



REGIONE LIGURIA

**autostrade // per l'italia**

COLLEGAMENTO TRA LA VALFONTANABUONA  
E L'AUTOSTRADA A12 GENOVA-ROMA

**PROGETTO DEFINITIVO**


**OPERE D'ARTE MAGGIORI**

**VIADOTTO GARBARINI**

**RELAZIONE DI CALCOLO DELLE FONDAZIONI**

<p><b>IL RESPONSABILE PROGETTAZIONE SPECIALISTICA</b> Ing. Marco Pietro D'Angelantonio Ord. Ingg. Milano N.20155 <b>RESPONSABILE UFFICIO APE</b></p>	<p><b>IL RESPONSABILE INTEGRAZIONE PRESTAZIONI SPECIALISTICHE</b> Ing. Sara Frisiani Ord. Ingg. Genova N. 9810A <b>CAPO COMMESSA</b></p>	<p><b>IL DIRETTORE TECNICO</b> Ing. Maurizio Torresi Ord. Ingg. Milano N. 16492 <b>RESPONSABILE DIREZIONE OPERATIVA TECNICA E PROGETTAZIONE</b></p>
--	--	---

WBS	RIFERIMENTO ELABORATO							DATA: DICEMBRE 2014	REVISIONE	
	DIRETTORIO			FILE					n.	data
—	codice commessa	N.Prog.	unita'	ufficio	n. progressivo	Rev.				
—	11001302	STP	PAPE	0182	—	—	SCALA: —			

 <b>ingegneria europea</b>	<p><b>RESPONSABILE PROGETTO GENOVA</b> Ing. Orlando Mazza Ord. Ingg. Pavia N. 1496</p>	ELABORAZIONE GRAFICA A CURA DI :	
		ELABORAZIONE PROGETTUALE A CURA DI :	
CONSULENZA A CURA DI :		IL RESPONSABILE UNITA' STP	Ing. Andrea Tanzi O.l. Parma N.1154

	<p>VISTO DEL COMMITTENTE</p>  <p>R.U.P. – Ing. Andrea Frediani</p>	<p>VISTO DEL CONCEDENTE</p>  <p><b>Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti</b> DIPARTIMENTO PER LE INFRASTRUTTURE, GLI AFFARI GENERALI ED IL PERSONALE STRUTTURA DI VIGILANZA SULLE CONCESSIONARIE AUTOSTRADALI</p>
--	---	---

**COLLEGAMENTO TRA LA VALFONTANABUONA  
E L'AUTOSTRADA A12 GENOVA-ROMA**

## **VIADOTTO GARBARINI**

**RELAZIONE DI CALCOLO DELLE FONDAZIONI**

## Indice

<b>1. PREMESSA.....</b>	<b>4</b>
<b>2. SOFTWARE DI CALCOLO .....</b>	<b>5</b>
<b>3. NORMATIVA.....</b>	<b>5</b>
<b>4. MATERIALI.....</b>	<b>6</b>
<b>5. PROFILO STRATIGRAFICO E CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA DELL'AREA .....</b>	<b>7</b>
5.1 PREMESSA.....	7
5.2 INDAGINI E PROVE DI LABORATORIO DI RIFERIMENTO .....	7
5.3 MISURE PIEZOMETRICHE E LIVELLI DI FALDA .....	8
5.4 CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA.....	8
<b>6. CRITERI PER LA VERIFICA E IL CALCOLO DELLE FONDAZIONI A POZZO .....</b>	<b>12</b>
6.1 PREMESSA.....	12
6.2 CRITERI DI PROGETTAZIONE AGLI STATI LIMITE.....	12
6.3 RESISTENZA CARATTERISTICA ( $R_k$ ) DEI POZZI DI FONDAZIONE.....	15
<b>7. AZIONI DI CALCOLO IN FONDAZIONE.....</b>	<b>18</b>
7.1 CARICHI STRUTTURALI.....	18
7.2 AZIONI DI CALCOLO .....	20
<b>8. PARAMETRI E STRATIGRAFIA DEL MODELLO GEOTECNICO .....</b>	<b>22</b>
8.1 GEOMETRIA DEI POZZI .....	22
8.2 SPALLA A (LATO AUTOSTRADA A12).....	24
8.2.1 Premessa .....	24
8.2.2 Parametri geotecnici .....	25
8.3 SPALLA B (LATO FONTANABUONA) .....	30
8.3.1 Premessa .....	30
8.3.2 Parametri geotecnici .....	31
<b>9. RISULTATI DELLE ANALISI .....</b>	<b>36</b>
9.1 PREMESSA.....	36
9.2 SPALLA A (LATO AUTOSTRADA A12) .....	37
9.3 SPALLA B (LATO VALFONTANABUONA) .....	47
<b>10. OPERE PROVVISORIALI PER LO SCAVO DEI POZZI.....</b>	<b>57</b>

10.1	PREMESSA .....	57
10.2	SPALLA A (LATO AUTOSTRADA A12) .....	58
10.3	SPALLA B (LATO VALFONTANABUONA).....	60
<b>11.</b>	<b>APPENDICE 1 - DIMENSIONAMENTO E VERIFICA DEI POZZI STRUTTURALI.....</b>	<b>62</b>
11.1	PREMESSA .....	62
11.2	SCHEMA DI RIFERIMENTO .....	62
11.3	CARATTERISTICHE DELLE MOLLE DI REAZIONE DEL TERRENO .....	66
11.4	PROCEDIMENTO DI CALCOLO.....	75
<b>12.</b>	<b>APPENDICE 2 - DIMENSIONAMENTO E VERIFICA OPERE SOSTEGNO ALLO SCAVO DEL POZZO .....</b>	<b>77</b>
12.1	PREMESSA .....	77
12.2	STIMA DELLE SPINTE ESERCITATE DAL TERRENO.....	77
12.3	CRITERIO PER IL DIMENSIONAMENTO DELLE CENTINE E DELLA CORONELLA DI SOSTEGNO (MICROPALI)	
	81	

## 1. PREMESSA

Il presente documento riporta le verifiche geotecniche delle fondazioni del viadotto Garbarini, nell'ambito della Progettazione Definitiva dei lavori del collegamento tra la Valfontanabuona e l'Autostrada A12 Genova – Roma.

Le verifiche sono state condotte ai sensi della Normativa vigente (Doc. Rif.[1] e [2]).

Il viadotto è costituito da un'unica campata di luce circa  $L=65$  m. Le fondazioni delle spalle sono previste a pozzo di pianta circolare. In particolare per la spalla A (lato autostrada A12) sono previsti due pozzi adiacenti di diametro  $d=5.0$ m e lunghezza  $L=7$ m; la spalla B (lato Valfontanabuona) sarà fondata su due pozzi di diametro  $d=5$ .m e lunghezza  $L=9$ m.

Tale tipologia di fondazione è stata scelta in funzione dell'entità dei carichi agenti a livello di imposta delle spalle e della natura dei terreni presenti, nonché dalla presenza fenomeni gravitativi profondi e/o aree di frana attiva.

Per consentire lo scavo dei pozzi è prevista la realizzazione di una corona di sostegno esterna di micropali n°45 micropali, realizzati con  $D_{perf} = 240.0$  mm e armati con tubolare  $\varnothing = 168.3$  mm e spessore  $s = 12.5$  mm. I micropali sono collegati in testa da una trave in cemento armato di sezione  $0.7$  m x  $0.7$  m, che verrà permanentemente solidarizzata al plinto di fondazione delle spalle, e successivi n. 2 ordini di centine per la spalla A e n°3 ordini di centine per la spalla B, composte da n.2 profilati HEA200 in acciaio S355.

Sono omesse le verifiche sismiche per le opere provvisionali.

## 2. SOFTWARE DI CALCOLO

POZZIJ – ver. 1.0 GSS Geotechnical Survival Software vol. 4

## 3. NORMATIVA

- [1] Decreto Ministeriale del 14 gennaio 2008: “Approvazione delle Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni”, G.U. n.29 del 04.2.2008, Supplemento Ordinario n.30.
- [2] Circolare 2 febbraio 2009, n. 617 - Istruzioni per l'applicazione delle “Nuove norme tecniche per le costruzioni” di cui al D.M. 14 gennaio 2008.
- [3] UNI EN 1997-1 : Eurocodice 7 – Progettazione geotecnica – Parte 1: Regole generali
- [4] UNI EN 1998-5 : Eurocodice 8 – Progettazione delle strutture per la resistenza sismica – Parte 5: Fondazioni, strutture di contenimento ed aspetti geotecnici
- [5] UNI EN 1993 1-1:2005 – “Eurocodice 3: Progettazione delle strutture di acciaio – Parte 1-1: Regole generali e regole per gli edifici”.

#### 4. MATERIALI

I materiali che costituiscono l'opera sono i seguenti:

Calcestruzzo per Cordolo paratie:

- Caratteristica di resistenza minima C25/30
- Classe di esposizione XC2

Calcestruzzo per riempimento Pozzo:

- Caratteristica di resistenza minima C20/25
- Classe di esposizione XC2

Acciaio in profili a sezione aperta laminati a caldo saldati:

- Tipo EN 10025-2 S355 J2+N - per spessori nominali  $t \leq 40$ mm
- Tipo EN 10025-2 S355 K2+N - per spessori nominali  $t > 40$  mm

Acciaio in profili a sezione aperta laminati a caldo non saldati:

- Tipo EN 10025-2 S355 J0+N

Acciaio in profili a sezione cava:

- Tipo EN 10210-1 S355 J0H+N

Malta e Miscela cementizia per micropali

Secondo NTA - soggetto ad approvazione della Direzione Lavori

Caratteristica di resistenza minima C25/30

Eventuali additivi secondo NTA

## **5. PROFILO STRATIGRAFICO E CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA DELL'AREA**

### **5.1 Premessa**

La caratterizzazione geotecnica delle formazioni geologiche presenti nell'area di interesse per il viadotto in oggetto, è stata effettuata sia sulla base degli studi di carattere geologico sia dei dati relativi alle indagini geotecniche condotte nell'area durante campagne pregresse e dei risultati preliminari delle nuove indagini in sito svolte nel periodo 2011÷2013.

I valori caratteristici dei parametri geotecnici e la stratigrafia di riferimento sono stati ottenuti mediante l'interpretazione di prove di laboratorio e misure effettuate in sito.

Per eventuali approfondimenti, soprattutto per quanto riguarda le indagini storico-bibliografiche, si rimanda alla Relazione Geotecnica allegata al progetto.

Di seguito viene esposta la caratterizzazione geotecnica utilizzata nei calcoli per la verifica/dimensionamento delle fondazioni.

### **5.2 Indagini e prove di laboratorio di riferimento**

In corrispondenza dell'opera in progetto sono disponibili:

- FB15: sondaggio geognostico a carotaggio continuo con esecuzione di n°2 prove penetrometriche dinamiche SPT (2011).
- S12: stendimento geofisico a rifrazione (2011)



### 5.3 Misure piezometriche e livelli di falda

Non si hanno misure dirette del livello di falda e quindi si è considerato cautelativamente il livello all'intradosso della fondazione

### 5.4 Caratterizzazione Geotecnica

La relazione geotecnica allegata al progetto individua nell'area in esame le seguenti unità geotecniche di progetto:

1. Copertura su SCM;
2. Capellaccio della Formazione SCM;
3. Substrato roccioso: SCM (Scisti Manganesiferi, ascrivibili all'Unità Tettonica Gottero).

Le stratigrafie di progetto con i relativi spessori e i parametri utilizzati nei calcoli sono descritte nel dettaglio per ciascuna spalla (Par.8).

Di seguito si riportano i valori caratteristici dei parametri geotecnici delle singole unità presenti (Tabella 1 e Tabella 2).

$\gamma_t$ (kN/m <sup>3</sup> )	~19.0 ÷ 20.0
$N_{SPT}$ (colpi/30 cm)	5 ÷ 25
$D_r$ (%)	-
$\varphi'$ (°)	33 ÷ 36
$c'$ (kPa)	0.0
$c_u$ (kPa)	60.0 ÷ 120.0
GSC	~ 1.0
$k_o$ (-)	0.41 ÷ 0.46
$k$ (m/s)	$1.0 \cdot 10^{-7} \div 1.0 \cdot 10^{-4}$
$V_e$ (m/s)	110 ÷ 250
$G_0$ (MPa)	20 ÷ 120
$E_o$ (MPa)	50 ÷ 300
$E_{op}$ (MPa)	7 ÷ 30

**Tabella 1: Parametri della copertura su SCM**

dove:

$\gamma_t$  = peso di volume naturale;

$N_{SPT}$  = resistenza penetrometrica dinamica in prova SPT;

$D_r$  = Densità relativa;

$\varphi'$  = angolo di resistenza al taglio tangente;

$c'$  = intercetta di coesione tangente;

$c_u$  = resistenza al taglio non drenata;

$k_v$  = coefficiente di permeabilità dell'ammasso roccioso;

$V_s$  = velocità di propagazione delle onde di taglio dell'ammasso roccioso;

$G_0$  = modulo di taglio iniziale riferito alle pressioni efficaci geostatiche;

$E_{op}$  = modulo di Young "operativo" dell'ammasso roccioso;

$\nu$  = rapporto di Poisson

	Matrice lapidea		Ammasso roccioso compatto	Ammasso roccioso fessurato/alterato
$\gamma_t$ (kN/m <sup>3</sup> )	26 ÷ 27	$\gamma_r$ (kN/m <sup>3</sup> )	26 ÷ 27	
$\sigma_o$ (MPa) <sup>(*)</sup>	7 ÷ 45	RMR <sub>89</sub> (-)	25 ÷ 35	
$I_{500}$ (MPa)	1.0 ÷ 3.0	GSI (-)		20
$\sigma_o$ (MPa) <sup>(**)</sup>	diametrica 25 assiale 75	JRC (-)		
$\sigma_T$ (MPa)		JCS (MPa)		
$E_{150}$ (GPa)	10 ÷ 30	k (m/s)	$1 \cdot 10^{-8} \div 5 \cdot 10^{-4}$	
MR (-)	600 ÷ 800	$E_d$ (GPa)		0.3 ÷ 0.7
$V_p$ (m/s)	2500 - 4000	$E_u$ (GPa)		0.6 ÷ 1.1
$V_s$ (m/s)	1400 - 2400	$E_{op D=0.5}$ (GPa)		1.5 ÷ 2.7
$E_{din}$ (GPa)	12 ÷ 35	$E_{op D=1.0}$ (GPa)		0.80 ÷ 2.0
$G_{din}$ (GPa)	5 ÷ 15	c (kPa)		50 ( $\sigma=0.2$ MPa) 60 ÷ 90 ( $\sigma=0.5$ MPa)
$\nu$ (-)	0.25	$\phi$ (°)		27 ( $\sigma=0.2$ MPa) 20 ( $\sigma=0.5$ MPa)
$m_i$ (-)	7	$m_b$ (-)		≈ 0.086
$m_b$		s (-)		≈ $0.22 \cdot 10^{-6}$
s		a (-)		0.544
a (-)		$\phi_{p,joint}$ (°), $c_{p,joint}$ (kPa)		
		$\phi_{r,joint}$ (°), $c_{r,joint}$ (kPa)		

**Tabella 2: Valori caratteristici dei parametri geotecnici della Formazione degli Scisti Mangesiferi (SCM)**

essendo:

$\gamma_t$  = peso di volume naturale;

GSI = Geological Strength Index;

$\sigma_c$  = resistenza alla compressione semplice della roccia intatta;

$\sigma_t$  = resistenza a trazione della roccia intatta;

$m_i$  = coefficiente del criterio di rottura di Hoek & Brown relativo alla roccia intatta;

$\varphi'$  = angolo di resistenza al taglio tangente;

$c'$  = intercetta di coesione tangente;

$\sigma'_n$  = pressione efficace normale al piano di rottura;

$k$  = coefficiente di permeabilità dell'ammasso roccioso;

$V_s$  = velocità di propagazione delle onde di taglio dell'ammasso roccioso;

$E_{t50}$  = modulo di Young tangente riferito al 50% della deformazione;

$E_{op}$  = modulo di Young "operativo" dell'ammasso roccioso;

$\nu$  = rapporto di Poisson.

## 6. CRITERI PER LA VERIFICA E IL CALCOLO DELLE FONDAZIONI A POZZO

### 6.1 Premessa

Le verifiche contenute nel presente documento fanno riferimento a quanto descritto per i sistemi fondazionali nel Doc. rif [1] e successiva circolare esplicativa (doc. rif. [2]). Le verifiche, sia per il caso statico sia per quello sismico, sono state eseguite adottando l'Approccio 2 delle NTC (Doc. rif. [1]) nei confronti degli stati limiti ultimi (SLU), riferiti allo sviluppo di meccanismi di collasso determinati dalla mobilitazione della resistenza del terreno e al raggiungimento della resistenza degli elementi strutturali che compongono la fondazione, e degli stati limite di esercizio (SLE), in modo da verificare la compatibilità tra requisiti prestazionali dell'opera e gli spostamenti e distorsioni previste.

### 6.2 Criteri di Progettazione agli Stati Limite

Il collasso del sistema pozzo-terreno avviene per superamento delle pressioni ultime del terreno in corrispondenza della base del pozzo e lungo il fusto.

Le verifiche di stabilità dell'opera nei confronti di tale meccanismo di collasso sono state eseguite con riferimento *all'Approccio 2 - Combinazione 1 (A1+M1+R3)*, mediante analisi interazione terreno-struttura nel rispetto delle condizioni di equilibrio e congruenza e della compatibilità con i criteri di resistenza del terreno. Tali analisi consentono inoltre di tenere in conto la dipendenza della spinta dei terreni dallo spostamento dell'opera. Per quanto concerne la stratigrafia ed i parametri geotecnici dei materiali di interesse per le verifiche del pozzo si è fatto riferimento ai valori riportati nel capitolo della caratterizzazione geotecnica (cap. 5).

In accordo con quanto definito nel par. 6.2.3. del Doc. Rif. [1], devono essere svolte le seguenti verifiche di sicurezza e delle prestazioni attese:

- Verifiche agli stati limite ultimi (SLU);
- Verifiche agli stati limite d'esercizio (SLE).

Per ogni Stato Limite Ultimo (SLU) deve essere rispettata la condizione:

$$E_d \leq R_d \quad (\text{Eq. 6.2.1 del Doc. Rif. [1]})$$

dove

$E_d$  è il valore di progetto dell'azione o dell'effetto dell'azione,

$R_d$  è il valore di progetto della resistenza.

Per quanto concerne le azioni di progetto  $E_d$ , tali forze possono essere determinate applicando i coefficienti parziali sulle azioni caratteristiche, oppure, successivamente, sulle sollecitazioni prodotte dalle azioni caratteristiche, quest'ultima relativamente a verifiche strutturali.

La verifica della condizione ( $E_d \leq R_d$ ) deve essere effettuata impiegando diverse combinazioni di gruppi di coefficienti parziali.

Per l'approccio progettuale adottato (*Approccio 2*) è prevista una unica combinazione di gruppi di coefficienti:

- i coefficienti parziali (A1) sulle azioni del sistema;
- i coefficienti parziali (M1) sui parametri geotecnici;
- i coefficienti parziali (R3) per le resistenze;

tenendo conto dei coefficienti parziali estratti dalle NTC (Doc. rif. [1]) e riportati nella Tabella 3, nella Tabella 4 e nella Tabella 5.

**Tabella 3: Coefficienti parziali sulle azioni**

CARICHI	EFFETTO	Coefficiente parziale $\gamma_F$ (o $\gamma_E$ )	(A1) STR	(A2) GEO
Permanenti	Favorevole	$\gamma_{G1}$	1.0	1.0
	Sfavorevole		1.3	1.0
Permanenti non strutturali (1)	Favorevole	$\gamma_{G2}$	0.0	0.0
	Sfavorevole		1.5	1.3
Variabili	Favorevole	$\gamma_{Qi}$	0.0	0.0
	Sfavorevole		1.5	1.3

(1) = Nel caso in cui i carichi permanenti non strutturali (ad es. i carichi permanenti portati) siano completamente definiti, si potranno adottare gli stessi coefficienti validi per le azioni permanenti

**Tabella 4: Coefficienti parziali sulle caratteristiche meccaniche dei terreni**

PARAMETRO	Coefficiente parziale	(M1)	(M2)
Tangente dell'angolo di resistenza al taglio	$\gamma_{\phi'}$	1.0	1.25
Coesione efficace	$\gamma_{c'}$	1.0	1.25
Resistenza non drenata	$\gamma_{Cu}$	1.0	1.4
Peso dell'unità di volume	$\gamma_{\gamma}$	1.0	1.0

**Tabella 5: Coefficienti parziali per le verifiche agli stati limite ultimi di fondazioni superficiali**

VERIFICA	Coefficiente parziale	(R1)	(R2)	(R3)
Capacità portante	$\gamma_R$	1.00	1.8	2.3
Scorrimento	$\gamma_s$	1.00	1.1	1.1

Le verifiche di sicurezza in campo sismico devono contemplare le medesime verifiche definite in campo statico, in cui tuttavia i coefficienti sulle azioni sono posti pari a uno (Par.7.11.1 del Doc. Rif.[1]).

Per ogni Stato Limite d'Esercizio (SLE) deve essere rispettata la condizione:

$$E_d \leq C_d \quad (\text{Eq. 6.2.7 del Doc. Rif.}[1])$$

dove

$E_d$  è il valore di progetto dell'effetto dell'azione,

$C_d$  è il valore limite prescritto dell'effetto delle azioni.

All'interno del progetto devono essere quindi definite le prescrizioni relative agli spostamenti compatibili per l'opera e le prestazioni attese.

### 6.3 Resistenza caratteristica ( $R_k$ ) dei pozzi di fondazione

La valutazione della resistenza caratteristica  $R_k$  alla base del pozzo di fondazione, è stata condotta seguendo i criteri generali di progetto indicati per le fondazioni superficiali.

La resistenza caratteristica ( $R_k$ ) può essere determinata in accordo all'equazione (formula di Brinch-Hansen, per fondazioni dirette):

$$R_k = q_{lim} = 0.5 \gamma_c B' N_\gamma s_\gamma i_\gamma b_\gamma g_\gamma + c' N_c s_c d_c i_c b_c g_c + q' N_q s_q d_q i_q b_q g_q;$$

nella quale:

$N_c, N_q, N_\gamma$  = fattori di capacità portante, dipendenti dall'angolo di resistenza al taglio  $\phi'$ ;

$s_c, s_q, s_\gamma$  = fattori di forma della fondazione;

$d_c, d_q$  = fattori dipendenti dalla profondità del piano di posa D;



- $i_c, i_q, i_\gamma$  = fattori correttivi che tengono conto dell'inclinazione del carico;  
 $b_c, b_q, b_\gamma$  = fattori correttivi che tengono conto dell'inclinazione della fondazione;  
 $g_c, g_q, g_\gamma$  = fattori correttivi che tengono conto dell'inclinazione del piano campagna;

Le espressioni che forniscono i valori dei fattori di capacità portante (N) e dei fattori correttivi (s,d, i, b, g) sono riportate nella Tabella 6.

**Tabella 6 – Coefficientiper il calcolo della capacità portante in condizioni drenate**

fattori di capacità portante	$N_c$	$(N_q - 1) \cot \phi'$	
	$N_\gamma$	$2(N_q + 1) \tan \phi'$	Vesic (1970)
	$N_q$	$\tan^2(45 + \phi'/2) e^{\pi \tan \phi'}$	Prandtl (1921) Reissner (1924)
fattori correttivi	forma		
	$s_c$	$1 + 0.2 k_p (B'/L')$	Meyerhof (1963)
	$s_\gamma$	$1 + 0.1 k_p (B'/L')$	"
	$s_q$	$1 + 0.1 k_p (B'/L')$	"
	approfondimento		
	$d_c$	$d_q - [(1 - d_q)/(N_c \tan \phi')]$	De Beer e Ladanyi (1961) Brinch-Hansen (1970) e Vesic (1973)
	$d_q$	$1 + [2 (D/B') \tan \phi' (1 - \sin \phi')^2]$ per $D/B' < 1$ $1 + [2 \tan \phi' (1 - \sin \phi')^2 \tan^{-1}(D/B')]$ per $D/B' > 1$	
	inclinazione carico		
	$i_c$	$i_q - [(1 - i_q)/(N_c \tan \phi')]$	Vesic (1970)
	$i_\gamma$	$[1 - (H/(N + B'L' c' \cot \phi'))]^{(m+1)}$	"
	$i_q$	$[1 - (H/(N + B'L' c' \cot \phi'))]^m$ $m = [2 + (B'/L')]/[1 + (B'/L')]$	"
	inclinazione fondazione		
$b_q$	$(1 - \alpha \tan \phi')^2$	Brinch-Hansen (1970)	
$b_\gamma$	$(1 - \alpha \tan \phi')^2$	"	
$b_c$	$b_q - [(1 - b_q)/(N_c \tan \phi')]$	"	
inclinazione piano campagna			
$g_q$	$(1 - \tan \alpha)^2$	Brinch-Hansen (1970)	
$g_\gamma$	$(1 - \tan \alpha)^2$	"	
$g_c$	$g_q - [(1 - g_q)/(N_c \tan \phi')]$	"	

Essendo la formula per la capacità portante proposta da Brinch-Hansen, valida per fondazioni a pianta rettangolare, nelle verifiche dei pozzi di fondazione è stata considerata un'area di dimensioni equivalenti a partire dalla pianta circolare.

Le valutazioni della Resistenza caratteristica  $R_k$  con le equazioni sopra riportate sono condotte con riferimento ai valori dei carichi trasversali e verticali trasmessi dalla struttura in elevazione. I valori di  $(B')$  ed  $(L')$  sono calcolati con riferimento ai momenti

trasmessi alla base del pozzo di fondazione, ottenuti tenendo conto dei momenti di trasporto dovuti al carico orizzontale. I valori dei carichi verticali, inoltre, sono stati considerati comprensivi del peso del pozzo di fondazione.

## 7. AZIONI DI CALCOLO IN FONDAZIONE

### 7.1 Carichi strutturali

Nelle tabelle riportate nel seguente paragrafo sono riassunti i carichi di progetto in fondazione secondo le combinazioni prescritte dal D.M. 2008.

Le sollecitazioni sono state valutate rispetto al baricentro del plinto di fondazione secondo le convenzioni di segno riportate nella figura seguente (Figura 1). Per l'analisi di dettaglio dei carichi si rimanda agli elaborati strutturali dell'opera.

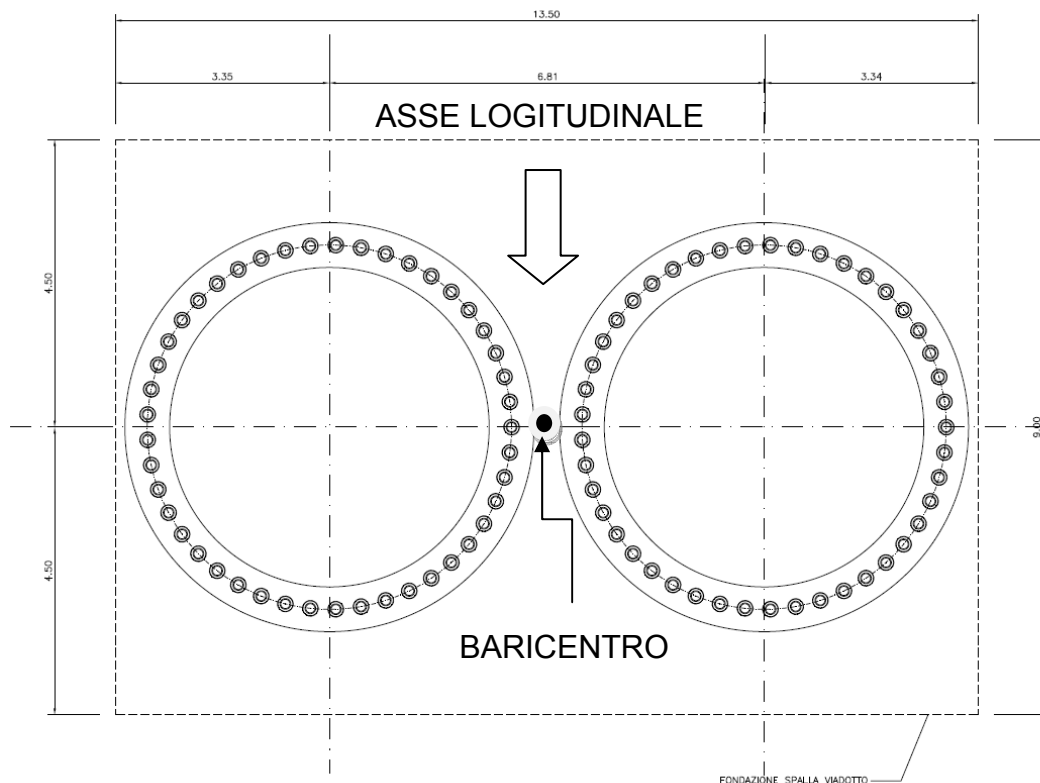


Figura 1: Viadotto Garbarini - Sistema di riferimento strutturale

		Vx (kN)	N (kN)	My (kNm)
SLU01	S.L.U. STR max Fx	8257	-36490	24151
SLU02	S.L.U. STR max Fz	7749	-38691	25287
SIS01	S.L.U. Sisma max Fx (q1)	9215	-24330	31010
SIS02	S.L.U. Sisma max Fx (q2)	9337	-24330	31584
SLE01	S.L.E. fond. min N	6066	-27029	17585
SLE02	S.L.E. freq. min N	5491	-26505	15097
SLE03	S.L.E. q.p. min N	4767	-24287	11101
SLE04	S.L.E. fond. max Fz	5747	-28660	18774
SLE05	S.L.E. freq. max Fz	5459	-26954	15761
SLE06	S.L.E. q.p. max Fz	4767	-24287	11101

**Tabella 7: Spalla A (lato Autostrada A12) - Azioni a intradosso fondazione**

		Vx (kN)	N (kN)	My (kNm)
SLU01	S.L.U. STR min N	7504	-31636	14475
SLU02	S.L.U. STR min N	6878	-37396	21973
SIS01	S.L.U. Sisma min N (q1)	8506	-23371	27446
SIS02	S.L.U. Sisma min N (q2)	8615	-23371	27933
SLE01	S.L.E. fond. min N	5508	-24992	13403
SLE02	S.L.E. freq. min N	4950	-24501	11263
SLE03	S.L.E. q.p. min N	4263	-23328	9604
SLE04	S.L.E. fond. min N	5091	-27701	16255
SLE05	S.L.E. freq. min N	4835	-25995	13473
SLE06	S.L.E. q.p. min N	4181	-23328	9150

**Tabella 8: Spalla B (lato Fontanabuona) - azioni intradosso fondazione**

## 7.2 Azioni di calcolo

Le sollecitazioni di calcolo utilizzate nell'analisi del singolo pozzo sono riportate nelle tabelle successive. Inoltre, poiché la fondazione di ciascuna spalla è costituita da due pozzi adiacenti, le sollecitazioni di cui sopra, sono state prese al 50%.

	Vx (kN)	N (kN)	My (kNm)
SLU01	4129	18245	12076
SLU02	3875	19345	12643
SIS01	4608	12165	15505
SIS02	4669	12165	15792
SLE01	3033	13515	8792
SLE02	2746	13252	7549
SLE03	2383	12143	5550
SLE04	2874	14330	9387
SLE05	2730	13477	7880
SLE06	2383	12143	5550

**Tabella 9: Valori di calcolo sulla Spalla A (lato Autostrada A12)**

	Vx (kN)	N (kN)	My (kNm)
SLU01	3752	15818	7238
SLU02	3439	18698	10987
SIS01	4253	11686	13723
SIS02	4308	11686	13966
SLE01	2754	12496	6701
SLE02	2475	12251	5631
SLE03	2132	11664	4802
SLE04	2545	13850	8127
SLE05	2418	12998	6736
SLE06	2090	11664	4575

**Tabella 10: Valori di calcolo sulla Spalla B (lato Valfontanabuona)**

I valori riportati (azione assiale N, azione longitudinale  $T_x$  e momento intorno all'asse trasversale  $M_y$ ) rappresentano di volta in volta le massime azioni concomitanti agenti in uno dei due piani ortogonali (longitudinale oppure trasversale), le quali sono state introdotte nello schema bidimensionale adottato per il calcolo dei pozzi.

Le verifiche di capacità portante sono anch'esse state eseguite considerando le azioni in un unico piano e trascurando le componenti sul piano ortogonale concomitanti, in quanto ininfluenti sull'esito dell'analisi in esame.

Analogamente gli spostamenti nel piano perpendicolare a quello di calcolo sono molto inferiori e pertanto non dimensionanti.

## 8. PARAMETRI E STRATIGRAFIA DEL MODELLO GEOTECNICO

### 8.1 Geometria dei pozzi

Nel seguito sono indicate sommariamente le geometrie dei pozzi in progetto (vedi Figura 2 e Figura 3).

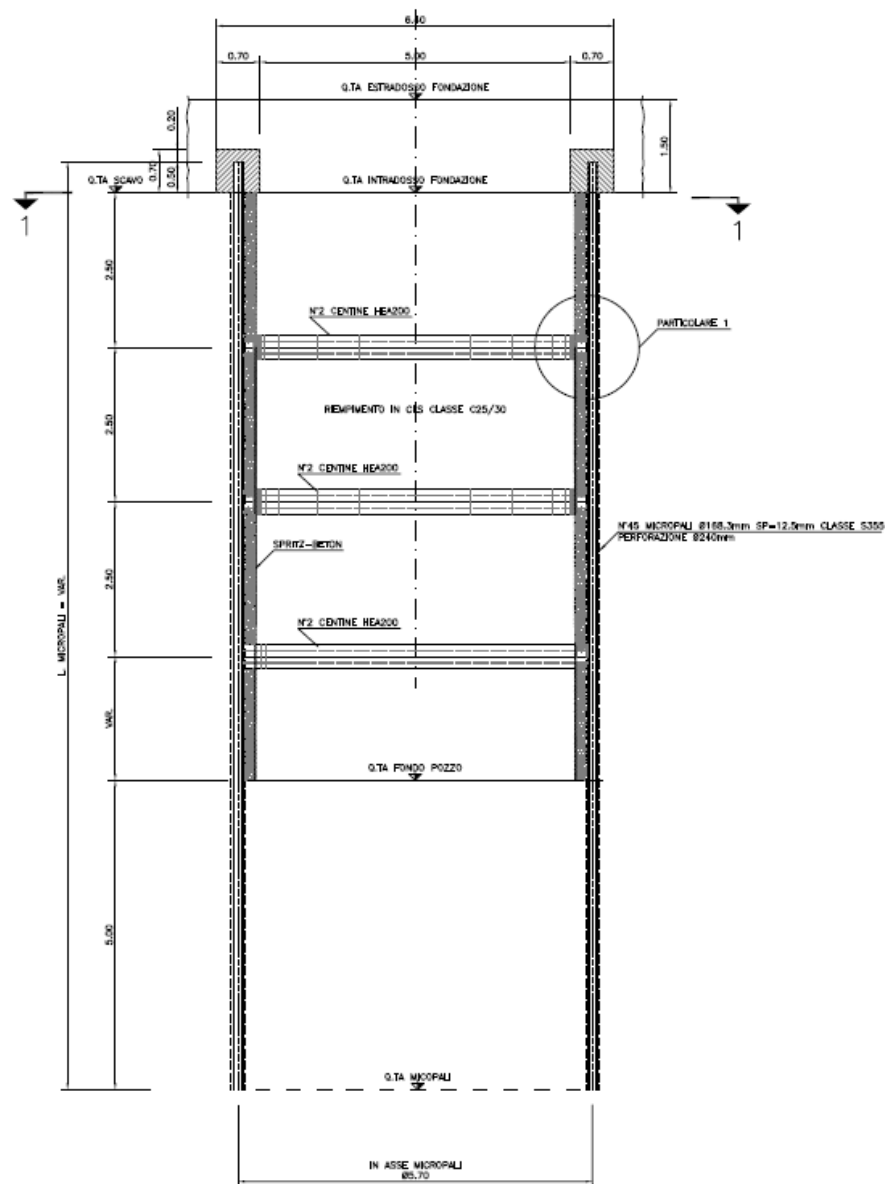


Figura 2: Sezione tipo del pozzo

	SPALLA A	SPALLA B
QTA INT. FOND.	153,99	152,80
QTA FONDO POZZO	146,99	143,80
QTA I CENTINA	151,49	150,30
QTA II CENTINA	148,99	147,80
QTA III CENTINA	–	145,30
QTA MICROPALI	139,99	138,80
LUGHEZZA MICROPALI	12,00	14,00
LUNGHEZZA POZZO	7,00	9,00

quote espresse in metri s.l.m. e lunghezze i metri

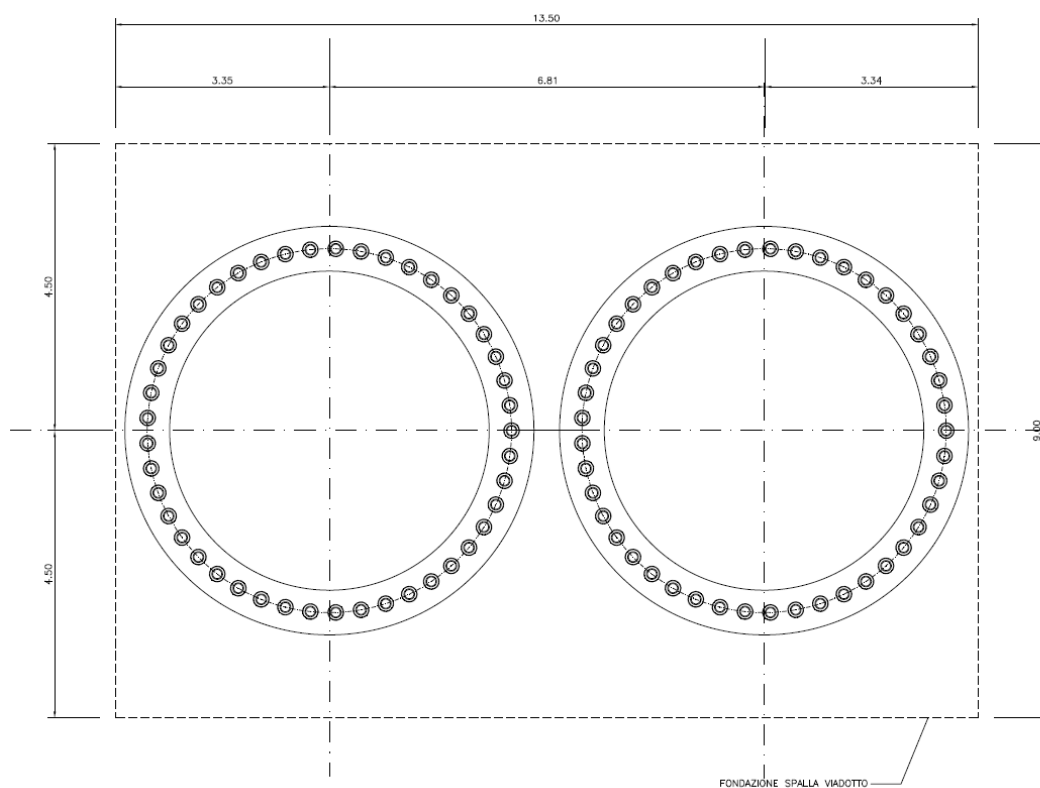
**Figura 3: Quote di riferimento e lunghezze**



## 8.2 Spalla A (lato autostrada A12)

### 8.2.1 Premessa

La fondazione della Spalla Nord è prevista su due pozzi adiacenti a pianta circolare di diametro  $d=5$  m (Figura 4) e lunghezza pari a 7m.



**Figura 4: Pianta delle fondazioni**

I pozzi sono scavati fino ad una profondità di 7 m in modo tale da raggiungere lo strato di materiale roccioso alterato.

È prevista poi, a sostegno dello scavo, una corona esterna di n°45 micropali di lunghezza  $L=12$ m, realizzati con  $D_{\text{perf}} = 240,0$  mm e armati con tubolare

$\varnothing = 168.3$  mm e spessore  $s = 12.5$  mm, collegati in testa da una trave in cemento armato di sezione  $0.7$  m x  $0.7$  m, che verrà permanentemente solidarizzata al plinto di fondazione delle spalle, e successivi n. 2 ordini di centine composte da n.2 profilati HEA200 in acciaio S355.

Il dimensionamento strutturale del pozzo è stato effettuato considerando il pozzo lungo 7m.

### 8.2.2 Parametri geotecnici

I parametri caratteristici introdotti nel modello di calcolo dei pozzi sono riportati in Tabella 11.

	UNITA'	profondità (m da p.c.)	$\gamma_{n,k}$ (kN/m <sup>3</sup> )	$\varphi'$ (°)	$c'$ (kPa)	$E_0$ (MPa)	$\tau_{lim}$ (kPa)
SPALLA A	Coltre	da 0 a 5	20.0	33	0	50	14
	SCM-cap	da 5 a 6	27.0	18	104	10400	325
	SCM	da 6 in poi	27.0	25	122	22260	400

**Tabella 11: Parametri caratteristici del terreno**

dove:

- $\gamma$       Peso di volume;
- $\varphi$       Angolo di resistenza al taglio;
- $c'$       Coesione efficace;
- $E_0$       Modulo elastico iniziale;
- $\tau_{lim}$     Attrito unitario laterale limite.

I valori del modulo elastico iniziale a piccolissime deformazioni ( $E_0$ ) sono stati definiti a partire dai valori delle velocità delle onde di taglio del terreno ( $v_s$ ), con precedente valutazione del modulo di taglio iniziale a piccolissime deformazioni, con le seguenti espressioni:

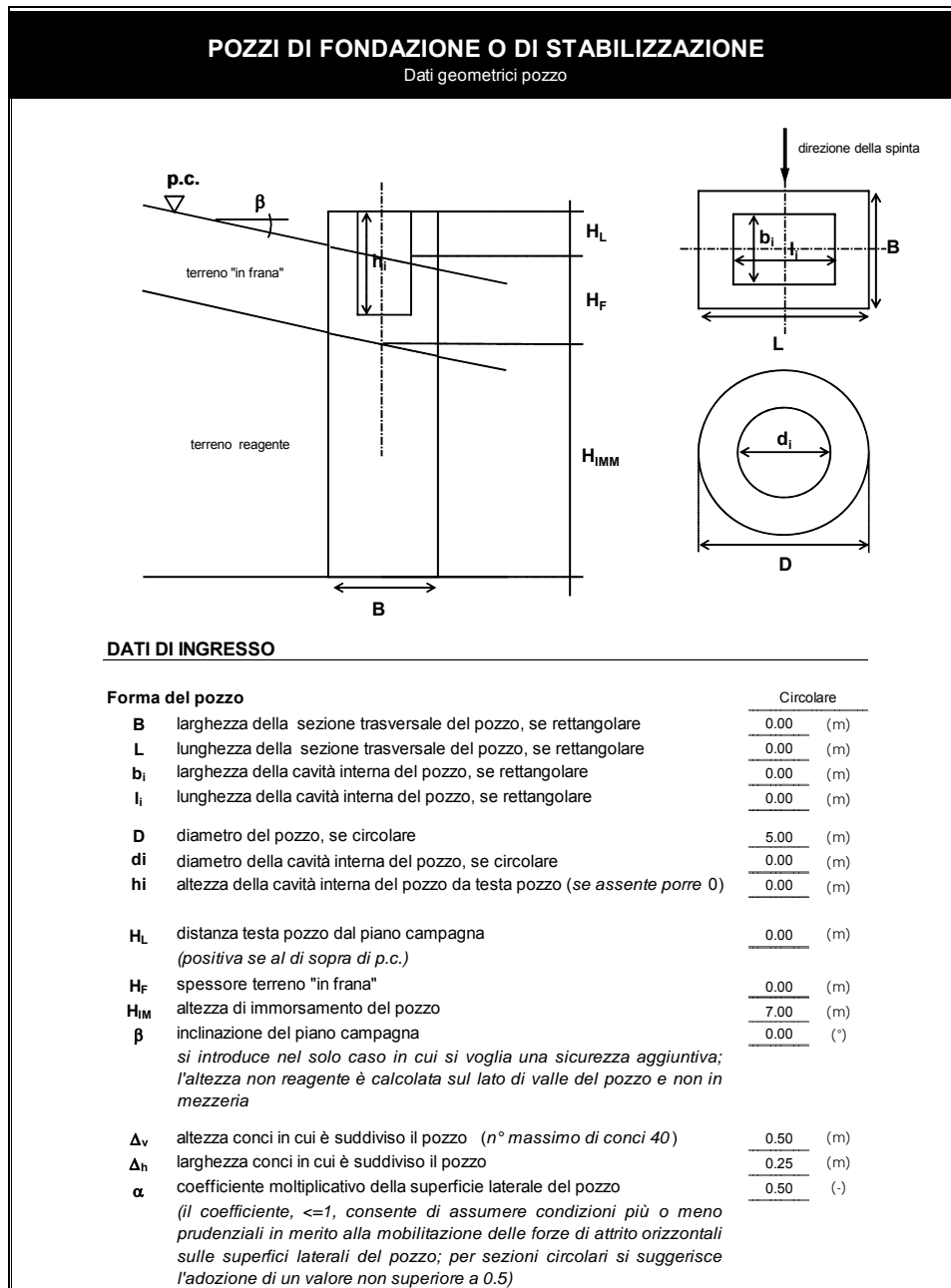
$$E_0 = 2G_0(1 + \nu) \quad \text{con } \nu = \text{Modulo di Poisson}$$

$$G_0 = \frac{\gamma_t}{9.81} v_s^2 \quad \text{con } \gamma_t = \text{peso di volume naturale del terreno}$$

La portata di base unitaria  $Q_{LIM} \cong 8.3$  MPa

Lo schema geometrico del pozzo e i dati relativi al terreno sono illustrati nella Figura 5 e nella Figura 6.

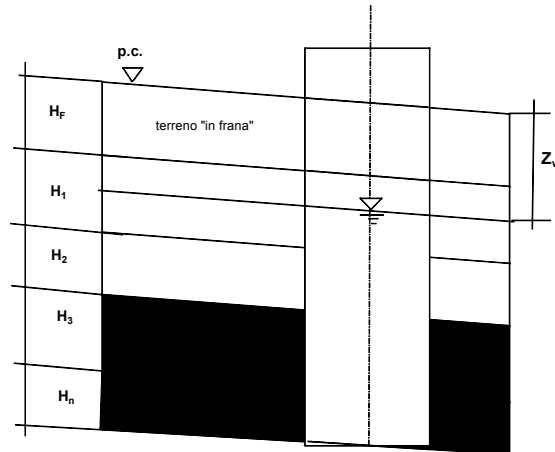
Le reazioni limite di calcolo lungo il fusto del pozzo, esercitabili dalle terre sono (Tabella 12):



**Figura 5: Schema geometrico della fondazione a pozzo**

**POZZI DI FONDAZIONE O DI STABILIZZAZIONE**

**DATI TERRENO**



**DATI DI INGRESSO**

n° strato	$\Delta H_i$ (m)	$H_{IMM,j}$ (m)	legge (*) (-)	modulo elastico			attrito laterale		pressione orizzontale		
				$E_0$ (MPa)	$K_{E_0}$ (MN/m <sup>3</sup> )	K (-)	$\tau_{limite}$ (kPa)	$y_{crit}$ (m)	legge (**) (-)	$p_{LM}$ (kPa)	$K_{P,LM}$ (kN/m <sup>2</sup> )
1	1.00	1.00	0	50		50	14	0.020	0	118	
2	1.00	2.00	0	50		50	14	0.02	0	190	
3	1.00	3.00	0	50		50	14	0.02	0	267	
4	1.00	4.00	0	50		50	14	0.02	0	350	
5	1.00	5.00	0	50		50	14	0.02	0	438	
6	0.50	5.50	0	10400		50	325	0.01	0	1151	
7	0.50	6.00	0	10400		50	325	0.01	0	1996	
8	1.00	7.00	0	22260		50	400	0.01	0	2197	
$Q_{LM}$	portata unitaria di base	8.29	(M Pa)		$N_x$ (1 - 2.5)		coeff. moltiplicativo rigidità laterale			1.0	
$Z_w$	profondità falda da p.c.	1	(m)		$N_y$ (1 - 2.5)		coeff. moltiplicativo rigidità di base			1.0	

$\Delta H_i$	=	altezza strato i-esimo
$H_{IMM,j}$	=	spessore progressivo di immersione nello strato reagente
$\gamma$	=	peso di volume naturale
legge (*)	=	0 $E_0 = cost$ 1 $E_0 = K_{E_0} \cdot z$ 2 $E_0 = E_{0,0} + K_{E_0} \cdot z$
50	=	modulo di Yuong a piccole deformazioni
$K_{E_0}$	=	gradiente del modulo
K	=	coefficiente della legge di degrado del modulo = 20 -50
z	=	profondità da p.c.
$\tau_{limite}$	=	attrito laterale unitario limite
$y_{crit}$	=	spostamento cui corrisponde la mobilitazione di $\tau_{limite}$
legge (**)	=	0 $P_{LM} = cost$ 1 $P_{LM} = K_{P,LM} \cdot z$ 2 $P_{LM} = P_{LM,0} + K_{P,LM} \cdot z$
$P_{LM}$	=	pressione orizzontale unitaria limite
$K_{P,LM}$	=	gradiente del modulo

**Figura 6: Parametri del terreno**

**POZZI DI FONDAZIONE O DI STABILIZZAZIONE  
RISULTATI**

**RISULTATI**

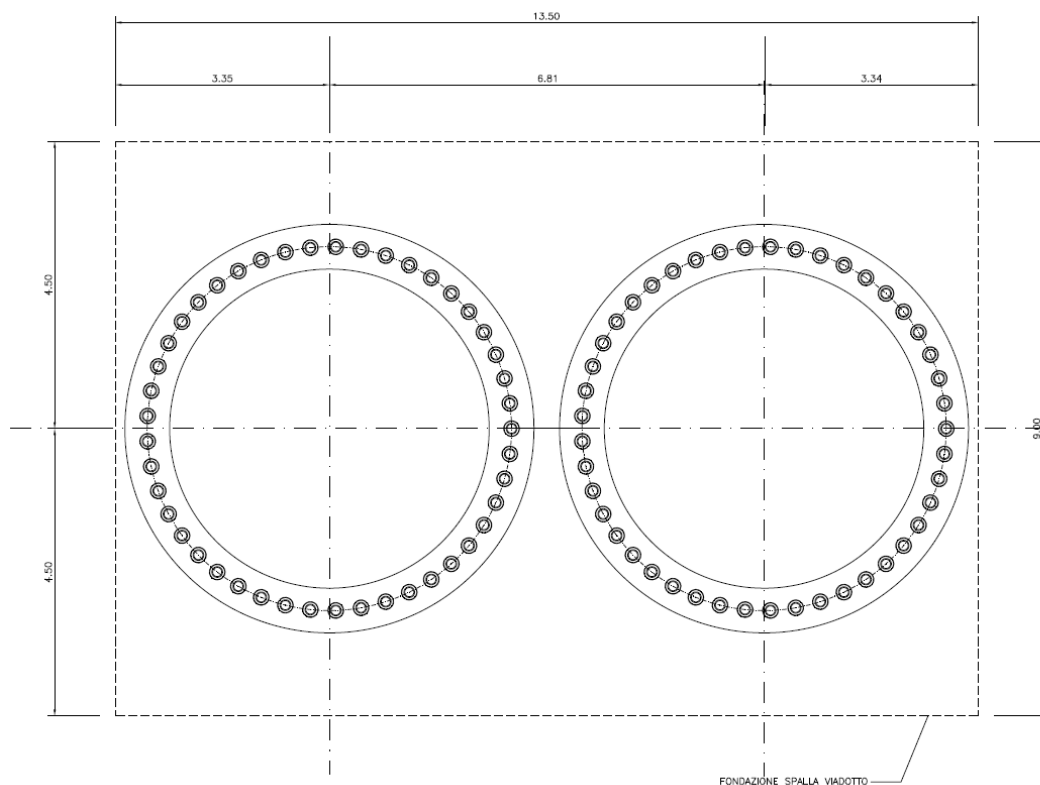
Condizioni	z (m)	z/B (-)	$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	z <sub>w</sub> (m)	$\sigma'_v$ (kPa)	$\phi'$ (°)	c' (kPa)	c <sub>u</sub> (kPa)	K <sub>tdr,f</sub> (-)	p <sub>lim,<math>\phi</math></sub> (kPa)	K <sub>tdr,c</sub> (-)	p <sub>lim,c</sub> (kPa)	z (m)	p <sub>lim,tot</sub> (kPa)
D	0.00	0.00	19.0	1.00	0.0	33.0	0.0	0.0	6.0	0	8.0	0	0.00	0
	0.25	0.05			4.8				6.1	28	8.8	0	0.25	28
	0.50	0.10			9.5				6.2	58	9.4	0	0.50	58
	0.75	0.15			14.3				6.2	87	10.1	0	0.75	87
	1.00	0.20			19.0				6.3	118	10.8	0	1.00	118
D	1.00	0.20	20.0		19.0	33.0	0.0	0.0	6.3	118	10.8	0	1.00	118
	1.25	0.25			21.5				6.4	135	11.4	0	1.25	135
	1.50	0.30			24.0				6.5	153	12.1	0	1.50	153
	1.75	0.35			26.5				6.6	171	12.7	0	1.75	171
	2.00	0.40			29.0				6.6	190	13.3	0	2.00	190
D	2.00	0.40	20.0		29.0	33.0	0.0	0.0	6.6	190	13.3	0	2.00	190
	2.25	0.45			31.5				6.7	208	14.0	0	2.25	208
	2.50	0.50			34.0				6.8	227	14.6	0	2.50	227
	2.75	0.55			36.5				6.9	247	15.1	0	2.75	247
	3.00	0.60			39.0				7.0	267	15.7	0	3.00	267
D	3.00	0.60	20.0		39.0	33.0	0.0	0.0	7.0	267	15.7	0	3.00	267
	3.25	0.65			41.5				7.0	287	16.3	0	3.25	287
	3.50	0.70			44.0				7.1	308	16.9	0	3.50	308
	3.75	0.75			46.5				7.2	329	17.4	0	3.75	329
	4.00	0.80			49.0				7.3	350	18.0	0	4.00	350
D	4.00	0.80	20.0		49.0	33.0	0.0	0.0	7.3	350	18.0	0	4.00	350
	4.25	0.85			51.5				7.3	371	18.5	0	4.25	371
	4.50	0.90			54.0				7.4	393	19.1	0	4.50	393
	4.75	0.95			56.5				7.5	416	19.6	0	4.75	416
	5.00	1.00			59.0				7.5	438	20.1	0	5.00	438
D	5.00	1.00	27.0		59.0	18.0	104.0	0.0	2.4	139	9.3	955	5.00	1,094
	5.13	1.03			61.1				2.4	144	9.4	964	5.13	1,108
	5.25	1.05			63.3				2.4	150	9.5	973	5.25	1,123
	5.38	1.08			65.4				2.4	156	9.6	981	5.38	1,137
	5.50	1.10			67.5				2.4	161	9.7	990	5.50	1,151
D	5.50	1.10	27.0		67.5	25.0	122.0	0.0	4.2	278	13.5	1,615	5.50	1,894
	5.63	1.13			69.6				4.2	288	13.6	1,631	5.63	1,919
	5.75	1.15			71.8				4.2	298	13.7	1,647	5.75	1,945
	5.88	1.18			73.9				4.2	308	13.9	1,662	5.88	1,971
	6.00	1.20			76.0				4.3	319	14.0	1,678	6.00	1,996
d	6.00	1.20	27.0		76.0	25.0	122.0	0.0	4.3	319	14.0	1,678	6.00	1,996
	6.25	1.25			80.3				4.3	339	14.2	1,708	6.25	2,047
	6.50	1.30			84.5				4.3	360	14.5	1,738	6.50	2,097
	6.75	1.35			88.8				4.4	381	14.7	1,766	6.75	2,147
	7.00	1.40			93.0				4.4	402	15.0	1,795	7.00	2,197

**Tabella 12: Reazioni limite lungo il fusto**

### 8.3 Spalla B (lato Fontanabuona)

#### 8.3.1 Premessa

La fondazione della Spalla Sud è prevista su due pozzi adiacenti a pianta circolare di diametro  $d=5$  m (Figura 7).



**Figura 7: Pianta delle fondazioni**

I pozzi sono scavati fino ad una profondità di 9 m in modo tale da raggiungere lo strato di materiale roccioso alterato.

È prevista poi, a sostegno dello scavo, una corona esterna di n°45 micropali di lunghezza  $L=14$ m, realizzati con  $D_{\text{perf}} = 240.0$  mm e armati con tubolare  $\varnothing = 168.3$  mm e spessore  $s = 12.5$  mm, collegati in testa da una trave in cemento armato di sezione  $0.7$  m x  $0.7$  m, che verrà permanentemente solidarizzata al plinto

di fondazione delle spalle, e successivi n.3 ordini di centine composte da n.2 profilati HEA200 in acciaio S355.

Il dimensionamento strutturale del pozzo è stato effettuato considerando il pozzo lungo 7m.

### 8.3.2 Parametri geotecnici

I parametri caratteristici introdotti nel modello di calcolo dei pozzi sono riportati nella Tabella 13.

	UNITA'	profondità (m da p.c.)	$\gamma_{n,k}$ (kN/m <sup>3</sup> )	$\varphi'$ (°)	$c'$ (kPa)	$E_0$ (MPa)	$\tau_{lim}$ (kPa)
<b>SPALLA B</b>	<b>Coltre</b>	da 0 a 6	20.0	33	0	50	14
	<b>SCM-cap</b>	da 6 a 8	27.0	18	104	10400	325
	<b>SCM</b>	da 8 in poi	27.0	25	122	22260	400

**Tabella 13: Parametri caratteristici del terreno**

dove:

- $\gamma$       Peso di volume;
- $\varphi$       Angolo di resistenza al taglio;
- $c'$       Coesione efficace;
- $E_0$       Modulo elastico iniziale;
- $\tau_{lim}$     Attrito unitario laterale limite.

I valori del modulo elastico iniziale a piccolissime deformazioni ( $E_0$ ) sono stati definiti a partire dai valori delle velocità delle onde di taglio del terreno ( $v_s$ ), con precedente



valutazione del modulo di taglio iniziale a piccolissime deformazioni, con le seguenti espressioni:

$$E_0 = 2G_0(1 + \nu) \quad \text{con } \nu = \text{Modulo di Poisson}$$

$$G_0 = \frac{\gamma_t}{9.81} v_s^2 \quad \text{con } \gamma_t = \text{peso di volume naturale del terreno}$$

La portata di base unitaria  $Q_{LIM} \cong 9.1\text{MPa}$ .

Lo schema geometrico del pozzo e i dati relativi al terreno sono illustrati nella Figura 8 e nella Figura 9.

Le reazioni limite di calcolo lungo il fusto del pozzo, esercitabili dalle terre sono (Tabella 14):

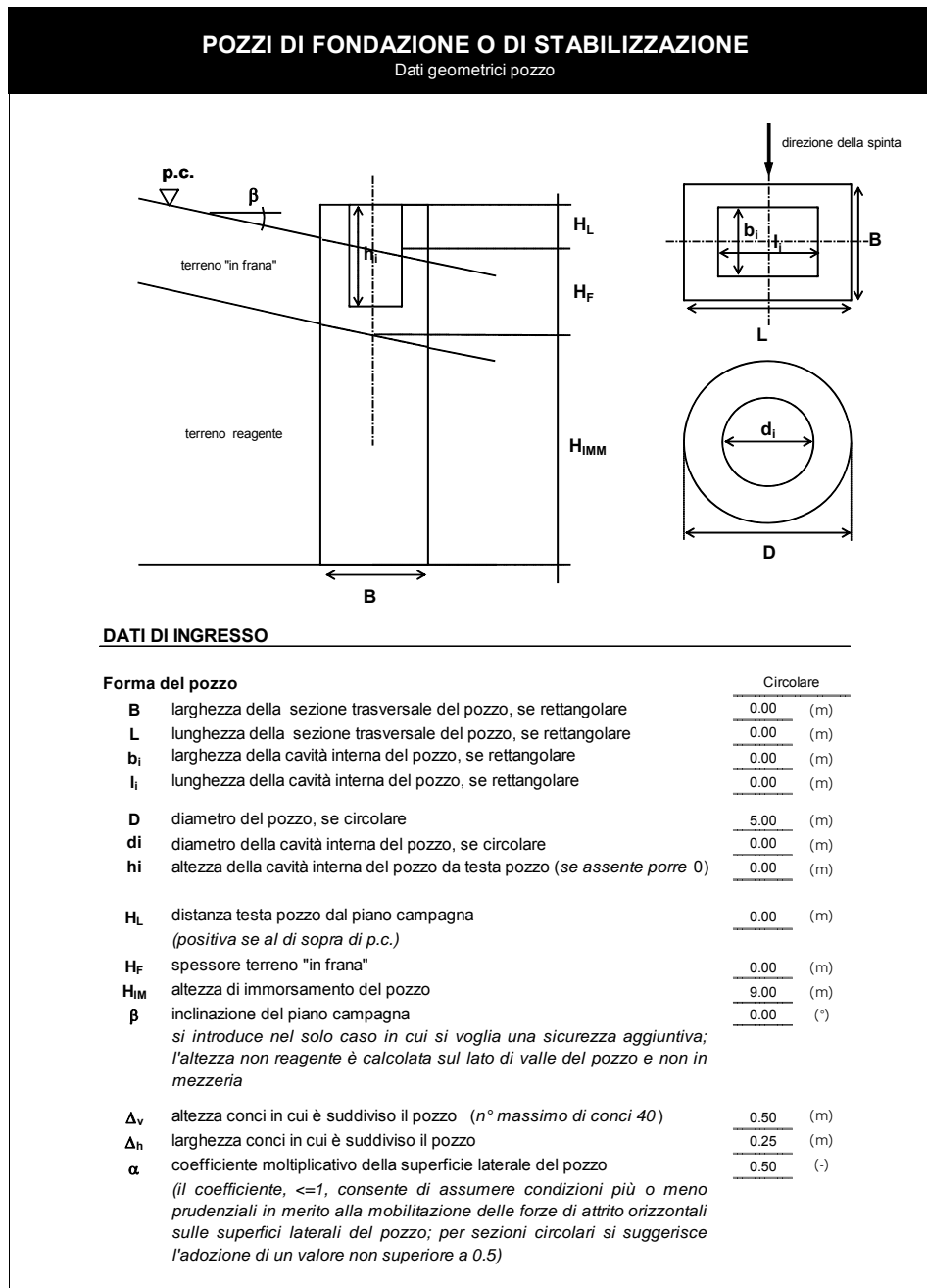
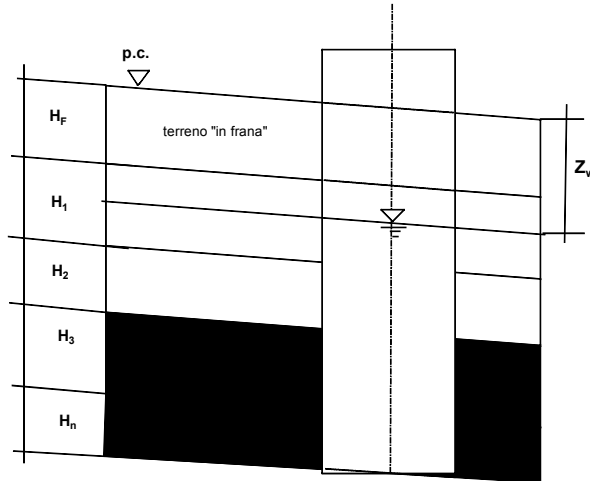


Figura 8: Schema geometrico della fondazione a pozzo

**POZZI DI FONDAZIONE O DI STABILIZZAZIONE**

**DATI TERRENO**



**DATI DI INGRESSO**

n° strato	$\Delta H_i$ (m)	$H_{IMM,i}$ (m)	legge (*) (-)	modulo elastico			attrito laterale		pressione orizzontale		
				$E_o$ (MPa)	$K_{Eo}$ (MN/m <sup>3</sup> )	K (-)	$\tau_{limite}$ (kPa)	$y_{crit}$ (m)	legge (**) (-)	$P_{LIM}$ (kPa)	$K_{P,LIM}$ (kN/m <sup>3</sup> )
1	2.00	2.00	0	50		50	14	0.020	0	183	
2	1.00	3.00	0	50		50	14	0.02	0	260	
3	1.00	4.00	0	50		50	14	0.02	0	343	
4	1.00	5.00	0	50		50	14	0.02	0	431	
5	1.00	6.00	0	50		50	14	0.05	0	524	
6	1.00	7.00	0	10400		50	325	0.01	0	1295	
7	1.00	8.00	0	10400		50	325	0.01	0	2075	
8	1.00	9.00	0	22260		50	400	0.01	0	2545	
$Q_{LIM}$	portata unitaria di base		$\frac{9.10}{1}$ (M Pa)			$N_x$ (1 - 2.5)	coeff. moltiplicativo rigidezza laterale		1.0		
$Z_w$	profondità falda da p.c.		$\frac{1}{1}$ (m)			$N_y$ (1 - 2.5)	coeff. moltiplicativo rigidezza di base		1.0		
$\Delta H_i$	= altezza strato i-esimo										
$H_{IMM,i}$	= spessore progressivo di immersione nello strato reagente										
$\gamma$	= peso di volume naturale										
legge (*)	= 0 $E_o = cost$ 1 $E_o = K_{Eo} \cdot z$ 2 $E_o = E_{o,0} + K_{Eo} \cdot z$										
50	= modulo di Yuong a piccole deformazioni										
$K_{Eo}$	= gradiente del modulo										
K	= coefficiente della legge di degrado del modulo = 20 - 50										
Z	= profondità da p.c.										
$\tau_{limite}$	= attrito laterale unitario limite										
$y_{crit}$	= spostamento cui corrisponde la mobilitazione di $\tau_{LIM}$										
legge (**)	= 0 $P_{LIM} = cost$ 1 $P_{LIM} = K_{P,LIM} \cdot z$ 2 $P_{LIM} = P_{LIM,0} + K_{P,LIM} \cdot z$										
$P_{LIM}$	= pressione orizzontale unitaria limite										
$K_{P,LIM}$	= gradiente del modulo										

**Figura 9: Parametri del terreno**

**POZZI DI FONDAZIONE O DI STABILIZZAZIONE  
RISULTATI**

**RISULTATI**

Condizioni	z (m)	z/B (-)	$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	zw (m)	$\sigma'_v$ (kPa)	$\phi'$ (°)	c' (kPa)	cu (kPa)	K <sub>tdr,f</sub> (-)	p <sub>lim,<math>\phi</math></sub> (kPa)	K <sub>tdr,c</sub> (-)	p <sub>lim,c</sub> (kPa)	z (m)	p <sub>lim,tot</sub> (kPa)
D	0.00	0.00	19.0	1.00	0.0	33.0	0.0	0.0	6.0	0	8.0	0	0.00	0
	0.50	0.10			9.5				6.2	58	9.4	0	0.50	58
	1.00	0.20			19.0				6.3	118	10.8	0	1.00	118
	1.50	0.30			23.5				6.5	150	12.1	0	1.50	150
	2.00	0.40			28.0				6.6	183	13.3	0	2.00	183
D	2.00	0.40	20.0		28.0	33.0	0.0	0.0	6.6	183	13.3	0	2.00	183
	2.25	0.45			30.5				6.7	202	14.0	0	2.25	202
	2.50	0.50			33.0				6.8	221	14.6	0	2.50	221
	2.75	0.55			35.5				6.9	240	15.1	0	2.75	240
	3.00	0.60			38.0				7.0	260	15.7	0	3.00	260
D	3.00	0.60	20.0		38.0	33.0	0.0	0.0	7.0	260	15.7	0	3.00	260
	3.25	0.65			40.5				7.0	280	16.3	0	3.25	280
	3.50	0.70			43.0				7.1	301	16.9	0	3.50	301
	3.75	0.75			45.5				7.2	321	17.4	0	3.75	321
	4.00	0.80			48.0				7.3	343	18.0	0	4.00	343
D	4.00	0.80	20.0		48.0	33.0	0.0	0.0	7.3	343	18.0	0	4.00	343
	4.25	0.85			50.5				7.3	364	18.5	0	4.25	364
	4.50	0.90			53.0				7.4	386	19.1	0	4.50	386
	4.75	0.95			55.5				7.5	408	19.6	0	4.75	408
	5.00	1.00			58.0				7.5	431	20.1	0	5.00	431
D	5.00	1.00	20.0		58.0	33.0	0.0	0.0	7.5	431	20.1	0	5.00	431
	5.25	1.05			60.5				7.6	454	20.6	0	5.25	454
	5.50	1.10			63.0				7.7	477	21.1	0	5.50	477
	5.75	1.15			65.5				7.8	500	21.6	0	5.75	500
	6.00	1.20			68.0				7.8	524	22.1	0	6.00	524
D	6.00	1.20	27.0		68.0	18.0	104.0	0.0	2.5	165	10.0	1,023	6.00	1,188
	6.25	1.25			72.3				2.5	176	10.2	1,039	6.25	1,215
	6.50	1.30			76.5				2.5	188	10.3	1,054	6.50	1,242
	6.75	1.35			80.8				2.5	200	10.4	1,069	6.75	1,269
	7.00	1.40			85.0				2.5	212	10.6	1,084	7.00	1,295
D	7.00	1.40	27.0		85.0	25.0	104.0	0.0	4.4	368	15.0	1,530	7.00	1,897
	7.25	1.45			89.3				4.4	389	15.2	1,554	7.25	1,942
	7.50	1.50			93.5				4.5	410	15.4	1,577	7.50	1,987
	7.75	1.55			97.8				4.5	432	15.6	1,599	7.75	2,031
	8.00	1.60			102.0				4.5	454	15.8	1,621	8.00	2,075
d	8.00	1.60	27.0		102.0	25.0	122.0	0.0	4.5	454	15.8	1,902	8.00	2,356
	8.25	1.65			106.3				4.6	476	16.1	1,928	8.25	2,404
	8.50	1.70			110.5				4.6	499	16.3	1,952	8.50	2,451
	8.75	1.75			114.8				4.6	521	16.5	1,977	8.75	2,498
	9.00	1.80			119.0				4.6	544	16.7	2,001	9.00	2,545

**Tabella 14: Reazioni limite lungo il fusto**

## 9. RISULTATI DELLE ANALISI

### 9.1 Premessa

Il comportamento a *pozzo* del sistema fondazione è stato analizzato mediante il codice di calcolo POZZI-J (vedi Appendice 1). Nei paragrafi seguenti sono riportati, per ciascuna combinazione di carico (vedere Cap.7 ), i valori massimi della azione assiale, di taglio e di momento flettente. Le verifiche geotecniche sono state effettuate seguendo l'Approccio 2.

La verifica dei requisiti prestazionali delle fondazioni delle spalle, valutate mediante l'analisi del comportamento "a pozzo", sono state determinate nelle condizioni STR, SIS e in condizioni SLE. I valori ottenuti sono risultati compatibili con i requisiti prestazionali dell'opera.

## 9.2 Spalla A (lato Autostrada A12)

### POZZI DI FONDAZIONE O DI STABILIZZAZIONE

#### RIEPILOGO RISULTATI

##### AZIONI TESTA POZZO - SLU01

AZIONE ASSIALE	18,245 (kN)
TAGLIO	4,129 (kN)
MOMENTO FLETTENTE	12,076 (kNm)

##### RIEPILOGO MASSIME AZIONI INTERNE

MOMENTO FLETTENTE MASSIMO (kNm)	Z (m)	TAGLIO CORRISPONDENTE (kN)	FORZA VERTICALE CORRISPONDENTE (kN)
30,317	5.00	3,331	20,375

TAGLIO MASSIMO IN VALORE ASSOLUTO (kN)	Z (m)	MOMENTO FLETTENTE CORRISPONDENTE (kNm)	FORZA VERTICALE CORRISPONDENTE (kN)
4,129	0.00	12,076	18,245

FORZA VERTICALE MASSIMA (kN)	Z (m)	MOMENTO FLETTENTE CORRISPONDENTE (kNm)	TAGLIO CORRISPONDENTE (kN)
20,645	7.00	24,818	-3

##### RIEPILOGO SPOSTAMENTI

PROFONDITA' CENTRO DI ROTAZIONE DA P.C. (m)	6.56
---	------

ANGOLO DI ROTAZIONE POZZO (°)	0.126631
-------------------------------	----------

SPOSTAMENTO ORIZZONTALE IN SOMMITA' (cm)	1.45
--	------

ABBASSAMENTI SOMMITA' POZZO (cm)	
----------------------------------	--

lato monte	-0.44
lato valle	0.54
mezzeria	0.05

##### RIEPILOGO PRESSIONI ALLA BASE DEL POZZO

TRATTO REAGENTE ALLA BASE (m)	2.42
-------------------------------	------

PRESSIONE VERTICALE AGENTE ALLA BASE POZZO	
--	--

	pressione verticale (kPa)	distanza dal lato di monte (m)
massimo	2,777	4.32
minimo	0	1.84

VERIFICA CAPACITA' PORTANTE APPROCCIO A1+M1+R1 ( $\gamma_R=2.3$ )

$R_d$ (Capacità portante)	3,603	Verifica soddisfatta
---------------------------	-------	----------------------

## POZZI DI FONDAZIONE O DI STABILIZZAZIONE

### RIEPILOGO RISULTATI

#### AZIONI TESTA POZZO - SLU02

AZIONE ASSIALE	19,345 (kN)
TAGLIO	3,875 (kN)
MOMENTO FLETTENTE	12,643 (kNm)

#### RIEPILOGO MASSIME AZIONI INTERNE

MOMENTO FLETTENTE MASSIMO (kNm)	Z (m)	TAGLIO CORRISPONDENTE (kN)	FORZA VERTICALE CORRISPONDENTE (kN)
29,724	5.00	3,111	21,469

TAGLIO MASSIMO IN VALORE ASSOLUTO (kN)	Z (m)	MOMENTO FLETTENTE CORRISPONDENTE (kNm)	FORZA VERTICALE CORRISPONDENTE (kN)
3,875	0.00	12,643	19,345

FORZA VERTICALE MASSIMA (kN)	Z (m)	MOMENTO FLETTENTE CORRISPONDENTE (kNm)	TAGLIO CORRISPONDENTE (kN)
21,587	7.00	24,513	31

#### RIEPILOGO SPOSTAMENTI

PROFONDITA' CENTRO DI ROTAZIONE DA P.C. (m)	6.55
ANGOLO DI ROTAZIONE POZZO (°)	0.118410
SPOSTAMENTO ORIZZONTALE IN SOMMITA' (cm)	1.35
ABBASSAMENTI SOMMITA' POZZO (cm)	
lato monte	-0.40
lato valle	0.52
mezzeria	0.06

#### RIEPILOGO PRESSIONI ALLA BASE DEL POZZO

TRATTO REAGENTE ALLA BASE (m)	2.50
-------------------------------	------

#### PRESSIONE VERTICALE AGENTE ALLA BASE POZZO

	pressione verticale (kPa)	distanza dal lato di monte (m)
massimo	2,703	4.32
minimo	0	1.84

VERIFICA CAPACITA' PORTANTE APPROCCIO A1+M1+R1 ( $\gamma_R=2.3$ )  
 $R_d$  (Capacità portante) 3,603 Verifica soddisfatta

## POZZI DI FONDAZIONE O DI STABILIZZAZIONE

### RIEPILOGO RISULTATI

#### AZIONI TESTA POZZO - SIS01

AZIONE ASSIALE	12,165 (kN)
TAGLIO	4,608 (kN)
MOMENTO FLETTENTE	15,505 (kNm)

#### RIEPILOGO MASSIME AZIONI INTERNE

MOMENTO FLETTENTE MASSIMO (kNm)	Z (m)	TAGLIO CORRISPONDENTE (kN)	FORZA VERTICALE CORRISPONDENTE (kN)
35,181	5.00	3,529	14,424

TAGLIO MASSIMO IN VALORE ASSOLUTO (kN)	Z (m)	MOMENTO FLETTENTE CORRISPONDENTE (kNm)	FORZA VERTICALE CORRISPONDENTE (kN)
4,608	0.00	15,505	12,165

FORZA VERTICALE MASSIMA (kN)	Z (m)	MOMENTO FLETTENTE CORRISPONDENTE (kNm)	TAGLIO CORRISPONDENTE (kN)
17,374	7.00	24,273	-18

#### RIEPILOGO SPOSTAMENTI

PROFONDITA' CENTRO DI ROTAZIONE DA P.C. (m)	6.48
ANGOLO DI ROTAZIONE POZZO (°)	0.211565
SPOSTAMENTO ORIZZONTALE IN SOMMITA' (cm)	2.39
ABBASSAMENTI SOMMITA' POZZO (cm)	
lato monte	-0.98
lato valle	0.66
mezzeria	-0.16

#### RIEPILOGO PRESSIONI ALLA BASE DEL POZZO

TRATTO REAGENTE ALLA BASE (m)	1.77
-------------------------------	------

#### PRESSIONE VERTICALE AGENTE ALLA BASE POZZO

	pressione verticale (kPa)	distanza dal lato di monte (m)
massimo	3,041	4.32
minimo	0	2.59

VERIFICA CAPACITA' PORTANTE APPROCCIO A1+M1+R1 ( $\gamma_R=2.3$ )  
 $R_d$  (Capacità portante) 3,603 Verifica soddisfatta



## POZZI DI FONDAZIONE O DI STABILIZZAZIONE

### RIEPILOGO RISULTATI

#### AZIONI TESTA POZZO - SIS02

AZIONE ASSIALE	12,165 (kN)
TAGLIO	4,669 (kN)
MOMENTO FLETTENTE	15,792 (kNm)

#### RIEPILOGO MASSIME AZIONI INTERNE

MOMENTO FLETTENTE MASSIMO (kNm)	Z (m)	TAGLIO CORRISPONDENTE (kN)	FORZA VERTICALE CORRISPONDENTE (kN)
35,689	5.00	3,567	14,439

TAGLIO MASSIMO IN VALORE ASSOLUTO (kN)	Z (m)	MOMENTO FLETTENTE CORRISPONDENTE (kNm)	FORZA VERTICALE CORRISPONDENTE (kN)
4,669	0.00	15,792	12,165

FORZA VERTICALE MASSIMA (kN)	Z (m)	MOMENTO FLETTENTE CORRISPONDENTE (kNm)	TAGLIO CORRISPONDENTE (kN)
17,554	7.00	24,477	-37

#### RIEPILOGO SPOSTAMENTI

PROFONDITA' CENTRO DI ROTAZIONE DA P.C. (m)	6.47
---	------

ANGOLO DI ROTAZIONE POZZO (°)	0.222575
-------------------------------	----------

SPOSTAMENTO ORIZZONTALE IN SOMMITA' (cm)	2.51
--	------

ABBASSAMENTI SOMMITA' POZZO (cm)	
----------------------------------	--

lato monte	-1.04
lato valle	0.68
mezzeria	-0.18

#### RIEPILOGO PRESSIONI ALLA BASE DEL POZZO

TRATTO REAGENTE ALLA BASE (m)	1.73
-------------------------------	------

#### PRESSIONE VERTICALE AGENTE ALLA BASE POZZO

	pressione verticale (kPa)	distanza dal lato di monte (m)
massimo	3,030	4.32
minimo	0	2.59

**VERIFICA CAPACITA' PORTANTE APPROCCIO A1+M1+R1 ( $\gamma_R=2.3$ )**  
 $R_d$  (Capacità portante) 3,603 Verifica soddisfatta

## POZZI DI FONDAZIONE O DI STABILIZZAZIONE RIEPILOGO RISULTATI

### AZIONI TESTA POZZO - SLE01

AZIONE ASSIALE	13,515 (kN)
TAGLIO	3,033 (kN)
MOMENTO FLETTENTE	8,792 (kNm)

### RIEPILOGO MASSIME AZIONI INTERNE

MOMENTO FLETTENTE MASSIMO (kNm)	Z (m)	TAGLIO CORRISPONDENTE (kN)	FORZA VERTICALE CORRISPONDENTE (kN)
22,251	5.50	1,353	15,803

TAGLIO MASSIMO IN VALORE ASSOLUTO (kN)	Z (m)	MOMENTO FLETTENTE CORRISPONDENTE (kNm)	FORZA VERTICALE CORRISPONDENTE (kN)
3,033	0.00	8,792	13,515

FORZA VERTICALE MASSIMA (kN)	Z (m)	MOMENTO FLETTENTE CORRISPONDENTE (kNm)	TAGLIO CORRISPONDENTE (kN)
16,203	7.00	19,072	11

### RIEPILOGO SPOSTAMENTI

PROFONDITA' CENTRO DI ROTAZIONE DA P.C. (m)	6.55
ANGOLO DI ROTAZIONE POZZO (°)	0.076886
SPOSTAMENTO ORIZZONTALE IN SOMMITA' (cm)	0.88
ABBASSAMENTI SOMMITA' POZZO (cm)	
lato monte	-0.27
lato valle	0.32
mezzeria	0.03

### RIEPILOGO PRESSIONI ALLA BASE DEL POZZO

TRATTO REAGENTE ALLA BASE (m)	2.40
-------------------------------	------

### PRESSIONE VERTICALE AGENTE ALLA BASE POZZO

	pressione verticale (kPa)	distanza dal lato di monte (m)
massimo	2,101	4.32
minimo	0	1.84

**VERIFICA CAPACITA' PORTANTE APPROCCIO A1+M1+R1 ( $\gamma_R=2.3$ )**  
 $R_d$  (Capacità portante) 3,603 Verifica soddisfatta

## POZZI DI FONDAZIONE O DI STABILIZZAZIONE RIEPILOGO RISULTATI

### AZIONI TESTA POZZO - SLE02

AZIONE ASSIALE	13,252 (kN)
TAGLIO	2,746 (kN)
MOMENTO FLETTENTE	7,549 (kNm)

### RIEPILOGO MASSIME AZIONI INTERNE

MOMENTO FLETTENTE MASSIMO (kNm)	Z (m)	TAGLIO CORRISPONDENTE (kN)	FORZA VERTICALE CORRISPONDENTE (kN)
19,976	5.50	1,273	15,489

TAGLIO MASSIMO IN VALORE ASSOLUTO (kN)	Z (m)	MOMENTO FLETTENTE CORRISPONDENTE (kNm)	FORZA VERTICALE CORRISPONDENTE (kN)
2,746	0.00	7,549	13,252

FORZA VERTICALE MASSIMA (kN)	Z (m)	MOMENTO FLETTENTE CORRISPONDENTE (kNm)	TAGLIO CORRISPONDENTE (kN)
15,743	7.00	17,611	-8

### RIEPILOGO SPOSTAMENTI

PROFONDITA' CENTRO DI ROTAZIONE DA P.C. (m)	6.58
ANGOLO DI ROTAZIONE POZZO (°)	0.059252
SPOSTAMENTO ORIZZONTALE IN SOMMITA' (cm)	0.68
ABBASSAMENTI SOMMITA' POZZO (cm)	
lato monte	-0.19
lato valle	0.27
mezzeria	0.04

### RIEPILOGO PRESSIONI ALLA BASE DEL POZZO

TRATTO REAGENTE ALLA BASE (m)	2.60
-------------------------------	------

### PRESSIONE VERTICALE AGENTE ALLA BASE POZZO

	pressione verticale (kPa)	distanza dal lato di monte (m)
massimo	1,915	4.32
minimo	0	1.59

VERIFICA CAPACITA' PORTANTE APPROCCIO A1+M1+R1 ( $\gamma_R=2.3$ )  
 $R_d$  (Capacità portante) 3,603 Verifica soddisfatta

## POZZI DI FONDAZIONE O DI STABILIZZAZIONE

### RIEPILOGO RISULTATI

#### AZIONI TESTA POZZO - SLE03

AZIONE ASSIALE	12,143 (kN)
TAGLIO	2,383 (kN)
MOMENTO FLETTENTE	5,550 (kNm)

#### RIEPILOGO MASSIME AZIONI INTERNE

MOMENTO FLETTENTE MASSIMO (kNm)	Z (m)	TAGLIO CORRISPONDENTE (kN)	FORZA VERTICALE CORRISPONDENTE (kN)
16,582	5.50	1,162	14,388

TAGLIO MASSIMO IN VALORE ASSOLUTO (kN)	Z (m)	MOMENTO FLETTENTE CORRISPONDENTE (kNm)	FORZA VERTICALE CORRISPONDENTE (kN)
2,383	0.00	5,550	12,143

FORZA VERTICALE MASSIMA (kN)	Z (m)	MOMENTO FLETTENTE CORRISPONDENTE (kNm)	TAGLIO CORRISPONDENTE (kN)
14,663	7.00	15,051	9

#### RIEPILOGO SPOSTAMENTI

PROFONDITA' CENTRO DI ROTAZIONE DA P.C. (m)	6.60
---	------

ANGOLO DI ROTAZIONE POZZO (°)	0.041615
-------------------------------	----------

SPOSTAMENTO ORIZZONTALE IN SOMMITA' (cm)	0.48
--	------

#### ABBASSAMENTI SOMMITA' POZZO (cm)

lato monte	-0.12
lato valle	0.20
mezzeria	0.04

#### RIEPILOGO PRESSIONI ALLA BASE DEL POZZO

TRATTO REAGENTE ALLA BASE (m)	2.73
-------------------------------	------

#### PRESSIONE VERTICALE AGENTE ALLA BASE POZZO

	pressione verticale (kPa)	distanza dal lato di monte (m)
massimo	1,654	4.32
minimo	0	1.59

VERIFICA CAPACITA' PORTANTE APPROCCIO A1+M1+R1 ( $\gamma_R=2.3$ )

$R_d$  (Capacità portante) 3,603 Verifica soddisfatta

## POZZI DI FONDAZIONE O DI STABILIZZAZIONE RIEPILOGO RISULTATI

### AZIONI TESTA POZZO - SLE04

AZIONE ASSIALE	14,330 (kN)
TAGLIO	2,874 (kN)
MOMENTO FLETTENTE	9,387 (kNm)

### RIEPILOGO MASSIME AZIONI INTERNE

MOMENTO FLETTENTE MASSIMO (kNm)	Z (m)	TAGLIO CORRISPONDENTE (kN)	FORZA VERTICALE CORRISPONDENTE (kN)
22,122	5.00	2,316	16,467

TAGLIO MASSIMO IN VALORE ASSOLUTO (kN)	Z (m)	MOMENTO FLETTENTE CORRISPONDENTE (kNm)	FORZA VERTICALE CORRISPONDENTE (kN)
2,874	0.00	9,387	14,330

FORZA VERTICALE MASSIMA (kN)	Z (m)	MOMENTO FLETTENTE CORRISPONDENTE (kNm)	TAGLIO CORRISPONDENTE (kN)
16,864	7.00	19,066	-2

### RIEPILOGO SPOSTAMENTI

PROFONDITA' CENTRO DI ROTAZIONE DA P.C. (m)	6.54
ANGOLO DI ROTAZIONE POZZO (°)	0.072142
SPOSTAMENTO ORIZZONTALE IN SOMMITA' (cm)	0.82
ABBASSAMENTI SOMMITA' POZZO (cm)	
lato monte	-0.24
lato valle	0.32
mezzeria	0.04

### RIEPILOGO PRESSIONI ALLA BASE DEL POZZO

TRATTO REAGENTE ALLA BASE (m)	2.50	
PRESSIONE VERTICALE AGENTE ALLA BASE POZZO		
massimo	pressione verticale (kPa)	distanza dal lato di monte (m)
minimo	2,087	4.32
	0	1.84

**VERIFICA CAPACITA' PORTANTE APPROCCIO A1+M1+R1 ( $\gamma_R=2.3$ )**  
 $R_d$  (Capacità portante) 3,603 Verifica soddisfatta

## POZZI DI FONDAZIONE O DI STABILIZZAZIONE

### RIEPILOGO RISULTATI

#### AZIONI TESTA POZZO - SLE05

AZIONE ASSIALE	13,477 (kN)
TAGLIO	2,730 (kN)
MOMENTO FLETTENTE	7,880 (kNm)

#### RIEPILOGO MASSIME AZIONI INTERNE

MOMENTO FLETTENTE MASSIMO (kNm)	Z (m)	TAGLIO CORRISPONDENTE (kN)	FORZA VERTICALE CORRISPONDENTE (kN)
20,195	5.50	1,234	15,719

TAGLIO MASSIMO IN VALORE ASSOLUTO (kN)	Z (m)	MOMENTO FLETTENTE CORRISPONDENTE (kNm)	FORZA VERTICALE CORRISPONDENTE (kN)
2,730	0.00	7,880	13,477

FORZA VERTICALE MASSIMA (kN)	Z (m)	MOMENTO FLETTENTE CORRISPONDENTE (kNm)	TAGLIO CORRISPONDENTE (kN)
15,988	7.00	17,738	-11

#### RIEPILOGO SPOSTAMENTI

PROFONDITA' CENTRO DI ROTAZIONE DA P.C. (m)	6.57
ANGOLO DI ROTAZIONE POZZO (°)	0.060387
SPOSTAMENTO ORIZZONTALE IN SOMMITA' (cm)	0.69
ABBASSAMENTI SOMMITA' POZZO (cm)	
lato monte	-0.20
lato valle	0.27
mezzeria	0.04

#### RIEPILOGO PRESSIONI ALLA BASE DEL POZZO

TRATTO REAGENTE ALLA BASE (m)	2.58	
PRESSIONE VERTICALE AGENTE ALLA BASE POZZO		
massimo	pressione verticale (kPa)	distanza dal lato di monte (m)
minimo	1,929	4.32
	0	1.84

VERIFICA CAPACITA' PORTANTE APPROCCIO A1+M1+R1 ( $\gamma_R=2.3$ )  
 $R_d$  (Capacità portante) 3,603 Verifica soddisfatta

## POZZI DI FONDAZIONE O DI STABILIZZAZIONE

### RIEPILOGO RISULTATI

#### AZIONI TESTA POZZO - SLE06

AZIONE ASSIALE	12,143 (kN)
TAGLIO	2,383 (kN)
MOMENTO FLETTENTE	5,550 (kNm)

#### RIEPILOGO MASSIME AZIONI INTERNE

MOMENTO FLETTENTE MASSIMO (kNm)	Z (m)	TAGLIO CORRISPONDENTE (kN)	FORZA VERTICALE CORRISPONDENTE (kN)
16,582	5.50	1,162	14,388

TAGLIO MASSIMO IN VALORE ASSOLUTO (kN)	Z (m)	MOMENTO FLETTENTE CORRISPONDENTE (kNm)	FORZA VERTICALE CORRISPONDENTE (kN)
2,383	0.00	5,550	12,143

FORZA VERTICALE MASSIMA (kN)	Z (m)	MOMENTO FLETTENTE CORRISPONDENTE (kNm)	TAGLIO CORRISPONDENTE (kN)
14,663	7.00	15,051	9

#### RIEPILOGO SPOSTAMENTI

PROFONDITA' CENTRO DI ROTAZIONE DA P.C. (m)	6.60
---	------

ANGOLO DI ROTAZIONE POZZO (°)	0.041615
-------------------------------	----------

SPOSTAMENTO ORIZZONTALE IN SOMMITA' (cm)	0.48
--	------

ABBASSAMENTI SOMMITA' POZZO (cm)	
----------------------------------	--

lato monte	-0.12
lato valle	0.20
mezzeria	0.04

#### RIEPILOGO PRESSIONI ALLA BASE DEL POZZO

TRATTO REAGENTE ALLA BASE (m)	2.73
-------------------------------	------

PRESSIONE VERTICALE AGENTE ALLA BASE POZZO	
--	--

	pressione verticale (kPa)	distanza dal lato di monte (m)
massimo	1,654	4.32
minimo	0	1.59

VERIFICA CAPACITA' PORTANTE APPROCCIO A1+M1+R1 ( $\gamma_R=2.3$ )  
 $R_d$  (Capacità portante) 3,603 Verifica soddisfatta

**9.3 Spalla B (lato Valfontanabuona)**
**POZZI DI FONDAZIONE O DI STABILIZZAZIONE**
**RIEPILOGO RISULTATI**
**AZIONI TESTA POZZO - SLU01**

AZIONE ASSIALE	15,818 (kN)
TAGLIO	3,752 (kN)
MOMENTO FLETTENTE	7,238 (kNm)

**RIEPILOGO MASSIME AZIONI INTERNE**

MOMENTO FLETTENTE MASSIMO (kNm)	Z (m)	TAGLIO CORRISPONDENTE (kN)	FORZA VERTICALE CORRISPONDENTE (kN)
27,175	6.50	1,543	18,463

TAGLIO MASSIMO IN VALORE ASSOLUTO (kN)	Z (m)	MOMENTO FLETTENTE CORRISPONDENTE (kNm)	FORZA VERTICALE CORRISPONDENTE (kN)
3,752	0.00	7,238	15,818

FORZA VERTICALE MASSIMA (kN)	Z (m)	MOMENTO FLETTENTE CORRISPONDENTE (kNm)	TAGLIO CORRISPONDENTE (kN)
18,824	9.00	20,881	12

**RIEPILOGO SPOSTAMENTI**

PROFONDITA' CENTRO DI ROTAZIONE DA P.C. (m)	8.20
ANGOLO DI ROTAZIONE POZZO (°)	0.073967
SPOSTAMENTO ORIZZONTALE IN SOMMITA' (cm)	1.06
ABBASSAMENTI SOMMITA' POZZO (cm)	
lato monte	-0.24
lato valle	0.33
mezzeria	0.05

**RIEPILOGO PRESSIONI ALLA BASE DEL POZZO**

TRATTO REAGENTE ALLA BASE (m)	2.57
-------------------------------	------

**PRESSIONE VERTICALE AGENTE ALLA BASE POZZO**

	pressione verticale (kPa)	distanza dal lato di monte (m)
massimo	2,312	4.32
minimo	0	1.84

**VERIFICA CAPACITA' PORTANTE APPROCCIO A1+M1+R1 ( $\gamma_R=2.3$ )**

$R_d$ (Capacità portante)	3,954	Verifica soddisfatta
---------------------------	-------	----------------------



## POZZI DI FONDAZIONE O DI STABILIZZAZIONE

### RIEPILOGO RISULTATI

#### AZIONI TESTA POZZO - SLU02

AZIONE ASSIALE	18,698 (kN)
TAGLIO	3,439 (kN)
MOMENTO FLETTENTE	10,987 (kNm)

#### RIEPILOGO MASSIME AZIONI INTERNE

MOMENTO FLETTENTE MASSIMO (kNm)	Z (m)	TAGLIO CORRISPONDENTE (kN)	FORZA VERTICALE CORRISPONDENTE (kN)
28,862	6.50	1,236	21,265

TAGLIO MASSIMO IN VALORE ASSOLUTO (kN)	Z (m)	MOMENTO FLETTENTE CORRISPONDENTE (kNm)	FORZA VERTICALE CORRISPONDENTE (kN)
3,439	0.00	10,987	18,698

FORZA VERTICALE MASSIMA (kN)	Z (m)	MOMENTO FLETTENTE CORRISPONDENTE (kNm)	TAGLIO CORRISPONDENTE (kN)
21,329	8.00	25,466	-1,762

#### RIEPILOGO SPOSTAMENTI

PROFONDITA' CENTRO DI ROTAZIONE DA P.C. (m)	8.16
---	------

ANGOLO DI ROTAZIONE POZZO (°)	0.075119
-------------------------------	----------

SPOSTAMENTO ORIZZONTALE IN SOMMITA' (cm)	1.07
--	------

ABBASSAMENTI SOMMITA' POZZO (cm)	
----------------------------------	--

lato monte	-0.22
lato valle	0.36
mezzeria	0.07

#### RIEPILOGO PRESSIONI ALLA BASE DEL POZZO

TRATTO REAGENTE ALLA BASE (m)	2.73
-------------------------------	------

#### PRESSIONE VERTICALE AGENTE ALLA BASE POZZO

	pressione verticale (kPa)	distanza dal lato di monte (m)
massimo	2,345	4.32
minimo	0	1.59

VERIFICA CAPACITA' PORTANTE APPROCCIO A1+M1+R1 ( $\gamma_R=2.3$ )  
 $R_d$  (Capacità portante) 3,954 Verifica soddisfatta

## POZZI DI FONDAZIONE O DI STABILIZZAZIONE

### RIEPILOGO RISULTATI

#### AZIONI TESTA POZZO - SIS01

AZIONE ASSIALE	11,686 (kN)
TAGLIO	4,253 (kN)
MOMENTO FLETTENTE	13,723 (kNm)

#### RIEPILOGO MASSIME AZIONI INTERNE

MOMENTO FLETTENTE MASSIMO (kNm)	Z (m)	TAGLIO CORRISPONDENTE (kN)	FORZA VERTICALE CORRISPONDENTE (kN)
35,166	6.00	3,085	14,321

TAGLIO MASSIMO IN VALORE ASSOLUTO (kN)	Z (m)	MOMENTO FLETTENTE CORRISPONDENTE (kNm)	FORZA VERTICALE CORRISPONDENTE (kN)
4,253	0.00	13,723	11,686

FORZA VERTICALE MASSIMA (kN)	Z (m)	MOMENTO FLETTENTE CORRISPONDENTE (kNm)	TAGLIO CORRISPONDENTE (kN)
16,852	9.00	22,238	6

#### RIEPILOGO SPOSTAMENTI

PROFONDITA' CENTRO DI ROTAZIONE DA P.C. (m)	8.10
ANGOLO DI ROTAZIONE POZZO (°)	0.133610
SPOSTAMENTO ORIZZONTALE IN SOMMITA' (cm)	1.89
ABBASSAMENTI SOMMITA' POZZO (cm)	

lato monte	-0.58
lato valle	0.45
mezzeria	-0.06

#### RIEPILOGO PRESSIONI ALLA BASE DEL POZZO

TRATTO REAGENTE ALLA BASE (m)	1.93
-------------------------------	------

#### PRESSIONE VERTICALE AGENTE ALLA BASE POZZO

	pressione verticale (kPa)	distanza dal lato di monte (m)
massimo	2,733	4.32
minimo	0	2.34

VERIFICA CAPACITA' PORTANTE APPROCCIO A1+M1+R1 ( $\gamma_R=2.3$ )  
 $R_d$  (Capacità portante) 3,954      Verifica soddisfatta

## POZZI DI FONDAZIONE O DI STABILIZZAZIONE

### RIEPILOGO RISULTATI

#### AZIONI TESTA POZZO - SIS02

AZIONE ASSIALE	11,686 (kN)
TAGLIO	4,308 (kN)
MOMENTO FLETTENTE	13,966 (kNm)

#### RIEPILOGO MASSIME AZIONI INTERNE

MOMENTO FLETTENTE MASSIMO (kNm)	Z (m)	TAGLIO CORRISPONDENTE (kN)	FORZA VERTICALE CORRISPONDENTE (kN)
35,599	6.00	3,100	14,329

TAGLIO MASSIMO IN VALORE ASSOLUTO (kN)	Z (m)	MOMENTO FLETTENTE CORRISPONDENTE (kNm)	FORZA VERTICALE CORRISPONDENTE (kN)
4,308	0.00	13,966	11,686

FORZA VERTICALE MASSIMA (kN)	Z (m)	MOMENTO FLETTENTE CORRISPONDENTE (kNm)	TAGLIO CORRISPONDENTE (kN)
17,093	9.00	22,068	-21

#### RIEPILOGO SPOSTAMENTI

PROFONDITA' CENTRO DI ROTAZIONE DA P.C. (m)	8.10
---	------

ANGOLO DI ROTAZIONE POZZO (°)	0.138547
-------------------------------	----------

SPOSTAMENTO ORIZZONTALE IN SOMMITA' (cm)	1.96
--	------

ABBASSAMENTI SOMMITA' POZZO (cm)
----------------------------------

lato monte	-0.61
lato valle	0.46
mezzeria	-0.08

#### RIEPILOGO PRESSIONI ALLA BASE DEL POZZO

TRATTO REAGENTE ALLA BASE (m)	1.89
-------------------------------	------

#### PRESSIONE VERTICALE AGENTE ALLA BASE POZZO

	pressione verticale (kPa)	distanza dal lato di monte (m)
massimo	2,830	4.32
minimo	0	2.34

VERIFICA CAPACITA' PORTANTE APPROCCIO A1+M1+R1 ( $\gamma_R=2.3$ )  
 $R_d$  (Capacità portante) 3,954 Verifica soddisfatta

## POZZI DI FONDAZIONE O DI STABILIZZAZIONE

### RIEPILOGO RISULTATI

#### AZIONI TESTA POZZO - SLE01

AZIONE ASSIALE	12,496 (kN)
TAGLIO	2,754 (kN)
MOMENTO FLETTENTE	6,701 (kNm)

#### RIEPILOGO MASSIME AZIONI INTERNE

MOMENTO FLETTENTE MASSIMO (kNm)	Z (m)	TAGLIO CORRISPONDENTE (kN)	FORZA VERTICALE CORRISPONDENTE (kN)
21,318	6.50	1,046	15,197

TAGLIO MASSIMO IN VALORE ASSOLUTO (kN)	Z (m)	MOMENTO FLETTENTE CORRISPONDENTE (kNm)	FORZA VERTICALE CORRISPONDENTE (kN)
2,754	0.00	6,701	12,496

FORZA VERTICALE MASSIMA (kN)	Z (m)	MOMENTO FLETTENTE CORRISPONDENTE (kNm)	TAGLIO CORRISPONDENTE (kN)
15,808	9.00	16,736	-24

#### RIEPILOGO SPOSTAMENTI

PROFONDITA' CENTRO DI ROTAZIONE DA P.C. (m)	8.18
ANGOLO DI ROTAZIONE POZZO (°)	0.048290
SPOSTAMENTO ORIZZONTALE IN SOMMITA' (cm)	0.69
ABBASSAMENTI SOMMITA' POZZO (cm)	
lato monte	-0.16
lato valle	0.22
mezzeria	0.03

#### RIEPILOGO PRESSIONI ALLA BASE DEL POZZO

TRATTO REAGENTE ALLA BASE (m)	2.57
-------------------------------	------

#### PRESSIONE VERTICALE AGENTE ALLA BASE POZZO

	pressione verticale (kPa)	distanza dal lato di monte (m)
massimo	1,847	4.32
minimo	0	1.84

VERIFICA CAPACITA' PORTANTE APPROCCIO A1+M1+R1 ( $\gamma_R=2.3$ )  
 $R_d$  (Capacità portante) 3,954 Verifica soddisfatta

## POZZI DI FONDAZIONE O DI STABILIZZAZIONE RIEPILOGO RISULTATI

### AZIONI TESTA POZZO - SLE02

AZIONE ASSIALE	12,251 (kN)
TAGLIO	2,475 (kN)
MOMENTO FLETTENTE	5,631 (kNm)

### RIEPILOGO MASSIME AZIONI INTERNE

MOMENTO FLETTENTE MASSIMO (kNm)	Z (m)	TAGLIO CORRISPONDENTE (kN)	FORZA VERTICALE CORRISPONDENTE (kN)
18,947	6.50	990	14,932

TAGLIO MASSIMO IN VALORE ASSOLUTO (kN)	Z (m)	MOMENTO FLETTENTE CORRISPONDENTE (kNm)	FORZA VERTICALE CORRISPONDENTE (kN)
2,475	0.00	5,631	12,251

FORZA VERTICALE MASSIMA (kN)	Z (m)	MOMENTO FLETTENTE CORRISPONDENTE (kNm)	TAGLIO CORRISPONDENTE (kN)
15,454	9.00	15,454	-20

### RIEPILOGO SPOSTAMENTI

PROFONDITA' CENTRO DI ROTAZIONE DA P.C. (m)	8.20
ANGOLO DI ROTAZIONE POZZO (°)	0.037891
SPOSTAMENTO ORIZZONTALE IN SOMMITA' (cm)	0.54
ABBASSAMENTI SOMMITA' POZZO (cm)	
lato monte	-0.11
lato valle	0.18
mezzeria	0.04

### RIEPILOGO PRESSIONI ALLA BASE DEL POZZO

TRATTO REAGENTE ALLA BASE (m)	2.75
-------------------------------	------

#### PRESSIONE VERTICALE AGENTE ALLA BASE POZZO

	pressione verticale (kPa)	distanza dal lato di monte (m)
massimo	1,662	4.32
minimo	0	1.59

VERIFICA CAPACITA' PORTANTE APPROCCIO A1+M1+R1 ( $\gamma_R=2.3$ )  
 $R_d$  (Capacità portante) 3,954 Verifica soddisfatta

## POZZI DI FONDAZIONE O DI STABILIZZAZIONE RIEPILOGO RISULTATI

**AZIONI TESTA POZZO - SLE03**

AZIONE ASSIALE	11,664 (kN)
TAGLIO	2,132 (kN)
MOMENTO FLETTENTE	4,802 (kNm)

**RIEPILOGO MASSIME AZIONI INTERNE**

MOMENTO FLETTENTE MASSIMO (kNm)	Z (m)	TAGLIO CORRISPONDENTE (kN)	FORZA VERTICALE CORRISPONDENTE (kN)
16,383	6.50	876	14,333

TAGLIO MASSIMO IN VALORE ASSOLUTO (kN)	Z (m)	MOMENTO FLETTENTE CORRISPONDENTE (kNm)	FORZA VERTICALE CORRISPONDENTE (kN)
2,132	0.00	4,802	11,664

FORZA VERTICALE MASSIMA (kN)	Z (m)	MOMENTO FLETTENTE CORRISPONDENTE (kNm)	TAGLIO CORRISPONDENTE (kN)
14,797	9.00	14,797	-12

**RIEPILOGO SPOSTAMENTI**

PROFONDITA' CENTRO DI ROTAZIONE DA P.C. (m)	8.20
ANGOLO DI ROTAZIONE POZZO (°)	0.028146
SPOSTAMENTO ORIZZONTALE IN SOMMITA' (cm)	0.40
ABBASSAMENTI SOMMITA' POZZO (cm)	
lato monte	-0.07
lato valle	0.15
mezzeria	0.04

**RIEPILOGO PRESSIONI ALLA BASE DEL POZZO**

TRATTO REAGENTE ALLA BASE (m)	3.01	
PRESSIONE VERTICALE AGENTE ALLA BASE POZZO		
massimo	1,508	4.32
minimo	0	1.34

**VERIFICA CAPACITA' PORTANTE APPROCCIO A1+M1+R1 ( $\gamma_R=2.3$ )**  
**R<sub>d</sub> (Capacità portante)** 3,954 Verifica soddisfatta

## POZZI DI FONDAZIONE O DI STABILIZZAZIONE

### RIEPILOGO RISULTATI

#### AZIONI TESTA POZZO - SLE04

AZIONE ASSIALE	13,850 (kN)
TAGLIO	2,545 (kN)
MOMENTO FLETTENTE	8,127 (kNm)

#### RIEPILOGO MASSIME AZIONI INTERNE

MOMENTO FLETTENTE MASSIMO (kNm)	Z (m)	TAGLIO CORRISPONDENTE (kN)	FORZA VERTICALE CORRISPONDENTE (kN)
21,529	6.50	899	16,486

TAGLIO MASSIMO IN VALORE ASSOLUTO (kN)	Z (m)	MOMENTO FLETTENTE CORRISPONDENTE (kNm)	FORZA VERTICALE CORRISPONDENTE (kN)
2,545	0.00	8,127	13,850

FORZA VERTICALE MASSIMA (kN)	Z (m)	MOMENTO FLETTENTE CORRISPONDENTE (kNm)	TAGLIO CORRISPONDENTE (kN)
16,806	9.00	17,021	-13

#### RIEPILOGO SPOSTAMENTI

PROFONDITA' CENTRO DI ROTAZIONE DA P.C. (m)	8.16
---	------

ANGOLO DI ROTAZIONE POZZO (°)	0.045191
-------------------------------	----------

SPOSTAMENTO ORIZZONTALE IN SOMMITA' (cm)	0.64
--	------

ABBASSAMENTI SOMMITA' POZZO (cm)	
----------------------------------	--

lato monte	-0.13
lato valle	0.22
mezzeria	0.05

#### RIEPILOGO PRESSIONI ALLA BASE DEL POZZO

TRATTO REAGENTE ALLA BASE (m)	2.83
-------------------------------	------

#### PRESSIONE VERTICALE AGENTE ALLA BASE POZZO

	pressione verticale (kPa)	distanza dal lato di monte (m)
massimo	1,880	4.32
minimo	0	1.59

VERIFICA CAPACITA' PORTANTE APPROCCIO A1+M1+R1 ( $\gamma_R=2.3$ )

$R_d$  (Capacità portante) 3,954 Verifica soddisfatta

## POZZI DI FONDAZIONE O DI STABILIZZAZIONE

### RIEPILOGO RISULTATI

#### AZIONI TESTA POZZO - SLE05

AZIONE ASSIALE	12,998	(kN)
TAGLIO	2,418	(kN)
MOMENTO FLETTENTE	6,736	(kNm)

#### RIEPILOGO MASSIME AZIONI INTERNE

MOMENTO FLETTENTE MASSIMO (kNm)	Z (m)	TAGLIO CORRISPONDENTE (kN)	FORZA VERTICALE CORRISPONDENTE (kN)
19,649	6.50	924	15,647

TAGLIO MASSIMO IN VALORE ASSOLUTO (kN)	Z (m)	MOMENTO FLETTENTE CORRISPONDENTE (kNm)	FORZA VERTICALE CORRISPONDENTE (kN)
2,418	0.00	6,736	12,998

FORZA VERTICALE MASSIMA (kN)	Z (m)	MOMENTO FLETTENTE CORRISPONDENTE (kNm)	TAGLIO CORRISPONDENTE (kN)
16,025	9.00	16,025	-23

#### RIEPILOGO SPOSTAMENTI

PROFONDITA' CENTRO DI ROTAZIONE DA P.C. (m)	8.18
ANGOLO DI ROTAZIONE POZZO (°)	0.038463
SPOSTAMENTO ORIZZONTALE IN SOMMITA' (cm)	0.55
ABBASSAMENTI SOMMITA' POZZO (cm)	
lato monte	-0.10
lato valle	0.19
mezzeria	0.04

#### RIEPILOGO PRESSIONI ALLA BASE DEL POZZO

TRATTO REAGENTE ALLA BASE (m)	2.88	
PRESSIONE VERTICALE AGENTE ALLA BASE POZZO		
massimo	1,716	4.32
minimo	0	1.34

VERIFICA CAPACITA' PORTANTE APPROCCIO A1+M1+R1 ( $\gamma_R=2.3$ )  
 $R_d$  (Capacità portante) 3,954 Verifica soddisfatta



## POZZI DI FONDAZIONE O DI STABILIZZAZIONE

### RIEPILOGO RISULTATI

#### AZIONI TESTA POZZO - SLE06

AZIONE ASSIALE	11,664 (kN)
TAGLIO	2,090 (kN)
MOMENTO FLETTENTE	4,575 (kNm)

#### RIEPILOGO MASSIME AZIONI INTERNE

MOMENTO FLETTENTE MASSIMO (kNm)	Z (m)	TAGLIO CORRISPONDENTE (kN)	FORZA VERTICALE CORRISPONDENTE (kN)
15,963	6.50	863	14,333

TAGLIO MASSIMO IN VALORE ASSOLUTO (kN)	Z (m)	MOMENTO FLETTENTE CORRISPONDENTE (kNm)	FORZA VERTICALE CORRISPONDENTE (kN)
2,090	0.00	4,575	11,664

FORZA VERTICALE MASSIMA (kN)	Z (m)	MOMENTO FLETTENTE CORRISPONDENTE (kNm)	TAGLIO CORRISPONDENTE (kN)
14,797	9.00	14,797	3

#### RIEPILOGO SPOSTAMENTI

PROFONDITA' CENTRO DI ROTAZIONE DA P.C. (m)	8.20
---	------

ANGOLO DI ROTAZIONE POZZO (°)	0.026722
-------------------------------	----------

SPOSTAMENTO ORIZZONTALE IN SOMMITA' (cm)	0.38
--	------

ABBASSAMENTI SOMMITA' POZZO (cm)	
----------------------------------	--

lato monte	-0.06
lato valle	0.14
mezzeria	0.04

#### RIEPILOGO PRESSIONI ALLA BASE DEL POZZO

TRATTO REAGENTE ALLA BASE (m)	3.05
-------------------------------	------

PRESSIONE VERTICALE AGENTE ALLA BASE POZZO	
--	--

	pressione verticale (kPa)	distanza dal lato di monte (m)
massimo	1,485	4.32
minimo	0	1.34

VERIFICA CAPACITA' PORTANTE APPROCCIO A1+M1+R1 ( $\gamma_R=2.3$ )

$R_d$ (Capacità portante)	3,954	Verifica soddisfatta
---------------------------	-------	----------------------

## 10. OPERE PROVVISORIALI PER LO SCAVO DEI POZZI

### 10.1 Premessa

Per consentire lo scavo del pozzo è prevista la realizzazione di una corona di sostegno esterna di n. 45 micropali realizzati con  $D_{\text{perf}} = 240.0$  mm e armati con tubolare  $\varnothing = 168.3$  mm e spessore  $s = 12.5$  mm. I micropali sono collegati in testa da una trave in cemento armato di sezione  $0.7$  m x  $0.7$  m, che verrà permanentemente solidarizzata al plinto di fondazione delle spalle, e da successivi ordini di centine composte da n.2 profilati HEA200 in acciaio S355.

Le Verifiche sismiche sono omesse in quanto l'opera è a carattere provvisoria e si ipotizza una durata dei lavori inferiore ai 2 anni (vedi par. 2.4.1 Doc. Rif. [1]). Qualora, in sede di successive fasi progettuali o in fase di esecuzione dei lavori, la durata dei lavori fosse portata a tempi superiori ai 2 anni il dimensionamento/verifica dell'opera in esame dovrà essere integrata con le opportune verifiche sismiche.

Nei paragrafi successivi, per ognuna delle spalle si riporta la stratigrafia di calcolo e i risultati ottenuti. I calcoli sono stati eseguiti con il codice di calcolo POZZI-J modulo scavo Coronelle e Centine della GSS Geotechnical Survival Software vol. 4. (vedi Appendice 1)

## 10.2 Spalla A (lato Autostrada A12)

Stratigrafia

### POZZI DI FONDAZIONE O DI STABILIZZAZIONE

#### STRATIGRAFIA

Strato	spessore (m)	Z letto strato ( m )	$\phi'$ (°)	$\delta$ (°)	$k_a$ (-)	$c'$ (kPa)	$\gamma$ (°)	$\gamma_{sat}$ (°)
1	5	5.00	33.0	16.5	0.27	0.0	20.0	20.0
2	1	6.00	18.0	9.0	0.48	10.0	27.0	27.0
3	1	7.00	25.0	12.5	0.37	20.0	27.0	27.0
4		7.00						
5		7.00						

la profondità massima del letto dello strato deve essere pari o superiore all'altezza del pozzo

- $\phi'$  = angolo di attrito del terreno
- $\delta$  = angolo di attrito terreno-struttura
- $k_a$  = coefficiente di spinta attiva
- $c'$  = intercetta di coesione
- $\gamma$  = peso di volume naturale del terreno
- $\gamma_{sat}$  = peso di volume del terreno saturo

Risultati e verifiche

POZZI DI FONDAZIONE O DI STABILIZZAZIONE

$\gamma_w$	9.81	(kN/m <sup>3</sup> )	peso specifico dell'acqua	$n$	10	(-)	coefficiente di omogeneizzazione calcestruzzo
$z_w$	10.00	(m)	quota falda (da p.c.)	$\gamma_{SLU}$	1.50	(-)	coefficiente moltiplicativo per il calcolo agli SLU
$D$	5.00	(m)	diametro pozzo	$\sigma_{amm}$	240	(MPa)	tensione ammissibile acciaio centine/micropali
$H$	7.00	(m)	altezza pozzo	$f_{yk,centine}$	355	(MPa)	tensione di snervamento dell'acciaio centine/micropali
$\alpha$	0.80	(-)	coefficiente di Terzaghi per il calcolo della spinta agente sul pozzo (0.65-0.8)				
$K_D$	1.50	(-)	coefficiente amplificativo del fronte di spinta ( $\geq 1.0$ )				
$K_{AS}$	1.50	(-)	coefficiente amplificativo al fine di tener conto dell'asimmetria delle spinte ( $\geq 1$ )				
$\alpha_w$	0.70	(-)	coefficiente riduttivo pressione idrostatica (0.7-1.0)				
$i$	0.40	(m)	interasse micropali coronella	$R_{ck,CLS}$	30	(MPa)	calcestruzzo trave
$d$	168.30	(mm)	diametro del tubo di armatura	$R_{ck,spritz}$	25	(MPa)	calcestruzzo spritz beton
$r$	0.084	(m)	raggio del tubo di armatura del micropalo	$\sigma_{amm,CLS}$	6.83	(MPa)	resistenza a compressione del calcestruzzo
$p$	12.5	(mm)	spessore tubo	$\sigma_{amm,spritz}$	5.95	(MPa)	resistenza a compressione dello spritz
$I$	1.87E-05	(m <sup>4</sup> )	momento d'inerzia del tubo di armatura del micropalo	$0.85 f_{cd,CLS}$	13.23	(MPa)	cis trave
$\alpha$	12	(-)	coefficiente funzione del tipo di incastro del micropalo	$0.85 f_{cd,spritz}$	11.02	(MPa)	spritz - beton
$N$	2	(-)	N° travicentine (massimo 33)				

	$\sigma_{amm}$ (MPa)	$f_{yk}$ (MPa)
<b>Fe510</b>	240	355
<b>Fe430</b>	190	275
<b>Fe360</b>	160	235

quota (m)	travi / centine T / C	OMOG. SI / NO	TRAVI				CENTINE			SPRITZ spessore (cm)	pressioni			verifica centine-travi (SLU)		verifica micropali (SLU)			
			H (m)	B (m)	$n_{ferri}$ (-)	$\phi_{arm}$ (mm)	sigla	$n^{\circ}$ centine (-)	area singola (cm <sup>2</sup> )		$u^*$ (kPa)	$p_{max}$ (kPa)	$p_{calcolo}$ (kPa)	$N_{max}$ (kN)	$N_{resistente}$ (kN)	M (kNm)	$M_{res}$ (kNm)		
2.50	C	SI				HEA	200	2	54	10	0	32	71	998	< 5202	ok	50	< 79	ok
5.00	C	SI				HEA	200	2	54	10	0	45	102	1,247	< 4,651	ok	54	< 79	ok
										10									

**travi/centine** = indicare se l'elemento di rinforzo è una trave in cls (T) o una centina metallica (C)

**OMOG.** = indicare SI nel caso si voglia una verifica in cui l'area dell'acciaio è omogeneizzata al calcestruzzo; il caso NO è applicato al caso in cui siano presenti le sole centine, senza spritz-beton

**H** = altezza trave

**B** = larghezza trave

**$n_{ferri}$**  = numero dei ferri di armatura della trave

**$\phi_{arm}$**  = diametro dei ferri di armatura

**$u^*$**  = pressione idrostatica, eventualmente ridotta mediante il coefficiente  $\alpha_w$

**$p_{max}$**  = spinta delle sole terre

**$p_{calcolo}$**  =  $u^* + p_{max}$

### 10.3 Spalla B (lato Valfontanabuona)

Stratigrafia

## POZZI DI FONDAZIONE O DI STABILIZZAZIONE

#### STRATIGRAFIA

Strato	spessore (m)	Z letto strato ( m )	$\phi'$ (°)	$\delta$ (°)	$k_a$ (-)	$c'$ (kPa)	$\gamma$ (°)	$\gamma_{sat}$ (°)
1	6	6.00	33.0	16.5	0.27	0.0	20.0	20.0
2	2	8.00	18.0	9.0	0.48	10.0	27.0	27.0
3	1	9.00	25.0	12.5	0.37	20.0	27.0	27.0
4		9.00						
5		9.00						

la profondità massima del letto dello strato deve essere pari o superiore all'altezza del pozzo

- $\phi'$  = angolo di attrito del terreno
- $\delta$  = angolo di attrito terreno-struttura
- $k_a$  = coefficiente di spinta attiva
- $c'$  = intercetta di coesione
- $\gamma$  = peso di volume naturale del terreno
- $\gamma_{sat}$  = peso di volume del terreno saturo

Risultati e verifiche

POZZI DI FONDAZIONE O DI STABILIZZAZIONE

$\gamma_w$	9.81	(kN/m <sup>3</sup> )	peso specifico dell'acqua
$z_w$	10.00	(m)	quota falda (da p.c.)
<b>D</b>	5.00	(m)	diametro pozzo
<b>H</b>	9.00	(m)	altezza pozzo

<b>n</b>	10	(-)	coefficiente di omogeneizzazione calcestruzzo
$\gamma_{SLU}$	1.50	(-)	coefficiente moltiplicativo per il calcolo agli SLU
$\sigma_{amm}$	240	(MPa)	tensione ammissibile acciaio centine/micropali
$f_{yk,centine}$	355	(MPa)	tensione di snervamento dell'acciaio centine/micropali

<b><math>\alpha</math></b>	0.80	(-)	coefficiente di Terzaghi per il calcolo della spinta agente sul pozzo ( <b>0.65-0.8</b> )
<b><math>K_D</math></b>	1.50	(-)	coefficiente amplificativo del fronte di spinta ( $\geq 1.0$ )
<b><math>K_{AS}</math></b>	1.50	(-)	coefficiente amplificativo al fine di tener conto dell'asimmetria delle spinte ( $\geq 1$ )
<b><math>\alpha_w</math></b>	0.70	(-)	coefficiente riduttivo pressione idrostatica ( <b>0.7-1.0</b> )

	$\sigma_{amm}$ (MPa)	$f_{yk}$ (MPa)
<b>Fe510</b>	240	355
<b>Fe430</b>	190	275
<b>Fe360</b>	160	235

<b>i</b>	0.40	(m)	interasse micropali coronella
<b>d</b>	168.30	(mm)	diametro del tubo di armatura
<b>r</b>	0.084	(m)	raggio del tubo di armatura del micropalo
<b>p</b>	12.5	(mm)	spessore tubo
<b>I</b>	1.87E-05	(m <sup>4</sup> )	momento d'inerzia del tubo di armatura del micropalo
<b><math>\alpha</math></b>	12	(-)	coefficiente funzione del tipo di incastro del micropalo
<b>N</b>	3	(-)	N° trav/centine (massimo 33)

<b><math>R_{ck,CLS}</math></b>	30	(MPa)	calcestruzzo trave
<b><math>R_{ck,spritz}</math></b>	25	(MPa)	calcestruzzo spritz beton
<b><math>\sigma_{amm,CLS}</math></b>	6.83	(MPa)	resistenza a compressione del calcestruzzo
<b><math>\sigma_{amm,spritz}</math></b>	5.95	(MPa)	resistenza a compressione dello spritz
<b>0.85 <math>f_{cd,CLS}</math></b>	13.23	(MPa)	cis trave
<b>0.85 <math>f_{cd,spritz}</math></b>	11.02	(MPa)	spritz - beton

quota (m)	travi / centine T / C	OMOG. SI / NO	TRAVI				CENTINE			SPRITZ spessore (cm)	pressioni				verifica centine-travi (SLU)		verifica micropali (SLU)			
			H (m)	B (m)	$n_{ferri}$ (-)	$\phi_{arm}$ (mm)	sigla	$n^{\circ}$ centine (-)	area sinqola (cm <sup>2</sup> )		$u^*$ (kPa)	$p_{max}$ (kPa)	$p_{calcolo}$ (kPa)	$N_{max}$ (kN)	$N_{resistente}$ (kN)	M (kNm)	$M_{es}$ (kNm)			
2.50	C	SI					HEA	200	2	54	10	0	41	93	1303	< 5202	ok	65	< 79	ok
5.00	C	SI					HEA	200	2	54	10	0	41	93	869	< 3824	ok	29	< 79	ok
7.50	C	SI					HEA	200	2	54	10	0	64	144	1486	< 4100	ok	54	< 79	ok

**trav/centine** = indicare se l'elemento di rinforzo è una trave in cls (T) o una centina metallica (C)  
**OMOG.** = indicare **SI** nel caso si voglia una verifica in cui l'area dell'acciaio è omogeneizzata al calcestruzzo; il caso **NO** è applicato al caso in cui siano presenti le sole centine, senza spritz-beton  
**H** = altezza trave  
**B** = larghezza trave  
 **$n_{ferri}$**  = numero dei ferri di armatura della trave  
 **$\phi_{arm}$**  = diametro dei ferri di armatura  
 **$u^*$**  = pressione idrostatica, eventualmente ridotta mediante il coefficiente  $\alpha_w$   
 **$p_{max}$**  = spinta delle sole terre  
 **$p_{calcolo}$**  =  $u^* + p_{max}$

## 11. APPENDICE 1 - DIMENSIONAMENTO E VERIFICA DEI POZZI STRUTTURALI

### 11.1 Premessa

La profondità del piano di posa del pozzo di fondazione è stata calcolata in relazione delle caratteristiche e prestazioni della struttura in elevazione e del sottosuolo. Il dimensionamento e la verifica di pozzi rigidi immersi in terreni stratificati è stato eseguito con il programma POZZI-J della Geotechnical Survival Software vol. 4..

### 11.2 Schema di riferimento

Il problema di interazione di un pozzo immerso in un terreno stratificato viene risolto ricorrendo al modello di Winkler con leggi di comportamento delle molle di tipo non lineare.

Il pozzo è considerato come un prisma di rigidità infinita, a base rettangolare o quadrata<sup>1</sup>, sollecitato in testa da un sistema di forze esterne verticali, orizzontali e di momento (N, M, T) e lungo il fusto e alla base dalle reazioni del terreno ( $R_i$ ).

Sul problema specifico possono essere considerati due casi (si veda Figura 10).

Il caso a) si riferisce alla situazione in cui il pozzo è totalmente immerso in terreni stabili; dal lato della sicurezza le reazioni del terreno sono allora quelle sviluppabili al di sotto della quota dell'intradosso del plinto di fondazione. Nel caso b) si è alla presenza di materiali instabili che possono esercitare spinte ( $S_p$ ) sul pozzo; dal lato della sicurezza le reazioni del terreno sono allora calcolate a partire dalla quota di inizio, lato valle, del terreno stabile; le spinte esercitate dal terreno instabile sono riportate alla quota intradosso del plinto di fondazione e sommate ai carichi orizzontali esterni M e T.

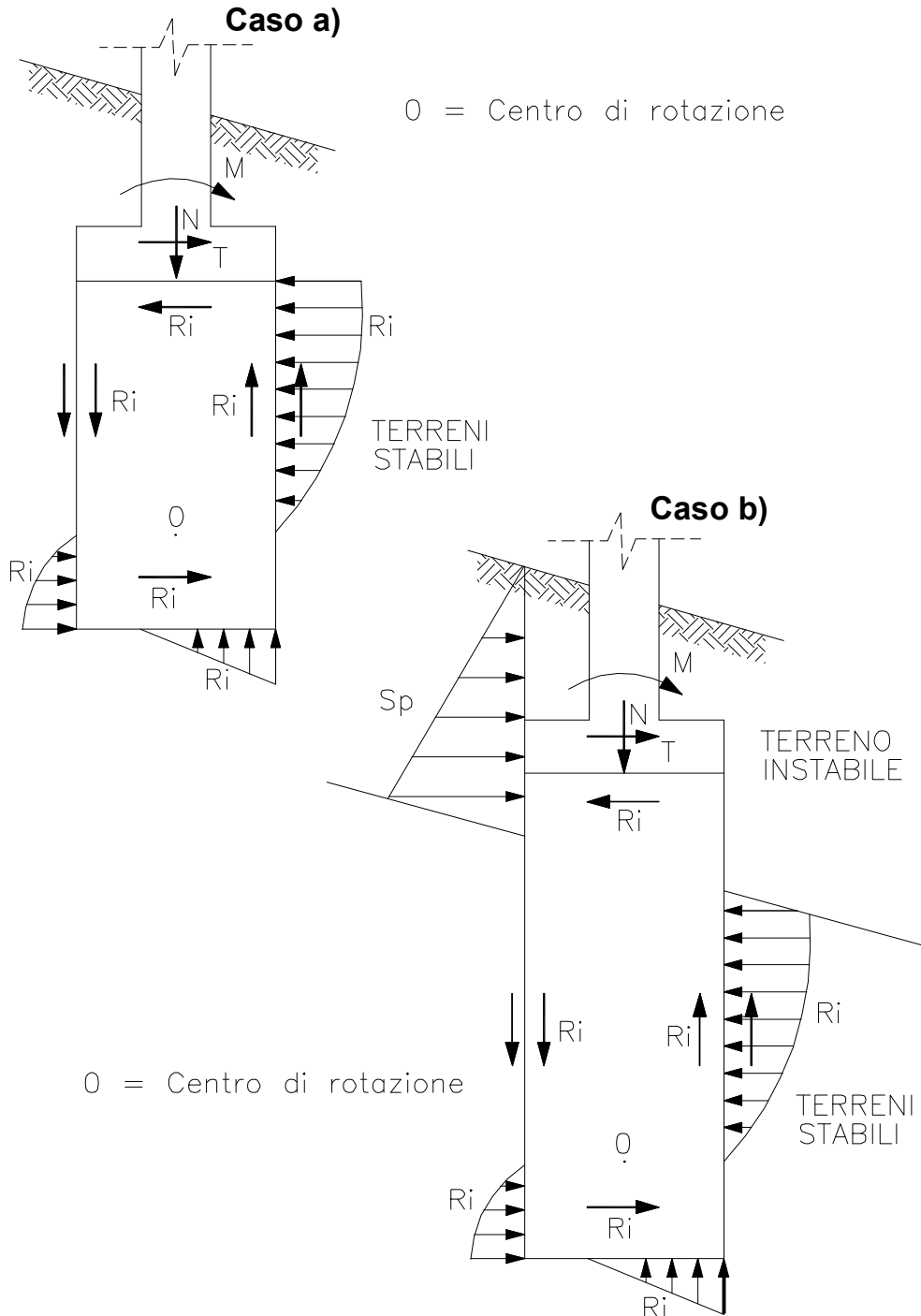
---

<sup>1</sup> Nel caso di sezioni circolari si può fare riferimento ad una sezione quadrata equivalente di uguale area.

Tenendo conto della stratificazione, il pozzo viene suddiviso in conci secondo lo schema riportato in Figura 11.

Al centro di ciascun elemento rettangolare o quadrato in cui vengono suddivise le quattro pareti laterali e la base del pozzo sono collocate le molle di reazione del terreno.





**Figura 10:Azioni e reazioni agenti sui pozzi di fondazione**

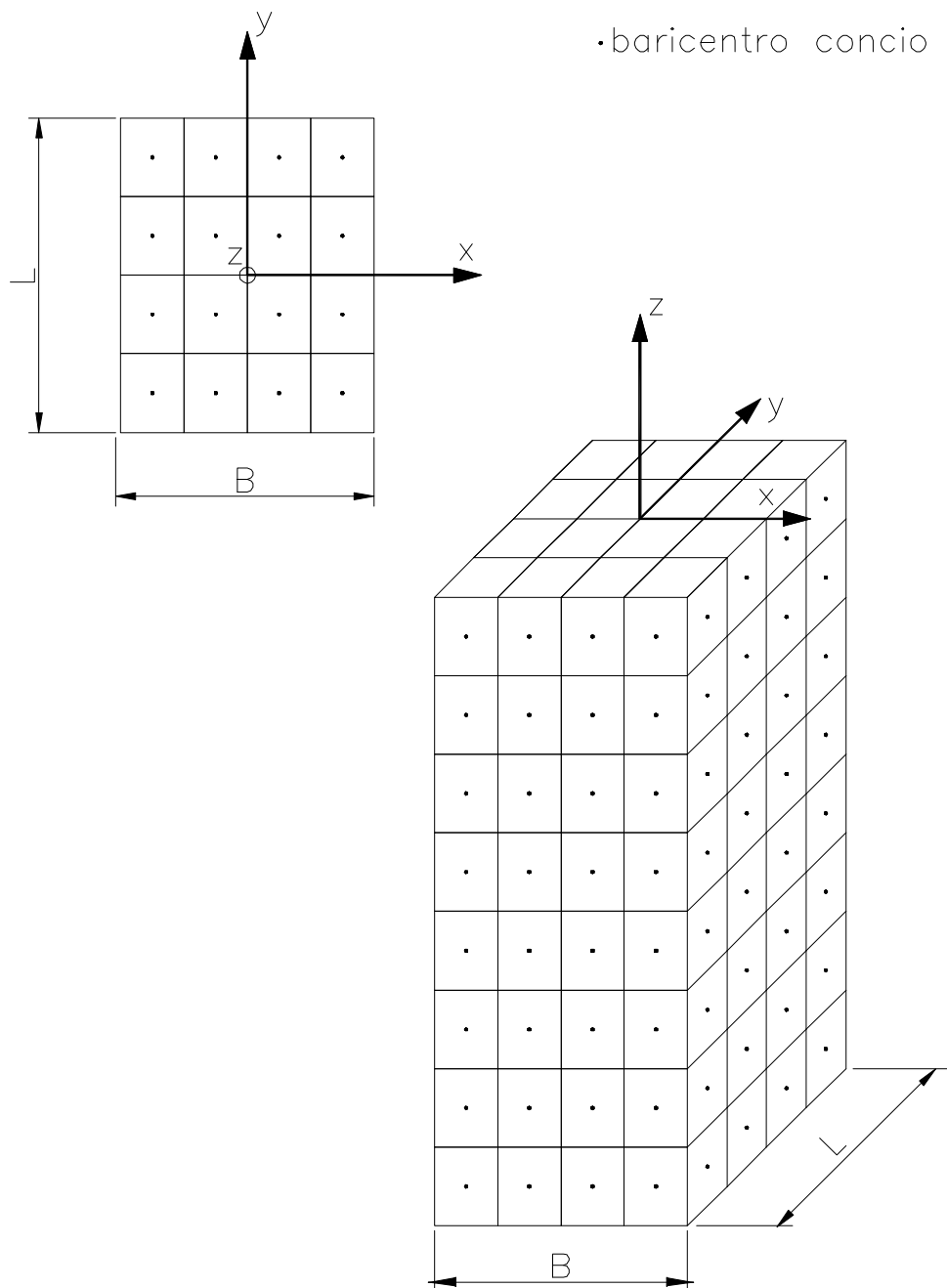


Figura 11: Schema di suddivisione in conci del pozzo

### 11.3 Caratteristiche delle molle di reazione del terreno

Le molle di reazione del terreno lungo il fusto constano di una componente normale e di una tangenziale (di attrito); le molle di reazione del terreno alla base sono caratterizzate dalla sola componente normale.

#### *Caratteristiche della componente normale delle reazioni del terreno*

Le leggi che governano il comportamento dell'elemento normale delle molle di reazione del terreno, sono del tipo elastico non lineare plastico.

Il modulo di reazione di Winkler secante è valutato sulla base della seguente espressione:

$$\frac{k_W}{k_{W0}} = \frac{1}{1+k \cdot p/p_U} \quad (1)$$

essendo:

$k_{W0}$  = modulo di reazione di Winkler corrispondente a gradi di mobilitazione della reazione normale piccolissimi  $(FL^{-3})$

$k_W$  = modulo di reazione di Winkler secante corrispondente al grado di mobilitazione indotto della reazione del terreno  $(FL^{-3})$

$p$  = reazione del terreno mobilitata  $(FL^{-2})$

$p_U$  = reazione limite del terreno  $(FL^{-2})$

$k$  = costante empirica funzione del tipo di terreno  $(-)$

Il valore della costante  $k$  può essere stimato sulla base delle considerazioni riportate in Stroud [1988] e dei diagrammi di Figura 12÷Figura 14.

Il legame tra il modulo di reazione di Winkler ( $k_W$ ) e il modulo di Young ( $E$ ) del terreno è ottenuto in prima approssimazione facendo ricorso alle soluzioni basate sulla teoria di elasticità relative ai casi di:

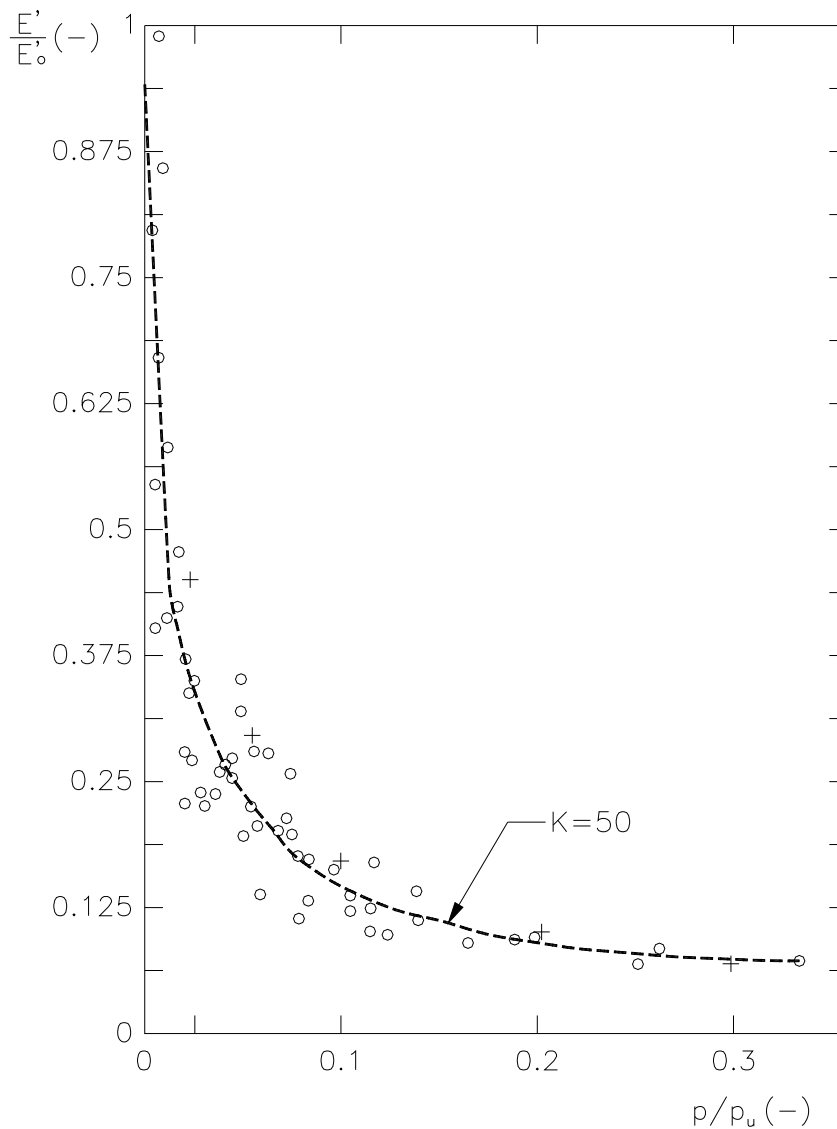
- a) aree di forma rettangolare, disposte verticalmente all'interno del semispazio omogeneo ed isotropo, sottoposte ad un carico uniforme in direzione orizzontale (Poulos & Davis [1974]);
- b) fondazioni superficiali rigide, di forma circolare, poggianti sul semispazio omogeneo ed isotropo, sottoposte a carichi verticali ( $b_1$ ) o a momenti ( $b_2$ ) (Poulos & Davis [1974]);
- c) fondazioni rigide, di forma circolare, poggianti in profondità sul semispazio omogeneo ed isotropo, sottoposte a carichi verticali ( $c_1$ ) e di momento ( $c_2$ ) (Poulos & Davis [1974]; Ledeniev & Scheliapin [1970]).

Nel caso di pozzi soggetti a rilevanti carichi orizzontali, poiché l'andamento delle pressioni lungo il fusto e alla base è di tipo triangolare, per semplicità i coefficienti di Winkler valutabili con le soluzioni di cui ai punti a) e  $c_1$ ) sono moltiplicati rispettivamente per 3 e per 2, valori questi ultimi deducibili dal confronto delle soluzioni  $b_1$ - $b_2$ ) o  $c_1$ - $c_2$ ). Nel caso di pozzi soggetti a modesti carichi orizzontali, poiché l'andamento delle pressioni alla base è di tipo rettangolare o al più trapezoidale, per semplicità, e a favore di sicurezza, verranno mantenuti per la base i coefficienti di Winkler valutabili con la soluzione di cui al punto  $c_1$ ).

Il valore delle reazioni limite normali del terreno ( $p_U$ ) sono valutate sulla base delle indicazioni fornite da Brinch Hansen [1961] (lungo il fusto) e di Brinch Hansen [1970] (alla base).

- dati sperimentali relativi a sabbie e ghiaie sovraconsolidate (Stroud, 1988)

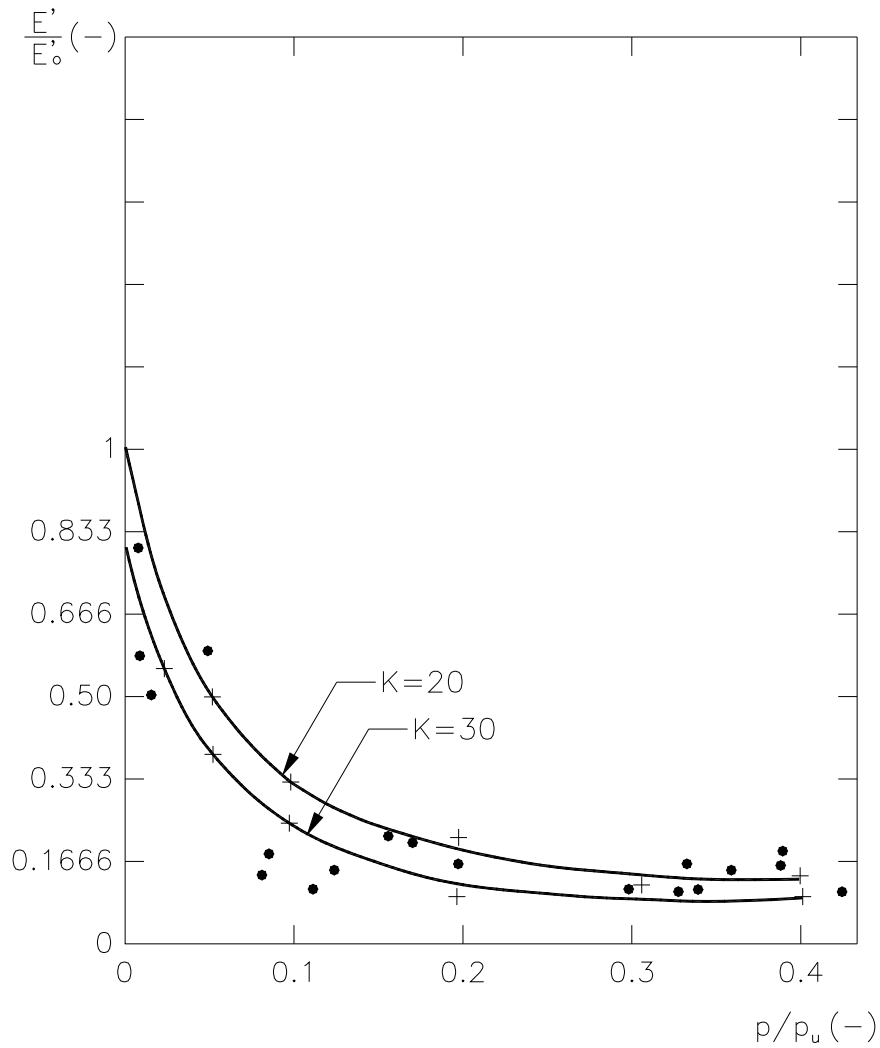
$$\frac{E'}{E'_0} = \frac{1}{1 + K \cdot p/p_u}$$



**Figura 12: Variazione del modulo di elasticità in funzione del grado mobilitazione: sabbie e ghiaie sovraconsolidate**

- dati sperimentali relativi ad argille sovraconsolidate (Stroud, 1988)

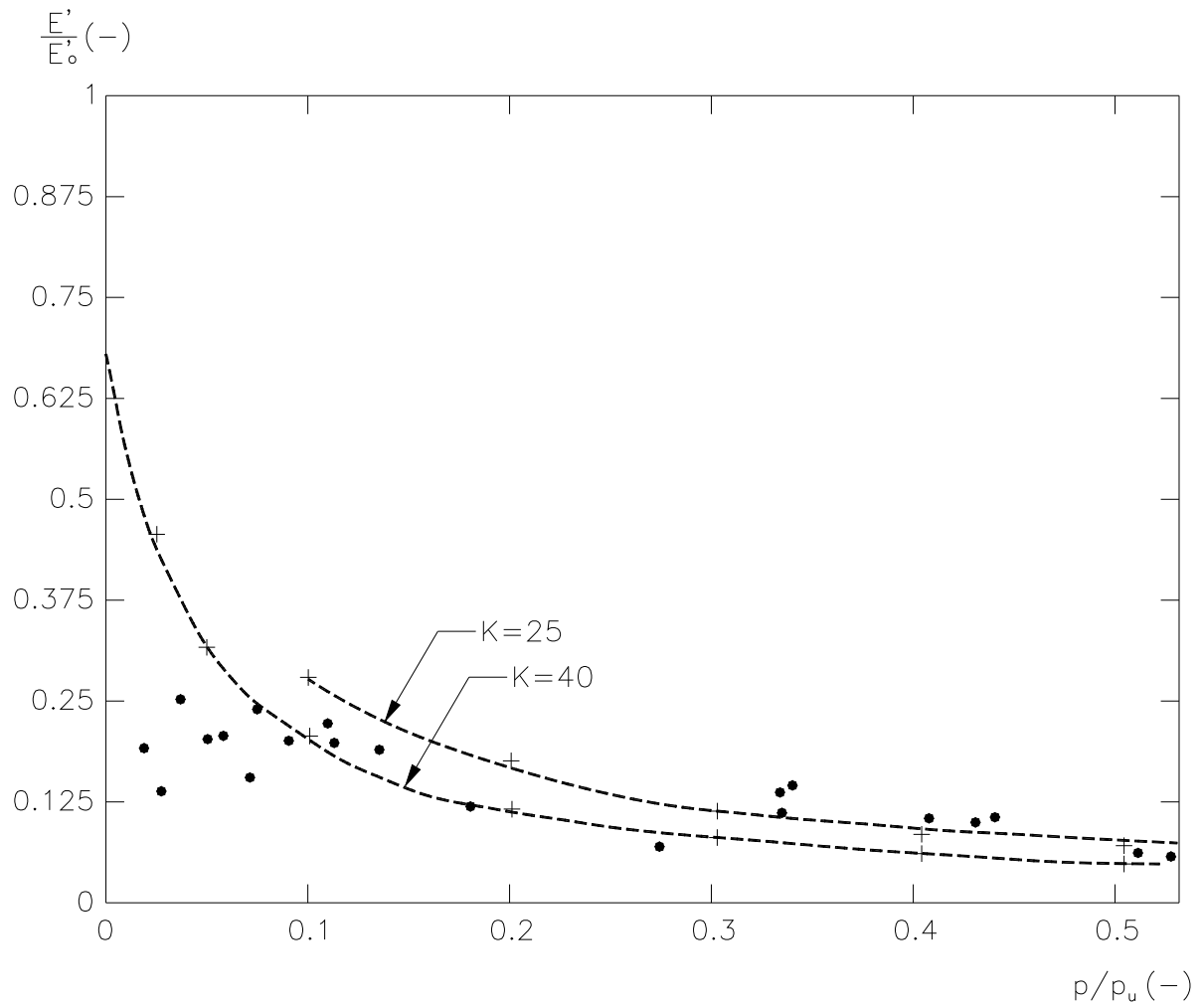
$$\text{---+---} \quad \frac{E'}{E'_0} = \frac{1}{1+K \cdot p/p_u}$$



**Figura 13: Variazione del modulo di elasticità in funzione del grado mobilitazione: argille sovraconsolidate**

- dati sperimentali relativi a rocce tenere (marne ed arenarie) (Stroud, 1988)

$$+ \text{-----} + \frac{E'}{E_0} = \frac{1}{1 + K \cdot p/p_u}$$



**Figura 14: Variazione del modulo di elasticità in funzione del grado mobilitazione: rocce tenere (marne ed arenarie)**

*Reazioni limite lungo il fusto*

In presenza di materiali schematizzabili con modelli rigido-plastici e criteri di rottura di Mohr-Coulomb (angolo di attrito  $\phi'$  e coesione  $c'$ ) o di Tresca (resistenza al taglio non drenata  $c_u$ ) le reazioni limiti ( $p_U$ ), esercitabili dalle terre lungo il fusto del pozzo in condizioni drenate e non drenate, possono essere valutate con la seguente espressione (Brinch Hansen [1961]):

$$p_U = i_\theta (\sigma'_v \cdot k_{t\phi} + c' \cdot k_{tc}) \quad (2)$$

$$p_U = i_\theta (c_u \cdot k_{tc}) \quad (3)$$

essendo:

$$\sigma'_v = \text{pressione efficace alla generica profondità} \quad (\text{FL}^{-2})$$

$$k_{t\phi} = \text{coefficiente di spinta tridimensionale alla generica profondità dovuto alla componente di resistenza di attrito} \quad (-)$$

$$k_{tc} = \text{coefficiente di spinta tridimensionale alla generica profondità dovuto alla componente di resistenza di coesione} \quad (-)$$

$$i_\theta = \text{coefficiente amplificativo al fine di tener conto della inclinazione del piano campagna rispetto all'orizzontale, vedi Kubo [1965] e Awoshika-Reese [1971].} \quad (-)$$

I coefficienti di spinta  $k_{t\phi}$  e  $k_{tc}$  sono ricavabili dai grafici di Figura 15, in funzione dell'angolo di attrito  $\phi'$  e dell'infissione relativa  $z/B$ , essendo  $z$  la profondità generica rispetto al piano campagna, lato valle, e  $B$  il diametro del pozzo.



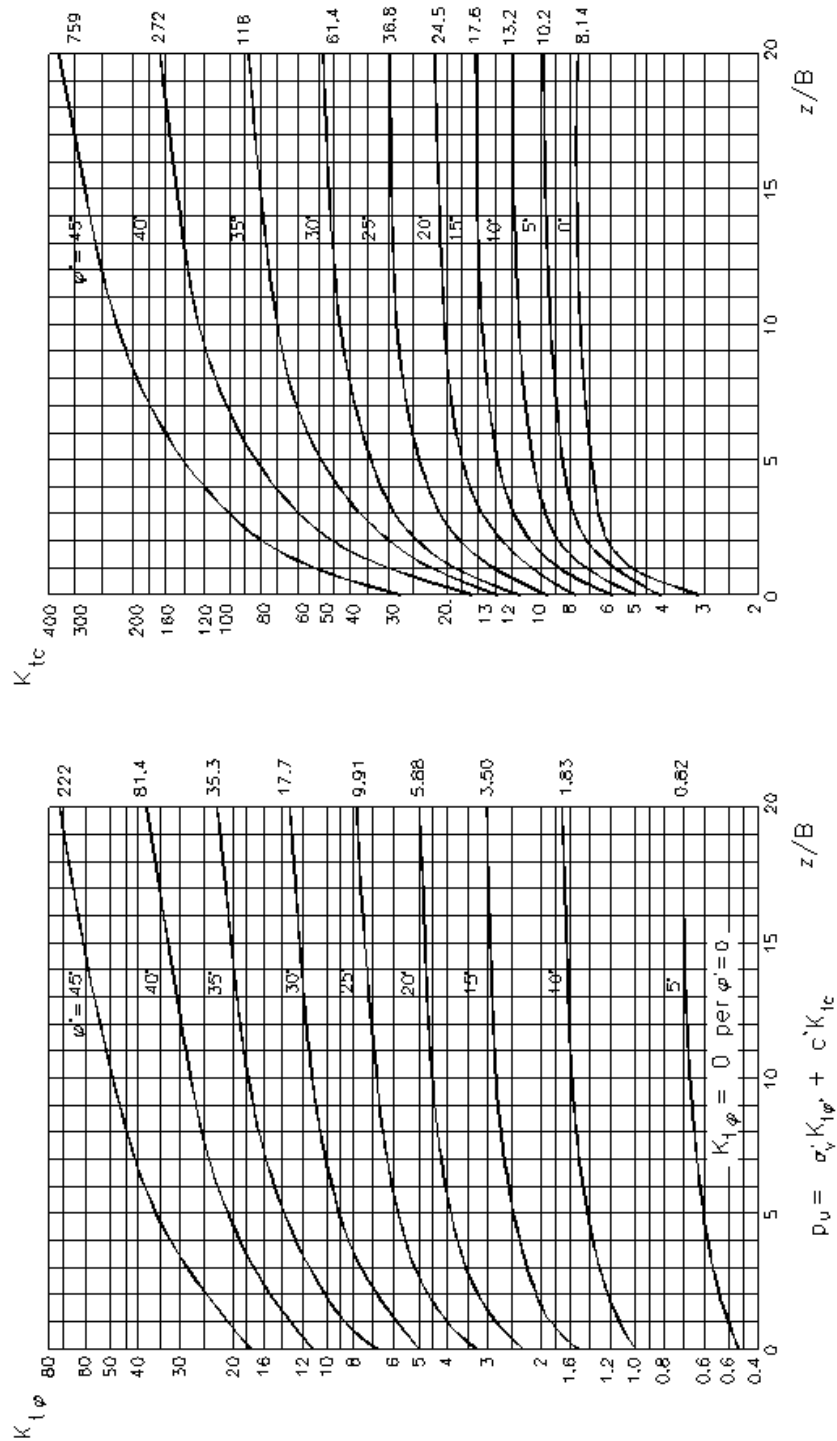


Figura 15: Valori dei coefficienti di spinta passiva tridimensionali (Brinch-Hansen 1961)

*Reazioni limite alla base*

In presenza di materiali schematizzabili con modelli rigido-plastici e criteri di rottura di Mohr-Coulomb (angolo di attrito  $\phi'$  e coesione  $c'$ ) o di Tresca (resistenza al taglio non drenata  $c_u$ ) le reazioni limiti ( $p_U$ ), esercitabili dalle terre alla base del pozzo in condizioni drenate e non drenate, possono essere valutate dal lato della sicurezza con le seguenti espressioni (Brinch Hansen [1970]):

$$p_U = q' \cdot N_q \cdot s_q \cdot d_q + c' \cdot N_c \cdot s_c \cdot d_c \quad (4)$$

$$p_U = (2 + \pi) \cdot c_u \cdot (1 + s_{c0} + d_{c0}) + q \quad (5)$$

essendo:

$$N_q = e^{\pi \tan \phi'} \cdot \tan^2(45 + \phi'/2) = \text{coefficiente di capacit\`a portante} \quad (-)$$

$$N_c = (N_q - 1) \cdot \cot \phi' = \text{coefficiente di capacit\`a portante} \quad (-)$$

$$q' = \text{pressione geostatica verticale efficace agente alla quota di imposta del pozzo, lato valle} \quad (FL^{-2})$$

$$D = \text{profondit\`a della base del pozzo rispetto al piano campagna} \quad (L)$$

$$B = \text{dimensione del pozzo parrallela alla direzione dei carichi orizzontali} \quad (L)$$

$$L = \text{dimensione del pozzo ortogonale a B} \quad (L)$$

$$s_q = 1 + \sin \phi' \cdot \frac{B}{L} = \text{coefficiente di forma} \quad (-)$$

$$s_c = s_q = \text{coefficiente di forma per } \phi' > 25^\circ \quad (-)$$

$$s_c = \frac{s_q \cdot N_q - 1}{N_q - 1} = \text{coefficiente di forma per } \phi' < 25^\circ \quad (-)$$

$$d_q = 1 + 2 \cdot \tan \phi' \cdot (1 - \sin \phi')^2 \cdot \frac{D}{B} = \text{coefficiente di affondamento della fondazione per } D/B < 1 \quad (-)$$

$$d_q = 1 + 2 \cdot \tan \phi' \cdot (1 - \sin \phi')^2 \cdot \tan^{-1} \left( \frac{D}{B} \right) = \text{coefficiente di affondamento della fondazione per } D/B > 1 \quad (-)$$

$$d_c = \frac{d_q \cdot s_q \cdot N_{q-1}}{N_{q-1}} = \text{coefficiente di affondamento della fondazione} \quad (-)$$

$$s_{co} = 0.2 \cdot \frac{B}{L} = \text{coefficiente di forma} \quad (-)$$

$$d_{co} = 0.4 \cdot \frac{D}{B} = \text{coefficiente di affondamento della fondazione per } D/B < 1 \quad (-)$$

$$d_{co} = 0.4 \cdot \tan^{-1} \left( \frac{D}{B} \right) = \text{coefficiente di affondamento della fondazione per } D/B > 1 \quad (-)$$

$$q = \text{pressione geostatica verticale totale agente alla quota di imposta del pozzo, lato valle} \quad (\text{FL}^{-2})$$

E' inteso che le reazioni limite calcolate risultano di compressione; nel caso in cui gli spostamenti alla base del pozzo fossero tali da generare sforzi di trazione in corrispondenza di un concio generico, la reazione in tale concio viene imposta pari a zero.

#### *Caratteristiche della componente tangenziale delle reazioni del terreno*

Le molle di attrito sulle quattro facce laterali del pozzo sono rappresentate da una bilatera; la bilatera è rappresentata dal valore limite ( $\tau_{lim}$ ) dell'aderenza laterale

esercitabile tra pozzo e terreno e dal valore dello spostamento critico ( $y_{crit}$ ) in corrispondenza del quale si ha la completa mobilitazione dell'aderenza laterale limite.

La bilatera è assunta identica nella direzione verticale ed orizzontale.

#### 11.4 Procedimento di calcolo

Il calcolo di un pozzo di diametro e lunghezza prefissata, sollecitato da un definito sistema di forze esterne agenti alla quota intradosso del plinto di fondazione (comprensivo dell'eventuale spinta delle terre esercitata da materiali instabili) avviene per successive iterazioni in base allo schema seguente:

- a) imposizione di uno spostamento verticale e di una rotazione attorno al centro di rotazione di primo tentativo;
- b) stima degli spostamenti normali e tangenziali indotti in corrispondenza del baricentro di ogni elemento in cui è suddiviso il pozzo;
- c) calcolo delle reazioni normali e tangenziali lungo il fusto e alla base del pozzo in funzione degli spostamenti stimati al punto b); per quanto riguarda i moduli di reazione di Winkler si fa riferimento inizialmente riferimento ai valori  $k_{w0}$ ;
- d) verifica delle condizioni di equilibrio alla traslazione verticale, orizzontale e alla rotazione attorno al centro di rotazione; se tale verifica non è soddisfatta il calcolo di cui ai punti a), b), c) e d) è ripetuto con altri valori degli spostamenti verticali e delle rotazioni, o variando la posizione del centro di rotazione, fino a convergenza;
- e) stima del grado di mobilitazione  $p/p_U$  in corrispondenza di ogni elemento in cui è suddiviso il pozzo e verifica della congruenza dei moduli di reazione di Winkler; se, i moduli di primo tentativo, non sono congruenti con il grado di mobilitazione indotto, la procedura di calcolo di cui ai punti precedenti viene ripetuta fino a convergenza.

Il calcolo finale, a convergenza ottenuta, fornisce:

- i valori degli spostamenti verticali, orizzontali e delle rotazioni del pozzo;
- l'andamento lungo il fusto delle sollecitazioni assiali, flessionali e di taglio;
- i valori lungo il fusto e alla base delle reazioni normali e tangenziali mobilitate e il relativo rapporto con la rispettiva reazione limite ( $p_U$ ) o ( $\tau_{lim}$ );
- i valori del rapporto tra i moduli secanti e i moduli tangenti iniziali;
- la dimensione della parte reagente della base del pozzo;
- la profondità del centro di rotazione del pozzo.

Il calcolo, per lo stesso pozzo, può essere ripetuto con diversi valori delle forze esterne applicate alla quota di intradosso del plinto di fondazione fino al raggiungimento delle condizioni di rottura, quando in tutti gli elementi, in cui è suddiviso il pozzo, si raggiungono le condizioni  $p/p_U$  e  $\tau/\tau_{lim}$  uguali al 100%; se le forze esterne vengono fatte aumentare applicando un coefficiente moltiplicativo costante, via via crescente, oltre ad analizzare in termini di sollecitazioni e spostamenti la condizione di carico di esercizio, è possibile valutare il carico limite ( $N_{lim}$ ) e il coefficiente di sicurezza convenzionale della fondazione definito come rapporto tra  $N_{lim}$  e il carico di esercizio ( $N$ ).

## 12. APPENDICE 2 - DIMENSIONAMENTO E VERIFICA OPERE SOSTEGNO ALLO SCAVO DEL POZZO

### 12.1 Premessa

La presente appendice descrive i criteri di calcolo adottati nel modulo del programma POZZI-J che permette il dimensionamento e la verifica delle opere provvisorie necessarie allo scavo di pozzi in terreni stratificati. Il programma di calcolo permette di valutare la spinta esercitata sulle pareti di scavo di pozzi di fondazione in terreni argillosi saturi in accordo a soluzioni semiempiriche riportate ad esempio in Terzaghi & Peck (1948) e in NAVFAC DM-7 Design Manual (1971).

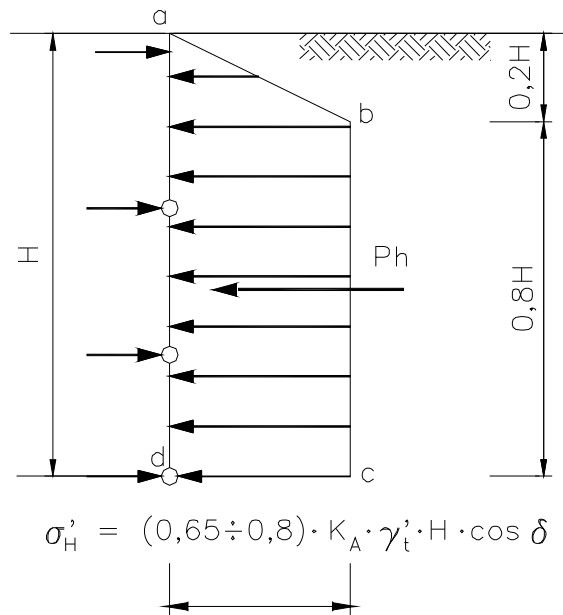
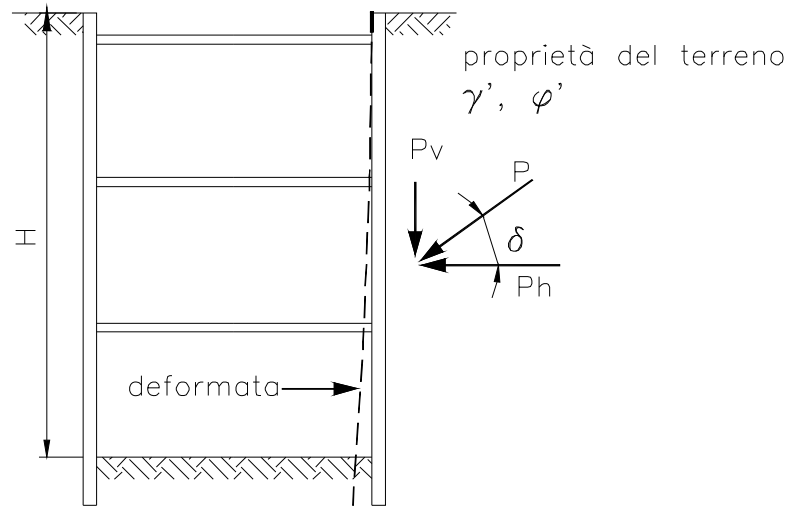
### 12.2 Stima delle spinte esercitate dal terreno

Una valutazione della spinta esercitata sulle pareti di scavo di pozzi di fondazione in terreni argillosi saturi risulta estremamente difficile venendo quest'ultima a dipendere da numerosi fattori, fra i quali possono essere annoverati:

- il tempo ( $t_1$ ) che intercorre fra lo scavo e l'inserimento degli elementi strutturali; quanto maggiore è ( $t_1$ ) tanto minore risulta la spinta sull'elemento strutturale; ovviamente ciò va a scapito di un rigonfiamento e quindi di un peggioramento delle caratteristiche del materiale circostante le pareti del pozzo;
- il tempo ( $t_2$ ) intercorso tra l'inserimento degli elementi strutturali e il getto di riempimento; quanto minore è ( $t_2$ ) tanto minori sono le spinte che l'elemento strutturale deve sostenere;
- la deformabilità degli elementi strutturali;
- le caratteristiche del terreno circostante le pareti del pozzo (grado di cementazione, coefficiente di permeabilità, caratteristiche di resistenza, ecc.).

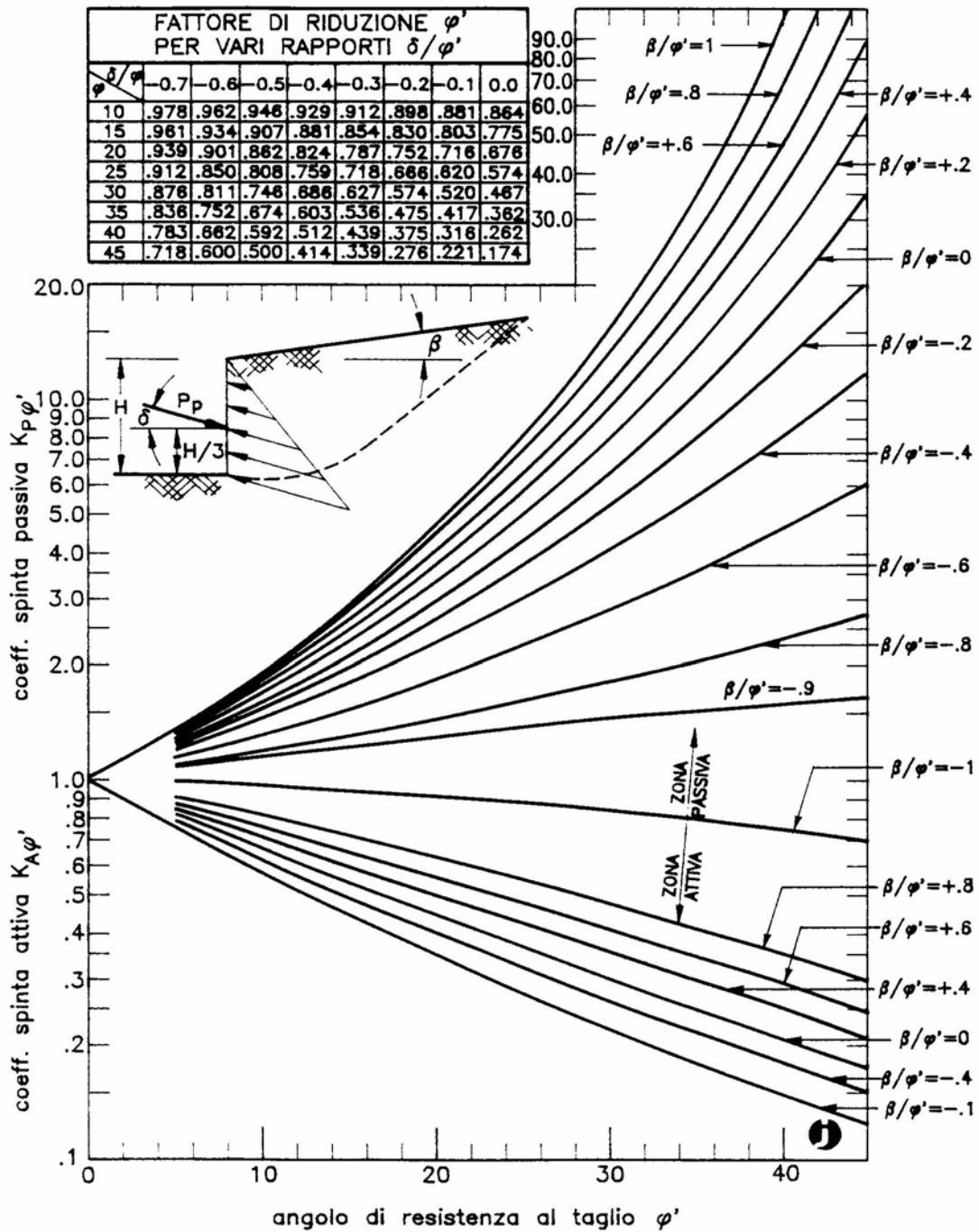
Metodi di calcolo teorici che tengano conto degli aspetti sopra indicati risultano piuttosto complessi e pertanto, considerata la provvisorietà dei sostegni, poco utilizzati.

Nella pratica corrente si fa normalmente riferimento a soluzioni semiempiriche riportate ad esempio in Terzaghi & Peck (1948) e in NAVFAC DM-7 Design Manual (1971). Tale spinta può essere ricavata sulla base di quanto riportato in Figura 16 e in Figura 17.



**Figura 16: Spinta delle terre in condizioni drenate agente su pareti di sostegno multiancorate in terreni privi di coesione**





N.B.: i valori di  $K_P \varphi'$  letti nel diagramma si riferiscono ad un rapporto  $\delta/\varphi'=1$ .  
Per altri rapporti vanno ridotti in base ai coefficienti indicati nel riquadro in alto

Figura 17: Coefficienti di spinta attiva e passiva (Caquot-Kerisel, 1948)

In prima approssimazione può essere mantenuta la soluzione indicata in Figura 16, introducendo però nel calcolo coefficienti di spinta attiva equivalenti ( $k_a^*$ ) valutabili nel modo seguente:

$$p_a = k_{a,\varphi} \times \gamma'_t \times H - c' \times k_{a,c}$$

$$k_a^* = p_a / (\gamma'_t \times H)$$

ove:

$p_a$  = spinta attiva agente a fondo scavo (in kPa)

$k_{a,\varphi}$  = coefficiente di spinta attiva valutabile con il grafico di Figura 17(-)

$k_{a,c}$  =  $2 \times (k_{a,\varphi})^{0.5}$  = coefficiente di spinta attiva (-)

$c'$  = coesione reale o apparente (in kPa)

$\gamma'_t$  = peso di volume sommerso ( $\text{kN/m}^3$ )

Per quanto riguarda la spinta dell'acqua, tenuto conto del fatto che le pareti di scavo risultano non impermeabili e che quindi non impediscono totalmente i moti di filtrazione, si può fare riferimento a quella idrostatica ridotta di circa il 30%.

### 12.3 Criterio per il dimensionamento delle centine e della coronella di sostegno (micropali)

Note le spinte agenti radialmente sulle pareti di scavo dei pozzi di fondazione, la sezione delle centine e gli interassi possono essere valutati sulla base della seguente espressione:

$$i_{ce} \times R \times k_D \times k_{as} \sigma_h \leq A_{ce} \times f_y$$

essendo:

$i_{ce}$  = interasse centine (m)

$R$  = raggio del pozzo (m)

$\sigma_h$  = spinta agente sulle pareti del pozzo (kPa)

$k_D$  = coefficiente amplificativo del fronte di spinta (normalmente 1.5 D) (-)

$k_{AS}$  = coefficiente amplificativo, che tiene conto della possibile asimmetria delle pressioni orizzontali e della indeterminatezza nella valutazione delle pressioni stesse (-)

$A_{ce}$  = area della sezione delle centine ( $m^2$ )

$f_y$  = tensione di snervamento (MPa)

Nel caso in cui sia presente uno spessore significativo di spritz-beton il calcolo delle sollecitazioni dell'insieme centina-spritz è eseguito con riferimento all'area ideale, raggugiata al calcestruzzo. Nel programma di calcolo allegato si è fatto riferimento ad un coefficiente di omogeneizzazione  $m=10$ .

Il massimo momento flettente nella sezione dell'elemento costituente la coronella di sostegno (micropalo/palo) è stimato secondo la seguente espressione:

$$M = (i_{ce} \times i_{ce} \times i \times \sigma_h) / \alpha$$

ove:

$M$  = momento flessionale di una trave di lunghezza pari all'interasse delle centine, incastrata agli estremi (kN)

$i$  = interasse dei micropali/pali (m)

$\alpha$  = coefficiente funzione del tipo di incastro dei micropali

$i_{ce}$  = interasse centine (m)

