



PROVINCIA DI BOLOGNA

Settore Lavori Pubblici

STRADA

S.P. 569 "DI VIGNOLA"

LAVORO

**COMPLETAMENTO DELLA VARIANTE GENERALE ALLA
S.P. 569 E VARIANTE ALLA S.P. 27 E ALLA S.P. 78 NEI
COMUNI DI CRESPELLANO E BAZZANO**

**Servizio
Progettazione
e Costruzioni
Stradali**

DATA **LUGLIO 2013**

ELABORATO

**RELAZIONI E CALCOLI STRUTTURE
OPERE D'ARTE PRINCIPALI
RELAZIONE GEOTECNICA DELLE OPERE**

N.

B.2.4

SCALA

-

RIFERIMENTO :

PROGETTO ESECUTIVO

PROGETTAZIONE GENERALE

PROGETTISTA

Geom. Emanuele Tracchi

Dott. Ing. Marco Ferrarini

Dott. Ing. Chiara Ferrari

P.i.e. Stefano Romagnoli

Geom. Federico Vannucchi

PROGETTAZIONE STRUTTURALE



**IL DIRIGENTE DEL SERVIZIO
RESPONSABILE UNICO DEL PROCEDIMENTO**

Dott. Ing. Pietro Luminasi

0

16/07/2013

emissione

REVISIONE

DATA

MODIFICA

**QUESTO DISEGNO E LA RELATIVA INVENZIONE SONO DI PROPRIETA' DELL'AMMINISTRAZIONE
NON NE E' CONSENTITO L'UTILIZZO SE NON SU ESPLICITA AUTORIZZAZIONE
OGNI DIRITTO A TALE RIGUARDO E' ESPRESSAMENTE RISERVATO ED ESCLUSIVO**

INDICE

1. PREMESSA.....	3
2. RIFERIMENTI NORMATIVI	4
3. BREVE DESCRIZIONE DELLA CAMPAGNA DI INDAGINE	5
3.1. CARATTERISTICHE GEOTECNICHE DEI MATERIALI IN SITO – MATRICE SABBIOSA GHIAIOSA.....	6
3.1.1. parametri di resistenza	6
3.1.2. peso di volume	7
3.2. CARATTERISTICHE GEOTECNICHE DEI MATERIALI IN SITO – MATRICE LIMO ARGILLOSA	8
3.2.1. parametri di resistenza	8
3.2.2. peso di volume	8
4. DEFINIZIONE DEL LIVELLO DI FALDA	9
5. CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA DA PROGETTO	10
6. CALCOLO DELLE CURVE DI PORTANZA DEI PALI DI FONDAZIONE	16
6.1. Descrizione delle fondazioni su pali.....	16
6.2. metodo di Calcolo della resistenza specifica alla punta Q_b	19
ci si è posti in condizioni particolarmente cautelative.....	21
6.3. metodo di Calcolo della resistenza specifica laterale q_s	21
6.4. Resistenza laterale, alla punta e portanza per i pali trivellati oggetto di studio	24
7. CALCOLO DELLE FONDAZIONI DIRETTE	27
7.1. Capacità portante e meccanismi di rottura	27
7.2. Calcolo in condizioni drenate.....	28
7.3. Calcolo in condizioni non drenate	29
7.4. Calcolo su terreni stratificati	29
7.5. Verifiche.....	30
8. BIBLIOGRAFIA	32

ALLEGATO A e B:

1. CURVE DI PORTANZA DEI PALI
2. CALCOLO DELLE FONDAZIONI DIRETTE

1. PREMESSA

La presente Relazione costituisce un'integrazione alla Relazione “ Modello Geologico, Analisi Sismica, Analisi Geotecnica” redatta, il 5 marzo 2010, dallo Studio CP, e più precisamente dal Dott. Geol. Paolo Trenti su incarico della SOGEO srl. La stesura della Relazione Geologico - Geotecnica è avvenuta a seguito della campagna di indagini eseguita appunto dalla società Sogeco su incarico dell'Ente Appaltante, la Provincia di Bologna. I risultati delle prove svolte durante la campagna di indagini geognostiche svolta sono stati riportati in allegato alla Relazione sopra citata.

La funzione svolta dalla presente è quindi quella di interpretare in modo più dettagliato i risultati delle prove geotecniche svolte confrontandoli, dove presenti, con i risultati già preventivamente analizzati nella sopracitata “Relazione Geotecnica”.

Al fine di definire il modello geotecnico di sottosuolo da adottare per il presente Progetto di realizzazione del completamento della variante generale alla SP 569 e varianti alla SP 27 ed alla SP 78 presso i territori dei Comuni di Bazzano e di Crespellano, sono state determinate le caratteristiche del terreno ed i parametri geotecnici di progetto da adottare per il calcolo delle fondazioni sia profonde su pali sia dirette.

Nelle successive pagine vengono forniti le stratigrafie di progetto, i parametri geotecnici da adottare in fase progettuale e le tabelle ed i grafici che riportano l'andamento, in funzione della profondità, delle caratteristiche di portanza dei terreni, indicando sia la resistenza laterale e quella alla punta, sia la portanza totale depauperata del peso proprio del palo.

2. RIFERIMENTI NORMATIVI

- ❖ **Circolare del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici. 617 del 2 febbraio 2009** “Istruzioni per l’applicazione delle Nuove norme tecniche per le costruzioni” di cui al Decreto Ministeriale 14 gennaio 2008;
- ❖ **Decreto Ministeriale del 14 gennaio 2008 Testo Unitario** “Nuove norme tecniche per le costruzioni”
- ❖ **Eurocodice EC 7** per l’ingegneria geotecnica, UNI EN 1997-1-2:2005;
- ❖ **Circolare del Ministro dei LL.PP. n. 218/24/3 del 9/1/1996;** Legge 2 febbraio 1974, n. 64. Decreto del Ministro dei Lavori Pubblici 11 marzo 1988 “Istruzioni applicative per la redazione della relazione geologica e della relazione geotecnica”;
- ❖ **Circolare del Ministero dei Lavori Pubblici, n. 3797** (*Pres. Cons. Superiore - Servizio Tecnico Centrale, 6 novembre 1967*) “Istruzioni per il progetto, esecuzione e collaudo delle fondazioni”;
- ❖ **Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici** - Pericolosità sismica e Criteri generali per la classificazione del territorio nazionale. Allegato al voto n. 36 del 27.07.2007;
- ❖ **D.M. LL.PP. del 11/03/1988:** “Norme tecniche riguardanti le indagini sui terreni e sulle rocce, la stabilità dei pendii naturali e delle scarpate, i criteri generali e le prescrizioni per la progettazione, l’esecuzione e il collaudo delle opere di sostegno delle terre e delle opere di fondazione”;
- ❖ **Istruzioni relative** alle “Norme tecniche riguardanti le indagini sui terreni e sulle rocce, la stabilità dei pendii naturali e delle scarpate, i criteri generali e le prescrizioni per la progettazione, l’esecuzione ed il collaudo delle opere di sostegno delle terre e delle opere di fondazione” - Cir. Dir. Cen. Tecn. n°97/81.
- ❖ **D.M. 16 Gennaio 1996:** “Norme Tecniche per le costruzioni in zone sismiche”;
- ❖ **Circolare Ministero LL.PP. 10 Aprile 1997 N. 65/AA.GG.:** “Istruzioni per l’applicazione delle Norme Tecniche per le costruzioni in zone sismiche di cui al D.M. 16 Gennaio 1996”.

3. BREVE DESCRIZIONE DELLA CAMPAGNA DI INDAGINE

Nella relazione “Modello Geologico, Analisi Sismica, Analisi Geotecnica” è stato definito il modello geologico del sito mediante l'analisi di dati bibliografici e dei risultati dell'indagine in sito eseguite dalla Società SOGEO srl. La Campagna di Indagini è consistita nell'esecuzione di:

- 9 sondaggi geognostici a carotaggio continuo (S1 – S9), con l'esecuzione, a profondità diverse sondaggio per sondaggio, di prove penetrometriche dinamiche SPT (standard Penetration Test) e contemporaneo prelievo di campioni indisturbati di terreno;
- prove di laboratorio geotecnico, a cura della Società SINERGEA srl, per la determinazione delle caratteristiche fisico volumetriche, di consistenza e di resistenza dei campioni di terreno prelevati nei sondaggi;
- esecuzione di 16 prove penetrometriche statiche (P1 – P17) eseguite con penetrometro tipo Gouda.

La zona oggetto di analisi è di alta pianura. L'analisi delle quote, andando da E verso W, ha mostrato una variazione da una media di 52 m s.l.m., nel tratto iniziale vicino all'intersezione con via Lunga fino ad una media di 91 m s.l.m. nel tratto presso Bazzano.

Il sito è stato analizzato anche dal punto di vista sismico mediante la realizzazione di 11 rilevazioni in sismica passiva col metodo H/V impiegando un tomografo digitale.

Di seguito vengono riportate in tabella le posizioni di esecuzione delle prove geotecniche sopra citate in funzione delle opere in progetto:

NOME OPERA	SONDAGGI E PROVE PENETROMETRICHE DI RIFERIMENTO
ponte su nuova SP 569	S1 P1
scatolare per percorso ciclo pedonale	P 3
ponte a tre campate su torrente Samoggia	S2 S3 P4 P5
scatolare sottopasso via Cà Rossa	S4 P6
Ponte agricolo Rio Cassola	P7 sospesa
ponte a 3 campate su ferrovia Bologna - Vignola	S5 P8 P8 bis
ponte a 3 campate sulla SP27	S6 P9 P10
ponte via Bargellina	P11
ponticelli sul rio Crespellano	P12
ponti su rotatoria SP27	S7
scatolare sul Rio Cassoletta	P13
ponte su via papa Giovanni XXIII	P15
sottopassi via Lunga	S9 P16 P17
ponte su autostrada A1	S8 P14
ponte su via Cassoletta	S8 P14

3.1. CARATTERISTICHE GEOTECNICHE DEI MATERIALI IN SITO – MATRICE SABBIOSA GHIAIOSA

3.1.1. parametri di resistenza

Il parametro geotecnico che caratterizza la matrice sabbiosa - ghiaiosa è l'angolo di resistenza al taglio caratteristico, calcolato in condizioni drenate, ϕ^k .

Dapprima però è stata stimata la densità relativa (D_r) dei vari strati a grana grossa.

La densità relativa è stata determinata sulla base dei valori di resistenza specifica alla punta q_c , ricavati mediante la prova penetrometrica statica con piezocono, ed in funzione della tensione efficace σ'_v corrispondente allo strato indagato.

La densità relativa è stata valutata attraverso correlazioni applicabili solo nel caso di terreni prevalentemente sabbiosi; infatti in presenza di depositi ghiaiosi si otterrebbero valori eccessivamente elevati e quindi a sfavore di sicurezza.

Il valore di D_r del singolo strato è stato definito a partire dai valori di D_r , determinati mediante le relazioni successivamente riportate, e ricorrendo ad una distribuzione caratteristica dei dati del tipo "T di Student".

Le formule di calcolo utilizzate, valide per tutte le sabbie da fini a grossolane pulite, sono state le seguenti:

a) la relazione di Schmertmann:

$$D_r = -97,8 + 36,6 \cdot \ln q_c - 26,9 \cdot \ln \sigma'_v \quad K$$

In cui i valori di q_c e σ'_v sono espressi in Kg/cm².

b) la relazione di Jamiolkowski (1985):

$$D_r = -98 + 66 \cdot \log (q_c / \sqrt{\sigma'_v})$$

In cui i valori di q_c e σ'_v sono espressi in t/m².

c) la relazione di Harman:

$$D_r = 34,36 \cdot \ln (q_c / (12,3 \cdot \sigma'^{0,7}_v))$$

In cui i valori di q_c e σ'_v sono espressi in Kg/cm².

Successivamente si è determinato l'angolo di resistenza al taglio caratteristico di progetto ϕ^k ; anche per questa valutazione si è ricorso all'uso dei valori di resistenza specifica alla punta q_c , ricavati mediante CPTU, ed alla tensione efficace σ'_v corrispondente allo strato indagato.

Il valore di angolo di resistenza al taglio caratteristico di progetto ϕ^k per ogni strato è stato definito, come nel caso della D_r , a partire dai valori di ϕ' , ricavati mediante varie

formule significative, e successivamente ricorrendo ad una distribuzione caratteristica dei dati del tipo “T di Student”.

Le formule di calcolo utilizzate sono state le seguenti:

a) Caquot (sabbie NC $z > 2\text{m}$)

$$\varphi' = 9,8 + 4,96 \ln(q_c / \sigma'v)$$

dove $\sigma'v$ è la pressione litostatica efficace a metà strato espressa in kg/m^2 e q_c la resistenza alla punta media misurata nello strato, sempre in kg/m^2 .

La relazione trova le sue condizioni ottimali di applicabilità in sabbie N.C. (normalmente consolidate) e per profondità maggiori di 2 metri (terreni saturi) o maggiori di 1 metro (terreni non saturi). Nel caso di sabbie S.C. (sovracconsolidate) occorre aumentare il valore di trovato di 1-2°.

b) Durgunoglu – Mitchell

$$\varphi' = 14,4 + 4,8 \cdot \ln q_c - 4,5 \cdot \ln \sigma'v$$

anche in questa relazione $\sigma'v$ rappresenta la pressione litostatica efficace calcolata a metà strato ed espressa in kg/cm^2 e q_c la resistenza alla punta media misurata nello strato, sempre in kg/cm^2 .

c) De Beer

$$\varphi' = 5,9 + 4,76 \cdot \ln(q_c / \sigma'v)$$

in questa relazione $\sigma'v$ rappresenta la pressione litostatica efficace calcolata a metà strato ed espressa in kg/m^2 e q_c la resistenza alla punta media misurata nello strato, sempre in kg/m^2 .

3.1.2. peso di volume

Per la zona in esame, sulla base delle stratigrafie definite da progetto, in funzione della granulometria media, ed in base ai risultati forniti dalle varie prove di laboratorio, sono stati assunti valori di γ_{sat} interni ai seguenti intervalli:

tipo di terreno	Peso di volume γ_n (kN/m^3)
Sabbie	19,0 – 21,0
Sabbie limose	18,5 – 20,0
Ghiaie e Ghiaie sabbiose	21,0 – 24,0

L'assunzione di tali dati fornisce ragionevoli valori medi del peso di volume naturale, in condizione di saturazione, per materiali di questo tipo caratterizzati da gradi di addensamento medi.

3.2. CARATTERISTICHE GEOTECNICHE DEI MATERIALI IN SITO – MATRICE LIMO ARGILLOSA

3.2.1. parametri di resistenza

Il parametro geotecnico che caratterizza la matrice limo-argillosa è la coesione in condizioni non drenate c_u . Per una migliore analisi delle fondazioni risulta però necessario calcolare anche i parametri in condizioni drenate, che si svilupperanno nel lungo periodo ossia al termine del processo di consolidazione, tali parametri sono ϕ' e c' .

I valori di coesione, in condizioni non drenate, per i vari strati limo-argillosi sono stati calcolati in funzione dei valori di resistenza specifica alla punta q_c , ricavati mediante CPTU, e della tensione totale σ_v corrispondente allo strato indagato.

I valori di coesione e di angolo di resistenza al taglio, in condizioni drenate, sono stati stimati in funzione dei valori di resistenza specifica alla punta q_c , ricavati mediante CPTU, e della tensione efficace σ'_v corrispondente allo strato indagato; le espressioni utilizzate per il calcolo di tali parametri sono le stesse utilizzate per le sabbie ma i valori ottenuti sono stati successivamente ridotti di 2-3 gradi. I valori di coesione drenata non sono stati stimati ed il calcolo dei pali e delle fondazioni superficiali è stato pertanto effettuato in maggiori condizioni di sicurezza.

Il valore di angolo di coesione non drenata di progetto c_{uk} per ogni strato è stato definito mediante la seguente espressione:

Levadoux e Baligh

$$c_u = (q_c - \sigma_v) / N_c \quad (\text{KPa})$$

in questa relazione σ_v rappresenta la pressione litostatica totale, calcolata a metà strato, ed espressa in KN/m^2 e q_c la resistenza alla punta media misurata nello strato, sempre in KN/m^2 ; N_c rappresenta un fattore di capacità portante funzione della tipologia di terreno e del grado di sovra consolidamento. Il valore assunto da N_c varia da 14 a 20; 14 per terreni coesivi teneri, 17 preconsolidati, 20 fessurati.

3.2.2. peso di volume

Per la zona in esame, sulla base delle stratigrafie definite da progetto, in funzione della granulometria media, ed in base ai risultati forniti dalle varie prove di laboratorio, sono stati assunti valori di γ_{sat} interni ai seguenti intervalli:

tipo di terreno	Peso di volume γ_n (kN/m^3)
Limo argilloso	17,5 – 20,0
Limo Sabbioso	20,0 – 21,5
Limo	19,0 – 20,5
Argilla	16,0 – 21,0

4. DEFINIZIONE DEL LIVELLO DI FALDA

Le informazioni relative all'idrologia sotterranea derivano:

- ❖ dai risultati del sondaggio a carotaggio continuo eseguito;
- ❖ dai valori determinati mediante le prove penetrometriche CPTU;

La falda freatica presenta una profondità variabile fra i - 2,3 metri dal piano campagna, ad est, in corrispondenza della CPTU 17 ed i - 19,5 ad ovest presso la CPTU n. 1.

Di seguito si riportano in tabella i valori delle quote di falda rilevati:

SONDAGGI E CPTU DI RIFERIMENTO	falda
S1 P1	19,5
P 3	9,6
S2 S3 P4 P5	11
S4 P6	6,3
P7 sospesa	
S5 P8 P8 bis	13,1
S6 P9 P10	17
P11	13,5
P12	N.R
S7	9,5
P13	8,9
S8 P14	7,8
P15	5,6
S9 P16 P17	2,3

5. CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA DA PROGETTO

In generale la stratigrafia rilevata è caratterizzata da un alternarsi di strati limo – argillosi a strati limo – sabbiosi e sabbiosi nella zona più verso est e da un’alternanza di strati prevalentemente ghiaiosi e sabbiosi verso ovest.

Nelle stratigrafie di progetto, per ognuno degli strati, sono stati definiti i seguenti parametri:

- φ'_k Angolo di resistenza al taglio caratteristico definito mediante la distribuzione “T di Student”;
- φ'_{dM1} Angolo di resistenza al taglio di progetto secondo coefficienti parziali M1 come da NTC2008, per il calcolo dei pali;
- φ'_{dM2} Angolo di resistenza al taglio di progetto secondo coefficienti parziali M2 come da NTC2008, per il calcolo delle fondazioni dirette;
- c_{u_k} Coesione non drenata caratteristica;
- γ_k Peso di volume naturale caratteristico;

NB: $\varphi'_k = \varphi'_{dM1}$ essendo i parametri γ_{M1} , con cui suddividere i valori caratteristici dei terreni, di valori unitari.

A seguire verranno riportate le stratigrafie di progetto adottate per il calcolo delle fondazioni delle varie opere strutturali.

CPTU n. 1 – SONDAGGIO n. 1 – OPERA D – ponte su nuova SP 569

CPTU 1 – S1

falda -19,5 dal P.C.

stratigrafia	Quota finale strato (m)	c_{u_k} (KN/m2)	$\gamma - \gamma_{sat}$ (KN/m3)	φ'_k
terreno superficiale limoso	1,00	213,37	21,3	33,4
limo marrone	3,40	180,00	20,8	28,2
ghiaia in matrice sabbiosa	11,00		22,36	36,5
ghiaia in matrice limo sabbiosa	12,00		24,72	44,5
ghiaia grossa in matrice sabbiosa	17,40		24,1	41,5
ghiaia in matrice di sabbia limosa	19,00		22,5	42
ghiaia in matrice sabbiosa	20,60		22,3	41,5
limo + argilla	23,20	104,00	20,5	12,95
limo con lenti sabbiose	27,20	150,00	21,3	17,1
limo sabbioso	29,60	96,00	21,4	17,2
ghiaia	30,20		24,1	42
limo argilloso	30,50	80,00	20,1	13
limo sabbioso	31,00	80,00	21	17,4

CPTU n. 6 – SONDAGGIO n. 4 - OPERA E – scatolare sottopasso via Ca' Rossa

CPTU 6 – S4

falda a - 6,3 dal P.C.

stratigrafia	Quota finale strato (m)	cu _k (KN/m2)	γ - γ sat (KN/m3)	φ' _k
sabbia limosa	0,80	62,68	18,8	28,40
limo con argilla	2,00	188,48	20,2	29,70
limo argilloso	3,80	100,48	19,3	24,58
argilla limosa	5,00	75,24	19,5	21,29
limo argilloso	6,40	97,57	19,2	21,35
ghiaia media in matrice sabbiosa	8,40		19,4	29,95
argilla sabbiosa	9,00	91,90	20	20,24
argilla limosa con calcinelli	10,00	76,07	19,5	19,09
argilla limosa + calcinelli	10,80	62,99	19,2	17,89
limo debolmente sabbioso	11,80	30,53	18,4	14,81
limo argilloso	13,00	57,36	18,8	17,35
limo argilloso grigio	14,20	34,50	17,9	13,98
ghiaia sabbiosa	15,00		21,4	27,40
ghiaia media in matrice sabbiosa	16,30		20,6	31,91
limo con argilla	16,8	100,00	19,1	16
ghiaia in matrice sabbiosa	17,7		24,52	38,48
argilla limosa	18,1	110,00	19,6	15,6
ghiaia in matrice sabbiosa	18,4		23,4	36
limo con argilla	18,7	200,00	19,4	16,7
ghiaia media in matrice sabbiosa	19		23,7	35
limo con argilla	20	150,00	19,8	16,9

CPTU n. 8 e 8 bis – SONDAGGIO n. 5 – OPERA G – ponte a tre campate su ferrovia Bologna – Vignola

CPTU 8 - S5

falda (m) - 13,1 dal P.C.

stratigrafia	Quota finale strato (m)	cu _k (KN/m2)	γ - γ sat (KN/m3)	φ' _k
limo sabbioso	1,00	260,49	19,34	34,53
limo debolmente sabbioso	2,20	436,21	21,67	33,24
limo debolmente argilloso	3,40	205,29	21	27,97
ghiaia grossa in matrice sabbiosa	4,20		20,34	38,24
ghiaia in matrice limo sabbiosa	6,20		19,12	36,12
ghiaia in matrice limo argillosa	6,60		19,2	32,00
ghiaia in matrice di sabbia limosa	14,60		19,4	39,00
limo con argilla	15,80	175,00	21,4	17,30
limo argilloso	16,40	215,00	21,5	17,10
limo sabbioso	17,00	120,00	19,5	21,00
argilla limosa	19,50	150,00	20,1	16,00
ghiaia in matrice limo sabbiosa	21,30		18,9	35,00
limo con argilla	25,60	55,00	21	16,80
sabbia limosa	26,00		19,8	22,00
ghiaia in matrice sabbiosa	28,80		20,3	36,00
limo argilloso	29,00	150,00	21,1	17,20
ghiaia in matrice sabbiosa	35,00		20,6	34,00

CPTU n. 9 e 10 – SONDAGGIO n. 6 – OPERA C – ponte a tre campate sulla SP 27

CPTU n 9 – S 6

falda - 17 dal P.C.

stratigrafia	Quota finale strato (m)	cu _k (KN/m2)	γ - γ sat (KN/m3)	φ' _k
sabbia	1,00		20,6	32,58
sabbia debolmente limosa	1,80		20,7	30,27
limo sabbioso	2,60	128,09	20,47	26,23
limo argilloso	3,80	114,68	19,4	24,69
limo fortemente argilloso	4,40	116,59	19,38	23,35
ghiaia in matrice limo sabbiosa	7,80		20,32	35,13
limo con argilla	12,40	120,00	19	18,00
ghiaia in matrice limo sabbiosa	15,00		21,1	36,00
limo argilloso	18,60	126,00	19,2	16,00
limo sabbioso	21,90	110,00	20,3	19,00
ghiaia in matrice sabbiosa	23,50		21	33,00
limo sabbioso	24,40	60,00	20,1	20,00
ghiaia in matrice sabbiosa	28,20		22	34,00
limo argilloso	29,60	95,00	20	17,00
ghiaia in matrice sabbiosa	30,00		21,5	33,00
limo sabbioso	30,60	100,00	20,1	19,00
ghiaia in matrice sabbiosa	35,00		22	34,00

CPTU n. 11 – OPERA H – ponte via Bargellina

CPTU n 11

falda - 13,5 dal P.C.

stratigrafia	Quota finale strato (m)	cu _k (KN/m2)	γ - γ sat (KN/m3)	φ' _k
limo	0,80	168,51	20,79	31,83
sabbia limosa	2,00		21,52	30,40
limo argilloso	3,20	106,47	20,4	24,95
argilla limosa	6,60	112,62	20,1	22,86
limo argilloso	8,80	107,75	19,9	20,56
limo	10,20	206,96	21,1	21,79
ghiaia in matrice sabbiosa	12,40		21,57	30,91

CPTU n. 13 – SONDAGGIO n. 7 - OPERA B – ponti su rotatoria SP 27

CPTU 13 S7		falda - 20,4 m dal P.C.		
stratigrafia	Quota finale strato (m)	cu_k (KN/m2)	γ - γ sat (KN/m3)	φ'_k
sabbia limosa	0,60		20,7	36,64
sabbia debolmente limosa	1,20		20,7	35,14
limo sabbioso	1,80	311,78	20,7	30,41
limo sabbioso debolmente argilloso	3,00	207,73	20,83	28,63
sabbia	3,80		20,83	31,11
sabbia limosa	5,60		19,5	36,88
limo con argilla	5,90	100,00	20	17,00
limo sabbioso	8,70	100,00	19,5	19,30
limo con argilla	9,60	100,00	19,2	16,90
sabbia fine	10,25		18,4	24,00
limo con argilla	11,60	70,00	18,8	19,30
ghiaia in matrice sabbiosa	15,20		17,9	33,00
limo argilloso	16,50	100,00	19,5	20,00
ghiaia in matrice sabbiosa	21,80		21,5	35,00
limo con argilla	23,7	80,00	18,9	17,5
ghiaia in matrice sabbiosa	28,5		22	34,7
limo argilloso	30	85,00	19	17,7
ghiaia in matrice sabbiosa	31,7		21,8	36,9
limo argilloso	35	135,00	18,8	18

CPTU n. 14 – SONDAGGIO n. 8 - OPERA I – ponte su via Cassoletta

CPTU 14 - S 8		falda - 7,8 dal P.C		
stratigrafia	Quota finale strato (m)	cu_k (KN/m2)	γ - γ sat (KN/m3)	φ'_k
terreno di riporto	0,60	27,80	18,44	24,98
limo argilloso	1,00	28,44	18,14	20,93
sabbia debolmente limosa	1,60		20,1	27,90
limo argilloso	4,00	81,52	19,55	23,74
limo argilloso	5,60	100,35	18,53	21,14
ghiaia in matrice limo sabbiosa	7,40		21,57	33,70
ghiaia in matrice limo sabbiosa	9,60		20,5	30,57
argilla limosa	10,40	138,22	19,56	19,81
ghiaia in matrice limo sabbiosa	11,60		19,38	32,02
argilla limosa	13,00	62,81	21,45	16,99
limo debolmente argilloso	14,20	142,81	18,24	20,29
limo	17,80	211,30	19,86	21,39
limo	20,00	166,58	20,41	19,50

CPTU n. 15 e 16 - OPERA F – ponte su via Papa Giovanni XXIII

CPTU 15		falda - 5,6 dal P.C		
stratigrafia	Quota finale strato (m)	cu_k (KN/m2)	γ - γ sat (KN/m3)	φ'_k
sabbia debolmente limosa	0,60	42,88	19,12	26,91
ghaia sabbiosa	1,00		21,08	32,85
limo sabbioso	1,80	174,68	21,2	29,28
limo debolmente argilloso	4,80	166,86	20,7	26,28
limo	7,00	171,31	20,89	23,61
ghiaia media in matrice sabbiosa	7,40		21,57	23,70
limo	9,20	138,78	20,5	21,93
argilla limosa	12,20	76,77	19,5	18,89
limo	12,60	140,92	18	20,86
ghiaia sabbiosa	13,00		19,8	24,17
limo argilloso	14,20	49,37	19,1	15,19
limo sabbioso	15,80	126,90	20,3	19,88
sabbia limosa	16,60		21,1	22,48
argilla limosa	18,20	73,29	19,6	16,78
ghiaia sabbiosa	18,60		20,3	25,56
limo sabbioso	19,40	287,57	21,1	20,03
limo con strati sabbiosi	20,00	176,27	21,5	19,09
CPTU 16				
limo argilloso	22,40	103,52	20,2	17,37
sabbia debolmente limosa	22,80		21,5	19,91
limo	23,20	110,66	20,3	17,25
sabbia debolmente limosa	24,20		21,4	20,66
limo argilloso	26,60	87,64	20,2	15,87
limo sabbioso	27,20	285,35	20,7	18,19
limo argilloso	31,60	146,20	20,8	16,93
limo argilloso sabbioso	35,00	109,75	20,4	14,94

N.B. poiché la prova penetrometrica CPTU 15 è stata condotta solo fino alla profondità di 20 metri e l'opera da realizzare in sua corrispondenza è dotata di fondazione profonda su pali, è stato necessario, al fine di poter ricavare i parametri caratteristici del terreno in sito, ricorrere all'utilizzo dei risultati di resistenza alla punta q_c della CPTU 16, non particolarmente vicina, ma la più prossima all'opera ed alla CPTU in oggetto. Tali valori risultano inoltre particolarmente cautelativi in quanto le caratteristiche del terreno peggiorano spostandosi verso ovest e quindi verso la CPTU 16. Ci si è posti quindi in condizioni di maggiore sicurezza.

CPTU n. 16 e 17 - SONDAGGIO n. 9 - OPERA A – sottopassi di via Lunga

CPTU 17 falda -2,3 dal P.C.

stratigrafia	Quota finale strato (m)	c_{u_k} (KN/m2)	$\gamma - \gamma_{sat}$ (KN/m3)	ϕ'_k
sabbia ghiaiosa	1,00		18,02	35,95
sabbia limosa	1,80		21,38	27,51
limo sabbioso	3,80	43,85	17,6	21,24
sabbia debolmente limosa	5,40	20,70	17,6	17,31
limo argilloso + strati sabbia	8,20	42,61	18,8	19,70
sabbia + limo argilloso	9,20	89,31	19,5	21,78
limo argilloso + strati sabbia	9,80	22,93	18,5	14,89
limo + argilla + calcinelli	10,80	198,04	21,1	24,70
sabbia debolmente limosa	11,40		21,53	28,57
sabbia limosa	12,00	133,94	21,08	20,54
limo + argilla debolmente sabbiosa	15,80	100,66	20,2	20,75
sabbia limosa	18,80		21,5	25,15
limo argilloso	20,80	99,59	21,5	17,67
ghiaia in matrice limosa	22,20		21,87	24,84
limo argilloso con lenti sabbiose	25,60	86,08	20,15	17,38
limo argilloso + sabbia	30,60	159,78	20,6	19,11
limo argilloso + calcinelli	31,80	360,08	22,1	22,15
argilla limosa	33,80	205,11	21,4	19,63
limo argilloso + argilla	35,00	309,96	21,3	20,84

6. CALCOLO DELLE CURVE DI PORTANZA DEI PALI DI FONDAZIONE

6.1. DESCRIZIONE DELLE FONDAZIONI SU PALI

Ogni struttura deve essere verificata nei confronti di:

- Stati Limite Ultimi (SLU): condizioni di rottura o di collasso
- Stati Limite di Esercizio (SLE): condizione per la quale non vengono più soddisfatti requisiti funzionali strutturali.

Verifiche agli stati limite ultimi (SLU)

Per ogni opera si devono valutare tutti i possibili meccanismi di SLU (rottura, scorrimento, stabilità globale..) sia a breve sia a lungo termine.

Infatti per ogni meccanismo di rottura esiste e va individuata una sollecitazione destabilizzante E_d (effetto delle sollecitazioni di progetto) e la corrispondente resistenza di progetto R_d che si oppone all'effetto.

Pertanto si deve sempre verificare che:

$$E_d \leq R_d$$

si deve inoltre tenere in conto che, al fine di incrementare le condizioni di sicurezza, i termini riportati nella sopracitata relazione vengono moltiplicati per appositi coefficienti che hanno lo scopo di enfatizzare le Azioni e quindi di conseguenza gli Effetti, e di ridurre le Resistenze dei materiali.

Per semplicità nelle tabelle vengono indicati con A i coefficienti moltiplicativi da applicare alle azioni, con M quelli da applicare ai materiali (parametri caratteristici dei terreni) ed R quelli per le resistenze (per fondazioni superficiali o profonde).

Tabella dei coeff. parziali per le azioni e gli effetti delle azioni (coeff. A):

CARICHI	EFFETTO	Coefficiente parziale γ_F o (γ_E)	EQU	(A1) STR	(A2) GEO
Permanenti	Favorevole	γ_{G1}	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevole		1,1	1,3	1,0
Permanenti non strutturali ⁽¹⁾	Favorevole	γ_{G2}	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3
Variabili	Favorevole	γ_{Q1}	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3

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

La colonna A1 viene utilizzata per le verifiche strutturali agli SLU

La colonna A2 per le verifiche geotecniche agli SLU

La colonna EQU per le verifiche di equilibrio (come corpo rigido)

Tabella dei coeff. parziali per i parametri geotecnici del terreno (coeff. M):

PARAMETRO	GRANDEZZA ALLA QUALE APPLICARE IL COEFFICIENTE PARZIALE	Coefficiente parziale γ_M	(M1)	(M2)
Tangente dell'angolo di resistenza al taglio	$\tan \varphi'_k$	$\gamma_{\varphi'}$	1,0	1,25
Coesione efficace	c'_k	$\gamma_{c'}$	1,0	1,25
Resistenza non drenata	c_{uk}	γ_{cu}	1,0	1,4
Peso dell'unità di volume	γ	γ_f	1,0	1,0

La colonna M1 viene utilizzata per le verifiche strutturali agli SLU

La colonna M2 per le verifiche geotecniche agli SLU (N.B. per le verifiche geotecniche dei pali i valori dei coeff. da adottare rientrano nella colonna M1).

Tabella dei coeff. parziali per le resistenze per fondazioni su pali (coeff. R):

Resistenza	Simbolo	Pali infissi			Pali trivellati			Pali ad elica continua		
	γ_R	(R1)	(R2)	(R3)	(R1)	(R2)	(R3)	(R1)	(R2)	(R3)
Base	γ_b	1,0	1,45	1,15	1,0	1,7	1,35	1,0	1,6	1,3
Laterale in compressione	γ_s	1,0	1,45	1,15	1,0	1,45	1,15	1,0	1,45	1,15
Totale (*)	γ_t	1,0	1,45	1,15	1,0	1,6	1,30	1,0	1,55	1,25
Laterale in trazione	γ_{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.										

SLU per fondazioni su pali

Gli stati limite ultimi delle fondazioni su pali si riferiscono allo sviluppo di meccanismi di collasso determinati dalla mobilitazione della resistenza del terreno e al raggiungimento della resistenza degli elementi strutturali che compongono la fondazione stessa.

Le verifiche delle fondazioni su pali devono essere effettuate con riferimento ai seguenti stati limite (quando pertinenti):

- SLU di tipo geotecnico (GEO)
 - collasso per carico limite della palificata nei riguardi dei carichi assiali;
 - collasso per carico limite della palificata nei riguardi dei carichi trasversali;
 - collasso per carico limite di sfilamento nei riguardi dei carichi assiali di trazione;
 - stabilità globale;

- SLU di tipo strutturale (STR)
 - raggiungimento della resistenza dei pali;
 - raggiungimento della resistenza della struttura di collegamento dei pali

Le verifiche agli SLU dei pali di fondazione devono essere effettuate seguendo almeno uno dei due approcci:

Approccio 1:

- Combinazione 1: (A1+M1+R1) verifica strutturale
- Combinazione 2: (A2+M1+R2) verifica geotecnica
- Combinazione 2: (A2+M1+R3) verifica geotecnica in condizioni Sismiche

Approccio 2:

- combinazione (A1+M1+R3)

Nelle verifiche effettuate con l'Approccio 2 che siano finalizzate al dimensionamento strutturale, i coefficienti R non devono essere considerati.

Nel caso in oggetto si è scelto di ricorrere all'approccio 1 combinazioni 1 e 2.
I pali realizzati saranno realizzati con la tecnica dei pali trivellati.

Nella progettazione di una fondazione si deve anzitutto verificare la stabilità del complesso terreno-fondazione, si deve quindi procedere alla determinazione del carico di rottura del terreno; tale carico viene definito capacità portante e rappresenta quel valore di carico massimo che comporta l'entrata nella fase plastica del terreno ossia nella fase in cui il cedimento è accompagnato ad una rottura per taglio del terreno stesso. Il carico di rottura è funzione delle caratteristiche meccaniche del terreno, della profondità della falda, del tipo di fondazione e del tipo di carico.

La capacità portante di un palo (R_{tot}) è composta da tre termini:

- a) la resistenza alla punta Q_b
- b) la resistenza laterale Q_s
- c) il peso proprio del palo P_p

la relazione che lega i tre termini è la seguente:

$$R_t = Q_b + Q_s - P_p = q_b \cdot A_b + q_s \cdot A_s - P_p$$

Essendo q_b la resistenza specifica (unitaria) di punta, q_s la resistenza specifica laterale e le rispettive aree A_b della punta e A_s della superficie laterale. Ricerche sperimentali hanno dimostrato che la resistenza laterale limite Q_s viene mobilitata con spostamenti dell'ordine di 5 – 10 mm mentre quella di punta Q_b si mobilita con cedimenti dell'ordine del centimetro (del 8% del diametro del palo per pali infissi, fino al 25 – 30 % di D per pali trivellati).

Pertanto nella valutazione della lunghezza del palo, in funzione delle caratteristiche di portanza del complesso terreno-fondazione, è bene, per non avere cedimenti eccessivi, tenere maggiormente in conto della mobilitazione della Q_s .

6.2. METODO DI CALCOLO DELLA RESISTENZA SPECIFICA ALLA PUNTA q_b

L'espressione generale della resistenza specifica alla punta q_b è la seguente:

$$q_b = cN_c + qN_q$$

analoga a quella utilizzata per le fondazioni dirette (se non per la scomparsa del termine N_γ che risulta di apporto trascurabile in confronto agli altri due termini).

Nel caso in cui la punta del palo si trovi all'interno di uno strato di terreno di tipo coesivo (argilloso o limoso) bisogna valutare se il calcolo viene effettuato in condizioni drenate o non drenate in quanto nel primo caso, in condizioni drenate (tali per cui $\phi' = \phi'_k$ e $c' = c'_k$) l'espressione da utilizzare assume la seguente forma:

$$q_b = q' N_q = \gamma' D N_q + c' N_q = \gamma' D N_q$$

essendo $\gamma' D$ il contributo del carico laterale al palo fino alla punta del palo (D è la quota dal terreno alla punta del palo) che viene espresso in termini di tensioni efficaci; il termine c' viene trascurato per porsi in condizioni di maggiore sicurezza.

Nel secondo caso, in condizioni non drenate (tali per cui $\phi' = 0$ e $c' = c_u$) l'espressione sopra riportata diventa:

$$q_b = 9 c_u + q = 9 c_u + \gamma D \quad (\text{ossia } N_c = 9 \text{ e } N_q = 1);$$

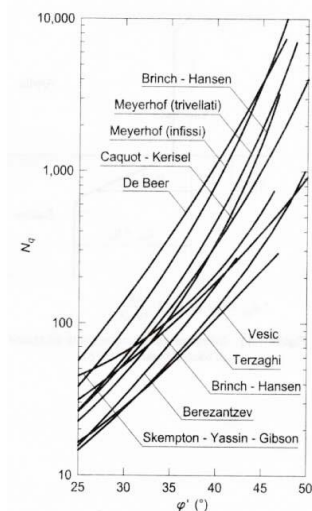
in cui quindi il contributo del terreno laterale fino alla punta del palo viene espresso in termini di tensioni totali.

Nel caso in cui la punta del palo si trovi all'interno di uno strato di terreno non coesivo e quindi sempre in condizioni drenate (tali per cui $\phi' = \phi'_k$ e $c' = c'_k$) l'espressione sopra riportata diventa appunto:

$$q_b = q' N_q = \gamma' D N_q$$

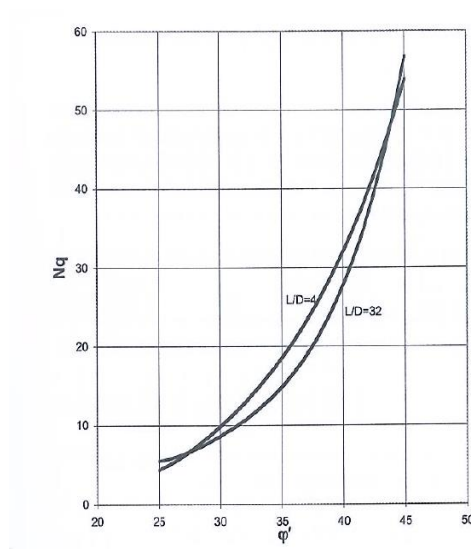
in cui quindi il contributo del terreno laterale fino alla punta del palo viene espresso in termini di tensioni efficaci.

N_q dipende principalmente dallo schema di rottura, dalle caratteristiche meccaniche del terreno e dalla modalità di installazione del palo. I valori di N_q sono stati dedotti negli anni con vari schemi e teorie e, come si può notare dall'abaco sottostante, il campo di valori assumibili da N_q è molto ampio.

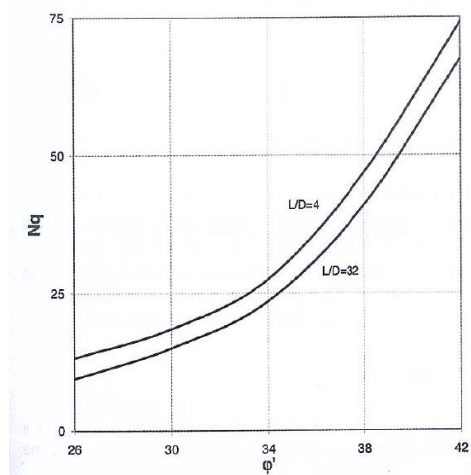


Inoltre la dispersione dei valori non solo è molto alta ma è anche crescente con il valore dell'angolo di resistenza al taglio. È anche incerta la scelta del valore di calcolo di ϕ' ,

sia perché la messa in opera del palo altera le proprietà meccaniche del terreno sia perché la stima di ϕ' in terreni incoerenti è indiretta e affidata a prove in sito. In genere, per il calcolo di N_q , si fa riferimento alla situazione più cautelativa che è la curva proposta da Berenzantzev. Per pali di grande diametro, come nel caso in analisi, si fa riferimento sempre alla teoria di Berenzantzev, considerando però come valore di N_q non quello ricavato dall'abaco visto in precedenza ma il valore per il quale si verificano le prime deformazioni plastiche ossia per cedimenti dell'ordine del 6-10% del Diametro. Si riporta di sotto l'abaco di a Berenzantzev cui si è fatto riferimento.



In realtà, come evidenziato poi da Viggiani, i valori di N_q ricavati per pali reali sottoposti a prove di carico fino a rottura, sono risultati più alti, si riporta quindi anche per confronto il diagramma di riferimento di Viggiani:



In generale, per pali di medio diametro si può ricorrere all'espressione cautelativa di N_q proposta da Caquot inserendo però al suo interno un valore di angolo di resistenza al taglio di progetto ϕ'_d ridotto rispetto al valore di picco stimato ϕ'_k e pari a:

per pali battuti:

$$\varphi'_d = (\varphi'_k + 40)/2$$

e per pali trivellati:

$$\varphi'_d = \varphi'_k - 3^\circ$$

L'espressione è di seguito riportata, ed è stata utilizzata, per lo studio in oggetto, per il calcolo della resistenza alla punta in condizioni drenate, in terreni coesivi, in quanto né l'andamento del grafico di Viggiani né quello di Berezantzev scendono al di sotto di angoli di 25° :

$$N_q = (\tan(45 + f/2))^2 \cdot e^{(\tan \varphi \cdot \pi)} \cdot (1 + 0,32 \cdot \tan \varphi)$$

ci si è posti in condizioni particolarmente cautelative.

6.3. METODO DI CALCOLO DELLA RESISTENZA SPECIFICA LATERALE Q_s

L'espressione della resistenza specifica laterale q_s varia a seconda che il calcolo venga effettuato in condizioni drenate o non drenate; infatti il terreno laterale al palo può essere di tipo coesivo o non coesivo ed il suo comportamento nelle due condizioni risulta molto differente.

1. Per **terreni coesivi** (limosi, argillosi) saturi, l'espressione di q_s può essere ricavata mediante due metodi:

- 1) il metodo α , per condizioni non drenate
- 2) il metodo β per condizioni drenate

È buona norma assumere come capacità portante per attrito e/o aderenza laterale q_s di progetto il minore dei due valori stimati.

1) Metodo α

Si assume che le tensioni tangenziali limite siano una quota parte della resistenza al taglio non drenata originaria del terreno indisturbato:

$$q_s = \alpha \cdot c_u$$

in cui α è un coefficiente empirico di aderenza che dipende dal tipo di terreno, dalla resistenza al taglio non drenata del terreno indisturbato, dal metodo di costruzione del palo, dal tempo, dalla profondità e dal cedimento del palo.

L'Associazione Geotecnica Italiana (AGI) suggerisce di assumere per α i valori indicati in Tabella:

<i>Tipo di palo</i>	<i>Materiale</i>	<i>c_u (kPa)</i>	<i>α</i>	<i>$\alpha c_{u,max}$ (kPa)</i>
Infisso (senza asportazione di terreno)	Calcestruzzo	≤ 25	1	120
		25 - 50	0.85	
		50 - 75	0.65	
		> 75	0.50	
	Acciaio	≤ 25	1	100
		25 - 50	0.80	
		50 - 75	0.65	
		> 75	0.50	
Trivellato (con asportazione di terreno)	Calcestruzzo	≤ 25	0.90	100
		25 - 50	0.80	
		50 - 75	0.60	
		> 75	0.40	

È questa l'espressione che è stata utilizzata nei calcoli.

L'Associazione Americana del Petrolio (A.P.I., 1984) consiglia di utilizzare la seguente relazione (c_u in kPa):

$$\begin{aligned} c_u < 25 & \quad \alpha = 1 \\ 25 < c_u < 75 & \quad \alpha = -0,01c_u + 1,25 \\ c_u > 75 & \quad \alpha = 0,5 \end{aligned}$$

Altri autori (Viggiani, 1999) suggeriscono invece (c_u in kPa):
per pali battuti:

$$\begin{aligned} c_u < 25 & \quad \alpha = 1 \\ 25 < c_u < 75 & \quad \alpha = 1 - 0,011(c_u - 25) \\ c_u > 75 & \quad \alpha = 0,5 \end{aligned}$$

per pali trivellati:

$$\begin{aligned} c_u < 25 & \quad \alpha = 0,7 \\ 25 < c_u < 75 & \quad \alpha = 0,7 - 0,008(c_u - 25) \\ c_u > 75 & \quad \alpha = 0,35 \end{aligned}$$

2) Metodo β

Valido per il calcolo in condizioni drenate.

Si assume che le sovrappressioni interstiziali che si generano durante la messa in opera del palo si siano dissipate al momento dell'applicazione del carico, e che pertanto la tensione tangenziale limite possa essere valutata, con riferimento alle tensioni efficaci, nel modo seguente:

$$q_s = \sigma'_h \cdot \operatorname{tg} \delta = k \cdot \sigma'_v \cdot \operatorname{tg} \delta = \beta \cdot \sigma'_v$$

in cui:

σ'_h è la tensione efficace orizzontale nel terreno a contatto con il palo,

σ'_v è la tensione efficace verticale iniziale, prima della messa in opera del palo (calcolata a metà strato)

β è un coefficiente di spinta, rapporto fra σ'_h e σ'_v ,

$\operatorname{tg} \delta$ è il coefficiente d'attrito palo-terreno.

β è un coefficiente, pari al prodotto $k \cdot \tan \delta$.

Se l'angolo di attrito palo-terreno δ fosse uguale all'angolo di resistenza al taglio del terreno ϕ' e se l'installazione del palo non producesse alterazioni nello stato tensionale del terreno, si avrebbe:

$$K = K_0 \cong (1 - \sin \phi') \cdot OCR^{0.5} \quad \tan \delta = \tan \phi'$$

Per terreni coesivi l'angolo di resistenza al taglio ϕ' è generalmente compreso tra 16° e 26° , per cui, per un terreno N.C., si otterrebbero valori di β compresi tra 0,24 e 0,29.

Risultati sperimentali indicano che:

- per pali infissi in terreni coesivi normalmente consolidati, il coefficiente β risulta compreso tra 0,25 e 0,40 per cui sembra ragionevole assumere come valore di progetto $\beta = 0,3$;
- per pali infissi in terreni coesivi sovraconsolidati, i valori del coefficiente β sono molto più dispersi ma comunque superiori ai valori ottenibili con le ipotesi dell'equazione sopra indicata; pertanto tali valori possono essere cautelativamente assunti come valori di progetto.
- per pali trivellati in terreni coesivi normalmente consolidati si può fare riferimento, come valore di progetto, a $\beta = 0,25$;
- per pali trivellati in terreni coesivi sovraconsolidati come valore di progetto, si può fare riferimento a $\beta = 0,8$.

Si nota che nell'espressione generale del metodo β non compare il termine coesivo c' in quanto può essere trascurato a favore di sicurezza (Lancellotta).

2- Per **terreni non coesivi** l'espressione di q_s viene determinata unicamente mediante il metodo β , quindi in termini di tensioni efficaci, in quanto il terreno drena molto rapidamente:

$$q_s = \sigma'_h \cdot \tan \delta = k \cdot \sigma'_v \cdot \tan \delta = \beta \cdot \sigma'_v$$

Per la scelta dei valori di K e di $\tan \delta$ si può fare riferimento alle indicazioni della Tabella sottostante:

Tipo di palo		Valori di K		Valori di $\tan \delta$
		per stato di addensamento sciolto	denso	
Battuto	profilato in acciaio	0.7	1.0	$\tan 20^\circ = 0.36$
	tubo d'acciaio chiuso	1.0	2.0	
	cls. prefabbricato	1.0	2.0	$\tan(0.75\phi')$
	cls. gettato in opera	1.0	3.0	$\tan \phi'$
	trivellato	0.4	0.5	$\tan \phi'$
	trivellato-pressato con elica continua	0.7	0.9	$\tan \phi'$

I valori di K da assumere calano con l'aumentare della profondità.

Sempre per la stima di q_s , nel caso in cui siano state effettuate delle prove penetrometriche di tipo statico, è possibile determinare la resistenza di attrito laterale

direttamente in funzione del valore di resistenza alla punta determinata dalla prova; infatti si può ricorrere alla relazione:

$$q_s = \alpha q_c$$

il valore di α , per pali battuti, è ricavabile, secondo le raccomandazioni AGI, in funzione della densità relativa della sabbia, secondo quando riportato nella tabella sottostante:

Dr	qc (Kg/cm2)	α
Sabbia molto sciolta	< 20	0,020
Sabbia sciolta	20 - 50	0,015
Sabbia media	50 - 150	0,012
Sabbia densa	150 - 200	0,009
Sabbia molto densa	>200	0,007

De Beer suggerisce, in generale per pali infissi, di adottare una relazione $q_s = q_c / 200$ per $q_s > 20$ MPa o $q_s = q_c / 150$ per $q_s < 10$ MPa.

6.4. RESISTENZA LATERALE, ALLA PUNTA E PORTANZA PER I PALI TRIVELLATI OGGETTO DI STUDIO

Nel paragrafo precedente è stata determinata la stratigrafia di progetto da utilizzare per determinare la lunghezza dei pali di fondazione.

I pali verranno realizzati come pali trivellati e saranno caratterizzati da un diametro D pari ad un \varnothing 1200 mm.

La stratigrafia è piuttosto varia; partendo da est si ha un'alternanza di strati costituiti da terreni coesivi (limi argillosi, limi sabbiosi ed argille limose) e da sottili strati di terreni non coesivi (sabbie e sabbie limose) mentre spostandosi verso ovest il terreno diventa sempre più a prevalenza di strati di terreno non coesivo prettamente ghiaiosi a matrice sabbiosa.

Pertanto per la determinazione della portanza dei vari pali che costituiscono le fondazioni profonde delle varie opere, è stato eseguito il calcolo sia in condizioni non drenate, a breve termine, sia drenate, a lungo termine e si è poi utilizzato il valore di portanza inferiore (che generalmente risulta essere quello di breve periodo).

In condizioni drenate si è utilizzato il metodo β sia per gli strati di terreno non coesivi sia per gli strati coesivi; avendo a disposizione i valori di resistenza alla punta ricavati mediante le prove penetrometriche statiche effettuate è stato possibile confrontare i valori di q_s ricavati con il metodo β con valori di q_s ricavati direttamente in funzione di q_c .

Per quanto concerne la determinazione della resistenza alla punta Q_b , poiché per le lunghezze di palo ottenute (superiori ai 27 metri) la punta rientra a volte in strati coesivi e a volte incoerenti, ma si tratta sempre di un'alternanza di strati di spessore non sufficiente a garantire il raggiungimento del valore specifico di resistenza alla punta dello strato considerato q_{lim}^* , in quanto appunto l'approfondimento della punta nello strato interessato risulta sempre inferiore ai 10 diametri necessari per garantire il raggiungimento della q_{lim}^* , è stato necessario, per maggiore sicurezza, utilizzare, un valore di portanza specifica alla punta significativo del reale grado di approfondimento della punta nello strato interessato. Infatti se lo strato risulta coesivo si è assunto come

valore di portanza specifica il valore ricavato direttamente dall'espressione utilizzata per terreni coesivi (in quanto fornisce valori contenuti e cautelativi e considerabili costanti sull'intero strato); per terreni incoerenti (che forniscono invece valori di resistenza specifica molto più elevati e che aumentano dal valore della q_c dello strato superiore fino alla q_{lim}^* dello strato stesso per poi ricalare fino alla q_0 dello strato sottostante) si è invece utilizzata, sulla scia di quanto riportato nel Lancellotta, la seguente espressione:

$q_{lim}^* = q_0 + (q_{lim} - q_0) \cdot H / (10D)$ in cui H è la distanza della punta nello strato incoerente dall'inizio dello strato sottostante coesivo, q_0 è la resistenza specifica alla punta dello strato sottostante coesivo, q_{lim} è la resistenza specifica massima dello strato interessato dalla penetrazione della punta (che viene raggiunta per una penetrazione di 10 volte il diametro D) e q_{lim}^* è la resistenza specifica effettivamente raggiunta nello strato incoerente considerato.

Per il calcolo del valore di N_q da adottare per il calcolo della q_{lim} , si è assunto, come riportato nel paragrafo precedente, il grafico di Berezantzev.

Al termine dei calcoli sono stati riportati e riassunti in una tabella, per la lunghezza dei pali ricavata, determinata in funzione dei valori, noti, dei carichi applicati, tutti i valori di:

- portanza laterale Q_s senza che siano stati applicati i coeff. riduttivi previsti dalla NTC 2008;
- portanza laterale Q_s^* con applicati i coeff. riduttivi γ_s previsti dalla NTC 2008;
- portanza laterale Q_s^{**} con applicati i coeff. riduttivi γ_s e ξ previsti dalla NTC 2008;
- portanza di base Q_b senza che siano stati applicati i coeff. riduttivi previsti dalla NTC 2008;
- portanza laterale Q_b^* con applicati i coeff. riduttivi γ_b previsti dalla NTC 2008;
- portanza laterale Q_b^{**} con applicati i coeff. riduttivi γ_b e ξ previsti dalla NTC 2008;
- capacità portante R_{tot}^{**} con applicati tutti i coeff. riduttivi previsti dalla normativa NTC 2008;
- capacità portante R_{tot}^{**} sottratta al peso del palo P_p .

Si sottolinea che i dati di portanza ottenuti sono già stati indicati in una valutazione agli S.L.U. con approccio 1 combinazione 2: $A2 + M1 + R2$; e con la combinazione sismica ossia: $A2 + M1 + R3$

a) approccio 1 combinazione 2 verifica geotecnica $A2 + M1 + R2$:

coefficienti riduttivi sui materiali $M1$:

- $\gamma_\phi = 1$ da applicare alla $\tan \phi'_k$, ossia $\tan \phi'_k = \tan \phi'_k / \gamma_\phi$
- $\gamma_{cu} = 1$ da applicare a c_u , ossia $c_{ud} = c_{uk} / \gamma_{cu}$
- $\gamma_\gamma = 1$ da applicare a γ , ossia $\gamma_d = \gamma_k / \gamma_\gamma$

coefficienti sulle resistenze R2 per palo trivellato:

- $\gamma_b = 1,7$ da applicare alla resistenza alla punta, ossia $Q_{bd} = Q_{bk} / \gamma_b$
- $\gamma_s = 1,45$ da applicare alla resistenza laterale o per attrito, ossia $Q_{sd} = Q_{sk} / \gamma_s$

b) approccio 1 combinazione 2 verifica sismica A2 + M1 + R3:

coefficienti sulle resistenze R3 per palo trivellato:

- $\gamma_b = 1,35$ da applicare alla resistenza alla punta, ossia $Q_{bd} = Q_{bk} / \gamma_b$
- $\gamma_s = 1,15$ da applicare alla resistenza laterale o per attrito, ossia $Q_{sd} = Q_{sk} / \gamma_s$

infine, tenendo conto del fatto che i dati inerenti la resistenza meccanica del terreno sono stati determinati facendo riferimento per ogni opera alle indagini di due verticali, è stato applicato un coefficiente riduttivo ξ_4 da tabella $\xi = 1,55$.

Tale valore è stato applicato alla resistenza totale R_{tot} in entrambe le combinazioni.

Ossia $R_{tot d} = R_{tot k} / \xi$

Nell'allegato a tale relazione vengono riportate le tabelle indicanti i valori sopracitati di portanza per pali con diametro ϕ 1200 mm, in condizioni drenate e non drenate in funzione di differenti lunghezze del palo, con calcolo agli SLU geotecnici e sismici; viene inoltre riportato un diagramma "curva di portanza" che mostra l'andamento della portanza totale fattorizzata e della portanza laterale non fattorizzata in funzione della variazione della lunghezza del palo così da consentire una immediata valutazione sulla necessaria lunghezza del palo da adottare in funzione dei carichi applicati.

7. CALCOLO DELLE FONDAZIONI DIRETTE

La fondazione è quella parte della struttura che trasmette il carico dell'opera al terreno sottostante. La superficie di contatto tra la base della fondazione e il terreno è detta piano di posa. In base al rapporto tra la profondità del piano di posa (D), rispetto al piano di campagna, e la dimensione minima in pianta (B), si definiscono, in accordo con quanto proposto da Terzaghi, superficiali le fondazioni in cui il rapporto D/B è minore di 4; profonde le fondazioni per le quali il rapporto D/B è maggiore di 10 e semi-profonde quelle fondazioni con D/B compreso tra 4 e 10.

Per quanto riguarda il meccanismo di trasferimento del carico al terreno, le fondazioni superficiali lo trasmettono solo attraverso il piano di appoggio, e non anche lungo la superficie laterale come abbiamo visto nel precedente paragrafo per le fondazioni profonde e semi-profonde.

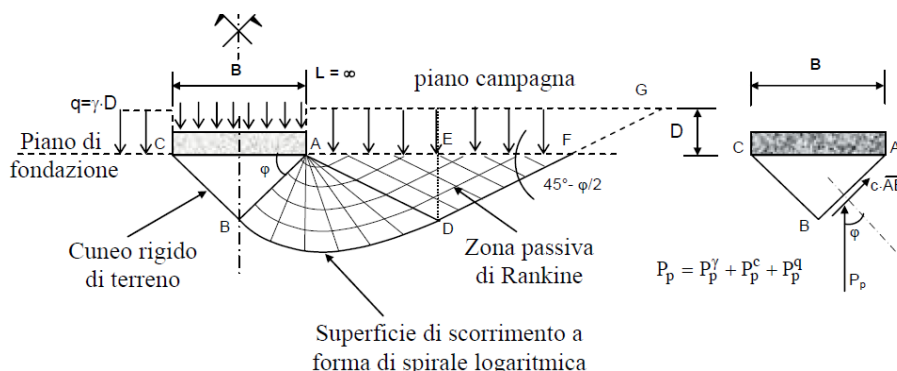
Per garantire la funzionalità della struttura in elevazione, il sistema di fondazioni deve soddisfare alcuni requisiti; in particolare, il carico trasmesso in fondazione:

1. non deve portare a rottura il terreno sottostante;
2. non deve indurre nel terreno cedimenti eccessivi tali da compromettere la stabilità e la funzionalità dell'opera sovrastante;
3. non deve produrre fenomeni di instabilità generale (p. es. nel caso di strutture realizzate su pendio);
4. non deve indurre stati di sollecitazione nella struttura di fondazione incompatibili con la resistenza dei materiali.

7.1. CAPACITÀ PORTANTE E MECCANISMI DI ROTTURA

Il primo punto è quello che riguarda la verifica di stabilità dell'insieme terreno-fondazione, ovvero la determinazione della capacità portante (o carico limite, q_{lim}), che rappresenta la pressione massima che una fondazione può trasmettere al terreno prima che questo raggiunga la rottura.

I due principali studi teorici per il calcolo della capacità portante, dai quali deriva la maggior parte delle soluzioni proposte successivamente, sono stati condotti da Prandtl (1920) e Terzaghi (1943), per fondazione nastriforme (problema piano) utilizzando il metodo dell'equilibrio limite. Entrambi schematizzano il terreno come un mezzo continuo, omogeneo e isotropo, a comportamento rigido plastico e per il quale vale il criterio di rottura di Mohr-Coulomb. Secondo entrambe le teorie il terreno sovrastante il piano di fondazione contribuisce alla capacità portante solo in virtù del proprio peso ma è privo di resistenza al taglio pertanto lungo la superficie di scorrimento FG non vi sono tensioni di taglio.



Il carico limite, in una fondazione nastriforme, dipende dalla larghezza della fondazione B, dall'angolo della resistenza al taglio, dalla coesione e dal peso specifico del terreno sotto al piano di posa della fondazioni (compreso all'interno della superficie di scorrimento), dal peso ($q = \gamma D$) del sovraccarico presente ai lati della fondazione.

Non esistono metodi esatti per il calcolo della capacità portante su un terreno reale ma solo formule trinomie che, per sovrapposizione degli effetti, sommano il contributo di coesione ed angolo di attrito di un terreno privo di peso e di sovraccarichi, di angolo di attrito di un terreno con peso proprio e privo di sovraccarichi, di angolo di attrito di un terreno privo di peso proprio ma dotato di un sovraccarico q.

L'errore che si compie risulta comunque piccolo e a favore di sicurezza.

L'espressione generale del carico limite, proposta da Vesic, è la seguente:

$$q_{lim} = c \cdot N_c \cdot s_c \cdot d_c \cdot i_c \cdot b_c \cdot g_c + q N_q \cdot s_q \cdot d_q \cdot i_q \cdot b_q \cdot g_q + 0,5 \cdot \gamma \cdot B' \cdot N_\gamma \cdot s_\gamma \cdot d_\gamma \cdot i_\gamma \cdot b_\gamma \cdot g_\gamma$$

dove N_c , N_q e N_γ sono i fattori di capacità portante e dipendono da ϕ' e dalla forma della superficie di rottura considerata.

Le espressioni più utilizzate per il calcolo dei tre fattori di capacità portante sono le seguenti:

$$N_q = e^{(\pi \cdot \tan \phi)} \cdot \tan^2 (\pi/4 + \phi/2)$$

$$N_c = (N_q - 1) \cdot \operatorname{ctg} \phi'$$

$$N_\gamma = 2(N_q + 1) \cdot \operatorname{tg} \phi$$

Si nota che tali valori crescono molto rapidamente con l'aumentare dell'angolo di attrito.

s_c s_q s_γ sono i fattori di forma, d_c d_q d_γ sono i fattori di profondità, i_c i_q i_γ sono i fattori di inclinazione del carico, b_c b_q b_γ i fattori di inclinazione della base, g_c g_q g_γ i fattori di inclinazione del piano campagna.

$B' = B - 2e$ è la larghezza equivalente da adottare in caso di carico eccentrico.

Per forma della fondazione rettangolare:

$$s_c = 1 + (BN_q)/(LN_c)$$

$$s_q = 1 + (B/L) \operatorname{tg} \phi$$

$$s_\gamma = 1 - 0,4B/L$$

per forma circolare o quadrata:

$$s_c = 1 + N_q/(N_c)$$

$$s_q = 1 + \operatorname{tg} \phi$$

$$s_\gamma = 0,6$$

7.2. CALCOLO IN CONDIZIONI DRENATE

La resistenza del terreno viene definita in termini di angolo di resistenza al taglio ϕ' e coesione drenata c' ; pertanto tutti i termini della relazione:

$$q_{lim} = c' \cdot N_c \cdot s_c \cdot d_c \cdot i_c \cdot b_c \cdot g_c + q' N_q \cdot s_q \cdot d_q \cdot i_q \cdot b_q \cdot g_q + 0,5 \cdot \gamma_2' \cdot B' \cdot N_\gamma \cdot s_\gamma \cdot d_\gamma \cdot i_\gamma \cdot b_\gamma \cdot g_\gamma$$

dovranno essere calcolati in funzione di questi parametri.

q' rappresenta la pressione efficace agente sul piano di posa della fondazione pertanto $q' = \gamma' D$ in cui il γ' è del terreno a lato della fondazione; il γ_2' è invece il peso specifico del terreno subito sotto al piano di fondazione; i fattori di capacità portante vanno calcolati in funzione dei parametri del terreno sotto al piano della fondazione.

Poiché nella maggiore parte dei casi è presente una falda questa deve essere tenuta in conto sia nei parametri da assumere per il calcolo della q_{lim} , sia per il calcolo della sottospinta idraulica agente sulla porzione di fondazione immersa.

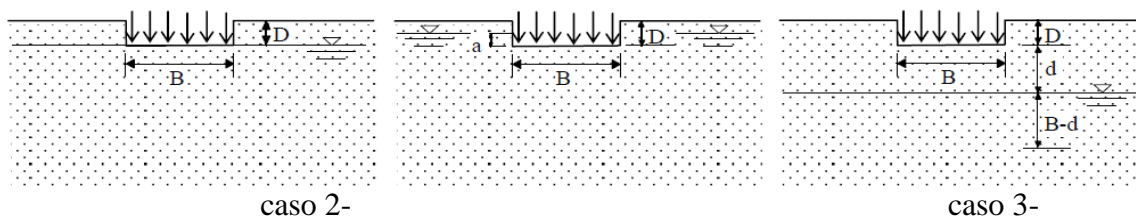
Vediamo di seguito i 4 casi che si possono verificare in base alla posizione della falda:

1- il livello di falda si trova ad una profondità dal piano di posa superiore a $D + B$; in questo caso la falda risulta trascurabile.

2- il livello di falda si trova alla quota del piano di posa della fondazione; in questo caso $q' = \gamma' D = \gamma_{sat} D$ del terreno a lato della fondazione e $\gamma_2' \cdot B' = (\gamma_{2sat} - \gamma_w) \cdot B'$ del terreno sotto alla fondazione.

3- il livello di falda si trova ad una quota a al di sopra del piano di posa della fondazione; in questo caso $q' = \gamma' D = \gamma_{sat} (D - a) + (\gamma_{sat} - \gamma_w) \cdot a$ del terreno a lato della fondazione e $\gamma_2' \cdot B' = (\gamma_{2sat} - \gamma_w) \cdot B'$ del terreno sotto alla fondazione.

4- il livello di falda si trova ad una quota $d < B$ al di sotto del piano di posa della fondazione; in questo caso $q' = \gamma' D = \gamma_{sat} D$ del terreno a lato della fondazione e $\gamma_2' \cdot B' = \gamma_{2sat} \cdot d + (\gamma_{2sat} - \gamma_w) \cdot (B' - d)$.



7.3. CALCOLO IN CONDIZIONI NON DRENATE

La resistenza del terreno in terreni coesivi saturi viene definita in termini di tensioni totali in funzione del solo parametro c_u (coesione non drenata) in quanto $\phi' = 0$; pertanto i fattori di capacità portante diventano: $N_q = 1$ $N_c = 5,14$ $N_\gamma = 0$ e l'espressione si riduce a:

$$q_{lim} = 5,14 \cdot c_u \cdot s_{c0} \cdot d_{c0} \cdot i_{c0} \cdot b_{c0} \cdot g_{c0} + \gamma_1 \cdot D \cdot g_{q0}$$

essendo s_{c0} , d_{c0} , i_{c0} , b_{c0} , g_{c0} i coefficienti di forma, di profondità... calcolati per $\phi' = 0$. Si deve tenere in conto che nell'analisi in termini di tensioni totali la sottospinta dell'acqua non deve essere considerata.

7.4. CALCOLO SU TERRENI STRATIFICATI

In presenza di terreni stratificati, se lo spessore dello strato di terreno subito sotto alla fondazione, misurata dal piano di appoggio della fondazione, è $> B$ allora si utilizzano le stesse formule viste in precedenza per terreni non stratificati.

Altrimenti possono presentarsi i seguenti casi:

fondazione su terreni dotati di sola coesione:

1. lo strato subito sotto alla fondazione è meno resistente di quello inferiore
2. lo strato subito sotto alla fondazione è più resistente di quello inferiore

fondazione su terreni dotati di attrito e coesione:

3. lo strato subito sotto alla fondazione è meno resistente di quello inferiore
4. lo strato subito sotto alla fondazione è più resistente di quello inferiore

Nel caso 1. si utilizzano le seguenti formule:

$$q_{lim} = c N_{cs} + \gamma D$$

essendo $N_{cs} = 1,5 d_1/B + 5,14$ con $c_r = c_2/c_1$ dove d_1 rappresenta lo spessore dello strato più superficiale al di sotto del piano di fondazione e c_2 e c_1 le coesioni dei due strati al di sotto del piano di fondazione.

se $0,7 < c_r < 1$ allora N_{cs} va ridotto del 10%.

Nel caso 2. si considera come se si avesse una fondazione di dimensione di base pari a $B + d_1$ poggiante sul secondo strato resistente e quindi come se in carico si diffondesse con un rapporto 2:1 nel primo strato.

Nel caso 3 si assumono come parametri del terreno sotto al piano di posa della fondazione quelli del terreno più scadente, per motivi cautelativi.

Altrimenti sia per il caso 3 sia per il 4 si possono calcolare un angolo di resistenza al taglio ed una coesione equivalenti con i quali si calcoleranno q_{lim} ed i fattori ed i parametri; si determina anzitutto la profondità H :

$H = 0,5 \tan(\pi/4 + \phi_1/2) B$ essendo ϕ_1 l'angolo dello strato superiore al di sotto del piano di posa.

Se $H > d_1$ allora si calcolano c' e ϕ' e c_u equivalenti dalla seguente espressione:

$$\phi_{eq} = (d_1 \cdot \phi_1 + (H - d_1) \cdot \phi_2) / H$$

$$c_{eq} = (d_1 \cdot c_1 + (H - d_1) \cdot c_2) / H$$

$$c_{ueq} = (d_1 \cdot c_{u1} + (H - d_1) \cdot c_{u2}) / H$$

7.5. VERIFICHE

Nelle verifiche agli SLU si segue, come già accennato nel precedente capitolo, o l'approccio 1 combinazioni 1 e 2 o l'approccio 2;

nel primo caso abbiamo:

combinazione 1: strutturale A1 + M1 + R1, combinazione 2: geotecnica A2 + M2 + R2

nel secondo caso:

approccio 2 : A1 + M1 + R3

nelle verifiche effettuate con l'approccio 2 finalizzate al dimensionamento strutturale i coeff. γ_r non vanno tenuti in conto.

Le tabelle sui materiali e sulle azioni sono le stesse già viste nel capitolo precedente quindi si riporta solamente la tabella dei coeff. sulle resistenze:

Tabella 6.4.I – Coefficienti parziali γ_R per le verifiche agli stati limite ultimi di fondazioni superficiali			
VERIFICA	COEFFICIENTE PARZIALE (R1)	COEFFICIENTE PARZIALE (R2)	COEFFICIENTE PARZIALE (R3)
Capacità portante	$\gamma_R = 1,0$	$\gamma_R = 1,8$	$\gamma_R = 2,3$
Scorrimento	$\gamma_R = 1,0$	$\gamma_R = 1,1$	$\gamma_R = 1,1$

Nelle verifiche effettuate per le opere poggianti su fondazioni dirette, il calcolo della capacità portante in condizioni di SLU e sismiche è stato effettuato con l'approccio 1 combinazione 2 pertanto i materiali sono stati ridotti ricorrendo ai coeff. M2 ossia:

$$\varphi_{M2} = \arctan (\tan \varphi' / 1,25),$$

$$c_{M2}' = c' / 1,25,$$

$$cu_{M2} = cu / 1,4$$

$$\gamma_{M2} = \gamma / 1$$

e la q_{lim} ottenuta è stata successivamente divisa per il coeff $\gamma_r = 1,8$.

Nell'allegato B si riportano opera per opera i valori specifici e totali di capacità portante ricavati in condizioni drenate e non drenate.

8. BIBLIOGRAFIA

- ❖ Cestari F. (1996) “Prove geotecniche in sito” Ed. Geo- Graph s.n.c. – Segrate (MI).
- ❖ Charles J.A. (1989) “Geotechnical properties of coarse grained soils” General Report, Discussion Session 8, Proceedings XII ICSMFE, vol.4, Rio de Janeiro.
- ❖ Elson W.K. (1984) “Design of laterally-loaded piles” CIRIA Report 103.
- ❖ Foti S., Lai C., Lancellotta R. (2002) “Porosity of fluid-saturated porous media from measured seismic wave velocities” Géotechnique 52, n° 5, pp. 359-373.
- ❖ Ishihara K., Tsukamoto Y., Shimizu Y. (2001) “Estimate of relative density from in-situ penetration tests” Proceedings In-situ 2001, Bali.
- ❖ Jamiolkowski M., Ghionna V.N., Lancellotta R., Pasqualini E. (1988) “New correlations of penetration tests for design practice” Proceedings of I International Symposium on Penetration Testing, ISOPT I, Orlando.
- ❖ Lo Presti D.C.F. (1989) “Proprietà dinamiche dei terreni” Atti delle Conferenze di Geotecnica di Torino, 14th Ciclo, Comportamento dei terreni e delle fondazioni in campo dinamico.
- ❖ Skempton A.W. (1986) “Standard Penetration Test procedures and the effects in sands of overburden pressure, relative density, particle size, ageing and overconsolidation” Geotechnique 36, n° 3.

PALI TRIVELLATI

CALCOLO IN CONDIZIONI SISMICHE: A2 + M1 + R3

γs	1,15	2 verticali indagate
γp	1,35	
ξ	1,55	

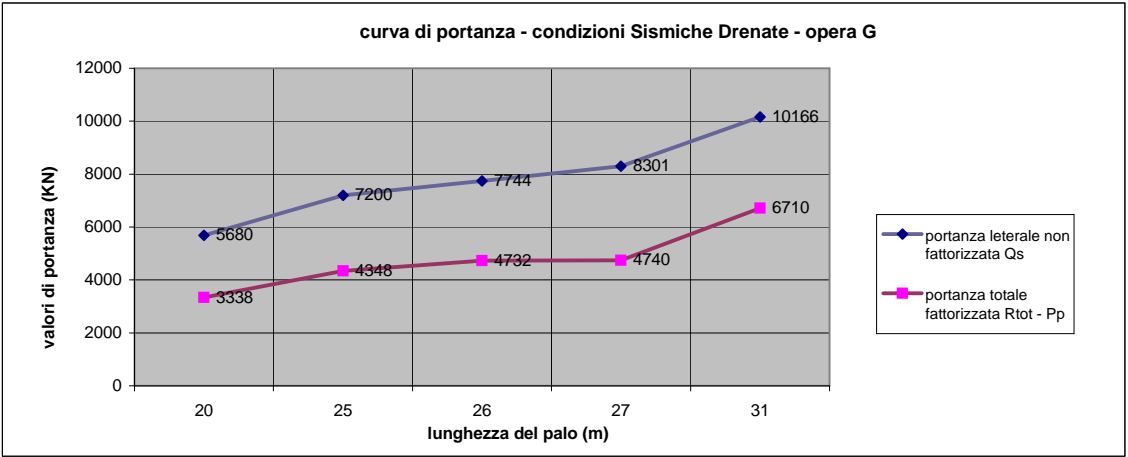
CALCOLO IN CONDIZIONI STATICHE SLU: A2 + M1 + R2

γs	1,45	2 verticali indagate
γp	1,7	
ξ	1,55	

PORTANZA PUNTA non fattorizzata (KN)	Qp
PORTANZA PUNTA fattorizzata ξ γp (KN)	Qp*
PORTANZA LATERALE non fattorizzata (KN)	Qs
PORTANZA LATERALE fattorizzata ξ γs (KN)	Qs*
PORTANZA TOTALE fattorizzata ξ γ - Peso Palo (KN)	Rtot**

CPTU 8 - PONTE SU FERROVIA BO-VIGNOLA - OPERA G

DIAMETRO	1200 mm
QUOTA FALDA (m)	13,1
TESTA PALO (m)	1
AREA PUNTA PALO (m2)	1,131



SISMICA - CONDIZIONI DRENATE

LUNGHEZZA	QUOTA BASE PALO	PUNTA IN STRATO	Qs	Qs*	Qp	Qp*	Ppalo	Rtot**	NOTE	Q prog
20	21	incoerente (ghiaia)	5680,23	3186,67	1313,168922	627,56	476,15	3338,08	Qp mediata con strato inferiore coesivo	PILA 3056
25	26	incoerente (sabbia)	7200,32	4039,45	2481,14	1185,73	560,98	4664,21	Qp mediata con strato inferiore coesivo	SPALLA 6519
26	27	incoerente (ghiaia)	7743,82	4344,36	2736,67	1307,85	577,94	5074,26	Qp mediata con strato inferiore coesivo	
27	28	incoerente (ghiaia)	8301,42	4657,18	2137,38	1021,45	594,91	5083,72	Qp mediata con strato inferiore coesivo	
31	32	incoerente (ghiaia)	10165,51	5702,95	3493,84	1669,70	662,77	6709,89	Qp mediata con strato inferiore coesivo	

SISMICA - CONDIZIONI NON DRENATE

LUNGHEZZA	QUOTA BASE PALO	PUNTA IN STRATO	Qs	Qs*	Qp	Qp*	Ppalo	Rtot**	NOTE	Q prog
20	21	incoerente (ghiaia)	6615,87	3711,57	1146,56	547,94	476,15	3783,35	Qp mediata con strato inferiore coesivo	
25	26	incoerente (sabbia)	7403,84	4153,63	2481,14	1185,73	560,98	4778,38	Qp mediata con strato inferiore coesivo	PILA 3056
26	27	incoerente (ghiaia)	7947,33	4458,53	3481,28	1663,69	577,94	5544,28	Qp mediata con strato inferiore coesivo	SPALLA 6519
27	28	incoerente (ghiaia)	8504,93	4771,35	2573,09	1229,67	594,91	5406,12	Qp mediata con strato inferiore coesivo	
31	32	incoerente (ghiaia)	10344,95	5803,62	3825,39	1828,14	662,77	6969,00	Qp mediata con strato inferiore coesivo	

SLU - CONDIZIONI DRENATE

LUNGHEZZA	QUOTA BASE PALO	PUNTA IN STRATO	Qs	Qs*	Qp	Qp*	Ppalo	Rtot**	NOTE	Q prog
20	21	incoerente (ghiaia)	5680,23	2527,36	1313,168922	498,36	476,15	2549,56	Qp mediata con strato inferiore coesivo	
25	26	incoerente (sabbia)	7200,32	3203,70	2481,14	941,61	560,98	3584,34	Qp mediata con strato inferiore coesivo	
26	27	incoerente (ghiaia)	7743,82	3445,53	2736,67	1038,58	577,94	3906,17	Qp mediata con strato inferiore coesivo	
27	28	incoerente (ghiaia)	8301,42	3693,62	2137,38	811,15	594,91	3909,87	Qp mediata con strato inferiore coesivo	
31	32	incoerente (ghiaia)	10165,51	4523,03	3493,84	1325,94	662,77	5186,20	Qp mediata con strato inferiore coesivo	

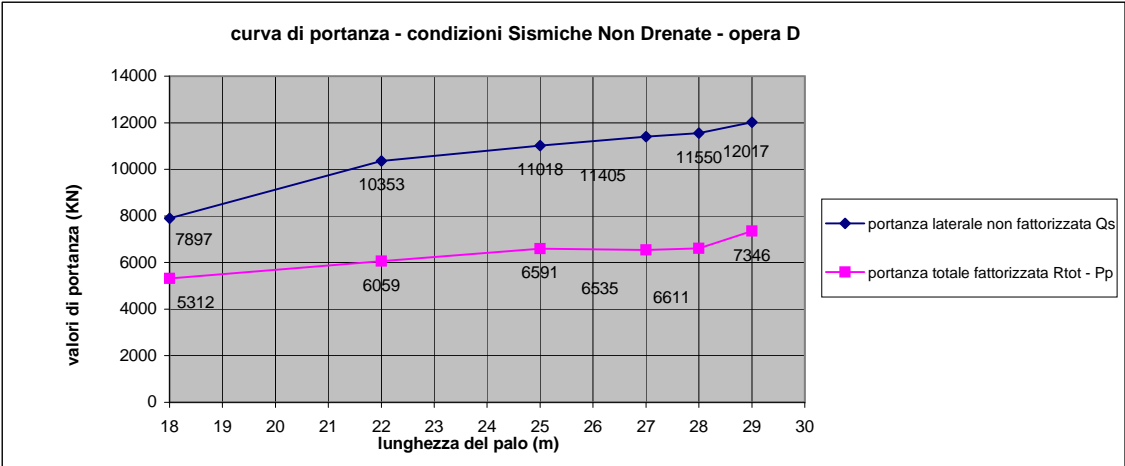
SLU - CONDIZIONI NON DRENATE

LUNGHEZZA	QUOTA BASE PALO	PUNTA IN STRATO	Qs	Qs*	Qp	Qp*	Ppalo	Rtot**	NOTE	Q prog
20	21	incoerente (ghiaia)	6615,87	2943,66	1146,56	435,13	476,15	2902,63	Qp mediata con strato inferiore coesivo	
25	26	incoerente (sabbia)	7403,84	3294,25	2481,14	941,61	560,98	3674,89	Qp mediata con strato inferiore coesivo	
26	27	incoerente (ghiaia)	7947,33	3536,08	3481,28	1321,17	577,94	4279,30	Qp mediata con strato inferiore coesivo	
27	28	incoerente (ghiaia)	8504,93	3784,17	2573,09	976,51	594,91	4165,77	Qp mediata con strato inferiore coesivo	
31	32	incoerente (ghiaia)	10344,95	4602,87	3825,39	1451,76	662,77	5391,87	Qp mediata con strato inferiore coesivo	

CPTU 8	falda (m)	13,1		
stratigrafia	profondità (m)	cu (KN/m2)	γsat (KN/m3)	φ'k
limo sabbioso	1,00	260,49	19,34	34,53
limo debolmente sabbioso	2,20	436,21	21,67	33,24
limo debolmente argilloso	3,40	205,29	21	27,97
ghiaia grossa in matrice sabbiosa	4,20		20,34	38,24
ghiaia media in matrice limo sabbiosa	6,20		19,12	36,12
ghiaia in matrice limo argillosa	6,60		19,2	32,00
ghiaia in matrice di sabbia limosa	14,60		19,4	39,00
limo con argilla	15,80	175,00	21,4	17,30
limo argilloso	16,40	215,00	21,5	17,10
limo sabbioso	17,00	120,00	19,5	21,00
argilla limosa	19,50	150,00	20,1	16,00
ghaiaia media in matrice limo sabbiosa	21,30		18,9	35,00
limo con argilla	25,60	55,00	21	16,80
sabbia	26,00		19,8	22,00
ghiaia in matrice sabbiosa	28,80		20,3	36,00
limo argilloso	29,00	150,00	21,1	17,20
ghiaia in matrice sabbiosa	35,00		20,6	34,00

CPTU 1 - PONTE SU NUOVA SP 569 - OPERA D

DIAMETRO 1200 mm
QUOTA FALDA (m) 19,5
TESTA PALO (m) 1
AREA PUNTA PALO (m2) 1,131



SISMICA - CONDIZIONI DRENATE

LUNGHEZZA	QUOTA BASE PALO	PUNTA IN STRATO	Qs	Qs*	Qp	Qp*	Ppalo	Rtot**	NOTE	Q prog
18	19	incoerente (ghiaia)	8090,39	4538,79	2144,05	1024,64	508,95	5054,48	Qp mediata con strato inferiore coesivo	PILA 3800
22	23	cosivo (limo+argilla)	10276,3	5765,09	1053,1	503,26	582,47	5685,88	Qp dello strato coesivo	SPALLA 7031
25	26	cosivo (limo+sabbia)	11487,1	6444,36	1758,4	840,33	633,36	6651,32	Qp dello strato coesivo	
27	28	cosivo (limo)	12351,30	6929,20	1895,05	905,64	667,29	7167,55	Qp dello strato coesivo	
28	29	cosivo (limo)	12798,43	7180,04	1965,24	939,18	684,26	7434,97	Qp dello strato coesivo	
29	30	incoerente (ghiaia)	13450,95	7546,12	2643,14	1263,15	701,22	8108,05	Qp mediata con strato inferiore coesivo	

SISMICA - CONDIZIONI NON DRENATE

LUNGHEZZA	QUOTA BASE PALO	PUNTA IN STRATO	Qs	Qs*	Qp	Qp*	Ppalo	Rtot**	NOTE	Q prog
18	19	incoerente (ghiaia)	7897,05	4430,32	2908,95	1390,18	508,95	5311,55	Qp mediata con strato inferiore coesivo	PILA 3800
22	23	cosivo (limo+argilla)	10353,18	5808,23	1744,36	833,63	582,47	6059,40	Qp dello strato coesivo	SPALLA 7031
25	26	cosivo (limo+sabbia)	11017,89	6181,14	2183,50	1043,49	633,36	6591,27	Qp dello strato coesivo	
27	28	cosivo (limo)	11405,13	6398,39	1682,11	803,88	667,29	6534,98	Qp dello strato coesivo	
28	29	cosivo (limo)	11549,90	6479,61	1706,32	815,44	684,26	6610,80	Qp dello strato coesivo	
29	30	incoerente (ghiaia)	12016,51	6741,38	2733,30	1306,24	701,22	7346,40	Qp mediata con strato inferiore coesivo	

SLU - CONDIZIONI DRENATE

LUNGHEZZA	QUOTA BASE PALO	PUNTA IN STRATO	Qs	Qs*	Qp	Qp*	Ppalo	Rtot**	NOTE	Q prog
18	19	incoerente (ghiaia)	8090,39	3599,73	2144,05	813,68	508,95	3904,46	Qp mediata con strato inferiore coesivo	PILA 4221
22	23	cosivo (limo+argilla)	10276,3	4572,31	1053,1	399,65	582,47	4389,49	Qp dello strato coesivo	SPALLA
25	26	cosivo (limo+sabbia)	11487,1	5111,04	1758,4	667,32	633,36	5145,00	Qp dello strato coesivo	
27	28	cosivo (limo)	12351,30	5495,57	1895,05	719,19	667,29	5547,47	Qp dello strato coesivo	
28	29	cosivo (limo)	12798,43	5694,52	1965,24	745,82	684,26	5756,08	Qp dello strato coesivo	
29	30	incoerente (ghiaia)	13450,95	5984,85	2643,14	1003,09	701,22	6286,72	Qp mediata con strato inferiore coesivo	

SLU - CONDIZIONI NON DRENATE

LUNGHEZZA	QUOTA BASE PALO	PUNTA IN STRATO	Qs	Qs*	Qp	Qp*	Ppalo	Rtot**	NOTE	Q prog
18	19	incoerente (ghiaia)	7897,05	3513,70	2908,95	1103,97	508,95	4108,72	Qp mediata con strato inferiore coesivo	PILA 4221
22	23	cosivo (limo+argilla)	10353,18	4606,53	1744,36	662,00	582,47	4686,06	Qp dello strato coesivo	SPALLA
25	26	cosivo (limo+sabbia)	11017,89	4902,29	2183,50	828,65	633,36	5097,58	Qp dello strato coesivo	
27	28	cosivo (limo)	11405,13	5074,59	1682,11	638,37	667,29	5045,67	Qp dello strato coesivo	
28	29	cosivo (limo)	11549,90	5139,00	1706,32	647,56	684,26	5102,30	Qp dello strato coesivo	
29	30	incoerente (ghiaia)	12016,51	5346,61	2733,30	1037,31	701,22	5682,70	Qp mediata con strato inferiore coesivo	

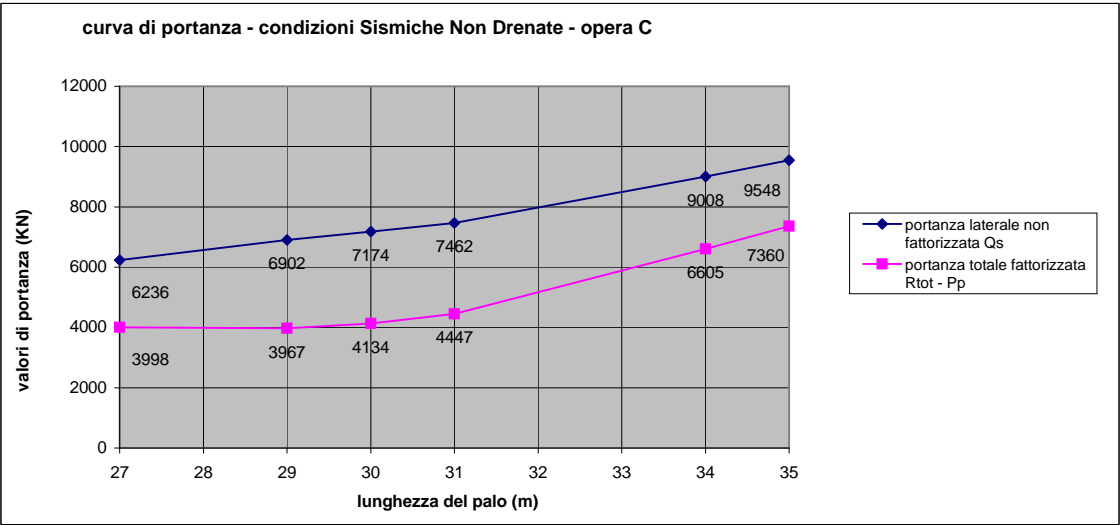
CPTU 1 falda -19,5 dal P.C.

stratigrafia	profondità (m)	cu (KN/m2)	ysat (KN/m3)	φ'k
terreno superficiale limoso	1,00	213,37	21,3	33,41
limo marrone	3,40	180,00	20,8	28,17
ghiaia in matrice sabbiosa	11,00		22,36	36,45
ghiaia in matrice limo sabbiosa	12,00		24,72	44,5
ghiaia grossa in matrice sabbiosa	17,40		24,1	41,5
ghiaia in matrice di sabbia limosa	19,00		22,5	42
ghiaia in matrice sabbiosa	20,60		22,3	41,5
limo + argilla	23,20	104,00	20,5	12,95
limo con lenti sabbiose	27,20	150,00	21,3	17,1
limo sabbioso	29,60	96,00	21,4	17,2
ghiaia	30,20		24,1	42
limo argilloso	30,50	80,00	20,1	13
limo sabbioso	31,00	80,00	21	17,4

CPTU 9 - SOTTOPASSI VIA LUNGA - OPERA C

PALI SOTTO SPALLA

DIAMETRO	1200 mm
QUOTA FALDA	17
TESTA PALO (m)	0



SISMICA - CONDIZIONI DRENATE

LUNGHEZZA	QUOTA BASE PALO	PUNTA IN STRATO	Qs	Qs*	Qp	Qp*	Ppalo	Rtot**	NOTE	Q prog
27	27	incoerente (ghiaia sabbiosa)	6690,51	3753,44	2489,75	1189,85	650,33	4292,96	Qp mediata con strato inferiore coesivo dist 1,2 m	SPALLA 6597 KN
29	29	cosivo (limo argilloso)	7544,42	4232,49	1798,83	859,66	684,26	4407,90	Qp dello strato coesivo	
30	30	non coesivo/cosivo (limo argilloso)	7960,77	4466,07	2251,17	1075,83	701,22	4840,68	Qp passaggio fra strato non coesivo e coesivo	
31	31	incoerente (ghiaia sabbiosa)	8411,17	4718,75	2625,48	1254,71	718,19	5255,27	con penetrazione di 0,4m nello strato incoerente	
34	34	incoerente (ghiaia sabbiosa)	9957,17	5586,07	5391,45	2576,66	769,08	7393,55	con penetrazione di 3,4m < 10 D nello strato incoerente	
35	35	incoerente (ghiaia sabbiosa)	10496,91	5888,87	6343,07	3031,33	786,05	8134,16	con penetrazione di 4,4m < 10 D nello strato incoerente	

SISMICA - CONDIZIONI NON DRENATE

LUNGHEZZA	QUOTA BASE PALO	PUNTA IN STRATO	Qs	Qs*	Qp	Qp*	Ppalo	Rtot**	NOTE	Q prog
27	27	incoerente (ghiaia sabbiosa)	6235,54	3498,20	2407,27	1150,43	650,33	3998,30	Qp mediata con strato inferiore coesivo dist 1,2 m	SPALLA 6597 KN
29	29	cosivo (limo argilloso)	6901,83	3872,00	1631,08	779,49	684,26	3967,23	Qp dello strato coesivo	
30	30	non voesivo/cosivo (limo argilloso)	7174,04	4024,71	1695,55	810,30	701,22	4133,79	Qp passaggio fra strato non coesivo e coesivo	
31	31	incoerente (ghiaia sabbiosa)	7462,35	4186,45	2048,04	978,75	718,19	4447,02	con penetrazione di 0,4m nello strato incoerente	
34	34	incoerente (ghiaia sabbiosa)	9008,35	5053,78	4855,51	2320,44	769,08	6605,13	con penetrazione di 3,4m < 10 D nello strato incoerente	
35	35	incoerente (ghiaia sabbiosa)	9548,10	5356,58	5837,68	2789,81	786,05	7360,34	con penetrazione di 4,4m < 10 D nello strato incoerente	

SLU - CONDIZIONI DRENATE

LUNGHEZZA	QUOTA BASE PALO	PUNTA IN STRATO	Qs	Qs*	Qp	Qp*	Ppalo	Rtot**	NOTE
27	27	incoerente (ghiaia sabbiosa)	6690,51	2976,87	2489,75	944,88	650,33	3271,42	Qp mediata con strato inferiore coesivo dist 1,2 m
29	29	cosivo (limo argilloso)	7544,42	3356,80	1798,83	682,67	684,26	3355,22	Qp dello strato coesivo
30	30	non coesivo/cosivo (limo argilloso)	7960,77	3542,05	2251,17	854,34	701,22	3695,17	Qp passaggio fra strato non coesivo e coesivo
31	31	incoerente (ghiaia sabbiosa)	8411,17	3742,45	2625,48	996,39	718,19	4020,66	con penetrazione di 0,4m nello strato incoerente
35	35	incoerente (ghiaia sabbiosa)	10496,91	4670,48	6343,07	2407,24	786,05	6291,67	con penetrazione di 4,4m < 10 D nello strato incoerente

SLU - CONDIZIONI NON DRENATE

LUNGHEZZA	QUOTA BASE PALO	PUNTA IN STRATO	Qs	Qs*	Qp	Qp*	Ppalo	Rtot**	NOTE
27	27	incoerente (ghiaia sabbiosa)	6235,54	2774,43	2407,27	913,57	650,33	3037,68	Qp mediata con strato inferiore coesivo dist 1,2 m
29	29	cosivo (limo argilloso)	6901,83	3070,89	1631,08	619,01	684,26	3005,64	Qp dello strato coesivo
30	30	non voesivo/cosivo (limo argilloso)	7174,04	3192,01	1695,55	643,47	701,22	3134,26	Qp passaggio fra strato non coesivo e coesivo
31	31	incoerente (ghiaia sabbiosa)	7462,35	3320,29	2048,04	777,25	718,19	3379,35	con penetrazione di 0,4m nello strato incoerente
35	35	incoerente (ghiaia sabbiosa)	9548,10	4248,32	5837,68	2215,44	786,05	5677,71	con penetrazione di 4,4m < 10 D nello strato incoerente

CPTU n 9 falda - 17 dal P.C.

stratigrafia	profondità (m)	cu (KN/m2)	γsat (KN/m3)	φ'k
sabbia	1,00		20,6	32,58
sabbia limosa	1,80		20,7	30,27
limo sabbioso	2,60	128,09	20,47	26,23
limo argilloso	3,80	114,68	19,4	24,69
limo fortemente argilloso	4,40	116,59	19,38	23,35
ghiaia in matrice limo sabbiosa	7,80		20,32	35,13
limo con argilla	12,40	120,00	19	18,00
ghiaia in matrice limo sabbiosa	15,00		21,1	36,00
limo argilloso	18,60	126,00	19,2	16,00
limo sabbioso	21,90	110,00	20,3	19,00
ghiaia in matrice sabbiosa	23,50		21	33,00
limo sabbioso	24,40	60,00	20,1	20,00
ghiaia in matrice sabbiosa	28,20		22	34,00
limo argilloso	29,60	95,00	20	17,00
ghiaia in matrice sabbiosa limosa	30,00		21,5	33,00
limo sabbioso	30,60	100,00	20,1	19,00
ghiaia in matrice sabbiosa	35,00		22	34,00

CPTU 9 - SOTTOPASSI VIA LUNGA - OPERA C

PALI SOTTO PILA

DIAMETRO 1200 mm
QUOTA FALDA 17

SISMICA - CONDIZIONI DRENATE

LUNGHEZZA	QUOTA BASE PALO	PUNTA IN STRATO	Qs	Qs*	Qp	Qp*	Ppalo	Rtot**	NOTE	Q prog
27	29	cosivo (limo argilloso)	7365,14	4131,92	1674,78	800,37	684,26	4248,03	Qp dello strato coesivo a 0,6 dal coerente	PILA 4261 KN
28	30	cosivo (limo argilloso)	7777,88	4363,47	2094,81	1001,10	701,22	4663,35	Qp passaggio fra strato non coesivo e coesivo	
29	31	incoerente (ghiaia sabbiosa)	8224,47	4614,01	2571,99	1229,15	718,19	5124,97	con penetrazione di 0,4m < 10 D nello strato incoerente	
30	32	incoerente (ghiaia sabbiosa)	8723,43	4893,93	3256,14	1556,10	735,15	5714,88	con penetrazione di 1,4m < 10 D nello strato incoerente	
31	33	incoerente (ghiaia sabbiosa)	9234,60	5180,70	4111,41	1964,83	752,12	6393,42	con penetrazione di 2,4m < 10 D nello strato incoerente	
32	34	incoerente (ghiaia sabbiosa)	9757,98	5474,32	5014,85	2396,58	769,08	7101,82	con penetrazione di 3,4m < 10 D nello strato incoerente	

SISMICA - CONDIZIONI NON DRENATE

LUNGHEZZA	QUOTA BASE PALO	PUNTA IN STRATO	Qs	Qs*	Qp	Qp*	Ppalo	Rtot**	NOTE	Q prog
27	29	cosivo (limo argilloso)	6848,88	3842,29	1631,08	779,49	684,26	3937,52	Qp dello strato coesivo a 0,6 dal coerente	PILA 4261 KN
28	30	cosivo (limo argilloso)	7121,09	3995,00	1705,27	814,95	701,22	4108,73	Qp passaggio fra strato non coesivo e coesivo	
29	31	incoerente (ghiaia sabbiosa)	7409,40	4156,75	2152,39	1028,62	718,19	4467,18	con penetrazione di 0,4m < 10 D nello strato incoerente	
30	32	incoerente (ghiaia sabbiosa)	7912,53	4439,01	2822,69	1348,96	735,15	5052,81	con penetrazione di 1,4m < 10 D nello strato incoerente	
31	33	incoerente (ghiaia sabbiosa)	8427,86	4728,11	3678,91	1758,14	752,12	5734,14	con penetrazione di 2,4m < 10 D nello strato incoerente	
32	34	incoerente (ghiaia sabbiosa)	8955,40	5024,07	4591,62	2194,32	769,08	6449,31	con penetrazione di 3,4m < 10 D nello strato incoerente	

SLU - CONDIZIONI DRENATE

LUNGHEZZA	QUOTA BASE PALO	PUNTA IN STRATO	Qs	Qs*	Qp	Qp*	Ppalo	Rtot**	NOTE
27	29	cosivo (limo argilloso)	7365,14	3277,04	1674,78	635,59	684,26	3228,37	Qp dello strato coesivo a 0,6 dal coerente
28	30	cosivo (limo argilloso)	7777,88	3460,68	2094,81	794,99	701,22	3554,46	Qp passaggio fra strato non coesivo e coesivo
30	32	non voesivo/cosivo (limo argilloso)	8723,43	3881,39	3256,14	1235,73	735,15	4381,97	con penetrazione di 1,4m < 10 D nello strato incoerente
31	33	incoerente (ghiaia sabbiosa)	9234,60	4108,83	4111,41	1560,31	752,12	4917,02	con penetrazione di 2,4m < 10 D nello strato incoerente
32	34	incoerente (ghiaia sabbiosa)	9757,98	4341,70	5014,85	1903,17	769,08	5475,79	con penetrazione di 3,4m < 10 D nello strato incoerente

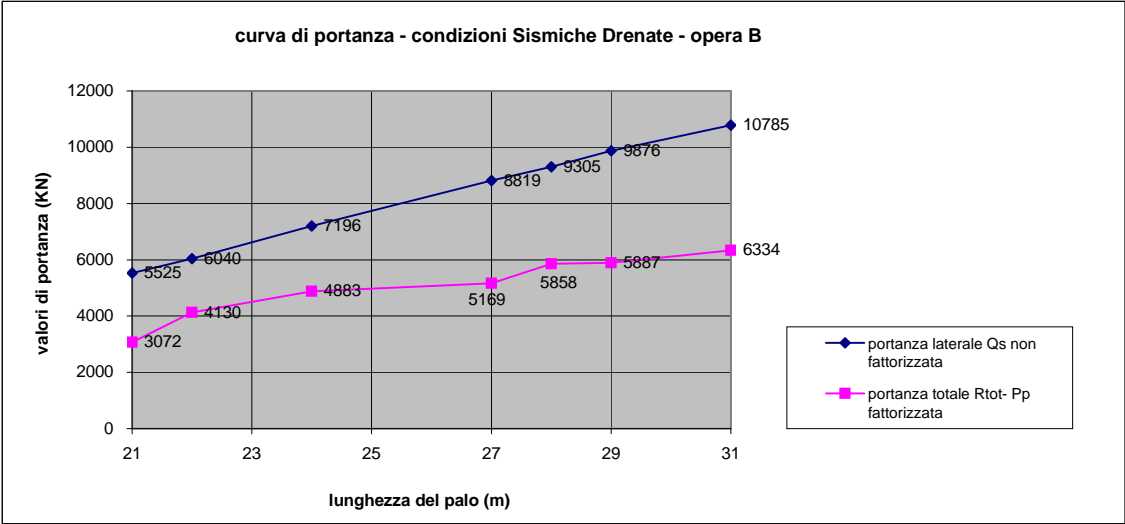
SLU - CONDIZIONI NON DRENATE

LUNGHEZZA	QUOTA BASE PALO	PUNTA IN STRATO	Qs	Qs*	Qp	Qp*	Ppalo	Rtot**	NOTE
27	29	cosivo (limo argilloso)	6848,88	3047,33	1631,08	619,01	684,26	2982,08	Qp dello strato coesivo a 0,6 dal coerente
29	31	cosivo (limo argilloso)	7121,09	3168,45	1705,27	647,16	718,19	3097,43	Qp passaggio fra strato non coesivo e coesivo
30	32	non voesivo/cosivo (limo argilloso)	7912,53	3520,59	2822,69	1071,23	735,15	3856,67	con penetrazione di 1,4m < 10 D nello strato incoerente
31	33	incoerente (ghiaia sabbiosa)	8427,86	3749,88	3678,91	1396,17	752,12	4393,94	con penetrazione di 2,4m < 10 D nello strato incoerente
32	34	incoerente (ghiaia sabbiosa)	8955,40	3984,61	4591,62	1742,55	769,08	4958,08	con penetrazione di 3,4m < 10 D nello strato incoerente

CPTU 13 - S 7 - PONTE SU ROTATORIA SP 27 - OPERA B

PALI SOTTO SPALLA

DIAMETRO 1200 mm
QUOTA FALDA 20,4
TESTA PALO (m) 2,5



SISMICA - CONDIZIONI DRENATE

LUNGHEZZA	QUOTA BASE PALO	PUNTA IN STRATO	Qs	Qs*	Qp	Qp*	Ppalo	Rtot**	NOTE	Q prog
21	23,5	cosivo (limo argilloso)	5524,8	3099,49	1111,6	531,22	558,71	3072,00	Qp dello strato coesivo	SPALLA 3446
22	24,5	incoerente (ghiaia sabbiosa)	6039,7	3388,31	2757,2	1317,65	575,68	4130,28	Qp mediato dello strato incoerente a 4 dal coerente	
24	26,5	incoerente (ghiaia sabbiosa)	7195,84	4036,94	3046,0	1455,67	609,61	4883,00	Qp mediato dello strato incoerente a 2 dal coerente	
27	29,5	cosivo (limo argilloso)	8819,44	4947,79	1845,50	881,96	660,50	5169,25	Qp dello strato coesivo	
28	30,5	incoerente (ghiaia sabbiosa)	9305,08	5220,24	2752,74	1315,53	677,47	5858,30	Qp mediato dello strato incoerente a 1,2 dal coerente	
29	31,5	incoerente (ghiaia sabbiosa)	9875,95	5540,51	2177,82	1040,78	694,43	5886,85	Qp mediato dello strato incoerente a 0,2 dal coerente	
31	33,5	cosivo (limo argilloso)	10784,55	6050,24	2118,91	1012,62	728,36	6334,49	Qp dello strato coesivo	

SISMICA - CONDIZIONI NON DRENATE

LUNGHEZZA	QUOTA BASE PALO	PUNTA IN STRATO	Qs	Qs*	Qp	Qp*	Ppalo	Rtot**	NOTE	Q prog
21	23,5	cosivo (limo argilloso)	5671,0	3181,50	1552,82	742,09	558,71	3364,88	Qp dello strato coesivo	SPALLA 3446
22	24,5	incoerente (ghiaia sabbiosa)	6159,9	3455,75	2839,71	1357,09	575,68	4237,16	Qp mediato dello strato incoerente a 4 dal coerente	
24	26,5	incoerente (ghiaia sabbiosa)	7365,6	4132,15	3004,89	1436,03	609,61	4958,57	Qp mediato dello strato incoerente a 2 dal coerente	
27	29,5	cosivo (limo argilloso)	8762,06	4915,60	1300,72	621,61	660,50	4876,71	Qp dello strato coesivo	
28	30,5	incoerente (ghiaia sabbiosa)	9117,31	5114,90	2896,31	1384,14	677,47	5821,57	Qp mediato dello strato incoerente a 1,2 dal coerente	
29	31,5	incoerente (ghiaia sabbiosa)	9681,84	5431,61	2055,09	982,12	694,43	5719,30	Qp mediato dello strato incoerente a 0,2 dal coerente	
31	33,5	cosivo (limo argilloso)	10168,35	5704,54	1862,32	890,00	728,36	5866,18	Qp dello strato coesivo	

SLU - CONDIZIONI DRENATE

LUNGHEZZA	QUOTA BASE PALO	PUNTA IN STRATO	Qs	Qs*	Qp	Qp*	Ppalo	Rtot**	NOTE	Q prog
21	23,5	cosivo (limo argilloso)	5524,8	2458,22	1111,6	421,85	558,71	2321,36	Qp dello strato coesivo	SPALLA 2687
22	24,5	incoerente (ghiaia sabbiosa)	6039,7	2687,28	2757,2	1046,37	575,68	3157,97	Qp mediato dello strato incoerente a 4 dal coerente	
24	26,5	incoerente (ghiaia sabbiosa)	7195,84	3201,71	3046,0	1155,97	609,61	3748,07	Qp mediato dello strato incoerente a 2 dal coerente	
27	29,5	cosivo (limo argilloso)	8819,44	3924,11	1845,50	700,38	660,50	3963,99	Qp dello strato coesivo	
28	30,5	incoerente (ghiaia sabbiosa)	9305,08	4140,19	2752,74	1044,68	677,47	4507,40	Qp mediato dello strato incoerente a 1,2 dal coerente	
29	31,5	incoerente (ghiaia sabbiosa)	9875,95	4394,19	2177,82	826,50	694,43	4526,26	Qp mediato dello strato incoerente a 0,2 dal coerente	
31	33,5	cosivo (limo argilloso)	10784,55	4798,47	2118,91	804,14	728,36	4874,24	Qp dello strato coesivo	

SLU - CONDIZIONI NON DRENATE

LUNGHEZZA	QUOTA BASE PALO	PUNTA IN STRATO	Qs	Qs*	Qp	Qp*	Ppalo	Rtot**	NOTE	Q prog
21	23,5	cosivo (limo argilloso)	5671,0	2523,26	1552,82	589,30	558,71	2553,85	Qp dello strato coesivo	SPALLA 2687
22	24,5	incoerente (ghiaia sabbiosa)	6159,9	2740,77	2839,71	1077,69	575,68	3242,78	Qp mediato dello strato incoerente a 4 dal coerente	
24	26,5	incoerente (ghiaia sabbiosa)	7365,6	3277,22	3004,89	1140,38	609,61	3807,99	Qp mediato dello strato incoerente a 2 dal coerente	
27	29,5	cosivo (limo argilloso)	8762,06	3898,58	1300,72	493,63	660,50	3731,71	Qp dello strato coesivo	
28	30,5	incoerente (ghiaia sabbiosa)	9117,31	4056,64	2896,31	1099,17	677,47	4478,35	Qp mediato dello strato incoerente a 1,2 dal coerente	
29	31,5	incoerente (ghiaia sabbiosa)	9681,84	4307,83	2055,09	779,92	694,43	4393,31	Qp mediato dello strato incoerente a 0,2 dal coerente	
31	33,5	cosivo (limo argilloso)	10168,35	4524,29	1862,32	706,76	728,36	4502,69	Qp dello strato coesivo	

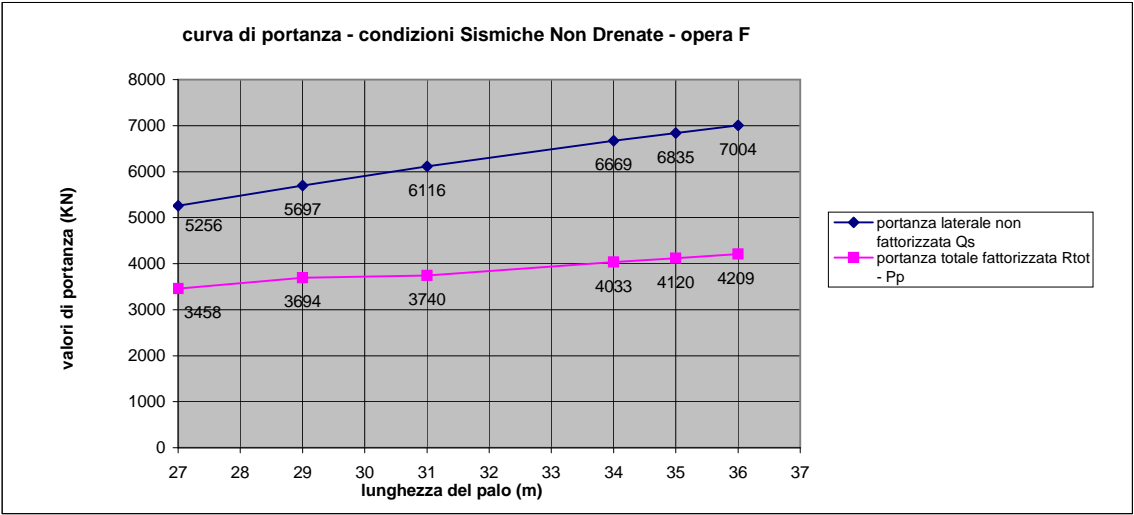
CPTU 13 S7 falda 20,4 m

stratigrafia	profondità (m)	cu (KN/m2)	γsat (KN/m3)	φ°k
sabbia limosa	0,60		20,7	36,64
sabbia debolmente limosa	1,20		20,7	35,14
limo sabbioso	1,80	311,78	20,7	30,41
limo sabbioso debolmente argilloso	3,00	207,73	20,83	28,63
sabbia	3,80		20,83	31,11
sabbia limosa	5,60		19,5	36,88
limo con argilla	5,90	100,00	20	17,00
limo sabbioso	8,70	100,00	19,5	19,30
limo con argilla	9,60	100,00	19,2	16,90
sabbia fine	10,25		18,4	24,00
limo con argilla	11,60	70,00	18,8	19,30
ghiaia in matrice sabbiosa	15,20		17,9	33,00
limo argilloso	16,50	100,00	19,5	20,00
ghiaia in matrice sabbiosa	21,80		21,5	35,00
limo con argilla	23,7	80,00	18,9	17,5
ghiaia in matrice sabbiosa	28,5		22	34,7
limo argilloso	30	85,00	19	17,7
ghiaia in matrice sabbiosa	31,7		21,8	36,9
limo argilloso	35	135,00	18,8	18

CPTU 15 - 16 - PONTE SU VIA PAPA GIOVANNI XXIII - OPERA F

PALI SOTTO SPALLA

DIAMETRO 1200 mm
QUOTA FALDA 5,6
TESTA PALO (m) 1



SISMICA - CONDIZIONI DRENATE

LUNGHEZZA	QUOTA BASE PALO	PUNTA IN STRATO	Qs	Qs*	Qp	Qp*	Ppalo	Rtot**	NOTE	Q prog
27	28	cosivo (limo argilloso)	4596,15	2578,49	1499,26	716,49	510,08	2784,90	Qp dello strato coesivo	SPALLA 4198
29	30	cosivo (limo argilloso)	5176,15	2903,87	1610,32	769,57	544,01	3129,42	Qp dello strato coesivo	
31	32	cosivo (limo argilloso sabbioso)	5780,94	3243,16	1440,88	688,59	577,94	3353,82	Qp dello strato coesivo	
34	35	cosivo (limo argilloso sabbioso)	6742,99	3782,88	1580,32	755,23	628,84	3909,28	Qp dello strato coesivo	
35	36	cosivo (limo argilloso sabbioso)	7060,48	3961,00	2134,50	1020,07	645,80	4335,27	Qp dello strato coesivo	
36	37	cosivo (limo argilloso sabbioso)	7386,45	4143,87	2195,48	1049,21	662,77	4530,32	Qp dello strato coesivo	

SISMICA - CONDIZIONI NON DRENATE

LUNGHEZZA	QUOTA BASE PALO	PUNTA IN STRATO	Qs	Qs*	Qp	Qp*	Ppalo	Rtot**	NOTE	Q prog
27	28	cosivo (limo argilloso)	5256,17	2948,76	2132,51	1019,12	510,08	3457,80	Qp dello strato coesivo	SPALLA 4198
29	30	cosivo (limo argilloso)	5697,10	3196,13	2179,56	1041,60	544,01	3693,72	Qp dello strato coesivo	
31	32	cosivo (limo argilloso sabbioso)	6116,04	3431,16	1855,41	886,69	577,94	3739,91	Qp dello strato coesivo	
34	35	cosivo (limo argilloso sabbioso)	6669,49	3741,65	1926,15	920,50	628,84	4033,31	Qp dello strato coesivo	
35	36	cosivo (limo argilloso sabbioso)	6835,21	3834,62	1949,22	931,53	645,80	4120,35	Qp dello strato coesivo	
36	37	cosivo (limo argilloso sabbioso)	7003,66	3929,12	1971,78	942,31	662,77	4208,66	Qp dello strato coesivo	

SLU - CONDIZIONI DRENATE

LUNGHEZZA	QUOTA BASE PALO	PUNTA IN STRATO	Qs	Qs*	Qp	Qp*	Ppalo	Rtot**	NOTE
27	28	cosivo (limo argilloso)	4596,15	2045,01	1499,26	568,98	510,08	2103,91	Qp dello strato coesivo
29	30	cosivo (limo argilloso)	5176,15	2303,07	1610,32	611,13	544,01	2370,18	Qp dello strato coesivo
31	32	cosivo (limo argilloso sabbioso)	5780,94	2572,16	1440,88	546,82	577,94	2541,05	Qp dello strato coesivo
34	35	cosivo (limo argilloso sabbioso)	6742,99	3000,22	1580,32	599,74	628,84	2971,12	Qp dello strato coesivo
35	36	cosivo (limo argilloso sabbioso)	7060,48	3141,48	2134,50	810,06	645,80	3305,74	Qp dello strato coesivo
36	37	cosivo (limo argilloso sabbioso)	7386,45	3286,52	2195,48	833,20	662,77	3456,95	Qp dello strato coesivo

SLU - CONDIZIONI NON DRENATE

LUNGHEZZA	QUOTA BASE PALO	PUNTA IN STRATO	Qs	Qs*	Qp	Qp*	Ppalo	Rtot**	NOTE
27	28	cosivo (limo argilloso)	5256,17	2338,67	2132,51	809,30	510,08	2637,89	Qp dello strato coesivo
29	30	cosivo (limo argilloso)	5697,10	2534,86	2179,56	827,16	544,01	2818,00	Qp dello strato coesivo
31	32	cosivo (limo argilloso sabbioso)	6116,04	2721,26	1855,41	704,14	577,94	2847,46	Qp dello strato coesivo
34	35	cosivo (limo argilloso sabbioso)	6669,49	2967,51	1926,15	730,99	628,84	3069,66	Qp dello strato coesivo
35	36	cosivo (limo argilloso sabbioso)	6835,21	3041,25	1949,22	739,74	645,80	3135,19	Qp dello strato coesivo
36	37	cosivo (limo argilloso sabbioso)	7003,66	3116,20	1971,78	748,31	662,77	3201,74	Qp dello strato coesivo

CPTU 15 falda - 5,6 dal P.C

stratigrafia	profondità (m)	cu (KN/m2)	ysat (KN/m3)	φ°k
sabbia limosa	0,60	42,88	19,12	26,91
ghaia sabbiosa	1,00		21,08	32,85
limo sabbioso	1,80	174,68	21,2	29,28
limo debolmente argilloso	4,80	166,86	20,7	26,28
limo	7,00	171,31	20,89	23,61
ghiaia media in matrice sabbiosa	7,40		21,57	23,70
limo	9,20	138,78	20,5	21,93
argilla limosa	12,20	76,77	19,5	18,89
limo	12,60	140,92	18	20,86
ghiaia sabbiosa	13,00		19,8	24,17
limo argilloso	14,20	49,37	19,1	15,19
limo sabbioso	15,80	126,90	20,3	19,88
sabbia limosa	16,60		21,1	22,48
argilla limosa	18,20	73,29	19,6	16,78
ghiaia sabbiosa	18,60		20,3	25,56
limo sabbioso	19,40	287,57	21,1	20,03
limo con strati sabbiosi	20,00	176,27	21,5	19,09
CPTU 16				
limo argilloso	22,40	103,52	20,2	17,37
sabbia debolmente limosa	22,80		21,5	19,91
limo	23,20	110,66	20,3	17,25
sabbia debolmente limosa	24,20		21,4	20,66
limo argilloso	26,60	87,64	20,2	15,87
limo sabbioso	27,20	285,35	20,7	18,19
limo argilloso	31,60	146,20	20,8	16,93
limo argilloso sabbioso	35,00	109,75	20,4	14,94

opera H - ponte via Bargellina - P 11	
---------------------------------------	--

APPROCCIO 1 COMBINAZIONE 2 A2 + M2+ R2 SLU E SISMICA

CPTU n 11

falda m dal P.C.

13.5

stratigrafia	profondità (m)	cu (KN/m2)	γ_{sat} (KN/m3)	ϕ' k
limo	0.80	168.51	20.79	31.83
sabbia limosa	2.00		21.52	30.40
limo argilloso	3.20	106.47	20.4	24.95
argilla limosa	6.60	112.62	20.1	22.86
limo argilloso	8.80	107.75	19.9	20.56

strato a lato fondazione

strato a lato fondazione

1° strato sotto fondazione

2° strato sotto fondazione

B (m)	18.7	larghezza fondazione
B' (m)	18.7	larghezza fondazione con eccentricità
L (m)	14.55	lunghezza fondazione
L' (m)	14.55	lunghezza fondazione con eccentricità
D (m)	3.7	profondità piano di posa

CONDIZIONI DRENATE - TENSIONI EFFICACI

$\phi 1'$ kM2	18.64
$\phi 2'$ kM2	16.70
ϕ' kM2 equiv	17.10
c1'kM2	0.00
c2'kM2	0.00
c'k M2 equiv	0.00
$\gamma 1$ M2	20.96
$\gamma 2$ M2	20.1
γ M2 equiv	19.94

M2	R2
$\gamma \phi = 1,25$	$\gamma R2 = 1,8$
$\gamma \phi = 1,25$	
$\gamma \phi = 1,25$	
$\gamma c' = 1,25$	
$\gamma c' = 1,25$	
$\gamma c' = 1,25$	
$\gamma \gamma = 1$	
$\gamma \gamma = 1$	

CALCOLO DELLA PORTANZA SPECIFICA

$$q_{lim} = c' \cdot N_c \cdot S_c \cdot d_c + \gamma_1 \cdot D \cdot N_q \cdot s_q \cdot d_q + 1/2 \cdot \gamma_2 \cdot B \cdot \gamma_2 \cdot s_\gamma \quad \text{per } D < B$$

799.62 (KN/m2)

4.4424 (Kg/cm2)

fattorizzata R2

CONDIZIONI NON DRENATE - TENSIONI TOTALI

ϕ'_{M2}	0
c_{u1M2}	80.44
c_{u2M2}	76.96
c_{uM2} equiv	77.68
γ_{1M2}	20.96

M2	R2
$\gamma_\phi = 1,25$	$\gamma_{R2} = 1,8$
$\gamma_{cu} = 1,4$	
$\gamma_\gamma = 1$	

CALCOLO DELLA PORTANZA SPECIFICA

CON FATTORI DI PROFONDITA'

$$q_{lim} = 5,14 \cdot c_u \cdot s_{co} \cdot d_{co} + \gamma_1 \cdot D \quad \text{per } D < B \quad (\text{KN/m2})$$

612.13

3.4007 (Kg/cm2)

fattorizzata R2

opera A - sottopasso via Lunga - S9 - P17 - lato Bologna

APPROCCIO 1 COMBINAZIONE 2 A2 + M2+ R2 SLU E SISMICA

STRATIGRAFIA RIFERIMENTO

CPTU 17

falda in m dal P.C.

2.3

stratigrafia	profondità (m)	cu (KN/m2)	γ_{sat} (KN/m3)	ϕ' k
sabbia ghiaiosa	1.00	359.36	18.02	35.95
sabbia limosa	1.80	243.90	21.38	27.51
BONIFICA	3.80		21.3	31.00
sabbia limosa	5.40	20.70	17.6	17.31
limo argilloso + strati s	8.20	42.61	18.8	19.70

strato a lato fondazione

1° strato sotto fondazio 1.5 METRI DI BONIFICA

2° strato sotto fondazione

B (m)	17.52	larghezza fondazione
B' (m)	17.52	larghezza fondazione con eccentricità
L (m)	28.96	lunghezza fondazione
L' (m)	28.96	lunghezza fondazione con eccentricità
D (m)	2.3	profondità piano di posa

CALCOLO IN CONDIZIONI DRENATE (conicidenti con non drenate)

TENSIONI EFFICACI

ϕ_1' kM2	25.67
ϕ_2' kM2	14.00
ϕ' kM2 equiv	15.10
C1'kM2	0.00
C2'kM2	0.00
C'k M2 equiv	0.00
γ_1 M2	21.38
γ_2 M2	21.3
γ M2 equiv	17.96

M2

R2

$\gamma_\phi = 1,25$	$\gamma_{R2} = 1,8$
$\gamma_\phi = 1,25$	
$\gamma_\phi = 1,25$	
$\gamma_{c'} = 1,25$	
$\gamma_{c'} = 1,25$	
$\gamma_{c'} = 1,25$	
$\gamma_\gamma = 1$	
$\gamma_\gamma = 1$	

CALCOLO DELLA PORTANZA SPECIFICA

CON FATTORI DI PROFONDITA'

$$q_{lim} = c' \cdot N_c \cdot s_c \cdot d_c + \gamma_1 \cdot D \cdot N_q \cdot s_q \cdot d_q + 1/2 \cdot \gamma_2 \cdot B \cdot \gamma_2 \cdot s_\gamma \quad \text{per } D < B$$

378.48 (KN/m2)

2.10 (Kg/cm2) fattorizzata R2

opera A - sottopasso via Lunga - S9 - P17 - lato Modena

APPROCCIO 1 COMBINAZIONE 2 A2 + M2+ R2

STRATIGRAFIA RIFERIMENTO

CPTU 17

falda in m dal P.C. **2.3**

stratigrafia	profondità (m)	cu (KN/m2)	γ_{sat} (KN/m3)	ϕ' k
sabbia ghiaiosa	1.00	359.36	18.02	35.95
sabbia limosa	1.80	243.90	21.38	27.51
BONIFICA	3.80		21.3	31.00
sabbia limosa	5.40	20.70	17.6	17.31
limo argilloso + strati s	8.20	42.61	18.8	19.70

strato a lato fondazione
1° strato sotto fondazione
2° strato sotto fondazione

B (m)	18.3	larghezza fondazione
B' (m)	18.3	larghezza fondazione con eccentricità
L (m)	28.96	lunghezza fondazione
L' (m)	28.96	lunghezza fondazione con eccentricità
D (m)	2.3	profondità piano di posa

ϕ_1' k _{M2}	25.67
ϕ_2' k _{M2}	14.00
ϕ' k _{M2 equiv}	15.06
c ₁ 'k _{M2}	0.00
c ₂ 'k _{M2}	0.00
c'k _{M2 equiv}	0.00
γ_1 M2	21.38
γ_2 M2	21.3
γ M2 equiv	17.94

M2

R2

$\gamma_\phi = 1,25$	$\gamma_{R2} = 1,8$
$\gamma_\phi = 1,25$	
$\gamma_\phi = 1,25$	
$\gamma_{c'} = 1,25$	
$\gamma_{c'} = 1,25$	
$\gamma_{c'} = 1,25$	
$\gamma_\gamma = 1$	
$\gamma_\gamma = 1$	

CALCOLO DELLA PORTANZA SPECIFICA

CON FATTORI DI PROFONDITA'

$$q_{lim} = c' \cdot N_c \cdot s_c \cdot d_c + \gamma_1 \cdot D \cdot N_q \cdot s_q \cdot d_q + 1/2 \cdot \gamma_2 \cdot B \cdot N_\gamma \cdot s_\gamma \quad \text{per } D < B$$

381.35 (KN/m2)

2.12 (Kg/cm2) fattorizzata R2

opera I - ponte via Cassoletta - S8 - P 14	
--	--

APPROCCIO 1 COMBINAZIONE 2 A2 + M2+ R2

CPTU 14 - S 8

falda m dal P.C. **7.8**

stratigrafia	profondità (m)	cu (KN/m2)	γ_{sat} (KN/m3)	$\phi'k$
terreno di riporto	0.60	27.80	18.44	24.98
limo argilloso	1.00	28.44	18.14	20.93
sabbia debolmente lir	1.60		20.1	27.90
limo argilloso	4.00	81.52	19.55	23.74
limo argilloso	5.60	100.35	18.53	21.14
ghiaia in matrice limo	7.40		21.57	33.70

strato a lato fondazione
strato a lato fondazione
1° strato sotto fondazione
2° strato sotto fondazione

B (m)	8.2	larghezza fondazione
B' (m)	8.2	larghezza fondazione con eccentricità
L (m)	12.25	lunghezza fondazione
L' (m)	12.25	lunghezza fondazione con eccentricità
D (m)	1.6	profondità piano di posa

CONDIZIONI DRENATE - TENSIONI EFFICACI

$\phi_1'k_{M2}$	19.38
$\phi_2'k_{M2}$	17.19
$\phi'k_{M2}$ equiv	18.58
$c_1'k_{M2}$	0.00
$c_2'k_{M2}$	0.00
$c'k_{M2}$ equiv	0.00
$\gamma_1 M2$	19.12
$\gamma_2 M2$	19.55
$\gamma M2$ equiv	19.18

M2	R2
$\gamma_\phi = 1,25$	$\gamma_{R2} = 1,8$
$\gamma_\phi = 1,25$	
$\gamma_\phi = 1,25$	
$\gamma_{c'} = 1,25$	
$\gamma_{c'} = 1,25$	
$\gamma_{c'} = 1,25$	
$\gamma_\gamma = 1$	
$\gamma_\gamma = 1$	

CALCOLO DELLA PORTANZA SPECIFICA

$$q_{lim} = c' \cdot N_c \cdot s_c \cdot d_c + \gamma_1 \cdot D \cdot N_q \cdot s_q \cdot d_q + 1/2 \cdot N_{\gamma} \cdot B \cdot \gamma_2 \cdot s_{\gamma} \quad \text{per } D < B \quad (\text{KN/m}^2)$$

443.12 (KN/m²)

2.46 (Kg/cm²)

fattorizzata R2

CONDIZIONI NON DRENATE - TENSIONI TOTALI

ϕ'_{KM2}	0
c_{U1M2}	58.22990196
c_{U2M2}	71.68163866
$c_{U \text{ M2 equiv}}$	63.11596364
$\gamma_{1 \text{ M2}}$	19.12

M2	R2
$\gamma_{\phi} = 1,25$	$\gamma_{R2} = 1,8$
$\gamma_{cu} = 1,4$	
$\gamma_{\gamma} = 1$	

CALCOLO DELLA PORTANZA SPECIFICA

$$q_{lim} = 5,14 \cdot c_u \cdot s_{co} \cdot d_{co} + \gamma_1 \cdot D \quad \text{per } D < B \quad (\text{KN/m}^2)$$

424.17 (KN/m²)

2.36 (Kg/cm²)

fattorizzata R2