzione

$$a_{g\_SLV} := 0.137g \quad S := 1.8 \quad \beta_s := 0.24 \quad \text{parametri sismici}$$

$$K_{hi} := \frac{a_{g\_SLV} \cdot S}{g} = 0.247 \quad \text{coefficienti sismici}$$

$$K_{hk} := \beta_s \cdot \frac{a_{g\_SLV} \cdot S}{g} = 0.059 \quad \text{coefficienti sismici}$$

dell'accelerazione massima attesa al sito

	Categoria di sottosuolo	
	A	B, C, D, E
	$\beta_s$	$\beta_s$
$0.2 < a_g(g) \leq 0.4$	0,30	0,28
$0.1 < a_g(g) \leq 0.2$	0,27	0,24
$a_g(g) \leq 0.1$	0,20	0,20

$$z_c(\phi) := 1 - 0.32 \cdot K_{hk}$$

$$z_\gamma(\phi) := \text{if} \left[ \phi = 0, 1, \left( 1 - \frac{K_{hk}}{\tan(\phi)} \right)^{0.35} \right]$$

$$z_q(\phi) := \text{if}(\phi = 0, 1, z_\gamma(\phi))$$

### Capacità portante ultima:

$$q_{lim\_eff}(\phi, c, z) := c \cdot N_c(\phi) \cdot s_c(\phi) \cdot d_c(\phi) \cdot i_c(\phi, c) \cdot b_c(\phi) \cdot g_c(\phi) \cdot z_c(\phi) + \sigma_{v0\_eff}(z) \cdot N_q(\phi) \cdot s_q(\phi) \cdot d_q(\phi) \cdot i_q(\phi, c) \cdot b_q(\phi) \cdot g_q(\phi) \cdot z_q(\phi) \dots$$

$$+ \frac{1}{2} (\sigma_{v0\_eff}(z + B_{nom}) - \sigma_{v0\_eff}(z)) \cdot N_\gamma(\phi) \cdot s_\gamma(\phi) \cdot d_\gamma(\phi) \cdot i_\gamma(\phi, c) \cdot b_\gamma(\phi) \cdot g_\gamma(\phi) \cdot z_\gamma(\phi)$$

$$q_{lim\_tot}(\phi, c, z) := c \cdot N_c(\phi) \cdot s_c(\phi) \cdot d_c(\phi) \cdot i_c(\phi, c) \cdot b_c(\phi) \cdot g_c(\phi) \cdot z_c(\phi) + \sigma_{v0\_tot}(z) \cdot N_q(\phi) \cdot s_q(\phi) \cdot d_q(\phi) \cdot i_q(\phi, c) \cdot b_q(\phi) \cdot g_q(\phi) \cdot z_q(\phi) \dots$$

$$+ \frac{1}{2} (\sigma_{v0\_tot}(z + B_{nom}) - \sigma_{v0\_tot}(z)) \cdot N_\gamma(\phi) \cdot s_\gamma(\phi) \cdot d_\gamma(\phi) \cdot i_\gamma(\phi, c) \cdot b_\gamma(\phi) \cdot g_\gamma(\phi) \cdot z_\gamma(\phi)$$

$c_{u\_k}(z_{s_i}) =$	$c_{eff\_k}(z_{s_i}) =$	$\phi_{eff\_k}(z_{s_i}) =$
72 · kPa	0 · kPa	38 · deg
26	0	31
16	0	29
27	0	31
10	0	22
0	0	34
56	0	37

### Approccio 2 (A1+M1+R3)

$$c_{u\_d}(z_s) := \frac{c_{u\_k}(z_s)}{\gamma_{cuM1}} \quad c_{eff\_d}(z_s) := \frac{c_{u\_k}(z_s)}{\gamma_{ceffM1}} \quad \phi_{eff\_d}(z_s) := \frac{\phi_{eff\_k}(z_s)}{\gamma_{\phi M1}}$$

$z_{s_i} =$	$zz_{s_i} := \begin{cases} z_{s_i} & \text{if } z_{s_i} > D_{pl} \\ D_{pl} & \text{otherwise} \end{cases}$	$zz_{s_i} =$
3.7 m		4.3 m
5.7		5.7
9.7		9.7
11.7		11.7
17.9		17.9
19		19
31.5		31.5

$$q_{lim\_ef}(z) := q_{lim\_eff}(\phi_{eff\_d}(z), c_{eff\_d}(z), z) + u(z)$$

$$q_{lim\_to}(z) := q_{lim\_tot}(0, c_{u\_d}(z), z)$$

$$q_{lim.b}(z) := \begin{cases} q_{lim.ef}(z) & \text{if } c_{u.d}(z) = 0 \\ q_{lim.to}(z) & \text{if } (c_{u.d}(z) \neq 0) \wedge (c_{eff.d}(z) = 0 \wedge \phi_{eff.d}(z) = 0) \\ \min(q_{lim.ef}(z), q_{lim.to}(z)) & \text{otherwise} \end{cases}$$

$$q_{lim.lat}(z) := \frac{1}{A_{pl}} \left[ \int_{D_{pl}}^z \left| \begin{cases} \left[ \sigma_{v0\_eff}(z) \cdot \left( \tan \left( 45deg + \frac{\phi_{eff.d}(z)}{2} \right)^2 \cdot \tan(\phi_{eff.d}(z)) \right) + c_{eff.d}(z) \right] & \text{if } c_{u.d}(z) = 0 \\ c_{u.d}(z) & \text{if } (c_{u.d}(z) \neq 0) \wedge (c_{eff.d}(z) = 0 \wedge \phi_{eff.d}(z) = 0) \\ \min \left[ \left[ \sigma_{v0\_eff}(z) \cdot \left( \tan \left( 45deg + \frac{\phi_{eff.d}(z)}{2} \right)^2 \cdot \tan(\phi_{eff.d}(z)) \right) + c_{eff.d}(z) \right], c_{u.d}(z) \right] & \text{otherwise} \end{cases} \right] dz \right]$$

$$q_{lim.lat.f} := \frac{1}{A_{pl}} \left[ \int_0^{D_{pl}} \left| \begin{cases} \left[ \sigma_{v0\_eff}(z) \cdot \left( \tan \left( 45deg + \frac{\phi_{eff.d}(z) \cdot 0.5}{2} \right)^2 \cdot \tan(\phi_{eff.d}(z) \cdot 0.5) \right) + c_{eff.d}(z) \cdot 1 \right] & \text{if } c_{u.d}(z) = 0 \\ 1 \cdot c_{u.d}(z) & \text{if } (c_{u.d}(z) \neq 0) \wedge (c_{eff.d}(z) = 0 \wedge \phi_{eff.d}(z) = 0) \\ \min \left[ \left[ \sigma_{v0\_eff}(z) \cdot \left( \tan \left( 45deg + \frac{\phi_{eff.d}(z) \cdot 0.5}{2} \right)^2 \cdot \tan(\phi_{eff.d}(z) \cdot 0.5) \right) + c_{eff.d}(z) \cdot 1, 1 \cdot c_{u.d}(z) \right] & \text{otherwise} \end{cases} \right] dz \right]$$

$$q_{lim}(z) := q_{lim.b}(z) + q_{lim.lat}(z) + q_{lim.lat.f}$$

$$q_{lim}\left( z_{Z_{s_i}} \right) = q_{lim}\left( D_{pl} \right) = 282 \cdot kPa$$

282
315
339
447
468
7531
1200

·kPa

$$Q_{Rd_i} := \frac{q_{lim}\left( z_{Z_{s_i}} \right) \cdot A_{rid}}{\gamma_{R3\_sup}}$$

$$Q_{Rd_i} =$$

58431
65477
70375
92742
97211
1563238
249095

·kN

$$Q_{Rd} := Q_{Rd_i} = 58431 \cdot kN$$

portata ultima fondazione  
efficace

$F_w := A_{pl} u(D_{pl}) = 13128.7 \cdot \text{kN}$ 
sottospinta idraulica

$F_{pl_{z_{SLU}}} = 56628 \cdot \text{kN}$ 
carico sul piano di appoggio della platea

$\text{if}(Q_{Rd} > F_{pl_{z_{SLU}}}, \text{"VERIFICATA"}, \text{"NON VERIFICATA"}) = \text{"VERIFICATA"}$

$\frac{(F_{pl_{z_{SLU}}})}{Q_{Rd}} = 1$

Cedimento della platea

$h_{Div} := 1 \text{ m}$ 
altezza sotto-strato per calcolo cedimenti

$n_{Div_i} := \text{ceil}\left(\frac{z_{s_i} - z_{s_{i-1}}}{h_{Div}}\right)$ 

$n_{Div_i} =$ 

4
2
4
2
7
2
13

$k_i := \sum_{i=1}^i n_{Div_i}$ 

$k_i =$ 

4
6
10
12
19
21
34

$p_0 := D_{pl} = 4.3 \text{ m}$ 
piano di posa della fondazione

$p_i := \begin{cases} D_{pl} & \text{if } z_{s_i} < D_{pl} \\ z_{s_i} & \text{if } z_{s_i} \geq D_{pl} \end{cases}$ 

$p_i =$ 

4.3
5.7
9.7
11.7
17.9
19
31.5

m

$p_{med_i} := p_{i-1} + \frac{p_i - p_{i-1}}{2}$ 

$p_{med_i} =$ 

4.3
5
7.7
10.7
14.8
18.5
25.3

m

Prova edometrica

ricomprensione vergine

scarico

indice vuoti

indice di coconsolid

consolidazione

permeabilità

$Cr_i :=$	$Cc_i :=$		$Cs_i :=$	$e_{0_i} :=$	$OCR_i :=$	$Cv_i :=$	$K_{\alpha\alpha} :=$	
0	0	A	0	0.80	1	0	$5.73 \cdot 10^{-8} \cdot \text{cm} \cdot \text{s}^{-1}$	A
0.036	0.126	B	0.017	0.81	1	$1.08 \cdot 10^{-3} \cdot \text{cm}^2 \cdot \text{s}^{-1}$	$5.26 \cdot 10^{-8} \cdot \text{cm} \cdot \text{s}^{-1}$	B
0.285	0.539	C	0.217	2.02	1	$5.20 \cdot 10^{-4} \cdot \text{cm}^2 \cdot \text{s}^{-1}$	$3.16 \cdot 10^{-8} \cdot \text{cm} \cdot \text{s}^{-1}$	C
0.041	0.068	E	0.022	0.73	1	$9.55 \cdot 10^{-3} \cdot \text{cm}^2 \cdot \text{s}^{-1}$	$1.45 \cdot 10^{-7} \cdot \text{cm} \cdot \text{s}^{-1}$	E
0.0139	0.245	F	0.094	1.48	1	$5.73 \cdot 10^{-4} \cdot \text{cm}^2 \cdot \text{s}^{-1}$	$1.54 \cdot 10^{-8} \cdot \text{cm} \cdot \text{s}^{-1}$	F
0	0	G	0	0.5	1	0	$1 \cdot 10^{-6} \cdot \text{cm} \cdot \text{s}^{-1}$	G
0	0	H	0	0.5	1	0	$1 \cdot 10^{-6} \cdot \text{cm} \cdot \text{s}^{-1}$	H

$$z := 0\text{m}, 0.1\text{m} \dots z_{s_{n_s}}$$

$$Cc_z(z) := \sum_{i=1}^{n_s} \left[ \left( z_{s_{i-1}} < z \leq z_{s_i} \right) \cdot Cc_i \right]$$

$$Cr_z(z) := \sum_{i=1}^{n_s} \left[ \left( z_{s_{i-1}} < z \leq z_{s_i} \right) \cdot Cr_i \right]$$

$$Cs_z(z) := \sum_{i=1}^{n_s} \left[ \left( z_{s_{i-1}} < z \leq z_{s_i} \right) \cdot Cs_i \right]$$

$$e_{0,z}(z) := \sum_{i=1}^{n_s} \left[ \left( z_{s_{i-1}} < z \leq z_{s_i} \right) \cdot e_{0_i} \right]$$

$$OCR_z(z) := \sum_{i=1}^{n_s} \left[ \left( z_{s_{i-1}} < z \leq z_{s_i} \right) \cdot OCR_i \right]$$

$$\sigma_p(z) := OCR_z(z) \cdot \sigma_{v0\_eff}(z) \quad \text{tensione di preconsolidamento}$$

## Carichi sulla fondazione

carico verticale sul piano di posa della fondazione rettangolare

$$F_{pl\_z\_SLR} = 39873 \cdot \text{kN}$$

$$p_{rara} := 0$$

$$F_{pl\_z\_SLF} = 37476.7 \cdot \text{kN}$$

$$p_{freq} := 0$$

$$F_{pl\_z\_SLQ} = 35080.4 \cdot \text{kN}$$

$$p_{qp} := 0$$

$$q_{SLR} := \frac{F_{pl\_z\_SLR}}{A_{pl}} = 83.5 \cdot \text{kPa}$$

pressione media sul terreno alla base della fondazione  
in esercizio per SLR

$$q_{SLQ} := \frac{F_{pl\_z\_SLQ}}{A_{pl}} = 73.5 \cdot \text{kPa}$$

pressione media sul terreno alla base della fondazione  
in esercizio per SLQ

$$q_{eff\_SLR} := \begin{cases} q_{SLR} & \text{if } D_w > D_{pl} \\ q_{SLR} - u(D_{pl}) & \text{otherwise} \end{cases} = 56.02 \cdot \text{kPa}$$

pressione efficace media sul terreno alla base della  
fondazione in esercizio per SLR

$$q_{\text{eff\_SLQ}} := \begin{cases} q_{\text{SLQ}} & \text{if } D_w > D_{\text{pl}} \\ q_{\text{SLQ}} - u(D_{\text{pl}}) & \text{otherwise} \end{cases} = 45.98 \cdot \text{kPa}$$

pressione efficace media sul terreno alla base della fondazione in esercizio per SLQ

$$\sigma_{v0\_eff}(D_{\text{pl}}) = 53.5 \cdot \text{kPa} \quad u(D_{\text{pl}}) = 27.5 \cdot \text{kPa}$$

$$\Delta q_{\text{eff\_SLR}} := q_{\text{eff\_SLR}} - \sigma_{v0\_eff}(D_{\text{pl}}) = 2.5 \cdot \text{kPa}$$

incremento di pressione efficace sul terreno sul piano di posa della fond.

$$\Delta q_{\text{eff\_SLQ}} := q_{\text{eff\_SLQ}} - \sigma_{v0\_eff}(D_{\text{pl}}) = -7.6 \cdot \text{kPa}$$

$$\Delta q := \Delta q_{\text{eff\_SLR}} = 2.5 \cdot \text{kPa}$$

## Distribuzione delle pressioni nel terreno (Boussinesq)

$$z := p_0, p_0 + 0.1 \text{m} \dots z_{s_{ns}} \quad y := 0 \text{m}, 0.1 \text{m} \dots z_{s_{ns}}$$

$$f(L_i, B_i, y) := \text{if } y = 0, 1.571, \text{atan}\left(\frac{L_i \cdot B_i}{\sqrt{L_i^2 + B_i^2 + y^2} \cdot y}\right) + \frac{L_i \cdot B_i \cdot y}{\sqrt{L_i^2 + B_i^2 + y^2}} \cdot \left(\frac{1}{L_i^2 + y^2} + \frac{1}{B_i^2 + y^2}\right)$$

funzione di forma per il calcolo della distribuzione di tensione nel terreno sulla verticale per il vertice di un impronta rettangolare

$$h(B_i, y) := \text{if } y = 0, 1.571, \text{atan}\left(\frac{B_i}{y}\right) + B_i \cdot y \cdot \left(\frac{1}{B_i^2 + y^2}\right)$$

funzione di forma per il calcolo della distribuzione di tensione nel terreno sulla verticale per il vertice di un impronta nastriforme

$$n(R_i, y) := \text{if } y = 0, 1, 1 - \frac{1}{\sqrt{\left[1 + \left(\frac{R_i}{y}\right)^2\right]^3}}$$

funzione di forma per il calcolo della distribuzione di tensione nel terreno sulla verticale per il centro di un impronta circolare flessibile

$$\sigma_{q\_rett}(L, B, y) := \frac{\Delta q}{2 \cdot \pi} \cdot (f(L, B, y))$$

distribuzione di tensione nel terreno sulla verticale per il vertice di un impronta rettangolare di dimensioni L, B

$$\sigma_{q\_nastr}(B, y) := \frac{\Delta q}{2 \cdot \pi} \cdot h(B, y)$$

distribuzione di tensione nel terreno sulla verticale per il vertice di un impronta nastriforme di dimensioni B

$$\sigma_{q\_circ}(R_a, y) := \Delta q \cdot n(R, y)$$

distribuzione di tensione nel terreno sulla verticale per il centro di un impronta circolare di raggio R

## Caso 1 - Fondazione rettangolare

scegliere uno dei casi sottostanti

$$\Delta \sigma_{q\_fless\_rett\_cen}(y) := 4 \sigma_{q\_rett}\left(\frac{L}{2}, \frac{B}{2}, y\right)$$

distribuzione delle sovra-pressioni al centro della fondazione flessibile rettangolare

$$\Delta \sigma_{q\_fless\_rett\_sp}(y) := \sigma_{q\_rett}(L, B, y)$$

distribuzione delle sovra-pressioni nell'angolo

$$\Delta\sigma_{q\_rig\_rett}(y) := \frac{1}{3} \left( 2 \cdot \Delta\sigma_{q\_fless\_rett\_cen}(y) + \Delta\sigma_{q\_fless\_rett\_sp}(y) \right)$$

distribuzione delle sovra-pressioni al centro della fondazione rigida rettangolare (vedi 9.16 Lancellotta)

## Caso 2 - Fondazione nastriforme

$$\Delta\sigma_{q\_fless\_nastr}(y) := 4 \sigma_{q\_nastr} \left( \frac{B}{2}, y \right)$$

distribuzione delle sovra-pressioni al centro della fondazione flessibile nastriforme (vedi 9.15 Lancellotta)

$$\Delta\sigma_{q\_rig\_nastr}(y) := \frac{1}{2} \left( 4 \sigma_{q\_nastr} \left( \frac{B}{2}, y \right) + \sigma_{q\_nastr}(B, y) \right)$$

distribuzione delle sovra-pressioni al centro della fondazione rigida nastriforme (vedi 9.15 Lancellotta)

## Caso 3 - Fondazione circolare

$$\Delta\sigma_{q\_fless\_circ\_cen}(y) := \sigma_{q\_circ}(R, y)$$

distribuzione delle sovra-pressioni al centro della fondazione circolare flessibile

$$\Delta\sigma_{q\_fless\_circ\_borDo}(y) := 0.64 \sigma_{q\_circ}(R, y)$$

distribuzione delle sovra-pressioni al bordo della fondazione circolare flessibile

$$\Delta\sigma_{q\_rig\_circ}(y) := 0.785 \sigma_{q\_circ}(R, y)$$

distribuzione delle sovra-pressioni al centro della fondazione circolare rigida

$$\alpha_c := 1.1$$

coeff. di amplificazione del cedimento finale di consolidazione (1.1 per NC, 1.0 per OC)

## Calcolo dei cedimenti

$\Delta\sigma_q(y) := \Delta\sigma_{q\_rig\_rett}(y)$ 

rettangolare rigida

$w_{pls_i} := \alpha_c \cdot$ 

if  $Cc_z(p_{med_i}) \neq 0$

$\int_{P_{i-1}}^{P_i} \left( \frac{Cs_z(z)}{1 + e_{0,z}(z)} \cdot \log \left( \frac{\sigma_{v0\_eff}(z) + \Delta\sigma_q(z - D_{pl})}{\sigma_{v0\_eff}(z)} \right) \right) dz$ 

if  $\left(OCR_z(p_{med_i}) \leq 1\right) \wedge \left(\Delta\sigma_q(p_{med_i} - D_{pl}) < 0\right)$

$\int_{P_{i-1}}^{P_i} \left( \frac{Cc_z(z)}{1 + e_{0,z}(z)} \cdot \log \left( \frac{\sigma_{v0\_eff}(z) + \Delta\sigma_q(z - D_{pl})}{\sigma_{v0\_eff}(z)} \right) \right) dz$ 

if  $\left(OCR_z(p_{med_i}) \leq 1\right) \wedge \left(\Delta\sigma_q(p_{med_i} - D_{pl}) \geq 0\right)$

$\int_{P_{i-1}}^{P_i} \left( \frac{Cr_z(z)}{1 + e_{0,z}(z)} \cdot \log \left( \frac{\sigma_{v0\_eff}(z) + \Delta\sigma_q(z - D_{pl})}{\sigma_{v0\_eff}(z)} \right) \right) dz$ 

if  $\left(OCR_z(p_{med_i}) > 1\right) \wedge \left(\sigma_{v0\_eff}(p_{med_i}) + \Delta\sigma_q(p_{med_i} - D_{pl}) \geq 0\right)$

$\int_{P_{i-1}}^{P_i} \left( \frac{Cr_z(z)}{1 + e_{0,z}(z)} \cdot \log \left( \frac{\sigma_p(z)}{\sigma_{v0\_eff}(z)} \right) + \frac{Cc_z(z)}{1 + e_{0,z}(z)} \cdot \log \left( \frac{\sigma_{v0\_eff}(z) + \Delta\sigma_q(z - D_{pl})}{\sigma_p(z)} \right) \right) dz$ 

if  $\left(OCR_z(p_{med_i}) > 1\right) \wedge \left(\sigma_{v0\_eff}(p_{med_i}) + \Delta\sigma_q(p_{med_i} - D_{pl}) < 0\right)$

$\int_{P_{i-1}}^{P_i} \left( \frac{\Delta\sigma_q(z - D_{pl})}{E_{eff\_med\_z}(z)} \right) dz$ 

otherwise

$w_{pls_i} =$

0	·mm
1.42	
7.65	
0.6	
2.96	
0.03	
0.94	

$w_{pl} := \sum_{i=1}^{n_s} w_{pls_i} = 13.6 \cdot mm$

$\frac{(w_{pls_i})}{w_{pl}} =$ 

0	·%
10	
56	
4	
22	
0	
7	

percentuale di influenza dei cedimenti

$k_{w\_pl} := \frac{\Delta q}{w_{pl}} = 182 \cdot \frac{kPa}{m}$ 

winkler statico depurato della sottospinta

$K_{pl} := k_{w\_pl} \cdot A_{pl} = 87 \cdot \frac{MN}{m}$ 

rigidezza terreno sotto platea

$w_{pl.u} := \frac{Q_{Rd} - A_{pl} u(D_{pl}) - A_{pl} \cdot \sigma_{v0\_eff}(D_{pl})}{K_{pl}} = 227.1 \cdot mm$ 

spostamento ultimo platea

$w := 0mm, 0.2mm .. 0.1B$



$$P_{pl}(w) := \begin{cases} Q_{Rd} & \text{if } 0.1B > w > w_{pl,u} \\ K_{pl} \cdot w + \left( (A_{pl} u(D_{pl}) + A_{pl} \cdot \sigma_{v0\_eff}(D_{pl})) \right) & \text{if } w_{pl,u} \geq w > 0 \\ 0 & \text{otherwise} \end{cases}$$

$$q_{SLU} := \frac{F_{pl\_z\_SLU}}{A_{pl}} = 118.6 \cdot \text{kPa} \qquad q_{eff\_SLU} := q_{SLU} - u(D_{pl}) = 91.1 \cdot \text{kPa}$$

$$w_{\_} := 1 \text{ mm}$$

Given

$$P_{pl}(w_{\_}) = F_{pl\_z\_SLR}$$

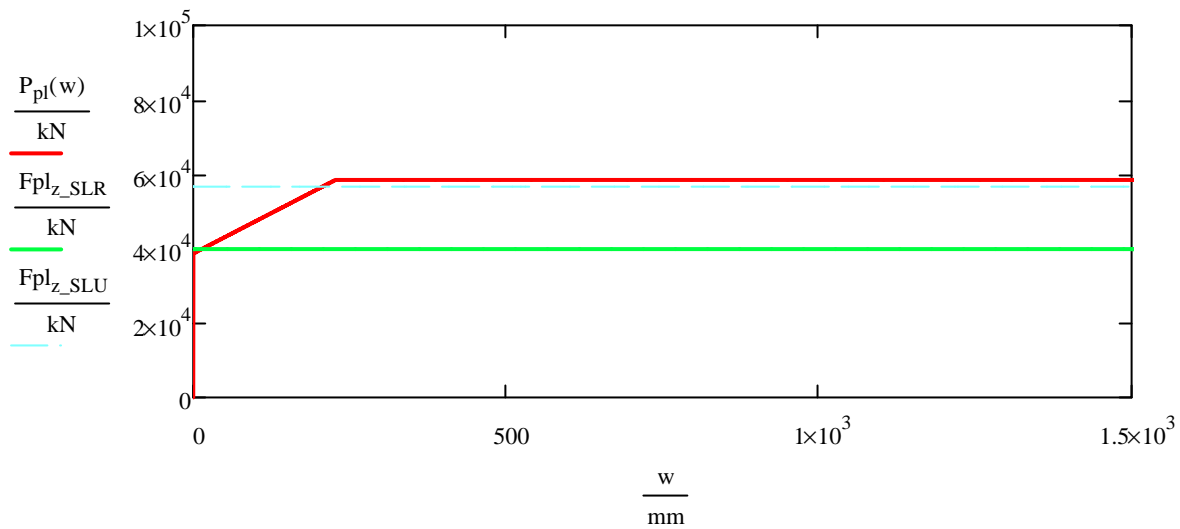
$$w_{pl.SLR} := \text{Find}(w_{\_}) = 13.6 \cdot \text{mm}$$

Given

$$P_{pl}(w_{\_}) = F_{pl\_z\_SLU}$$

$$w_{pl.SLU} := \text{Find}(w_{\_}) = 206.3 \cdot \text{mm}$$

$$k_{pl.SLU} := \frac{F_{pl\_z\_SLU}}{w_{pl.SLU} \cdot A_{pl}} = 575 \cdot \frac{\text{kPa}}{\text{m}} \qquad k_{pl.SLR} := \frac{F_{pl\_z\_SLR}}{w_{pl.SLR} \cdot A_{pl}} = 6142 \cdot \frac{\text{kPa}}{\text{m}}$$



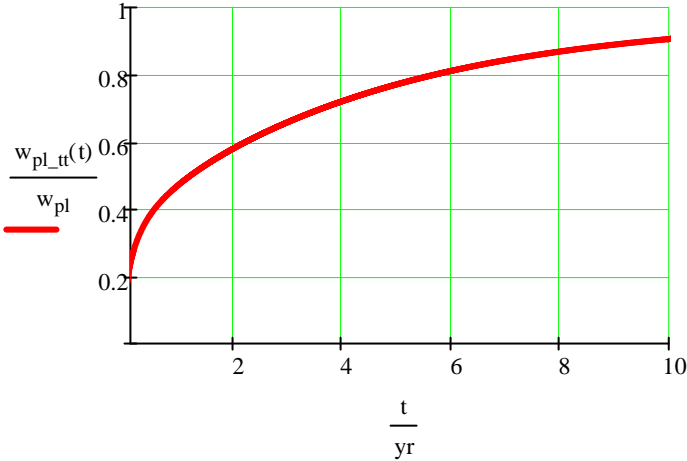
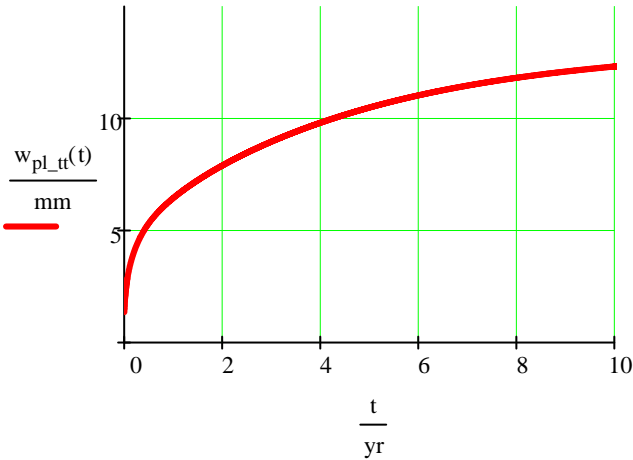
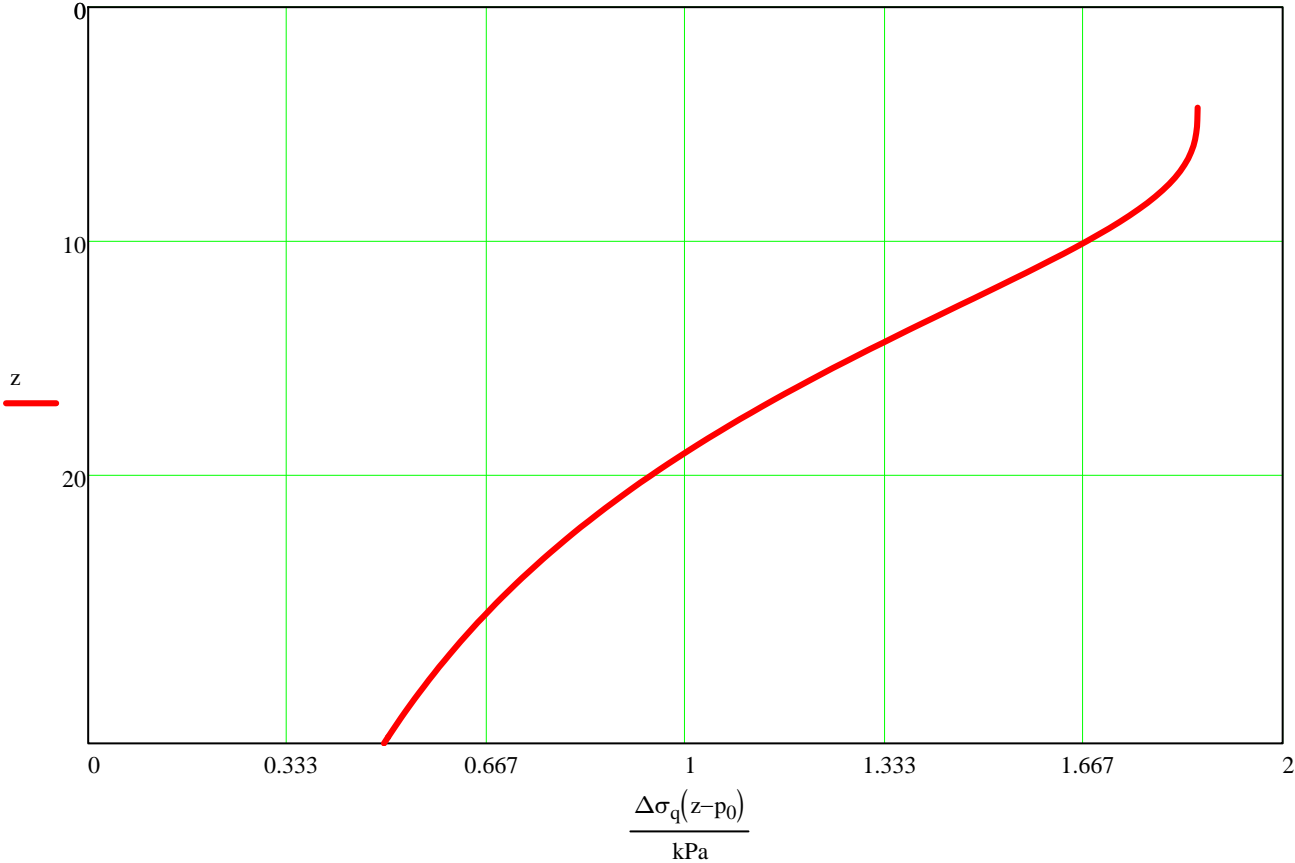
$$t := 1\text{day}, 2\text{day} \dots 5000\text{day}$$

$$T_v(i, t) := t \cdot \frac{Cv_i}{(p_i - p_{i-1})^2} \qquad U_m(i, t) := \begin{cases} \frac{\left( \frac{4 \cdot T_v(i, t)}{\pi} \right)^{0.5}}{\left[ 1 + \left( \frac{4 \cdot T_v(i, t)}{\pi} \right)^{2.8} \right]^{0.179}} & \text{if } Cv_i \neq 0 \\ 1 & \text{otherwise} \end{cases}$$

$$w_{pl\_t}(i,t) := U_m(i,t) \cdot w_{pls_i}$$

$$w_{pl\_tt}(t) := \sum_{i=1}^{n_s} w_{pl\_t}(i,t)$$

$$z := p_0, p_0 + \left(\frac{z_{s_{n_s}} - p_0}{100}\right) .. z_{s_{n_s}}$$



## Metodo PDR - Fondazioni miste

$$P_{\text{tot}}(w_{\text{pl}}) := P_{\text{gr}}(w_{\text{pl}}) + P_{\text{pl}}(w_{\text{pl}})$$

$$F_{\text{pl}_z_{\text{SLR}}} = 39873 \cdot \text{kN}$$

$$F_{\text{pl}_z_{\text{SLU}}} = 56628 \cdot \text{kN}$$

$$w_{\text{w}} := 5 \text{ mm}$$

Given

$$P_{\text{tot}}(w_{\text{—}}) = F_{\text{pl}_z_{\text{SLR}}}$$

$$w_{\text{SLR}} := \text{Find}(w_{\text{—}}) = 3.7 \cdot \text{mm}$$

Given

$$P_{\text{tot}}(w_{\text{—}}) = F_{\text{pl}_z_{\text{SLU}}}$$

$$w_{\text{SLU}} := \text{Find}(w_{\text{—}}) = 130.6 \cdot \text{mm}$$

$$P_{\text{gr.SLR}} := P_{\text{gr}}(w_{\text{SLR}}) = 863 \cdot \text{kN}$$

$$P_{\text{gr.SLU}} := P_{\text{gr}}(w_{\text{SLU}}) = 6581 \cdot \text{kN}$$

$$P_{\text{pl.SLR}} := P_{\text{pl}}(w_{\text{SLR}}) = 39010 \cdot \text{kN}$$

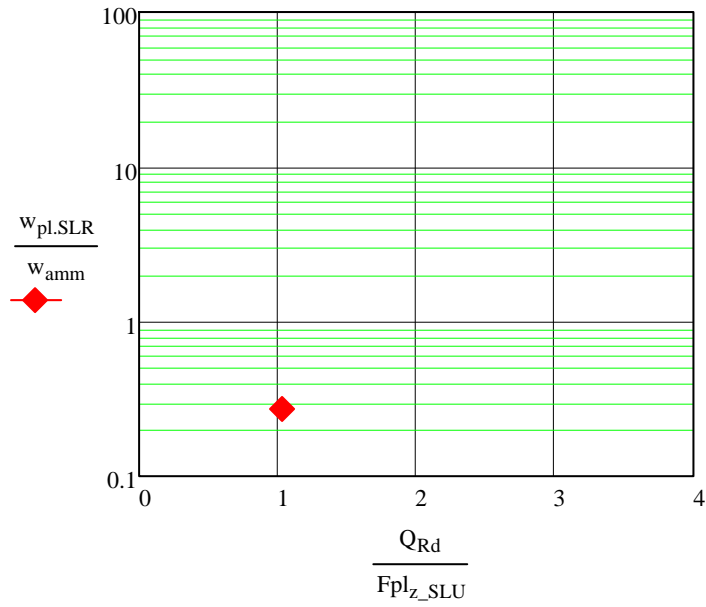
$$P_{\text{pl.SLU}} := P_{\text{pl}}(w_{\text{SLU}}) = 50046 \cdot \text{kN}$$

$$\alpha_{\text{pr}} := \frac{P_{\text{gr}}(w_{\text{SLR}})}{P_{\text{tot}}(w_{\text{SLR}})} = 0.022$$

$$w_{\text{amm}} := 50 \text{ mm}$$

$$w_{\text{pl.SLR}} = 13.6 \cdot \text{mm}$$

$$Q_{\text{r}} := \frac{Q_{\text{Rd}}}{F_{\text{pl}_z_{\text{SLU}}}} = 1 \quad w_{\text{r}} := \frac{w_{\text{pl.SLR}}}{w_{\text{amm}}} = 0.27$$



### Valori delle rigidezze secanti per SLU e SLR

$$K_{sec.SLU} := \frac{F_{pl.z.SLU}}{w_{SLU}} = 434 \cdot \frac{MN}{m}$$

$$K_{sec.SLR} := \frac{F_{pl.z.SLR}}{w_{SLR}} = 10879 \cdot \frac{MN}{m}$$

$$K_{pl.sec.SLU} := \frac{P_{pl.SLU}}{w_{SLU}} = 383 \cdot \frac{MN}{m}$$

$$K_{pl.sec.SLR} := \frac{P_{pl.SLR}}{w_{SLR}} = 10644 \cdot \frac{MN}{m}$$

$$k_{pl} := \frac{K_{pl}}{A_{pl}} = 0.02 \cdot \frac{daN}{cm^3}$$

$$K_{gr.sec.SLU} := \frac{P_{gr.SLU}}{w_{SLU}} = 50 \cdot \frac{MN}{m}$$

$$K_{gr.sec.SLR} := \frac{P_{gr.SLR}}{w_{SLR}} = 236 \cdot \frac{MN}{m}$$

$$k_{pl.sec.SLU} := \frac{K_{pl.sec.SLU}}{A_{pl}} = 803 \cdot \frac{kPa}{m}$$

$$k_{pl.sec.SLR} := \frac{K_{pl.sec.SLR}}{A_{pl}} = 22295 \cdot \frac{kPa}{m}$$

$$k_{gr.sec.SLU} := \frac{K_{gr.sec.SLU}}{A_p \cdot n_p} = 1355 \cdot \frac{kPa}{m}$$

$$k_{gr.sec.SLR} := \frac{K_{gr.sec.SLR}}{A_p \cdot n_p} = 6334 \cdot \frac{kPa}{m}$$

## **APPENDICE B**

### **Calcolo del carico limite e dei cedimenti del locale tecnico**



LOC. TECNICO

FONDAZIONE SUP. - Trave rovescia

Dimensioni geometriche platea

- dim. minima platea:

B := 1.2m
- dim. max. platea:

L<sub>ww</sub> := 0m

if (B ≤ L, "OK" , "INVERTIRE B CON L" ) = "INVERTIRE B CON L"
- raggio fondazione circolare

R<sub>ww</sub> := 0·m

h<sub>pl</sub> := 0m

- profondità appoggio platea:

D<sub>pl</sub> := 1 m

- area di base:

- inclinazione base fond:

β := 0·deg

- inclinazione pendio terreno:

α := 0·deg
- superficie di base
- forma :=

"nastro" if L = 0

"quadrato" if L = B

"circolare" if R ≠ 0

"rettang" otherwise

= "nastro"

A<sub>pl</sub> :=

B·1m if forma = "nastro"

B·L if (forma = "quadrato") ∨ (forma = "rettang")

R<sup>2</sup>·π if forma = "circolare"

= 1.2·m<sup>2</sup>
- per :=

2m if forma = "nastro"

2(B + L) if (forma = "quadrato") ∨ (forma = "rettang")

2R·π if forma = "circolare"

= 2·m

perimetro laterale
- B<sub>nom</sub> :=

2·R if (forma = "circolare")

B otherwise

dimensione nominale fondazione
- Vita utile dell'opera
- v<sub>u</sub> := 50·yr

vita utile dell'opera

Parametri geotecnici del terreno:

$n_s := 7$  numero di strati terreno

$i := 1 \dots n_s$   $p_0 := D_{pl} = 1 \text{ m}$  piano di posa del testapalo

profondità base  
strato i-esimo

caratteristiche del terreno misurate in laboratorio

p.v. naturale      p.v. saturo      p.v. immerso

$z_{s_i} :=$	
3.7m	A
5.7m	B
9.7m	C
11.7m	E
17.9m	F
19m	G
31.5m	H

$\gamma_{t_i} :=$	$\gamma_{t_{imm_i}} :=$	$\gamma_{t_{sat_i}} :=$
$18.50 \text{ kN} \cdot \text{m}^{-3}$	$9.00 \text{ kN} \cdot \text{m}^{-3}$	$19.00 \text{ kN} \cdot \text{m}^{-3}$
$18.80 \text{ kN} \cdot \text{m}^{-3}$	$9.20 \text{ kN} \cdot \text{m}^{-3}$	$19.20 \text{ kN} \cdot \text{m}^{-3}$
$16.60 \text{ kN} \cdot \text{m}^{-3}$	$6.80 \text{ kN} \cdot \text{m}^{-3}$	$16.80 \text{ kN} \cdot \text{m}^{-3}$
$17.00 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}^{-3}$	$7.80 \text{ kN} \cdot \text{m}^{-3}$	$17.80 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}^{-3}$
$16.50 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}^{-3}$	$6.85 \text{ kN} \cdot \text{m}^{-3}$	$16.90 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}^{-3}$
$18.20 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}^{-3}$	$9.00 \text{ kN} \cdot \text{m}^{-3}$	$19.00 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}^{-3}$
$18.50 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}^{-3}$	$9.00 \text{ kN} \cdot \text{m}^{-3}$	$19.00 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}^{-3}$

$\nu_i :=$
0.5
0.5
0.5
0.5
0.5
0.5
0.5

$$\gamma_{t_{med}} := \sum_{i=1}^{n_s} \left( \frac{\gamma_{t_i}}{n_s} \right) = 17.7 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}^3}$$

$i := 1 \dots n_s$   $z_{s_0} := 0 \text{ m}$

VALORI MEDI

COND. NON DRENATE

coesione non  
drenata  
strato i-esimo

$c_{u_{med_i}} :=$	
72kPa	A
26kPa	B
16kPa	C
27kPa	E
10kPa	F
0kPa	G
56kPa	H

COND. DRENATE

ang. attrito  
efficace  
strato i-esimo

coesione  
drenata  
strato i-esimo

$\phi_{eff_{med_i}} :=$	$c_{eff_{med_i}} :=$
38·deg	0kPa
31·deg	0kPa
29·deg	0kPa
31deg	0kPa
22deg	0kPa
34deg	0kPa
37deg	0kPa



## VALORI MINIMI

### COND. NON DRENATE

coesione non  
drenata  
strato i-esimo

$$c_{u\_min\_i} :=$$

59kPa	A
7kPa	B
4kPa	C
7kPa	E
3kPa	F
0kPa	G
22kPa	H

### COND. DRENATE

ang. attrito  
efficace  
strato i-esimo

$$\phi_{eff\_min\_i} :=$$

37·deg
30·deg
27·deg
31deg
17deg
30deg
32deg

coesione  
drenata  
strato i-esimo

$$c_{eff\_min\_i} :=$$

0kPa
0kPa
0kPa
0kPa
0kPa
0kPa
0kPa

## VALORI CARATTERISTICI (scegliere i valori medi o minimi)

### COND. NON DRENATE

coesione non  
drenata  
strato i-esimo

$$c_{u\_k\_i} := c_{u\_min\_i}$$

$$c_{u\_k\_i} =$$

59	·kPa
7	
4	
7	
3	
0	
22	

### COND. DRENATE

ang. attrito  
efficace  
strato i-esimo

$$\phi_{eff\_k\_i} := \phi_{eff\_min\_i}$$

$$\phi_{eff\_k\_i} =$$

37	·deg
30	
27	
31	
17	
30	
32	

coesione  
drenata  
strato i-esimo

$$c_{eff\_k\_i} := c_{eff\_min\_i}$$

$$c_{eff\_k\_i} =$$

0	·kPa
0	
0	
0	
0	
0	
0	

$$q_{c\_i} :=$$

resistenza totale strato iesimo

1095·kPa	A
745·kPa	B
528kPa	C
914kPa	E
594kPa	F
14658kPa	G
3473kPa	H

$$\text{mod} := \begin{cases} 3.5 & \text{if forma} = \text{"nastro"} \\ 2.5 & \text{if (forma} = \text{"quadrato"}) \vee (\text{forma} = \text{"circolare"}) \\ 3.5 - \frac{B}{L} & \text{if forma} = \text{"rettang"} \end{cases} = 3.5$$

$$E_{\text{eff\_med}_i} := \text{mod} \cdot q_{c_i} \quad G_{\text{eff\_med}_i} := \frac{E_{\text{eff\_med}_i}}{2 \cdot (1 + \nu_i)} \quad \text{Parametri di deformabilità effciaci medi}$$

$$E_{\text{eff\_med}_i} =$$

3.83
2.61
1.85
3.20
2.08
51.30
12.16

·MPa

$$G_{\text{eff\_med}_i} =$$

1.28
0.87
0.62
1.07
0.69
17.10
4.05

·MPa

$$z := 0m, 0.1m \dots z_{s_{n_s}}$$

$$\phi_{\text{eff\_min}}(z) := \sum_{i=1}^{n_s} \left[ \left( z_{s_{i-1}} < z \leq z_{s_i} \right) \cdot \phi_{\text{eff\_min}_i} \right] \quad c_{\text{eff\_min}}(z) := \sum_{i=1}^{n_s} \left[ \left( z_{s_{i-1}} < z \leq z_{s_i} \right) \cdot c_{\text{eff\_min}_i} \right] \quad \text{COND. DRENATE (MIN.)}$$

$$c_{u\_min}(z) := \sum_{i=1}^{n_s} \left[ \left( z_{s_{i-1}} < z \leq z_{s_i} \right) \cdot c_{u\_min_i} \right] \quad \text{COND. NON DRENATE (MIN.)}$$

$$\phi_{\text{eff\_med}}(z) := \sum_{i=1}^{n_s} \left[ \left( z_{s_{i-1}} < z \leq z_{s_i} \right) \cdot \phi_{\text{eff\_med}_i} \right] \quad c_{\text{eff\_med}}(z) := \sum_{i=1}^{n_s} \left[ \left( z_{s_{i-1}} < z \leq z_{s_i} \right) \cdot c_{\text{eff\_med}_i} \right] \quad \text{COND. DRENATE (MEDIE)}$$

$$c_{u\_med}(z) := \sum_{i=1}^{n_s} \left[ \left( z_{s_{i-1}} < z \leq z_{s_i} \right) \cdot c_{u\_med_i} \right] \quad \text{COND. NON DRENATE (MEDIE)}$$

$$\phi_{\text{eff\_k}}(z) := \sum_{i=1}^{n_s} \left[ \left( z_{s_{i-1}} < z \leq z_{s_i} \right) \cdot \phi_{\text{eff\_k}_i} \right] \quad c_{\text{eff\_k}}(z) := \sum_{i=1}^{n_s} \left[ \left( z_{s_{i-1}} < z \leq z_{s_i} \right) \cdot c_{\text{eff\_k}_i} \right] \quad \text{COND. DRENATE (CARATT.)}$$

$$c_{u\_k}(z) := \sum_{i=1}^{n_s} \left[ \left( z_{s_{i-1}} < z \leq z_{s_i} \right) \cdot c_{u\_k_i} \right] \quad \text{COND. NON DRENATE (CARATT.)}$$

$$G_{\text{eff\_med}_z}(z) := \sum_{i=1}^{n_s} \left[ \left( z_{s_{i-1}} < z \leq z_{s_i} \right) \cdot G_{\text{eff\_med}_i} \right] \quad \text{COND. DRENATE (MEDIE)}$$

$$E_{\text{eff\_med}_z}(z) := \sum_{i=1}^{n_s} \left[ \left( z_{s_{i-1}} < z \leq z_{s_i} \right) \cdot E_{\text{eff\_med}_i} \right] \quad \text{COND. DRENATE (MEDIE)}$$

$$\gamma_t(z) := \sum_{i=1}^{n_s} \left[ \left( z_{s_{i-1}} < z \leq z_{s_i} \right) \cdot \gamma_{t_i} \right]$$

$$\gamma_{t\_imm}(z) := \sum_{i=1}^{n_s} \left[ \left( z_{s_{i-1}} < z \leq z_{s_i} \right) \cdot \gamma_{t\_imm_i} \right]$$

$$\gamma_{t\_sat}(z) := \sum_{i=1}^{n_s} \left[ \left( z_{s_{i-1}} < z \leq z_{s_i} \right) \cdot \gamma_{t\_sat_i} \right]$$

- profondità della falda dal piano di campagna:

$$D_w := 2.10\text{m} - 0.55\text{m} = 1.55\text{ m}$$

falda media

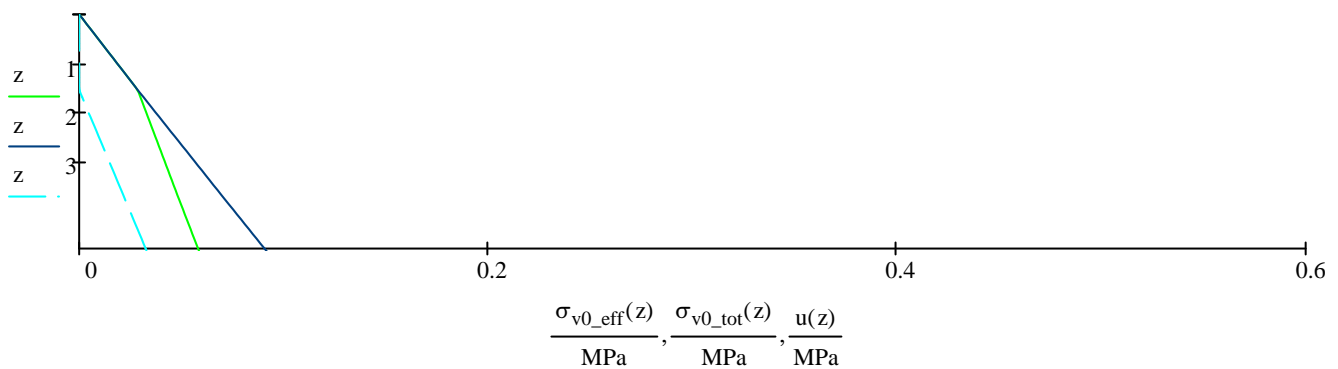
- peso di volume dell'acqua:

$$\gamma_w := 10.00 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}^3}$$

$$\sigma_{v0\_eff}(z) := \begin{cases} \int_0^z \gamma_t(z) dz & \text{if } z < D_w \\ \int_0^{D_w} \gamma_t(z) dz + \int_{D_w}^z \gamma_{t\_imm}(z) dz & \text{if } z \geq D_w \end{cases}$$

$$\sigma_{v0\_tot}(z) := \begin{cases} \int_0^z \gamma_t(z) dz & \text{if } z < D_w \\ \int_0^{D_w} \gamma_t(z) dz + \int_{D_w}^z \gamma_{t\_sat}(z) dz & \text{if } z \geq D_w \end{cases}$$

$$u(z) := \sigma_{v0\_tot}(z) - \sigma_{v0\_eff}(z)$$



Coefficienti parziali:

$\gamma_{\phi M1} := 1$	$\gamma_{ceffM1} := 1$	$\gamma_{cuM1} := 1$	(M1)
$\gamma_{\phi M2} := 1.25$	$\gamma_{ceffM2} := 1.25$	$\gamma_{cuM2} := 1.4$	(M2)
$\gamma_{R1\_sup} := 1.0$			(R1 - superficiali)
$\gamma_{R2\_sup} := 1.8$			(R2 - superficiali))
$\gamma_{R3\_sup} := 2.3$			(R3 - superficiali))
			(R3 - pali)
$\gamma_{R3\_b} := \begin{cases} 1.35 & \text{if } (T_p = \text{"trivellato"}) \vee (T_p = \text{"jet grouting"}) \\ 1.15 & \text{if } T_p = \text{"infisso"} \\ 1.3 & \text{if } T_p = \text{"elica continua"} \end{cases}$	$\gamma_{R3\_s} := \begin{cases} 1.15 & \text{if } (T_p = \text{"trivellato"}) \vee (T_p = \text{"jet grouting"}) \\ 1.15 & \text{if } T_p = \text{"infisso"} \\ 1.15 & \text{if } T_p = \text{"elica continua"} \end{cases}$		

Calcolo delle azioni alla base della fondazione - Approccio 2 (A1+M1+R3):

Azioni trasmesse alla base della fondaz. superficiale:

- azioni trasmesse fondaz., superficiale	$q_{SLU} := 63 \text{ kPa}$		
	$q_{SLR} := 45.5 \text{ kPa}$		
	$q_{SLF} := 43 \text{ kPa}$		
	$q_{SLQ} := 43 \text{ kPa}$		
- coefficiente di sovraresistenza per le fondazioni	$\gamma_{Rd} := 1.1$		
- coefficienti parziali azioni permanenti strutt.	$\gamma_{g\_max} := 1.3$	$\gamma_{g\_min} := 1.0$	$\gamma_q := 1.5 \quad (A1)$
- carico verticale:	$F_{pl\_z\_SLU} := q_{SLU} \cdot A_{pl} = 76 \text{ m} \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$		
	$F_{pl\_z\_SLR} := q_{SLR} \cdot A_{pl} = 55 \cdot \text{kN}$		
	$F_{pl\_z\_SLF} := q_{SLF} \cdot A_{pl} = 52 \cdot \text{kN}$		
	$F_{pl\_z\_SLQ} := q_{SLQ} \cdot A_{pl} = 52 \cdot \text{kN}$		
- carico orizzontale in dir. di B:	$H_{pl\_B\_SLU} := H_{f\_B\_SLU} \cdot \gamma_{Rd} = 0 \cdot \text{kN}$		
- carico orizzontale in dir. di L:	$H_{pl\_L\_SLU} := H_{f\_L\_SLU} \cdot \gamma_{Rd} = 0 \cdot \text{kN}$		
- momento flettente nel piano parallelo a B:	$M_{pl\_B\_SLU} :=  M_{f\_B\_SLU}  \cdot \gamma_{Rd} = 0 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$		
- momento flettente nel piano parallelo a L:	$M_{pl\_L\_SLU} :=  M_{f\_L\_SLU}  \cdot \gamma_{Rd} = 0 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$		
- ecc.:	$e_B := \frac{M_{pl\_B\_SLU}}{F_{pl\_z\_SLU}} \quad e_B = 0$		
- ecc.:	$e_L := \frac{M_{pl\_L\_SLU}}{F_{pl\_z\_SLU}} \quad e_L = 0$		
- area di base rid.:	$B_{rid} := B - 2 \cdot e_B = 1.2 \text{ m}$		
- area di base rid.:	$L_{rid} := \begin{cases} 1 \text{ m} & \text{if forma} = \text{"nastro"} \\ (L - 2e_L) & \text{otherwise} \end{cases} - 2e_L$		
	$A_{rid} := \begin{cases} R^2 \cdot \pi & \text{if forma} = \text{"circolare"} \\ (B_{rid} \cdot L_{rid}) & \text{otherwise} \end{cases} = 1.2 \cdot \text{m}^2$		

## Portata fondazione superficiale (Brinch-Hansen)

Parametri geotecnici di progetto del terreno alla base dei testapali:

$$H_{sig} := 0.5 \cdot B_{nom} \cdot \tan\left(45\text{deg} + \frac{\phi_{eff\_k}(D_{pl})}{2}\right) = 1.2 \text{ m} \quad \text{prof. significativa capacit  portante}$$

Coefficienti di portata alla base

$$N_q(\phi) := e^{\pi \cdot \tan(\phi)} \cdot \frac{1 + \sin(\phi)}{1 - \sin(\phi)}$$

$$N_c(\phi) := \text{if}[\phi = 0, 5.14, (N_q(\phi) - 1) \cdot \cot(\phi)]$$

$$N_\gamma(\phi) := 2(N_q(\phi) + 1) \cdot \tan(\phi)$$

#### Fattori di forma:

$$s_q(\phi) := \begin{cases} 1 + 0.1 \cdot \frac{1 + \sin(\phi)}{1 - \sin(\phi)} & \text{if } (\phi = 0) \wedge (\text{forma} = \text{"circolare"}) \\ 1 + 0.1 \cdot \frac{B_{rid}}{L_{rid}} \cdot \frac{1 + \sin(\phi)}{1 - \sin(\phi)} & \text{if } (\phi = 0) \wedge (\text{forma} = \text{"rettangolare"}) \\ 1 & \text{otherwise} \end{cases}$$

$$s_\gamma(\phi) := \begin{cases} 1 + 0.1 \cdot \frac{1 + \sin(\phi)}{1 - \sin(\phi)} & \text{if } (\phi = 0) \wedge (\text{forma} = \text{"circolare"}) \\ 1 + 0.1 \cdot \frac{B_{rid}}{L_{rid}} \cdot \frac{1 + \sin(\phi)}{1 - \sin(\phi)} & \text{if } (\phi = 0) \wedge (\text{forma} = \text{"rettangolare"}) \\ 1 & \text{otherwise} \end{cases}$$

$$s_c(\phi) := \begin{cases} 1 + 0.2 \cdot \frac{1 + \sin(\phi)}{1 - \sin(\phi)} & \text{if } (\phi = 0) \wedge (\text{forma} = \text{"circolare"}) \\ 1 + 0.2 \cdot \frac{B_{rid}}{L_{rid}} \cdot \frac{1 + \sin(\phi)}{1 - \sin(\phi)} & \text{if } (\phi = 0) \wedge (\text{forma} = \text{"rettangolare"}) \\ 1 & \text{otherwise} \end{cases}$$

#### Fattori di profondità:

$$k_1 := \begin{cases} \text{if} \left( \frac{D_{pl}}{2 \cdot R} \leq 1, \frac{D_{pl}}{2 \cdot R}, \text{atan} \left( \frac{D_{pl}}{2R} \right) \right) & \text{if } (\text{forma} = \text{"circolare"}) = 0.8 \\ \text{if} \left( \frac{D_{pl}}{B_{rid}} \leq 1, \frac{D_{pl}}{B_{rid}}, \text{atan} \left( \frac{D_{pl}}{B_{rid}} \right) \right) & \text{otherwise} \end{cases}$$

$$d_q(\phi) := 1 + 2 \cdot \tan(\phi) \cdot (1 - \sin(\phi))^2 \cdot k_1$$

$$d_c(\phi) := \text{if} \left[ \phi = 0, 1 + 0.4k_1, d_q(\phi) - \left( \frac{1 - d_q(\phi)}{N_c(\phi)} \right) \right]$$

$$d_\gamma(\phi) := 1$$

#### Fattori per carichi inclinati:

$$\theta_L := 90\text{deg} = 90\text{-deg}$$

inclinazione della proiezione dell'azione del carico su piano di fondazione in direzione L

$$m_B := \begin{cases} 1.5 & \text{if } (\text{forma} = \text{"circolare"}) = 2 \\ 2 & \text{if } (\text{forma} = \text{"nastro"}) \\ 2 + \frac{B_{rid}}{L_{rid}} & \end{cases}$$

$$m_L := \begin{cases} 1.5 & \text{if } (\text{forma} = \text{"circolare"}) = 0 \\ 0 & \text{if } (\text{forma} = \text{"nastro"}) \\ 2 + \frac{L_{rid}}{R_{rid}} & \end{cases}$$

$$\left| \frac{\frac{\nu_{rid}}{1 + \frac{B_{rid}}{L_{rid}}}}{\quad} \right| \text{ otherwise}$$

$$\left| \frac{\frac{\nu_{rid}}{1 + \frac{L_{rid}}{B_{rid}}}}{\quad} \right| \text{ otherwise}$$

$$m_1 := m_L \cdot \cos(\theta_L)^2 + m_B \cdot \sin(\theta_L)^2 = 2$$

$$Hpl_{SLU} := \sqrt{Hpl_{L_{SLU}}^2 + Hpl_{B_{SLU}}^2} = 0 \cdot kN$$

$$i_q(\phi, c) := \text{if} \left[ \phi = 0, 1, \left( 1 - \frac{Hpl_{SLU}}{Fpl_{z_{SLU}} + A_{rid} \cdot c \cdot \cot(\phi)} \right)^{m_1} \right]$$

$$i_c(\phi, c) := \text{if} \left[ \phi = 0, 1 - \frac{m_1 \cdot Hpl_{SLU}}{A_{rid} \cdot c \cdot N_c(\phi)}, i_q(\phi, c) - \frac{(1 - i_q(\phi, c))}{N_c(\phi) \cdot \tan(\phi)} \right]$$

$$i_\gamma(\phi, c) := \text{if} \left[ \phi = 0, 1, \left[ 1 - \frac{Hpl_{SLU}}{(Fpl_{z_{SLU}} + A_{rid} \cdot c \cdot \cot(\phi))} \right]^{m_1+1} \right]$$

#### Fattori per base inclinata:

$$b_q(\phi) := (1 - \beta \cdot \tan(\phi))^2$$

$$b_c(\phi) := \text{if} \left[ \phi = 0, 1 - \frac{2\beta}{\pi + 2}, b_q(\phi) - \frac{(1 - b_q(\phi))}{N_c(\phi) \cdot \tan(\phi)} \right]$$

$$b_\gamma(\phi) := b_q(\phi)$$

#### Fattori su pendio:

$$g_q(\phi) := (1 - \tan(\alpha))^2$$

$$g_c(\phi) := \text{if} \left[ \phi = 0, 1 - \frac{2\alpha}{\pi + 2}, g_q(\phi) - \frac{(1 - g_q(\phi))}{N_c(\phi) \cdot \tan(\phi)} \right]$$

$$g_\gamma(\phi) := g_q(\phi)$$

#### Effetti cinematico del terreno in fase sismica:

$$a_{g\_SLV} := 0.137g \quad S_w := 1.8 \quad \beta_s := 0.24 \quad \text{parametri sismici}$$

$$K_{hi} := \frac{a_{g\_SLV} \cdot S}{g} = 0.247 \quad \text{coefficienti sismici}$$

$$K_{hk} := \beta_s \cdot \frac{a_{g\_SLV} \cdot S}{g} = 0.059 \quad \text{coefficienti sismici}$$

**Tabella 7.11.I** – Coefficienti di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito

	Categoria di sottosuolo	
	A	B, C, D, E
	$\beta_s$	$\beta_s$
$0,2 < a_g(g) \leq 0,4$	0,30	0,28
$0,1 < a_g(g) \leq 0,2$	0,27	0,24
$a_g(g) \leq 0,1$	0,20	0,20

$$z_c(\phi) := 1 - 0.32 \cdot K_{hk}$$

$$z_\gamma(\phi) := \text{if} \left[ \phi = 0, 1, \left( 1 - \frac{K_{hk}}{\tan(\phi)} \right)^{0.35} \right]$$

$$z_q(\phi) := \text{if}(\phi = 0, 1, z_\gamma(\phi))$$

Capacità portante ultima:

$$q_{lim\_eff}(\phi, c, z) := c \cdot N_c(\phi) \cdot s_c(\phi) \cdot d_c(\phi) \cdot i_c(\phi, c) \cdot b_c(\phi) \cdot g_c(\phi) \cdot z_c(\phi) + \sigma_{v0\_eff}(z) \cdot N_q(\phi) \cdot s_q(\phi) \cdot d_q(\phi) \cdot i_q(\phi, c) \cdot b_q(\phi) \cdot g_q(\phi) \cdot z_q(\phi) \dots$$

$$+ \frac{1}{2} \left( \sigma_{v0\_eff}(z + B_{nom}) - \sigma_{v0\_eff}(z) \right) \cdot N_\gamma(\phi) \cdot s_\gamma(\phi) \cdot d_\gamma(\phi) \cdot i_\gamma(\phi, c) \cdot b_\gamma(\phi) \cdot g_\gamma(\phi) \cdot z_\gamma(\phi)$$

$$q_{lim\_tot}(\phi, c, z) := c \cdot N_c(\phi) \cdot s_c(\phi) \cdot d_c(\phi) \cdot i_c(\phi, c) \cdot b_c(\phi) \cdot g_c(\phi) \cdot z_c(\phi) + \sigma_{v0\_tot}(z) \cdot N_q(\phi) \cdot s_q(\phi) \cdot d_q(\phi) \cdot i_q(\phi, c) \cdot b_q(\phi) \cdot g_q(\phi) \cdot z_q(\phi) \dots$$

$$+ \frac{1}{2} \left( \sigma_{v0\_tot}(z + B_{nom}) - \sigma_{v0\_tot}(z) \right) \cdot N_\gamma(\phi) \cdot s_\gamma(\phi) \cdot d_\gamma(\phi) \cdot i_\gamma(\phi, c) \cdot b_\gamma(\phi) \cdot g_\gamma(\phi) \cdot z_\gamma(\phi)$$

$c_{u\_k}(z_{s_i}) =$	$c_{eff\_k}(z_{s_i}) =$	$\phi_{eff\_k}(z_{s_i}) =$
59 · kPa	0 · kPa	37 · deg
7	0	30
4	0	27
7	0	31
3	0	17
0	0	30
22	0	32

Approccio 2 (A1+M1+R3)

$$c_{u\_d}(z_s) := \frac{c_{u\_k}(z_s)}{\gamma_{cuM1}} \qquad c_{eff\_d}(z_s) := \frac{c_{u\_k}(z_s)}{\gamma_{ceffM1}} \qquad \phi_{eff\_d}(z_s) := \frac{\phi_{eff\_k}(z_s)}{\gamma_{\phi M1}}$$

 $z_{s_i} =$ 

3.7
5.7
9.7
11.7
17.9
19
31.5

m

$$zz_{s_i} := \begin{cases} z_{s_i} & \text{if } z_{s_i} > D_{pl} \\ D_{pl} & \text{otherwise} \end{cases}$$

 $zz_{s_i} =$ 

3.7
5.7
9.7
11.7
17.9
19
31.5

m



$$\boxed{0.1.0}$$

$$q_{lim\_ef}(z) := q_{lim\_eff}(\phi_{eff\_d}(z), c_{eff\_d}(z), z) + u(z)$$

$$q_{lim\_to}(z) := q_{lim\_tot}(0, c_{u\_d}(z), z)$$

$$q_{lim.b}(z) := \begin{cases} q_{lim\_ef}(z) & \text{if } c_{u\_d}(z) = 0 \\ q_{lim\_to}(z) & \text{if } (c_{u\_d}(z) \neq 0) \wedge (c_{eff\_d}(z) = 0 \wedge \phi_{eff\_d}(z) = 0) \\ \min(q_{lim\_ef}(z), q_{lim\_to}(z)) & \text{otherwise} \end{cases}$$

$$q_{lim\_lat}(z) := \frac{1}{A_{pl}} \left[ \text{per} \cdot \int_{D_{pl}}^z \left[ \begin{aligned} &\left[ \sigma_{v0\_eff}(z) \cdot \left( \tan\left( 45\text{deg} + \frac{\phi_{eff\_d}(z)}{2} \right)^2 \cdot \tan(\phi_{eff\_d}(z)) \right) + c_{eff\_d}(z) \right] \text{ if } c_{u\_d}(z) = 0 \\ &c_{u\_d}(z) \text{ if } (c_{u\_d}(z) \neq 0) \wedge (c_{eff\_d}(z) = 0 \wedge \phi_{eff\_d}(z) = 0) \\ &\min \left[ \left[ \sigma_{v0\_eff}(z) \cdot \left( \tan\left( 45\text{deg} + \frac{\phi_{eff\_d}(z)}{2} \right)^2 \cdot \tan(\phi_{eff\_d}(z)) \right) + c_{eff\_d}(z) \right], c_{u\_d}(z) \right] \text{ otherwise} \end{aligned} \right] dz \right]$$

$$q_{lim\_lat.f} := \frac{1}{A_{pl}} \left[ \text{per} \cdot \int_0^{D_{pl}} \left[ \begin{aligned} &\left[ \sigma_{v0\_eff}(z) \cdot \left( \tan\left( 45\text{deg} + \frac{\phi_{eff\_d}(z) \cdot 0.5}{2} \right)^2 \cdot \tan(\phi_{eff\_d}(z) \cdot 0.5) \right) + c_{eff\_d}(z) \cdot 1 \right] \text{ if } c_{u\_d}(z) = 0 \\ &1 \cdot c_{u\_d}(z) \text{ if } (c_{u\_d}(z) \neq 0) \wedge (c_{eff\_d}(z) = 0 \wedge \phi_{eff\_d}(z) = 0) \\ &\min \left[ \left[ \sigma_{v0\_eff}(z) \cdot \left( \tan\left( 45\text{deg} + \frac{\phi_{eff\_d}(z) \cdot 0.5}{2} \right)^2 \cdot \tan(\phi_{eff\_d}(z) \cdot 0.5) \right) + c_{eff\_d}(z) \cdot 1, 1 \cdot c_{u\_d}(z) \right] \text{ otherwise} \end{aligned} \right] d \right]$$

$$q_{lim\_lat.f} = 98 \cdot \text{kPa}$$

$$q_{lim}(z) := q_{lim.b}(z) + q_{lim\_lat}(z) + q_{lim\_lat.f}$$

$$q_{lim}\left(zz_{s_i}\right) = q_{lim}\left(D_{pl}\right) = 513.5 \cdot \text{kPa} \qquad c_{u\_d}(z)$$

830	·kPa	$q_{lim.b}\left(D_{pl}\right) = 415.2 \cdot \text{kPa}$
542		
616		
695		
804		
4809		
2146		

$$q_{Rd} := \frac{q_{lim.b}\left(D_{pl}\right)}{\gamma_{R3\_sup}} = 180.5 \cdot \text{kPa}$$

Dpl  
A

$$Q_{Rd} = \blacksquare \cdot \text{kN}$$

B  
C  
E  
F  
G  
H

$$Q_{Rd} := \frac{q_{lim}\left(D_{pl}\right) \cdot A_{rid}}{\gamma_{R3\_sup}} = 268 \cdot \text{kN}$$

portata ultima fondazione  
efficace

$$F_w := A_{pl} u(D_{pl}) = 0 \cdot \text{kN}$$

sottospinta idraulica

1

$$F_{pl_{z\_SLU}} = 76 \cdot \text{kN}$$

carico sul piano di appoggio della platea

$$\text{if}(Q_{Rd} > F_{pl_{z\_SLU}}, \text{"VERIFICATA"}, \text{"NON VERIFICATA"}) = \text{"VERIFICATA"}$$

$$\frac{(F_{pl_{z\_SLU}})}{Q_{Rd}} = 0.3$$

## Cedimento della platea

$h_{Div} := 1 \text{ m}$  altezza sotto-strato per calcolo cedimenti

$$n_{Div_i} := \text{ceil}\left(\frac{z_{s_i} - z_{s_{i-1}}}{h_{Div}}\right)$$

$$n_{Div_i} =$$

4
2
4
2
7
2
13

$$k_i := \sum_{i=1}^i n_{Div_i}$$

$$k_i =$$

4
6
10
12
19
21
34

$$p_0 := D_{pl} = 1 \text{ m}$$

piano di posa della fondazione

$$p_i := \begin{cases} D_{pl} & \text{if } z_{s_i} < D_{pl} \\ z_{s_i} & \text{if } z_{s_i} \geq D_{pl} \end{cases}$$

$$p_i =$$

3.7
5.7
9.7
11.7
17.9
19
31.5

m

$$p_{med_i} := p_{i-1} + \frac{p_i - p_{i-1}}{2}$$

$$p_{med_i} =$$

2.4
4.7
7.7
10.7
14.8
18.5
25.3

m

Prova edometrica

ricomprensione vergine

scarico

indice vuoti

indice di coconsolid

consolidazione

permeabilità

$Cr_i :=$	$Cc_i :=$		$Cs_i :=$	$e_{0_i} :=$	$OCR_i :=$	$Cv_i :=$	$K_{\text{vib}} :=$	
0	0	A	0	0.80	1	0	$5.73 \cdot 10^{-8} \cdot \text{cm} \cdot \text{s}^{-1}$	A
0.036	0.126	B	0.017	0.81	1	$1.08 \cdot 10^{-3} \cdot \text{cm}^2 \cdot \text{s}^{-1}$	$5.26 \cdot 10^{-8} \cdot \text{cm} \cdot \text{s}^{-1}$	B
0.285	0.539	C	0.217	2.02	1	$5.20 \cdot 10^{-4} \cdot \text{cm}^2 \cdot \text{s}^{-1}$	$3.16 \cdot 10^{-8} \cdot \text{cm} \cdot \text{s}^{-1}$	C
0.041	0.068	E	0.022	0.73	1	$9.55 \cdot 10^{-3} \cdot \text{cm}^2 \cdot \text{s}^{-1}$	$1.45 \cdot 10^{-7} \cdot \text{cm} \cdot \text{s}^{-1}$	E
0.0139	0.245	F	0.094	1.48	1	$5.73 \cdot 10^{-4} \cdot \text{cm}^2 \cdot \text{s}^{-1}$	$1.54 \cdot 10^{-8} \cdot \text{cm} \cdot \text{s}^{-1}$	F
0	0	G	0	0.5	1	0	$1 \cdot 10^{-6} \cdot \text{cm} \cdot \text{s}^{-1}$	G
0	0	H	0	0.5	1	0	$1 \cdot 10^{-6} \cdot \text{cm} \cdot \text{s}^{-1}$	H

$$z := 0\text{m}, 0.1\text{m} \dots z_{s_{n_s}}$$

$$Cc_z(z) := \sum_{i=1}^{n_s} \left[ \left( z_{s_{i-1}} < z \leq z_{s_i} \right) \cdot Cc_i \right]$$

$$Cr_z(z) := \sum_{i=1}^{n_s} \left[ \left( z_{s_{i-1}} < z \leq z_{s_i} \right) \cdot Cr_i \right]$$

$$Cs_z(z) := \sum_{i=1}^{n_s} \left[ \left( z_{s_{i-1}} < z \leq z_{s_i} \right) \cdot Cs_i \right]$$

$$e_{0,z}(z) := \sum_{i=1}^{n_s} \left[ \left( z_{s_{i-1}} < z \leq z_{s_i} \right) \cdot e_{0_i} \right]$$

$$OCR_z(z) := \sum_{i=1}^{n_s} \left[ \left( z_{s_{i-1}} < z \leq z_{s_i} \right) \cdot OCR_i \right]$$

$$\sigma_p(z) := OCR_z(z) \cdot \sigma_{v0\_eff}(z) \quad \text{tensione di preconsolidamento}$$

## Carichi sulla fondazione

carico verticale sul piano di posa della fondazione rettangolare

$$F_{pl\_z\_SLR} = 54.6 \cdot \text{kN}$$

$$F_{pl\_z\_SLF} = 51.6 \cdot \text{kN}$$

$$F_{pl\_z\_SLQ} = 51.6 \cdot \text{kN}$$

$$q_{SLR} = 45.5 \cdot \text{kPa}$$

pressione media sul terreno alla base della fondazione  
in esercizio per SLR

$$q_{SLQ} = 43 \cdot \text{kPa}$$

pressione media sul terreno alla base della fondazione  
in esercizio per SLQ

$$q_{eff\_SLR} := \begin{cases} q_{SLR} & \text{if } D_w > D_{pl} \\ q_{SLR} - u(D_{pl}) & \text{otherwise} \end{cases} = 45.5 \cdot \text{kPa}$$

pressione efficace media sul terreno alla base della  
fondazione in esercizio per SLR

$$q_{\text{eff\_SLQ}} := \begin{cases} q_{\text{SLQ}} & \text{if } D_w > D_{\text{pl}} \\ q_{\text{SLQ}} - u(D_{\text{pl}}) & \text{otherwise} \end{cases} = 43 \cdot \text{kPa}$$

pressione efficace media sul terreno alla base della fondazione in esercizio per SLQ

$$\sigma_{v0\_eff}(D_{\text{pl}}) = 18.5 \cdot \text{kPa} \quad u(D_{\text{pl}}) = 0 \cdot \text{kPa}$$

$$\Delta q_{\text{eff\_SLR}} := q_{\text{eff\_SLR}} - \sigma_{v0\_eff}(D_{\text{pl}}) = 27 \cdot \text{kPa}$$

incremento di pressione efficace sul terreno sul piano di posa della fond.

$$\Delta q_{\text{eff\_SLQ}} := q_{\text{eff\_SLQ}} - \sigma_{v0\_eff}(D_{\text{pl}}) = 24.5 \cdot \text{kPa}$$

$$\Delta q := \Delta q_{\text{eff\_SLR}} = 27 \cdot \text{kPa}$$

## Distribuzione delle pressioni nel terreno (Boussinesq)

$$z := p_0, p_0 + 0.1 \text{m} \dots z_{s_{ns}} \quad y := 0 \text{m}, 0.1 \text{m} \dots z_{s_{ns}}$$

$$f(L_i, B_i, y) := \text{if} \left[ y = 0, 1.571, \text{atan} \left( \frac{L_i \cdot B_i}{\sqrt{L_i^2 + B_i^2 + y^2} \cdot y} \right) + \frac{L_i \cdot B_i \cdot y}{\sqrt{L_i^2 + B_i^2 + y^2} \cdot \left( \frac{1}{L_i^2 + y^2} + \frac{1}{B_i^2 + y^2} \right)} \right]$$

funzione di forma per il calcolo della distribuzione di tensione nel terreno sulla verticale per il vertice di un impronta rettangolare

$$h(B_i, y) := \text{if} \left[ y = 0, 1.571, \text{atan} \left( \frac{B_i}{y} \right) + B_i \cdot y \cdot \left( \frac{1}{B_i^2 + y^2} \right) \right]$$

funzione di forma per il calcolo della distribuzione di tensione nel terreno sulla verticale per il vertice di un impronta nastriforme

$$n(R_i, y) := \text{if} \left[ y = 0, 1, 1 - \frac{1}{\sqrt{\left[ 1 + \left( \frac{R_i}{y} \right)^2 \right]^3}} \right]$$

funzione di forma per il calcolo della distribuzione di tensione nel terreno sulla verticale per il centro di un impronta circolare flessibile

$$\sigma_{q\_rett}(L, B, y) := \frac{\Delta q}{2 \cdot \pi} \cdot (f(L, B, y))$$

distribuzione di tensione nel terreno sulla verticale per il vertice di un impronta rettangolare di dimensioni L, B

$$\sigma_{q\_nastr}(B, y) := \frac{\Delta q}{2 \cdot \pi} \cdot h(B, y)$$

distribuzione di tensione nel terreno sulla verticale per il vertice di un impronta nastriforme di dimensioni B

$$\sigma_{q\_circ}(R_a, y) := \Delta q \cdot n(R, y)$$

distribuzione di tensione nel terreno sulla verticale per il centro di un impronta circolare di raggio R

## Caso 1 - Fondazione rettangolare

scegliere uno dei casi sottostanti

$$\Delta \sigma_{q\_fless\_rett\_cen}(y) := 4 \sigma_{q\_rett} \left( \frac{L}{2}, \frac{B}{2}, y \right)$$

distribuzione delle sovra-pressioni al centro della fondazione flessibile rettangolare

$$\Delta \sigma_{q\_fless\_rett\_sp}(y) := \sigma_{q\_rett}(L, B, y)$$

distribuzione delle sovra-pressioni nell'angolo

$$\Delta\sigma_{q\_rig\_rett}(y) := \frac{1}{3} \left( 2 \cdot \Delta\sigma_{q\_fless\_rett\_cen}(y) + \Delta\sigma_{q\_fless\_rett\_sp}(y) \right)$$

distribuzione delle sovra-pressioni al centro della fondazione rigida rettangolare (vedi 9.16 Lancellotta)

## Caso 2 - Fondazione nastriforme

$$\Delta\sigma_{q\_fless\_nastr}(y) := 4 \sigma_{q\_nastr} \left( \frac{B}{2}, y \right)$$

distribuzione delle sovra-pressioni al centro della fondazione flessibile nastriforme (vedi 9.15 Lancellotta)

$$\Delta\sigma_{q\_rig\_nastr}(y) := \frac{1}{2} \left( 4 \sigma_{q\_nastr} \left( \frac{B}{2}, y \right) + \sigma_{q\_nastr}(B, y) \right)$$

distribuzione delle sovra-pressioni al centro della fondazione rigida nastriforme (vedi 9.15 Lancellotta)

## Caso 3 - Fondazione circolare

$$\Delta\sigma_{q\_fless\_circ\_cen}(y) := \sigma_{q\_circ}(R, y)$$

distribuzione delle sovra-pressioni al centro della fondazione circolare flessibile

$$\Delta\sigma_{q\_fless\_circ\_borDo}(y) := 0.64 \sigma_{q\_circ}(R, y)$$

distribuzione delle sovra-pressioni al bordo della fondazione circolare flessibile

$$\Delta\sigma_{q\_rig\_circ}(y) := 0.785 \sigma_{q\_circ}(R, y)$$

distribuzione delle sovra-pressioni al centro della fondazione circolare rigida

$$\alpha_c := 1.1$$

coeff. di amplificazione del cedimento finale di consolidazione (1.1 per NC, 1.0 per OC)

## Calcolo dei cedimenti

$$\Delta\sigma_q(y) := \Delta\sigma_{q\_rig\_nastr}(y)$$

nastriforme rigida

$$w_{pls_i} := \alpha_c \cdot \left| \begin{array}{l} \text{if } Cc_z(p_{med_i}) \neq 0 \\ \int_{p_{i-1}}^{p_i} \left( \frac{Cs_z(z)}{1 + e_{0,z}(z)} \cdot \log \left( \frac{\sigma_{v0\_eff}(z) + \Delta\sigma_q(z - D_{pl})}{\sigma_{v0\_eff}(z)} \right) \right) dz \quad \text{if } (OCR_z(p_{med_i}) \leq 1) \wedge (\Delta\sigma_q(p_{med_i} - D_{pl}) < 0) \\ \int_{p_{i-1}}^{p_i} \left( \frac{Cc_z(z)}{1 + e_{0,z}(z)} \cdot \log \left( \frac{\sigma_{v0\_eff}(z) + \Delta\sigma_q(z - D_{pl})}{\sigma_{v0\_eff}(z)} \right) \right) dz \quad \text{if } (OCR_z(p_{med_i}) \leq 1) \wedge (\Delta\sigma_q(p_{med_i} - D_{pl}) \geq 0) \\ \int_{p_{i-1}}^{p_i} \left( \frac{Cr_z(z)}{1 + e_{0,z}(z)} \cdot \log \left( \frac{\sigma_{v0\_eff}(z) + \Delta\sigma_q(z - D_{pl})}{\sigma_{v0\_eff}(z)} \right) \right) dz \quad \text{if } (OCR_z(p_{med_i}) > 1) \wedge (\sigma_{v0\_eff}(p_{med_i}) + \Delta\sigma_q(p_{med_i} - D_{pl}) > \sigma_p(p_{med_i})) \\ \int_{p_{i-1}}^{p_i} \left( \frac{Cr_z(z)}{1 + e_{0,z}(z)} \cdot \log \left( \frac{\sigma_p(z)}{\sigma_{v0\_eff}(z)} \right) + \frac{Cc_z(z)}{1 + e_{0,z}(z)} \cdot \log \left( \frac{\sigma_{v0\_eff}(z) + \Delta\sigma_q(z - D_{pl})}{\sigma_p(z)} \right) \right) dz \quad \text{if } (OCR_z(p_{med_i}) > 1) \wedge (\sigma_{v0\_eff}(p_{med_i}) + \Delta\sigma_q(p_{med_i} - D_{pl}) \leq \sigma_p(p_{med_i})) \\ \int_{p_{i-1}}^{p_i} \left( \frac{\Delta\sigma_q(z - D_{pl})}{E_{eff\_med\_z}(z)} \right) dz \quad \text{otherwise} \end{array} \right|$$

$$w_{pls_i} =$$

8
4.7
10.1
0.6
2.6
0
0.7

·mm

$$w_{pl} := \sum_{i=1}^{n_s} w_{pls_i} = 26.8 \cdot \text{mm}$$

$$\frac{(w_{pls_i})}{w_{pl}} =$$

30
18
38
2
10
0
3

·%

percentuale di influenza dei cedimenti

$$k_{w\_pl} := \frac{\Delta q}{w_{pl}} = 1007 \cdot \frac{\text{kPa}}{\text{m}}$$

winkler statico depurato della sottospinta

$$K_{pl} := k_{w\_pl} \cdot A_{pl} = 1.208 \cdot \frac{\text{MN}}{\text{m}}$$

rigidezza terreno sotto fond. superficiale

$$w_{pl,u} := \frac{Q_{Rd} - A_{pl} u(D_{pl}) - A_{pl} \cdot \sigma_{v0\_eff}(D_{pl})}{K_{pl}} = 203.4 \cdot \text{mm}$$

spostamento ultimo fond. superficiale

$$w := 0\text{mm}, 0.2\text{mm} \dots 0.2B$$

$$P_{\text{pl}}(w) := \begin{cases} Q_{\text{Rd}} & \text{if } 0.2B > w > w_{\text{pl.u}} \\ K_{\text{pl}} \cdot w + \left[ \left( A_{\text{pl}} u(D_{\text{pl}}) + A_{\text{pl}} \cdot \sigma_{\text{v0\_eff}}(D_{\text{pl}}) \right) \cdot \gamma_{\text{g\_min}} \right] & \text{if } w_{\text{pl.u}} \geq w > 0 \\ 0 & \text{otherwise} \end{cases}$$

$$q_{\text{eff\_SLU}} := q_{\text{SLU}} - u(D_{\text{pl}}) = 63 \cdot \text{kPa}$$

$$w_{-} := 1\text{mm}$$

Given

$$P_{\text{pl}}(w_{-}) = F_{\text{pl\_z\_SLR}}$$

$$w_{\text{pl.SLR}} := \text{Find}(w_{-}) = 26.8 \cdot \text{mm}$$

Given

$$P_{\text{pl}}(w_{-}) = F_{\text{pl\_z\_SLU}}$$

$$w_{\text{pl.SLU}} := \text{Find}(w_{-}) = 44.2 \cdot \text{mm}$$

$$k_{\text{pl.SLU}} := \frac{q_{\text{eff\_SLU}}}{w_{\text{pl.SLU}}} = 1426 \cdot \frac{\text{kPa}}{\text{m}}$$

$$k_{\text{pl.SLR}} := \frac{q_{\text{eff\_SLR}}}{w_{\text{pl.SLR}}} = 1697 \cdot \frac{\text{kPa}}{\text{m}}$$