



REGIONE LIGURIA

autostrade // per l'italia

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

PROGETTO DEFINITIVO


OPERE D'ARTE MAGGIORI

PONTE CROSO

**RELAZIONE DI CALCOLO DELLE FONDAZIONI
E DELLE OPERE PROVVISORIALI**

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

WBS	RIFERIMENTO ELABORATO							DATA: DICEMBRE 2014	REVISIONE	
	DIRETTORIO			FILE					n.	data
—	codice	commessa	N.Prog.	unita'	ufficio	n. progressivo	Rev.			
—	1	1001302	STP	PAPE	0203	—	—			

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

COLLEGAMENTO TRA LA VALFONTANABUONA

E L'AUTOSTRADA A12 GENOVA-ROMA

PONTE CROSO

RELAZIONE DI CALCOLO DELLE FONDAZIONI

E DELLE OPERE PROVVISORIALI

Indice

1. PREMESSA.....	4
2. SOFTWARE DI CALCOLO	5
3. NORMATIVA.....	5
4. MATERIALI.....	6
5. PROFILO STRATIGRAFICO E CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA DELL'AREA	8
5.1 PREMESSA.....	8
5.2 INDAGINI E PROVE DI LABORATORIO DI RIFERIMENTO	8
5.3 MISURE PIEZOMETRICHE E LIVELLI DI FALDA	9
5.4 CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA.....	9
6. CRITERI PER LA VERIFICA E IL CALCOLO DELLE FONDAZIONI A POZZO	13
6.1 PREMESSA.....	13
6.2 CRITERI DI PROGETTAZIONE AGLI STATI LIMITE.....	13
6.3 RESISTENZA CARATTERISTICA (R_k) DEI POZZI DI FONDAZIONE.....	16
7. AZIONI DI CALCOLO IN FONDAZIONE.....	19
7.1 CARICHI STRUTTURALI.....	19
7.2 AZIONI DI CALCOLO	21
8. PARAMETRI E STRATIGRAFIA DEL MODELLO GEOTECNICO	23
8.1 GEOMETRIA DEI POZZI	23
8.2 SPALLA A (LATO AUTOSTRADA A12).....	25
8.2.1 Premessa	25
8.2.2 Parametri geotecnici	26
8.3 SPALLA B (LATO FONTANABUONA).....	31
8.3.1 Premessa	31
8.3.2 Parametri geotecnici	32
9. RISULTATI DELLE ANALISI	37
9.1 PREMESSA.....	37
9.2 SPALLA A (LATO AUTOSTRADA A12)	38
9.3 SPALLA B (LATO VALFONTANABUONA)	48
10. OPERE PROVVISORIALI PER LO SCAVO DEI POZZI	58

10.1	PREMESSA	58
10.2	SPALLA A (LATO AUTOSTRADA A12)	59
10.3	SPALLA B (LATO VALFONTANABUONA).....	61
11.	OPERE PROVVISORIALI PER LO SCAVO DELLE FONDAZIONI.....	63
11.1	CARATTERISTICA DELLA BERLINESE.....	63
11.2	SCHEMA DI CALCOLO.....	67
11.2.1	Descrizione del programma di calcolo.....	67
11.3	ANALISI GEOTECNICA E STRUTTURALE	69
11.4	PARAMETRI GEOTECNICI	70
11.5	COMBINAZIONI ANALIZZATE	1
11.6	FASI DI ANALISI	1
11.7	SOLLECITAZIONI DI CALCOLO.....	2
11.8	RESISTENZA A ROTTURA PER FLESSIONE E TAGLIO DELL'ARMATURA TUBOLARE DEI MICROPALI.....	7
11.8.1	Flessione e taglio.....	8
11.8.2	Taglio.....	8
11.8.3	Flessione monoassiale (retta).....	9
11.9	TIRANTI DI ANCORAGGIO.....	10
11.9.1	Determinazione della lunghezza del bulbo di fondazione	13
11.10	ANALISI DI STABILITA' GLOBALE.....	17
12.	APPENDICE 1 - DIMENSIONAMENTO E VERIFICA DEI POZZI STRUTTURALI.....	18
12.1	PREMESSA	18
12.2	SCHEMA DI RIFERIMENTO	18
12.3	CARATTERISTICHE DELLE MOLLE DI REAZIONE DEL TERRENO	22
12.4	PROCEDIMENTO DI CALCOLO.....	31
13.	APPENDICE 2 - DIMENSIONAMENTO E VERIFICA OPERE SOSTEGNO ALLO SCAVO DEL POZZO.....	33
13.1	PREMESSA	33
13.2	STIMA DELLE SPINTE ESERCITATE DAL TERRENO.....	33
13.3	CRITERIO PER IL DIMENSIONAMENTO DELLE CENTINE E DELLA CORONELLA DI SOSTEGNO (MICROPALI)	37
14.	APPENDICE 3 - TABULATO DI CALCOLO DI PARATIE	39

1. PREMESSA

Il presente documento riporta le verifiche geotecniche delle fondazioni del ponte Croso, 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 $L=60$ 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 $D_{\text{perf}} = 240.0$ 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 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

Paratie for Windows - Version 6.2, Ceas (2006)

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

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

Tiranti

- Tiranti permanenti* (classe 2 di protezione) a trefoli in acciaio armonico
- Perforazione $\geq 160\text{ mm}$
- acciaio per tiranti in trefoli da 0.6" stabilizzati:

Tensione caratteristica di rottura $f_{ptk} \geq 1860\text{ N/mm}^2$

Tensione caratteristica all'1% di deform. tot. $f_{p(1)k} \geq 1670 \text{ N/mm}^2$

- Miscela cementizia di iniezione dei tiranti:

Secondo NTA - soggetto ad approvazione della Direzione Lavori

Caratteristica di resistenza minima C25/30

Classe di esposizione XC2

Eventuali additivi secondo NTA

*anche se con funzione provvisoria i tiranti vengono realizzati con la doppia protezione

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:

- FB20: sondaggio geognostico a carotaggio continuo con esecuzione di n°4 prove penetrometriche dinamiche SPT (2011).
- SS4: stendimento geofisico a rifrazione (2011)

5.3 Misure piezometriche e livelli di falda

L'unica misura a disposizione effettuata nel sondaggio FB20 ha rilevato la falda alla profondità di circa 10m

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 Mangesiferi, 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).

γ_t (kN/m ³)	~19.0 ÷ 20.0
N_{SPT} (colpi/30 cm)	5 ÷ 25
D_r (%)	-
φ' (°)	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_s (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:

γ_t = peso di volume naturale;

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

D_r = Densità relativa;

φ' = 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;

ν = rapporto di Poisson

	Matrice lapidea		Ammasso roccioso compatto	Ammasso roccioso fessurato/alterato
γ_t (kN/m ³)	26 ÷ 27	γ_t (kN/m ³)	26 ÷ 27	
σ_o (MPa) (*)	7 ÷ 45	RMR ₈₉ (-)	25 ÷ 35	
I_{50} (MPa)	1.0 ÷ 3.0	GSI (-)		20
σ_o (MPa) (**)	diametrica 25 assiale 75	JRC (-)		
σ_T (MPa)		JCS (MPa)		
E_{160} (GPa)	10 ÷ 30	k (m/s)	$1 \cdot 10^{-8} \div 5 \cdot 10^{-4}$	
MR (-)	800 ÷ 800	E_d (GPa)		0.3 ÷ 0.7
V_p (m/s)	2500 - 4000	E_u (GPa)		0.8 ÷ 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) 80 ÷ 90 ($\sigma=0.5$ MPa)
ν (-)	0.25	ϕ (°)		27 ($\sigma=0.2$ MPa) 20 ($\sigma=0.5$ MPa)
m_i (-)	7	m_b (-)		≈ 0.088
m_b		s (-)		≈ $9.22 \cdot 10^{-6}$
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:

γ_t = peso di volume naturale;

GSI = Geological Strength Index;

σ_c = resistenza alla compressione semplice della roccia intatta;

σ_t = resistenza a trazione della roccia intatta;

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

φ' = angolo di resistenza al taglio tangente;

c' = intercetta di coesione tangente;

σ'_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;

ν = 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 γ_F (o γ_E)	(A1) STR	(A2) GEO
Permanenti	Favorevole	γ_{G1}	1.0	1.0
	Sfavorevole		1.3	1.0
Permanenti non strutturali (1)	Favorevole	γ_{G2}	0.0	0.0
	Sfavorevole		1.5	1.3
Variabili	Favorevole	γ_{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	γ_{Cu}	1.0	1.4
Peso dell'unità di volume	γ_{γ}	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	γ_R	1.00	1.8	2.3
Scorrimento	γ_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_γ = fattori di capacità portante, dipendenti dall'angolo di resistenza al taglio ϕ' ;

s_c, s_q, s_γ = fattori di forma della fondazione;

- d_c, d_q = fattori dipendenti dalla profondità del piano di posa D ;
- i_c, i_q, i_γ = fattori correttivi che tengono conto dell'inclinazione del carico;
- b_c, b_q, b_γ = fattori correttivi che tengono conto dell'inclinazione della fondazione;
- g_c, g_q, g_γ = 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 – Coefficienti per il calcolo della capacità portante in condizioni drenate

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

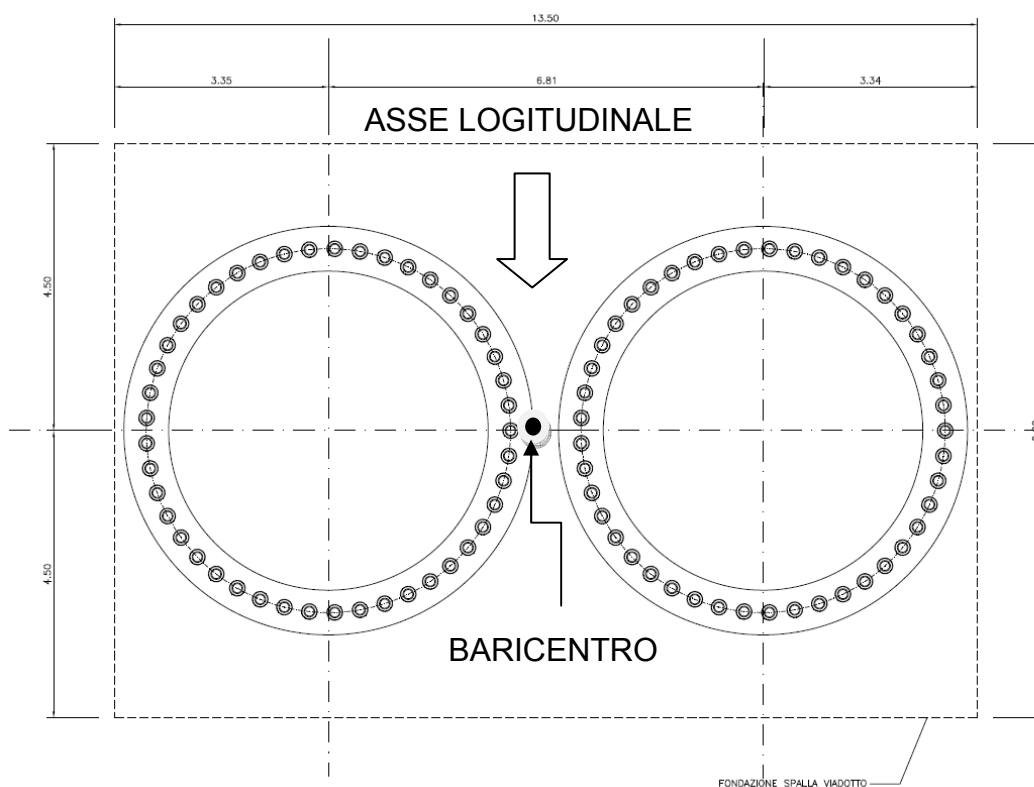


Figura 1: Ponte CROSO - Sistema di riferimento strutturale

		Vx (kN)	N (kN)	My (kNm)
SLU01	S.L.U. STR max Fx	9888	-38244	29676
SLU02	S.L.U. STR max Fz	9300	-40359	29577
SIS01	S.L.U. Sisma max Fx (q1)	10501	-25656	36606
SIS02	S.L.U. Sisma max Fx (q2)	10650	-25656	37383
SLE01	S.L.E. fond. min N	7281	-28329	21680
SLE02	S.L.E. freq. min N	6681	-27803	18646
SLE03	S.L.E. q.p. min N	5882	-25638	13993
SLE04	S.L.E. fond. max Fz	6885	-29895	21882
SLE05	S.L.E. freq. max Fz	6577	-28259	18780
SLE06	S.L.E. q.p. max Fz	5806	-25638	13460

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

		Vx (kN)	N (kN)	My (kNm)
SLU01	S.L.U. STR min N	9888	-34949	23416
SLU02	S.L.U. STR min N	9410	-40356	30340
SIS01	S.L.U. Sisma min N (q1)	10501	-25654	36602
SIS02	S.L.U. Sisma min N (q2)	10650	-25654	37379
SLE01	S.L.E. fond. min N	7281	-27299	19722
SLE02	S.L.E. freq. min N	6681	-26809	16757
SLE03	S.L.E. q.p. min N	5882	-25636	13990
SLE04	S.L.E. fond. min N	6977	-29893	22519
SLE05	S.L.E. freq. min N	6653	-28257	19310
SLE06	S.L.E. q.p. min N	5882	-25636	13990

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	4944	19122	14838
SLU02	4650	20179	14788
SIS01	5250	12828	18303
SIS02	5325	12828	18691
SLE01	3641	14164	10840
SLE02	3341	13902	9323
SLE03	2941	12819	6997
SLE04	3443	14948	10941
SLE05	3288	14129	9390
SLE06	2903	12819	6730

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

	Vx (kN)	N (kN)	My (kNm)
SLU01	4944	17475	11708
SLU02	4705	20178	15170
SIS01	5250	12827	18301
SIS02	5325	12827	18690
SLE01	3641	13649	9861
SLE02	3341	13405	8379
SLE03	2941	12818	6995
SLE04	3488	14947	11259
SLE05	3326	14128	9655
SLE06	2941	12818	6995

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).

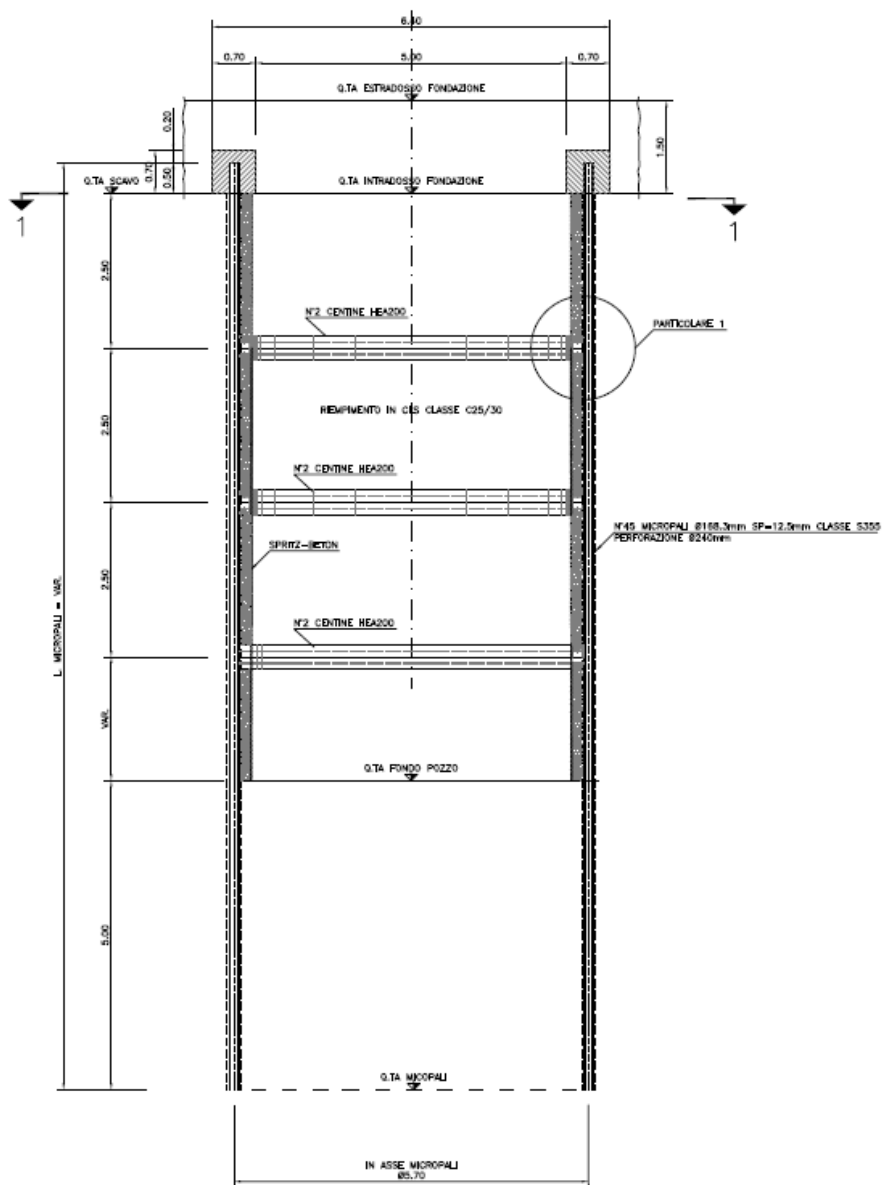


Figura 2: Sezione tipo del pozzo

	SPALLA A	SPALLA B
QTA INT. FOND.	189,90	185,24
QTA FONDO POZZO	182,90	176,24
QTA I CENTINA	187,40	182,74
QTA II CENTINA	184,90	180,24
QTA III CENTINA	–	177,74
QTA MICROPALI	177,90	171,24
LUGHEZZA MICROPALI	12,00	14,00
LUNGHEZA 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.

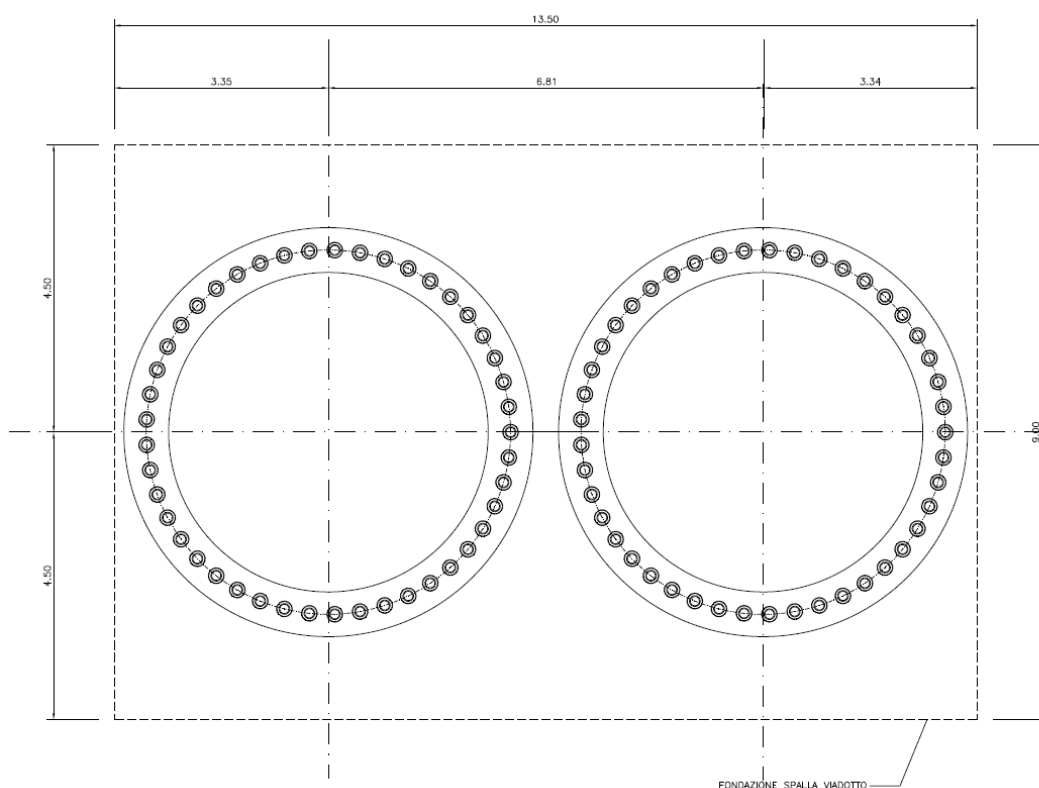


Figura 4: Pianta delle fondazioni

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 7 m.

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 ³)	φ' (°)	c' (kPa)	E_0 (MPa)	τ_{lim} (kPa)
SPALLA A	Coltre	da 0 a 3	20.0	33	0	50	14
	SCM-cap	da 3 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:

- γ Peso di volume;
- φ Angolo di resistenza al taglio;
- c' Coesione efficace;
- E_0 Modulo elastico iniziale;
- τ_{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 $Q_{LIM} \cong 8.3 \text{ MPa}$

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):

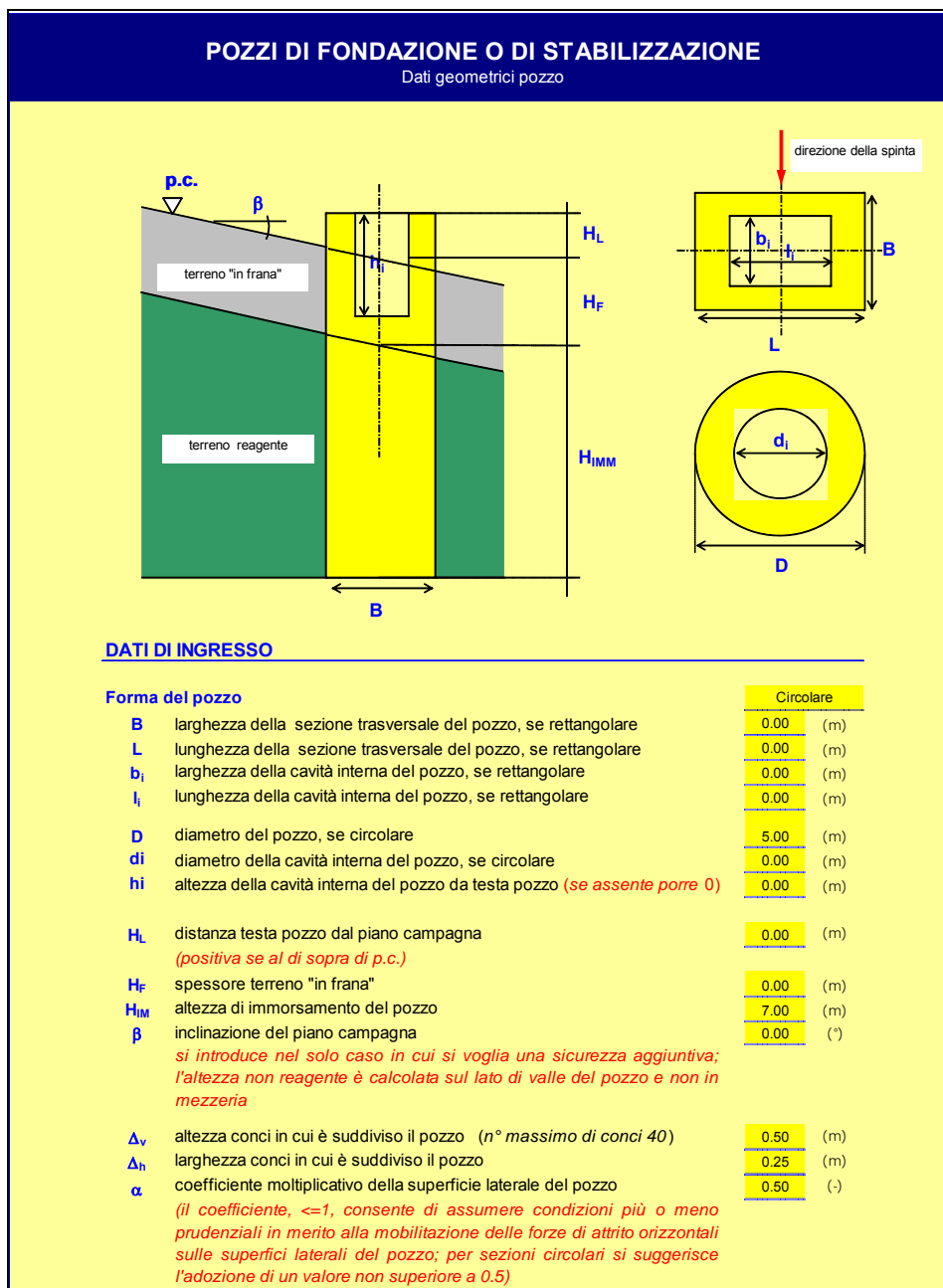


Figura 5: Schema geometrico della fondazione a pozzo

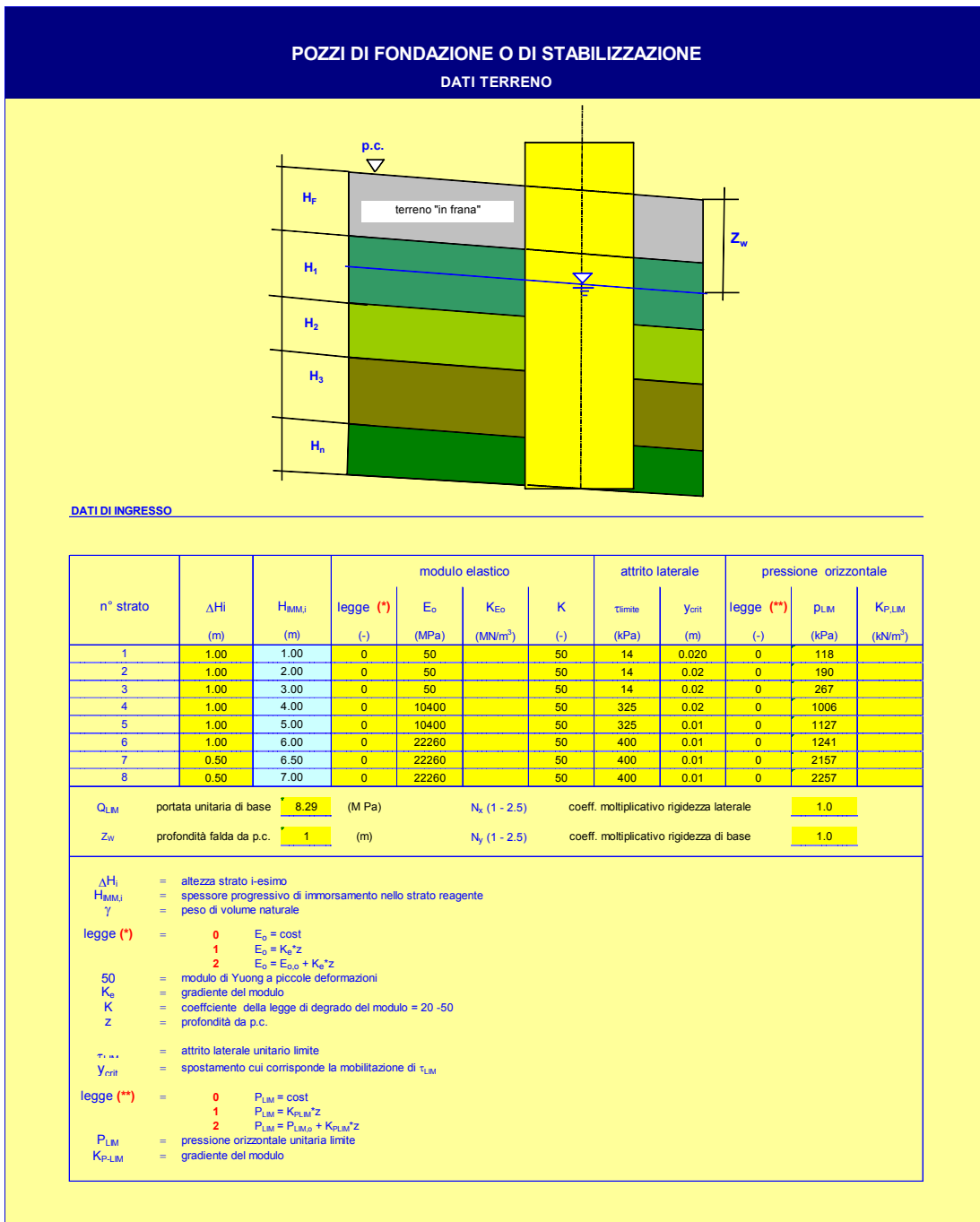


Figura 6: Parametri del terreno

**POZZI DI FONDAZIONE O DI STABILIZZAZIONE
RISULTATI**

RISULTATI

Condizioni	z (m)	z/B (-)	γ (kN/m ³)	z _w (m)	σ'_v (kPa)	ϕ' (°)	c' (kPa)	c _u (kPa)	K _{tdr,f} (-)	P _{lim,φ} (kPa)	K _{tdr,c} (-)	P _{lim,c} (kPa)	z (m)	P _{lim,tot} (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	27.0		39.0	18.0	104.0	0.0	2.2	86	7.7	792	3.00	878
	3.25	0.65			43.3				2.3	96	8.0	815	3.25	911
	3.50	0.70			47.5				2.3	106	8.2	837	3.50	943
	3.75	0.75			51.8				2.3	117	8.4	858	3.75	975
	4.00	0.80			56.0				2.3	128	8.6	878	4.00	1,006
D	4.00	0.80	27.0		56.0	18.0	104.0	0.0	2.3	128	8.6	878	4.00	1,006
	4.25	0.85			60.3				2.3	138	8.8	898	4.25	1,037
	4.50	0.90			64.5				2.4	149	9.0	918	4.50	1,067
	4.75	0.95			68.8				2.4	161	9.2	937	4.75	1,097
	5.00	1.00			73.0				2.4	172	9.3	955	5.00	1,127
D	5.00	1.00	27.0		73.0	18.0	104.0	0.0	2.4	172	9.3	955	5.00	1,127
	5.25	1.05			77.3				2.4	183	9.5	973	5.25	1,156
	5.50	1.10			81.5				2.4	195	9.7	990	5.50	1,185
	5.75	1.15			85.8				2.4	206	9.8	1,007	5.75	1,213
	6.00	1.20			90.0				2.5	218	10.0	1,023	6.00	1,241
D	6.00	1.20	27.0		90.0	25.0	122.0	0.0	4.3	377	14.0	1,678	6.00	2,055
	6.13	1.23			92.1				4.3	388	14.1	1,693	6.13	2,081
	6.25	1.25			94.3				4.3	398	14.2	1,708	6.25	2,106
	6.38	1.28			96.4				4.3	409	14.4	1,723	6.38	2,132
	6.50	1.30			98.5				4.3	419	14.5	1,738	6.50	2,157
d	6.50	1.30	27.0		98.5	25.0	122.0	0.0	4.3	419	14.5	1,738	6.50	2,157
	6.63	1.33			100.6				4.3	430	14.6	1,752	6.63	2,182
	6.75	1.35			102.8				4.4	441	14.7	1,766	6.75	2,207
	6.88	1.38			104.9				4.4	452	14.8	1,781	6.88	2,232
	7.00	1.40			107.0				4.4	463	15.0	1,795	7.00	2,257

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).

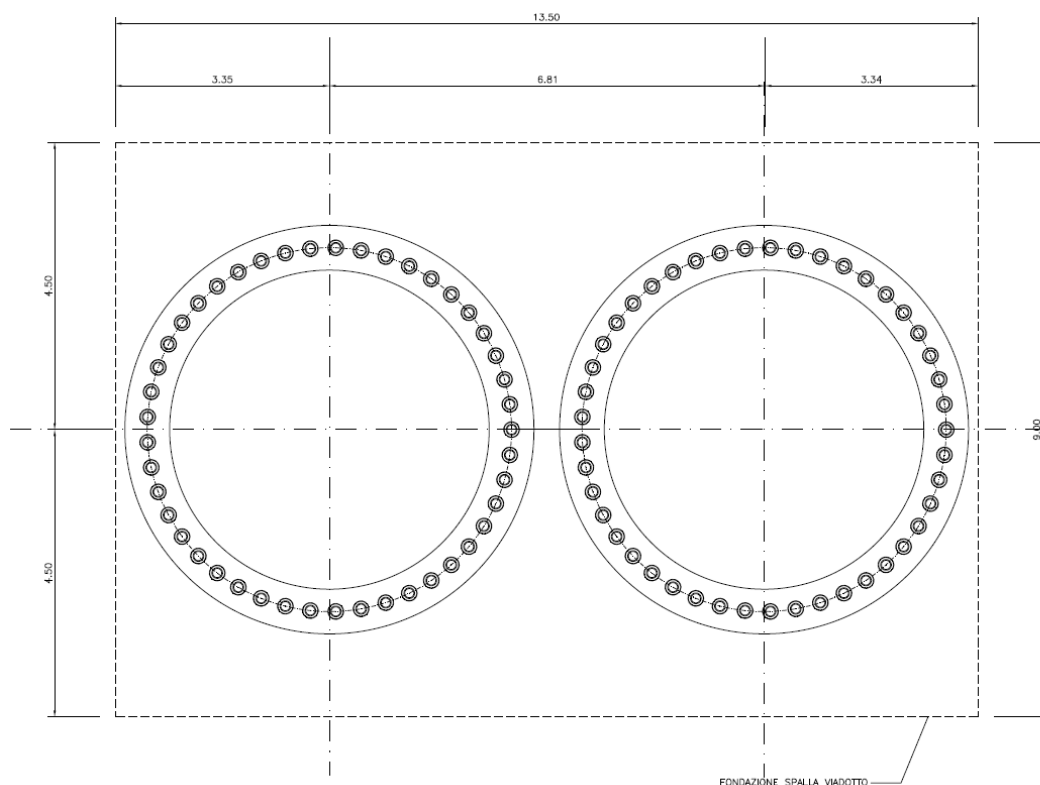


Figura 7: Pianta delle fondazioni

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 ³)	ϕ' (°)	c' (kPa)	E_0 (MPa)	τ_{lim} (kPa)
SPALLA B	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 13: Parametri caratteristici del terreno

dove:

- γ Peso di volume;
- ϕ Angolo di resistenza al taglio;
- c' Coesione efficace;
- E_0 Modulo elastico iniziale;
- τ_{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):

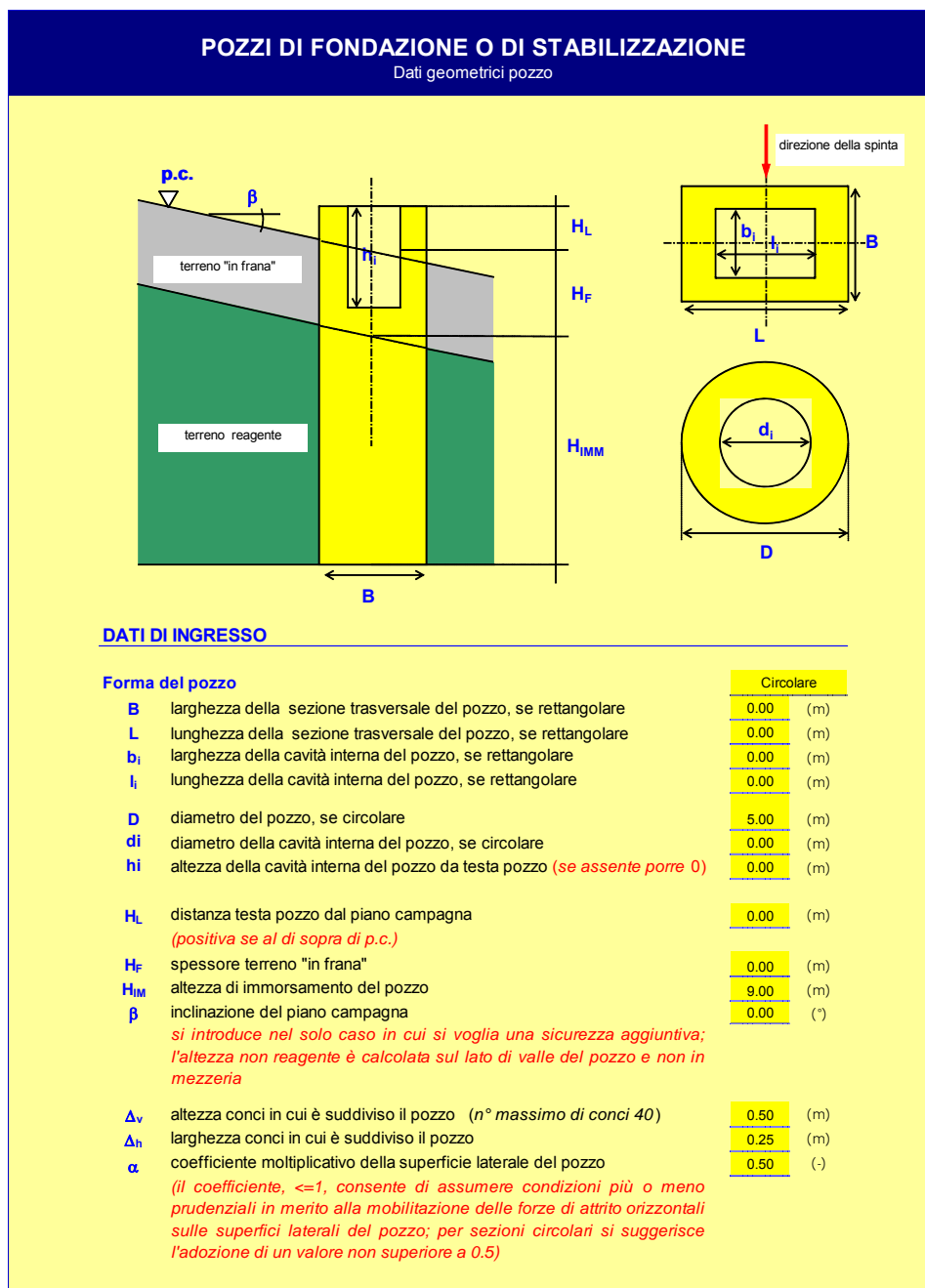


Figura 8: Schema geometrico della fondazione a pozzo

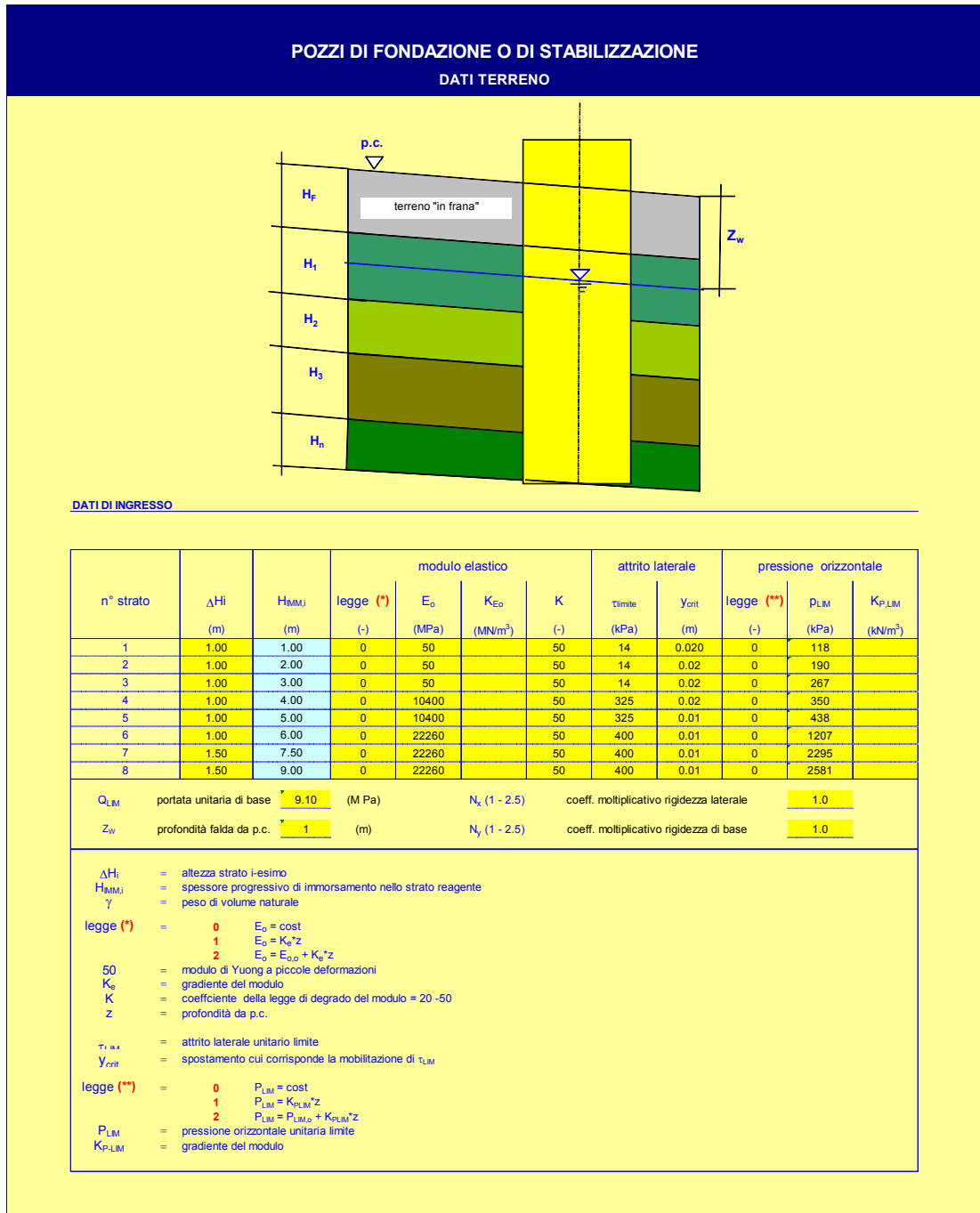


Figura 9: Parametri del terreno

**POZZI DI FONDAZIONE O DI STABILIZZAZIONE
RISULTATI**

RISULTATI

Condizioni	z (m)	z/B (-)	γ (kN/m ³)	z _w (m)	σ'_v (kPa)	ϕ' (°)	c' (kPa)	c _u (kPa)	K _{tdr,f} (-)	P _{lim,ϕ} (kPa)	K _{tdr,c} (-)	P _{lim,c} (kPa)	z (m)	P _{lim,tot} (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
	1.00	0.20			20.0				19.0	6.3	118	10.8	0	1.00
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					
2.00	0.40	20.0	29.0	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					
3.00	0.60		20.0	39.0	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					
4.00	0.80	20.0		49.0	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					
5.00	1.00		27.0	59.0	7.5	438	20.1	0	5.00	438				
5.25	1.05	63.3		2.4	139	9.3	955	5.00	1,094					
5.50	1.10	67.5		2.4	150	9.5	973	5.25	1,123					
5.75	1.15	71.8		2.4	161	9.7	990	5.50	1,151					
6.00	1.20	76.0		2.4	173	9.8	1,007	5.75	1,179					
6.00	1.20	27.0		76.0	2.5	184	10.0	1,023	6.00	1,207				
6.00	1.20		76.0	4.3	319	14.0	1,678	6.00	1,996					
6.38	1.28		82.4	4.3	349	14.4	1,723	6.38	2,072					
6.75	1.35		88.8	4.4	381	14.7	1,766	6.75	2,147					
7.13	1.43		95.1	4.4	413	15.1	1,809	7.13	2,221					
7.50	1.50		101.5	4.5	445	15.4	1,850	7.50	2,295					
7.50	1.50	27.0	101.5	4.5	445	15.4	1,850	7.50	2,295					
7.88	1.58		107.9	4.5	478	15.7	1,889	7.88	2,368					
8.25	1.65		114.3	4.6	512	16.1	1,928	8.25	2,439					
8.63	1.73		120.6	4.6	546	16.4	1,965	8.63	2,511					
9.00	1.80		127.0	4.6	581	16.7	2,001	9.00	2,581					
9.00	1.80		27.0	127.0	4.6	581	16.7	2,001	9.00	2,581				
9.00	1.80	127.0		4.6	581	16.7	2,001	9.00	2,581					

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		19,122 (kN)	
TAGLIO		4,944 (kN)	
MOMENTO FLETTENTE		14,838 (kNm)	
RIEPILOGO MASSIME AZIONI INTERNE			
MOMENTO FLETTENTE MASSIMO (kNm)	Z (m)	TAGLIO CORRISPONDENTE (kN)	FORZA VERTICALE CORRISPONDENTE (kN)
31,144	4.00	1,720	20,612
TAGLIO MASSIMO IN VALORE ASSOLUTO (kN)	Z (m)	MOMENTO FLETTENTE CORRISPONDENTE (kNm)	FORZA VERTICALE CORRISPONDENTE (kN)
4,944	0.00	14,838	19,122
FORZA VERTICALE MASSIMA (kN)	Z (m)	MOMENTO FLETTENTE CORRISPONDENTE (kNm)	TAGLIO CORRISPONDENTE (kN)
20,625	5.00	29,607	-706
RIEPILOGO SPOSTAMENTI			
PROFONDITA' CENTRO DI ROTAZIONE DA P.C. (m)	5.98		
ANGOLO DI ROTAZIONE POZZO (°)	0.080403		
SPOSTAMENTO ORIZZONTALE IN SOMMITA' (cm)	0.84		
ABBASSAMENTI SOMMITA' POZZO (cm)			
	lato monte	-0.24	
	lato valle	0.38	
	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	2,260	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 - SLU02

AZIONE ASSIALE	20,179 (kN)
TAGLIO	4,650 (kN)
MOMENTO FLETTENTE	14,788 (kNm)

RIEPILOGO MASSIME AZIONI INTERNE

MOMENTO FLETTENTE MASSIMO (kNm)	Z (m)	TAGLIO CORRISPONDENTE (kN)	FORZA VERTICALE CORRISPONDENTE (kN)
30,149	4.00	1,607	21,611

TAGLIO MASSIMO IN VALORE ASSOLUTO (kN)	Z (m)	MOMENTO FLETTENTE CORRISPONDENTE (kNm)	FORZA VERTICALE CORRISPONDENTE (kN)
4,650	0.00	14,788	20,179

FORZA VERTICALE MASSIMA (kN)	Z (m)	MOMENTO FLETTENTE CORRISPONDENTE (kNm)	TAGLIO CORRISPONDENTE (kN)
21,611	4.00	30,149	1,607

RIEPILOGO SPOSTAMENTI

PROFONDITA' CENTRO DI ROTAZIONE DA P.C. (m)	5.97
---------------------------------------------	------

ANGOLO DI ROTAZIONE POZZO (°)	0.073469
-------------------------------	----------

SPOSTAMENTO ORIZZONTALE IN SOMMITA' (cm)	0.77
------------------------------------------	------

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

lato monte	-0.19
lato valle	0.38
mezzeria	0.09

RIEPILOGO PRESSIONI ALLA BASE DEL POZZO

TRATTO REAGENTE ALLA BASE (m)	2.92
-------------------------------	------

PRESSIONE VERTICALE AGENTE ALLA BASE POZZO	
--------------------------------------------	--

	pressione verticale (kPa)	distanza dal lato di monte (m)
massimo	2,252	4.32
minimo	0	1.34

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	12,828 (kN)
TAGLIO	5,250 (kN)
MOMENTO FLETTENTE	18,303 (kNm)

RIEPILOGO MASSIME AZIONI INTERNE

MOMENTO FLETTENTE MASSIMO (kNm)	Z (m)	TAGLIO CORRISPONDENTE (kN)	FORZA VERTICALE CORRISPONDENTE (kN)
34,935	4.00	1,414	14,611

TAGLIO MASSIMO IN VALORE ASSOLUTO (kN)	Z (m)	MOMENTO FLETTENTE CORRISPONDENTE (kNm)	FORZA VERTICALE CORRISPONDENTE (kN)
5,250	0.00	18,303	12,828

FORZA VERTICALE MASSIMA (kN)	Z (m)	MOMENTO FLETTENTE CORRISPONDENTE (kNm)	TAGLIO CORRISPONDENTE (kN)
16,252	7.00	20,719	-36

RIEPILOGO SPOSTAMENTI

PROFONDITA' CENTRO DI ROTAZIONE DA P.C. (m)	5.91
---------------------------------------------	------

ANGOLO DI ROTAZIONE POZZO (°)	0.111250
-------------------------------	----------

SPOSTAMENTO ORIZZONTALE IN SOMMITA' (cm)	1.15
------------------------------------------	------

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

lato monte	-0.45
lato valle	0.41
mezzeria	-0.02

RIEPILOGO PRESSIONI ALLA BASE DEL POZZO

TRATTO REAGENTE ALLA BASE (m)	2.12
-------------------------------	------

PRESSIONE VERTICALE AGENTE ALLA BASE POZZO	
--------------------------------------------	--

	pressione verticale (kPa)	distanza dal lato di monte (m)
massimo	2,467	4.32
minimo	0	2.09

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	12,828 (kN)
TAGLIO	5,325 (kN)
MOMENTO FLETTENTE	18,691 (kNm)

RIEPILOGO MASSIME AZIONI INTERNE

MOMENTO FLETTENTE MASSIMO (kNm)	Z (m)	TAGLIO CORRISPONDENTE (kN)	FORZA VERTICALE CORRISPONDENTE (kN)
35,522	4.00	1,438	14,651

TAGLIO MASSIMO IN VALORE ASSOLUTO (kN)	Z (m)	MOMENTO FLETTENTE CORRISPONDENTE (kNm)	FORZA VERTICALE CORRISPONDENTE (kN)
5,325	0.00	18,691	12,828

FORZA VERTICALE MASSIMA (kN)	Z (m)	MOMENTO FLETTENTE CORRISPONDENTE (kNm)	TAGLIO CORRISPONDENTE (kN)
16,542	7.00	20,924	-8

RIEPILOGO SPOSTAMENTI

PROFONDITA' CENTRO DI ROTAZIONE DA P.C. (m)	5.90
---------------------------------------------	------

ANGOLO DI ROTAZIONE POZZO (°)	0.115487
-------------------------------	----------

SPOSTAMENTO ORIZZONTALE IN SOMMITA' (cm)	1.19
------------------------------------------	------

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

lato monte	-0.48
lato valle	0.42
mezzeria	-0.03

RIEPILOGO PRESSIONI ALLA BASE DEL POZZO

TRATTO REAGENTE ALLA BASE (m)	2.07
-------------------------------	------

PRESSIONE VERTICALE AGENTE ALLA BASE POZZO	
--------------------------------------------	--

	pressione verticale (kPa)	distanza dal lato di monte (m)
massimo	2,306	4.32
minimo	0	2.34

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	14,164 (kN)
TAGLIO	3,641 (kN)
MOMENTO FLETTENTE	10,840 (kNm)

RIEPILOGO MASSIME AZIONI INTERNE

MOMENTO FLETTENTE MASSIMO (kNm)	Z (m)	TAGLIO CORRISPONDENTE (kN)	FORZA VERTICALE CORRISPONDENTE (kN)
23,006	4.00	1,238	15,724

TAGLIO MASSIMO IN VALORE ASSOLUTO (kN)	Z (m)	MOMENTO FLETTENTE CORRISPONDENTE (kNm)	FORZA VERTICALE CORRISPONDENTE (kN)
3,641	0.00	10,840	14,164

FORZA VERTICALE MASSIMA (kN)	Z (m)	MOMENTO FLETTENTE CORRISPONDENTE (kNm)	TAGLIO CORRISPONDENTE (kN)
15,993	7.00	16,767	16

RIEPILOGO SPOSTAMENTI

PROFONDITA' CENTRO DI ROTAZIONE DA P.C. (m)	5.97
---------------------------------------------	------

ANGOLO DI ROTAZIONE POZZO (°)	0.047431
-------------------------------	----------

SPOSTAMENTO ORIZZONTALE IN SOMMITA' (cm)	0.49
------------------------------------------	------

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

lato monte	-0.13
lato valle	0.24
mezzeria	0.05

RIEPILOGO PRESSIONI ALLA BASE DEL POZZO

TRATTO REAGENTE ALLA BASE (m)	2.84
-------------------------------	------

PRESSIONE VERTICALE AGENTE ALLA BASE POZZO	
--------------------------------------------	--

	pressione verticale (kPa)	distanza dal lato di monte (m)
massimo	1,761	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 - SLE02

AZIONE ASSIALE	13,902 (kN)
TAGLIO	3,341 (kN)
MOMENTO FLETTENTE	9,323 (kNm)

RIEPILOGO MASSIME AZIONI INTERNE

MOMENTO FLETTENTE MASSIMO (kNm)	Z (m)	TAGLIO CORRISPONDENTE (kN)	FORZA VERTICALE CORRISPONDENTE (kN)
20,552	4.00	1,146	15,467

TAGLIO MASSIMO IN VALORE ASSOLUTO (kN)	Z (m)	MOMENTO FLETTENTE CORRISPONDENTE (kNm)	FORZA VERTICALE CORRISPONDENTE (kN)
3,341	0.00	9,323	13,902

FORZA VERTICALE MASSIMA (kN)	Z (m)	MOMENTO FLETTENTE CORRISPONDENTE (kNm)	TAGLIO CORRISPONDENTE (kN)
15,769	7.00	15,769	-7

RIEPILOGO SPOSTAMENTI

PROFONDITA' CENTRO DI ROTAZIONE DA P.C. (m)	5.98
ANGOLO DI ROTAZIONE POZZO (°)	0.039763
SPOSTAMENTO ORIZZONTALE IN SOMMITA' (cm)	0.42
ABBASSAMENTI SOMMITA' POZZO (cm)	
lato monte	-0.10
lato valle	0.20
mezzeria	0.05

RIEPILOGO PRESSIONI ALLA BASE DEL POZZO

TRATTO REAGENTE ALLA BASE (m)	2.93
PRESSIONE VERTICALE AGENTE ALLA BASE POZZO	

	pressione verticale (kPa)	distanza dal lato di monte (m)
massimo	1,687	4.32
minimo	0	1.34

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	12,819 (kN)
TAGLIO	2,941 (kN)
MOMENTO FLETTENTE	6,997 (kNm)

RIEPILOGO MASSIME AZIONI INTERNE

MOMENTO FLETTENTE MASSIMO (kNm)	Z (m)	TAGLIO CORRISPONDENTE (kN)	FORZA VERTICALE CORRISPONDENTE (kN)
17,040	4.50	337	14,467

TAGLIO MASSIMO IN VALORE ASSOLUTO (kN)	Z (m)	MOMENTO FLETTENTE CORRISPONDENTE (kNm)	FORZA VERTICALE CORRISPONDENTE (kN)
2,941	0.00	6,997	12,819

FORZA VERTICALE MASSIMA (kN)	Z (m)	MOMENTO FLETTENTE CORRISPONDENTE (kNm)	TAGLIO CORRISPONDENTE (kN)
14,724	7.00	14,724	6

RIEPILOGO SPOSTAMENTI

PROFONDITA' CENTRO DI ROTAZIONE DA P.C. (m)	6.01
---------------------------------------------	------

ANGOLO DI ROTAZIONE POZZO (°)	0.028768
-------------------------------	----------

SPOSTAMENTO ORIZZONTALE IN SOMMITA' (cm)	0.30
------------------------------------------	------

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

lato monte	-0.06
lato valle	0.16
mezzeria	0.05

RIEPILOGO PRESSIONI ALLA BASE DEL POZZO

TRATTO REAGENTE ALLA BASE (m)	3.18
-------------------------------	------

PRESSIONE VERTICALE AGENTE ALLA BASE POZZO	
--------------------------------------------	--

	pressione verticale (kPa)	distanza dal lato di monte (m)
massimo	1,486	4.32
minimo	0	1.09

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	14,948 (kN)
TAGLIO	3,443 (kN)
MOMENTO FLETTENTE	10,941 (kNm)

RIEPILOGO MASSIME AZIONI INTERNE

MOMENTO FLETTENTE MASSIMO (kNm)	Z (m)	TAGLIO CORRISPONDENTE (kN)	FORZA VERTICALE CORRISPONDENTE (kN)
22,401	4.00	1,104	16,496

TAGLIO MASSIMO IN VALORE ASSOLUTO (kN)	Z (m)	MOMENTO FLETTENTE CORRISPONDENTE (kNm)	FORZA VERTICALE CORRISPONDENTE (kN)
3,443	0.00	10,941	14,948

FORZA VERTICALE MASSIMA (kN)	Z (m)	MOMENTO FLETTENTE CORRISPONDENTE (kNm)	TAGLIO CORRISPONDENTE (kN)
16,696	7.00	16,696	-23

RIEPILOGO SPOSTAMENTI

PROFONDITA' CENTRO DI ROTAZIONE DA P.C. (m)	5.97
---------------------------------------------	------

ANGOLO DI ROTAZIONE POZZO (°)	0.044761
-------------------------------	----------

SPOSTAMENTO ORIZZONTALE IN SOMMITA' (cm)	0.47
------------------------------------------	------

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

lato monte	-0.12
lato valle	0.23
mezzeria	0.06

RIEPILOGO PRESSIONI ALLA BASE DEL POZZO

TRATTO REAGENTE ALLA BASE (m)	2.92
-------------------------------	------

PRESSIONE VERTICALE AGENTE ALLA BASE POZZO	
--------------------------------------------	--

	pressione verticale (kPa)	distanza dal lato di monte (m)
massimo	1,796	4.32
minimo	0	1.34

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	14,129 (kN)
TAGLIO	3,288 (kN)
MOMENTO FLETTENTE	9,390 (kNm)

RIEPILOGO MASSIME AZIONI INTERNE

MOMENTO FLETTENTE MASSIMO (kNm)	Z (m)	TAGLIO CORRISPONDENTE (kN)	FORZA VERTICALE CORRISPONDENTE (kN)
20,463	4.00	1,142	15,689

TAGLIO MASSIMO IN VALORE ASSOLUTO (kN)	Z (m)	MOMENTO FLETTENTE CORRISPONDENTE (kNm)	FORZA VERTICALE CORRISPONDENTE (kN)
3,288	0.00	9,390	14,129

FORZA VERTICALE MASSIMA (kN)	Z (m)	MOMENTO FLETTENTE CORRISPONDENTE (kNm)	TAGLIO CORRISPONDENTE (kN)
15,958	7.00	15,958	16

RIEPILOGO SPOSTAMENTI

PROFONDITA' CENTRO DI ROTAZIONE DA P.C. (m)	5.98
---------------------------------------------	------

ANGOLO DI ROTAZIONE POZZO (°)	0.038526
-------------------------------	----------

SPOSTAMENTO ORIZZONTALE IN SOMMITA' (cm)	0.40
------------------------------------------	------

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

lato monte	-0.10
lato valle	0.20
mezzeria	0.05

RIEPILOGO PRESSIONI ALLA BASE DEL POZZO

TRATTO REAGENTE ALLA BASE (m)	2.98
-------------------------------	------

PRESSIONE VERTICALE AGENTE ALLA BASE POZZO	
--------------------------------------------	--

	pressione verticale (kPa)	distanza dal lato di monte (m)
massimo	1,626	4.32
minimo	0	1.34

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	12,819 (kN)
TAGLIO	2,903 (kN)
MOMENTO FLETTENTE	6,730 (kNm)

RIEPILOGO MASSIME AZIONI INTERNE

MOMENTO FLETTENTE MASSIMO (kNm)	Z (m)	TAGLIO CORRISPONDENTE (kN)	FORZA VERTICALE CORRISPONDENTE (kN)
16,703	4.50	370	14,467

TAGLIO MASSIMO IN VALORE ASSOLUTO (kN)	Z (m)	MOMENTO FLETTENTE CORRISPONDENTE (kNm)	FORZA VERTICALE CORRISPONDENTE (kN)
2,903	0.00	6,730	12,819

FORZA VERTICALE MASSIMA (kN)	Z (m)	MOMENTO FLETTENTE CORRISPONDENTE (kNm)	TAGLIO CORRISPONDENTE (kN)
14,724	7.00	14,724	25

RIEPILOGO SPOSTAMENTI

PROFONDITA' CENTRO DI ROTAZIONE DA P.C. (m)	6.02
---------------------------------------------	------

ANGOLO DI ROTAZIONE POZZO (°)	0.027507
-------------------------------	----------

SPOSTAMENTO ORIZZONTALE IN SOMMITA' (cm)	0.29
------------------------------------------	------

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

lato monte	-0.06
lato valle	0.15
mezzeria	0.05

RIEPILOGO PRESSIONI ALLA BASE DEL POZZO

TRATTO REAGENTE ALLA BASE (m)	3.22
-------------------------------	------

PRESSIONE VERTICALE AGENTE ALLA BASE POZZO	
--------------------------------------------	--

	pressione verticale (kPa)	distanza dal lato di monte (m)
massimo	1,427	4.32
minimo	0	1.09

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		17,475 (kN)	
TAGLIO		4,944 (kN)	
MOMENTO FLETTENTE		11,708 (kNm)	
RIEPILOGO MASSIME AZIONI INTERNE			
MOMENTO FLETTENTE MASSIMO (kNm)	Z (m)	TAGLIO CORRISPONDENTE (kN)	FORZA VERTICALE CORRISPONDENTE (kN)
30,573	5.00	1,465	19,025
TAGLIO MASSIMO IN VALORE ASSOLUTO (kN)	Z (m)	MOMENTO FLETTENTE CORRISPONDENTE (kNm)	FORZA VERTICALE CORRISPONDENTE (kN)
4,944	0.00	11,708	17,475
FORZA VERTICALE MASSIMA (kN)	Z (m)	MOMENTO FLETTENTE CORRISPONDENTE (kNm)	TAGLIO CORRISPONDENTE (kNm)
19,025	5.00	30,573	1,465
RIEPILOGO SPOSTAMENTI			
PROFONDITA' CENTRO DI ROTAZIONE DA P.C. (m)	7.33		
ANGOLO DI ROTAZIONE POZZO (°)	0.043682		
SPOSTAMENTO ORIZZONTALE IN SOMMITA' (cm)	0.56		
ABBASSAMENTI SOMMITA' POZZO (cm)			
	lato monte	-0.10	
	lato valle	0.24	
	mezzeria	0.07	
RIEPILOGO PRESSIONI ALLA BASE DEL POZZO			
TRATTO REAGENTE ALLA BASE (m)	3.10		
PRESSIONE VERTICALE AGENTE ALLA BASE POZZO			
	pressione verticale (kPa)	distanza dal lato di monte (m)	
massimo	1,978	4.32	
minimo	0	1.09	
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	20,178 (kN)
TAGLIO	4,705 (kN)
MOMENTO FLETTENTE	15,170 (kNm)

RIEPILOGO MASSIME AZIONI INTERNE

MOMENTO FLETTENTE MASSIMO (kNm)	Z (m)	TAGLIO CORRISPONDENTE (kN)	FORZA VERTICALE CORRISPONDENTE (kN)
32,693	5.00	1,174	21,601

TAGLIO MASSIMO IN VALORE ASSOLUTO (kN)	Z (m)	MOMENTO FLETTENTE CORRISPONDENTE (kNm)	FORZA VERTICALE CORRISPONDENTE (kN)
4,705	0.00	15,170	20,178

FORZA VERTICALE MASSIMA (kN)	Z (m)	MOMENTO FLETTENTE CORRISPONDENTE (kNm)	TAGLIO CORRISPONDENTE (kNm)
21,640	4.00	31,845	2,821

RIEPILOGO SPOSTAMENTI

PROFONDITA' CENTRO DI ROTAZIONE DA P.C. (m)	7.29
ANGOLO DI ROTAZIONE POZZO (°)	0.045696
SPOSTAMENTO ORIZZONTALE IN SOMMITA' (cm)	0.58
ABBASSAMENTI SOMMITA' POZZO (cm)	
lato monte	-0.09
lato valle	0.26
mezzeria	0.08

RIEPILOGO PRESSIONI ALLA BASE DEL POZZO

TRATTO REAGENTE ALLA BASE (m)	3.24
PRESSIONE VERTICALE AGENTE ALLA BASE POZZO	

	pressione verticale (kPa)	distanza dal lato di monte (m)
massimo	1,952	4.32
minimo	0	1.09

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	12,827 (kN)
TAGLIO	5,250 (kN)
MOMENTO FLETTENTE	18,301 (kNm)

RIEPILOGO MASSIME AZIONI INTERNE

MOMENTO FLETTENTE MASSIMO (kNm)	Z (m)	TAGLIO CORRISPONDENTE (kN)	FORZA VERTICALE CORRISPONDENTE (kN)
37,149	4.50	2,012	14,632

TAGLIO MASSIMO IN VALORE ASSOLUTO (kN)	Z (m)	MOMENTO FLETTENTE CORRISPONDENTE (kNm)	FORZA VERTICALE CORRISPONDENTE (kN)
5,299	7.25	27,078	15,398

FORZA VERTICALE MASSIMA (kN)	Z (m)	MOMENTO FLETTENTE CORRISPONDENTE (kNm)	TAGLIO CORRISPONDENTE (kNm)
15,876	9.00	18,225	28

RIEPILOGO SPOSTAMENTI

PROFONDITA' CENTRO DI ROTAZIONE DA P.C. (m)	7.25
---------------------------------------------	------

ANGOLO DI ROTAZIONE POZZO (°)	0.062933
-------------------------------	----------

SPOSTAMENTO ORIZZONTALE IN SOMMITA' (cm)	0.80
------------------------------------------	------

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

lato monte	-0.22
lato valle	0.27
mezzeria	0.02

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	2,119	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 - SIS02

AZIONE ASSIALE	12,827 (kN)
TAGLIO	5,325 (kN)
MOMENTO FLETTENTE	18,690 (kNm)

RIEPILOGO MASSIME AZIONI INTERNE

MOMENTO FLETTENTE MASSIMO (kNm)	Z (m)	TAGLIO CORRISPONDENTE (kN)	FORZA VERTICALE CORRISPONDENTE (kN)
37,801	4.50	2,058	14,671

TAGLIO MASSIMO IN VALORE ASSOLUTO (kN)	Z (m)	MOMENTO FLETTENTE CORRISPONDENTE (kNm)	FORZA VERTICALE CORRISPONDENTE (kN)
5,363	7.26	27,563	15,555

FORZA VERTICALE MASSIMA (kN)	Z (m)	MOMENTO FLETTENTE CORRISPONDENTE (kNm)	TAGLIO CORRISPONDENTE (kNm)
16,110	9.00	18,522	-11

RIEPILOGO SPOSTAMENTI

PROFONDITA' CENTRO DI ROTAZIONE DA P.C. (m)	7.26
---------------------------------------------	------

ANGOLO DI ROTAZIONE POZZO (°)	0.064683
-------------------------------	----------

SPOSTAMENTO ORIZZONTALE IN SOMMITA' (cm)	0.82
------------------------------------------	------

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

lato monte	-0.23
lato valle	0.27
mezzeria	0.02

RIEPILOGO PRESSIONI ALLA BASE DEL POZZO

TRATTO REAGENTE ALLA BASE (m)	2.36
-------------------------------	------

PRESSIONE VERTICALE AGENTE ALLA BASE POZZO	
--------------------------------------------	--

	pressione verticale (kPa)	distanza dal lato di monte (m)
massimo	1,937	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 - SLE01

AZIONE ASSIALE	13,649 (kN)
TAGLIO	3,641 (kN)
MOMENTO FLETTENTE	9,861 (kNm)

RIEPILOGO MASSIME AZIONI INTERNE

MOMENTO FLETTENTE MASSIMO (kNm)	Z (m)	TAGLIO CORRISPONDENTE (kN)	FORZA VERTICALE CORRISPONDENTE (kN)
23,760	5.00	953	15,406

TAGLIO MASSIMO IN VALORE ASSOLUTO (kN)	Z (m)	MOMENTO FLETTENTE CORRISPONDENTE (kNm)	FORZA VERTICALE CORRISPONDENTE (kN)
3,641	0.00	9,861	13,649

FORZA VERTICALE MASSIMA (kN)	Z (m)	MOMENTO FLETTENTE CORRISPONDENTE (kNm)	TAGLIO CORRISPONDENTE (kNm)
15,868	9.00	15,868	29

RIEPILOGO SPOSTAMENTI

PROFONDITA' CENTRO DI ROTAZIONE DA P.C. (m)	7.30
---------------------------------------------	------

ANGOLO DI ROTAZIONE POZZO (°)	0.028002
-------------------------------	----------

SPOSTAMENTO ORIZZONTALE IN SOMMITA' (cm)	0.36
------------------------------------------	------

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

lato monte	-0.06
lato valle	0.15
mezzeria	0.04

RIEPILOGO PRESSIONI ALLA BASE DEL POZZO

TRATTO REAGENTE ALLA BASE (m)	3.13
-------------------------------	------

PRESSIONE VERTICALE AGENTE ALLA BASE POZZO	
--------------------------------------------	--

	pressione verticale (kPa)	distanza dal lato di monte (m)
massimo	1,555	4.32
minimo	0	1.09

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	13,405 (kN)
TAGLIO	3,341 (kN)
MOMENTO FLETTENTE	8,379 (kNm)

RIEPILOGO MASSIME AZIONI INTERNE

MOMENTO FLETTENTE MASSIMO (kNm)	Z (m)	TAGLIO CORRISPONDENTE (kN)	FORZA VERTICALE CORRISPONDENTE (kN)
21,291	5.00	926	15,143

TAGLIO MASSIMO IN VALORE ASSOLUTO (kN)	Z (m)	MOMENTO FLETTENTE CORRISPONDENTE (kNm)	FORZA VERTICALE CORRISPONDENTE (kN)
3,341	0.00	8,379	13,405

FORZA VERTICALE MASSIMA (kN)	Z (m)	MOMENTO FLETTENTE CORRISPONDENTE (kNm)	TAGLIO CORRISPONDENTE (kNm)
15,546	9.00	15,546	-13

RIEPILOGO SPOSTAMENTI

PROFONDITA' CENTRO DI ROTAZIONE DA P.C. (m)	7.32
---------------------------------------------	------

ANGOLO DI ROTAZIONE POZZO (°)	0.023200
-------------------------------	----------

SPOSTAMENTO ORIZZONTALE IN SOMMITA' (cm)	0.30
------------------------------------------	------

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

lato monte	-0.04
lato valle	0.14
mezzeria	0.05

RIEPILOGO PRESSIONI ALLA BASE DEL POZZO

TRATTO REAGENTE ALLA BASE (m)	3.37
-------------------------------	------

PRESSIONE VERTICALE AGENTE ALLA BASE POZZO	
--------------------------------------------	--

	pressione verticale (kPa)	distanza dal lato di monte (m)
massimo	1,460	4.32
minimo	0	0.84

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 - SLE03

AZIONE ASSIALE	12,818 (kN)
TAGLIO	2,941 (kN)
MOMENTO FLETTENTE	6,995 (kNm)

RIEPILOGO MASSIME AZIONI INTERNE

MOMENTO FLETTENTE MASSIMO (kNm)	Z (m)	TAGLIO CORRISPONDENTE (kN)	FORZA VERTICALE CORRISPONDENTE (kN)
18,440	5.00	775	14,579

TAGLIO MASSIMO IN VALORE ASSOLUTO (kN)	Z (m)	MOMENTO FLETTENTE CORRISPONDENTE (kNm)	FORZA VERTICALE CORRISPONDENTE (kN)
2,941	0.00	6,995	12,818

FORZA VERTICALE MASSIMA (kN)	Z (m)	MOMENTO FLETTENTE CORRISPONDENTE (kNm)	TAGLIO CORRISPONDENTE (kNm)
15,051	9.00	15,051	-5

RIEPILOGO SPOSTAMENTI

PROFONDITA' CENTRO DI ROTAZIONE DA P.C. (m)	7.32
---------------------------------------------	------

ANGOLO DI ROTAZIONE POZZO (°)	0.018252
-------------------------------	----------

SPOSTAMENTO ORIZZONTALE IN SOMMITA' (cm)	0.23
------------------------------------------	------

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

lato monte	-0.03
lato valle	0.11
mezzeria	0.04

RIEPILOGO PRESSIONI ALLA BASE DEL POZZO

TRATTO REAGENTE ALLA BASE (m)	3.60
-------------------------------	------

PRESSIONE VERTICALE AGENTE ALLA BASE POZZO	
--------------------------------------------	--

	pressione verticale (kPa)	distanza dal lato di monte (m)
massimo	1,340	4.32
minimo	0	0.59

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 - SLE04

AZIONE ASSIALE	14,947 (kN)
TAGLIO	3,488 (kN)
MOMENTO FLETTENTE	11,259 (kNm)

RIEPILOGO MASSIME AZIONI INTERNE

MOMENTO FLETTENTE MASSIMO (kNm)	Z (m)	TAGLIO CORRISPONDENTE (kN)	FORZA VERTICALE CORRISPONDENTE (kN)
24,379	5.00	793	16,627

TAGLIO MASSIMO IN VALORE ASSOLUTO (kN)	Z (m)	MOMENTO FLETTENTE CORRISPONDENTE (kNm)	FORZA VERTICALE CORRISPONDENTE (kN)
3,488	0.00	11,259	14,947

FORZA VERTICALE MASSIMA (kN)	Z (m)	MOMENTO FLETTENTE CORRISPONDENTE (kNm)	TAGLIO CORRISPONDENTE (kNm)
16,848	9.00	16,848	-20

RIEPILOGO SPOSTAMENTI

PROFONDITA' CENTRO DI ROTAZIONE DA P.C. (m)	7.28
ANGOLO DI ROTAZIONE POZZO (°)	0.028174
SPOSTAMENTO ORIZZONTALE IN SOMMITA' (cm)	0.36
ABBASSAMENTI SOMMITA' POZZO (cm)	
lato monte	-0.06
lato valle	0.16
mezzeria	0.05

RIEPILOGO PRESSIONI ALLA BASE DEL POZZO

TRATTO REAGENTE ALLA BASE (m)	3.30
PRESSIONE VERTICALE AGENTE ALLA BASE POZZO	

	pressione verticale (kPa)	distanza dal lato di monte (m)
massimo	1,607	4.32
minimo	0	1.09

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	14,128 (kN)
TAGLIO	3,326 (kN)
MOMENTO FLETTENTE	9,655 (kNm)

RIEPILOGO MASSIME AZIONI INTERNE

MOMENTO FLETTENTE MASSIMO (kNm)	Z (m)	TAGLIO CORRISPONDENTE (kN)	FORZA VERTICALE CORRISPONDENTE (kN)
22,397	5.00	872	15,837

TAGLIO MASSIMO IN VALORE ASSOLUTO (kN)	Z (m)	MOMENTO FLETTENTE CORRISPONDENTE (kNm)	FORZA VERTICALE CORRISPONDENTE (kN)
3,326	0.00	9,655	14,128

FORZA VERTICALE MASSIMA (kN)	Z (m)	MOMENTO FLETTENTE CORRISPONDENTE (kNm)	TAGLIO CORRISPONDENTE (kNm)
16,145	9.00	16,145	2

RIEPILOGO SPOSTAMENTI

PROFONDITA' CENTRO DI ROTAZIONE DA P.C. (m)	7.30
---------------------------------------------	------

ANGOLO DI ROTAZIONE POZZO (°)	0.024588
-------------------------------	----------

SPOSTAMENTO ORIZZONTALE IN SOMMITA' (cm)	0.31
------------------------------------------	------

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

lato monte	-0.04
lato valle	0.15
mezzeria	0.05

RIEPILOGO PRESSIONI ALLA BASE DEL POZZO

TRATTO REAGENTE ALLA BASE (m)	3.38
-------------------------------	------

PRESSIONE VERTICALE AGENTE ALLA BASE POZZO	
--------------------------------------------	--

	pressione verticale (kPa)	distanza dal lato di monte (m)
massimo	1,468	4.32
minimo	0	0.84

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 - SLE06

AZIONE ASSIALE	12,818 (kN)
TAGLIO	2,941 (kN)
MOMENTO FLETTENTE	6,995 (kNm)

RIEPILOGO MASSIME AZIONI INTERNE

MOMENTO FLETTENTE MASSIMO (kNm)	Z (m)	TAGLIO CORRISPONDENTE (kN)	FORZA VERTICALE CORRISPONDENTE (kN)
18,440	5.00	775	14,579

TAGLIO MASSIMO IN VALORE ASSOLUTO (kN)	Z (m)	MOMENTO FLETTENTE CORRISPONDENTE (kNm)	FORZA VERTICALE CORRISPONDENTE (kN)
2,941	0.00	6,995	12,818

FORZA VERTICALE MASSIMA (kN)	Z (m)	MOMENTO FLETTENTE CORRISPONDENTE (kNm)	TAGLIO CORRISPONDENTE (kNm)
15,051	9.00	15,051	-5

RIEPILOGO SPOSTAMENTI

PROFONDITA' CENTRO DI ROTAZIONE DA P.C. (m)	7.32
ANGOLO DI ROTAZIONE POZZO (°)	0.018252
SPOSTAMENTO ORIZZONTALE IN SOMMITA' (cm)	0.23
ABBASSAMENTI SOMMITA' POZZO (cm)	
lato monte	-0.03
lato valle	0.11
mezzeria	0.04

RIEPILOGO PRESSIONI ALLA BASE DEL POZZO

TRATTO REAGENTE ALLA BASE (m)	3.60
-------------------------------	------

PRESSIONE VERTICALE AGENTE ALLA BASE POZZO

	pressione verticale (kPa)	distanza dal lato di monte (m)
massimo	1,340	4.32
minimo	0	0.59

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)	ϕ' (°)	δ (°)	k_a (-)	c' (kPa)	γ (°)	γ_{sat} (°)
1	3	3.00	33.0	16.5	0.27	0.0	20.0	20.0
2	3	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

- ϕ' = angolo di attrito del terreno
- δ = angolo di attrito terreno-struttura
- k_a = coefficiente di spinta attiva
- c' = intercetta di coesione
- γ = peso di volume naturale del terreno
- γ_{sat} = peso di volume del terreno saturo

Risultati e verifiche

POZZI DI FONDAZIONE O DI STABILIZZAZIONE

γ_w	9.81	(kN/m ³)	peso specifico dell'acqua	n	10	(-)	coefficiente di omogeneizzazione calcestruzzo
z_w	10.00	(m)	quota falda (da p.c.)	γ_{SLU}	1.50	(-)	coefficiente moltiplicativo per il calcolo agli SLU
D	5.00	(m)	diametro pozzo	σ_{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
α	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 (≥ 1.0)				
K_{AS}	1.50	(-)	coefficiente amplificativo al fine di tener conto dell'asimmetria delle spinte (≥ 1)				
α_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 ⁴)	momento d'inerzia del tubo di armatura del micropalo	$0.85 f_{cd,CLS}$	13.23	(MPa)	cls trave
α	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)				

	σ_{amm} (MPa)	f_{yk} (MPa)
Fe510	240	355
Fe430	190	275
Fe360	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} (-)	ϕ_{arm} (mm)	sigla	n^* centine (-)	area singola (cm ²)		u^* (kPa)	p_{max} (kPa)	$p_{calcolo}$ (kPa)	N_{max} (kN)	$N_{resistente}$ (kN)	M (kNm)	M_{ess} (kNm)					
2.50	C	SI					HEA	200	2	54	10	0	34	77	1,089	<	5,202	ok	54	<	79	ok
5.00	C	SI					HEA	200	2	54	10	0	51	115	1,400	<	4,651	ok	61	<	79	ok

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
 ϕ_{arm} = diametro dei ferri di armatura
 u^* = pressione idrostatica, eventualmente ridotta mediante il coefficiente α_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)	ϕ' (°)	δ (°)	k_a (-)	c' (kPa)	γ (°)	γ_{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	3	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

- ϕ' = angolo di attrito del terreno
- δ = angolo di attrito terreno-struttura
- k_a = coefficiente di spinta attiva
- c' = intercetta di coesione
- γ = peso di volume naturale del terreno
- γ_{sat} = peso di volume del terreno saturo

Risultati e verifiche

POZZI DI FONDAZIONE O DI STABILIZZAZIONE

γ_w	9.81	(kN/m ³)	peso specifico dell'acqua	n	10	(-)	coefficiente di omogeneizzazione calcestruzzo
z_w	10.00	(m)	quota falda (da p.c.)	γ_{SLU}	1.50	(-)	coefficiente moltiplicativo per il calcolo agli SLU
D	5.00	(m)	diametro pozzo	σ_{amm}	240	(MPa)	tensione ammissibile acciaio centine/micropali
H	9.00	(m)	altezza pozzo	$f_{yk,centine}$	355	(MPa)	tensione di snervamento dell'acciaio centine/micropali
α	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 (≥ 1)				
K_{AS}	1.50	(-)	coefficiente amplificativo al fine di tener conto dell'asimmetria delle spinte (≥ 1)				
α_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 ⁴)	momento d'inerzia del tubo di armatura del micropalo	$0.85 f_{cd,CLS}$	13.23	(MPa)	cls trave
α	12	(-)	coefficiente funzione del tipo di incastro del micropalo	$0.85 f_{cd,spritz}$	11.02	(MPa)	spritz - beton
N	3	(-)	N° travicentine (massimo 33)				

	σ_{amm} (MPa)	f_{yk} (MPa)
Fe510	240	355
Fe430	190	275
Fe360	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} (-)	ϕ_{arm} (mm)	sigla	n^* centine (-)	area singola (cm ²)		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	43	96	1.348	<	5.202	ok	67	<	79	ok
5.00	C	SI				HEA	200	2	54	10	0	43	96	899	<	3.824	ok	30	<	79	ok
7.50	C	SI				HEA	200	2	54	10	0	41	92	945	<	4.100	ok	35	<	79	ok

travicentine = 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
 ϕ_{arm} = diametro dei ferri di armatura
 u^* = pressione idrostatica, eventualmente ridotta mediante il coefficiente α_w
 p_{max} = spinta delle sole terre
 $p_{calcolo}$ = $u^* + p_{max}$

11. OPERE PROVVISORIALI PER LO SCAVO DELLE FONDAZIONI

11.1 Caratteristica della Berlinese

La realizzazione dell'ampliamento delle opere in oggetto è stato pensato cercando, per quanto possibile, di ridurre al minimo gli scavi e riporti

Le berlinesi sono costituite da micropali ϕ 220 armati con profili tubolari ϕ 139.7 sp12.5 mm della lunghezza variabile da 6.00 a 9.00 ml.

Nelle sezioni di massimo scavo è previsto 2 ordini di tiranti attivi da quattro trefoli da 0.6", avranno lunghezza totale di 16.00m e 18.00m ed interasse da 2.40 m.

Ogni tirante trova contrasto con trave di ripartizione dei profilati metallici HEB200

Nel complesso si prevede la realizzazione delle seguenti opere:

- Berlinese di micropali PV01 a protezione degli scavi per la realizzazione del muro MS10 con altezze di scavo massime di 5.60m;
- Berlinese di micropali PV02 a protezione degli scavi per la realizzazione del muro MS18 con altezze di scavo massime di 3.90m.

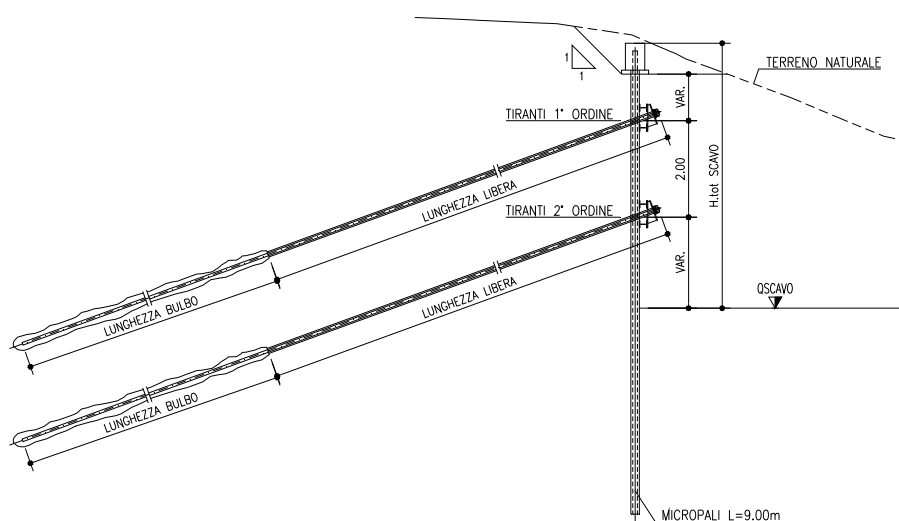


Figura 10: Sezione di calcolo 1

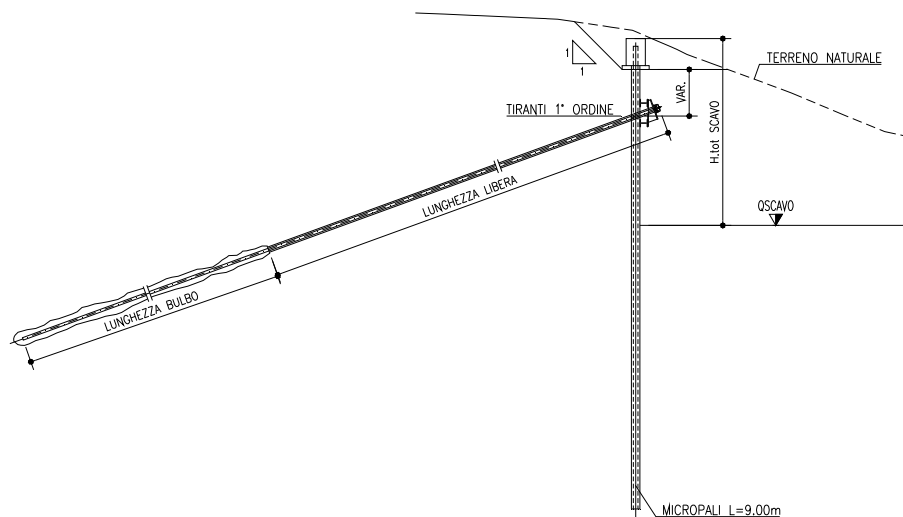


Figura 11: Sezione di calcolo 2

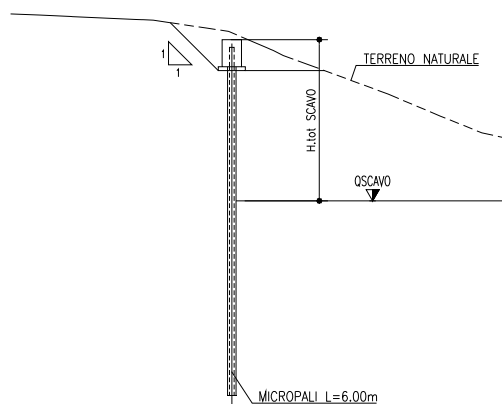


Figura 12: Sezione di calcolo 3

Le verifiche geotecniche sono state condotte con riferimento alle sezioni ritenute più rappresentative per la valutazione del comportamento strutturale della berlinese; le principali caratteristiche geometriche sono riportate, rispettivamente in Tabella 15, Tabella 16 e Tabella 17.

Micropali	Diametro di Perforazione	$\varnothing_{\text{perf.}}$	220 mm
	Interasse =	i	0.40 m
Armatura Tubolare	Diametro Esterno	$\varnothing_{\text{esterno}}$	139.7 mm
	Spessore	sp	12.5 mm
	Lunghezza	L	9.0 m
Scavo	Scavo Massimo	$H_{\text{scavo MAX}}$	≤ 5.60 m
I Ordine di Tiranti	Quota Inserimento	Q	-1.70m
	Diametro di Perforazione	$\varnothing_{\text{perf}} =$	160 mm
	Interasse	i_{tiranti}	2.40 m
	Lunghezza Libera	L_{Libera}	10.0 m
	Lunghezza Bulbo	L_{bulbo}	8.0 m
	Numero di Trefoli	$n^{\circ}_{\text{trefoli}}$	4
	Travi di Ripartizione	Tipo	2HEB200
	Tiro Iniziale	T_{iniz}	200 kN
II Ordine di Tiranti	Quota Inserimento	Q	-3.70m
	Diametro di Perforazione	$\varnothing_{\text{perf}} =$	160 mm
	Interasse	i_{tiranti}	2.40 m
	Lunghezza Libera	L_{Libera}	10.0 m
	Lunghezza Bulbo	L_{bulbo}	8.0 m
	Numero di Trefoli	$n^{\circ}_{\text{trefoli}}$	4
	Travi di Ripartizione	Tipo	2HEB200
	Tiro Iniziale	T_{iniz}	200 kN

Tabella 15: Caratteristiche principali della sezione di calcolo 1

Micropali	Diametro di Perforazione	$\varnothing_{\text{perf.}}$	220 mm
	Interasse =	i	0.40 m
Armatura Tubolare	Diametro Esterno	$\varnothing_{\text{esterno}}$	139.7 mm
	Spessore	sp	12.5 mm
	Lunghezza	L	9.0 m
Scavo	Scavo Massimo	$H_{\text{scavo MAX}}$	≤ 3.90 m
I Ordine di Tiranti	Quota Inserimento	Q	-1.70m
	Diametro di Perforazione	$\varnothing_{\text{perf}} =$	160 mm
	Interasse	i_{tiranti}	2.40 m
	Lunghezza Libera	L_{Libera}	10.0 m
	Lunghezza Bulbo	L_{bulbo}	8.0 m
	Numero di Trefoli	$n^{\circ}_{\text{trefoli}}$	4
	Travi di Ripartizione	Tipo	2HEB200
	Tiro Iniziale	T_{iniz}	200 kN

Tabella 16: Caratteristiche principali della sezione di calcolo 2

Micropali	Diametro di Perforazione	$\varnothing_{\text{perf.}}$	220 mm
	Interasse =	i	0.40m
Armatura Tubolare	Diametro Esterno	$\varnothing_{\text{esterno}}$	139.7 mm
	Spessore	sp	12.5 mm
	Lunghezza	L	6.00 m
Scavo	Scavo Massimo	$H_{\text{scavo MAX}}$	≤ 2.50 m

Tabella 17: Caratteristiche principali della sezione di calcolo 3

11.2 schema di calcolo

Gli effetti nelle opere di sostegno flessibili delle spinte del terreno e delle azioni concentrate offerte dalla tirantatura sono stati esaminati con l'ausilio del programma di calcolo per l'analisi di strutture di sostegno flessibili Paratie (rel. 6.2.25).

11.2.1 Descrizione del programma di calcolo

Lo scopo principale di Paratie è analizzare l'interazione terreno-struttura durante le fasi realizzative dell'opera, valutando le deformazioni laterali subite dal diaframma durante le varie fasi di scavo e di conseguenza la variazione delle pressioni orizzontali nel terreno. La simulazione numerica del problema reale è condotta con il metodo degli elementi finiti; in dettaglio:

- si analizza un problema piano (i gradi di libertà nodali attivi sono lo spostamento laterale e la rotazione fuori piano);
- la schematizzazione del fenomeno fisico è del tipo 'trave su suolo elastico - alla Winkler': la parete di sostegno è schematizzata da una serie di elementi finiti verticali il cui comportamento flessionale è definito dalla rigidezza flessionale EJ ; il terreno è simulato da elementi finiti monodimensionali (molle) con legge costitutiva di tipo elasto-plastico; gli altri elementi strutturali (tiranti, solette, puntoni...) sono schematizzati tramite molle puntuali convergenti in alcuni nodi della parete;
- l'analisi svolta è un' analisi statica incrementale di tipo elasto-plastico: ogni configurazione, quindi, dipende in generale dalle configurazioni precedenti e lo sviluppo di deformazioni plastiche ad un certo step di carico condiziona la risposta della struttura negli step successivi.

Il programma calcola l'energia potenziale del modello così concepito e ne impone la stazionarietà, ottenendo un sistema di equazioni che risolvono il problema. Tali equazioni hanno il significato fisico di equazioni di equilibrio ai nodi: la matrice dei coefficienti del sistema è una matrice di rigidezza, mentre i termini noti assumono il significato di forze applicate ai nodi. In quest'ottica, il metodo porta ad un modello

matematico identico a quello ottenuto dal *metodo degli spostamenti*, approccio usuale nello studio delle strutture a telaio.

La legge costitutiva, rappresentativa del comportamento elasto-plastico del terreno, è identificata dai parametri di spinta/reazione e di deformabilità del terreno, e prevede cicli di scarico e ricarico.

I parametri di spinta/reazione del terreno sono:

- il coefficiente di spinta riposo K_0 , (corrispondente alla condizione iniziale indeformata)
- i coefficienti di spinta attiva K_A e passiva K_P (corrispondenti alle condizioni di equilibrio limite inferiore e superiore).

I parametri di deformabilità del terreno compaiono nella definizione della rigidezza delle molle. In particolare tale rigidezza viene definita come:

$$K = \frac{E \cdot \Delta}{L}$$

dove E è il modulo elastico del terreno, Δ il passo di discretizzazione della struttura ed L una grandezza geometrica caratteristica, diversa tra monte (L_A) e valle (L_P) in quanto diversa è la dimensione del cuneo di terreno coinvolto nel movimento.

Il programma valuta automaticamente la grandezza L attraverso le seguenti relazioni:

$$L_A = \frac{2}{3} l_A \tan\left(45^\circ - \frac{\phi'}{2}\right) \quad \text{in zona attiva}$$

$$L_P = \frac{2}{3} l_P \tan\left(45^\circ + \frac{\phi'}{2}\right) \quad \text{in zona passiva}$$

dove l_A ed l_P sono rispettivamente:

$$l_A = \min\{l, 2H\}$$

$$l_P = \min\{-H, H\}$$

con

l = lunghezza totale della paratia,

H = profondità corrente dello scavo.

I contrasti rappresentati dai tiranti sono schematizzati mediante elementi finiti che divengono attivi a partire dal momento in cui vengono inseriti. L'inserimento di tali elementi provoca nel modello due effetti:

- l'insorgenza di una forza nel nodo di applicazione, corrispondente alla forza di coazione eventualmente imposta;
- la modifica delle rigidezza globale della struttura (matrice di rigidezza assemblata) attraverso l'aggiunta di un contributo pari alla rigidezza del contrasto.

Quando, nelle fasi successive, in corrispondenza del nodo ove il tirante è connesso viene a modificarsi lo spostamento, lo stato di sollecitazione nel tirante subirà incrementi pari all'incremento di spostamento moltiplicato per la rigidezza. Nelle equazioni di equilibrio si tiene ovviamente conto delle variazioni di sforzo nei contrasti.

11.3 Analisi geotecnica e strutturale

È stata verificata la condizione $E_d \leq R_d$ per gli stati limiti ultimi ritenuti significativi in base alle caratteristiche e alle problematiche specifiche dell'opera in esame.

Le verifiche sono state effettuate considerando le seguenti combinazioni di coefficienti:

- Combinazione 1: (A1+M1+R1)

- Combinazione 2: (A2+M2+R1)

tenendo conto dei valori dei coefficienti parziali riportati nelle Tabelle 6.2.I, 6.2.II e 6.5.I delle NTC.

L'analisi è svolta con coefficienti normalizzati rispetto a $\gamma_R=1.3$ e successivamente le sollecitazioni sono state amplificate con $\gamma_R=1.3$

Per le paratie, i calcoli di progetto devono comprendere la verifica degli eventuali ancoraggi, puntoni o strutture di controventamento.

Fermo restando quanto specificato nel § 6.5.3.1.1 delle NTC per il calcolo delle spinte, per valori dell'angolo d'attrito tra terreno e parete $\delta > \phi'/2$ ai fini della valutazione della resistenza passiva è necessario tener conto della non planarità delle superfici di scorrimento.

11.4 Parametri geotecnici

I parametri geotecnici di calcolo adottati nelle analisi per il dimensionamento delle paratie di micropali, in accordo a quanto contenuto nella Relazione Geotecnica Generale di progetto, sono riportati in Tabella 18.

Combinazione 1 M1 (Parametri caratteristici)										
profondità [m]	γ [kN/m ³]	ϕ' [°]	c' [kPa]	δ [°]	i [°]	k_o [-]	k_a [-]	k_p [-]	E_{vc} [MPa]	E_{ur} [MPa]
0÷8.00	19	33	0	0	0	0.455	0.295	3.392	20	30
8.0÷30.0	26	20	30	0	0	0.658	0.490	2.040	200	300
Combinazione 2 M2 (Parametri di calcolo)										
profondità [m]	γ [kN/m ³]	ϕ' [°]	c' [kPa]	δ [°]	i [°]	k_o [-]	k_a [-]	k_p [-]	E_{vc} [MPa]	E_{ur} [MPa]
0÷8.00	19	27.45	0	0	0	0.538	0.368	2.716	20	30
8.0÷30.0	26	16.23	24	0	0	0.721	0.564	1.774	200	300
δ = angolo d'attrito terreno – muro i = angolo di inclinazione medio del pendio a monte E_{vc} = modulo elastico in compressione vergine E_{ur} = modulo elastico in scarico/ricarico										

Tabella 18: Stratigrafia di riferimento per il calcolo delle berlinese.

La valutazione dei coefficienti di spinta attiva e passiva per la definizione dello stato di sollecitazione statica è stata effettuata facendo ricorso alla teoria di Caquot-Kerisel e Muller-Breslau, con la considerazione di un angolo di attrito (δ) tra struttura e terreno pari a $\phi'/2$.

11.5 Combinazioni analizzate

In accordo alle indicazioni contenute al § 6.5.3.1.2 delle NTC, in riferimento agli stati limite analizzati, le verifiche sono state svolte considerando le seguenti combinazioni dei coefficienti:

COMBINAZIONE A1+M1+R1

COMBINAZIONE A2+M2+R1

con coefficiente parziale $\gamma_R=1.0$ (vedi tabella 6.5.I delle NTC).

11.6 fasi di analisi

Le fasi di calcolo analizzate sono le seguenti (sezione tipo 1)

Fase 1 - Geostatica

Fase 2 - scavo per inserimento 1° tirante

Fase 3 - inserimento 1° tirante

Fase 4 - scavo per inserimento 2° tirante

Fase 5 - inserimento 2° tirante

Fase 6 - Scavo finale

11.7 Sollecitazioni di calcolo

Si presentano di seguito i diagrammi degli andamenti delle sollecitazioni flettenti e taglianti lungo la paratia nelle diverse combinazioni analizzate e per le sezioni di calcolo.

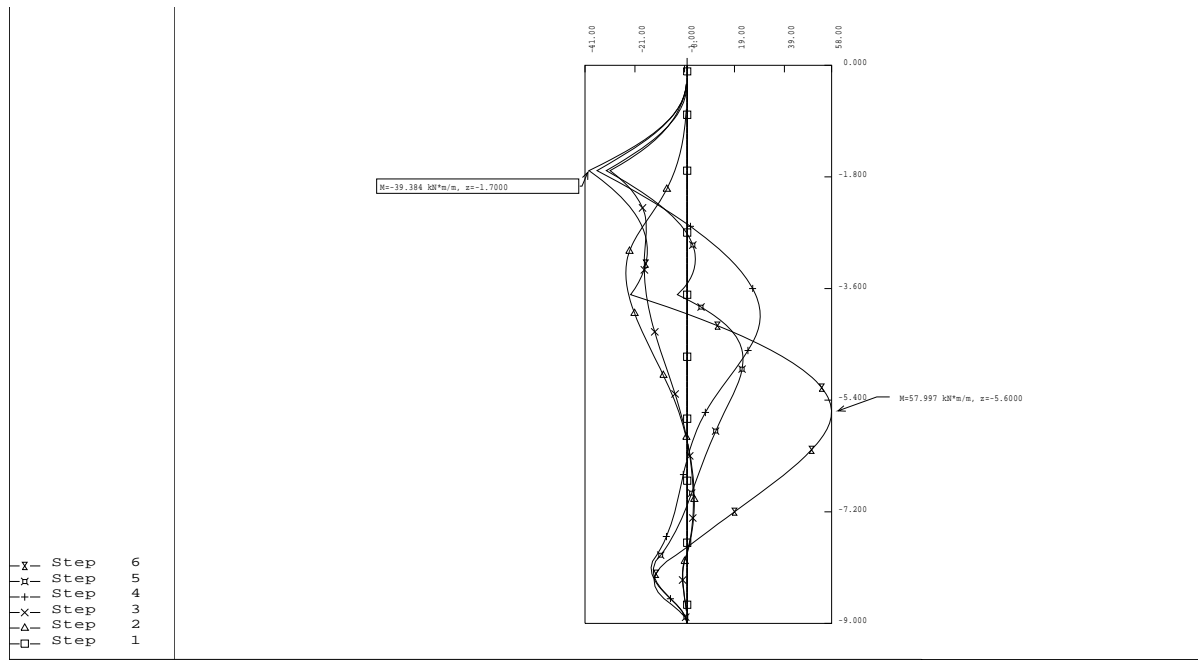


Figura 13: Paratia Sezione 1– Momento Flettente

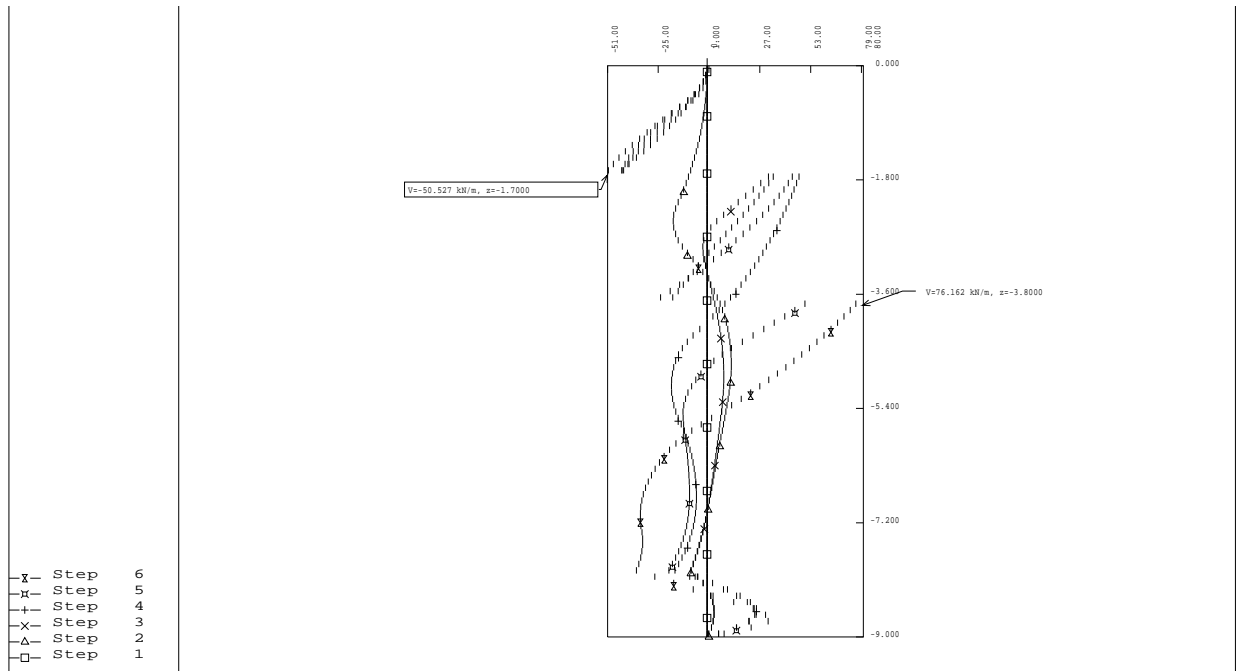


Figura 14: Paratia Sezione 1– Taglio

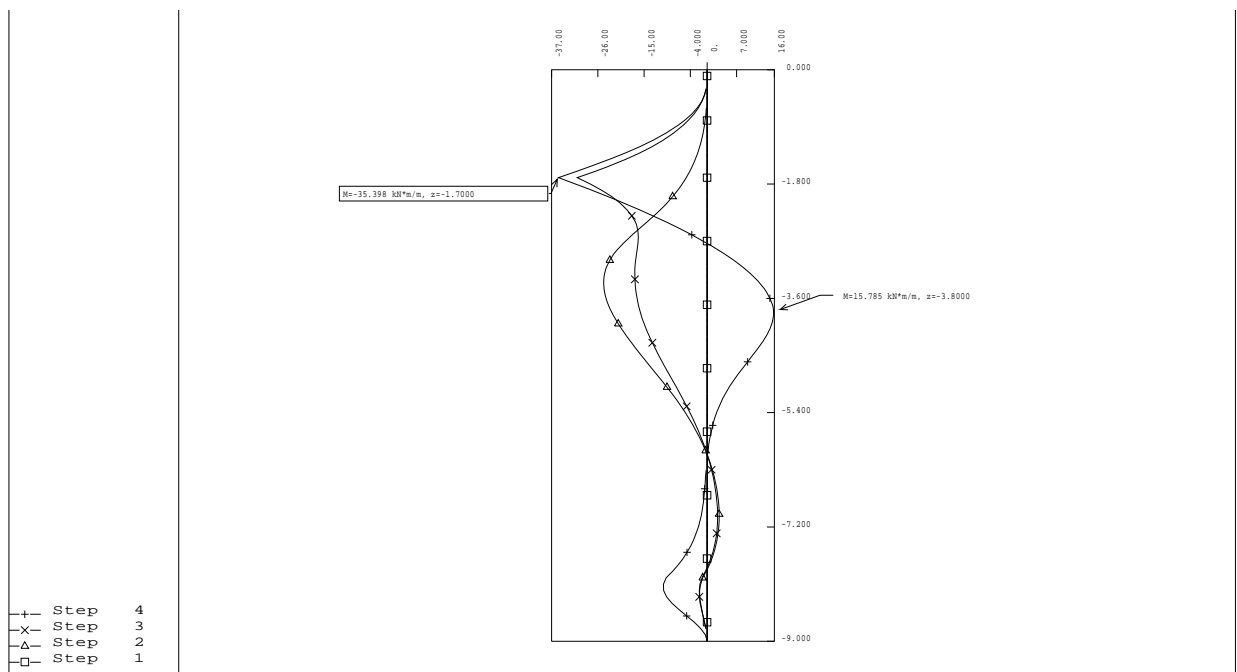


Figura 15: Paratia Sezione 2– Momento Flettente

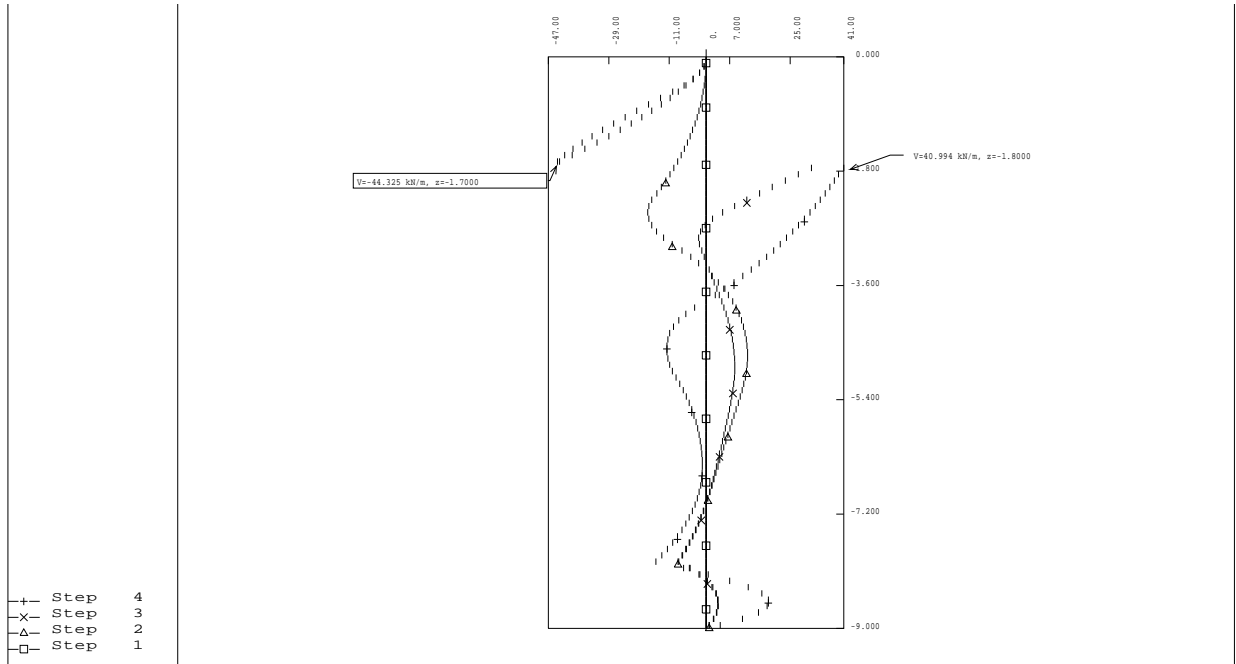


Figura 16: Paratia Sezione 2– Taglio

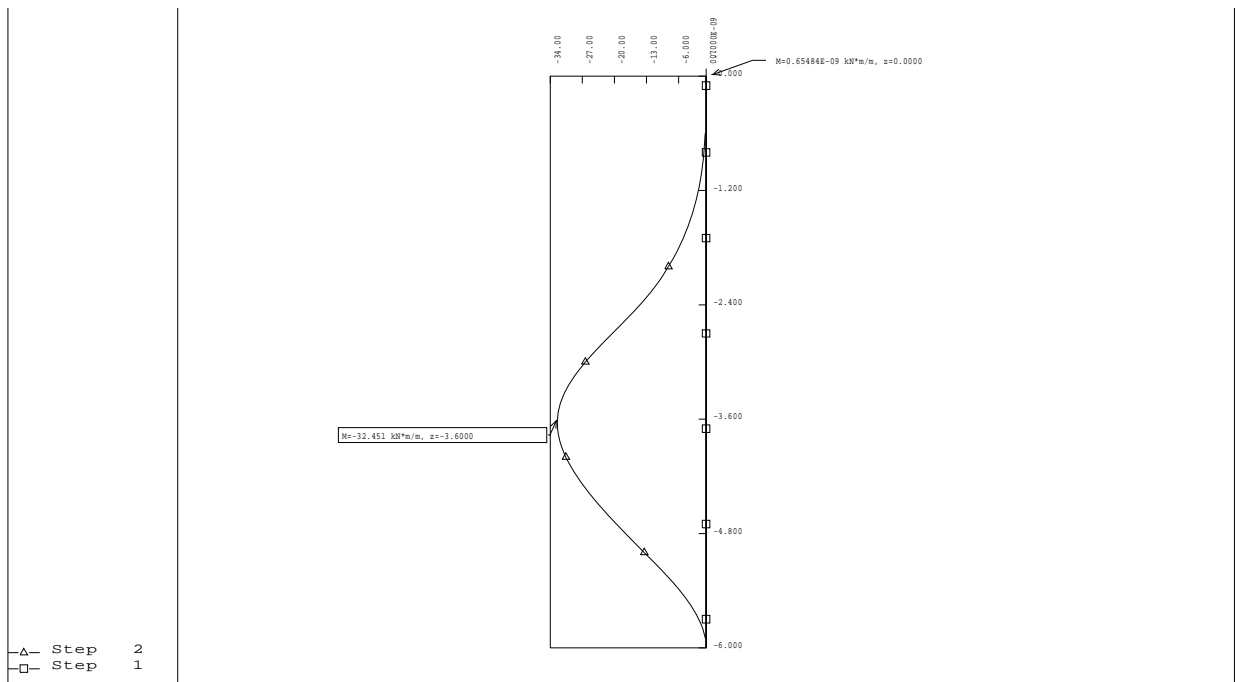


Figura 17: Paratia Sezione 3– Momento Flettente

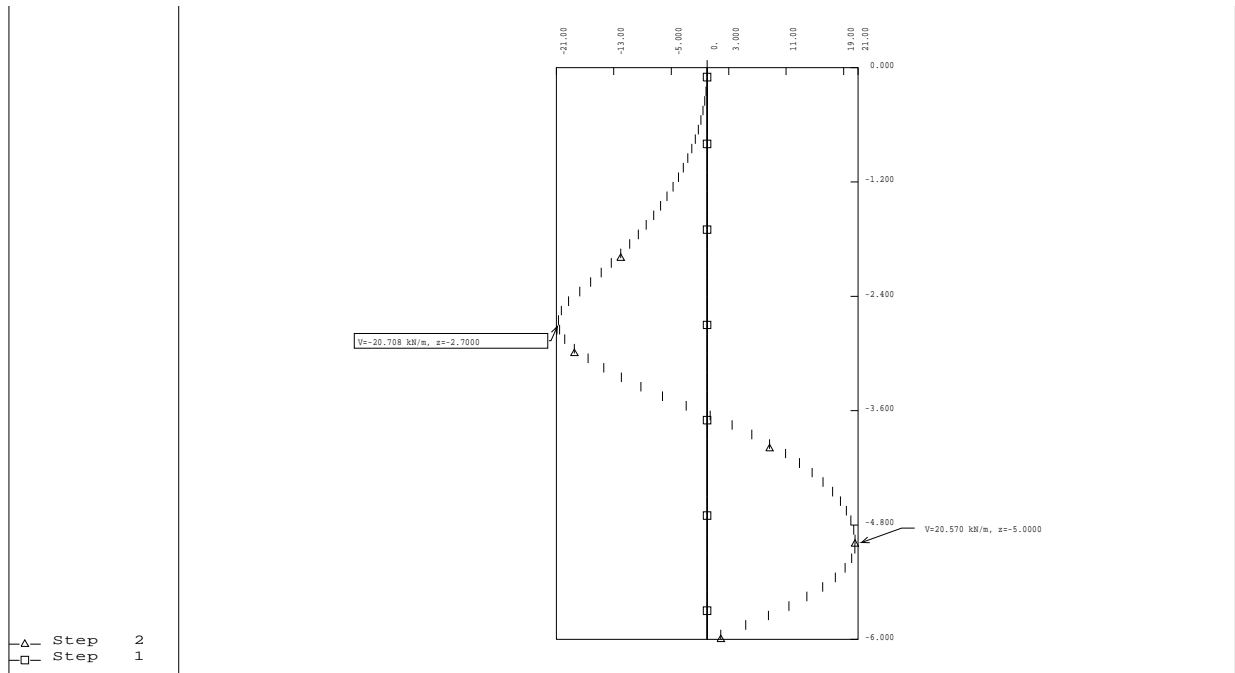


Figura 18: Paratia Sezione 3– Taglio

PARATIA	Sollecitazioni a metro di parete		Sollecitazioni a micropalo	
	M (kNm/m)	T (kN/m)	M (kNm)	T (kN)
Sezione 1 Step 6	57.99	76.20	23.20	30.48
	$\gamma_E = 1.30$	$\gamma_E = 1.30$	$\gamma_E = 1.30$	$\gamma_E = 1.30$
	75.40	99.06	30.15	39.62

Tabella 19: Massime sollecitazioni flettenti e taglianti agenti sulla paratia in combinazione A1+M1 sezione 1

PARATIA	Combinazione SLE		Combinazione A2+M2
	Spostamento (m)	Spinta Mobilitata (%)	Spinta Mobilitata (%)
Sezione 1	0.0177	65%	98%

Tabella 20: Massimi spostamenti e spinta mobilitata sulla paratia in combinazione SLE e A2+M2 sezione 1

PARATIA	Sollecitazioni a metro di parete		Sollecitazioni a micropalo	
	M (kNm/m)	T (kN/m)	M (kNm)	T (kN)
Sezione 2 Step 3	35.40	44.33	14.16	17.73
	$\gamma_E = 1.30$	$\gamma_E = 1.30$	$\gamma_E = 1.30$	$\gamma_E = 1.30$
	46.02	57.62	18.41	23.05

Tabella 21: Massime sollecitazioni flettenti e taglianti agenti sulla paratia in combinazione A1+M1 sezione 2

PARATIA	Combinazione SLE		Combinazione A2+M2
	Spostamento (m)	Spinta Mobilitata (%)	Spinta Mobilitata (%)
Sezione 2	0.0177	45%	67%

Tabella 22: Massimi spostamenti e spinta mobilitata sulla paratia in combinazione SLE e A2+M2 sezione 2

PARATIA	Sollecitazioni a metro di parete		Sollecitazioni a micropalo	
	M (kNm/m)	T (kN/m)	M (kNm)	T (kN)
Sezione 3 Step 2	32.50	20.70	13.00	8.28
	$\gamma_E = 1.30$	$\gamma_E = 1.30$	$\gamma_E = 1.30$	$\gamma_E = 1.30$
	42.25	26.91	16.90	10.76

Tabella 23: Massime sollecitazioni flettenti e taglianti agenti sulla paratia in combinazione A1+M1 sezione 3

PARATIA	Combinazione SLE		Combinazione A2+M2
	Spostamento (m)	Spinta Mobilitata (%)	Spinta Mobilitata (%)
Sezione 3	0.0298	42%	99%

Tabella 24: Massimi spostamenti e spinta mobilitata sulla paratia in combinazione SLE e A2+M2 sezione 3

11.8 Resistenza a rottura per flessione e taglio dell'armatura tubolare dei micropali

Per l'armatura tubolare dei micropali si assume di impiegare una sezione "compatta" di classe 1 (cfr. tab. 4.2.III NTC) per la quali, in funzione del valore della tensione di snervamento f_{yk} , deve risultare

f_{yk}	235	275	355	420	460
$D/t \leq 50\varepsilon^2$					
ε^2	1	0.85	0.66	0.56	0.51

Assumendo la seguente sezione di verifica

$f_{yk} = 355 \text{ N/mm}^2$ (acciaio S355 - ex Fe510)

$D = 139.7 \text{ mm}$ diametro esterno

$t = 12.5 \text{ mm}$ spessore della parete

risulta

$$D / t = 139.7 / 12.5 = 11.18 \leq 50 \varepsilon^2 = 50 \times 0.66 = 33$$

In tal caso, ai sensi del cap. 4.2.3.2 "Capacità resistente delle sezioni" delle NTC, la capacità resistente della sezione tubolare può determinarsi con il "Metodo plastico (P)", nel quale si assume la completa plasticizzazione del materiale.

Le verifiche sono condotte ai sensi del cap. 4.2.4 "Verifiche" delle NTC, per cui la resistenza di calcolo delle membrature R_d si pone nella forma

$$R_d = R_k / \gamma_M \quad (4.2.4 \text{ NTC})$$

Per quanto riguarda il coefficiente di sicurezza γ_M , con riferimento alla tab. 4.2.V delle NTC, si assume

$$\gamma_{M0} = 1.05$$

11.8.1 Flessione e taglio

Si rammenta, ai sensi del cap. 4.2.3.2 delle NTC, che “la capacità resistente delle sezioni deve essere valutata (...) determinando anche gli effetti indotti sulla resistenza dalla presenza combinata di più sollecitazioni”; tuttavia, se si verifica che il taglio di calcolo allo stato limite ultimo (V_{Ed}) è inferiore alla metà della resistenza di calcolo a taglio ($V_{c,Rd}$):

$$V_{Ed} \leq 0.5 \cdot V_{c,Rd} \quad (4.2.31 \text{ NTC})$$

la Normativa (cap. 4.2.4.1.2) afferma che si può trascurare l'influenza del taglio sulla resistenza a flessione, pertanto le due verifiche a taglio e a flessione possono essere condotte in maniera separata.

Richiamando i valori precedentemente calcolati, si verifica che la condizione (4.2.31) risulta ampiamente soddisfatta, infatti:

$$V_{Ed} = 39.62 \leq 0.5 \cdot V_{c,Rd} = 310.35$$

11.8.2 Taglio

Il valore di calcolo dell'azione tagliante V_{Ed} deve rispettare la seguente condizione:

$$V_{Ed} / V_{c,Rd} \leq 1 \quad (4.2.17)$$

$$V_{c,Rd} = \frac{A_v \cdot f_{yk}}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0}} \quad \text{in assenza di torsione} \quad (4.2.18)$$

dove A_v è l'area di taglio, che, nel caso specifico di sezioni tubolari vale

$$A_v = 2A/\pi \quad A = \text{area lorda} \quad (4.2.24)$$

Assumendo la sezione di calcolo

$$f_{yk} = 355 \text{ N/mm}^2 \quad (\text{acciaio S355 - ex Fe510})$$

$$D = 139.7 \text{ mm} \quad \text{diametro esterno}$$

$$t = 12.5 \text{ mm} \quad \text{spessore della parete}$$

risulta:

$$A = \pi (R^2 - r^2) = 4995.13 \text{ mm}^2 \quad \text{area lorda}$$

$$R = D/2 = 69.85 \text{ mm} \quad \text{raggio esterno}$$

$$r = D/2 - t = 57.35 \text{ mm} \quad \text{raggio interno}$$

$$A_v = 2 A / \pi = 3180 \text{ mm}^2 \quad \text{area di taglio}$$

$$V_{c,Rd} = \frac{3180}{\sqrt{3} \cdot 1.05} = 620.7 \text{ kN} \quad \text{taglio resistente di calcolo}$$

Dal capitolo 11.6 - **Errore. L'origine riferimento non è stata trovata.**, si riporta il massimo valore del taglio di calcolo, risultante dalla combinazione (A1+M1) e pari a:

$$V_{Ed} = 76.20 \text{ kN/m} \quad \text{per metro di parete}$$

per cui, essendo l'interasse dei micropali più sollecitati pari a $i = 0.4\text{m}$, alla singola sezione compete:

$$V_{Ed} = 76.20 \times 0.40 \times 1.30 = 39.62 \text{ kN}$$

da cui risulta:

$$V_{Ed} / V_{c,Rd} = 39.62 / 621 = 0.064 \leq 1 \quad \text{verifica soddisfatta}$$

11.8.3 Flessione monoassiale (retta)

Il momento flettente di calcolo M_{Ed} deve rispettare la seguente condizione:

$$M_{Ed} / M_{c,Rd} \leq 1 \quad (4.2.12 \text{ NTC})$$

$$M_{c,Rd} = M_{pl,Rd} = \frac{W_{pl} \cdot f_{yk}}{\gamma_{M0}} \quad \text{per le sezioni di classe 1 e 2} \quad (4.2.13 \text{ NTC})$$

Assumendo la sezione di verifica:

$$f_{yk} = 355 \text{ N/mm}^2 \quad (\text{acciaio S355 - ex Fe510})$$

$$D = 139.7 \text{ mm} \quad \text{diametro esterno}$$

$t = 12.5 \text{ mm}$ spessore della parete

risulta:

$W_{pl} = 4/3 (R^3 - r^3) = 202899 \text{ mm}^3$ modulo di resistenza plastico

$R = D/2 = 69.85 \text{ mm}$ raggio esterno

$r = D/2 - t = 57.35 \text{ mm}$ raggio interno

$M_{c,Rd} = M_{pl,Rd} = \frac{202899 \cdot 355}{1.05} = 68.6 \text{ kNm}$ momento resistente di calcolo

Dal capitolo 11.6 - **Errore. L'origine riferimento non è stata trovata.**, si riporta il massimo valore del momento flettente di calcolo, risultante dalla combinazione (A1+M1):

$M_{Ed} = 58.0 \text{ kNm/m}$ per metro di parete

per cui, essendo l'interasse dei micropali pari a $i = 40 \text{ cm}$, alla singola sezione tubolare compete:

$M_{Ed} = 58.0 \times 0.40 \times 1.30 = 30.15 \text{ kNm}$

da cui risulta:

$M_{Ed} / M_{c,Rd} = 30.15 / 68.6 = 0.44 \leq 1$ verifica soddisfatta

11.9 Tiranti di Ancoraggio

In accordo con gli orientamenti normativi (Paragrafo 6.6.1 Criteri di Progetto delle NORME TECNICHE DELLE COSTRUZIONI) per la valutazione del carico limite della fondazione dell'ancoraggio (sfilamento bulbo-terreno) si può procedere in prima approssimazione con formule teoriche o con correlazioni empiriche. *Tuttavia, la conferma sperimentale con prove di trazione in sito nelle fasi di progetto e di collaudo risulta sempre necessaria.*

La progettazione dei tiranti di ancoraggio è avvenuta nel rispetto della condizione:

$$P_{d\ TIR} \leq R_{ad\ TIR}$$

dove:

- $P_{d\ TIR}$ è il valore della massima azione di Progetto tra tutti i possibili stati limite ultimi (SLU) e di esercizio (SLE).
- $R_{ad\ TIR}$ è la resistenza di progetto con specifico riferimento ad uno stato limite di sfilamento della fondazione dell'ancoraggio.

La verifica di tale condizione può essere effettuata con riferimento alla combinazione A1+M1+R3, tenendo conto dei coefficienti parziali riportati nelle Tab. 6.2.I, 6.2.II e 6.6.I delle NTC.

La resistenza di progetto $R_{ad\ TIR}$ è determinata applicando alla resistenza caratteristica $R_{ak\ TIR}$ i fattori parziali riportati in Tabella 6.6.I delle NTC e di seguito riportata.

$$R_{ad\ TIR} = \frac{R_{ak\ TIR}}{\gamma_{R\ TIR}}$$

	Simbolo $\gamma_{R\ TIR}$	COEFFICIENTE PARZIALE
Temporanei	$\gamma_{R\ TIR, t}$	1.1
Permanenti	$\gamma_{R\ TIR, p}$	1.2

Tabella 25: Coefficienti parziali per la resistenza di ancoraggi

Il valore caratteristico della resistenza allo sfilamento dell'ancoraggio $R_{ak\ TIR}$, nel caso specifico, è stato dedotto con metodi analitici, a partire dai valori caratteristici dei parametri geotecnici (risultati di prove in sito e/o di laboratorio).

Quindi, il valore della resistenza caratteristica $R_{ak\ TIR}$ è il minore dei valori derivanti dall'applicazione dei fattori di correlazione ξ_{a3} e ξ_{a4} rispettivamente al valor medio e al valor minimo delle resistenze $R_{a,c}$ ottenute dal calcolo. Per la valutazione dei fattori ξ_{a3} e ξ_{a4} si deve tenere conto che i profili di indagine sono solo quelli che consentono la completa identificazione del modello geotecnico di sottosuolo per il terreno di fondazione dell'ancoraggio.

$$R_{ak\ TIR} = MIN \left(\frac{(R_{a,c})_{medio}}{\xi_{a3}}, \frac{(R_{a,c})_{min}}{\xi_{a4}} \right)$$

Numero di profili di indagine	1	2	3	4	≥ 5
ξ_{a3}	1.80	1.75	1.70	1.65	1.60
ξ_{a4}	1.80	1.70	1.65	1.60	1.55

Tabella 26: Fattori di correlazione per derivare la resistenza caratteristica dalle prove geotecniche, in funzione del numero n di profili di indagine.

Nel caso specifico si sono adottati i valori seguenti dei fattori di correzione:

$$\xi_{a3} = 1.80$$

$$\xi_{a4} = 1.80$$

ed i seguenti valori di aderenza caratteristica bulbo-terreno:

$$\alpha\tau_{ad\ min} = 160\ kPa$$

$$\alpha\tau_{ad\ medio} = 180\ kPa$$

Si precisa che nella valutazione analitica della resistenza allo sfilamento degli ancoraggi non si applicano coefficienti parziali di sicurezza sui valori caratteristici

della resistenza del terreno; si fa quindi riferimento ai coefficienti parziali di sicurezza M1.

11.9.1 Determinazione della lunghezza del bulbo di fondazione

La fondazione dei tiranti sarà eseguita con iniezione di malta cementizia ed additivi ad alta pressione, con il metodo IRS (Iniezioni Ripetute e Selettive) attraverso valvole.

Il calcolo è svolto secondo la seguente formula:

$$\begin{aligned} (R_{a,c})_{med} &= \pi \cdot \alpha \cdot D_{perf} \cdot L_{bulbo} \cdot \tau_{ad\ k\ med} \\ (R_{a,c})_{min} &= \pi \cdot \alpha \cdot D_{perf} \cdot L_{bulbo} \cdot \tau_{ad\ k\ min} \end{aligned}$$

in cui:

- $(R_{a,c})_{med}$ = resistenza caratteristica media
- $(R_{a,c})_{mi}$ = resistenza caratteristica minima
- \varnothing_{perf} = diametro medio del bulbo per tiranti a trefoli
- L_{bulbo} = lunghezza del bulbo di ancoraggio
- α = coefficiente di sbulbamento
- $\tau_{ad\ medio}$ = aderenza media caratteristica bulbo-terreno
- $\tau_{ad\ min}$ = aderenza minima caratteristica bulbo-terreno

La lunghezza del bulbo di fondazione è ottenuta in modo tale che venga rispettata la condizione:

$$P_{d\ TIR} \leq R_{ad\ TIR}$$

Tirante Tir1	
STEP	FORCE [kN/m]
1.	0.
2.	0.
3.	84.
4.	97.56
5.	93.83
6.	92.16

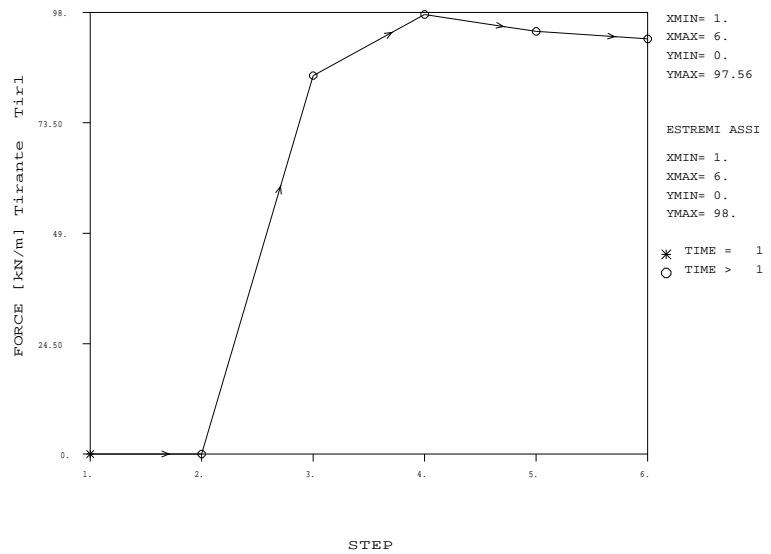


Figura 19: Sezione 1 tirante 1 Combinazione A1+M1

Tirante Tir2	
STEP	FORCE [kN/m]
1.	0.
2.	0.
3.	0.
4.	0.
5.	84.
6.	102.8

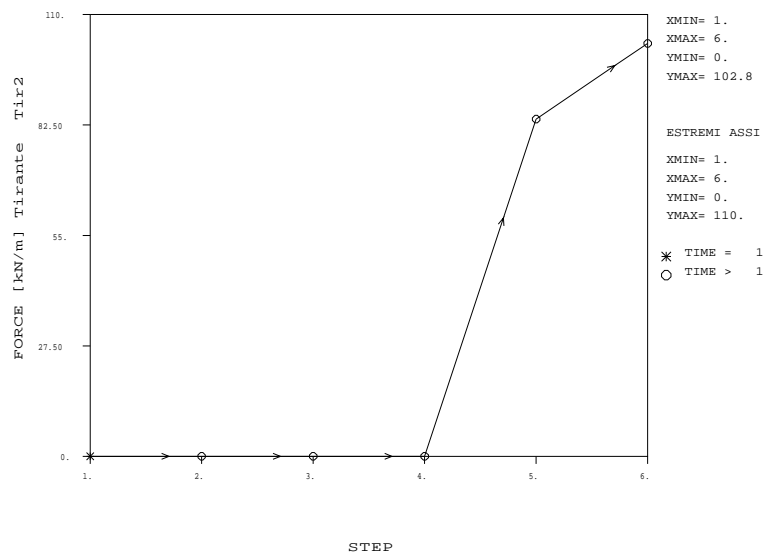


Figura 20: Sezione 1 tirante 2 Combinazione A1+M1

PARATIA	a metro di parete	a tirante (x1.3)
	N (kN/m)	N (kN)
Sez 1 Tir 1	98	305.8
Sez 1 Tir 2	103	321.4

Tabella 27: Sezione 1 - Massime sollecitazioni assiali di trazione

Tirante Tir1	
STEP	FORCE [kN/m]
1.	0.
2.	0.
3.	84.
4.	92.82

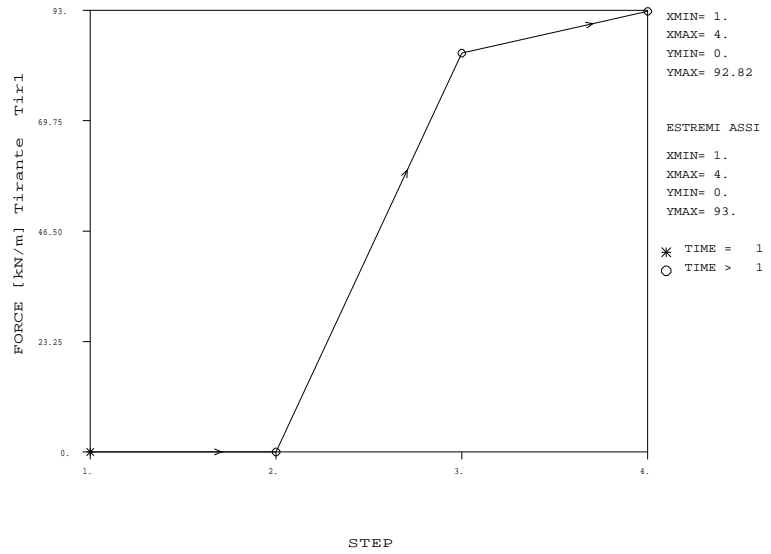


Figura 21: Sezione 2 tirante 1 Combinazione A1+M1

PARATIA	a metro di parete N (kN/m)	a tirante (x1.3) N (kN)
Sez 2 Tir 1	92.8	289.5

Tabella 28: Sezione 2 - Massime sollecitazioni assiali di trazione

Dati di input per la verifica dell'armatura

$f_{s0.1k} = f_{yk}$	1670000	kPa	tensione di snervamento per acciaio armonico
f_{sk}	1770000	kPa	tensione di rottura per acciaio armonico
γ_s	1.15		coefficiente parziale di sicurezza per l'acciaio (NTC §4.1.2.1.1.3)
A_s	139	mm ²	sezione nominale di un trefolo da 0.6"
$T_{res,es}$	186	kN	tensione massima in un trefolo in condizioni di esercizio (NTC § 4.1.2.2.5.2)
$T_{res,ul}$	202	kN	limite ultimo della resistenza di 1 trefolo

$$T_{res,ul} = n \cdot A_s \cdot \left(\frac{f_{sk}}{\gamma_s} \right)$$

Verifica

$$R_{s0,med} = \pi \cdot \alpha \cdot D_{perf} \cdot L_{bulbo} \cdot \tau_{ad} \text{ k med}$$

$$R_{s0,min} = \pi \cdot \alpha \cdot D_{perf} \cdot L_{bulbo} \cdot \tau_{ad} \text{ k min}$$

n° prof indagini	1
ξ_{B3}	1.8
ξ_{B4}	1.8

dati di ingresso													
ordine	tipo (P/T)	quota (m da l.p.)	n° trefoli (-)	α (-)	Tad k med	Tad k min	$\alpha_{Tad} \text{ k med}$ (kPa)	$\alpha_{Tad} \text{ k min}$ (kPa)	D _{perf} (m)	interasse (m)	T ₀ (kN)	T ₀ (kN/m)	L _{bulbo} (m)
1	T	1.7	4	1	180	160	180	160	0.16	2.4	200	83	8
2	T	3.7	4	1	180	160	180	160	0.16	2.4	200	83	8
3	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
4	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
5	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-

resistenze a sfilamento										verifica della gerarchia delle resistenze			
ordine	tipo (P/T)	YR TIR (-)	R _{s0,med} / ξ_{B3} (kN)	R _{s0,min} / ξ_{B4} (kN)	R _{s0,TIR} (kN)	R _{s0,TIR} (kN)	R _{s0,med} / ξ_{B3} (kN/m)	R _{s0,min} / ξ_{B4} (kN/m)	R _{s0,TIR} (kN/m)	R _{s0} (kN)	R _{yk} (kN)		
1	T	1.1	402	357	357	325	50	45	41	643	<=	929	OK
2	T	1.1	402	357	357	325	50	45	41	724	<=	929	OK
3	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	>	0	-
4	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	>	0	-
5	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	>	0	-

ORDINE 1										verifica a sfilamento				verifica strutturale			
comb	ordine	interasse (m)	P _{PARATE} (kN/m)	P _k (kN)	γ_e (-)	P _d (kN)	R _{s0,TIR} (kN)	L _{subcalc} (m)	L _{subod} (m)	R _{yd} (kN)	P _d (kN)						
SLE	1	2.4	98	0	1.0	0	0	7.43	8.00	743	>	0	OK				
A1+M1	STAT-A	1	2.4	235	1.3	306	<=	325	OK	7.53	8.00	807	>	306	OK		
A1+M1	SIS-A	1	2.4	0	1.0	0	<=	325	OK	0.00	8.00	807	>	0	OK		

ORDINE 2										verifica a sfilamento				verifica strutturale			
comb	ordine	interasse (m)	P _{PARATE} (kN/m)	P _k (kN)	γ_e (-)	P _d (kN)	R _{s0,TIR} (kN)	L _{subcalc} (m)	L _{subod} (m)	R _{yd} (kN)	P _d (kN)						
SLE	2	2.4	103	0	1.0	0	0	7.43	8.00	743	>	0	OK				
A1+M1	STAT-A	2	2.4	247	1.3	321	<=	325	OK	7.91	8.00	807	>	321	OK		
A1+M1	SIS-A	2	2.4	0	1.0	0	<=	325	OK	0.00	8.00	807	>	0	OK		

Figura 22: Sezione 1 Verifica lunghezza bulbo

Dati di input per la verifica dell'armatura

$f_{s0.1k} = f_{yk}$	1670000	kPa	tensione di snervamento per acciaio armonico
f_{sk}	1770000	kPa	tensione di rottura per acciaio armonico
γ_s	1.15		coefficiente parziale di sicurezza per l'acciaio (NTC §4.1.2.1.1.3)
A_s	139	mm ²	sezione nominale di un trefolo da 0.6"
$T_{res,es}$	186	kN	tensione massima in un trefolo in condizioni di esercizio (NTC § 4.1.2.2.5.2)
$T_{res,ul}$	202	kN	limite ultimo della resistenza di 1 trefolo

$$T_{res,ul} = n \cdot A_s \cdot \left(\frac{f_{sk}}{\gamma_s} \right)$$

Verifica

$$R_{s0,med} = \pi \cdot \alpha \cdot D_{perf} \cdot L_{bulbo} \cdot \tau_{ad} \text{ k med}$$

$$R_{s0,min} = \pi \cdot \alpha \cdot D_{perf} \cdot L_{bulbo} \cdot \tau_{ad} \text{ k min}$$

n° prof indagini	1
ξ_{B3}	1.8
ξ_{B4}	1.8

dati di ingresso													
ordine	tipo (P/T)	quota (m da l.p.)	n° trefoli (-)	α (-)	Tad k med	Tad k min	$\alpha_{Tad} \text{ k med}$ (kPa)	$\alpha_{Tad} \text{ k min}$ (kPa)	D _{perf} (m)	interasse (m)	T ₀ (kN)	T ₀ (kN/m)	L _{bulbo} (m)
1	T	1.7	4	1	180	160	180	160	0.16	2.4	200	83	8
2	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
3	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
4	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
5	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-

resistenze a sfilamento										verifica della gerarchia delle resistenze			
ordine	tipo (P/T)	YR TIR (-)	R _{s0,med} / ξ_{B3} (kN)	R _{s0,min} / ξ_{B4} (kN)	R _{s0,TIR} (kN)	R _{s0,TIR} (kN)	R _{s0,med} / ξ_{B3} (kN/m)	R _{s0,min} / ξ_{B4} (kN/m)	R _{s0,TIR} (kN/m)	R _{s0} (kN)	R _{yk} (kN)		
1	T	1.1	402	357	357	325	50	45	41	643	<=	929	OK
2	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	>	0	-
3	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	>	0	-
4	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	>	0	-
5	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	>	0	-

ORDINE 1										verifica a sfilamento				verifica strutturale			
comb	ordine	interasse (m)	P _{PARATE} (kN/m)	P _k (kN)	γ_e (-)	P _d (kN)	R _{s0,TIR} (kN)	L _{subcalc} (m)	L _{subod} (m)	R _{yd} (kN)	P _d (kN)						
SLE	1	2.4	93	0	1.0	0	0	7.14	8.00	743	>	0	OK				
A1+M1	STAT-A	1	2.4	223	1.3	290	<=	325	OK	7.14	8.00	807	>	290	OK		
A1+M1	SIS-A	1	2.4	0	1.0	0	<=	325	OK	0.00	8.00	807	>	0	OK		

Figura 23: Sezione 2 Verifica lunghezza bulbo

11.10 Analisi di stabilità Globale

In accordo alle N.T.C. 2008 sono state eseguite le verifiche di stabilità. Per ogni paratia si è scelto di analizzare la sezione più svantaggiosa in termini di altezza. Di seguito, si riportano gli output e i fattori di sicurezza delle analisi svolte con l'ausilio del programma di calcolo SLOPE/W – GEOSTUDIO 2007. Il metodo utilizzato è quello di Bishop..

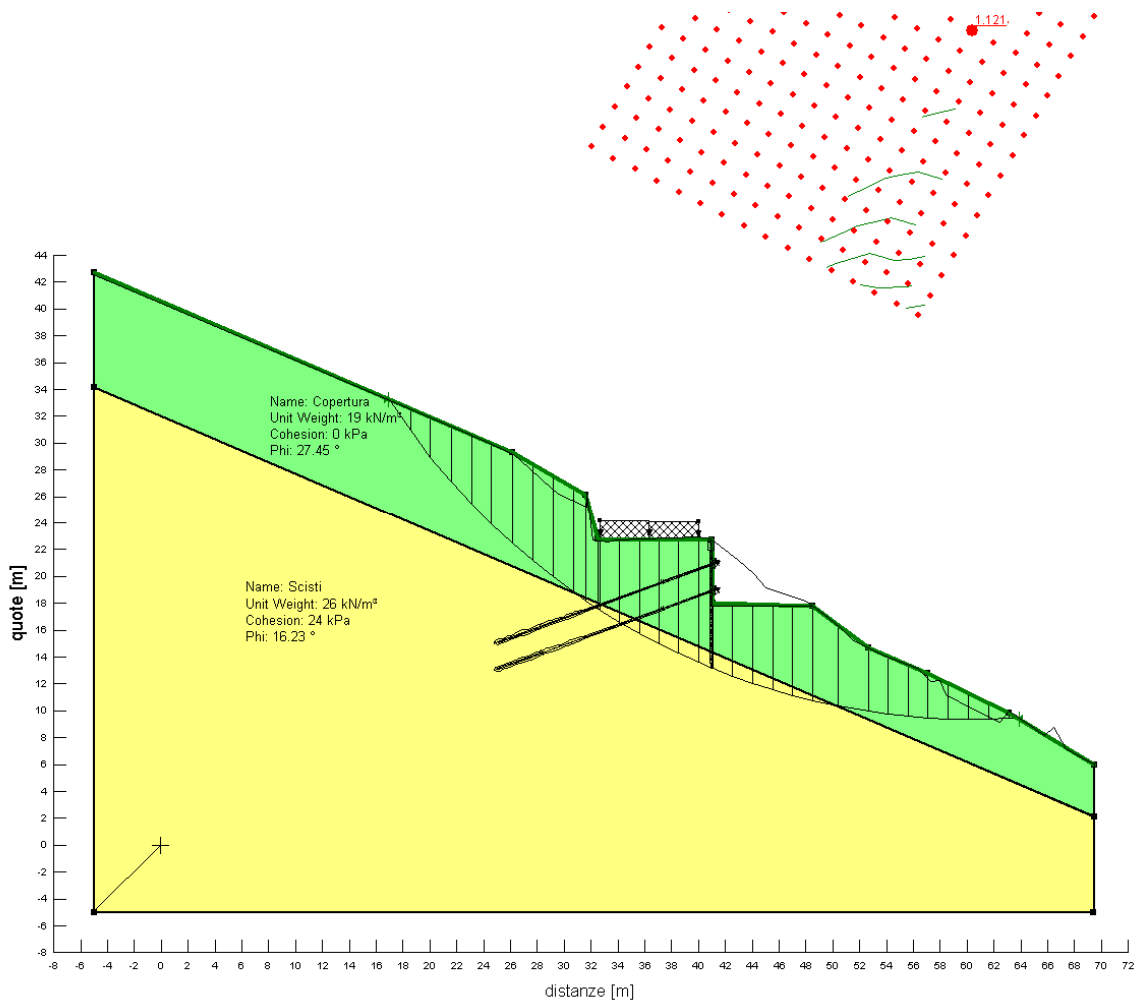


Figura 24: Combinazione statica A2+M2

12. APPENDICE 1 - DIMENSIONAMENTO E VERIFICA DEI POZZI STRUTTURALI

12.1 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..

12.2 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 quadrata¹, 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 25).

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.

¹ 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 26.

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.

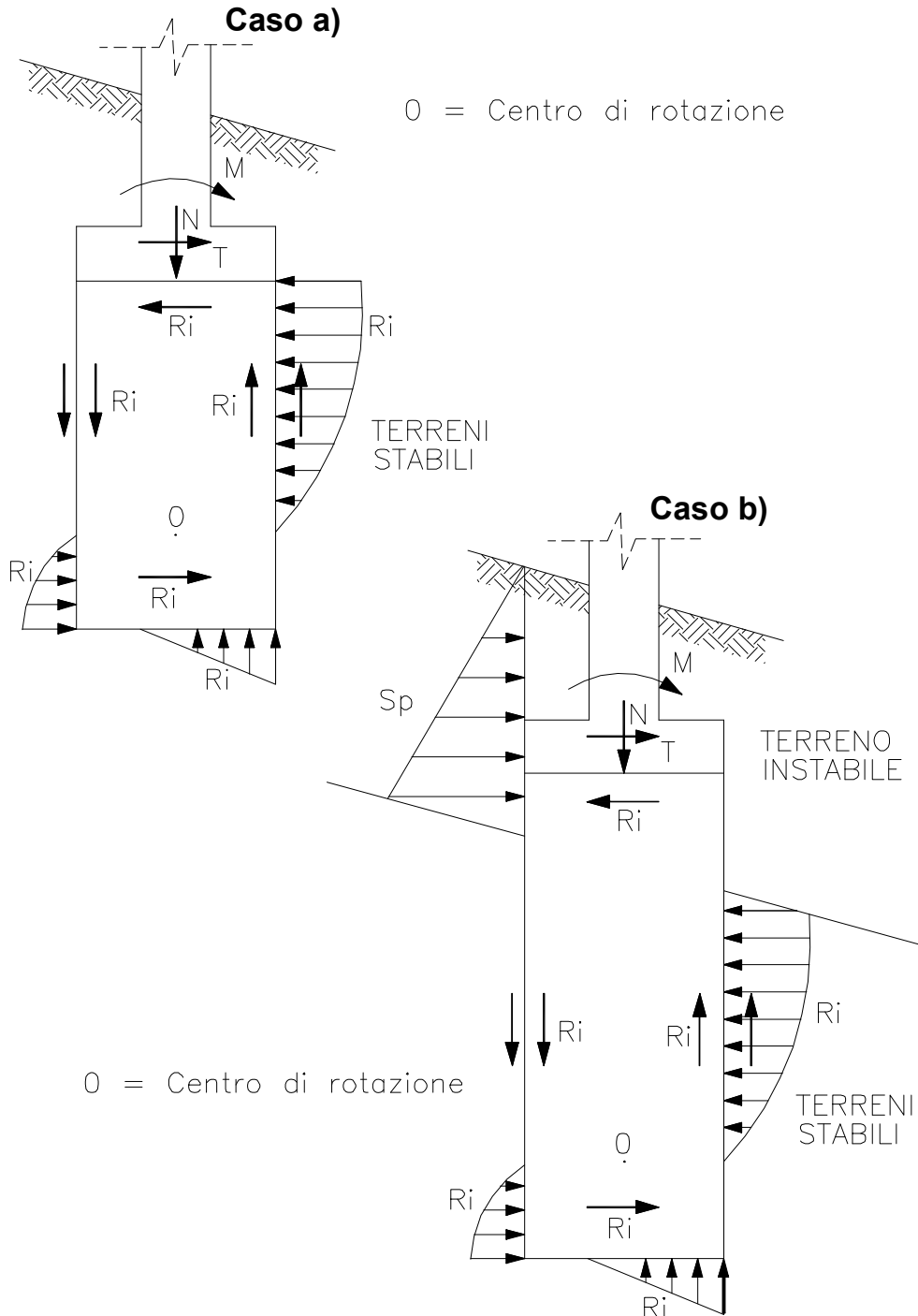


Figura 25:Azioni e reazioni agenti sui pozzi di fondazione

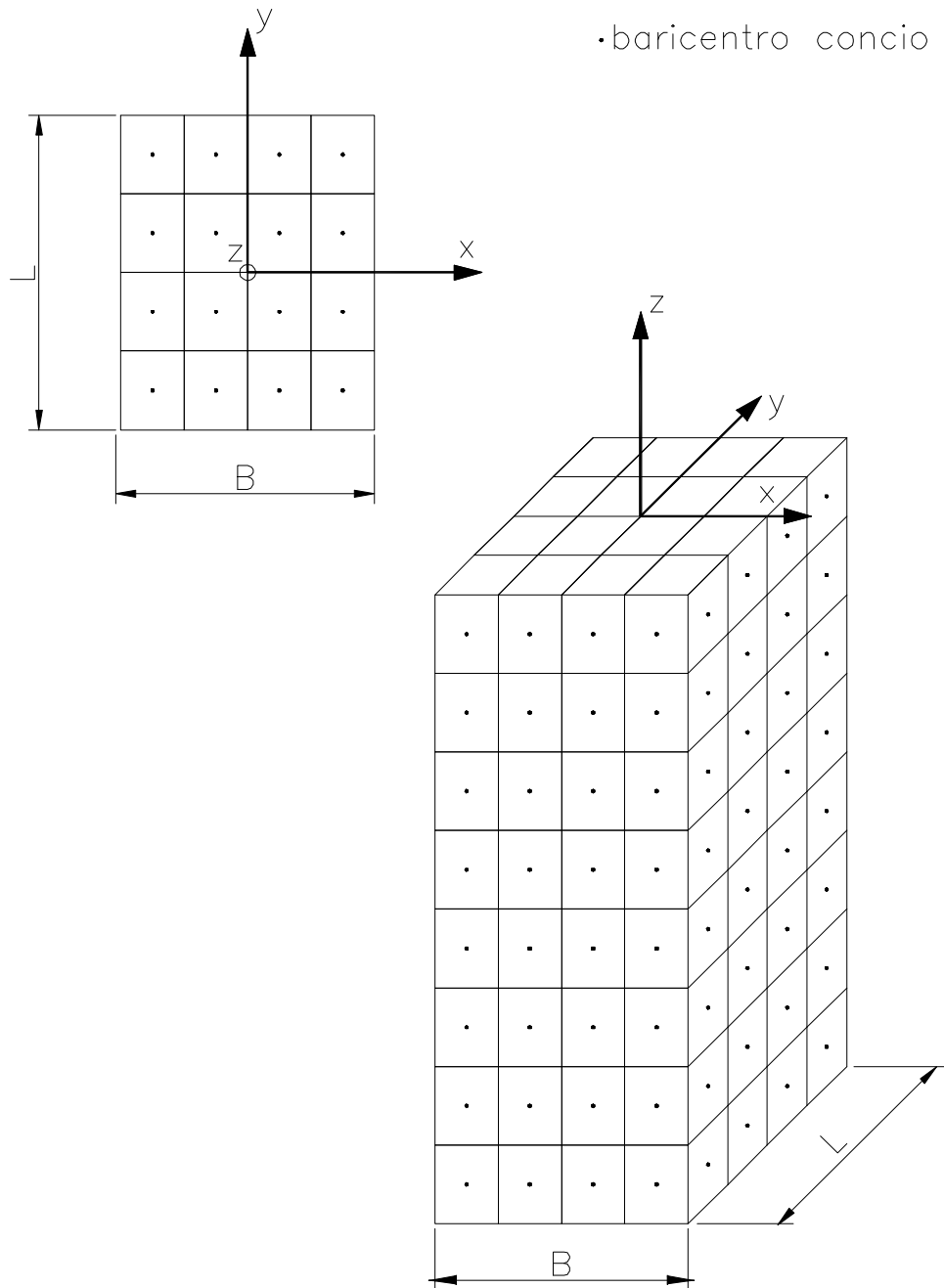


Figura 26: Schema di suddivisione in conci del pozzo

12.3 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 27÷Figura 29.

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)

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

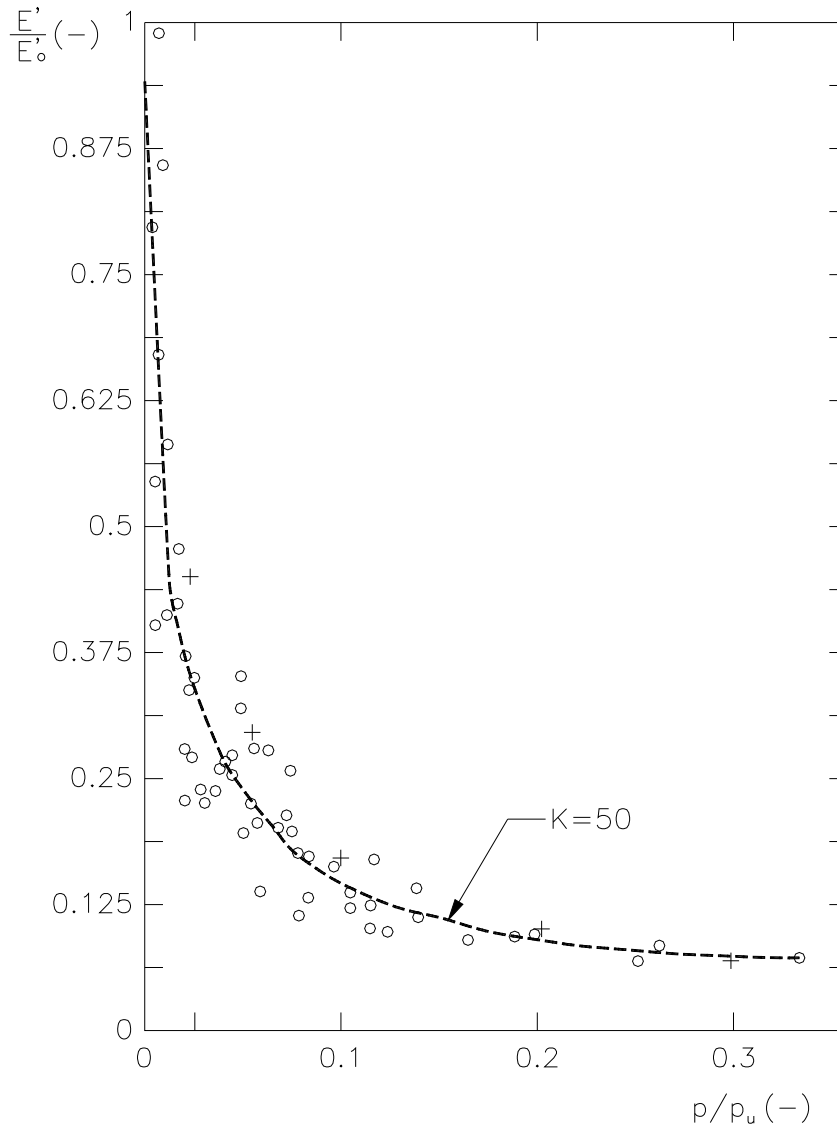


Figura 27: Variazione del modulo di elasticità in funzione del grado mobilitazione: sabbie e ghiaie sovraconsolidate

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

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

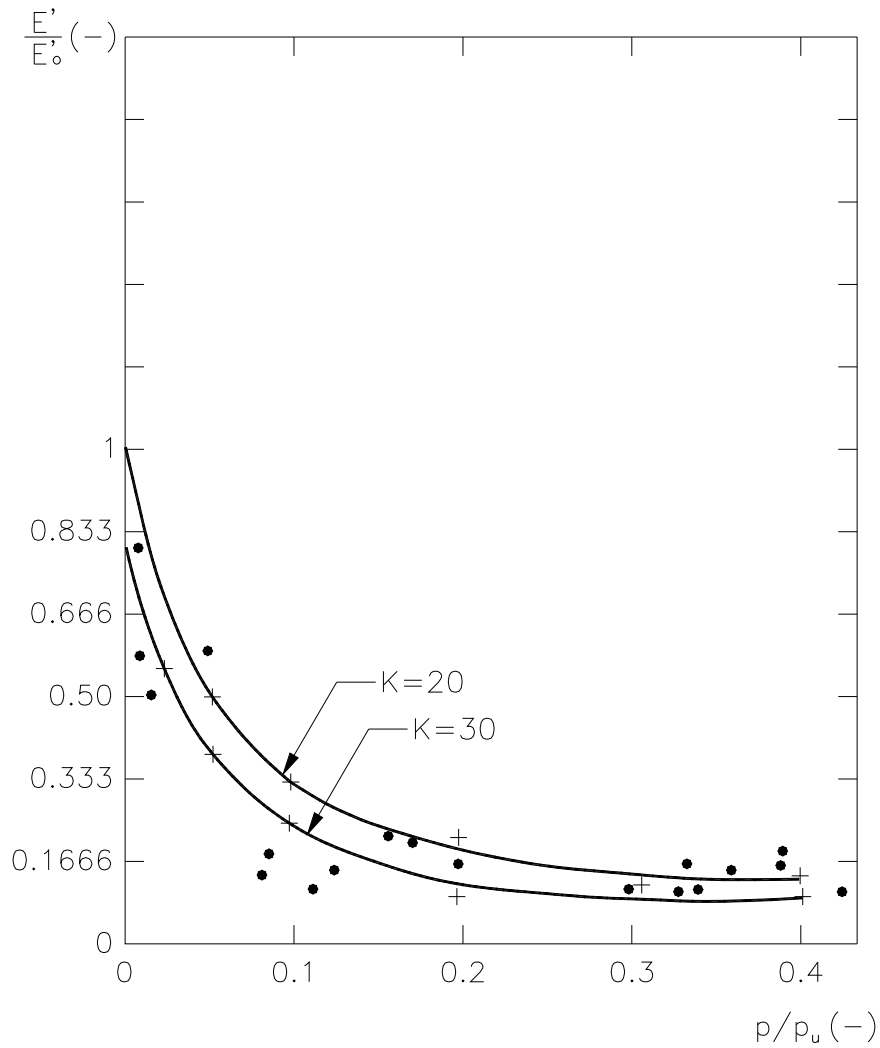


Figura 28: Variazione del modulo di elasticità in funzione del grado mobilitazione: argille sovraconsolidate

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

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

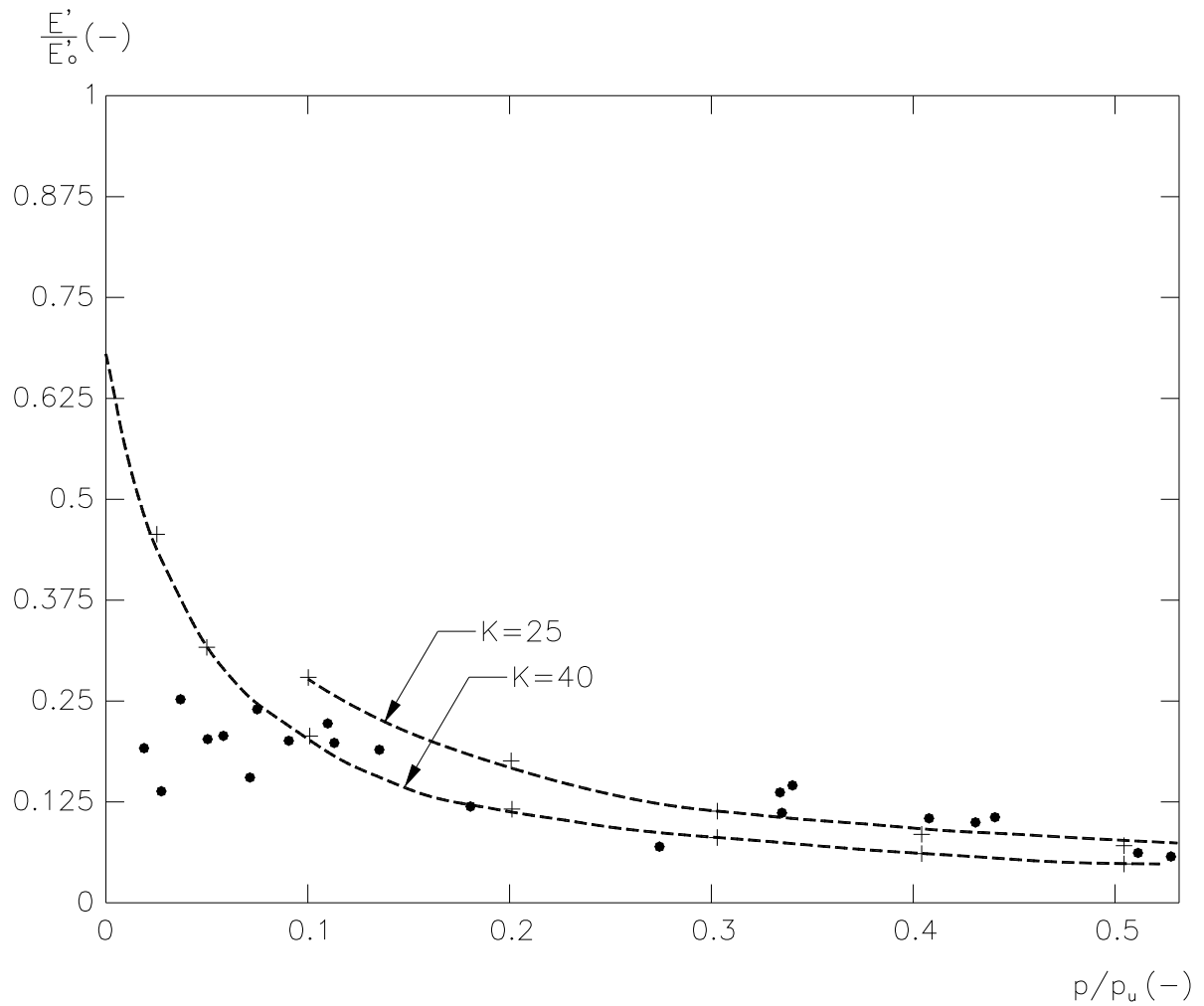


Figura 29: Variazione del modulo di elasticità in funzione del grado mobilitazione: rocce tenere (marne ed arenarie)

Reazioni limite lungo il fusto

In presenza di materiali schematizzabili con modelli rigido-plastici e criteri di rottura di Mohr-Coulomb (angolo di attrito ϕ' 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:

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

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

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

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

I coefficienti di spinta $k_{t\phi}$ e k_{tc} sono ricavabili dai grafici di Figura 30, in funzione dell'angolo di attrito ϕ' e dell'infissione relativa z/B , essendo z la profondità generica rispetto al piano campagna, lato valle, e B il diametro del pozzo.

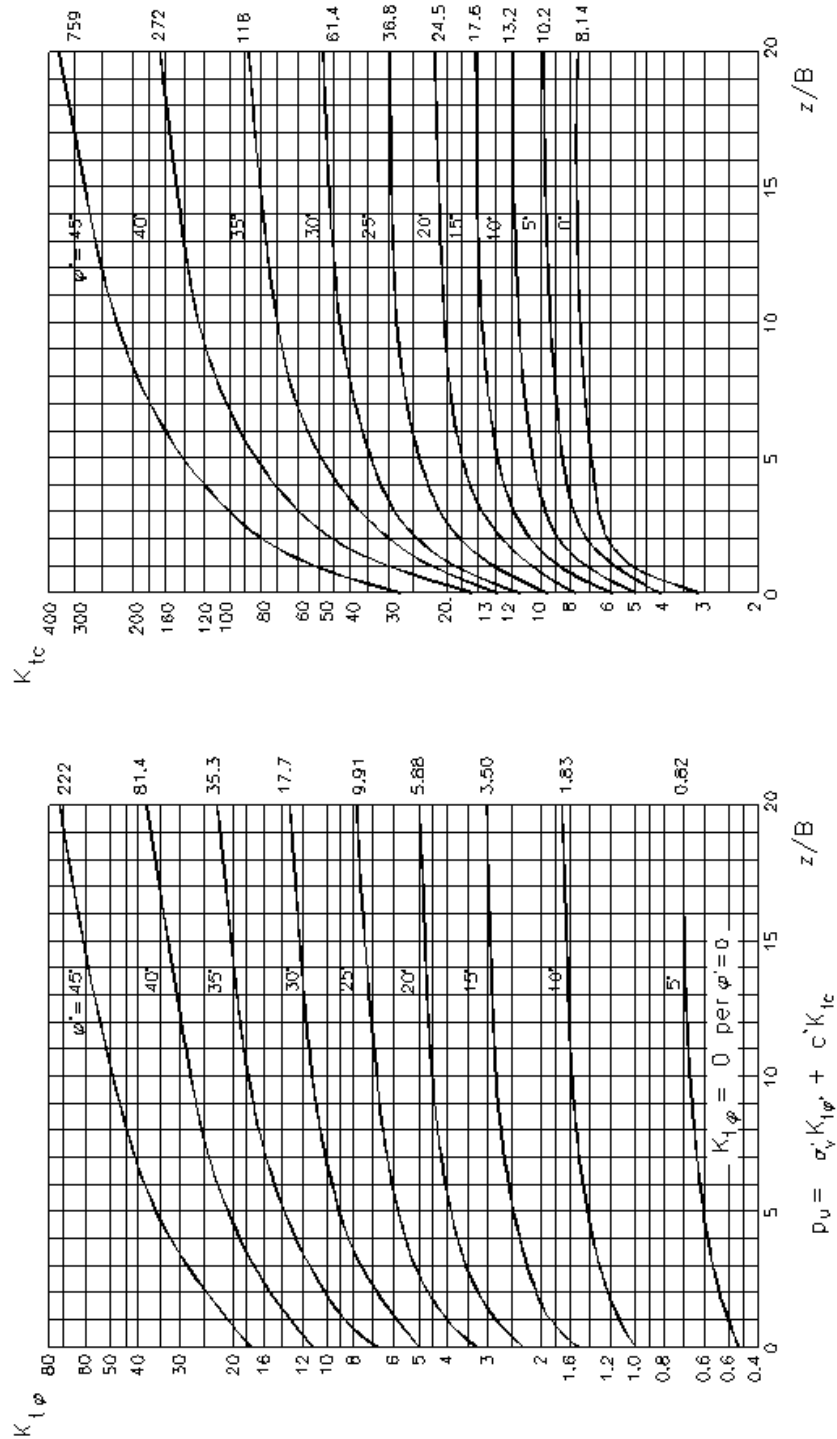


Figura 30: Valori dei coefficienti di spinta passiva tridimensionali (Brinch-Hansen 1961)

Reazioni limite alla base

In presenza di materiali schematizzabili con modelli rigido-plastici e criteri di rottura di Mohr-Coulomb (angolo di attrito ϕ' 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:

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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 (τ_{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.

12.4 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 (τ_{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 τ/τ_{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).

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

13.1 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).

13.2 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 31 e in Figura 32.

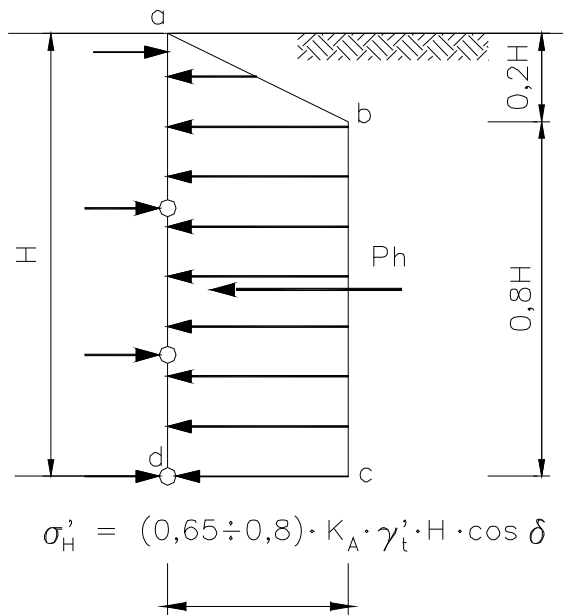
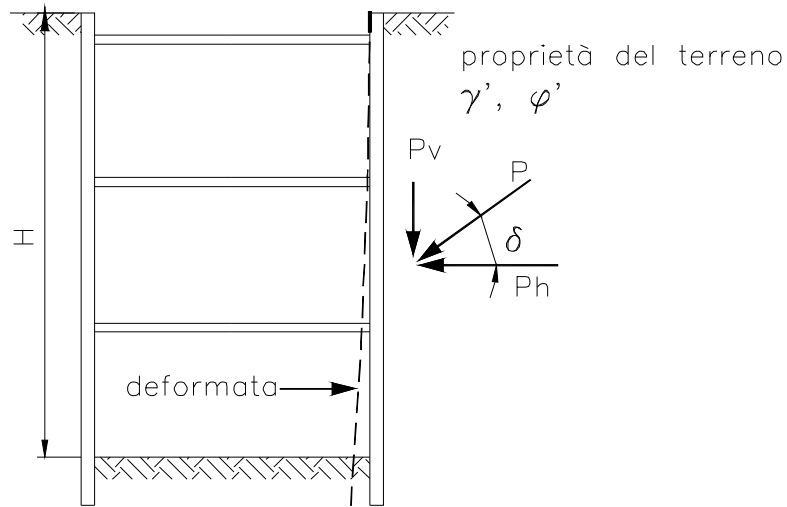
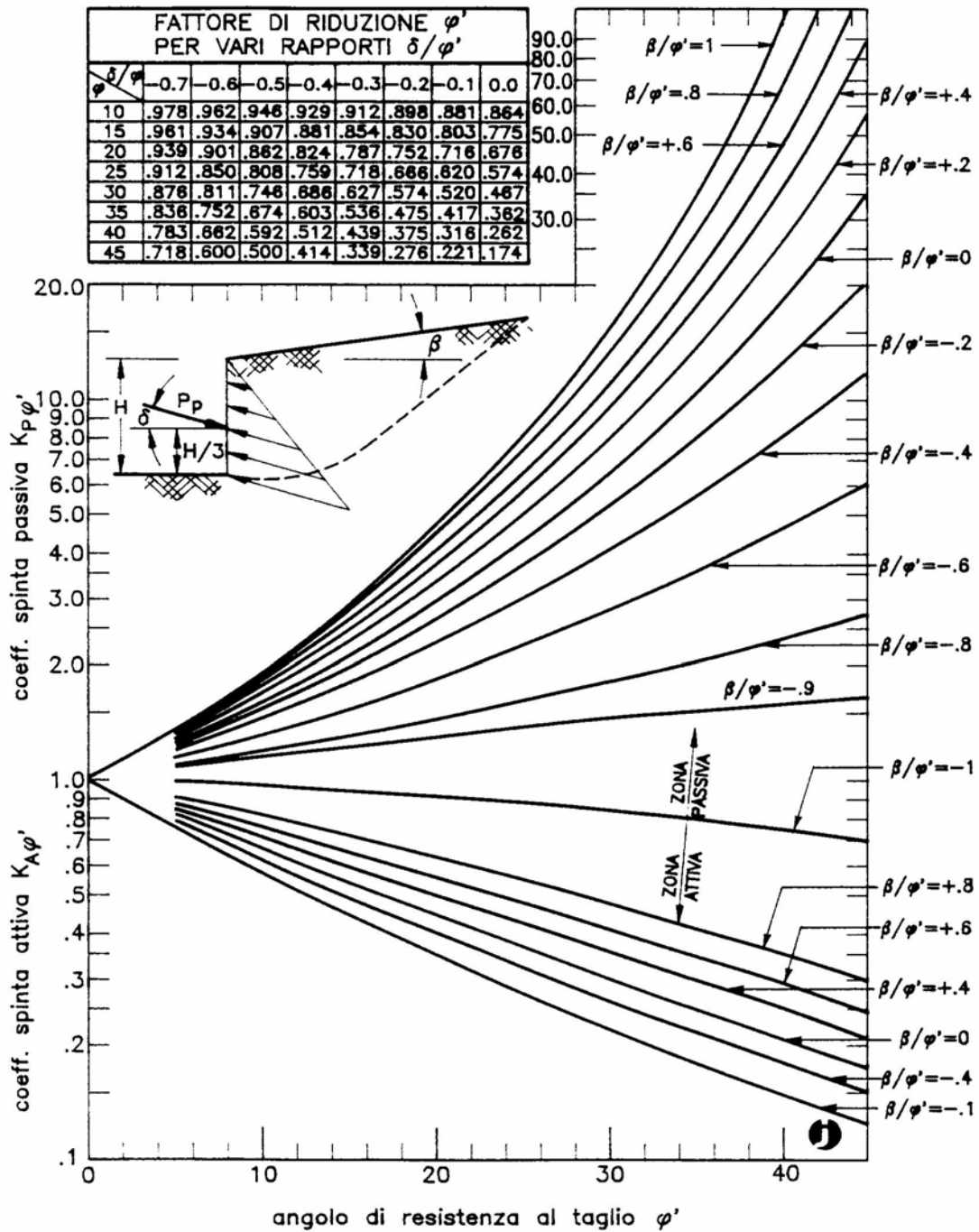


Figura 31: Spinta delle terre in condizioni drenate agente su pareti di sostegno multiancorate in terreni privi di coesione



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

In prima approssimazione può essere mantenuta la soluzione indicata in Figura 31, 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 32(-)

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

c' = coesione reale o apparente (in kPa)

γ'_t = peso di volume sommerso (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%.

13.3 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)

σ_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)

α = coefficiente funzione del tipo di incastro dei micropali

i_{ce} = interasse centine (m)

14. APPENDICE 3 - TABULATO DI CALCOLO DI PARATIE

Sezione tipo 1 combinazione SLU-M1

ELENCO DEI DATI DI INPUT(PARAGEN)

Per il significato dei vari comandi
si faccia riferimento al manuale di
input PARAGEN, versione 6.22.

```
N. comando
1: * Paratie for Windows version 6.2
2: * Filename= <c:\documents and settings\carbonaro\desktop\paratie\slu
ml_hist00.d
3: * project with "run time" parameters
4: * Force=kN Lenght=m
5: *
6: units m kN
7: title History 0 - Berlinese sez 1
8: delta 0.1
9: option param itemax 20
10: option noprint echo
11: option noprint displ
12: option noprint react
13: option noprint stresses
14: wall LeftWall 0 -9 0
15: *
16: soil UHLeft LeftWall -9 0 1 0
17: soil DHLeft LeftWall -9 0 2 180
18: *
19: material calcestruzzo 2.5E+007
20: material acciaio 2.1E+008
21: material acciai01 2.2E+008
22: *
23: beam cordolo LeftWall -0.7 0 calcestruzzo 0.5 00 00
24: beam berlinese LeftWall -9 -0.7 acciaio 0.0894901 00 00
25: *
26: wire Tir1 LeftWall -1.7 acciai01 2.31667E-005 84 20
27: wire Tir2 LeftWall -3.7 acciai01 2.89583E-005 84 20
28: *
29: strip LeftWall 1 6 1 7 0 23 45
30: *
31: * Soil Profile
32: *
33: ldata STR1 0
34: weight 19 9 10
35: atrest 0.455361 0 1
36: resistance 0 33 0.295 3.392
37: young 20000 30000
38: endlayer
39: ldata STR2 -8
40: weight 26 16 10
41: atrest 0.65798 0 1
42: resistance 30 20 0.49 2.04
43: young 200000 300000
44: endlayer
45: *
46: step 1 : condizione geostatica
47: setwall LeftWall
48: geom 0 0
49: water -3 0 -10000 noremove update
50: endstep
51: *
52: step 2 : scavo inserimento tirante
53: setwall LeftWall
54: geom 0 -2.2
55: endstep
```

```

56: *
57: step 3 : inserimento 1° Tirante
58:   setwall LeftWall
59:     add Tir1
60: endstep
61: *
62: step 4 : scavo inserimento tirante
63:   setwall LeftWall
64:     geom 0 -4.2
65:     water -3 1.7 -1000 noremove update
66: endstep
67: *
68: step 5 : inserimento 2° Tirante
69:   setwall LeftWall
70:     add Tir2
71: endstep
72: *
73: step 6 : scavo finale a -5.6
74:   setwall LeftWall
75:     geom 0 -5.6
76:     water -3 3.1 -1000 noremove update
77: endstep
78: *
79: *

```

RIASSUNTO PARAMETRI GEOTECNICI PER LA FASE 1

LAYER STR1			
natura 1=granulare, 2=argilla	= 1.0000		
quota superiore	= 0.0000	m	
quota inferiore	= -8.0000	m	
peso fuori falda	= 19.000	kN/m ³	
peso efficace in falda	= 9.0000	kN/m ³	
peso dell'acqua	= 10.000	kN/m ³	
angolo di attrito	= 33.000	DEG	(A MONTE)
coeff. spinta attiva ka	= 0.29500		(A MONTE)
coeff. spinta passiva kp	= 3.3920		(A MONTE)
Konc normal consolidato	= 0.45536		
OCR: grado di sovraconsolidazione	= 1.0000		
modello di rigidezza	= 1.0000		
modulo el. compr. vergine	= 20000.	kPa	
modulo el. scarico/ricarico	= 30000.	kPa	
natura 1=granulare, 2=argilla	= 1.0000		(A VALLE)
angolo di attrito	= 33.000	DEG	(A VALLE)
coeff. spinta attiva ka	= 0.29500		(A VALLE)
coeff. spinta passiva kp	= 3.3920		(A VALLE)
LAYER STR2			
natura 1=granulare, 2=argilla	= 1.0000		
quota superiore	= -8.0000	m	
quota inferiore	= -0.10000E+31	m	
peso fuori falda	= 26.000	kN/m ³	
peso efficace in falda	= 16.000	kN/m ³	
peso dell'acqua	= 10.000	kN/m ³	
coesione	= 30.000	kPa	(A MONTE)
angolo di attrito	= 20.000	DEG	(A MONTE)
coeff. spinta attiva ka	= 0.49000		(A MONTE)
coeff. spinta passiva kp	= 2.0400		(A MONTE)
Konc normal consolidato	= 0.65798		
OCR: grado di sovraconsolidazione	= 1.0000		
modello di rigidezza	= 1.0000		
modulo el. compr. vergine	= 0.20000E+06	kPa	
modulo el. scarico/ricarico	= 0.30000E+06	kPa	
natura 1=granulare, 2=argilla	= 1.0000		(A VALLE)
coesione	= 30.000	kPa	(A VALLE)
angolo di attrito	= 20.000	DEG	(A VALLE)
coeff. spinta attiva ka	= 0.49000		(A VALLE)

coeff. spinta passiva k_p = 2.0400 (A VALLE)

RIASSUNTO PARAMETRI GEOTECNICI PER LA FASE 2

(SOLO I PARAMETRI CHE POSSONO VARIARE)

NESSUN CAMBIAMENTO RISPETTO AL PASSO PRECEDENTE

RIASSUNTO PARAMETRI GEOTECNICI PER LA FASE 3

(SOLO I PARAMETRI CHE POSSONO VARIARE)

NESSUN CAMBIAMENTO RISPETTO AL PASSO PRECEDENTE

RIASSUNTO PARAMETRI GEOTECNICI PER LA FASE 4

(SOLO I PARAMETRI CHE POSSONO VARIARE)

NESSUN CAMBIAMENTO RISPETTO AL PASSO PRECEDENTE

RIASSUNTO PARAMETRI GEOTECNICI PER LA FASE 5

(SOLO I PARAMETRI CHE POSSONO VARIARE)

NESSUN CAMBIAMENTO RISPETTO AL PASSO PRECEDENTE

RIASSUNTO PARAMETRI GEOTECNICI PER LA FASE 6

(SOLO I PARAMETRI CHE POSSONO VARIARE)

NESSUN CAMBIAMENTO RISPETTO AL PASSO PRECEDENTE

RIASSUNTO DATI RELATIVI ALLA FASE 1

WALL LeftWall

coordinata y	=	0.0000	m
quota piano campagna	=	0.0000	m
quota del fondo scavo	=	0.0000	m
quota della falda	=	-3.0000	m
sovraccarico a monte	=	0.0000	kPa
quota del sovraccarico a monte	=	0.0000	m
depressione falda a valle	=	0.0000	m
sovraccarico a valle	=	0.0000	kPa
quota del sovraccarico a valle	=	-0.99900E+30	m
quota di taglio	=	0.0000	m
quota di equil. pressioni dell'acqua	=	-10000.	m
indicatore comportamento acqua	=	0.0000	(1=REMOVE)
opzione aggiornamento pressioni acqua	=	0.0000	(1=NO UPD)
accelerazione sismica orizz.	=	0.0000	[g]
accel. sismica vert. a monte	=	0.0000	[g]
accel. sismica vert. a valle	=	0.0000	[g]
angolo beta a monte	=	0.0000	[°]
delta/phi a monte	=	0.0000	
angolo beta a valle	=	0.0000	[°]
delta/phi a valle	=	0.0000	
opzione dyn. acqua	=	0.0000	(1=pervious)
rapporto pressioni in eccesso Ru	=	0.0000	
Wood bottom pressure	=	0.0000	kPa
Wood top pressure	=	0.0000	m
Wood bottom pressure elev.	=	0.0000	kPa
Wood top pressure elev.	=	0.0000	m

RIASSUNTO DATI RELATIVI ALLA FASE 2

WALL LeftWall

coordinata y	=	0.0000	m
--------------	---	--------	---

quota piano campagna	= 0.0000	m
quota del fondo scavo	= -2.2000	m
quota della falda	= -3.0000	m
sovraccarico a monte	= 0.0000	kPa
quota del sovraccarico a monte	= 0.0000	m
depressione falda a valle	= 0.0000	m
sovraccarico a valle	= 0.0000	kPa
quota del sovraccarico a valle	= -0.99900E+30	m
quota di taglio	= 0.0000	m
quota di equil. pressioni dell'acqua	= -10000.	m
indicatore comportamento acqua	= 0.0000	(1=REMOVE)
opzione aggiornamento pressioni acqua	= 0.0000	(1=NO UPD)
accelerazione sismica orizz.	= 0.0000	[g]
accel. sismica vert. a monte	= 0.0000	[g]
accel. sismica vert. a valle	= 0.0000	[g]
angolo beta a monte	= 0.0000	[°]
delta/phi a monte	= 0.0000	
angolo beta a valle	= 0.0000	[°]
delta/phi a valle	= 0.0000	
opzione dyn. acqua	= 0.0000	(1=pervious)
rapporto pressioni in eccesso Ru	= 0.0000	
Wood bottom pressure	= 0.0000	kPa
Wood top pressure	= 0.0000	m
Wood bottom pressure elev.	= 0.0000	kPa
Wood top pressure elev.	= 0.0000	m

RIASSUNTO DATI RELATIVI ALLA FASE 3

WALL LeftWall

coordinata y	= 0.0000	m
quota piano campagna	= 0.0000	m
quota del fondo scavo	= -2.2000	m
quota della falda	= -3.0000	m
sovraccarico a monte	= 0.0000	kPa
quota del sovraccarico a monte	= 0.0000	m
depressione falda a valle	= 0.0000	m
sovraccarico a valle	= 0.0000	kPa
quota del sovraccarico a valle	= -0.99900E+30	m
quota di taglio	= 0.0000	m
quota di equil. pressioni dell'acqua	= -10000.	m
indicatore comportamento acqua	= 0.0000	(1=REMOVE)
opzione aggiornamento pressioni acqua	= 0.0000	(1=NO UPD)
accelerazione sismica orizz.	= 0.0000	[g]
accel. sismica vert. a monte	= 0.0000	[g]
accel. sismica vert. a valle	= 0.0000	[g]
angolo beta a monte	= 0.0000	[°]
delta/phi a monte	= 0.0000	
angolo beta a valle	= 0.0000	[°]
delta/phi a valle	= 0.0000	
opzione dyn. acqua	= 0.0000	(1=pervious)
rapporto pressioni in eccesso Ru	= 0.0000	
Wood bottom pressure	= 0.0000	kPa
Wood top pressure	= 0.0000	m
Wood bottom pressure elev.	= 0.0000	kPa
Wood top pressure elev.	= 0.0000	m

RIASSUNTO DATI RELATIVI ALLA FASE 4

WALL LeftWall

coordinata y	= 0.0000	m
quota piano campagna	= 0.0000	m
quota del fondo scavo	= -4.2000	m
quota della falda	= -3.0000	m
sovraccarico a monte	= 0.0000	kPa
quota del sovraccarico a monte	= 0.0000	m
depressione falda a valle	= 1.7000	m

sovraccarico a valle	= 0.0000	kPa
quota del sovraccarico a valle	= -0.99900E+30	m
quota di taglio	= 0.0000	m
quota di equil. pressioni dell'acqua	= -1000.0	m
indicatore comportamento acqua	= 0.0000	(1=REMOVE)
opzione aggiornamento pressioni acqua	= 0.0000	(1=NO UPD)
accelerazione sismica orizz.	= 0.0000	[g]
accel. sismica vert. a monte	= 0.0000	[g]
accel. sismica vert. a valle	= 0.0000	[g]
angolo beta a monte	= 0.0000	[°]
delta/phi a monte	= 0.0000	
angolo beta a valle	= 0.0000	[°]
delta/phi a valle	= 0.0000	
opzione dyn. acqua	= 0.0000	(1=pervious)
rapporto pressioni in eccesso Ru	= 0.0000	
Wood bottom pressure	= 0.0000	kPa
Wood top pressure	= 0.0000	m
Wood bottom pressure elev.	= 0.0000	kPa
Wood top pressure elev.	= 0.0000	m

RIASSUNTO DATI RELATIVI ALLA FASE 5

WALL LeftWall

coordinata y	= 0.0000	m
quota piano campagna	= 0.0000	m
quota del fondo scavo	= -4.2000	m
quota della falda	= -3.0000	m
sovraccarico a monte	= 0.0000	kPa
quota del sovraccarico a monte	= 0.0000	m
depressione falda a valle	= 1.7000	m
sovraccarico a valle	= 0.0000	kPa
quota del sovraccarico a valle	= -0.99900E+30	m
quota di taglio	= 0.0000	m
quota di equil. pressioni dell'acqua	= -1000.0	m
indicatore comportamento acqua	= 0.0000	(1=REMOVE)
opzione aggiornamento pressioni acqua	= 0.0000	(1=NO UPD)
accelerazione sismica orizz.	= 0.0000	[g]
accel. sismica vert. a monte	= 0.0000	[g]
accel. sismica vert. a valle	= 0.0000	[g]
angolo beta a monte	= 0.0000	[°]
delta/phi a monte	= 0.0000	
angolo beta a valle	= 0.0000	[°]
delta/phi a valle	= 0.0000	
opzione dyn. acqua	= 0.0000	(1=pervious)
rapporto pressioni in eccesso Ru	= 0.0000	
Wood bottom pressure	= 0.0000	kPa
Wood top pressure	= 0.0000	m
Wood bottom pressure elev.	= 0.0000	kPa
Wood top pressure elev.	= 0.0000	m

RIASSUNTO DATI RELATIVI ALLA FASE 6

WALL LeftWall

coordinata y	= 0.0000	m
quota piano campagna	= 0.0000	m
quota del fondo scavo	= -5.6000	m
quota della falda	= -3.0000	m
sovraccarico a monte	= 0.0000	kPa
quota del sovraccarico a monte	= 0.0000	m
depressione falda a valle	= 3.1000	m
sovraccarico a valle	= 0.0000	kPa
quota del sovraccarico a valle	= -0.99900E+30	m
quota di taglio	= 0.0000	m
quota di equil. pressioni dell'acqua	= -1000.0	m
indicatore comportamento acqua	= 0.0000	(1=REMOVE)
opzione aggiornamento pressioni acqua	= 0.0000	(1=NO UPD)

accelerazione sismica orizz.	=	0.0000	[g]
accel. sismica vert. a monte	=	0.0000	[g]
accel. sismica vert. a valle	=	0.0000	[g]
angolo beta a monte	=	0.0000	[°]
delta/phi a monte	=	0.0000	
angolo beta a valle	=	0.0000	[°]
delta/phi a valle	=	0.0000	
opzione dyn. acqua	=	0.0000	(1=pervious)
rapporto pressioni in eccesso Ru	=	0.0000	
Wood bottom pressure	=	0.0000	kPa
Wood top pressure	=	0.0000	m
Wood bottom pressure elev.	=	0.0000	kPa
Wood top pressure elev.	=	0.0000	m

RIASSUNTO ELEMENTI

=====

RIASSUNTO ELEMENTI SOIL					
Name	Wall	Z1	Z2	Flag	Angle
		m	m		deg
UHLeft	LeftWall	0.	-9.000	UPHILL	0.
DHLeft	LeftWall	0.	-9.000	DOWNHILL	180.0

RIASSUNTO ELEMENTI BEAM					
Name	Wall	Z1	Z2	Mat	thick
		m	m		m
cordolo	LeftWall	0.	-.7000	_	0.5000
berlinese	LeftWall	-.7000	-9.000	_	0.8949E-01

RIASSUNTO ELEMENTI WIRE						
Name	Wall	Zeta	Mat	A/L	Pinit	Angle
		m			kN/m	deg
Tir1	LeftWall	-1.700	_	0.2317E-04	84.00	20.00
Tir2	LeftWall	-3.700	_	0.2896E-04	84.00	20.00

RIASSUNTO DATI VARI

=====

MATERIALI	
Name	YOUNG MODULUS
	kPa
calc	2.5E+007

acci	2.1E+008
+-----+	+-----+
acci	2.2E+008
+-----+	+-----+

RIASSUNTO ANALISI INCREMENTALE

FASE	N. DI ITERAZIONI	CONVERGENZA
1	2	SI
2	5	SI
3	4	SI
4	6	SI
5	4	SI
6	5	SI

MASSIMI SPOSTAMENTI LATERALI

TUTTI I PASSI

* PARETE LeftWall*

* I PASSI NON EQUILIBRATI SONO ESCLUSI *

* NOTA: LE QUOTE ESPRESSE IN m
E GLI SPOSTAMENTI IN m

NODO	QUOTA ZETA	SPOSTAMENTO MASSIMO	FASE	PARETE LeftWall
1	0.0000	0.18033E-01	2	
2	-0.10000	0.17529E-01	2	
3	-0.20000	0.17024E-01	2	
4	-0.30000	0.16520E-01	2	
5	-0.40000	0.16016E-01	2	
6	-0.50000	0.15512E-01	2	
7	-0.60000	0.15008E-01	2	
8	-0.70000	0.14504E-01	2	
9	-0.80000	0.14000E-01	2	
10	-0.90000	0.13496E-01	2	
11	-1.00000	0.12993E-01	2	
12	-1.10000	0.12491E-01	2	
13	-1.20000	0.11990E-01	2	
14	-1.30000	0.11490E-01	2	
15	-1.40000	0.10992E-01	2	
16	-1.50000	0.10496E-01	2	
17	-1.60000	0.10435E-01	4	
18	-1.70000	0.10460E-01	4	
19	-1.80000	0.10513E-01	4	
20	-1.90000	0.10591E-01	4	
21	-2.00000	0.10690E-01	4	
22	-2.10000	0.10807E-01	4	
23	-2.20000	0.10939E-01	4	
24	-2.30000	0.11082E-01	4	
25	-2.40000	0.11232E-01	4	
26	-2.50000	0.11388E-01	4	
27	-2.60000	0.11545E-01	4	
28	-2.70000	0.11702E-01	4	
29	-2.80000	0.11854E-01	4	
30	-2.90000	0.12001E-01	4	
31	-3.00000	0.12139E-01	4	
32	-3.10000	0.12265E-01	4	
33	-3.20000	0.12379E-01	4	
34	-3.30000	0.12478E-01	4	
35	-3.40000	0.12560E-01	4	
36	-3.50000	0.12623E-01	4	
37	-3.60000	0.12846E-01	6	
38	-3.70000	0.13182E-01	6	
39	-3.80000	0.13535E-01	6	
40	-3.90000	0.13900E-01	6	
41	-4.00000	0.14272E-01	6	
42	-4.10000	0.14644E-01	6	
43	-4.20000	0.15011E-01	6	
44	-4.30000	0.15369E-01	6	
45	-4.40000	0.15713E-01	6	
46	-4.50000	0.16037E-01	6	
47	-4.60000	0.16339E-01	6	

48	-4.7000	0.16613E-01	6
49	-4.8000	0.16857E-01	6
50	-4.9000	0.17068E-01	6
51	-5.0000	0.17242E-01	6
52	-5.1000	0.17376E-01	6
53	-5.2000	0.17470E-01	6
54	-5.3000	0.17520E-01	6
55	-5.4000	0.17526E-01	6
56	-5.5000	0.17487E-01	6
57	-5.6000	0.17402E-01	6
58	-5.7000	0.17270E-01	6
59	-5.8000	0.17093E-01	6
60	-5.9000	0.16870E-01	6
61	-6.0000	0.16603E-01	6
62	-6.1000	0.16293E-01	6
63	-6.2000	0.15941E-01	6
64	-6.3000	0.15549E-01	6
65	-6.4000	0.15120E-01	6
66	-6.5000	0.14655E-01	6
67	-6.6000	0.14156E-01	6
68	-6.7000	0.13626E-01	6
69	-6.8000	0.13068E-01	6
70	-6.9000	0.12483E-01	6
71	-7.0000	0.11876E-01	6
72	-7.1000	0.11248E-01	6
73	-7.2000	0.10601E-01	6
74	-7.3000	0.99402E-02	6
75	-7.4000	0.92664E-02	6
76	-7.5000	0.85828E-02	6
77	-7.6000	0.78921E-02	6
78	-7.7000	0.71968E-02	6
79	-7.8000	0.64997E-02	6
80	-7.9000	0.58034E-02	6
81	-8.0000	0.51107E-02	6
82	-8.1000	0.44245E-02	6
83	-8.2000	0.37467E-02	6
84	-8.3000	0.30789E-02	6
85	-8.4000	0.24215E-02	6
86	-8.5000	0.17743E-02	6
87	-8.6000	0.11362E-02	6
88	-8.7000	0.50544E-03	6
89	-8.8000	-0.12039E-03	6
90	-8.9000	-0.74359E-03	6
91	-9.0000	-0.13659E-02	6

INVILUPPO AZIONI INTERNE NEGLI ELEMENTI DI PARETE
(PER UNITA' DI PROFONDITA')

* PARETE LeftWall GRUPPO cordolo*

STEP 1 - 6

* I PASSI NON EQUILIBRATI SONO ESCLUSI *

Nella tabella si stampano i seguenti risultati:

MOMENTO SX = Momento che tende le fibre sulla faccia sinistra [kN*m/m]

MOMENTO DX = Momento che tende le fibre sulla faccia destra [kN*m/m]

TAGLIO = forza tagliante (valore assoluto, priva di segno)[kN/m]

BEAM EL.	ESTREMO	QUOTA	MOMENTO SX	MOMENTO DX	TAGLIO
1	A	0.	0.1673E-09	0.1310E-09	0.1641E-07
	B	-0.1000	0.8295E-09	0.1291E-09	0.1641E-07
2	A	-0.1000	0.6821E-09	0.3001E-09	0.6461
	B	-0.2000	0.6461E-01	0.	0.6461
3	A	-0.2000	0.6461E-01	0.	1.948
	B	-0.3000	0.2594	0.	1.948
4	A	-0.3000	0.2594	0.	3.921
	B	-0.4000	0.6515	0.	3.921
5	A	-0.4000	0.6515	0.	6.588
	B	-0.5000	1.310	0.	6.588
6	A	-0.5000	1.310	0.	9.968

7	B	-0.6000	2.307	0.	9.968
	A	-0.6000	2.307	0.	14.08
	B	-0.7000	3.715	0.	14.08

INVILUPPO AZIONI INTERNE NEGLI ELEMENTI DI PARETE
(PER UNITA' DI PROFONDITA')

* PARETE LeftWall GRUPPO berlinese*

STEP 1 - 6

* I PASSI NON EQUILIBRATI SONO ESCLUSI *

Nella tabella si stampano i seguenti risultati:

MOMENTO SX = Momento che tende le fibre sulla faccia sinistra [kN*m/m]

MOMENTO DX = Momento che tende le fibre sulla faccia destra [kN*m/m]

TAGLIO = forza tagliante (valore assoluto, priva di segno)[kN/m]

BEAM EL.	ESTREMO	QUOTA	MOMENTO SX	MOMENTO DX	TAGLIO
1	A	-0.7000	3.715	0.	18.40
	B	-0.8000	5.555	0.	18.40
2	A	-0.8000	5.555	0.	22.62
	B	-0.9000	7.817	0.	22.62
3	A	-0.9000	7.817	0.	26.72
	B	-1.000	10.49	0.	26.72
4	A	-1.000	10.49	0.	30.71
	B	-1.100	13.56	0.	30.71
5	A	-1.100	13.56	0.	34.56
	B	-1.200	17.02	0.	34.56
6	A	-1.200	17.02	0.	38.27
	B	-1.300	20.84	0.	38.27
7	A	-1.300	20.84	0.	41.83
	B	-1.400	25.03	0.	41.83
8	A	-1.400	25.03	0.	45.07
	B	-1.500	29.53	0.	45.07
9	A	-1.500	29.53	0.	47.98
	B	-1.600	34.33	0.	47.98
10	A	-1.600	34.33	0.	50.53
	B	-1.700	39.38	0.	50.53
11	A	-1.700	39.38	0.	47.01
	B	-1.800	36.00	0.	47.01
12	A	-1.800	36.00	0.	45.82
	B	-1.900	32.84	0.	45.82
13	A	-1.900	32.84	0.	44.57
	B	-2.000	29.93	0.	44.57
14	A	-2.000	29.93	0.	43.25
	B	-2.100	27.27	0.	43.25
15	A	-2.100	27.27	0.	41.87
	B	-2.200	24.87	0.	41.87
16	A	-2.200	24.87	0.	40.41
	B	-2.300	22.75	0.	40.41
17	A	-2.300	22.75	0.	38.89
	B	-2.400	20.91	0.	38.89
18	A	-2.400	20.91	0.	37.32
	B	-2.500	19.36	0.	37.32
19	A	-2.500	19.36	0.	35.67
	B	-2.600	18.10	1.279	35.67
20	A	-2.600	18.10	1.279	33.96
	B	-2.700	19.42	4.676	33.96
21	A	-2.700	19.42	4.676	32.19
	B	-2.800	20.89	7.895	32.19
22	A	-2.800	20.89	7.895	30.36
	B	-2.900	22.16	10.93	30.36
23	A	-2.900	22.16	10.93	28.46
	B	-3.000	23.17	13.78	28.46
24	A	-3.000	23.17	13.78	26.50
	B	-3.100	23.90	16.43	26.50
25	A	-3.100	23.90	16.43	24.41
	B	-3.200	24.36	18.87	24.41
26	A	-3.200	24.36	18.87	22.19
	B	-3.300	24.58	21.09	22.19

27	A	-3.300	24.58	21.09	19.84
	B	-3.400	24.59	23.07	19.84
28	A	-3.400	24.59	23.07	17.35
	B	-3.500	24.40	24.81	17.35
29	A	-3.500	24.40	24.81	18.92
	B	-3.600	24.04	26.28	18.92
30	A	-3.600	24.04	26.28	23.83
	B	-3.700	23.51	27.48	23.83
31	A	-3.700	23.51	27.48	76.16
	B	-3.800	22.85	28.39	76.16
32	A	-3.800	22.85	28.39	73.16
	B	-3.900	22.06	29.00	73.16
33	A	-3.900	22.06	29.00	70.02
	B	-4.000	21.16	29.30	70.02
34	A	-4.000	21.16	29.30	66.76
	B	-4.100	20.18	29.27	66.76
35	A	-4.100	20.18	29.27	63.36
	B	-4.200	19.12	28.90	63.36
36	A	-4.200	19.12	28.90	59.84
	B	-4.300	18.01	28.18	59.84
37	A	-4.300	18.01	28.18	56.18
	B	-4.400	16.85	27.16	56.18
38	A	-4.400	16.85	27.16	52.40
	B	-4.500	15.66	29.02	52.40
39	A	-4.500	15.66	29.02	48.49
	B	-4.600	14.44	33.87	48.49
40	A	-4.600	14.44	33.87	44.44
	B	-4.700	13.21	38.31	44.44
41	A	-4.700	13.21	38.31	40.27
	B	-4.800	11.98	42.34	40.27
42	A	-4.800	11.98	42.34	35.97
	B	-4.900	10.75	45.94	35.97
43	A	-4.900	10.75	45.94	31.55
	B	-5.000	9.549	49.09	31.55
44	A	-5.000	9.549	49.09	26.99
	B	-5.100	8.384	51.79	26.99
45	A	-5.100	8.384	51.79	22.30
	B	-5.200	7.262	54.02	22.30
46	A	-5.200	7.262	54.02	17.71
	B	-5.300	6.190	55.77	17.71
47	A	-5.300	6.190	55.77	17.01
	B	-5.400	5.175	57.02	17.01
48	A	-5.400	5.175	57.02	16.02
	B	-5.500	4.218	57.77	16.02
49	A	-5.500	4.218	57.77	14.76
	B	-5.600	3.322	58.00	14.76
50	A	-5.600	3.322	58.00	13.31
	B	-5.700	2.488	57.69	13.31
51	A	-5.700	2.488	57.69	11.99
	B	-5.800	1.717	56.90	11.99
52	A	-5.800	1.717	56.90	12.16
	B	-5.900	1.008	55.69	12.16
53	A	-5.900	1.008	55.69	15.94
	B	-6.000	0.3612	54.09	15.94
54	A	-6.000	0.3612	54.09	19.20
	B	-6.100	0.1155E-15	52.17	19.20
55	A	-6.100	0.1155E-15	52.17	21.95
	B	-6.200	0.6912E-16	49.98	21.95
56	A	-6.200	0.6912E-16	49.98	24.42
	B	-6.300	0.2115E-16	47.54	24.42
57	A	-6.300	0.2115E-16	47.54	26.61
	B	-6.400	0.3258	44.88	26.61
58	A	-6.400	0.3258	44.88	28.53
	B	-6.500	0.9400	42.02	28.53
59	A	-6.500	0.9400	42.02	30.17
	B	-6.600	1.520	39.01	30.17
60	A	-6.600	1.520	39.01	31.53
	B	-6.700	2.079	35.85	31.53

61	A	-6.700	2.079	35.85	32.61
	B	-6.800	2.628	32.59	32.61
62	A	-6.800	2.628	32.59	33.42
	B	-6.900	3.180	29.25	33.42
63	A	-6.900	3.180	29.25	33.95
	B	-7.000	3.748	25.86	33.95
64	A	-7.000	3.748	25.86	34.20
	B	-7.100	4.344	22.44	34.20
65	A	-7.100	4.344	22.44	34.18
	B	-7.200	4.983	19.02	34.18
66	A	-7.200	4.983	19.02	33.87
	B	-7.300	5.686	15.63	33.87
67	A	-7.300	5.686	15.63	33.31
	B	-7.400	6.470	12.30	33.31
68	A	-7.400	6.470	12.30	33.04
	B	-7.500	7.353	8.996	33.04
69	A	-7.500	7.353	8.996	33.06
	B	-7.600	8.354	5.689	33.06
70	A	-7.600	8.354	5.689	33.40
	B	-7.700	9.491	2.349	33.40
71	A	-7.700	9.491	2.349	34.03
	B	-7.800	10.78	0.5051	34.03
72	A	-7.800	10.78	0.5051	34.98
	B	-7.900	12.24	0.8233E-16	34.98
73	A	-7.900	12.24	0.8233E-16	36.24
	B	-8.000	13.88	0.6956E-17	36.24
74	A	-8.000	13.88	0.6956E-17	26.78
	B	-8.100	14.50	0.	26.78
75	A	-8.100	14.50	0.	17.08
	B	-8.200	14.22	0.	17.08
76	A	-8.200	14.22	0.	10.46
	B	-8.300	13.27	0.	10.46
77	A	-8.300	13.27	0.	16.89
	B	-8.400	12.96	0.	16.89
78	A	-8.400	12.96	0.	22.14
	B	-8.500	11.61	0.	22.14
79	A	-8.500	11.61	0.	25.20
	B	-8.600	9.245	0.	25.20
80	A	-8.600	9.245	0.	29.95
	B	-8.700	6.250	0.	29.95
81	A	-8.700	6.250	0.	31.13
	B	-8.800	3.137	0.	31.13
82	A	-8.800	3.137	0.	22.60
	B	-8.900	0.8773	0.	22.60
83	A	-8.900	0.8773	0.	8.773
	B	-9.000	0.9095E-12	0.3411E-12	8.773

FORZE NEGLI ANCORAGGI ATTIVI (PER UNITA' DI PROFONDITA')

TIRANTE	Tir1	1 PARETE LeftWall	QUOTA	-1.7000
		FASE 1 inattivo		
		FASE 2 inattivo		
		FASE 3 FORZA	84.000	kN/m
		FASE 4 FORZA	97.561	kN/m
		FASE 5 FORZA	93.828	kN/m
		FASE 6 FORZA	92.156	kN/m
TIRANTE	Tir2	1 PARETE LeftWall	QUOTA	-3.7000
		FASE 1 inattivo		
		FASE 2 inattivo		
		FASE 3 inattivo		
		FASE 4 inattivo		
		FASE 5 FORZA	84.000	kN/m
		FASE 6 FORZA	102.83	kN/m

INVILUPPO RISULTATI NEGLI ELEMENTI TERRENO

* PARETE LeftWall GRUPPO UHLeft*

STEP 1 - 6

* I PASSI NON EQUILIBRATI SONO ESCLUSI *

Nella tabella si stampano i seguenti risultati:

SIGMA-H = massimo sforzo orizzontale efficace [kPa]

TAGLIO = massimo sforzo di taglio [kPa]

PR. ACQUA =massima pressione interstiziale [kPa]

GRAD. MAX =massimo gradiente idraulico

SOIL EL.	QUOTA	SIGMA-H	TAGLIO	PR. ACQUA	GRAD. MAX
1	0.	0.	0.	0.	0.
2	-0.1000	6.461	2.278	0.	0.
3	-0.2000	13.02	4.589	0.	0.
4	-0.3000	19.74	6.959	0.	0.
5	-0.4000	26.66	9.401	0.	0.
6	-0.5000	33.80	11.92	0.	0.
7	-0.6000	41.13	14.50	0.	0.
8	-0.7000	43.22	14.44	0.	0.
9	-0.8000	42.17	12.81	0.	0.
10	-0.9000	41.05	11.12	0.	0.
11	-1.000	39.84	9.381	0.	0.
12	-1.100	38.52	8.228	0.	0.
13	-1.200	37.08	9.023	0.	0.
14	-1.300	35.49	9.839	0.	0.
15	-1.400	36.41	10.67	0.	0.
16	-1.500	37.41	11.66	0.	0.
17	-1.600	38.10	12.45	0.	0.
18	-1.700	38.55	13.23	0.	0.
19	-1.800	38.82	14.16	0.	0.
20	-1.900	38.78	14.91	0.	0.
21	-2.000	38.63	15.80	0.	0.
22	-2.100	38.25	16.54	0.	0.
23	-2.200	37.82	17.40	0.	0.
24	-2.300	37.24	18.13	0.	0.
25	-2.400	36.59	18.85	0.	0.
26	-2.500	35.98	19.68	0.	0.
27	-2.600	35.37	20.39	0.	0.
28	-2.700	36.39	21.20	0.	0.
29	-2.800	37.32	21.90	0.	0.
30	-2.900	38.29	22.70	0.	0.
31	-3.000	39.17	23.40	0.	0.
32	-3.100	39.83	23.74	1.000	0.1557E-02
33	-3.200	40.71	24.17	2.000	0.1557E-02
34	-3.300	41.45	24.51	3.000	0.1557E-02
35	-3.400	42.14	24.93	4.000	0.1557E-02
36	-3.500	42.68	25.26	5.000	0.1557E-02
37	-3.600	43.13	25.68	6.000	0.1557E-02
38	-3.700	43.38	26.01	7.000	0.1557E-02
39	-3.800	43.48	26.34	8.000	0.1557E-02
40	-3.900	43.48	26.74	9.000	0.1557E-02
41	-4.000	43.31	27.07	10.00	0.1557E-02
42	-4.100	43.08	27.47	11.00	0.1557E-02
43	-4.200	42.73	27.79	12.00	0.1557E-02
44	-4.300	42.34	28.18	13.00	0.1557E-02
45	-4.400	41.86	28.51	14.00	0.1557E-02
46	-4.500	41.35	28.83	15.00	0.1557E-02
47	-4.600	40.84	29.22	16.00	0.1557E-02
48	-4.700	40.29	29.54	17.00	0.1557E-02
49	-4.800	39.77	29.92	18.00	0.1557E-02
50	-4.900	39.22	30.24	19.00	0.1557E-02
51	-5.000	38.72	30.62	20.00	0.1557E-02
52	-5.100	38.55	30.94	21.00	0.1557E-02
53	-5.200	38.87	31.26	22.00	0.1557E-02
54	-5.300	39.20	31.63	23.00	0.1557E-02
55	-5.400	39.52	31.95	24.00	0.1557E-02
56	-5.500	39.85	32.32	25.00	0.1557E-02
57	-5.600	40.17	32.64	26.00	0.1557E-02

58	-5.700	40.50	33.01	27.00	0.1557E-02
59	-5.800	40.83	33.32	28.00	0.1557E-02
60	-5.900	41.17	33.64	29.00	0.1557E-02
61	-6.000	41.50	34.01	30.00	0.1557E-02
62	-6.100	41.84	34.32	31.00	0.1557E-02
63	-6.200	42.18	34.69	32.00	0.1557E-02
64	-6.300	42.52	35.00	33.00	0.1557E-02
65	-6.400	42.86	35.36	34.00	0.1557E-02
66	-6.500	43.20	35.68	35.00	0.1557E-02
67	-6.600	43.55	35.99	36.00	0.1557E-02
68	-6.700	43.90	36.35	37.00	0.1557E-02
69	-6.800	44.24	36.67	38.00	0.1557E-02
70	-6.900	44.59	37.02	39.00	0.1557E-02
71	-7.000	44.94	37.34	40.00	0.1557E-02
72	-7.100	45.30	37.69	41.00	0.1557E-02
73	-7.200	45.65	38.01	42.00	0.1557E-02
74	-7.300	46.01	38.32	43.00	0.1557E-02
75	-7.400	46.36	38.67	44.00	0.1557E-02
76	-7.500	46.72	38.99	45.00	0.1557E-02
77	-7.600	47.08	39.34	46.00	0.1557E-02
78	-7.700	47.44	39.66	47.00	0.1557E-02
79	-7.800	47.80	40.01	48.00	0.1557E-02
80	-7.900	48.16	40.32	49.00	0.1557E-02
81	-8.000	48.52	40.64	50.00	0.1557E-02
82	-8.100	48.88	40.96	51.00	0.1557E-02
83	-8.200	49.24	41.28	52.00	0.1557E-02
84	-8.300	49.60	41.60	53.00	0.1557E-02
85	-8.400	49.96	41.92	54.00	0.1557E-02
86	-8.500	50.32	42.24	55.00	0.1557E-02
87	-8.600	50.68	42.56	56.00	0.1557E-02
88	-8.700	51.04	42.88	57.00	0.1557E-02
89	-8.800	51.40	43.20	58.00	0.1557E-02
90	-8.900	51.76	43.52	59.00	0.1557E-02
91	-9.000	52.12	43.84	60.00	0.1557E-02

INVILUPPO RISULTATI NEGLI ELEMENTI TERRENO

* PARETE LeftWall GRUPPO DHLeft*

STEP 1 - 6

* I PASSI NON EQUILIBRATI SONO ESCLUSI *

Nella tabella si stampano i seguenti risultati:

SIGMA-H = massimo sforzo orizzontale efficace [kPa]

TAGLIO = massimo sforzo di taglio [kPa]

PR. ACQUA =massima pressione interstiziale [kPa]

GRAD. MAX =massimo gradiente idraulico

SOIL EL.	QUOTA	SIGMA-H	TAGLIO	PR. ACQUA	GRAD. MAX
1	0.	0.	0.	0.	0.
2	-0.1000	2.137	0.1184	0.	0.
3	-0.2000	4.218	0.2088	0.	0.
4	-0.3000	6.196	0.2479	0.	0.
5	-0.4000	8.040	0.2201	0.	0.
6	-0.5000	9.736	0.1180	0.	0.
7	-0.6000	11.28	0.5829E-01	0.	0.
8	-0.7000	12.69	0.3039	0.	0.
9	-0.8000	13.98	0.6110	0.	0.
10	-0.9000	15.16	0.9707	0.	0.
11	-1.000	16.25	1.375	0.	0.
12	-1.100	17.27	1.814	0.	0.
13	-1.200	18.23	2.284	0.	0.
14	-1.300	19.15	2.777	0.	0.
15	-1.400	20.02	3.289	0.	0.
16	-1.500	20.87	3.816	0.	0.
17	-1.600	21.69	4.355	0.	0.
18	-1.700	22.49	4.903	0.	0.
19	-1.800	23.28	5.460	0.	0.
20	-1.900	24.06	6.022	0.	0.
21	-2.000	24.82	6.589	0.	0.

22	-2.100	25.58	7.160	0.	0.
23	-2.200	26.33	7.734	0.	0.
24	-2.300	27.08	8.310	0.	0.
25	-2.400	27.82	8.888	0.	0.
26	-2.500	28.57	9.467	0.	0.
27	-2.600	29.31	10.05	0.	0.
28	-2.700	32.22	11.36	0.	0.
29	-2.800	38.67	13.63	0.	0.
30	-2.900	45.11	15.91	0.	0.
31	-3.000	48.29	16.54	0.	0.
32	-3.100	46.09	14.99	1.000	0.
33	-3.200	44.03	13.51	2.000	0.
34	-3.300	42.11	13.29	3.000	0.
35	-3.400	40.34	13.60	4.000	0.
36	-3.500	38.72	13.90	5.000	0.
37	-3.600	37.24	14.21	6.000	0.
38	-3.700	35.91	14.51	7.000	0.
39	-3.800	34.71	14.82	8.000	0.
40	-3.900	34.86	15.12	9.000	0.
41	-4.000	35.16	15.42	10.00	0.
42	-4.100	35.46	15.72	11.00	0.
43	-4.200	35.76	16.02	12.00	0.
44	-4.300	36.06	16.32	13.00	0.
45	-4.400	36.37	16.62	14.00	0.
46	-4.500	36.67	16.91	15.00	0.
47	-4.600	36.98	17.21	16.00	0.
48	-4.700	37.29	17.50	17.00	0.
49	-4.800	37.60	17.80	18.00	0.8533E-03
50	-4.900	38.32	18.09	19.00	0.8533E-03
51	-5.000	41.37	18.38	20.00	0.8533E-03
52	-5.100	44.42	18.67	21.00	0.8533E-03
53	-5.200	47.47	18.96	22.00	0.8533E-03
54	-5.300	50.52	19.25	23.00	0.8533E-03
55	-5.400	53.57	19.54	24.00	0.8533E-03
56	-5.500	56.62	19.97	25.00	0.8533E-03
57	-5.600	58.74	20.57	26.00	0.8533E-03
58	-5.700	57.82	20.40	27.00	0.8533E-03
59	-5.800	56.89	20.68	28.00	0.8533E-03
60	-5.900	55.95	20.97	29.00	0.8533E-03
61	-6.000	55.00	21.25	30.00	0.8533E-03
62	-6.100	54.05	21.53	31.00	0.8533E-03
63	-6.200	53.10	21.81	32.00	0.1557E-02
64	-6.300	52.14	22.09	33.00	0.1557E-02
65	-6.400	51.17	22.37	34.00	0.1557E-02
66	-6.500	50.21	22.65	35.00	0.1557E-02
67	-6.600	49.25	22.93	36.00	0.1557E-02
68	-6.700	50.51	23.20	37.00	0.1557E-02
69	-6.800	53.56	23.48	38.00	0.1557E-02
70	-6.900	56.60	23.75	39.00	0.1557E-02
71	-7.000	59.65	24.03	40.00	0.1557E-02
72	-7.100	62.70	24.30	41.00	0.1557E-02
73	-7.200	65.75	24.58	42.00	0.1557E-02
74	-7.300	68.65	24.85	43.00	0.1557E-02
75	-7.400	65.99	25.12	44.00	0.1557E-02
76	-7.500	63.26	25.39	45.00	0.1557E-02
77	-7.600	60.50	25.66	46.00	0.1557E-02
78	-7.700	57.71	25.93	47.00	0.1557E-02
79	-7.800	54.91	26.20	48.00	0.1557E-02
80	-7.900	52.10	26.47	49.00	0.1557E-02
81	-8.000	139.9	56.67	50.00	0.1557E-02
82	-8.100	143.2	57.50	51.00	0.1557E-02
83	-8.200	146.4	58.33	52.00	0.1557E-02
84	-8.300	149.7	59.16	53.00	0.1557E-02
85	-8.400	152.9	59.99	54.00	0.1557E-02
86	-8.500	149.7	57.57	55.00	0.1557E-02
87	-8.600	113.0	38.43	56.00	0.1557E-02
88	-8.700	76.53	19.38	57.00	0.1557E-02
89	-8.800	77.29	18.76	58.00	0.1557E-02

90	-8.900	78.30	19.05	59.00	0.1557E-02
91	-9.000	79.32	26.40	60.00	0.1557E-02

RIASSUNTO SPINTE NEGLI ELEMENTI TERRENO
(LE SPINTE SONO CALCOLATE INTEGRANDO GLI SFORZI NEI SINGOLI ELEMENTI MOLLA)

SPINTA EFFICACE VERA = Integrale delle pressioni orizzontali efficaci in tutti gli elementi nel gruppo: unita' di misura kN/m

SPINTA ACQUA = Integrale delle pressioni interstiziali in tutti gli elementi nel gruppo: unita' di misura kN/m

SPINTA TOTALE VERA = Somma della SPINTA EFFICACE e della SPINTA DELL'ACQUA: e' l' azione totale sulla parete: unita' di misura kN/m

SPINTA ATTIVA POSSIBILE = La minima spinta che puo' essere esercitata da questo gruppo di elementi terreno, in questa fase: unita' di misura kN/m

SPINTA PASSIVA POSSIBILE = La massima spinta che puo' essere esercitata da questo gruppo di elementi terreno, in questa fase: unita' di misura kN/m

RAPPORTO PASSIVA/VERA = e' il rapporto tra la massima spinta possibile e la spinta efficace vera: fornisce un'indicazione su quanta spinta passiva venga mobilitata;

SPINTA PASSIVA MOBILITATA = e' l'inverso del rapporto precedente, espresso in unita' percentuale: indica quanta parte della massima spinta possibile e' stata mobilitata;

RAPPORTO VERA/ATTIVA = e' il rapporto tra la spinta efficace vera e la minima spinta possibile: fornisce un'indicazione di quanto questa porzione di terreno sia prossima alla condizione di massimo rilascio.

FASE	GRUPPO -->	UHLe	DHLe
1			
	SPINTA EFFICACE VERA	333.93	333.93
	SPINTA ACQUA	180.00	180.00
	SPINTA TOTALE VERA	513.93	513.93
	SPINTA ATTIVA (POSSIBILE)	181.02	153.28
	SPINTA PASSIVA (POSSIBILE)	2216.9	1945.8
	RAPPORTO PASSIVA/VERA	6.6387	5.8271
	SPINTA PASSIVA MOBILITATA	15.%	17.%
	RAPPORTO VERA/ATTIVA	1.8447	2.1785

FASE	GRUPPO -->	UHLe	DHLe
2			
	SPINTA EFFICACE VERA	238.47	238.46
	SPINTA ACQUA	180.00	180.00
	SPINTA TOTALE VERA	418.47	418.46
	SPINTA ATTIVA (POSSIBILE)	181.02	56.513
	SPINTA PASSIVA (POSSIBILE)	2216.9	885.06
	RAPPORTO PASSIVA/VERA	9.2962	3.7115
	SPINTA PASSIVA MOBILITATA	11.%	27.%
	RAPPORTO VERA/ATTIVA	1.3174	4.2196

FASE	GRUPPO -->	UHLe	DHLe
3			
	SPINTA EFFICACE VERA	307.01	228.08
	SPINTA ACQUA	180.00	180.00
	SPINTA TOTALE VERA	487.01	408.08
	SPINTA ATTIVA (POSSIBILE)	181.02	56.513
	SPINTA PASSIVA (POSSIBILE)	2216.9	885.06
	RAPPORTO PASSIVA/VERA	7.2208	3.8805
	SPINTA PASSIVA MOBILITATA	14.%	26.%
	RAPPORTO VERA/ATTIVA	1.6960	4.0358

FASE	GRUPPO -->	UHLe	DHLe
4			
	SPINTA EFFICACE VERA	241.61	237.25
	SPINTA ACQUA	179.85	92.529
	SPINTA TOTALE VERA	421.45	329.78

SPINTA ATTIVA (POSSIBILE)	181.07	23.814
SPINTA PASSIVA (POSSIBILE)	2217.3	464.02
RAPPORTO PASSIVA/VERA	9.1773	1.9558
SPINTA PASSIVA MOBILITATA	11.%	51.%
RAPPORTO VERA/ATTIVA	1.3343	9.9626

FASE	5	GRUPPO -->	UHLe	DHLe
			306.99	227.21
			179.85	92.529
			486.84	319.74
			181.07	23.814
			2217.3	464.02
			7.2226	2.0423
			14.%	49.%
			1.6954	9.5410

FASE	6	GRUPPO -->	UHLe	DHLe
			262.98	217.34
			179.72	42.115
			442.70	259.46
			181.12	10.417
			2217.7	282.98
			8.4330	1.3020
			12.%	77.%
			1.4520	20.863