

COMMITTENTE



PROGETTAZIONE



DIREZIONE TECNICA

U.O. OPERE CIVILI E GESTIONE DELLE VARIANTI

PROGETTO DEFINITIVO

**RADDOPPIO DELLA TRATTA GIAMPILIERI – FIUMEFREDDO**

**Lotto 2: Taormina (e) – Giampileri (e)**

VI05 – VIADOTTO FIUMARA D'AGRÒ

Relazione geotecnica e di calcolo strutturale fondazioni su pozzo

SCALA:

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

RS2S 02 D 09 CL VI0503 001 A

Rev.	Descrizione	Redatto	Data	Verificato	Data	Approvato	Data	Autorizzato Data
A	EMISSIONE	F. Bianchi 	Gen.2018	L. Utzeri 	Gen.2018	P. Carlesimo 	Gen.2018	A. Vittozzi Gen.2018

File: RS2S02D09CLVI0503001A.doc.doc

n. Elab.: 1949

ITALFERR S.p.A.  
U.O. Opere Civili e Gestione delle varianti  
A. Vittozzi  
Gen.2018  
Direttore Ingegnere della Provincia di Roma  
N° A20782

## INDICE

1	PREMESSA .....	5
2	DOCUMENTI DI RIFERIMENTO E NORMATIVA.....	5
2.1	DOCUMENTAZIONE DI RIFERIMENTO .....	5
2.2	NORMATIVA E STANDARD DI RIFERIMENTO.....	5
2.3	SOFTWARE.....	6
3	MATERIALI .....	7
3.1	ACCIAIO.....	7
	3.1.1 Acciaio per armatura strutture in c.a. ....	7
3.2	CALCESTRUZZO .....	7
	3.2.1 Calcestruzzo diaframmi di fondazione .....	7
	3.2.2 Calcestruzzo fondazioni pile.....	7
4	SISMICITA' .....	8
5	DESCRIZIONE DELLE FONDAZIONI E STRATIGRAFIA DI RIFERIMENTO .....	9
5.1	DESCRIZIONE DEL SISTEMA FONDALE .....	9
5.2	STRATIGRAFIA DI RIFERIMENTO .....	10
6	VERIFICHE GEOTECNICHE E STRUTTURALI.....	10
7	SCARICHI IN FONDAZIONE.....	10
7.1	SCARICHI ALLA BASE DELLA PILA .....	11
	7.1.1 Combinazioni delle azioni agli stati limite ultimi sismici (SLV).....	11
7.2	SCARICHI A INTRADOSSO PLINTO .....	11
	7.2.1 Combinazioni delle azioni agli stati limite ultimi sismici (SLV).....	11
8	CRITERI DI CALCOLO DELLE FONDAZIONI A POZZO.....	13
8.1	CAPACITA' PORTANTE LIMITE VERTICALE DEL PANNELLO SINGOLO .....	13
	8.1.1 Parametri che influiscono sulla portanza dei pannelli.....	14
8.2	CAPACITA' PORTANTE LIMITE DEL POZZO.....	16

8.2.1	Capacità portante verticale.....	16
8.2.2	Capacità portante limite orizzontale.....	17
9	CRITERI DI ANALISI DELL'INTERAZIONE PALO-TERRENO.....	20
9.1	DESCRIZIONE DEL MODELLO DI CALCOLO.....	20
9.1.1	Curve p-y di Lpile e Group.....	20
9.1.2	Curve t-z e Q-w.....	26
10	CRITERI DI VERIFICA.....	28
10.1	VERIFICHE NEI CONFRONTI DEGLI STATI LIMITE ULTIMI (SLU).....	28
10.2	APPROCCIO PROGETTUALE.....	28
10.3	RESISTENZE DI PALI SOGGETTI A CARICHI ASSIALI.....	28
10.3.1	Resistenze di pali soggetti a carichi assiali di compressione.....	30
10.3.2	Resistenze di pali soggetti a carichi assiali di trazione.....	30
10.4	RESISTENZA DEI PALI SOGGETTI AD AZIONI TRASVERSALI.....	30
10.5	VERIFICHE PALI IN GRUPPO.....	31
10.5.1	Carichi verticali.....	31
10.5.2	Carichi orizzontali.....	31
11	ANALISI DELL'INTERAZIONE FONDAZIONE-TERRENO.....	32
11.1	DESCRIZIONE DEL MODELLO DI CALCOLO GROUP.....	33
11.2	SINTESI DEI RISULTATI RELATIVI AGLI STATI LIMITE ULTIMI SISMICI (SLV).....	35
12	VERIFICA DEI DIAFRAMMI DI FONDAZIONE.....	40
12.1	VERIFICHE AGLI SLU DI TIPO STR.....	40
12.1.1	Verifica a presso-tenso flessione deviata.....	40
12.1.2	Verifica a taglio.....	42
13	VERIFICA AGLI SLU DI TIPO GEOTECNICO.....	44
13.1	VERIFICA DI CAPACITÀ PORTANTE PER CARICHI VERTICALI.....	44
13.1.1	Verifica di capacità portante verticale del diaframma singolo.....	44

**Relazione geotecnica e di calcolo strutturale  
fondazioni su pozzo**

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS2S	02 D 09	CL	VI0503 001	A	4 di 83

13.1.2	Verifica di capacità portante verticale a blocco .....	46
13.2	VERIFICA DI CAPACITÀ PORTANTE DEL POZZO PER CARICHI ORIZZONTALI .....	47
14	SOLLECITAZIONI PLINTO DI FONDAZIONE.....	48
15	VERIFICA DEL PLINTO DI FONDAZIONE .....	50
15.1	VERIFICA AGLI SLU/SLV DI TIPO STR .....	50
15.1.1	Sezione parallela all'asse 3 (Z).....	50
15.1.2	Sezione parallela all'asse 2 (Y).....	52
16	INCIDENZA D'ARMATURA .....	55
17	APPENDICE A .....	56

## 1 **PREMESSA**

La presente relazione riporta i risultati delle verifiche effettuate per la progettazione delle fondazioni (plinto e pozzo) delle pile P3÷P4 del Viadotto VI05.

Considerate le caratteristiche geometriche e le condizioni geotecniche delle pile P3÷P4 che sono molto simili l'analisi viene sviluppata in riferimento alla sola pila P3 (pk 23+257.68).

## 2 **DOCUMENTI DI RIFERIMENTO E NORMATIVA**

### 2.1 **Documentazione di riferimento**

Ref. 1 - RS2S02D69RGGE0001001B - Relazione geologica, geomorfologica e idrogeologica

Ref. 2 - RS2S02D69F5GE0001003B - Profilo geologico tav. 3/8 da 20+500 a 24+000

Ref. 3 - RS2S02D78RHGE0005003B - Relazione geotecnica generale 3/6

Ref. 4 - RS2S02D78F6GE0005003B - Profilo longitudinale geotecnico - Tav.3/6

### 2.2 **Normativa e Standard di Riferimento**

Ref. 5 - Decreto Ministeriale del 14/01/2008: "Approvazione delle Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni", G.U. n.29 del 04/02/2008, Supplemento Ordinario n.30.

Ref. 6 - Circolare 01/02/2009, n.617 - Istruzione per l'applicazione delle "Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni" di cui al D.M. 14/01/2008.

Ref. 7 - DM 06/05/2008 - "Integrazione al DM 14/01/2008 di approvazione delle Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni".

Ref. 8 - RFI DTC SI MA IFS 001 A - "Manuale di progettazione delle opere civili"

Ref. 9 - RFI DTC SI SP IFS 001 A - "Capitolato generale tecnico d'appalto delle opere civili"

Ref. 10 - UNI EN 1997-1: Eurocodice 7 - Progettazione Geotecnica - Parte 1: Regole generali.

Ref. 11 - UNI EN 1998-5: Eurocodice 8 - Progettazione delle strutture per la resistenza sismica - Parte 5: Fondazioni, strutture di contenimento ed aspetti geotecnici.

Ref. 12 - Caltrans. Guidelines on Foundation Loading and Deformation Due to Liquefaction Induced Lateral Spreading. California Department of Transportation, Sacramento, California, 2012

Ref. 13 - JRA (2002) – Specifications for Highway Bridges, JapanRoad Association. Part V: Seismic Design

### 2.3 Software

Ref. 14 - Lpile, Ensoft Inc, versione 2016, release n. 9

Ref. 15 - Group, Ensoft Inc, versione 2016, release n.10

Ref. 16 - GeoStru, RC-SEC, Calcolo di sezioni in Cemento Armato

### 3 MATERIALI

#### 3.1 Acciaio

##### 3.1.1 Acciaio per armatura strutture in c.a.

Barre ad aderenza migliorata, saldabile, tipo B450C dotato delle seguenti caratteristiche meccaniche:

- tensione caratteristica di rottura:  $f_{tk} \geq 540 \text{ MPa}$
- tensione caratteristica di snervamento:  $f_{yk} \geq 450 \text{ MPa}$
- allungamento caratteristico:  $\geq 7.5 \%$
- rapporto tensione di rottura/ tensione di snervamento:  $1.15 \leq f_{tk}/f_{yk} < 1.35$

#### 3.2 Calcestruzzo

##### 3.2.1 Calcestruzzo diaframmi di fondazione

Classe di resistenza:	C25/30
classe di consistenza:	S4
classe di esposizione:	XC2
dimensione massima dell'inerte:	$D_{max} = 32 \text{ mm}$
copriferro minimo:	$c_{f,min} \geq 60 \text{ mm}$

##### 3.2.2 Calcestruzzo fondazioni pile

Classe di resistenza:	C28/35
classe di consistenza:	S4
classe di esposizione:	XC2
dimensione massima dell'inerte:	$D_{max} = 25 \text{ mm}$
copriferro minimo:	$c_{f,min} \geq 40 \text{ mm}$

#### 4 SISMICITA'

In accordo con quanto riportato nella relazione geotecnica (vedasi Ref. 3) i parametri di riferimento sono riassunti nella tabella seguente.

Tabella 1: Parametri sismici VI05.

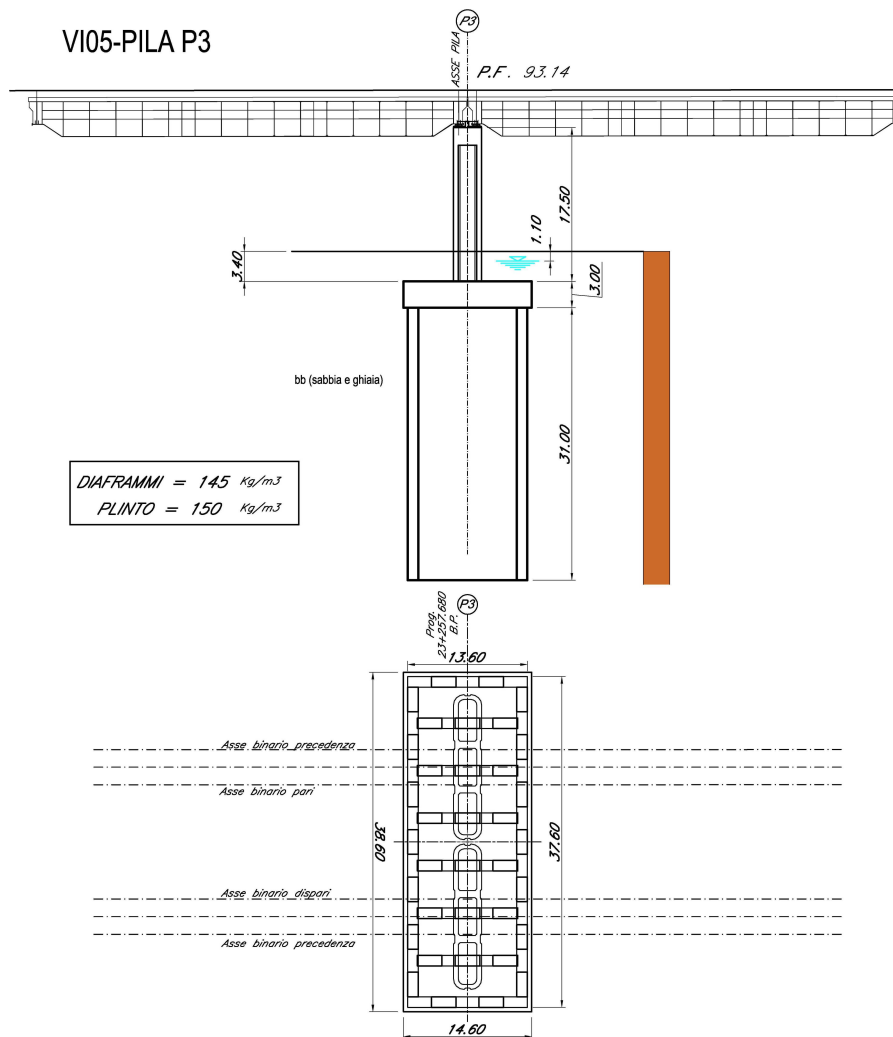
	Accelerazione di riferimento ag/g	Categoria sottosuolo	Categoria topografica	Vita Nominale	Classe d'uso	Accelerazione massima attesa al sito $a_{max}/g$
<b>VI02</b>	0.274	B	T1	75	III	<b>0.338</b>



## 5 DESCRIZIONE DELLE FONDAZIONI E STRATIGRAFIA DI RIFERIMENTO

### 5.1 Descrizione del sistema fondale

La fondazione della pila P3 è costituita da un plinto su pozzo di sezione rettangolare 13.60 m x 37.6 m<sup>2</sup> realizzato mediante n° 66 pannelli di diaframmi di spessore 1.20 m e lunghezza 31.0 m (Figura 1). In merito alle modalità di scavo dei diaframmi, data la natura dei terreni e le profondità da raggiungere, si prevede l'utilizzo dell'idrofresa.



Unità di riferimento	Descrizione	$\gamma$ [kN/m <sup>3</sup> ]	$\phi'$ [°]	$c'$ [kPa]	$c_u$ [kPa]	$R_c$ [MPa]	E [MPa]	RQD [%]
Unità bb, ba e b2	Ghiaie e ciottoli	18	36	0				

Figura 1: Geometria e stratigrafia di riferimento per il plinto su pozzo.

## 5.2 Stratigrafia di riferimento

In accordo con quanto riportato nella relazione geotecnica (vedasi Ref. 3), la stratigrafia e i parametri geotecnici di riferimento sono riportati nella seguente tabella (vedasi anche Figura 1).

Unità di riferimento	Descrizione	$\gamma$ [kN/m <sup>3</sup> ]	$\varphi'$ [°]	$c'$ [kPa]	$c_u$ [kPa]	$R_c$ [MPa]	$E$ [MPa]	RQD [%]
Unità bb, ba e b2	Ghiaie e ciottoli	18	36	0				

Tabella 2: Stratigrafia e parametri geotecnici di riferimento.

## 6 VERIFICHE GEOTECNICHE E STRUTTURALI

Per ogni stato limite ultimo deve essere rispettata la condizione:

$$E_d \leq R_d,$$

dove  $E_d$  è il valore di progetto dell'azione o dell'effetto dell'azione e  $R_d$  è il valore di progetto della resistenza.

Le verifiche sono sviluppate secondo l'approccio 2:

$$A1+M1+R3,$$

in cui è previsto un'unica combinazione di gruppi di coefficienti, da adottare sia nelle verifiche strutturali (STR) sia nelle verifiche geotecniche (GEO).

Per maggiori dettagli sui criteri di calcolo e verifica si rimanda al §8 e 10.

## 7 SCARICHI IN FONDAZIONE

Nel seguito a partire dagli scarichi a base pila derivanti dall'analisi strutturale complessiva del viadotto, si valutano le azioni ad intradosso plinto aggiungendo le azioni permanenti dovute al peso proprio del plinto e al terreno imbarcato.

Per l'analisi del plinto di fondazione le azioni sono riportate ad intradosso plinto e, per l'utilizzo nell'ambito del software Group (vedasi § 11), riferite agli assi x-y-z (1-2-3) di Figura 2.

Si precisa che in ogni combinazione di carico il taglio e il momento flettente che genera inflessione nello stesso piano in cui agisce il taglio, sono stati considerati con segno tale da avere la situazione più gravosa.

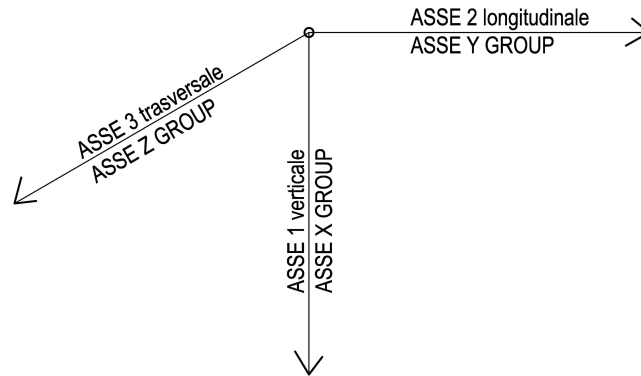


Figura 2: Sistema di riferimento per le azioni ad intradosso plinto.

## 7.1 Scarichi alla base della pila

Di seguito si riportano gli scarichi alla base della pila per le sole combinazioni di carico sismiche (SLV) che sono quelle dimensionanti.

### 7.1.1 Combinazioni delle azioni agli stati limite ultimi sismici (SLV)

Nella tabella seguente si riportano gli scarichi per gli stati limite ultimi (SLV) connessi all'azione sismica. Tali scarichi sono stati ottenuti considerando un fattore di struttura  $q=1.0$ .

Tabella 3: Combinazioni sismiche SLV: azioni agenti a base pila.

ID	SOLL MAX	P	V2	V3	T	M2	M3
		kN	kN	kN	kNm	kNm	kNm
1	Sforzo normale minimo	-136 716	37 257	13 824	0	173 398	601 890
2	Sforzo normale massimo	-83 025	38 544	13 809	0	355 288	623 474
3	Taglio trasversale massimo	-121 698	12 156	45 078	0	746 446	193 521
4	Taglio longitudinale massimo	-135 831	39 498	13 806	0	195 559	640 505
5	Momento longitudinale massimo	-86 748	39 498	13 806	0	343 237	642 942
6	Momento trasversale massimo	-99 198	12 675	45 054	0	905 656	202 525

## 7.2 Scarichi a intradosso plinto

### 7.2.1 Combinazioni delle azioni agli stati limite ultimi sismici (SLV)

Nella Tabella 4 si riportano gli scarichi per gli stati limite ultimi (SLV) connessi all'azione sismica ottenuti aggiungendo il peso proprio del plinto e del terreno imbarcato (Tabella 4); gli scarichi della struttura in elevazione non sono stati amplificati essendo calcolati con un fattore di struttura  $q=1.0$ .

**Relazione geotecnica e di calcolo strutturale  
fondazioni su pozzo**

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS2S	02 D 09	CL	VI0503 001	A	12 di 83

Tabella 4: SLV-Determinazione delle azioni dovute al peso proprio del plinto e del terreno imbarcato.

<b>VIADOTTO</b>	VI05	
<b>ID PILA</b>	P3	
<b>VERIFICA</b>	SLU - SISMICO	
<b>TIPO DI APPROCCIO</b>	APPROCCIO 2, A1+M1+R3	
<b><u>DATI GEOMETRICI DEL PLINTO DI FONDAZIONE</u></b>		
B <sub>2</sub>	14.60 m	dimensione del plinto in direzione longitudinale
B <sub>3</sub>	38.60 m	dimensione del plinto in direzione trasversale all'asse del viadotto
H	3.00 m	dimensione del plinto lungo z
Z	3.40 m	altezza di ricoprimento del terreno al di sopra del plinto
<b><u>ANALISI DEI CARICHI</u></b>		
<b>a) PLINTO DI FONDAZIONE - Carico verticale</b>		
Y <sub>cls</sub>	15.00 kN/m <sup>3</sup>	
PP	-25 360 kN	peso proprio del plinto
Y <sub>G1</sub>	1.00 -	coefficiente A1
PP <sub>sd,v</sub>	-25 360 kN	valore di progetto SLU
<b>c) RICOPRIMENTO TERRENO - Carico verticale</b>		
Y <sub>terreno ricoprimento</sub>	18.00 kN/m <sup>3</sup>	
ST	-34 490 kN	sovraccarico terreno imbarcato
Y <sub>G1</sub>	1.00 -	coefficiente A1
ST <sub>sd,v</sub>	-34 490 kN	valore di progetto SLU

Tabella 5: Combinazioni sismiche SLV: azioni agenti ad intradosso plinto.

ID	SOLL MAX	P	V2	V3	T	M2	M3
		kN	kN	kN	kNm	kNm	kNm
1	Sforzo normale minimo	-196 566	37 257	13 824	0	214 870	-713 661
2	Sforzo normale massimo	-142 875	38 544	13 809	0	396 715	-739 106
3	Taglio trasversale massimo	-181 548	12 156	45 078	0	881 680	-229 989
4	Taglio longitudinale massimo	-195 681	39 498	13 806	0	236 977	-758 999
5	Momento longitudinale massimo	-146 598	39 498	13 806	0	384 655	-761 436
6	Momento trasversale massimo	-159 048	12 675	45 054	0	1 040 818	-240 550

## 8 CRITERI DI CALCOLO DELLE FONDAZIONI A POZZO

I diaframmi costituenti il pozzo sono stati schematizzati come pali isolati di sezione rettangolare di dimensioni 1.2 m x 2.6 m collegati in testa dal plinto e l'analisi di interazione terreno-fondazione è stata sviluppata con il software GROUP della Ensoft e con LPile per il solo caso di determinazione della portanza limite laterale.

Nel modello di GROUP si trascura la collaborazione strutturale fra i vari pannelli di diaframma che si esplica in corrispondenza dei giunti. E' evidente comunque che nella realtà ci sarà un trasferimento di azioni, tangenziali e normali, in corrispondenza dei giunti per cui si è ritenuto ragionevole compensare, almeno in parte, la semplificazione del modello adottato, che considera i diaframmi come elementi isolati, trascurando l'effetto gruppo per azioni orizzontali.

Nei modelli Group le curve p-y sono costruite considerando "static loading".

Nel seguito sono descritti nel dettaglio i criteri di calcolo e di verifica. Si precisa che nel seguito i termini "palo" e "pannello" saranno usati indifferentemente per identificare i diaframmi costituenti il pozzo.

### 8.1 CAPACITA' PORTANTE LIMITE VERTICALE DEL PANNELLO SINGOLO

La capacità portante del pannello (palo) di fondazione è valutata come somma della portata laterale e di base.

$$R_t = R_s + R_b$$

dove:

$R_s$  = resistenza limite laterale;

$R_b$  = resistenza limite di base.

La resistenza limite laterale e di base sono valutate con le seguenti relazioni:

$$R_s = \sum_{j=1}^n A_{s,j} \cdot q_{s,j}, \quad R_b = A_b \cdot q_b,$$

dove:

$A_{s,j}$  = area laterale del palo corrispondente allo strato j escludendo dalla superficie laterale il lato corto (giunto fra i pannelli);

$q_{s,j}$  = portanza laterale limite strato j;

n = numero totali di strati;

$A_b$  = area base;

$q_b$  = portanza limite di base.

### 8.1.1 Parametri che influiscono sulla portanza dei pannelli

I parametri che influiscono sulla portanza dei pannelli sono molteplici. Di certo il primo aspetto da affrontare è la scelta del tipo di palo che dipende dai seguenti fattori:

- natura dei terreni di fondazione;
- situazione geoidrologica;
- considerazioni di carattere economico;
- entità dei carichi e caratteristiche strutturali dell'opera;
- condizioni ambientali (fabbricati o impianti vicini, strutture interrato, attraversamento dei battenti d'acqua, sismicità locale, ecc.);
- esperienze locali: tecnologie esecutive e di controllo disponibili.

Le modalità di installazione sono il fattore che più influenza le caratteristiche geotecniche del terreno nell'intorno del palo e quindi di conseguenza la capacità portante del palo e il suo comportamento deformativo sotto carico.

La scelta quindi delle modalità di installazione tecnicamente più idonea è molto importante ai fini della buona riuscita dei pali; si ritiene opportuno nel caso in esame adottare pali trivellati tradizionali. Data la natura dei terreni la stabilità delle pareti di scavo richiede l'impiego di fanghi bentonici o rivestimenti provvisori con lamierini.

Nel seguito sono descritti i criteri adottati per la determinazione della portanza laterale e di base a seconda delle caratteristiche geotecniche dei terreni.

#### 8.1.1.1 Portanza laterale

##### 8.1.1.1.1 *Strati argillosi*

Nel caso di terreni argillosi la portanza laterale viene calcolata con la relazione:

$$q_{s,i} = \alpha_i \cdot c_{u,i}, \quad 0.23 \sigma'_v \leq q_{s,i} \leq 0.55 \sigma'_v \leq 100 \text{ kPa}$$

con:

- o  $q_{s,i}$  = portanza laterale dello strato i-esimo,  $q_{s,lim} = 100 \text{ kPa}$  (AGI);
- o  $c_{u,i}$  = coesione caratteristica non drenata dello strato i-esimo;
- o  $\alpha_i$  = è un coefficiente empirico nello strato i-esimo funzione della  $c_{u,i}$ . Si assume valida la seguente legge di variazione (Raccomandazioni AGI):

$$\alpha = 0.9 \quad c_u \leq 25 \text{ kPa}$$

$$\alpha = 0.8 \quad c_u = 25 \div 50 \text{ kPa}$$

$$\alpha = 0.6 \quad c_u = 50 \div 75 \text{ kPa}$$

$$\alpha = 0.4 \quad c_u \geq 75 \text{ kPa}$$

### 8.1.1.1.2 Strati sabbiosi e ghiaiosi

Nel caso di terreni incoerenti la portanza laterale viene calcolata con la relazione

$$q_{s,i} = k_{s,i} \cdot \tan \varphi_i \cdot \sigma'_v \leq 170 \text{ kPa, con } k_{s,i} = 0.6.$$

### 8.1.1.1.3 Formazioni rocciose

Nel caso di formazioni rocciose la resistenza laterale è assunta pari a (AASHTO):

$$q_{s,i} = 0.65 \cdot \alpha_E \cdot p_a \cdot \left(\frac{q_u}{p_a}\right)^{0.5} < 7.8 \cdot p_a \cdot (f'_c / p_a)^{0.5} \text{ [ksf]} \leq 170 \text{ kPa,}$$

con:

$q_u$  = resistenza a compressione uniassiale della roccia intatta

$p_a$  = pressione atmosferica

$f'_c$  = la resistenza a compressione del calcestruzzo

$\alpha_E$  = fattore di riduzione (introdotto per tener conto della fratturazione dell'ammasso), funzione del rapporto  $E_m/E_i$  tra il modulo dell'ammasso e quello del provino intatto determinato con riferimento alle tabelle seguenti.

RQD (percent)	$E_m/E_i$	
	Closed Joints	Open Joints
100	1.00	0.60
70	0.70	0.10
50	0.15	0.10
20	0.05	0.05

*Estimation of  $E_m$  Based on RQD (after O'Neill and Reese, 1999)*

$E_m/E_i$	$\alpha_E$
1.0	1.0
0.5	0.8
0.3	0.7
0.1	0.55
0.05	0.45

*Estimation of  $\alpha_E$  (O'Neill and Reese, 1999)*

### 8.1.1.2 Portanza di base

#### 8.1.1.2.1 *Strati argillosi*

La portanza di base negli strati argillosi è valutata con la seguente relazione:

$$q_b = 9 \cdot c_u + \sigma_v \leq 4000 \text{ kPa}$$

#### 8.1.1.2.2 *Strati sabbiosi e ghiaiosi*

La portanza di base negli strati incoerenti è valutata con la seguente relazione:

$$q_b = N_q^* \cdot \sigma_v' \leq 4000 \text{ kPa},$$

con  $N_q^*$  di Berezantzev (corrispondente ad un cedimento pari  $0.06 \div 0.1 \phi$ ).

Il parametro  $N_q^*$  sarà determinato in riferimento ad un angolo di resistenza taglio ridotto ( $\phi'_{rid}$ ) rispetto a quello prima dell'installazione del palo (Kishida, 1967):

$$\phi'_{rid} = \phi' - 3^\circ.$$

#### 8.1.1.2.3 *Formazioni rocciose*

Per le formazioni rocciose la portanza di base è valutata con la seguente relazione:

$$q_b = 0.2 \div 0.35 \cdot q_u.$$

## 8.2 CAPACITA' PORTANTE LIMITE DEL POZZO

### 8.2.1 *Capacità portante verticale*

In accordo alle BS 8004:2015, par. 6.7.2.2.6-7, la resistenza limite del blocco è così calcolata:

- Terreni coesivi

$$R_{block} = (\overline{c_{u,s,calc}} \cdot A_s \cdot s_{blocco}) + (N_c \cdot c_{u,b,cal} \cdot A_b),$$

- Terreni incoerenti

$$R_{block} = (k_0 \cdot \overline{\sigma_v'} \cdot \tan \phi_k \cdot A_s \cdot s_{block}) + (N_q \cdot \sigma_{v,b}' \cdot A_b),$$

dove:

$\overline{c_{u,s,calc}}$  = coesione non drenata di calcolo media sulla superficie laterale del blocco ottenuta partendo dai valori caratteristici dei singoli strati;



$c_{u,b,calc}$  = coesione non drenata di calcolo alla base del blocco assunta pari al valore caratteristico dell'unità stratigrafica presente alla base del blocco;

$k_0$  = coefficiente di spinta a riposo  $= 1 - \sin\phi_k$ ;

$\overline{\sigma'_v}$  = pressione verticale media sulla superficie laterale del blocco;

$\sigma'_{v,b}$  = pressione verticale alla base del blocco;

$A_s$  = superficie laterale del blocco;

$A_b$  = area di base del blocco in accordo alle BS 8004:2015;

$s_{block}$  = fattore di forma del blocco assunto pari a 1.0;

$N_c$  =  $(\pi + 2)$  fattore di capacità portante terreni coesivi (BS 8004:2015);

$N_c$  =  $(N_q - 1) \cdot \cot\phi$ ,  $N_q = e^{\pi \cdot \tan\phi} \cdot \tan^2(45^\circ + \phi/2)$  fattore di capacità portante terreni incoerenti (BS 8004:2015).

In presenza di strati rocciosi per la valutazione della portanza di base e/o laterale si sono adottati i criteri descritti per il pannello singolo.

In aggiunta alla determinazione di cui sopra si valuta prudenzialmente la capacità portante limite ( $R_{punz}$ ) anche nell'ipotesi di considerare come area di base non quella del blocco ma la somma delle aree di base dei pali; questa ipotesi equivale ad ipotizzare una sorta di meccanismo di rottura a punzonamento dei pali.

### 8.2.2 Capacità portante limite orizzontale

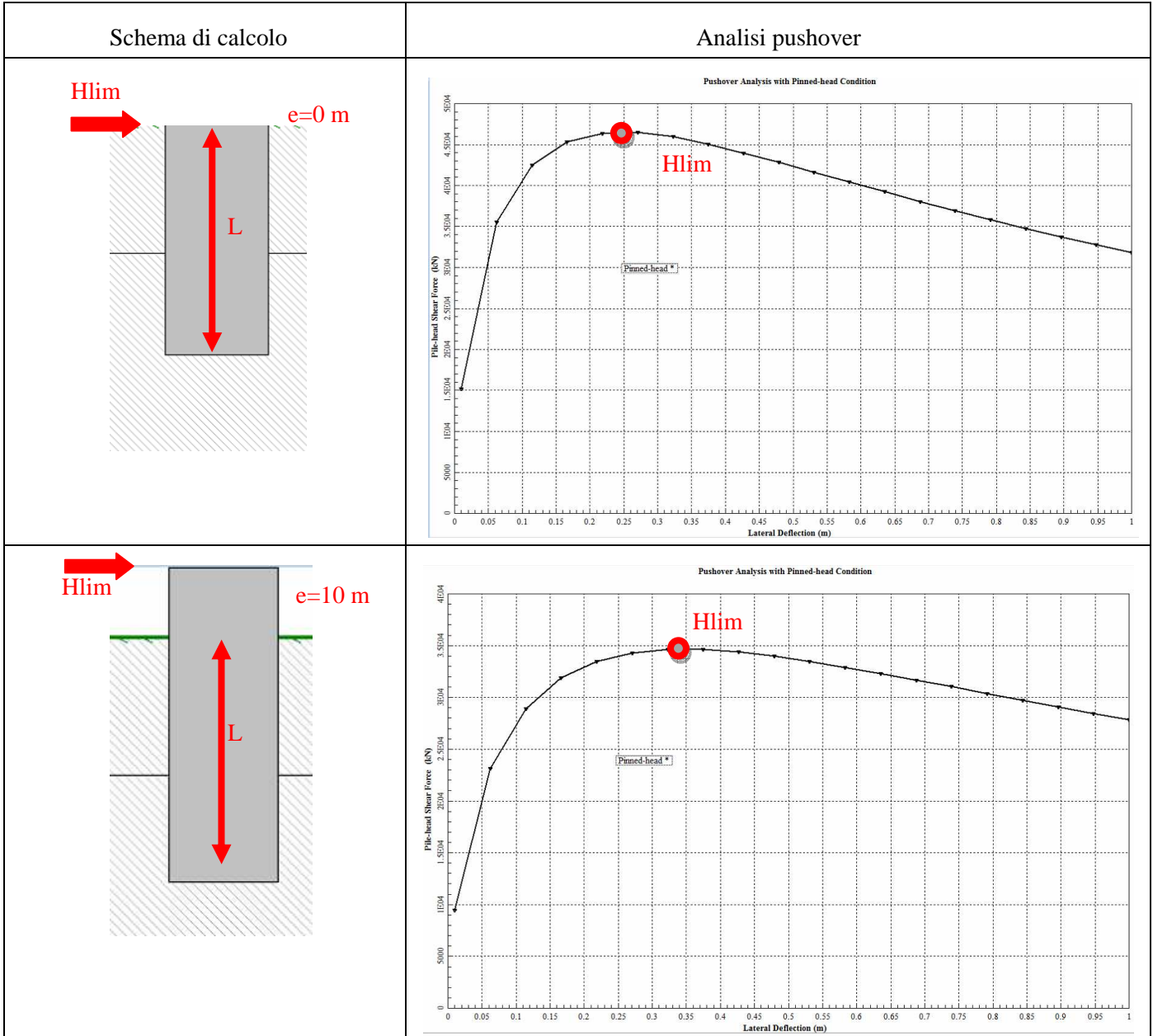
Per la capacità portante limite orizzontale si considera il pozzo come un "palo" caricato in testa da una azione orizzontale  $H$  di eccentricità  $e$  che interagisce con il terreno mediante molle non lineari (curve  $p-y$ ). Per tale analisi si utilizza il software Lpile della Ensoft separatamente per le due direzioni  $y$  e  $z$  e si determina l'azione orizzontale limite  $H_{lim}$  per la quale non si raggiunge la convergenza del modello anche con grandi spostamenti. Questo significa che il terreno ha mobilitato l'intera resistenza.

In accordo ai criteri suggeriti dalle NTC 2008 (vedasi Ref. 5) per i pali caricati trasversalmente, il coefficiente di riduzione della resistenza ultima del terreno è così determinato:

$$\xi_3 \cdot \gamma_T \cdot$$

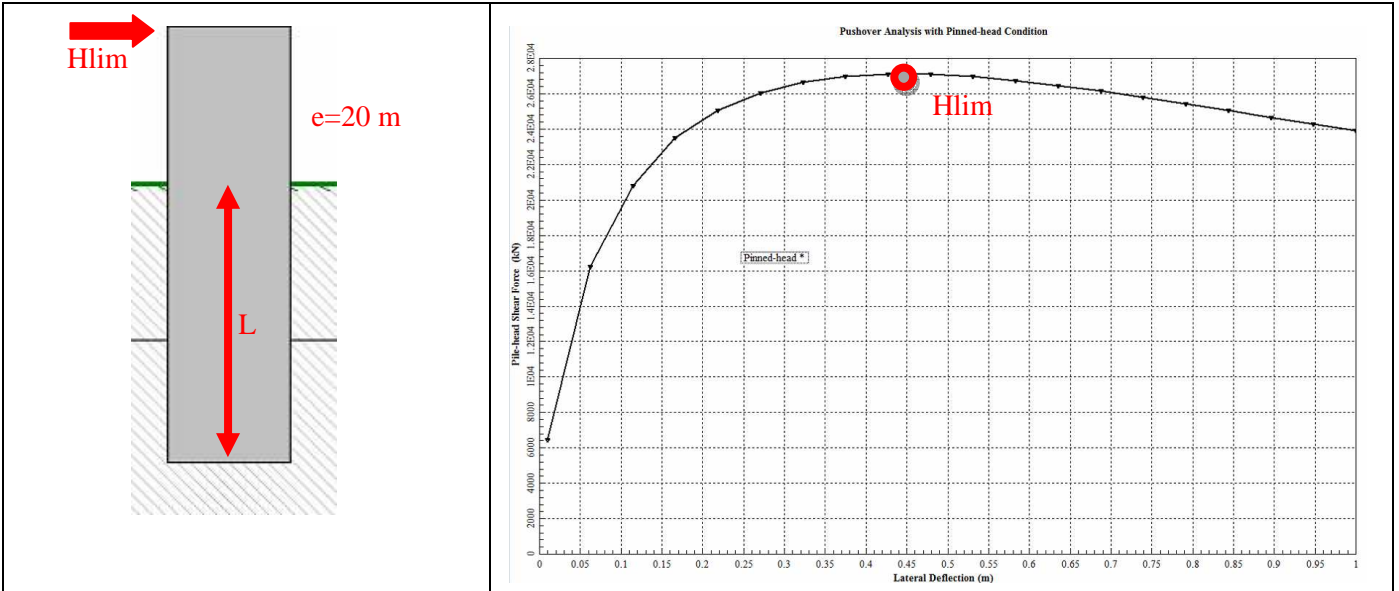
Le modalità di determinazione dell'azione orizzontale nelle analisi pushover è illustrata nella tabella seguente.

Tabella 6: Modalità di determinazione dell'azione orizzontale limite nelle analisi pushover



Relazione geotecnica e di calcolo strutturale  
fondazioni su pozzo

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS2S	02 D 09	CL	VI0503 001	A	19 di 83



 <p><b>ITALFERR</b> GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE</p>	<p>DIRETTRICE FERROVIARIA MESSINA-CATANIA-PALERMO RADDOPPIO DELLA TRATTA GIAMPILIERI-FIUMEFREDDO LOTTO 2: TAORMINA-GIAMPILIERI PROGETTO DEFINITIVO</p>					
<p>Relazione geotecnica e di calcolo strutturale fondazioni su pozzo</p>	<p>COMMESSA RS2S</p>	<p>LOTTO 02 D 09</p>	<p>CODIFICA CL</p>	<p>DOCUMENTO VI0503 001</p>	<p>REV. A</p>	<p>FOGLIO 20 di 83</p>

## 9 CRITERI DI ANALISI DELL'INTERAZIONE PALO-TERRENO

### 9.1 Descrizione del modello di calcolo

I modelli che studiano il comportamento dei pali singoli e dei pali in gruppo soggetti ad azioni orizzontali sono riconducibili a tre categorie:

- modelli basati sulla schematizzazione del terreno come un mezzo alla Winkler;
- modelli basati sulla schematizzazione del terreno come un continuo elastico, risolti con metodi agli elementi di contorno (BEM, Boundary Element Method) o con metodi agli elementi finiti (FEM, Finite Element Method);
- modelli basati sulla schematizzazione del terreno come un continuo deformabile (elasto – plastico), risolti con metodi agli elementi finiti (FEM, Finite Element Method).

I modelli basati sulla schematizzazione alla Winkler caratterizzano il terreno come una serie di molle indipendenti tra loro; conseguentemente, le deformazioni si verificano solo nei punti in cui le forze sono non nulle. I metodi basati sul modello alla Winkler, denominati anche metodi alle curve  $p - y$ , sono i più diffusi ed utilizzati. Questi consentono, difatti, di caratterizzare in modo abbastanza semplice la non linearità della risposta, la variazione della rigidezza del terreno con la profondità, la stratificazione (POULOS & DAVIS, 1980). I parametri che caratterizzano la risposta del terreno (il modulo di reazione  $k$ , rappresentativo della rigidezza delle molle) sono determinati sulla base di un cospicuo numero di osservazioni sperimentali.

Nel caso specifico l'analisi dei pali alle azioni orizzontali è sviluppata con LPile e Group della Ensoft che caratterizzano il terreno con curve  $p-y$  (per maggiori dettagli vedasi il §9.1.1) e consentono anche di considerare gli effetti di gruppo (Reese et al) che nel caso specifico sono ignorati.

Per quanto riguarda le azioni verticali il software Group per l'analisi dell'interazione terreno-palo utilizza le curve di trasferimento non lineari  $t-z$  per il laterale e  $Q-w$  per la base che mettono in relazione il carico trasferito al terreno con lo spostamento del palo (vedasi §9.1.2); in questo tipo di interazione non si tiene conto degli effetti di gruppo.

#### 9.1.1 Curve $p-y$ di Lpile e Group

Sia Lpile che Group costruiscono le curve  $p-y$  in base alla natura del terreno e alcuni parametri caratteristici. Nel caso in esame si sono utilizzate le curve che il software prevede per (in appendice A si riporta uno stralcio dal manuale tecnico del programma che illustra nel dettaglio i criteri di costruzione delle curve  $p-y$ ):

- “static loading” e “stiff clays with free water” (vedasi Figura 3);
- “static loading” e “sand” al di sopra e al di sotto delle linea di falda (vedasi Figura 4);
- “Weak Rock after Reese, 1997” (vedasi Figura 5).

Nelle Tabella 7÷Tabella 10 sono riportati i coefficienti  $k_s$ ,  $\epsilon_{50}$ ,  $k$  che intervengono nella costruzione delle curve  $p-y$ .

Tabella 7: Coefficiente  $k_s$  per terreni argillosi (static e cyclic loading)

Average Undrained Shear Strength*	$k_s$ (static loading)	$k_c$ (cyclic loading)
50-100 kPa (1,000-2,000 psf)	135 MN/m <sup>3</sup> (500 pci)	55 MN/m <sup>3</sup> (200 pci)
100-200 kPa (2,000-4,000 psf)	270 MN/m <sup>3</sup> (1,000 pci)	110 MN/m <sup>3</sup> (400 pci)
200-400 kPa (4,000-6,000 psf)	540 MN/m <sup>3</sup> (2,000 pci)	220 MN/m <sup>3</sup> (800 pci)

Tabella 8: Coefficiente  $\varepsilon_{50}$  per terreni argillosi

Average Undrained Shear Strength	$\varepsilon_{50}$
50-100 kPa (1,000-2,000 psf)	0.007
100-200 kPa (2,000-4,000 psf)	0.005
200-400 kPa (4,000-6,000 psf)	0.004

Tabella 9: Coefficiente  $k$  per terreni sabbiosi sotto falda (static e cyclic loading)

Recommended $k$	Relative Density		
	Loose	Medium	Dense
MN/m <sup>3</sup> (pci)	5.4 (20.0)	16.3 (60.0)	34 (125.0)

Tabella 10: Coefficiente  $k$  per terreni sabbiosi sopra falda (static e cyclic loading)

Recommended $k$	Relative Density		
	Loose	Medium	Dense
MN/m <sup>3</sup> (pci)	6.8 (25.0)	24.4 (90.0)	61.0 (225.0)

Figura 3: Curva p-y per carichi statici in "stiff clay" e "free water" (REESE ET AL. -1975).

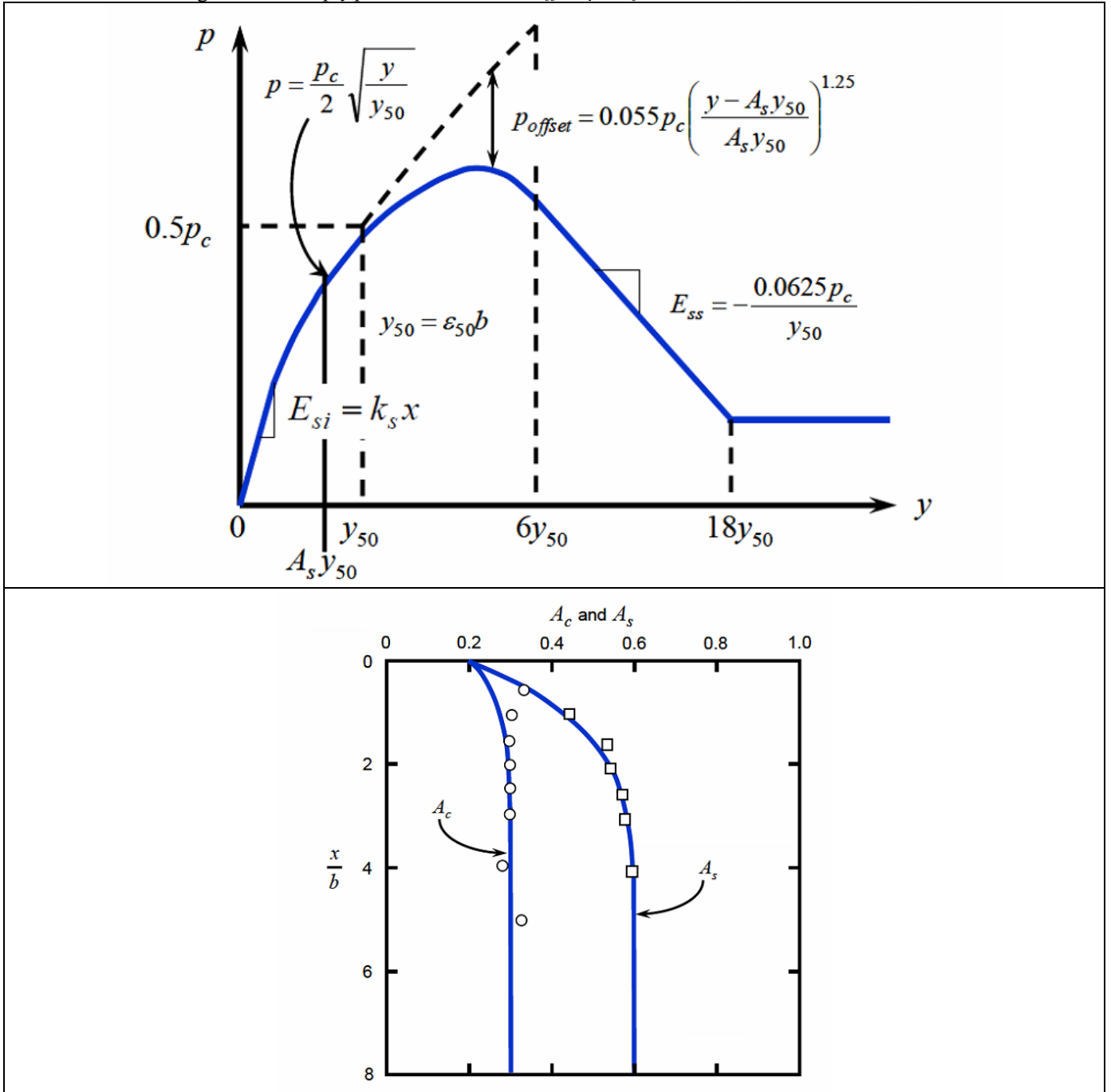
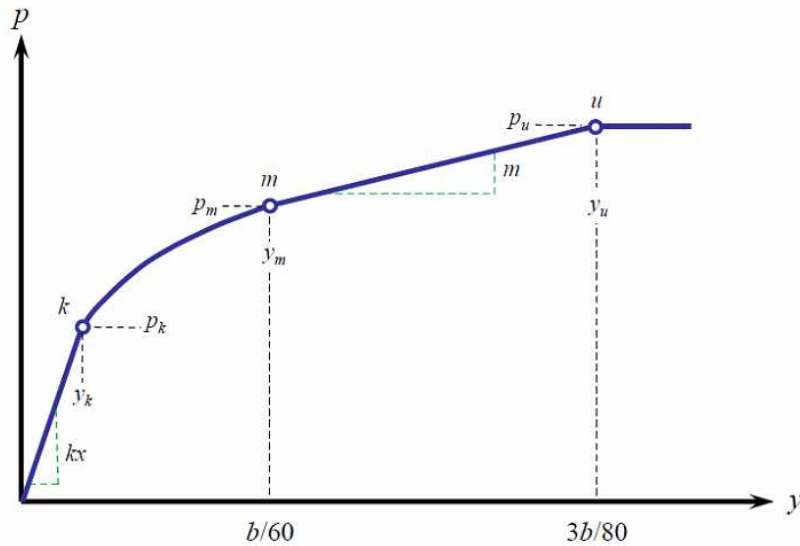


Figura 4: Curva p-y per carichi statici e dinamici in sabbia



$$\alpha = \frac{\phi}{2}, \quad \beta = 45^\circ + \frac{\phi}{2}, \quad K_0 = 0.4, \quad \text{and} \quad K_A = \tan^2\left(45^\circ - \frac{\phi}{2}\right)$$

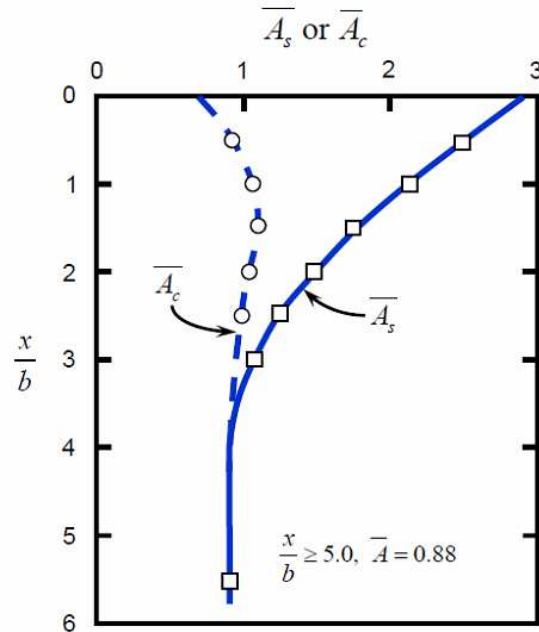
$$p_s = \min[p_{st}, p_{sd}]$$

$$p_{st} = \gamma x \left[ \frac{K_0 x \tan \phi \sin \beta}{\tan(\beta - \phi) \cos \alpha} + \frac{\tan \beta}{\tan(\beta - \phi)} (b + x \tan \beta \tan \alpha) \right. \\ \left. + K_0 x \tan \beta (\tan \phi \sin \beta - \tan \alpha) - K_A b \right]$$

$$p_{sd} = K_A b \gamma x (\tan^8 \beta - 1) + K_0 b \gamma x \tan \phi \tan^4 \beta$$

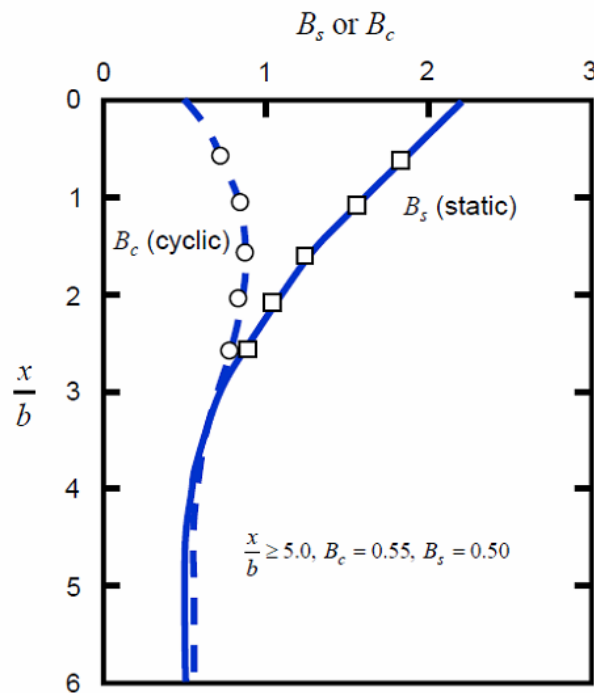
$$y_u = \frac{3b}{80}$$

$$p_u = \bar{A}_s p_s$$



$$y_m = \frac{b}{60}$$

$$P_m = B_s P_s$$



$$p = (kx)y$$



$$m = \frac{P_u - P_m}{y_u - y_m}$$

$$n = \frac{P_m}{m y_m}$$

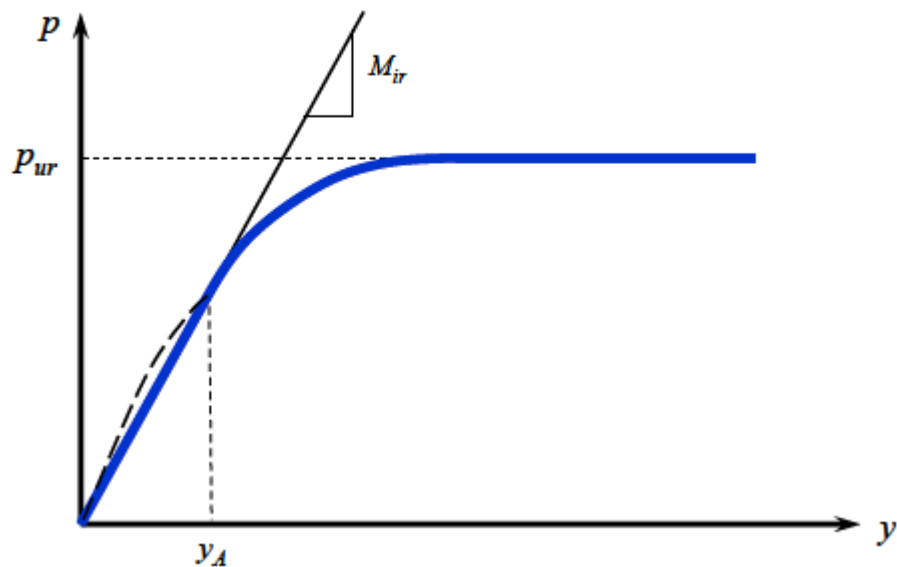
$$\bar{C} = \frac{P_m}{y_m^{1/n}}$$

$$y_k = \left( \frac{\bar{C}}{kx} \right)^n$$

$$p_k = k x y_k$$

$$p = \bar{C} y^{1/n}$$

Figura 5: Curva p-y per carichi statici e dinamici in weak rock



$$p_{ur} = \alpha_r q_{ur} b \left( 1 + 1.4 \frac{x_r}{b} \right) \text{ for } x_r \leq 3b \dots\dots\dots$$

$$p_{ur} = 5.2 \alpha_r q_{ur} b \text{ for } x_r > 3b \dots\dots\dots$$

where:

- $q_{ur}$  = compressive strength of the rock, usually lower-bound as a function of depth,
- $\alpha_r$  = strength reduction factor,
- $b$  = diameter of the pile, and
- $x_r$  = depth below the rock surface.

### 9.1.2 Curve t-z e Q-w

In Group il meccanismo di trasferimento del carico assiale è rappresentato nella Figura 6 da cui risulta che l'interazione palo-terreno viene rappresentata dalle curve t-z per il laterale e dalle curva Q-w per la base. Le curve di trasferimento sono costruite (vedasi Figura 7÷Figura 10) in accordo ai criteri di Reese and O'Neill (1987).

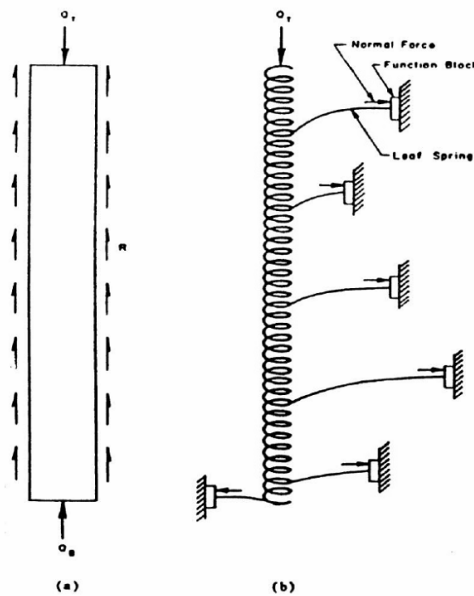


Figura 6: Meccanismo di trasferimento del carico assiale

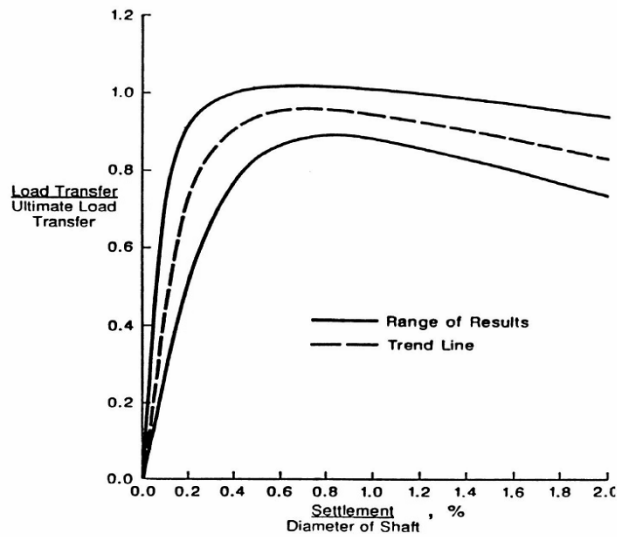


Figura 7: Argille. Curva di trasferimento laterale

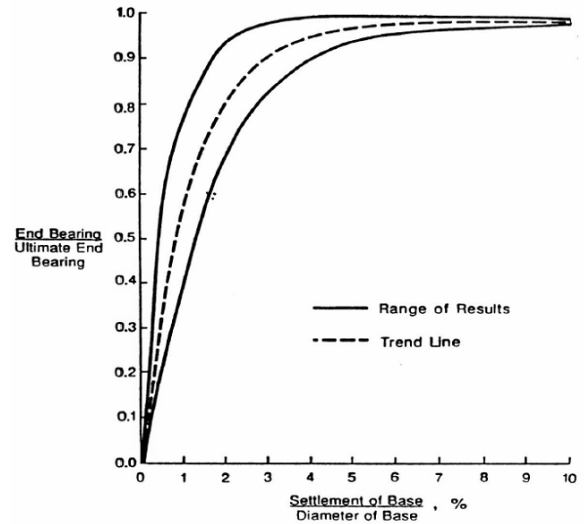


Figura 8: Argille. Curva di trasferimento base

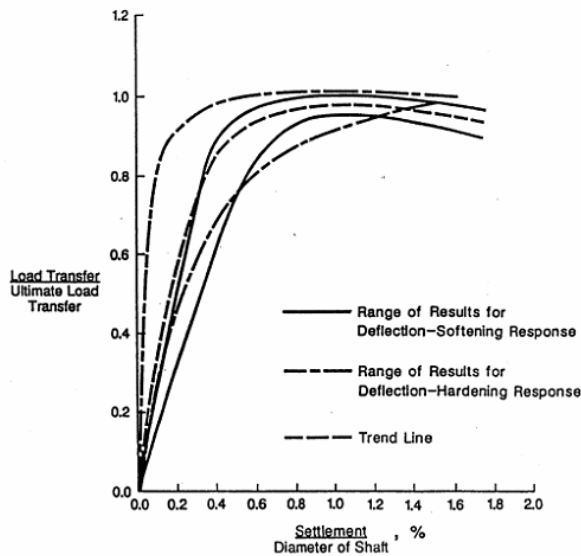


Figura 9: Sabbie. Curva di trasferimento laterale

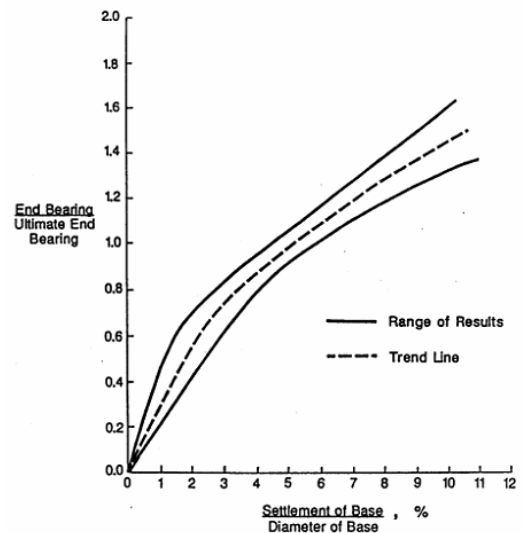


Figura 10: Sabbie. Curva di trasferimento base

## 10 CRITERI DI VERIFICA

Ai fini del progetto delle fondazioni sono stati considerati gli stati limite ultimi (SLU) corrispondenti all'azione sismica in quanto maggiormente vincolati.

Le analisi agli stati limite ultimi (SLU) sono impiegate per le verifiche di resistenza degli elementi strutturali e per le verifiche geotecniche.

### 10.1 Verifiche nei confronti degli stati limite ultimi (SLU)

Per ogni stato limite ultimo deve essere rispettata la condizione:

$$E_d \leq R_d$$

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

$$E_d = E \left( \gamma_F F_k; \frac{X_k}{\gamma_M}; a_d \right)$$

$$E_d = \gamma_E E \left( F_k; \frac{X_k}{\gamma_M}; a_d \right)$$

con  $\gamma_E = \gamma_F$ , e dove  $R_d$  è il valore di progetto della resistenza del sistema geotecnico:

$$R_d = \frac{1}{\gamma_R} R \left( \gamma_F F_k; \frac{X_k}{\gamma_M}; a_d \right),$$

Effetto delle azioni e resistenza sono espresse in funzione delle azioni di progetto  $\gamma_F F_k$ , dei parametri di progetto  $X_k/\gamma_M$  e della geometria di progetto  $a_d$ .

L'effetto delle azioni può anche essere valutato direttamente come  $E_d = \gamma_E E_k$ . Nella formulazione delle resistenze  $R_d$ , compare esplicitamente un coefficiente  $\gamma_R$  che opera direttamente sulle resistenze del sistema.

La verifica della suddetta condizione deve essere effettuata impiegando diverse combinazioni di gruppi di coefficienti parziali, rispettivamente definiti per le azioni (A1 e A2), per i parametri geotecnici (M1 e M2) e per le resistenze (R1, R2 e R3).

I diversi gruppi di coefficienti di sicurezza parziali sono scelti nell'ambito degli approcci previsti dalla normativa.

### 10.2 Approccio progettuale

Le verifiche sono effettuate in accordo all'Approccio 2: A1+M1+R3.

### 10.3 Resistenze di pali soggetti a carichi assiali

Il valore di progetto  $R_d$  della resistenza si ottiene a partire dal valore caratteristico  $R_k$  applicando i coefficienti parziali riportati in Tabella 11. Nel caso specifico si utilizzano i coefficienti di resistenza relativi ai pali trivellati.

Tabella 11: Coefficienti parziali  $\gamma_R$  da applicare alle resistenze caratteristiche

Resistenza	Simbolo	Pali infissi			Pali trivellati			Pali ad elica continua		
		(R1)	(R2)	(R3)	(R1)	(R2)	(R3)	(R1)	(R2)	(R3)
Base	$\gamma_b$	1,0	1,45	1,15	1,0	1,7	1,35	1,0	1,6	1,3
Laterale in compressione	$\gamma_s$	1,0	1,45	1,15	1,0	1,45	1,15	1,0	1,45	1,15
Totale (*)	$\gamma_t$	1,0	1,45	1,15	1,0	1,6	1,30	1,0	1,55	1,25
Laterale in trazione	$\gamma_{st}$	1,0	1,6	1,25	1,0	1,6	1,25	1,0	1,6	1,25

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

Inoltre se la portanza del palo viene ricavata attraverso correlazioni empiriche che prevedono l'utilizzo di parametri geotecnici o risultati di prove in sito, il valore caratteristico della resistenza  $R_{c,k}$  (o  $R_{t,k}$ ) sarà dato dal minore dei valori ottenuti applicando alle resistenze calcolate  $R_{c,cal}$  (o  $R_{t,cal}$ ) i fattori di correzione ( $\xi$ ) riportati nella Tabella 12 in funzione del numero di verticali d'indagine.

$$R_{c,k} = \text{Min} \left\{ \frac{(R_{c,cal})_{media}}{\xi_3}, \frac{(R_{c,cal})_{min}}{\xi_4} \right\}$$

$$R_{t,k} = \text{Min} \left\{ \frac{(R_{t,cal})_{media}}{\xi_3}, \frac{(R_{t,cal})_{min}}{\xi_4} \right\}$$

Tabella 12: Fattori di correlazione  $\xi$  per la determinazione della resistenza caratteristica in funzione del numero di verticali d'indagine

Numero di verticali indagate	1	2	3	4	5	7	$\geq 10$
$\xi_3$	1,70	1,65	1,60	1,55	1,50	1,45	1,40
$\xi_4$	1,70	1,55	1,48	1,42	1,34	1,28	1,21

Nel caso specifico si assume:

$$R_{c,k} = R_{c,cal} / \xi_3,$$

con  $\xi_3 = 1,70$ .

### 10.3.1 Resistenze di pali soggetti a carichi assiali di compressione

Nel caso di pali soggetti ad azioni di compressione risulta:

$$R_{c,d} = R_{s,d} + R_{b,d} - W'_d = \frac{R_{s,k}}{\gamma_s} + \frac{R_{b,k}}{\gamma_b} - W'_d,$$

dove:

$$R_{s,k} = \frac{\sum_{j=1}^n A_{s,j} \cdot q_{s,j}}{\xi_{\zeta_3}} : \quad \text{valore caratteristico della resistenza laterale;}$$

$$R_{b,k} = \frac{A_b \cdot q_b}{\xi_{\zeta_3}} : \quad \text{valore caratteristico della resistenza di base;}$$

$$W'_d = \gamma_F \cdot W_k : \quad \text{valore di progetto del peso efficace del palo.}$$

### 10.3.2 Resistenze di pali soggetti a carichi assiali di trazione

Nel caso di pali soggetti ad azioni di trazione risulta:

$$R_{t,d} = R_{s,d} + W'_d = \frac{R_{s,k}}{\gamma_s} + W'_d,$$

dove:

$$R_{s,k} = \frac{\sum_{j=1}^n A_{s,j} \cdot q_{s,j}}{\xi_{\zeta_3}} : \quad \text{valore caratteristico della resistenza laterale;}$$

$$W'_d = \gamma_F \cdot W_k : \quad \text{valore di progetto del peso efficace del palo.}$$

Per i pali a trazione si applica una riduzione del 20% alla portanza laterale determinata con i criteri illustrati nel §8.1.1.1.

## 10.4 Resistenza dei pali soggetti ad azioni trasversali

Per la determinazione del valore di progetto  $R_{tr,d}$  della resistenza dei pali soggetti a carichi trasversali valgono le indicazioni generali per i pali soggetti a carichi assiali applicando i coefficienti parziali  $\gamma_T$  di cui al prospetto seguente.

Tab. 6.4.VI - Coefficienti parziali  $\gamma_T$  per le verifiche agli stati limite ultimi di pali soggetti a carichi trasversali

Coefficiente parziale (R1)	Coefficiente parziale (R2)	Coefficiente parziale (R3)
$\gamma_T = 1,0$	$\gamma_T = 1,6$	$\gamma_T = 1,3$

Nel caso specifico risulta:

$$R_{tr,d} = \frac{R_{tr,k}}{\gamma_T} = \frac{R_{tr,cal}}{\xi_3 \cdot \gamma_T}$$

## 10.5 Verifiche pali in gruppo

### 10.5.1 Carichi verticali

La resistenza di calcolo del blocco  $R_{block,c,d}$  è determinata con i criteri illustrati al § 8.2.1 applicando i seguenti coefficienti di resistenza:

$$R_{block,c,k} = \frac{R_{block,calc}}{\xi_3}$$

$$R_{block,c,d} = \frac{1}{\gamma_{R,fond.sup}} \cdot \frac{R_{block,k}}{\gamma_{R,pali} \{\gamma_b, \gamma_s\}}$$

in cui  $\gamma_{R,pali}$  sono i coefficienti parziali previsti per i pali trivellati di cui alla Tabella 12 e  $\gamma_{R,fond.sup}$  è il coefficiente di resistenza per la capacità portante delle fondazioni superficiali pari a 2.3.

### 10.5.2 Carichi orizzontali

In accordo ai criteri suggeriti dalle NTC 2008 (vedasi Ref. 5) per i pali caricati trasversalmente, il coefficiente di riduzione della resistenza ultima del terreno è così determinato:

$$\xi_3 \cdot \gamma_T \cdot$$

## 11 ANALISI DELL'INTERAZIONE FONDAZIONE-TERRENO

I diaframmi costituenti il pozzo sono stati schematizzati come pali isolati di sezione rettangolare collegati in testa dal plinto e l'analisi di interazione terreno-fondazione è stata sviluppata con il software GROUP della Ensoft .

Se si considera un palo ad asse verticale, immerso in un terreno inizialmente le tensioni normali agenti sulla superficie laterale del palo presentano una distribuzione assialsimmetrica, la cui risultante è nulla. Quando il palo è soggetto, in testa, ad una forza orizzontale e/o ad una coppia applicata, si induce una traslazione  $y$  all'interno del terreno. Il diagramma delle tensioni del terreno, conseguentemente, si modifica; le tensioni normali poste di fronte al palo aumentano ed il terreno tende ad allontanarsi dal palo in direzione radiale. Le tensioni normali poste a tergo del palo, viceversa, diminuiscono, mentre il terreno tende a spostarsi verso il palo, ancora lungo una direzione radiale. Lungo i bordi del palo, le tensioni orizzontali presentano una componente normale ed una tangenziale. La risultante  $p$  [F/L] di tali azioni sarà posta nella direzione dello spostamento del palo ed avrà verso opposto ad esso.

Ad un certo livello di carico, in prossimità del piano campagna, il terreno posto a tergo del palo tende a distaccarsi dallo stesso; il terreno posto di fronte al palo, invece, tende a raggiungere la condizione di collasso. A profondità maggiori, il terreno tende a scorrere defluendo lungo il bordo del palo, senza un distacco relativo a tergo. Alla luce di queste considerazioni risulta evidente come la reazione del terreno  $p$  dipenda sia dall'entità dello spostamento  $y$  raggiunto dal palo sia dalla quota di riferimento  $z$ .

Di conseguenza, la risposta di un palo verticale ad un carico orizzontale crescente, in termini di curva carichi – spostamenti, oppure in termini di carichi – momenti flettenti massimi, è di tipo non lineare. Con il software GROUP in funzione della natura e caratteristiche dei terreni è possibile rappresentare tramite le curve  $p$ - $y$  questo comportamento non lineare.

Il comportamento dei pali in gruppo quale elemento riduttivo delle resistenze non è stato considerato in quanto i singoli elementi collaborano grazie al contatto reciproco. E' evidente che nel modello GROUP si trascura, a favore di sicurezza, la collaborazione strutturale fra i vari pannelli di diaframma che si esplica in corrispondenza dei giunti.



## 11.1 Descrizione del modello di calcolo GROUP

Nella Figura 11 e Figura 12 sono riportate alcune viste del modello che riproduce esattamente la disposizione in pianta dei diaframmi assunti incastrati a livello del plinto di fondazione. In questo modello non si considera la reazione del terreno nell'intorno del plinto. Sono stati trascurati a favore di sicurezza i diaframmi primari interni al pozzo.

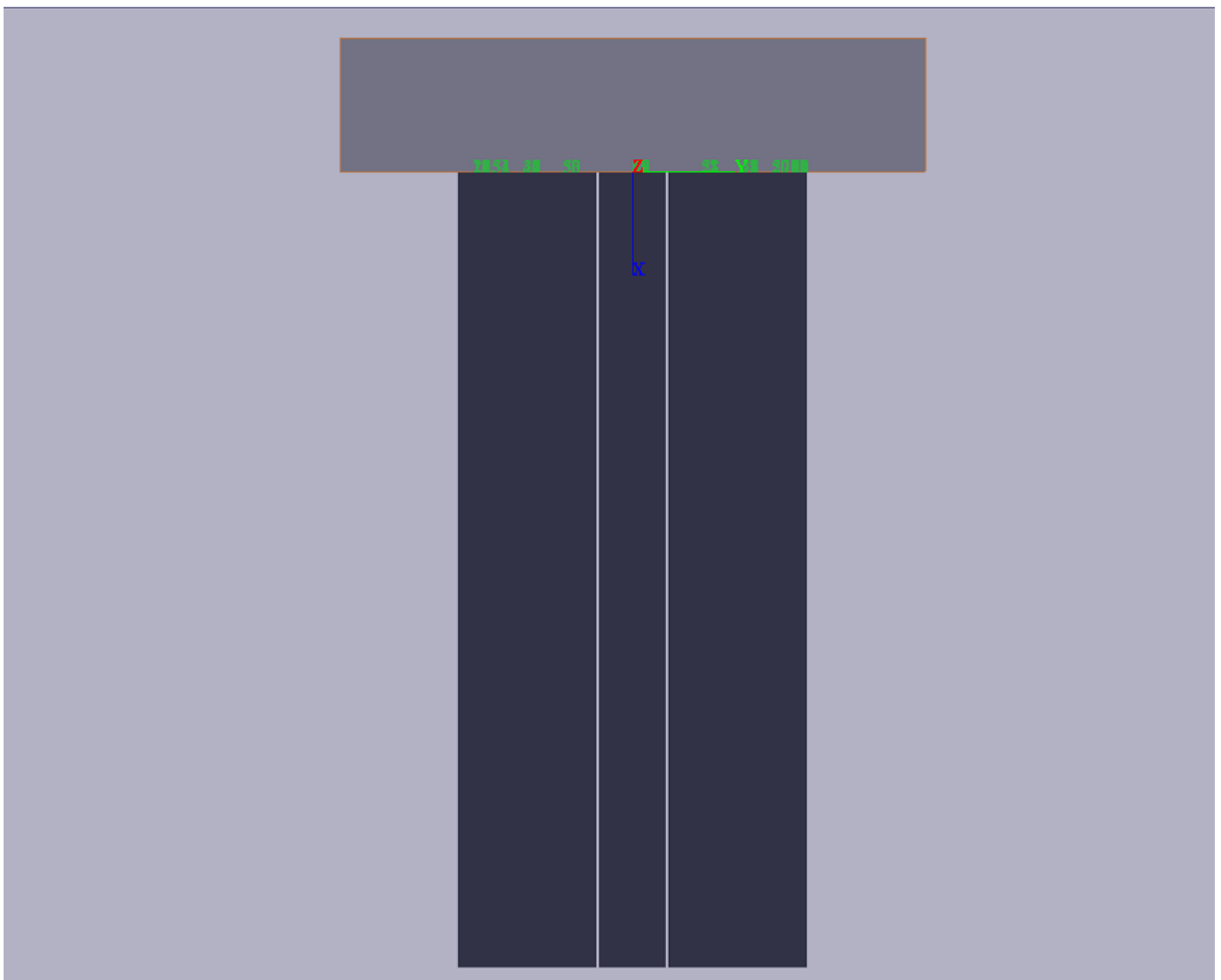


Figura 11: Vista frontale del modello GROUPv2016.

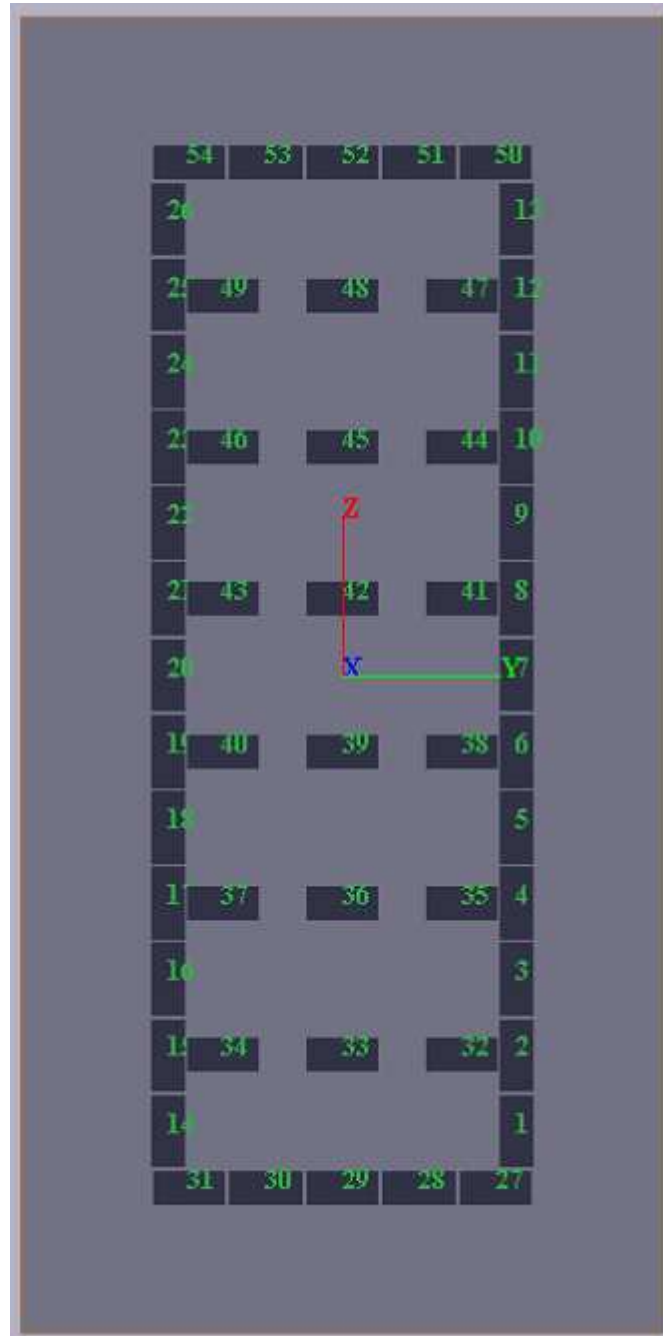


Figura 12: Vista planimetrica del modello GROUPv2016.

In accordo al §5.2 nelle seguenti figure si riporta la stratigrafia di calcolo implementata nel software e i parametri geotecnici assegnati agli strati identificati. I parametri di rigidezza del terreno sono stati assunti in accordo ai criteri illustrati nel §9.1.1.


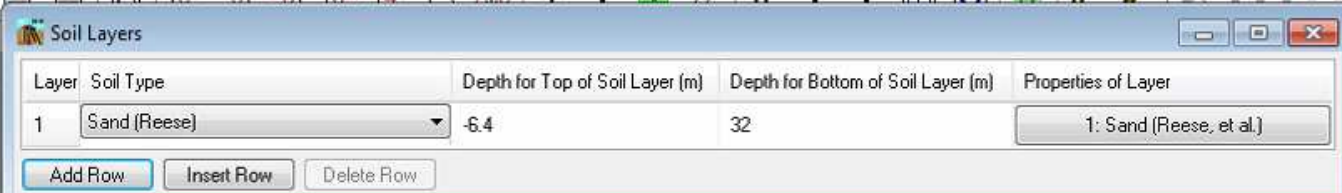

 <b>ITALFERR</b> GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	<b>DIRETTRICE FERROVIARIA MESSINA-CATANIA-PALERMO</b> <b>RADDOPPIO DELLA TRATTA GIAMPILIERI-FIUMEFREDDO</b> <b>LOTTO 2: TAORMINA-GIAMPILIERI</b> <b>PROGETTO DEFINITIVO</b>					
	<b>Relazione geotecnica e di calcolo strutturale</b> <b>fondazioni su pozzo</b>	COMMESSA RS2S	LOTTO 02 D 09	CODIFICA CL	DOCUMENTO VI0503 001	REV. A

Figura 13: Stratigrafia modello GROUP-v2016.



Layer	Soil Type	Depth for Top of Soil Layer (m)	Depth for Bottom of Soil Layer (m)	Properties of Layer
1	Sand (Reese)	-6.4	32	1: Sand (Reese, et al.)



1=Top, 2=Bottom	Effective Unit Weight [kN/m <sup>3</sup> ]	Friction Angle, (DEG.)	p-y Modulus, k [kN/m <sup>3</sup> ]	Ultimate Unit Side Friction [kN/m <sup>2</sup> ]	Ultimate Unit Tip Resistance [kN/m <sup>2</sup> ]
1	8	36	16300	81	4000
2	8	36	16300	81	4000

A linear interpolation with depth will be used to compute values between the top and bottom of the layer.

p-y Modulus, k:  
 - Always check recommended value in Geotechnical Investigation Reports.  
 - Program will help to estimate value for p-y Modulus, k, if zero input value is entered.

Ultimate Unit Side Friction and Ultimate Unit Tip Resistance:  
 - The program uses Ultimate Unit Side Friction to generate t-z curves.  
 - The program uses Ultimate Unit Tip Resistance to generate q-w curves.  
 - Always check recommended values in Geotechnical Investigation Reports.  
 - Program will help to estimate values for Ultimate Unit Side Friction and Ultimate Unit Tip Resistance if zero input values are entered.

Figura 14: Layer no.1 (Unità bb e ba)

## 11.2 Sintesi dei risultati relativi agli stati limite ultimi sismici (SLV)

Si riassumono nel seguito le sollecitazioni agenti in testa (Tabella 13) e lungo il fusto (Tabella 14) ai diaframmi distinguendo fra pannelli longitudinali che sono quelli che hanno la dimensione maggiore in direzione 2(y) e pannelli trasversali che sono quelli che hanno la dimensione maggiore in direzione 3(z).

Nelle tabelle sono riportate:

- le sollecitazioni corrispondenti ai valori massimi di sforzo assiale (compressione e trazione), momento e taglio;
- il numero della combinazione di carico per la quale si verifica la massima sollecitazione;
- la profondità in cui si verifica la massima sollecitazione;
- il numero identificativo del pannello in accordo alla numerazione di Figura 12.

In Figura 15 e in Figura 16 sono diagrammati l'andamento con la profondità del momento e del taglio per la combinazione in cui tali sollecitazioni risultano massime.

Tabella 13: Combinazioni sismiche SLV: Sollecitazioni massime agenti in testa con relativa combinazione e numero di diaframma in cui esse si verificano.

Direzione 2 (y)							
	Palo	Combinazione	N [kN]	My [kNm]	Mz [kNm]	Vy [kN]	Vz [kN]
Massima Copressione	50	4	7389	416	255	792	205
Massima Trazione	31	2	-1465	398	264	775	209
Massimo Momento y (2)	47	3	5860	1348	93	244	673
Massimo Momento z (3)	50	2	6712	398	268	774	209
Massimo Taglio y (2)	31	5	-1458	399	256	794	209
Massimo Taglio z (3)	31	6	-852	1329	95	255	677

Direzione 3 (z)							
	Palo	Combinazione	N [kN]	My [kNm]	Mz [kNm]	Vy [kN]	Vz [kN]
Massima Copressione	13	4	7737	865	774	664	309
Massima Trazione	14	5	-1775	774	772	666	306
Massimo Momento y (2)	11	3	5846	2765	241	204	1008
Massimo Momento z (3)	13	5	7151	774	775	664	306
Massimo Taglio y (2)	14	4	-562	865	772	666	310
Massimo Taglio z (3)	14	3	96	2765	240	204	1009

Tabella 14: Combinazioni sismiche SLV: Sollecitazioni massime agenti lungo il fusto con relativa combinazione e numero di diaframma in cui esse si verificano.

	Direzione 2							
	Palo	Combinazione	Profondità [m]	N [kN]	My [kNm]	Mz [kNm]	Vy [kN]	Vz [kN]
Massimo momento y (2)	50	6	5.89	5262.9	401.72	507	-13.317	4.4692
Massimo momento z (3)	50	4	5.27	5989.8	113.59	1615.2	7.1505	14.468
Minimo Taglio y (2)	50	4	9.92	4847.2	58.84	1013	-193.82	-20.18
Minimo Taglio z (3)	50	6	8.99	4560	257.54	379.16	-58.642	-70.307
	Direzione 3							
	Palo	Combinazione	Profondità [m]	N [kN]	My [kNm]	Mz [kNm]	Vy [kN]	Vz [kN]
Massimo momento y (2)	13	6	8.06	4647.8	950.81	113.57	-31.916	9.2068
Massimo momento z (3)	13	4	4.65	6415.3	102.71	585.23	9.1407	107.97
Minimo Taglio y (2)	12	4	8.06	5465.6	280.14	355.83	-100.61	6.492
Minimo Taglio z (3)	13	6	12.71	3666.4	578.36	6.678	-10.869	-118.83

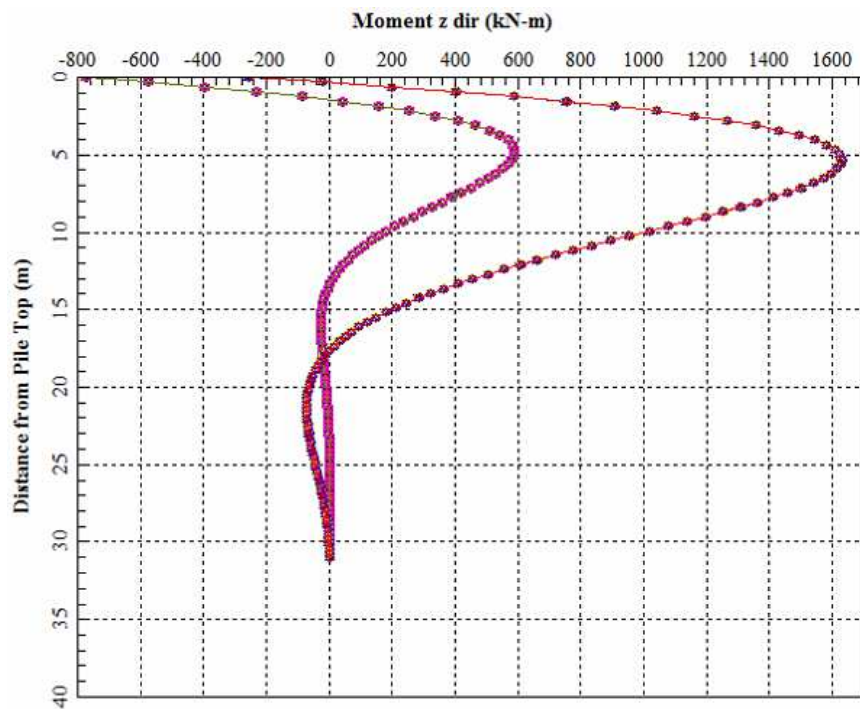
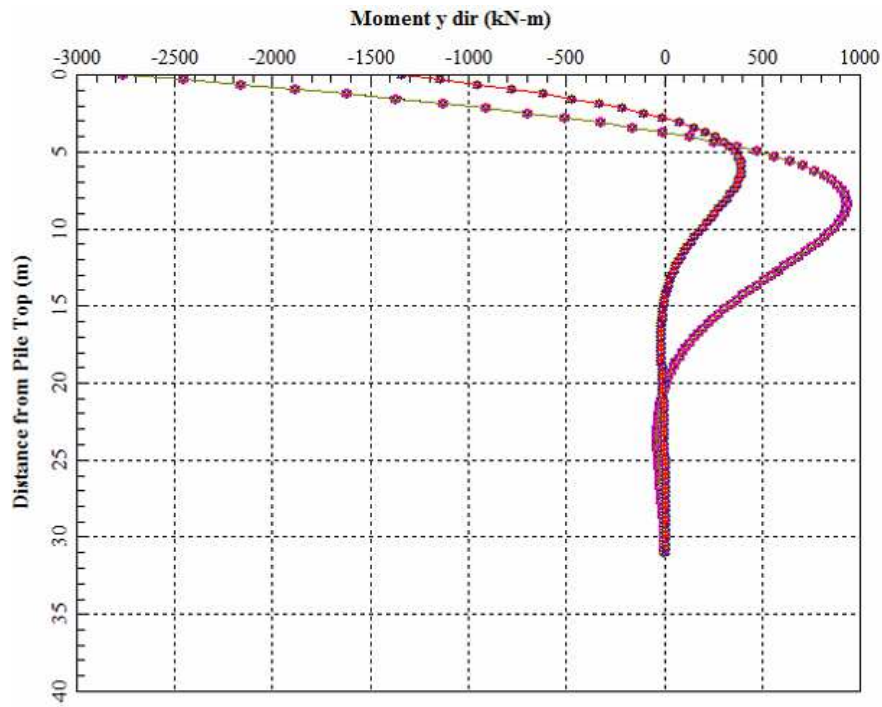
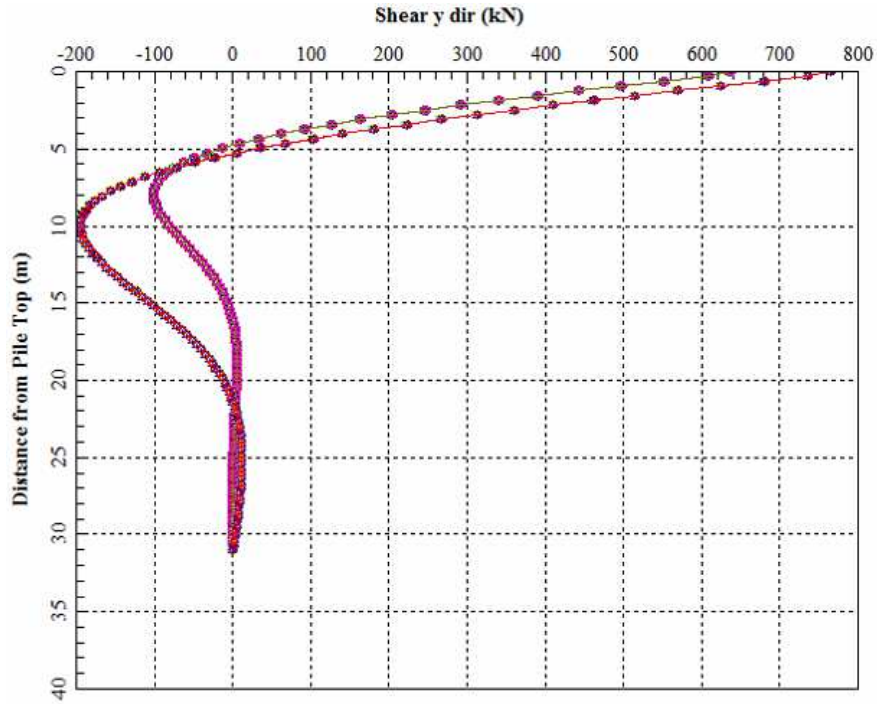
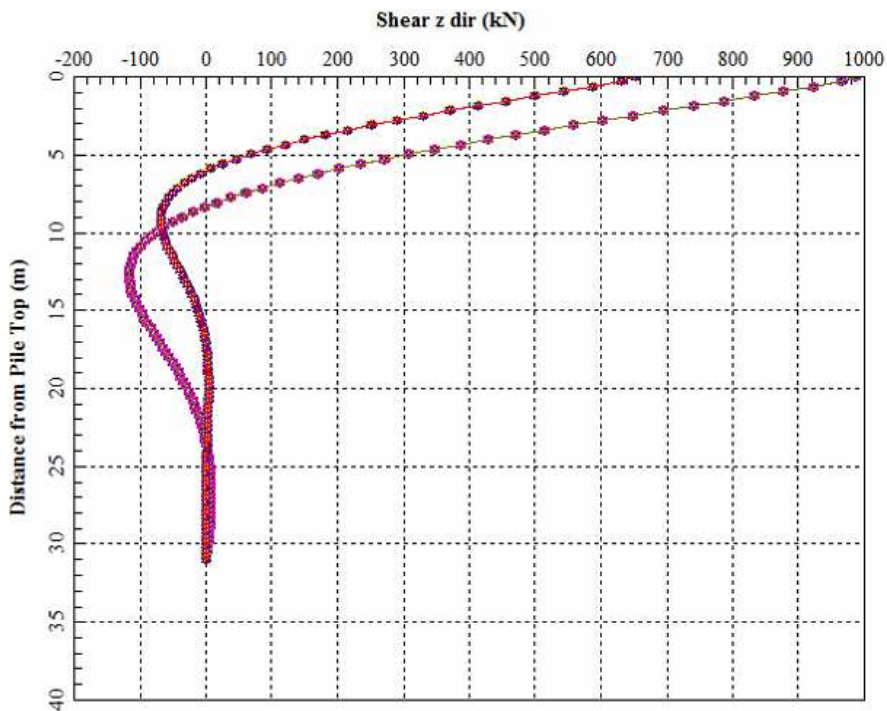


Figura 15: Combinazione sismica SLV: Andamento con la profondità del momento



Load Case # 5



Load Case # 3

Figura 16: Combinazione sismica SLV: Andamento con la profondità del taglio.

## 12 VERIFICA DEI DIAFRAMMI DI FONDAZIONE

### 12.1 Verifiche agli SLU di tipo STR

Nel seguito si riportano le verifiche allo SLU nei confronti del raggiungimento della resistenza strutturale dei diaframmi di fondazione.

#### 12.1.1 Verifica a presso-tenso flessione deviata

La verifica a presso-tensoflessione deviata di seguito riportata sia per i setti in direzione longitudinale (direzione 2 - y) che per i setti in direzione trasversale (direzione 3-x), è condotta per le combinazioni sismiche SLV di Tabella 13. Sono trascurate le sollecitazioni massime lungo il fusto perché ritenute non significativa dal punto di vista del dimensionamento strutturale. L'armatura prevista è rappresentata in Figura 17.

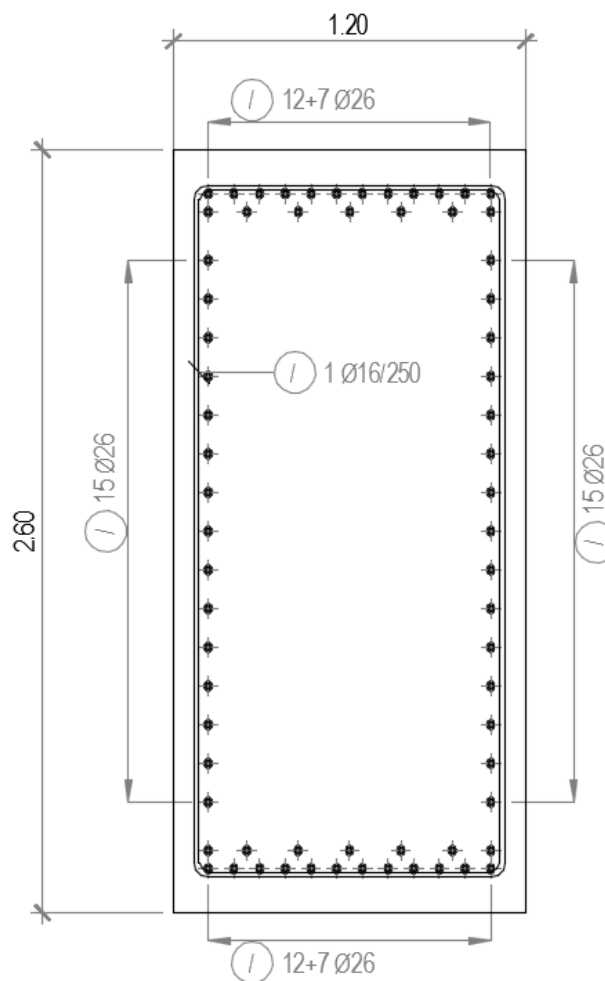


Figura 17: Armatura diaframmi.

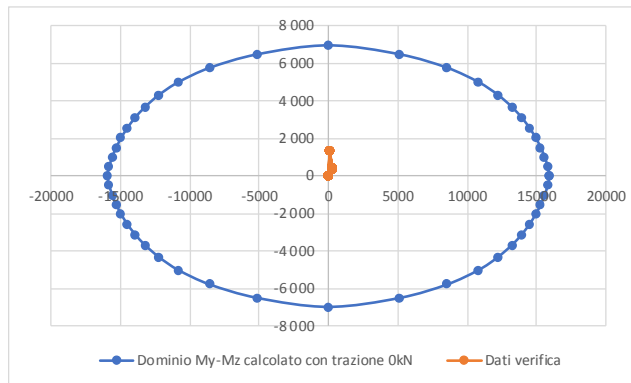
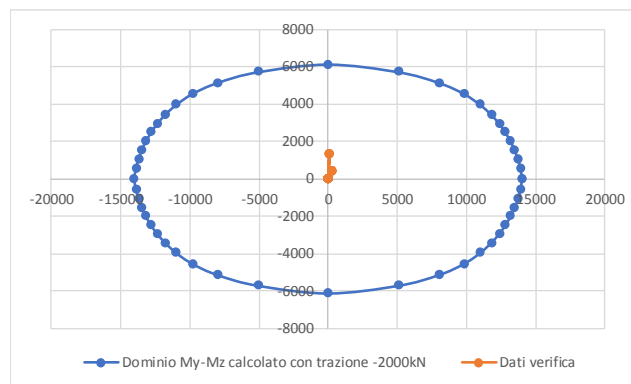


### 12.1.1.1 Setti disposti in direzione longitudinale (direzione 2-y)

Nelle seguenti figure sono diagrammate le sollecitazioni di sforzo normale e momento flettente, in condizione statiche e sismiche, all'interno dei corrispondenti domini di resistenza M-N differenziati in base al carico assiale, da cui risulta che:

$$R_d \geq E_d,$$

#### Sismico SLV

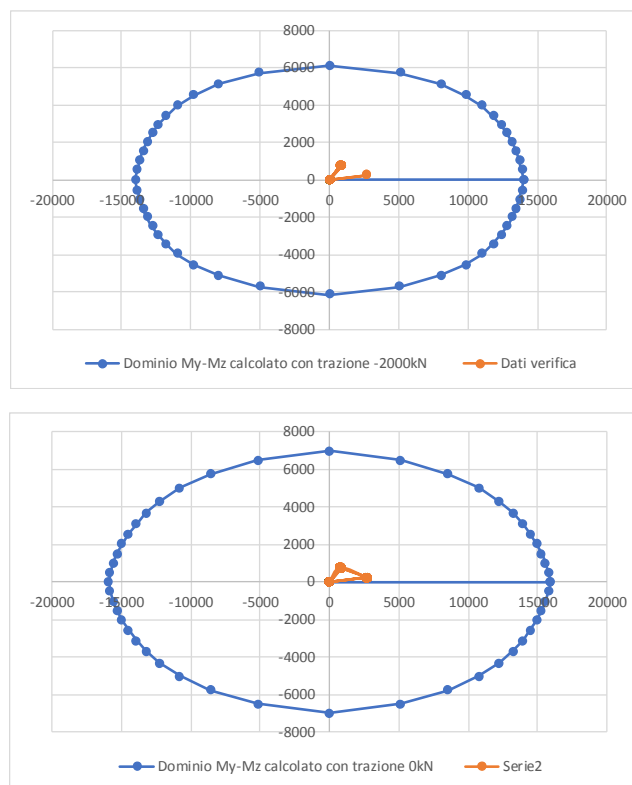


### 12.1.1.2 Setti disposti in direzione trasversale (direzione 3-z)

Nelle seguenti figure sono diagrammate le sollecitazioni di sforzo normale e momento flettente, in condizione statiche e sismiche, all'interno dei corrispondenti domini di resistenza M-N differenziati in base al carico assiale, da cui risulta che:

$$R_d \geq E_d,$$

#### Sismico SLV



### 12.1.2 Verifica a taglio

La verifica a taglio di seguito riportata è condotta con riferimento alle sollecitazioni statiche SLU e sismica SLV. L'armatura prevista a taglio è riportata in Figura 17.

#### 12.1.2.1 Verifica dei setti disposti in direzione longitudinale (direzione 2-y)

##### METODO AGLI STATI LIMITE ULTIMI - VERIFICHE A TAGLIO

Passo staffe: 25.0 cm [Passo massimo di normativa = 25.0 cm]

Ver S = comb. verificata a taglio / N = comb. non verificata  
Vsdu Taglio di progetto [kN] = proiez. di Vx e Vy sulla normale all'asse neutro  
Vcd Taglio resistente ultimo [kN] lato conglomerato compresso [(4.1.19) NTC]

**Relazione geotecnica e di calcolo strutturale  
fondazioni su pozzo**

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS2S	02 D 09	CL	VI0503 001	A	43 di 83

Vwd Taglio resistente [kN] assorbito dalle staffe [(4.1.18) NTC]  
Dmed Altezza utile media pesata [cm] valutata lungo strisce ortog. all'asse neutro.  
Vengono prese nella media le strisce con almeno un estremo compresso.  
I pesi della media sono costituiti dalle stesse lunghezze delle strisce.  
bw Larghezza media resistente a taglio [cm] misurate parallel. all'asse neutro  
E' data dal rapporto tra l'area delle sopradette strisce resistenti e Dmed.  
Teta Angolo [gradi sessadec.] di inclinazione dei puntoni di conglomerato  
Acw Coefficiente maggiorativo della resistenza a taglio per compressione  
Ast Area staffe+legature strettam. necessarie a taglio per metro di pil.[cm<sup>2</sup>/m]  
A.Eff Area staffe+legature efficaci nella direzione del taglio di combinaz.[cm<sup>2</sup>/m]  
Tra parentesi è indicata la quota dell'area relativa alle sole legature.  
L'area della legatura è ridotta col fattore L/d\_max con L=lungh.legat.proietta-  
ta sulla direz. del taglio e d\_max= massima altezza utile nella direz.del taglio.

N°Comb	Ver	Vsdu	Vcd	Vwd	Dmed	bw	Teta	Acw	Ast	A.Eff
1	S	313.44	6029.82	1548.87	109.4	259.4	21.80°	1.209	3.3	16.1(0.0)
2	S	287.65	4963.91	1553.01	109.7	257.5	21.80°	1.000	3.0	16.1(0.0)
3	S	677.21	5860.60	1555.61	109.8	260.3	21.80°	1.166	7.0	16.1(0.0)
4	S	322.52	5937.47	1548.11	109.3	259.6	21.80°	1.190	3.4	16.1(0.0)
5	S	286.62	4977.63	1551.25	109.5	258.5	21.80°	1.000	3.0	16.1(0.0)
6	S	679.52	5024.91	1557.68	110.0	259.8	21.80°	1.000	7.0	16.1(0.0)

**12.1.2.2 Verifica dei setti disposti in direzione trasversale (direzione 3-z)**

**METODO AGLI STATI LIMITE ULTIMI - VERIFICHE A TAGLIO**

Passo staffe: 25.0 cm [Passo massimo di normativa = 25.0 cm]

Ver S = comb. verificata a taglio / N = comb. non verificata  
Vsdu Taglio di progetto [kN] = proiez. di Vx e Vy sulla normale all'asse neutro  
Vcd Taglio resistente ultimo [kN] lato conglomerato compresso [(4.1.19) NTC]  
Vwd Taglio resistente [kN] assorbito dalle staffe [(4.1.18) NTC]  
Dmed Altezza utile media pesata [cm] valutata lungo strisce ortog. all'asse neutro.  
Vengono prese nella media le strisce con almeno un estremo compresso.  
I pesi della media sono costituiti dalle stesse lunghezze delle strisce.  
bw Larghezza media resistente a taglio [cm] misurate parallel. all'asse neutro  
E' data dal rapporto tra l'area delle sopradette strisce resistenti e Dmed.  
Teta Angolo [gradi sessadec.] di inclinazione dei puntoni di conglomerato  
Acw Coefficiente maggiorativo della resistenza a taglio per compressione  
Ast Area staffe+legature strettam. necessarie a taglio per metro di pil.[cm<sup>2</sup>/m]  
A.Eff Area staffe+legature efficaci nella direzione del taglio di combinaz.[cm<sup>2</sup>/m]  
Tra parentesi è indicata la quota dell'area relativa alle sole legature.  
L'area della legatura è ridotta col fattore L/d\_max con L=lungh.legat.proietta-  
ta sulla direz. del taglio e d\_max= massima altezza utile nella direz.del taglio.

N°Comb	Ver	Vsdu	Vcd	Vwd	Dmed	bw	Teta	Acw	Ast	A.Eff
1	S	718.50	6082.56	1553.77	109.7	258.7	21.80°	1.219	7.4	16.1(0.0)
2	S	705.93	4954.59	1553.36	109.7	256.9	21.80°	1.000	7.3	16.1(0.0)
3	S	988.60	5019.71	2682.03	189.4	129.4	21.80°	1.165	5.9	16.1(0.0)
4	S	714.22	5994.95	1552.18	109.6	258.8	21.80°	1.202	7.4	16.1(0.0)
5	S	713.43	4955.83	1555.50	109.8	256.6	21.80°	1.000	7.4	16.1(0.0)
6	S	1015.96	4163.90	2988.97	211.1	111.9	21.80°	1.003	5.5	16.1(0.0)

## 13 VERIFICA AGLI SLU DI TIPO GEOTECNICO

### 13.1 Verifica di capacità portante per carichi verticali

#### 13.1.1 Verifica di capacità portante verticale del diaframma singolo

La verifica di capacità portata verticale per il singolo pannello è stata condotta in accordo ai criteri descritti nel §8.

In Tabella 15 si riporta, per i diaframmi di lunghezza 31.0m, la capacità portante a compressione ( $R_{cd,singolo}$ ) e a trazione ( $R_{td,singolo}$ ) secondo l'Approccio 2 (A1+M1+R3).

Tabella 15: Capacità portante a compressione e a trazione dei pannelli di fondazione secondo l'Approccio 2 (A1+M1+R3).

COMPRESSIONE						
DA2. Capacità portante compressione A1+M1+R3						
L m	$R_{c,s,cal}$ kN	$R_{c,s,cal}/1.25$ kN	$R_{c,b,cal}$ kN	$W'_p$ kN	$R_{c,calc}$ kN	$R_{c,d}$ kN
31	13085.6	10468.5	12480.0	1285.4	24280.1	10717.3

TRAZIONE					
DA2. Capacità portante trazione A1+M1+R3					
L m	$R_{ts,cal}$ kN	$R_{b,cal}$ kN	$W'_p$ kN	$R_{t,calc}$ kN	$R_{t,d}$ kN
31	10468.5		1285.4	11753.9	6083.2

Il carico assiale massimo sui diaframmi è riportato nella tabella seguente (vedasi anche Tabella 13).

Tabella 16: Combinazione SLV: Sollecitazioni massime di compressione e trazione.

Massima compressione, $N_{dc,max}$ [kN]	7 737 (SLV)
Massima trazione, $N_{dt,max}$ [kN]	- 1 775(SLV)

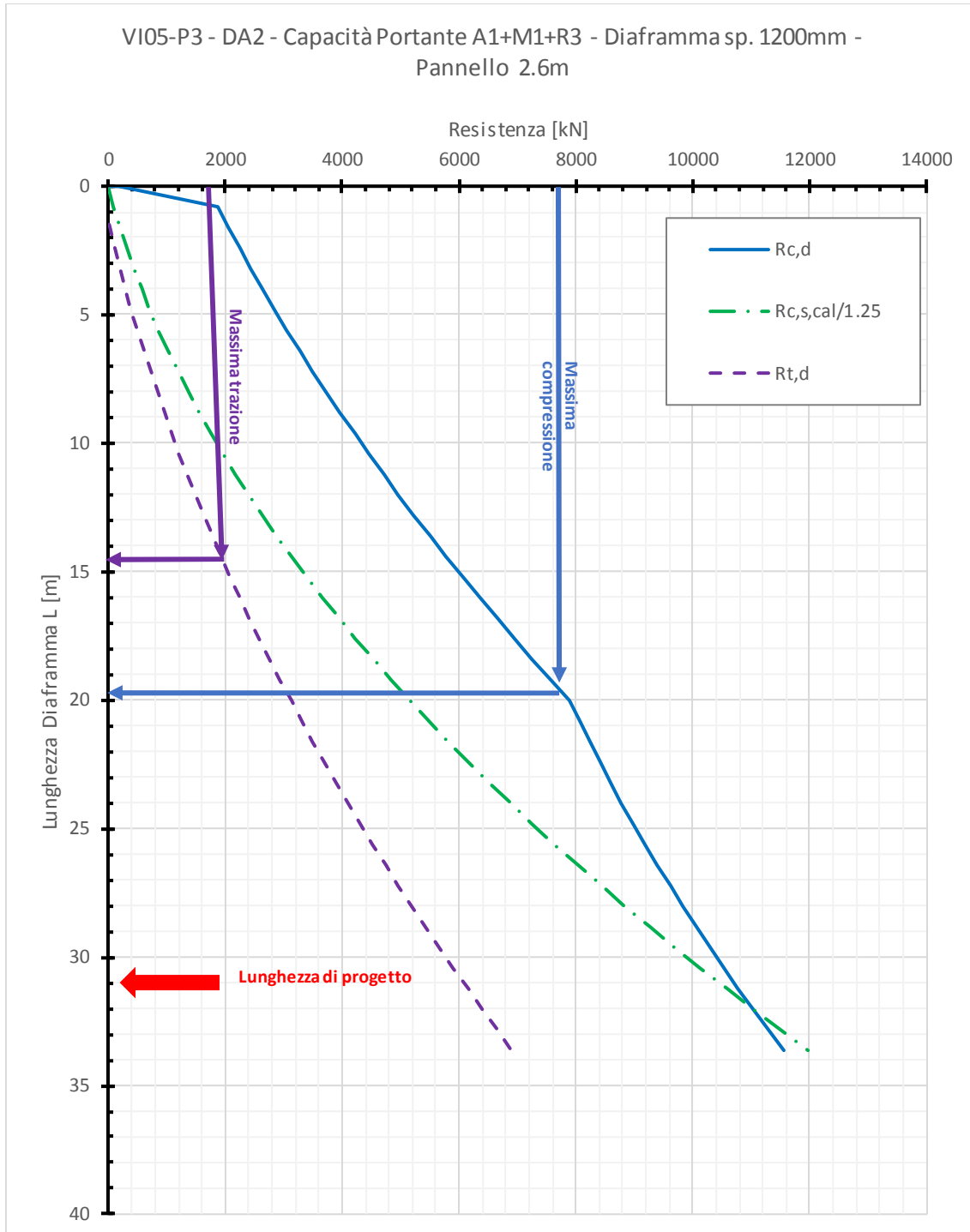


Figura 18: Capacità portante del diaframma singolo

### 13.1.2 Verifica di capacità portante verticale a blocco

La verifica di capacità portata verticale del blocco è stata condotta in accordo ai criteri descritti nel §8.2 e secondo l'Approccio 2 (A1+M1+R3).

Tabella 17: Capacità portante del blocco (Approccio 2 A1+M1+R3).

#### Capacità portante verticale del blocco (BS 8004:2015)

##### A1+M1+R3

B (X2)	13.60	m					larghezza
L (X3)	37.60	m					lunghezza
D	31.00	m					profondità
L <sub>pann</sub>	2.60	m					lunghezza pannello
B <sub>pann</sub>	1.20	m					larghezza pannello
n°	54						numero pannelli
$\gamma_{r, \text{cap. port.}}$	2.30						coefficiente di sicurezza globale per capacità portante
$\xi_3$	1.70						fattore di correlazione in base alle verticali indagate
$\gamma_s$	1.15						coefficiente di resistenza laterale
$\gamma_b$	1.35						coefficiente di resistenza base
$\sigma'_{v,b}$	299.20	kPa					pressione verticale
$\Phi_{\text{base}}$	36.00	°					angolo di resistenza al taglio
N <sub>q</sub>	37.75						fattore di capacità portante
q <sub>b, calc</sub>	11 296	kPa					portanza di calcolo, base
q <sub>b, d</sub>	4922	kPa					portanza di progetto, base
$\Phi_{\text{laterale}}$	36.00	°					angolo di resistenza al taglio
k <sub>0</sub>	0.41						coefficiente di spinta
$\sigma'_v$	175.20	kPa					pressione verticale media sulle superficie laterale
S <sub>block</sub>	0.86						fattore di forma
q <sub>s, calc</sub>	45	kPa					portanza laterale di calcolo
q <sub>s, d</sub>	23	kPa					portanza laterale di progetto
A <sub>s</sub>	3174	m <sup>2</sup>					area laterale
A <sub>b</sub>	511	m <sup>2</sup>					area della base
R <sub>block, c, d</sub>	1 125 951	kN					Resistenza di progetto
<b>Valutazione alternativa dell'area di Base</b>							
A <sub>b, diafr</sub>	168	m <sup>2</sup>					area di impronta dei soli pali o pannelli
R <sub>punz, c, d</sub>	392 217	kN					Resistenza di progetto con area di base ridotta

Dalle azioni riportate in Tabella 5 per il caso simico (SLV) si ricava il carico verticale massimo a intradosso plinto (Tabella 20) che risulta inferiore alla portanza del blocco.

Tabella 18: Combinazioni SLV: Carico verticale massimo ad intradosso plinto.

Carico verticale massimo, R <sub>Ed, max</sub> [kN]	196 566 (SLU)
---	---------------

### 13.2 Verifica di capacità portante del pozzo per carichi orizzontali

Per la verifica di capacità portante orizzontale del pozzo si considera il pozzo come un elemento lineare che interagisce con il terreno mediante molle non lineari e si controlla che non ci sia collasso dell'insieme pozzo-terreno per effetto delle azioni sollecitanti. Le calcolazioni sono state condotte in accordo ai criteri descritti nel §8.2.2.

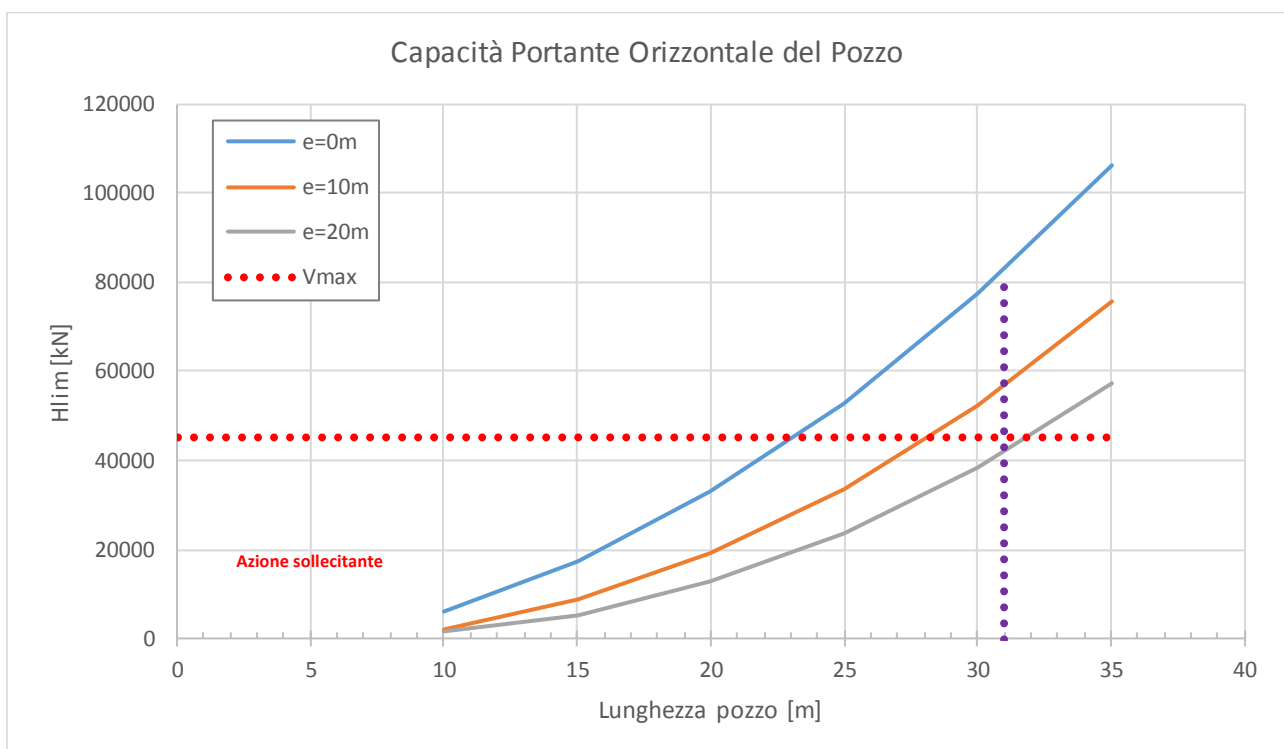


Figura 19: Diagrammi di capacità portante orizzontale del Pozzo.

Il taglio massimo si verifica in combinazione sismica in direzione trasversale, in Tabella 19 si riportano i valori di taglio massimo e corrispondente eccentricità. La verifica a capacità portante orizzontale risulta soddisfatta.

Tabella 19: Combinazioni SLV: Carico orizzontale massimo ad intradosso plinto.

Carico orizzontale massimo, $V_{Ed,max}$ [kN]	45 078 (SLV)
Eccentricità corrispondente [m]	17

## 14 SOLLECITAZIONI PLINTO DI FONDAZIONE

Le sollecitazioni flessionali e di taglio per il dimensionamento e la verifica del plinto di fondazione sono state determinate per le sezioni a filo pila come mostrato in Figura 20 considerando la distribuzione dei carichi assiali sui diaframmi. Le sollecitazioni risultanti di taglio e momento flettente dovute al carico assiale sui diaframmi sono state poi ridotte del contributo dovuto al peso proprio del plinto e del terreno imbarcato.

In particolare sono state individuate:

- 2 sezioni parallele all'asse 3 (asse z per il software GROUP);
- 2 sezioni parallele all'asse 2 (asse x per il software GROUP).

Nelle seguenti tabelle si riassumono, per i vari stati limite considerati e per ciascuna sezione di calcolo, le sollecitazioni massime (in termini assoluti) di momento e taglio a metro lineare di plinto. Il segno positivo del momento indica che sono tese le fibre di intradosso plinto.

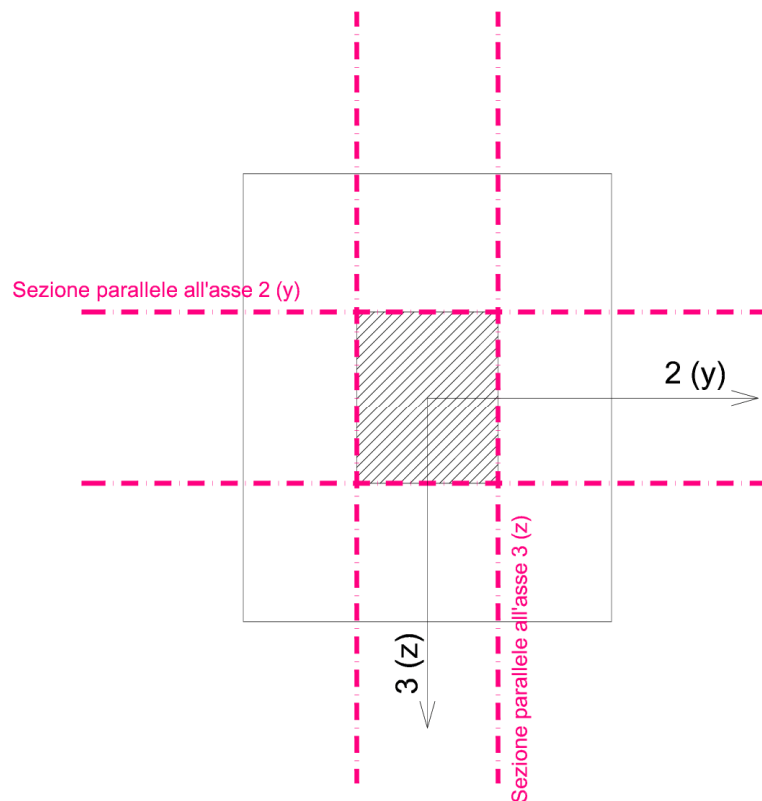


Figura 20: Sezioni in cui sono state determinate le sollecitazioni flessionali e di taglio.



Tabella 20: Combinazioni sismiche SLV: Momento e taglio massimo a metro lineare agente lungo la sezione parallela all'asse 3 (z).

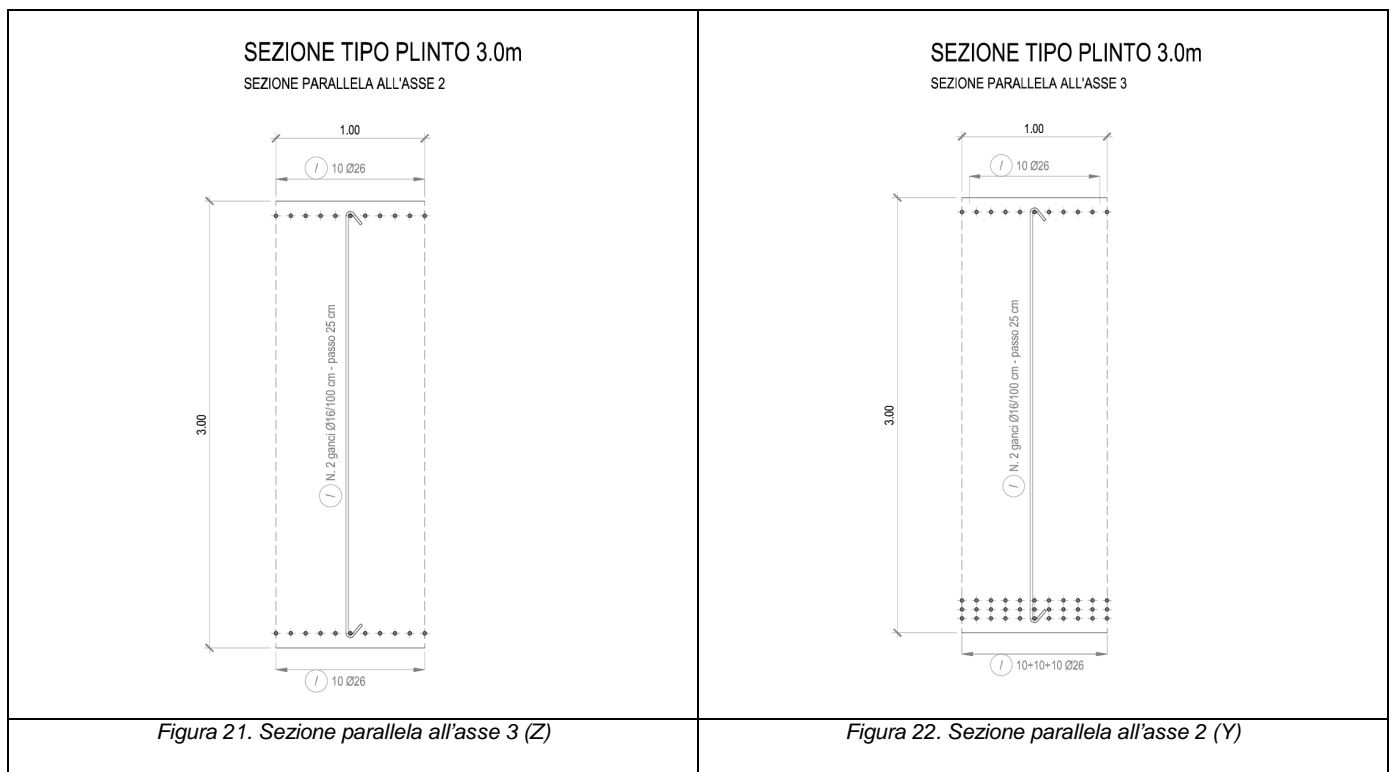
Massimo momento, $M_{Ed}$ [kNm/m]	13 009
Massimo taglio, $V_{Ed}$ [kN/m]	3 034

Tabella 21: Combinazioni sismiche SLV: Momento e taglio massimo a metro lineare agente lungo la sezione parallela all'asse 2 (y).

Massimo momento, $M_{Ed}$ [kNm/m]	2 397
Massimo taglio, $V_{Ed}$ [kN/m]	1 610

## 15 VERIFICA DEL PLINTO DI FONDAZIONE

L'armatura prevista nelle due direzioni è rappresentata nelle figure seguenti.



### 15.1 Verifica agli SLU/SLV di tipo STR

#### 15.1.1 Sezione parallela all'asse 3 (Z)

La verifica a flessione di seguito riportata è condotta con riferimento alle combinazioni sismiche SLV di Tabella 20. L'armatura prevista è riportata in Figura 21.

La verifica a taglio è condotta con riferimento alle combinazioni statiche SLU e sismiche SLV. L'armatura prevista a taglio è costituita da n.2 ganci  $\Phi 16/100$  cm, passo 25 cm.

#### CARATTERISTICHE DOMINIO CONGLOMERATO

Forma del Dominio:	Poligonale	
Classe Conglomerato:	C28/35	
N°vertice:	X [cm]	Y [cm]
1	-50.0	0.0
2	-50.0	300.0
3	50.0	300.0
4	50.0	0.0

#### DATI BARRE ISOLATE

**Relazione geotecnica e di calcolo strutturale  
fondazioni su pozzo**

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS2S	02 D 09	CL	V10503 001	A	51 di 83

N°Barra	X [cm]	Y [cm]	DiamØ[mm]
1	-40.1	9.9	26
2	-40.1	290.0	26
3	40.1	290.1	26
4	40.1	9.9	26
5	-40.1	15.9	26
6	40.1	15.9	26
7	-40.1	21.9	26
8	40.1	21.9	26

**DATI GENERAZIONI LINEARI DI BARRE**

N°Gen.	Numero assegnato alla singola generazione lineare di barre
N°Barra Ini.	Numero della barra iniziale cui si riferisce la generazione
N°Barra Fin.	Numero della barra finale cui si riferisce la generazione
N°Barre	Numero di barre generate equidistanti cui si riferisce la generazione
Ø	Diametro in mm delle barre della generazione

N°Gen.	N°Barra Ini.	N°Barra Fin.	N°Barre	Ø
1	1	4	8	26
2	2	3	8	26
3	5	6	8	26
4	7	8	8	26

**ARMATURE A TAGLIO**

Diametro staffe:	16 mm
Passo staffe:	25.0 cm
Staffe:	Una sola staffa chiusa perimetrale

**ST.LIM.ULTIMI - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA**

N°Comb.	N	Mx	My	Vy	Vx
1	0.00	13009.00	0.00	3034.00	0.00

**RISULTATI DEL CALCOLO**

**Sezione verificata per tutte le combinazioni assegnate**

Copriferro netto minimo barre longitudinali:	8.6 cm
Interferro netto minimo barre longitudinali:	3.4 cm
Copriferro netto minimo staffe:	7.0 cm

**METODO AGLI STATI LIMITE ULTIMI - RISULTATI PRESSO-TENSO FLESSIONE**

N°Comb	Ver	N Sn	Mx Sn	My Sn	N Ult	Mx Ult	My Ult	Mis.Sic.	As Tesa
1	S	0.00	15487.65	0.08	0.00	16940.84	0.00	1.302	159.3(46.3)

**METODO AGLI STATI LIMITE ULTIMI - DEFORMAZIONI UNITARIE ALLO STATO ULTIMO**

**Relazione geotecnica e di calcolo strutturale  
fondazioni su pozzo**

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS2S	02 D 09	CL	VI0503 001	A	52 di 83

ec max	Deform. unit. massima del conglomerato a compressione
ec 3/7	Deform. unit. del conglomerato nella fibra a 3/7 dell'altezza efficace
Xc max	Ascissa in cm della fibra corrisp. a ec max (sistema rif. X,Y,O sez.)
Yc max	Ordinata in cm della fibra corrisp. a ec max (sistema rif. X,Y,O sez.)
es min	Deform. unit. minima nell'acciaio (negativa se di trazione)
Xs min	Ascissa in cm della barra corrisp. a es min (sistema rif. X,Y,O sez.)
Ys min	Ordinata in cm della barra corrisp. a es min (sistema rif. X,Y,O sez.)
es max	Deform. unit. massima nell'acciaio (positiva se di compress.)
Xs max	Ascissa in cm della barra corrisp. a es max (sistema rif. X,Y,O sez.)
Ys max	Ordinata in cm della barra corrisp. a es max (sistema rif. X,Y,O sez.)

N°Comb	ec max	ec 3/7	Xc max	Yc max	es min	Xs min	Ys min	es max	Xs max	Ys max
1	0.00350	-0.01040	-50.0	300.0	0.00243	40.1	290.1	-0.02787	-40.1	9.9

**POSIZIONE ASSE NEUTRO PER OGNI COMB. DI RESISTENZA**

a, b, c	Coeff. a, b, c nell'eq. dell'asse neutro $aX+bY+c=0$ nel rif. X,Y,O gen.
x/d	Rapp. di duttilità a rottura in presenza di sola fless.(travi)
C.Rid.	Coeff. di riduz. momenti per sola flessione in travi continue

N°Comb	a	b	c	x/d	C.Rid.
1	0.000000000	0.000108146	-0.028943939	0.112	0.700

**METODO AGLI STATI LIMITE ULTIMI - VERIFICHE A TAGLIO**

Passo staffe: 25.0 cm [Passo massimo di normativa = 33.0 cm]

Ver	S = comb. verificata a taglio / N = comb. non verificata
Vsdu	Taglio di progetto [kN] = proiezz. di $V_x$ e $V_y$ sulla normale all'asse neutro
Vcd	Taglio resistente ultimo [kN] lato conglomerato compresso [(4.1.19) NTC]
Vwd	Taglio resistente [kN] assorbito dalle staffe [(4.1.18) NTC]
Dmed	Altezza utile media pesata [cm] valutata lungo strisce ortog. all'asse neutro. Vengono prese nella media le strisce con almeno un estremo compresso. I pesi della media sono costituiti dalle stesse lunghezze delle strisce.
bw	Larghezza media resistente a taglio [cm] misurate parallel. all'asse neutro E' data dal rapporto tra l'area delle sopradette strisce resistenti e Dmed.
Teta	Angolo [gradi sessadec.] di inclinazione dei puntoni di conglomerato
Acw	Coefficiente maggiorativo della resistenza a taglio per compressione
Ast	Area staffe+legature strettam. necessarie a taglio per metro di pil.[cm <sup>2</sup> /m]
A.Eff	Area staffe+legature efficaci nella direzione del taglio di combinaz.[cm <sup>2</sup> /m] Tra parentesi è indicata la quota dell'area relativa alle sole legature. L'area della legatura è ridotta col fattore $L/d_{max}$ con $L$ =lungh.legat.proietta- ta sulla direz. del taglio e $d_{max}$ = massima altezza utile nella direz.del taglio.

N°Comb	Ver	Vsdu	Vcd	Vwd	Dmed	bw	Teta	Acw	Ast	A.Eff
1	S	3034.00	7139.46	4108.28	290.1	100.0	21.80°	1.000	11.9	16.1(0.0)

**15.1.2 Sezione parallela all'asse 2 (Y)**

La verifica a flessione di seguito riportata è condotta con riferimento alle combinazioni sismiche SLV di Tabella 21. L'armatura prevista è riportata in Figura 22.

La verifica a taglio è condotta con riferimento alle combinazioni statiche SLU e sismiche SLV. L'armatura prevista a taglio è costituita da n.2 ganci  $\Phi 16/100$  cm, passo 25 cm.

**CARATTERISTICHE DOMINIO CONGLOMERATO**

Forma del Dominio:	Poligonale
Classe Conglomerato:	C28/35
N°vertice:	X [cm]      Y [cm]

**Relazione geotecnica e di calcolo strutturale  
fondazioni su pozzo**

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS2S	02 D 09	CL	VI0503 001	A	53 di 83

1	-50.0	0.0
2	-50.0	300.0
3	50.0	300.0
4	50.0	0.0

**DATI BARRE ISOLATE**

N°Barra	X [cm]	Y [cm]	DiamØ[mm]
1	-40.1	9.9	26
2	-40.1	290.1	26
3	40.1	290.1	26
4	40.1	9.9	26

**DATI GENERAZIONI LINEARI DI BARRE**

N°Gen. Numero assegnato alla singola generazione lineare di barre  
 N°Barra Ini. Numero della barra iniziale cui si riferisce la generazione  
 N°Barra Fin. Numero della barra finale cui si riferisce la generazione  
 N°Barre Numero di barre generate equidistanti cui si riferisce la generazione  
 Ø Diametro in mm delle barre della generazione

N°Gen.	N°Barra Ini.	N°Barra Fin.	N°Barre	Ø
1	1	4	8	26
2	2	3	8	26

**ARMATURE A TAGLIO**

Diametro staffe: 16 mm  
 Passo staffe: 25.0 cm  
 Staffe: Una sola staffa chiusa perimetrale

**ST.LIM.ULTIMI - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA**

N Sforzo normale [kN] applicato nel Baric. (+ se di compressione)  
 Mx Momento flettente [daNm] intorno all'asse x princ. d'inerzia con verso positivo se tale da comprimere il lembo sup. della sez.  
 My Momento flettente [daNm] intorno all'asse y princ. d'inerzia con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sez.  
 Vy Componente del Taglio [kN] parallela all'asse princ.d'inerzia y  
 Vx Componente del Taglio [kN] parallela all'asse princ.d'inerzia x

N°Comb.	N	Mx	My	Vy	Vx
1	0.00	2397.00	0.00	1610.00	0.00

**RISULTATI DEL CALCOLO**

**Sezione verificata per tutte le combinazioni assegnate**

Copriferro netto minimo barre longitudinali: 8.6 cm  
 Interferro netto minimo barre longitudinali: 6.3 cm  
 Copriferro netto minimo staffe: 7.0 cm

**METODO AGLI STATI LIMITE ULTIMI - RISULTATI PRESSO-TENSO FLESSIONE**

Ver S = combinazione verificata / N = combin. non verificata  
 N Sn Sforzo normale allo snervamento [kN] nel baricentro B sezione cls.(positivo se di compressione)  
 Mx Sn Momento di snervamento [kNm] riferito all'asse x princ. d'inerzia  
 My Sn Momento di snervamento [kNm] riferito all'asse y princ. d'inerzia  
 N Ult Sforzo normale ultimo [kN] nel baricentro B sezione cls.(positivo se di compress.)  
 Mx Ult Momento flettente ultimo [kNm] riferito all'asse x princ. d'inerzia  
 My Ult Momento flettente ultimo [kNm] riferito all'asse y princ. d'inerzia  
 Mis.Sic. Misura sicurezza = rapporto vettoriale tra (N Ult,Mx Ult,My Ult) e (N,Mx,My)  
 Verifica positiva se tale rapporto risulta >=1.000  
 As Tesa Area armature [cm²] in zona tesa (solo travi). Tra parentesi l'area minima di normativa

N°Comb	Ver	N Sn	Mx Sn	My Sn	N Ult	Mx Ult	My Ult	Mis.Sic.	As Tesa
1	S	0.00	5683.71	0.00	0.00	5895.40	0.00	2.459	53.1(46.3)

**METODO AGLI STATI LIMITE ULTIMI - DEFORMAZIONI UNITARIE ALLO STATO ULTIMO**

**Relazione geotecnica e di calcolo strutturale  
fondazioni su pozzo**

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS2S	02 D 09	CL	VI0503 001	A	54 di 83

ec max	Deform. unit. massima del conglomerato a compressione
ec 3/7	Deform. unit. del conglomerato nella fibra a 3/7 dell'altezza efficace
Xc max	Ascissa in cm della fibra corrisp. a ec max (sistema rif. X,Y,O sez.)
Yc max	Ordinata in cm della fibra corrisp. a ec max (sistema rif. X,Y,O sez.)
es min	Deform. unit. minima nell'acciaio (negativa se di trazione)
Xs min	Ascissa in cm della barra corrisp. a es min (sistema rif. X,Y,O sez.)
Ys min	Ordinata in cm della barra corrisp. a es min (sistema rif. X,Y,O sez.)
es max	Deform. unit. massima nell'acciaio (positiva se di compress.)
Xs max	Ascissa in cm della barra corrisp. a es max (sistema rif. X,Y,O sez.)
Ys max	Ordinata in cm della barra corrisp. a es max (sistema rif. X,Y,O sez.)

N°Comb	ec max	ec 3/7	Xc max	Yc max	es min	Xs min	Ys min	es max	Xs max	Ys max
1	0.00295	-0.02827	-50.0	300.0	0.00055	-40.1	290.1	-0.06750	-40.1	9.9

**POSIZIONE ASSE NEUTRO PER OGNI COMB. DI RESISTENZA**

a, b, c	Coeff. a, b, c nell'eq. dell'asse neutro $aX+bY+c=0$ nel rif. X,Y,O gen.
x/d	Rapp. di duttilità a rottura in presenza di sola fless.(travi)
C.Rid.	Coeff. di riduz. momenti per sola flessione in travi continue

N°Comb	a	b	c	x/d	C.Rid.
1	0.000000000	0.000242861	-0.069904324	0.042	0.700

**METODO AGLI STATI LIMITE ULTIMI - VERIFICHE A TAGLIO**

Passo staffe: 25.0 cm [Passo massimo di normativa = 33.0 cm]

Ver	S = comb. verificata a taglio / N = comb. non verificata
Vsdu	Taglio di progetto [kN] = proiezz. di $V_x$ e $V_y$ sulla normale all'asse neutro
Vcd	Taglio resistente ultimo [kN] lato conglomerato compresso [(4.1.19) NTC]
Vwd	Taglio resistente [kN] assorbito dalle staffe [(4.1.18) NTC]
Dmed	Altezza utile media pesata [cm] valutata lungo strisce ortog. all'asse neutro. Vengono prese nella media le strisce con almeno un estremo compresso. I pesi della media sono costituiti dalle stesse lunghezze delle strisce.
bw	Larghezza media resistente a taglio [cm] misurate parallel. all'asse neutro E' data dal rapporto tra l'area delle sopradette strisce resistenti e Dmed.
Teta	Angolo [gradi sessadec.] di inclinazione dei puntoni di conglomerato
Acw	Coefficiente maggiorativo della resistenza a taglio per compressione
Ast	Area staffe+legature strettam. necessarie a taglio per metro di pil.[cm <sup>2</sup> /m]
A.Eff	Area staffe+legature efficaci nella direzione del taglio di combinaz.[cm <sup>2</sup> /m] Tra parentesi è indicata la quota dell'area relativa alle sole legature. L'area della legatura è ridotta col fattore $L/d_{max}$ con $L$ =lungh.legat.proietta-ta sulla direz. del taglio e $d_{max}$ = massima altezza utile nella direz.del taglio.

N°Comb	Ver	Vsdu	Vcd	Vwd	Dmed	bw	Teta	Acw	Ast	A.Eff
1	S	1610.00	7139.46	4108.28	290.1	100.0	21.80°	1.000	6.3	16.1(0.0)

## 16 INCIDENZA D'ARMATURA

Nel prospetto seguente si riportano le incidenze d'armatura.

Diaframmi	Plinto
145 kg/m <sup>3</sup>	150 kg/m <sup>3</sup>

## 17 APPENDICE A

Stralcio del manuale tecnico di Lpile e Group relativo ai criteri di costruzione delle curve p-y



### 3-3-8 Response of Stiff Clay in the Presence of Free Water

#### 3-3-8-1 Background

Reese, Cox, and Koop (1975) performed lateral-load tests with instrumented steel pipe piles that were 641 mm (24 in.) in diameter and 15.2 m (50 ft) long. The piles were driven into stiff clay at a site near Manor, Texas. The clay had an undrained shear strength ranging from about 96 kPa (1 tsf) at the ground surface to about 290 kPa (3 tsf) at a depth of 3.7 m (12 ft).

The loading of the pile was applied in a similar manner to that described for the tests performed by Matlock (1970). A significant difference was that a data-acquisition system was employed that allowed a full set of readings of the strain gages to be taken in about a minute. Thus, the creep of the piles under sustained loading was small or negligible. The disadvantage of the system was that the accuracy of the curves of bending moment was such that curve fitting was necessary in doing the differentiations.

As in the case of the Matlock recommendations for cyclic loading, the lower-bound pile response is presented. Cyclic loading was continued until the lateral pile deflection and bending moments appeared to stabilize. The number of cycles of loading was in the order of 100; and 500 cycles were applied later in a reloading test. O'Neill and Dumnivant (1984) reported that an equilibrium condition was not reached during cyclic loading of piles at the Houston site. It is likely that the same result would have been found at the Manor test site. However, the 100 cycles of loading that were applied at Manor at a load at which the pile was near its ultimate bending moment and the loading was more than would be expected during an offshore storm or under other types of repeated loading.

The diameter appears to the first power in the equations for  $p$ - $y$  curves for cyclic loading. However, based on lateral tests performed later on piles of larger diameter, there is reason to believe that a nonlinear relationship for diameter may be required for piles of greater diameter.

During the load test with cyclic loading, an annular gap developed between the soil and the pile after deflection at the ground surface of perhaps 10 mm (0.4 in.) and scour of the soil at the face of the pile due to ejected water, as shown in Figure 3-11, began at that time. The open gap remained at the conclusion of the load test. A photograph showing the annular gap is shown in Figure 3-16.

There is reason to believe that scour would be initiated in overconsolidated clays after a given deflection at the mudline rather than at a given fraction of the pile diameter, as indicated by the following recommendations. However, insufficient data are available at present to justify a change in the recommended procedures. However, engineers could recommend a field test at a particular site in recognition of some uncertainty regarding the influence of scour on  $p$ - $y$  curves for overconsolidated clays.

#### 3-3-8-2 Recommendations for Use

A frequent question posed by engineers when selecting  $p$ - $y$  criteria for stiff cohesive soils is "Under what conditions should the criteria for stiff clay in the presence of free water be used?" There is no definitive answer to this question, but general recommendations can be made to guide the user.



**Figure 3-16** Annular Gapping Developed Around Pile After Cyclic Loading

The user of L-Pile should consider several factors, including the position and depth of the layer in the soil profile, access of free water to the stiff clay from the surface or adjacent or interbedded water-bearing sand layers, and the presence of fissuring in the clay.

The position of the stiff clay in the soil profile is important. If the depth range of the stiff soil in the upper portion is below a depth equal to 10 to 12 pile diameters below the ground surface, the lateral pile deflection is highly likely to be too small for an opening to develop around the pile. In this case, the  $p$ - $y$  model for stiff clay without free water should be chosen.

If the stiff clay layer is within the depth range of 10 to 12 pile diameters of the surface and inflow of free water is possible from surface water, a high water table, or water-bearing sand layers adjacent to the stiff clay. In such conditions, the development of an annulus around the pile due to erosion of soil from around the pile during cyclic loading is more likely to occur. In such conditions, the  $p$ - $y$  model for stiff clay with free water should be chosen.

If the soil is highly fissured and has access to free water, the presence of fissuring will contribute to the degradation of the lateral load-transfer from the pile to the soil. As such, the presence of fissuring should encourage the selection of the  $p$ - $y$  model for stiff clay with free water.

If the soil is not fissured and is largely intact and dense, the development of erosion from around the pile is much less likely.

Another important factor to consider is the possible presence of a clean sand layer (i.e. sand without fines) above the stiff clay layer. If clean sand is present, it may be possible for some sand from the layers above to fill any gap that develops around the pile in the stiff clay layer,

Chapter 3 – Lateral Load-Transfer Curves for Soil and Rock

thereby counter-acting some of the negative effects of erosion. If this condition is present, a reasonable choice would be to select the  $p$ - $y$  model for stiff clay without free water.

**3-3-8-3 Procedure for Computing  $p$ - $y$  Curves for Static Loading**

The following procedure is for computing  $p$ - $y$  curves in stiff clay with free water for short-term static loading and is illustrated by Figure 3-17. As before, these curves form the basis for evaluating the effect of cyclic loading, and they may be used for sustained loading in some circumstances.

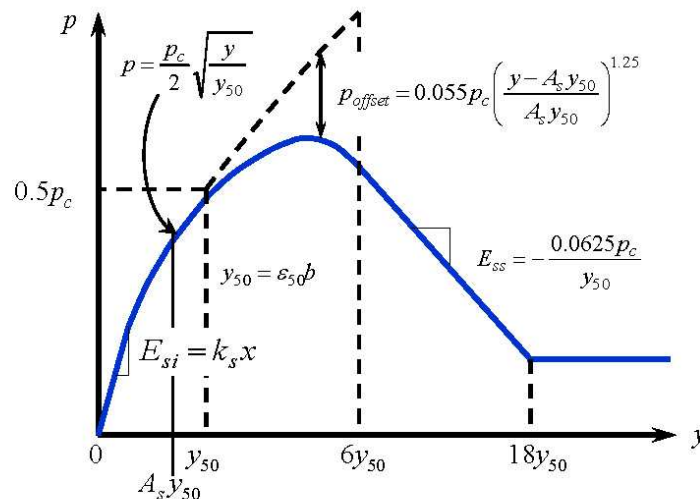
1. Obtain values of undrained shear strength  $c$ , effective unit weight  $\gamma'$ , and pile diameter  $b$  at depth  $x$ .
2. Compute the average undrained shear strength  $c_a$  over the depth  $x$ .
3. Compute the soil resistance per unit length of pile,  $p_c$ , using the smaller value of  $p_{ct}$  or  $p_{cd}$  computed using Equations 3-26 and 3-27.

$$p_{ct} = 2c_a b + \gamma' b x + 2.83c_a x \dots\dots\dots (3-26)$$

$$p_{cd} = 11cb \dots\dots\dots (3-27)$$

4. Choose the appropriate value of  $A_s$  from Figure 3-10 on page 74 for modifying  $p_{ct}$  and  $p_{cd}$  and for shaping the  $p$ - $y$  curves or compute  $A_s$  as a function of  $x/b$  using

$$A_s = 0.2 + 0.4 \tanh(0.62x/b) \dots\dots\dots (3-28)$$



**Figure 3-17** Characteristic Shape of  $p$ - $y$  Curves for Static Loading in Stiff Clay with Free Water

Chapter 3 – Lateral Load-Transfer Curves for Soil and Rock

- Establish the initial linear portion of the  $p$ - $y$  curve, using the appropriate value of  $k_s$  for static loading or  $k_c$  for cyclic loading from Table 3-3 for  $k$ .

$$p = (kx)y \dots\dots\dots (3-29)$$

**Table 3-3** Representative Values of  $k$  for Stiff Clays

Average Undrained Shear Strength*	$k_s$ (static loading)	$k_c$ (cyclic loading)
50-100 kPa (1,000-2,000 psf)	135 MN/m <sup>3</sup> (500 pci)	55 MN/m <sup>3</sup> (200 pci)
100-200 kPa (2,000-4,000 psf)	270 MN/m <sup>3</sup> (1,000 pci)	110 MN/m <sup>3</sup> (400 pci)
200-400 kPa (4,000-6,000 psf)	540 MN/m <sup>3</sup> (2,000 pci)	220 MN/m <sup>3</sup> (800 pci)

\*The average shear strength should be computed as the average of shear strength of the soil from the ground surface to a depth of 5 pile diameters. It should be defined as one-half the maximum principal stress difference in an unconsolidated-undrained triaxial test. Note: Conversions of stress ranges are approximate in this table.

- Compute  $y_{50}$  as

$$y_{50} = \varepsilon_{50}b \dots\dots\dots (3-30)$$

using an appropriate value of  $\varepsilon_{50}$  from results of laboratory tests or, in the absence of laboratory tests, from Table 3-4. Note that the strain values of  $\varepsilon_{50}$  are dimensionless.

**Table 3-4** Representative Values of  $\varepsilon_{50}$  for Stiff to Hard Clays

Average Undrained Shear Strength	$\varepsilon_{50}$
50-100 kPa (1,000-2,000 psf)	0.007
100-200 kPa (2,000-4,000 psf)	0.005
200-400 kPa (4,000-6,000 psf)	0.004

- Compute the first parabolic portion of the  $p$ - $y$  curve using the following equation. The value of  $p_c$  is computed using the smaller of the two values computed using Equations 3-26 for shallow wedge failure conditions or Equation 3-27 for deep flow-around failure conditions.

Chapter 3 – Lateral Load-Transfer Curves for Soil and Rock

$$p = 0.5 p_c \left( \frac{y}{y_{50}} \right)^{0.5} \dots\dots\dots (3-31)$$

Equation 3-31 should define the portion of the  $p$ - $y$  curve from the point of the intersection with Equation 3-29 to a point where  $y$  is equal to  $A_s y_{50}$  (see note in Step 10).

8. Establish the second parabolic portion of the  $p$ - $y$  curve,

$$p = 0.5 p_c \left( \frac{y}{y_{50}} \right)^{0.5} - 0.055 p_c \left( \frac{y - A_s y_{50}}{A_s y_{50}} \right)^{1.25} \dots\dots\dots (3-32)$$

Equation 3-32 should define the portion of the  $p$ - $y$  curve from the point where  $y$  is equal to  $A_s y_{50}$  to a point where  $y$  is equal to  $6A_s y_{50}$  (see note in Step 10).

9. Establish the next straight-line portion of the  $p$ - $y$  curve,

$$p = 0.5 p_c \sqrt{6A_s} - 0.411 p_c - \frac{0.0625}{y_{50}} p_c (y - 6A_s y_{50}) \dots\dots\dots (3-33)$$

Equation 3-33 should define the portion of the  $p$ - $y$  curve from the point where  $y$  is equal to  $6A_s y_{50}$  to a point where  $y$  is equal to  $18A_s y_{50}$  (see note in Step 10).

10. Establish the final straight-line portion of the  $p$ - $y$  curve,

$$p = 0.5 p_c \sqrt{6A_s} - 0.411 p_c - 0.75 p_c A_s \dots\dots\dots (3-34)$$

or

$$p = p_c (1.225 \sqrt{A_s} - 0.75 A_s - 0.411) \dots\dots\dots (3-35)$$

Equation 3-34 should define the portion of the  $p$ - $y$  curve from the point where  $y$  is equal to  $18A_s y_{50}$  and for all larger values of  $y$ , see the following note.

**Note:** The  $p$ - $y$  curve shown in Figure 3-17 is drawn, as if there is an intersection between Equation 3-29 and 3-31. However, for small values of  $k$  there may be no intersection of Equation 3-29 with any of the other equations defining the  $p$ - $y$  curve. Equation 3-29 defines the  $p$ - $y$  curve until it intersects with one of the other equations or, if no intersection occurs, Equation 3-29 defines the full  $p$ - $y$  curve.

**3-3-8-4 Procedure for Computing  $p$ - $y$  Curves for Cyclic Loading**

A second pile, identical in dimensions to the pile used for the static loading, was tested under cyclic loading conditions. The following  $p$ - $y$  computation procedure is for cyclic loading conditions and its form is illustrated in Figure 3-18. As may be seen from an examination of the  $p$ - $y$  curves that are recommended, the results of load tests performed at the Manor site showed a very large loss of soil resistance. The data from the tests have been studied carefully and the recommended  $p$ - $y$  curves for cyclic loading accurately reflect the behavior of the soil present at the site. Nevertheless, the loss of resistance due to cyclic loading for the soils at Manor is much

Chapter 3 – Lateral Load-Transfer Curves for Soil and Rock

more than has been observed elsewhere. Therefore, the use of the recommendations in this section for cyclic loading will yield conservative results for many clays. Long (1984) was unable to show precisely why the loss of resistance occurred during cyclic loading. One observation was that the clay from Manor was found to lose volume by slaking when a specimen was placed in fresh water. Thus, the clay at the site of the load test was quite susceptible to erosion from the hydraulic action of the free water flushing from the annular gap around the pile as the pile was pushed back and forth during cyclic loading.

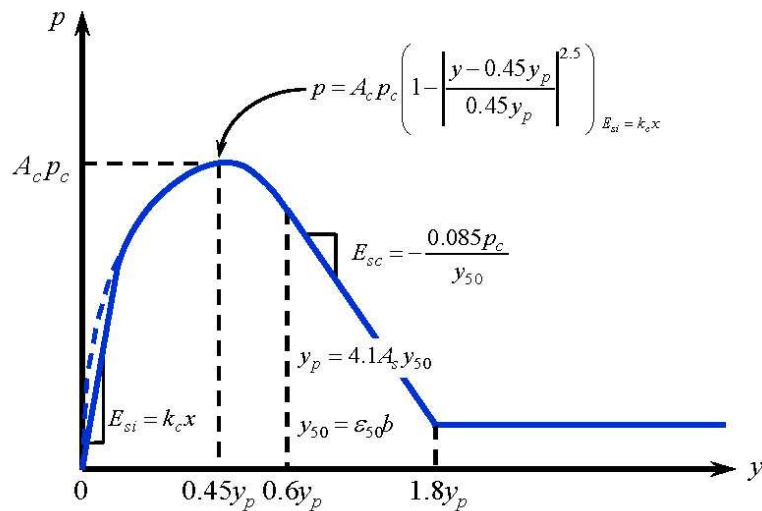


Figure 3-18 Characteristic Shape of  $p$ - $y$  Curves for Cyclic Loading of Stiff Clay with Free Water

1. Obtain values of undrained shear strength  $c$ , effective unit weight  $\gamma'$ , and pile diameter  $b$ .
2. Compute the average undrained shear strength  $c_a$  over the depth  $x$ .
3. Compute the soil resistance per unit length of pile,  $p_c$ , using the smaller of the  $p_{ca}$  or  $p_{cd}$  from Equations 3-26 and 3-27.
4. Choose the appropriate value of  $A_c$  from Figure 3-10 on page 74 or compute  $A_c$  as a function of  $x/b$  using

$$A_c = 0.2 + 0.1 \tanh(1.5x/b) \dots \dots \dots (3-36)$$

5. Compute  $y_p$  using

$$y_p = 4.1 A_s y_{50} \dots \dots \dots (3-37)$$

6. Establish the initial linear portion of the  $p$ - $y$  curve, using the appropriate value of  $k_s$  for static loading or  $k_c$  for cyclic loading from Table 3-3 for  $k$ . and compute  $p$  using Equation 3-29.

Chapter 3 – Lateral Load-Transfer Curves for Soil and Rock

7. Compute  $y_{50}$  using Equation 3-30.
8. Establish the parabolic portion of the  $p$ - $y$  curve,

$$p = A_c p_c \left[ 1 - \left| \frac{y - 0.45y_p}{0.45y_p} \right|^{2.5} \right] \dots\dots\dots (3-38)$$

Equation 3-38 should define the portion of the  $p$ - $y$  curve from the point of the intersection with Equation 3-29 to where  $y$  is equal to  $0.6y_p$  (see note in step 9).

8. Establish the next straight-line portion of the  $p$ - $y$  curve,

$$p = 0.936A_c p_c - \frac{0.085}{y_{50}} p_c (y - 0.6y_p) \dots\dots\dots (3-39)$$

Equation 3-39 should define the portion of the  $p$ - $y$  curve from the point where  $y$  is equal to  $0.6y_p$  to the point where  $y$  is equal to  $1.8y_p$  (see note on Step 9).

9. Establish the final straight-line portion of the  $p$ - $y$  curve,

$$p = 0.936A_c p_c - \frac{0.102}{y_{50}} p_c y_p \dots\dots\dots (3-40)$$

Equation 3-40 defines the  $p$ - $y$  curve from the point where  $y$  equals  $1.8y_p$  and all larger values of  $y$  (see following note).

*Note:* Figure 3-18 is drawn, as if there is an intersection between Equation 3-29 and Equation 3-38. There may be no intersection of Equation 3-29 with any of the other equations defining the  $p$ - $y$  curve. If there is no intersection, the equation should be employed that gives the smallest value of  $p$  for any value of  $y$ .

**3-3-8-5 Recommended Soil Tests for Stiff Clays in the Presence of Free Water**

Triaxial compression tests of the unconsolidated-undrained type with confining pressures equal to in-situ total stresses are recommended for determining the shear strength of the soil. The value of  $\varepsilon_{50}$  should be taken as the strain during the test corresponding to the stress equal to one-half the maximum total-principal-stress difference. The shear strength,  $c$ , should be interpreted as one-half of the maximum total-principal-stress difference. Values obtained from triaxial tests might be somewhat conservative but would represent more realistic strength values than other tests. The unit weight of the soil must be determined.

**3-3-8-6 Examples**

Example  $p$ - $y$  curves were computed for stiff clay for a pile with a diameter of 610 mm (24 in.). The soil profile that was used is shown in Figure 3-19. The submerged unit weight of the soil was  $7.9 \text{ kN/m}^3$  (50 pcf) over the full depth.

In the absence of a stress-strain curve,  $\varepsilon_{50}$  was taken as 0.005 for the full depth of the soil profile. The slope of the initial portion of the  $p$ - $y$  curve was established by assuming a value of  $k$  of  $135 \text{ MN/m}^3$  (500 pci). The loading was assumed as cyclic. The  $p$ - $y$  curves were computed for

Chapter 3 – Lateral Load-Transfer Curves for Soil and Rock

gap at the back of the pile. Thus in such a case, the pile cannot return to its initial position after cyclic loading ceases causing the development of the permanent deflection.

Observations of the shearing behavior of sand near the ground surface during cyclic loading support the idea that the void ratio of sand is approaching a critical value. This means that dense sand will loosen and loose sand will densify under cyclic loading.

A careful study of the two phenomena mentioned above should provide information of use to engineers. Full-scale experiments with detailed studies of the nature of the sand around the top of a pile, both before and after loading, would be a welcome contribution.

#### **3-4-1-5 Early Recommendations**

The values of subgrade moduli recommended by Terzaghi (1955) provided some basis for computation of lateral pile response, but Terzaghi's values could not be implemented into practice until the digital computer and the required programs became widely available. There was a period of a few years in the 1950's when engineers were solving the difference equations using mechanical calculators. The piles supporting some early offshore platforms constructed during this era were designed using this method.

Parker and Reese (1971) performed some small-scale experiments, examined unpublished data, and recommended procedures for predicting  $p-y$  curves for sand. The method of Parker and Reese was little used in practice because the method of Cox, et al. (1974), described later, was based on a comprehensive load testing program on full-sized piles and became available shortly afterward.

#### **3-4-1-6 Field Experiments**

An extensive series of field tests were performed at a site on Mustang Island, near Corpus Christi, Texas (Cox, et al., 1974). Two steel-pipe piles, 610 mm (24 in.) in diameter, were driven into sand in a manner to simulate the driving of an open-ended pipe and were subjected to lateral loading. The embedded length of the piles was 21 meters (69 feet). One of the piles was subjected to short-term loading and the other to cyclic loading.

The soil at the test site was classified as SP using the Unified Soil Classification System. The sand was poorly graded, fine sand with an angle of internal friction of 39 degrees. The effective unit weight was 10.4 kN/m<sup>3</sup> (66 pcf). The water surface was maintained at 150 mm (6 in.) above the ground surface throughout the test program.

#### **3-4-1-7 Response of Sand Above and Below the Water Table**

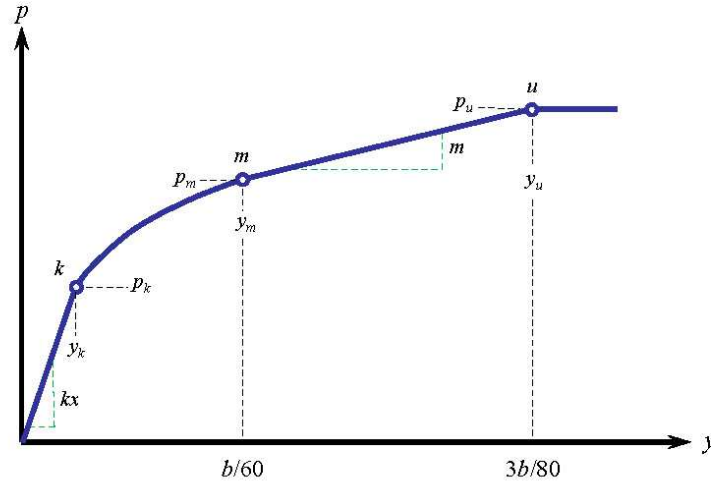
The procedure for developing  $p-y$  curves for piles in sand is shown in detail in the next section. The piles that were used in the experiments, described briefly below, were the ones used at Manor, except that the piles at Manor had an extra wrap of steel plate.

#### **3-4-2 Reese, et al. (1974) Procedure for Computing $p-y$ Curves in Sand**

The Reese, et al. (1974) following procedure is for both short-term static loading and for cyclic loading for a flat ground surface and a vertical pile. The shape of the  $p-y$  curves computed using this procedure is illustrated in Figure 3-27.



Chapter 3 – Lateral Load-Transfer Curves for Soil and Rock



**Figure 3-27** Characteristic Shape of  $p$ - $y$  Curves for Static and Cyclic Loading in Sand

1. Obtain values for the depth of the  $p$ - $y$  curve  $x$ , angle of internal friction  $\phi$ , effective unit weight of soil  $\gamma$ , and pile diameter  $b$  (Note: use effective unit weight for sand below the water table and total unit weight for sand above the water table).
2. Compute the following parameters:

$$\alpha = \frac{\phi}{2}, \beta = 45^\circ + \frac{\phi}{2}, K_0 = 0.4, \text{ and } K_A = \tan^2\left(45^\circ - \frac{\phi}{2}\right) \dots \dots \dots (3-51)$$

3. Compute the ultimate soil resistance per unit length of pile,  $p_s$ , using the smaller of  $p_{st}$  or  $p_{sd}$

$$p_s = \min[p_{st}, p_{sd}] \dots \dots \dots (3-52)$$

where:

$$p_{st} = \gamma x \left[ \frac{K_0 x \tan \phi \sin \beta}{\tan(\beta - \phi) \cos \alpha} + \frac{\tan \beta}{\tan(\beta - \phi)} (b + x \tan \beta \tan \alpha) \right] + K_0 x \tan \beta (\tan \phi \sin \beta - \tan \alpha) - K_A b \dots \dots \dots (3-53)$$

$$p_{sd} = K_A b \gamma x (\tan^8 \beta - 1) + K_0 b \gamma x \tan \phi \tan^4 \beta \dots \dots \dots (3-54)$$

4. Compute the  $y$  value defining point  $u$  using

Chapter 3 – Lateral Load-Transfer Curves for Soil and Rock

$$y_u = \frac{3b}{80} \dots\dots\dots (3-55)$$

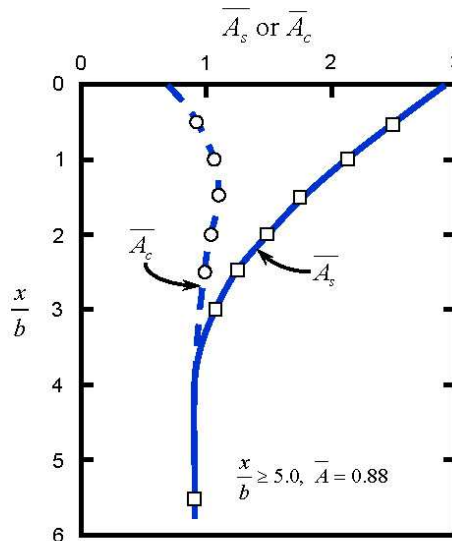
Compute  $p_u$  defining point  $u$  for static loading conditions using

$$p_u = \bar{A}_s p_s \dots\dots\dots (3-56)$$

or for cyclic loading conditions using

$$p_u = \bar{A}_c p_s \dots\dots\dots (3-57)$$

Obtain the appropriate value of  $\bar{A}_s$  or  $\bar{A}_c$  from Figure 3-28 as a function of the nondimensional depth and type of loading (either static or cyclic). Compute  $p_s$  using the appropriate equation, either Equation 3-53 or Equation 3-54.



**Figure 3-28** Values of Coefficients  $\bar{A}_c$  and  $\bar{A}_s$  for Cohesionless Soils

5. Compute the  $y$ -value at point  $m$  using

$$y_m = \frac{b}{60} \dots\dots\dots (3-58)$$

Compute  $p_m$  at point  $m$  for static loading conditions using

Chapter 3 – Lateral Load-Transfer Curves for Soil and Rock

$$p_m = B_s p_s \dots\dots\dots (3-59)$$

or for cyclic loading conditions using

$$p_m = B_c p_s \dots\dots\dots (3-60)$$

Obtain the appropriate value of  $B_s$  or  $B_c$  from Figure 3-29 as a function of the nondimensional depth and the type of loading (either the static or cyclic). Use the appropriate equation for  $p_s$ . The two straight-line portions of the  $p$ - $y$  curve, beyond the point where  $y$  is equal to  $b/60$ , can now be determined.

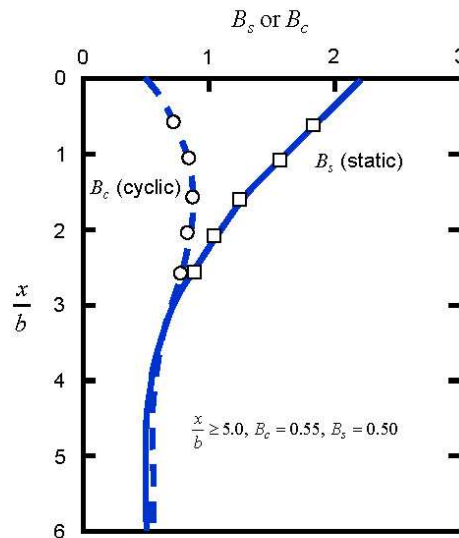


Figure 3-29 Values of Coefficients  $B_c$  and  $B_s$  for Cohesionless Soils

- Establish the initial straight-line portion of the  $p$ - $y$  curve,

$$p = (kx)y \dots\dots\dots (3-61)$$

Use the appropriate value of  $k$  from Table 3-6 or 3-7.

If the input value of  $k$  is left equal to zero, LPile will compute a default value using the curves shown in Figure 3-34 on page 114. Whether the sand is above or below the water table will be determined from the input value of effective unit weight. If the effective unit weight is less than 77.76 pcf (12.225 kN/m<sup>3</sup>) the sand is considered to be below the water table. If the input value of  $\phi$  is greater than 45 degrees, a  $k$  value corresponding to 45 degrees is used by LPile.

Chapter 3 – Lateral Load-Transfer Curves for Soil and Rock

**Table 3-6** Representative Values of  $k$  for Fine Sand Below the Water Table for Static and Cyclic Loading

Recommended $k$	Relative Density		
	Loose	Medium	Dense
MN/m <sup>3</sup> (pci)	5.4 (20.0)	16.3 (60.0)	34 (125.0)

**Table 3-7** Representative Values of  $k$  for Fine Sand Above Water Table for Static and Cyclic Loading

Recommended $k$	Relative Density		
	Loose	Medium	Dense
MN/m <sup>3</sup> (pci)	6.8 (25.0)	24.4 (90.0)	61.0 (225.0)

If the sand profile is coarse or well-graded sand, the user may consider using a higher value of  $k$  that those suggested in the tables above. While experimental data for  $k$  in well-graded sands is poorly documented, use of values 10 to 50 percent higher may be appropriate in dense and very dense well-graded sands that do not contain any compressible minerals such as mica.

7. Fit the parabola between point  $k$  and point  $m$  as follows:
  - a. Compute the slope of the  $p$ - $y$  curve between point  $m$  and point  $u$  using

$$m = \frac{P_u - P_m}{y_u - y_m} \dots\dots\dots (3-62)$$

- b. Compute the power of the parabolic section using

$$n = \frac{P_m}{m y_m} \dots\dots\dots (3-63)$$

- c. Compute the coefficient  $\bar{C}$  using

$$\bar{C} = \frac{P_m}{y_m^{1/n}} \dots\dots\dots (3-64)$$

8. Compute the  $y$  value defining point  $k$  using

$$y_k = \left( \frac{\bar{C}}{kx} \right)^{\frac{n}{n-1}} \dots\dots\dots (3-65)$$

Compute the  $p$  value defining point  $k$  using

Chapter 3 – Lateral Load-Transfer Curves for Soil and Rock

$$p_k = k x y_k$$

9. Compute  $p$ -values along the parabolic section of the  $p$ - $y$  curve between points  $k$  and  $m$  using

$$p = \bar{C} y^{1/n} \dots\dots\dots (3-66)$$

Note: The curve in Figure 3-27 is drawn as if there is an intersection between the initial straight-line portion of the  $p$ - $y$  curve and the parabolic portion of the curve at point  $k$ . However, in some instances there may be no intersection with the parabola. Equation 3-61 defines the  $p$ - $y$  curve until there is an intersection with another portion of the  $p$ - $y$  curve or if no intersection occurs, Equation 3-61 defines the complete  $p$ - $y$  curve. If  $y_k$  is in between points  $y_m$  and  $y_u$ , the curve is tri-linear and if  $y_k$  is greater than  $y_u$ , the curve is bi-linear as shown in Figure 3-30.

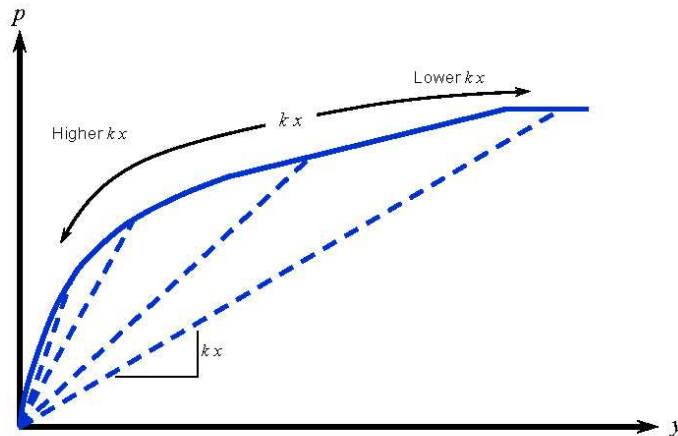


Figure 3-30 Illustration of Effect of  $k$  on  $p$ - $y$  Curve in Sand

**3.4-2-1 Recommended Soil Tests**

Fully drained triaxial compression tests are recommended for obtaining the angle of internal friction of the sand. Confining pressures should be used which are close to or equal to the effective overburden stresses at the depths being considered in the analysis. Tests must be performed to determine the unit weight of the sand. However, it may be impossible to obtain undisturbed samples and frequently the angle of internal friction is estimated from results of some type of *in-situ* test.

The procedure above can be used for sand above the water table if appropriate adjustments are made in the unit weight and angle of internal friction of the sand. Some small-scale experiments were performed by Parker and Reese (1971) and recommendations for the  $p$ - $y$  curves for dry sand were developed from those experiments. The results from the Parker and

Chapter 3 – Lateral Load-Transfer Curves for Soil and Rock

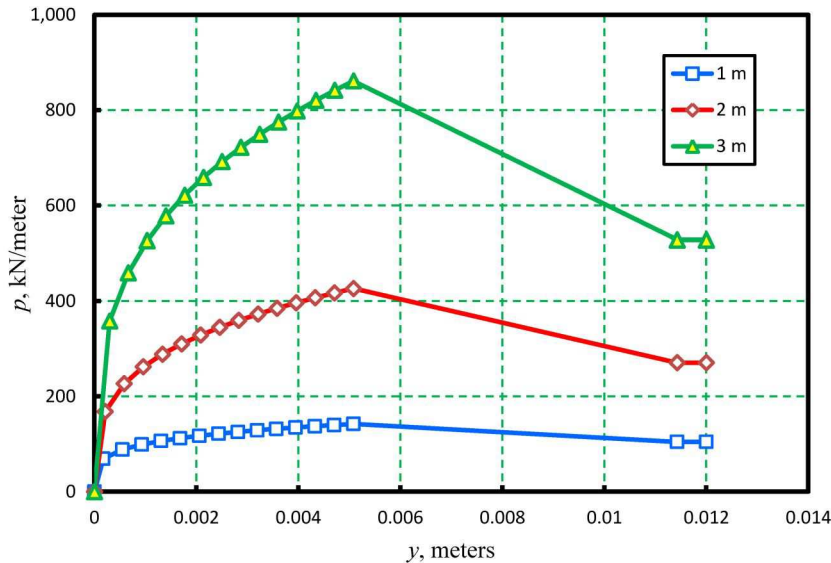


Figure 3-53  $p$ - $y$  Curves for Cemented  $c$ - $\phi$  Soil

### 3-8 $p$ - $y$ Curves for Rock

#### 3-8-1 Introduction

The use of deep foundations in rock is frequently required for support of bridges, transmission towers, or other structures that sustain lateral loads of significant magnitude. Because the rock must be drilled in order to make the installation, drilled shafts are commonly used. However, a steel pile could be grouted into the drilled hole. In any case, the designer must use appropriate mechanics to compute the bending moment capacity and the variable bending stiffness  $EI$ . Experimental results show conclusively that the  $EI$  must be reduced, as the bending moment increases, in order to achieve a correct result (Reese, 1997).

In some applications, the axial load is negligible so the penetration is controlled by lateral load. The designer will wish to initiate computations with a relatively large penetration of the pile into the rock. After finding a suitable geometric section, the factored loads are employed and computer runs are made with penetration being gradually reduced. The ground-line deflection is plotted as a function of penetration and a penetration is selected that provides adequate security against a sizable deflection of the bottom of the pile.

Concepts are presented in the following section that from the basis of computing the response of piles in rock. The background for designing piles in rock is given and then two sets of criteria are presented in this section, one for *vuggy limestone* and the other for *weak rock*.

Much of the presentation follows the paper by Reese (1997) and more detail will be found in that paper.

The secondary structure of rock is an overriding feature in respect to its response to lateral loading. Thus, an excellent subsurface investigation is assumed prior to making any design. The appropriate tools for investigating the rock are employed and the Rock Quality Designation (*RQD*) should be taken, along with the compressive strength of intact specimens. If possible, sufficient data should be taken to allow the computation of the Rock Mass Rating (*RMR*). Sometimes, the *RQD* is so low that no specimens can be obtained for compressive tests. The performance of pressuremeter tests in such instances is indicated.

If investigation shows that there are soil-filled joints or cracks in the rock, the procedures suggested herein should not be used but full-scale testing at the site is recommended. Furthermore, full-scale testing may be economical if a large number of piles are to be installed at a particular site. Such field testing will add to the data bank and lead to improvements in the recommendations shown below, which are to be considered as preliminary because of the meager amount of experimental data that is available.

In most cases of design, the deflection of the drilled shaft (or other kind of pile) will be so small that the ultimate strength  $p_{ur}$  of the rock is not developed. However, the ultimate resistance of the rock should be predicted in order to allow the computation of the lateral loading that causes the failure of the pile. Contrary to the predictions of  $p$ - $y$  curves for soil, where the unit weight is a significant parameter, the unit weight of rock is neglected in developing the prediction equations that follow. While a pile may move laterally only a small amount under the working loads, the prediction of the early portion of the  $p$ - $y$  curve is important because the small deflections may be critical in some designs.

Most intact rocks are brittle and develop shear planes at low shear strains. This fact leads to an important concept about intact rock. The rock is assumed to fracture and lose strength under small values of deflection of a pile. If the *RQD* of a stratum of rock is zero, or has a low value, the rock is assumed to have already fractured and, thus, will deflect without significant loss of strength. The above concept leads to the recommendation of two sets of criteria for rock, one for *strong* rock and the other for *weak* rock. For the purposes of the presentations herein, strong rock is assumed to have a compressive strength of 6.9 MPa (1,000 psi) or above.

The methods of predicting the response of rock is based strongly on a limited number of experiments and on correlations that have been presented in technical literature. Some of the correlations are inexact; for example, if the engineer enters the figure for correlation between stiffness and strength with a value of stiffness from the pressuremeter, the resulting strength can vary by an order of magnitude, depending on the curve that is selected. The inexactness of the necessary correlations, plus the limited amount of data from controlled experiments, mean that the methods for the analysis of piles in rock must be used with a good deal of both judgment and caution. For major projects, full-scale load testing is recommended to verify foundation performance and to evaluate the efficiency of proposed construction methods.

### 3-8-2 Descriptions of Two Field Experiments

#### 3-8-2-1 Islamorada, Florida

An instrumented drilled shaft (bored pile) was installed in vuggy limestone in the Florida Keys (Reese and Nyman, 1978) and was tested under lateral loads. The test was performed for gaining information for the design of foundations for highway bridges.

Considerable difficulty was encountered in obtaining properties of the intact rock. Cores broke during excavation and penetrometer tests were misleading because of the presence of vugs or could not be performed. It was possible to test two cores from the site. The small discontinuities in the outside surface of the specimens were covered with a thin layer of gypsum cement in an effort to minimize stress concentrations. The ends of the specimens were cut with a rock saw and lapped flat and parallel. The specimens were 149 mm (5.88 in.) in diameter and with heights of 302 mm (11.88 in.) for Specimen 1 and 265 mm (10.44 in.) for Specimen 2. The undrained shear strength values of the specimens were taken as one-half the unconfined compressive strength and were 1.67 MPa (17.4 tsf) and 1.30 MPa (13.6 tsf) for Specimens 1 and 2, respectively.

The rock at the site was also investigated by in-situ-grout-plug tests (Schmertmann, 1977). In these tests, a 140-mm (5.5 in.) hole was drilled into the limestone, a high-strength steel bar was placed to the bottom of the hole, and a grout plug was cast over the lower end of the bar. The bar was pulled until failure occurred, and the grout was examined to see that failure occurred at the interface of the grout and limestone. Tests were performed at three borings, and the results shown in Table 3-8 were obtained. The average of the eight tests was 1.56 MPa (226 psi or 16.3 tsf). However, the rock was stronger in the zone where the deflections of the drilled shaft were greatest and a shear strength of 1.72 MPa (250 psi or 18.0 tsf) was selected for correlation.

**Table 3-8** Results of Grout Plug Tests by Schmertmann (1977)

Depth Range		Ultimate Resistance		
meters	feet	MPa	psf	tsf
0.76-1.52	2.5-5.0	2.27	331	23.8
		1.31	190	13.7
		1.15	167	12.0
2.44-3.05	8.0-10.0	1.74	253	18.2
		2.08	301	21.7
		2.54	368	26.5
5.49-6.10	18.0-20.0	1.31	190	13.7
		1.02	149	10.7

The bored pile was 1,220 mm (48 in.) in diameter and penetrated 13.3 m (43.7 ft) into the limestone. The overburden of fill was 4.3 m (14 ft) thick and was cased. The load was applied at 3.51 m (11.5 ft) above the limestone. A maximum horizontal load of 667 kN (75 tons) was



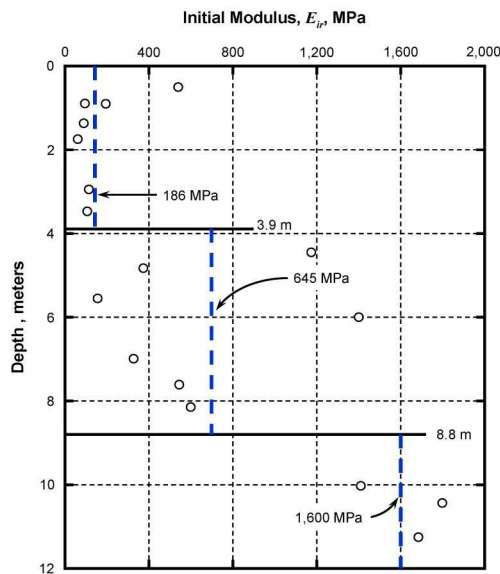
applied to the pile. The maximum deflection at the point of load application was 18.0 mm (0.71 in.) and at the top of the rock (bottom of casing) it was 0.54 mm (0.0213 in.). While the curve of load versus deflection was nonlinear, there was no indication of failure of the rock. Other details about the experiment are shown in the Case Studies that follow.

### 3-8-2-2 San Francisco, California

The California Department of Transportation (Caltrans) performed lateral-load tests of two drilled shafts near San Francisco (Speer, 1992). The results of these unpublished tests have been provided by courtesy of Caltrans.

Two exploratory borings were made into the rock and sampling was done with a NWD4 core barrel in a cased hole with a diameter of 102 mm (4 in.). A 98-mm (3.88-in.) tri-cone roller bit was used in drilling. The sandstone was medium to fine grained with grain sizes from 0.1 to 0.5 mm (0.004 to 0.02 in.), well sorted, and thinly bedded with thickness of 25 to 75 mm (1 to 3 in.). Core recovery was generally 100%. The reported values of *RQD* ranged from zero to 80, with an average of 45. The sandstone was described by Speer (1992) as moderately to very intensely fractured with bedding joints, joints, and fracture zones.

Pressuremeter tests were performed and the results were scattered. The results for modulus values of the rock are plotted in Figure 3-54. The dashed lines in the figure show the average values that were used for analysis. Correlations of *RQD* to modulus reduction ratio shown in Figure 3-55 and the correlation of rock strength and modulus shown in Figure 3-56 were employed in developing the correlation between the initial stiffness from Figure 3-54 and the compressive strength, and the values were obtained as shown in Table 3-9.



**Figure 3-54** Initial Moduli of Rock Measured by Pressuremeter for San Francisco Load Test

Chapter 3 – Lateral Load-Transfer Curves for Soil and Rock

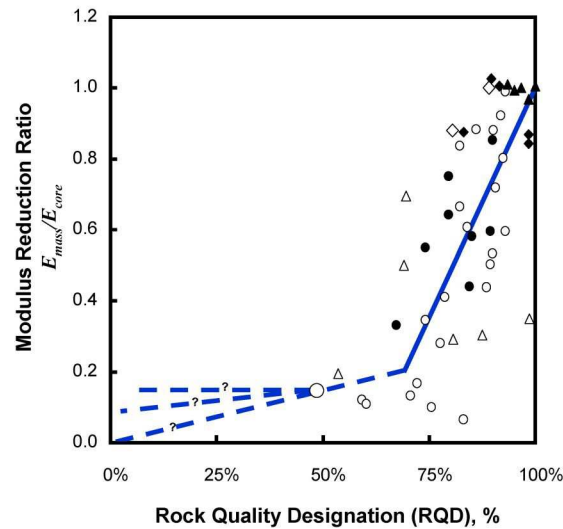


Figure 3-55 Modulus Reduction Ratio versus RQD (Bienawski, 1984)

Two drilled shafts, each with diameters of 2.25 m (7.38 ft), and with penetrations of 12.5 m (41 ft) and 13.8 m (45 ft), were tested simultaneously by pulling the shafts together. Lateral loading was applied using hydraulic rams acting on high-strength steel bars that were passed through tubes, transverse and perpendicular to the axes of the shafts. Lateral load was measured using electronic load cells. Lateral deflections of the shaft heads were measured using displacement transducers. The slope and deflection of the shaft heads were obtained by readings from slope indicators.

The load was applied in increments at 1.41 m (4.6 ft) above the ground line for Pile A and 1.24 m (4.1 ft) for Pile B. The pile-head deflection was measured at slightly different points above the rock line, but the results were adjusted slightly to yield equivalent values for each of the piles. Other details about the loading-test program are shown in the case studies that follow.

Table 3-9 Values of Compressive Strength at San Francisco

Depth Interval		Compressive Strength	
m	ft	MPa	psi
0.0 to 3.9	0.0 to 12.8	1.86	270
3.9 to 8.8	12.8 to 28.9	6.45	936
below 8.8	below 28.9	16.0	2,320

The rock below 8.8 m (28.9 ft) is in the range of strong rock, but the rock above that depth will control the lateral behavior of the drilled shaft.

Chapter 3 – Lateral Load-Transfer Curves for Soil and Rock

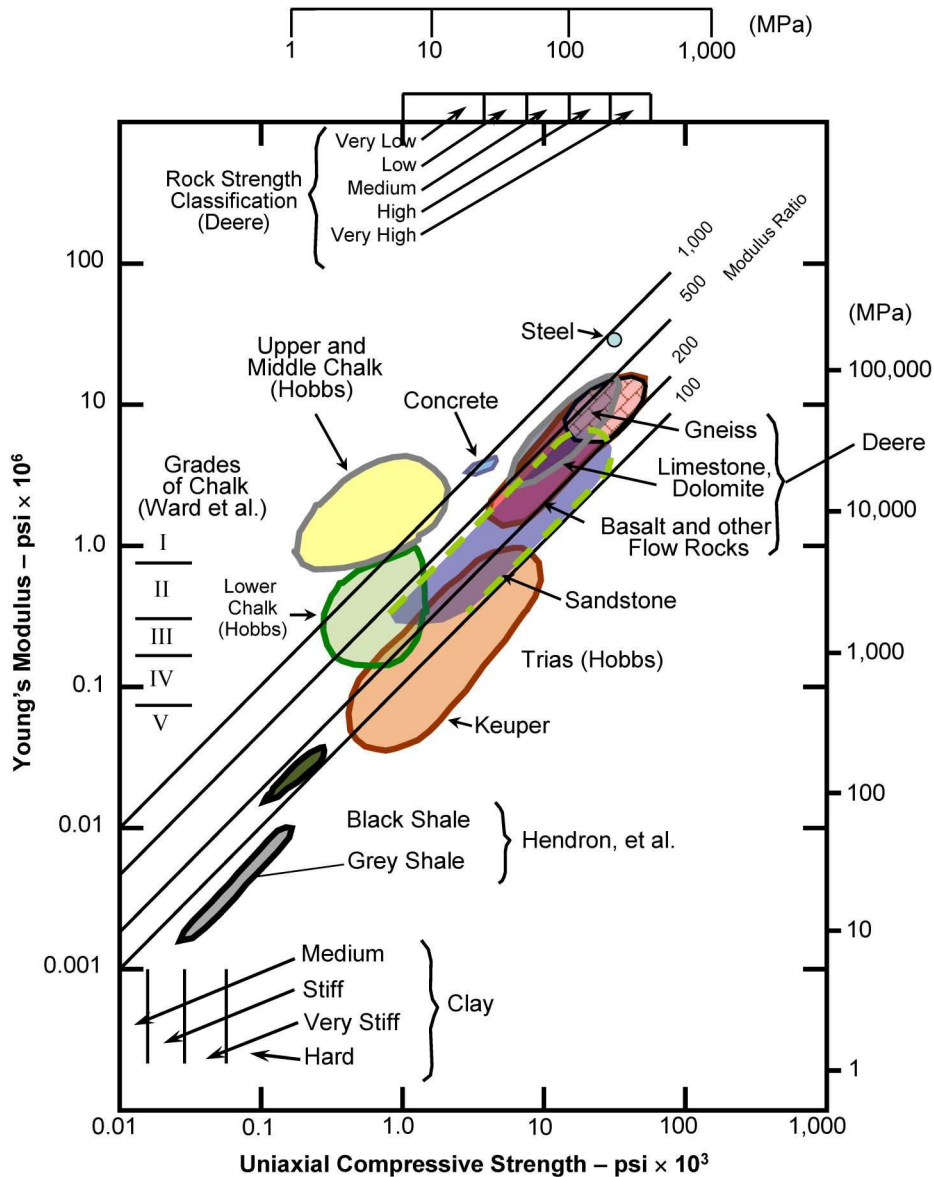


Figure 3-56 Engineering Properties for Intact Rocks  
(after Deere, 1968; Peck, 1976; and Horvath and Kenney, 1979)

### 3-8-3 Procedure for Computing $p$ - $y$ Curves in Vuggy Limestone

The  $p$ - $y$  curve recommended for strong rock (vuggy limestone), with compressive strength of intact specimens larger than 6.9 MPa (1,000 psi), shown in Figure 3-57. If the rock increases in strength with depth, the strength at the top of the stratum will normally control. Cyclic loading is assumed to cause no loss of resistance.

As shown in the Figure 3-57, load tests are recommended if deflection of the rock (and pile) is greater than  $0.0004b$  and brittle fracture is assumed if the lateral stress (force per unit length) against the rock becomes greater than half the diameter times the compressive strength of the rock.

The  $p$ - $y$  curve shown in Figure 3-57 should be employed with caution because of the limited amount of experimental data and because of the great variability in rock. The behavior of rock at a site could be controlled by joints, cracks, and secondary structure and not by the strength of intact specimens.

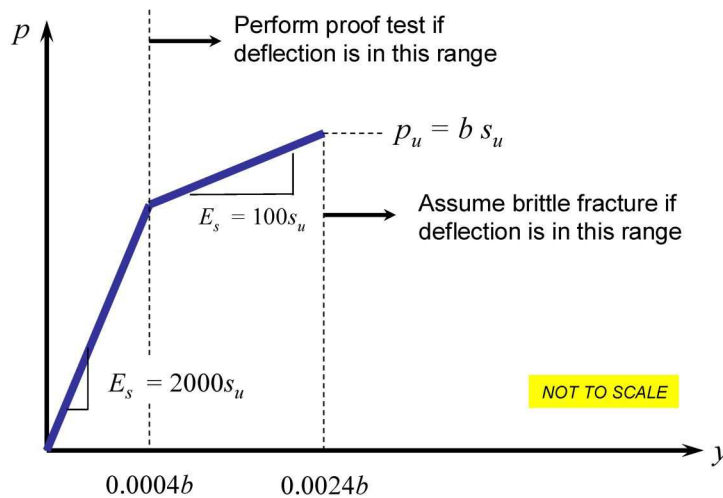


Figure 3-57 Characteristic Shape of  $p$ - $y$  Curve in Strong Rock

### 3-8-4 Procedure for Computing $p$ - $y$ Curves in Weak Rock

The  $p$ - $y$  curve that is recommended for weak rock is shown in Figure 3-58. The expression for the ultimate resistance  $p_{ur}$  for rock is derived from the mechanics for the ultimate resistance of a wedge of rock at the top of the rock.

Chapter 3 – Lateral Load-Transfer Curves for Soil and Rock

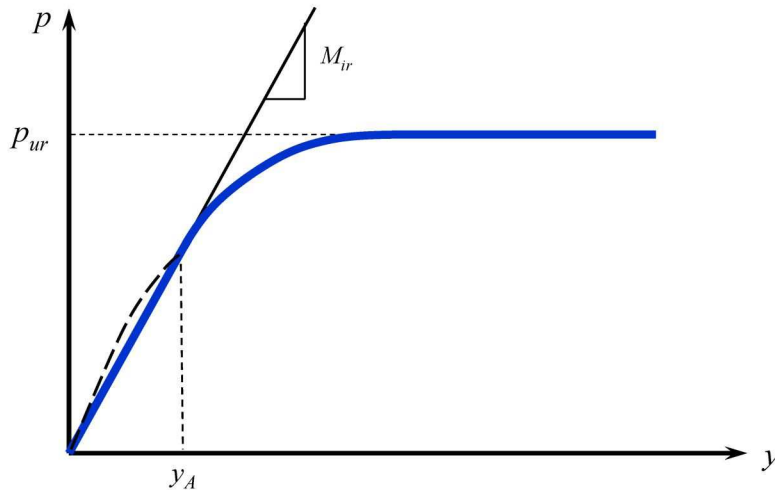


Figure 3-58 Sketch of  $p$ - $y$  Curve for Weak Rock (after Reese, 1997)

$$p_{ur} = \alpha_r q_{ur} b \left( 1 + 1.4 \frac{x_r}{b} \right) \text{ for } x_r \leq 3b \dots\dots\dots (3-113)$$

$$p_{ur} = 5.2 \alpha_r q_{ur} b \text{ for } x_r > 3b \dots\dots\dots (3-114)$$

where:

- $q_{ur}$  = compressive strength of the rock, usually lower-bound as a function of depth,
- $\alpha_r$  = strength reduction factor,
- $b$  = diameter of the pile, and
- $x_r$  = depth below the rock surface.

The assumption is made that fracturing will occur at the surface of the rock under small deflections, therefore, the compressive strength of intact specimens is reduced by multiplication by  $\alpha_r$  to account for the fracturing. The value of  $\alpha_r$  is assumed to be 1.0 at  $RQD$  of zero and to decrease linearly to a value of one-third for an  $RQD$  value of 100%. If  $RQD$  is zero, the compressive strength may be obtained directly from a pressuremeter curve, or approximately from Figure 3-56, by entering with the value of the pressuremeter modulus.

$$\alpha_r = \left( 1 - \frac{2}{3} \frac{RQD\%}{100\%} \right) \dots\dots\dots (3-115)$$

Chapter 3 – Lateral Load-Transfer Curves for Soil and Rock

If one were to consider a strip from a beam resting on an elastic, homogeneous, and isotropic solid, the initial modulus  $M_{ir}$  ( $p_i$  divided by  $y_i$ ) in Figure 3-58 may be shown to have the following value (using the symbols for rock).<sup>3</sup>

$$M_{ir} \cong k_{ir} E_{ir} \dots\dots\dots (3-116)$$

where

$E_{ir}$  = the initial modulus of the rock, and

$k_{ir}$  = dimensionless constant defined by Equation 3-117.

Equations 3-116 and 3-117 for the dimensionless constant  $k_{ir}$  are derived from data available from experiment and reflect the assumption that the presence of the rock surface will have a similar effect on  $k_{ir}$  as was shown for  $p_{ur}$  for ultimate resistance.

$$k_{ir} = \left(100 + \frac{400x_r}{3b}\right) \text{ for } 0 \leq x_r \leq 3b \dots\dots\dots (3-117)$$

$$k_{ir} = 500 \text{ for } x_r > 3b \dots\dots\dots (3-118)$$

With guidelines for computing  $p_{ur}$  and  $M_{ir}$ , the equations for the three branches of the family of  $p$ - $y$  curves for rock in Figure 3-57 can be presented. The equation for the straight-line, initial portion of the curves is given by Equation 3-119 and for the other branches by Equations 3-121 through 3-120.

$$p = M_{ir}y \text{ for } y \leq y_A \dots\dots\dots(3-119)$$

$$y_{rm} = \varepsilon_{rm} b \dots\dots\dots(3-120)$$

$$p = \frac{p_{ur}}{2} \left(\frac{y}{y_{rm}}\right)^{0.25} \text{ for } y_A < y, y < 16y_{rm}, \text{ and } p \leq p_{ur} \dots\dots\dots(3-121)$$

$$p = p_{ur} \text{ for } y > 16y_{rm} \dots\dots\dots(3-122)$$

where

$\varepsilon_{rm}$  = a constant, typically ranging from 0.0005 to 0.00005 that serves to establish the upper limit of the elastic range of the curves using Equation 3-120. The constant  $\varepsilon_{rm}$  is analogous to  $\varepsilon_{50}$  used for  $p$ - $y$  curves in clays. The stress-strain curve for the uniaxial compressive test may be used to determine  $\varepsilon_{rm}$  in a similar manner to that used to determine  $\varepsilon_{50}$ .

<sup>3</sup> The notation used here for  $M_{ir}$  and  $\varepsilon_{rm}$  differs from that used in Reese (1997). The notation was changed to improve the clarity of the presentation.

Chapter 3 – Lateral Load-Transfer Curves for Soil and Rock

The value of  $y_A$  is found by solving for the intersection of Equations 3-119 and 3-121, and the solution is presented in Equation 3-123.

$$y_A = \left( \frac{P_{ur}}{2(y_{rm})^{0.25} M_{ir}} \right)^{1.333} \dots\dots\dots(3-123)$$

As shown in the case studies that follow, the equations from weak rock predict with reasonable accuracy the behavior of single piles under lateral loading for the two cases that are available. An adequate factor of safety should be employed in all cases.

The equations are based on the assumption that  $p$  is a function only of  $y$ . This assumption appears to be valid if loading is static and resistance is only due to lateral stresses. However, O’Neill (1996) noted that in large diameter drilled shafts, rotational moment is resisted in the vertical shear couple produced by the vertical shear stresses caused by the rotation of the pile. In rock, this effect could be significant, especially for small deflections, if the diameter of the pile is large.

**3-8-5 Case Histories for Drilled Shafts in Weak Rock**

**3-8-5-1 Islamorada**

The drilled shaft was 1.22 m (48 in.) diameter and penetrated 13.3 m (43.7 ft) into limestone. A layer of sand over the limestone was retained by a steel casing, and the lateral load was applied at 3.51 m (11.5 ft) above the surface of the rock. A maximum lateral load of 667 kN (150 kips) was applied and the measured curve of load versus deflection was nonlinear.

Values of the strengths of the concrete and steel were unavailable and the bending stiffness of the gross section was used for the initial solutions. The following values were used to compute the  $p$ - $y$  curves:

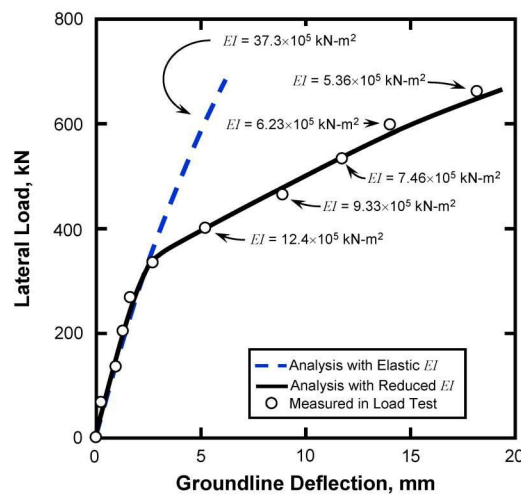
- $q_{ur} = 3.45 \text{ MPa (500 psi)}$ ,
- $\alpha_r = 1.0$ , (RQD = 0%)
- $E_{ri} = 7,240 \text{ MPa (} 1.05 \times 10^6 \text{ psi)}$ ,
- $\epsilon_{rm} = 0.0005$ ,
- $b = 1.22 \text{ m (48 in.)}$ ,
- $L = 15.2 \text{ m (50 ft)}$ , and
- $EI = 3.73 \times 10^6 \text{ kN-m}^2 \text{ (} 1.3 \times 10^9 \text{ ksi)}$ .

A comparison of pile-head deflection curves from experiment and from analysis is shown in Figure 3-59. Excellent agreement between the elastic  $EI$  and experiment and is found for loading levels up to about 350 kN (78.7 kips), where sharp change in the load-deflection curve occurs. Above that level of loading, nonlinear  $EI$  is required to match the experimental values reasonably well.

Curves giving deflection and bending moment as a function of depth were computed for a lateral load of 334 kN (75 kips), one-half of the ultimate lateral load, and are shown in Figure 3-60. The plotting is shown for limited depths because the values to the full length are too small to

Chapter 3 – Lateral Load-Transfer Curves for Soil and Rock

plot. The stiffness of the rock, compared to the stiffness of the pile, is reflected by a total of 13 points of zero deflection over the length of the pile of 15.2 meters (50 ft). However, for the data employed here, the pile will behave as a long pile through the full range of loading.



**Figure 3-59** Comparison of Experimental and Computed Values of Pile-Head Deflection, Islamorada Test (after Reese, 1997)

Values of  $EI$  were reduced gradually where bending moments were large to obtain deflections that would agree fairly well with values from experiment. Values of lateral deflection and bending moment versus depth are shown in Figure 3-60. The largest moment occurs close to the top of rock, in the zone of about 2.5 m (8.2 ft) to 4.5 meters (14.8 ft). The following values of load and bending stiffness were used in the analyses: 350 kN and below  $3.73 \times 10^6$  kN-m<sup>2</sup>; 400 kN,  $1.24 \times 10^6$  kN-m<sup>2</sup>; 467 kN,  $9.33 \times 10^5$  kN-m<sup>2</sup>; 534 kN,  $7.46 \times 10^5$  kN-m<sup>2</sup>; 601 kN,  $6.23 \times 10^5$  kN-m<sup>2</sup>; and 667 kN,  $5.36 \times 10^5$  kN-m<sup>2</sup>. The computed bending moment curves were studied and reductions were only made where the bending stiffness was expected to be in the nonlinear range.

The lowest value of  $EI$  that was used is believed to be roughly equal to that for the fully cracked section. The decrease in slope of the curve of  $y_i$  versus  $P_i$  at Islamorada can reasonably be explained by reduction in values of  $EI$ . The analysis of the tests at Islamorada gives little guidance to the designer of piles in rock except for early loads. A study of the testing at San Francisco that follows is more instructive.

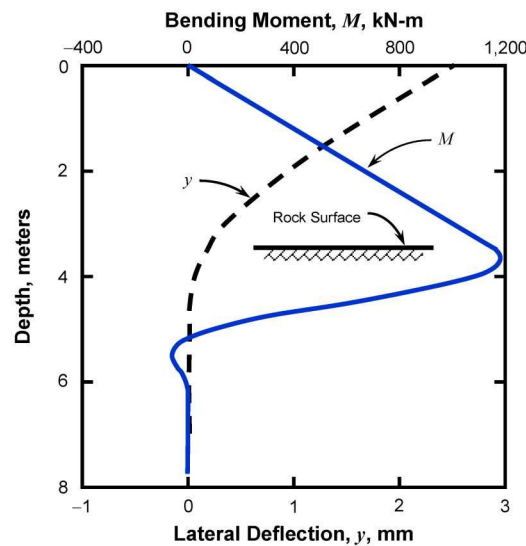
**3-8-5-2 San Francisco**

The value of  $k_{rm}$  used in the analyses was 0.00005. For the beginning loads the value used for  $EI$  was  $35.15 \times 10^6$  kN-m<sup>2</sup> ( $12.25 \times 10^9$  ksi,  $E=28.05 \times 10^6$  kPa ( $4.07 \times 10^6$  psi);  $I = 1.253$  m<sup>4</sup> ( $3.01 \times 10^5$  in<sup>4</sup>)). The nominal bending moment capacity  $M_{nom}$  was computed to be 17,740 m-kN



Chapter 3 – Lateral Load-Transfer Curves for Soil and Rock

( $1.57 \times 10^5$  in-kips) and values of  $EI$  were computed as a function of bending moment. Data from Speer (1992) gave the following properties of the cross section: compressive strength of the concrete was 34.5 MPa (5,000 psi), tensile strength of the rebars was 496 MPa (72,000 psi), there were 40 bars with a diameter of 43 mm (1.69 in.), and cover thickness was 0.18 m (7.09 in.).



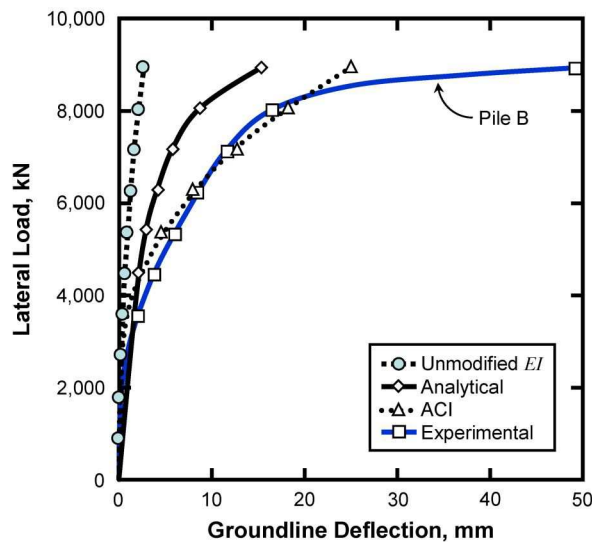
**Figure 3-60** Computed Curves of Lateral Deflection and Bending Moment versus Depth, Islamorada Test, Lateral Load of 334 kN (after Reese, 1997)

The data on deflection as a function of loads showed that the two piles behaved about the same for the beginning loads but the curve for Pile B exhibited a large increase in pile-head deflection at the largest load. The experimental curve for Pile B shown by the heavy solid line in Figure 3-61 suggests that a plastic hinge developed at the ultimate bending moment of 17,740 m-kN (157,012 in-kips).

Consideration was given to the probable reduction in the values of  $EI$  with increasing load and three methods were used to predict the reduced values. The three methods were: the analytical method as presented in Chapter 4, the approximate method of the American Concrete Institute (ACI 318) which does not account for axial load and may be used here; and the experimental method in which  $EI$  is found by trial-and-error computations that match computed and observed deflections. The plots of the three methods are shown in Figure 3-62 and all three curves show a sharp decrease in  $EI$  with increase in bending moment. For convenience in the computations, the value of  $EI$  was changed for the entire length of the pile but errors in using constant values of  $EI$  in the regions of low values of  $M$  are thought to be small.

Chapter 3 – Lateral Load-Transfer Curves for Soil and Rock

The computed and measured lateral load versus pile-head deflection curves are shown in Figure 3-61. The computed load-deflection curve computed using  $EI$  values derived from the load test agrees well with the load test curve, but the computed load-deflection curves using other modeling methods are less (i.e. “stiffer”) than the load test values. However, if load factors of 2.0 and higher are selected, the computed deflections would be about 2 or 3 mm (0.078 to 0.118 in.) with the experiment showing about 4 mm (0.157 in.). Thus, the differences are probably not very important in the range of the service loading.



**Figure 3-61** Comparison of Experimental and Computed Values of Pile-Head Deflection for Different Values of  $EI$ , San Francisco Test

Also shown in Figure 3-61 is a curve showing deflection as a function of lateral load with no reduction in the values of  $EI$ . The need to reduce  $EI$  as a function of bending moment is apparent.

Values of bending stiffness in Figure 3-62 along with  $EI$  of the gross section were used to compute the maximum bending moment mobilized in the shaft as a function of the applied load are shown in Figure 3-63. The close agreement between computations from all the methods is striking. The curve based on the gross value of  $EI$  is reasonably close to the curves based on adjusted values of  $EI$ , indicating that the computation of bending moment for this particular example is not very sensitive to the selected values of bending stiffness.

Chapter 3 – Lateral Load-Transfer Curves for Soil and Rock

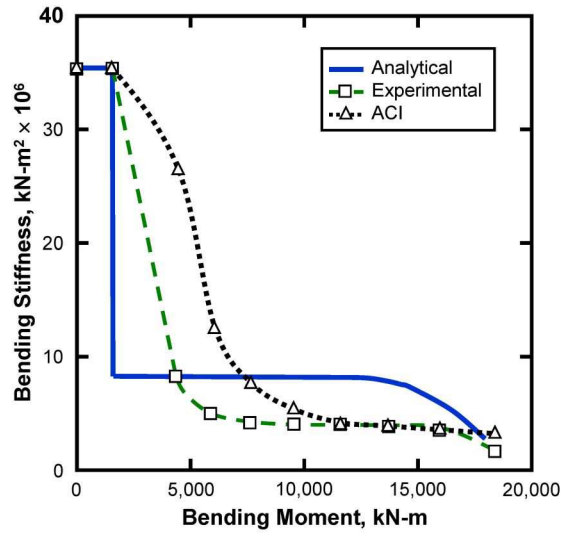


Figure 3-62 Values of  $EI$  for three methods, San Francisco test

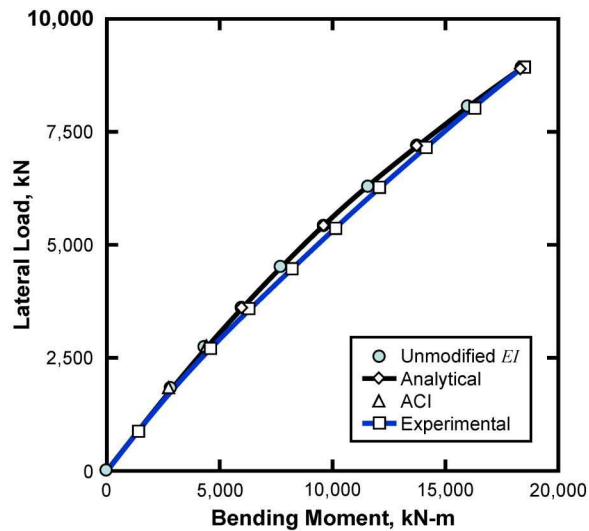


Figure 3-63 Comparison of Experimental and Computed Values of Maximum Bending Moments for Different Values of  $EI$ , San Francisco Test