

autostrade // per l'italia

AUTOSTRADA (A13) : BOLOGNA-PADOVA

TRATTO: BOLOGNA – FERRARA

AMPLIAMENTO ALLA TERZA CORSIA
TRATTO: BOLOGNA ARCOVEGGIO – FERRARA SUD

PROGETTO DEFINITIVO

AU-CORPO AUTOSTRADALE


OPERE COMPLEMENTARI

PANNELLI A MESSAGGIO VARIABILE

Relazione di calcolo delle fondazioni

IL PROGETTISTA SPECIALISTICO Ing. Marco Pietro D'Angelantonio Ord. Ingg. Milano N.20155 RESPONSABILE GEOTECNICA ALL'APERTO	IL RESPONSABILE INTEGRAZIONE PRESTAZIONI SPECIALISTICHE Ing. Federica Ferrari Ord. Ingg. Milano N. 21082	IL DIRETTORE TECNICO Ing. Orlando Mazza Ord. Ingg. Pavia N. 1496 PROGETTAZIONE NUOVE OPERE AUTOSTRADALI
---	---	--

CODICE IDENTIFICATIVO														Ordinatore:			
RIFERIMENTO PROGETTO				RIFERIMENTO DIRETTORIO						RIFERIMENTO ELABORATO				—			
Codice	Commissa	Lotto, Sub-Prog. Cod. Appalto	Fase	Capitolo	Paragrafo	tipologia	WBS progressivo	PARTE D'OPERA		Tip.	Disciplina	Progressivo	Rev.				
1	1	1306	0001	P	D	000000	000000	000000	000000	0	A	P	E	0040	—	—	SCALA: —

 gruppo Atlantia	PROJECT MANAGER: Ing. Federica Ferrari Ord. Ingg. Milano N. 21082		SUPPORTO SPECIALISTICO:		REVISIONE		
					n.	data	
					0	NOVEMBRE 2016	
					1	—	
					2	—	
REDATTO:	—		VERIFICATO:	—		3	—
						4	—

	VISTO DEL COMMITTENTE  IL RESPONSABILE UNICO DEL PROCEDIMENTO Ing. Antonio Tosi	VISTO DEL CONCEDEnte  Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti <small>DIPARTIMENTO PER LE INFRASTRUTTURE, GLI AFFARI GENERALI E IL PERSONALE STRUTTURADIVIGILANZA SULLE CONCESSIONARIE AUTOSTRADALI</small>
--	--	--

SPEA ENGINEERING

AUTOSTRADA (A13) BOLOGNA-PADOVA

Ampliamento alla terza corsia del tratto

Bologna Arcoveggio – Ferrara Sud

PROGETTO DEFINITIVO

OPERE COMPLEMENTARI

SEGNALETICA

Portali a Messaggio Variabile

Relazione di calcolo delle fondazioni

APE040



Indice

1. PREMESSA.....	3
2. SOFTWARE DI CALCOLO	4
3. NORMATIVA	4
4. MATERIALI	4
5. PROFILO STRATIGRAFICO E CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA DELL'AREA.....	5
5.1 PORTALI PMV	5
6. TIPOLOGIA DI FONDAZIONE ADOTTATE.....	6
7. CRITERI DI VERIFICA E DI CALCOLO FONDAZIONI PROFONDE	7
7.1 PREMESSA.....	7
7.2 CRITERI DI PROGETTAZIONE AGLI STATI LIMITE	7
7.3 VERIFICHE DI SICUREZZA	10
7.4 RESISTENZA CARATTERISTICA (R_k) DI PALI SOGGETTI A CARICHI ASSIALI	12
7.4.1 <i>Stima della resistenza dei pali/micropali soggetti a carichi assiali.</i>	15
7.5 COMPORTAMENTO DI PALI IN GRUPPO SOGGETTI A CARICHI TRASVERSALI	16
8. AZIONI DI CALCOLO IN FONDAZIONE.....	21
9. RISULTATI ANALISI.....	24
9.1 PREMESSA.....	24
9.2 STIMA DELLA RESISTENZA DEI PALI SOGGETTI A CARICHI ASSIALI	25
9.3 RISULTATI ANALISI	28
9.4 VERIFICHE STRUTTURALI.....	30
9.4.1 <i>Palo $\phi 800$</i>	30
9.5 VERIFICA DEI REQUISITI PRESTAZIONALI DELLA FONDAZIONE	33

1. PREMESSA

Il presente documento riporta le verifiche geotecniche delle fondazioni delle opere previste per la realizzazione dei portali a messaggio variabile previsti nell'ambito del progetto definitivo di ampliamento alla 3^a corsia della tratta Bologna Arcoveggio – Ferrara Sud, dalla progr. km 0+000 (svincolo di Bologna Arcoveggio) alla progr. km 34+300 (svincolo di Ferrara Sud) dell'Autostrada A13 Bologna Padova

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

Sono previste le seguenti opere:

Progressiva	Tipologia
1+570.0	PMV
1+608.0	PMV
4+296.0	PMV
6+793.0	PMV
9+515.0	PMV
19+783.2	PMV
21+175.2	PMV
32+613.2	PMV

Tale tipologia è stata scelta in funzione dell'entità dei carichi agenti a livello di imposta delle fondazioni, della natura dei terreni presenti e della morfologia dei rilevati in progetto.

2. SOFTWARE DI CALCOLO

Geotechnical Survival Software 3.0.0 (GEI s.r.l.)

Group for Windows - Version 6, Ensoft Inc (1985-2003).

3. NORMATIVA

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

4. MATERIALI

Calcestruzzo magro:

- Caratteristica di resistenza minima C12/15
- Classe di esposizione X0

Calcestruzzo per fondazioni:

- Caratteristica di resistenza minima C28/35
- Classe di esposizione XC2

Calcestruzzo per pali di fondazione:

- Caratteristica di resistenza minima C25/30
- Classe di esposizione XC2
- Copriferro Nominale 75mm

Acciaio per armature ordinarie:

- Barre nervate tipo B450C.
fyk > 450 Mpa ftk > 540 Mpa

5. PROFILO STRATIGRAFICO E CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA DELL'AREA

Le condizioni stratigrafiche di riferimento per il sottosuolo del progetto in esame sono rappresentate nei Profili Geotecnici, cui si fa rimando per maggiori dettagli.

Da un punto di vista stratigrafico sia le nuove indagini eseguite che quelle pregresse evidenziano la presenza di terreni relativamente omogenei, da un punto di vista litologico, prevalentemente costituiti da materiali coesivi (limi-argillosi con percentuali variabili di sabbia). Si rileva inoltre la frequente presenza di livelli torbosi (T) a diverse quote da piano campagna, con spessori da decimetrici a metrici anche metrici.

Lungo il tracciato autostradale sono state individuate le seguenti unità stratigrafiche principali:

- l'unità A1, costituita da terreni prevalentemente a grana fine (argille limose e limi argillosi);
- l'unità A2, costituita da terreni prevalentemente granulari (sabbie, sabbie limose e sabbie con limo).

Tali unità sono state suddivise lungo il tracciato in macrozone, omogenee dal punto di vista della sequenza litostratigrafica per maggiori dettagli si rimanda alla relazione geotecnica generale. Sulla base di quanto sopra esposto, per le opere in oggetto si è adottata la seguente stratigrafia tipologica:

5.1 PORTALI PMV

I portali poggiano strati di materiale ci portanza eterogenea; cautelativamente si considerano parametri geotecnici mediati ossia:

Da	a	UNITA'	γ	ϕ	Nspt	c'	Cu
[m]	[m]	[-]	[KN/m ³]	[°]	[colpi/30cm]	[KPa]	[KPa]
0.0*	-15.00	A1a	19	24-27	10-15	0-10	60
-15.00	-22.00	A2	19	34-37	20-30	0	0
-22.00	-27.50	A1a	19	24-27	10-15	0-10	60+3.5(z-15)
-27.50	-35.00	A2	19	34-37	20-30	0	0

[*] Testa pali

Tabella 1: Stratigrafia e parametri geotecnici portale

6. TIPOLOGIA DI FONDAZIONE ADOTTATE

La seguente figura illustra la distribuzione planimetrica e lo sviluppo verticale della fondazione.

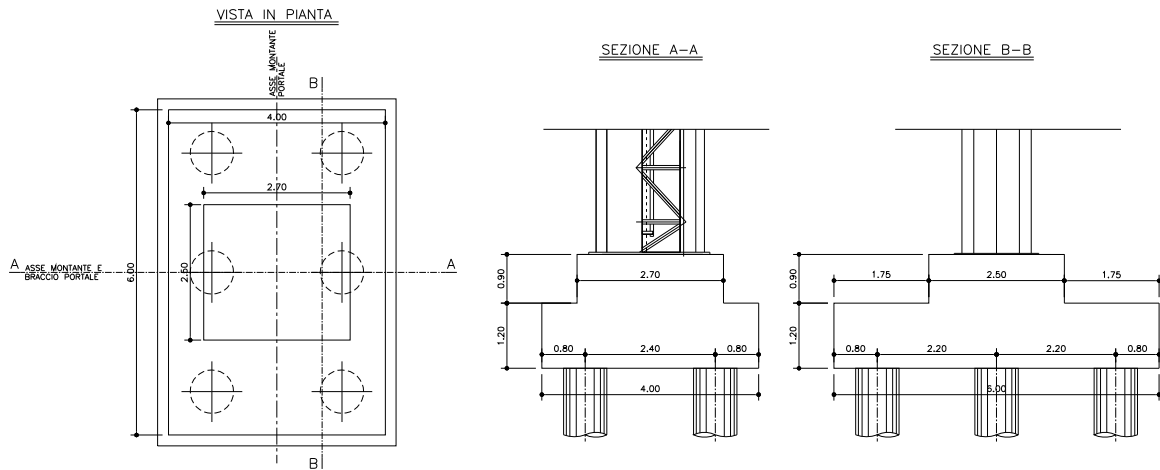


Figura 1:– Pianta e Sezione Fondazioni portale PMV

7. CRITERI DI VERIFICA E DI CALCOLO FONDAZIONI PROFONDE

7.1 PREMESSA

Le verifiche contenute nel presente documento fanno riferimento a quanto descritto per i sistemi di fondazione nel Doc. rif. [1] e successiva circolare esplicativa (doc. rif. [2]).

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

7.2 CRITERI DI PROGETTAZIONE AGLI STATI LIMITE

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

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

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

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

dove

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

R_d è il valore di progetto della resistenza.

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

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

Per l'approccio progettuale adottato (*Approccio 1*) sono previste due diverse combinazioni di gruppi di coefficienti:

- la prima combinazione (STR), per la quale si adottano i coefficienti parziali sulle azioni del gruppo (A1), è generalmente più severa nei confronti del dimensionamento strutturale delle opere a contatto con il terreno,
- la seconda combinazione (GEO), per la quale si adottano i coefficienti parziali sulle azioni del gruppo (A2), è generalmente più severa nei riguardi del dimensionamento geotecnico.

Per entrambe le combinazioni i coefficienti parziali sui materiali (M1) sono identici, mentre sulle resistenze (R1) e (R2) sono definiti specificatamente in funzione della differente combinazione.

Sinteticamente le verifiche di cui sopra devono essere svolte considerando:

Approccio 1:

- Combinazione 1 (STR): $A1 + M1 + R1$
- Combinazione 2 (GEO): $A2 + M1 + R2$

tenendo conto dei coefficienti parziali estratti dalle NTC (Doc. rif. [1]) e riportati nella Tabella 2, nella Tabella 3 e nella Tabella 4.

Tabella 2: Coefficienti parziali sulle azioni

CARICHI	EFFETTO	Coefficiente parziale γ_F (o γ_E)	(A1) STR	(A2) GEO
Permanenti	Favorevole	γ_{G1}	1.0	1.0
	Sfavorevole		1.3	1.0
Permanenti non strutturali (1)	Favorevole	γ_{G2}	0.0	0.0
	Sfavorevole		1.5	1.3
Variabili	Favorevole	γ_{Qi}	0.0	0.0
	Sfavorevole		1.5	1.3

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

Tabella 3: Coefficienti parziali sulle caratteristiche meccaniche dei terreni

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

Tabella 4: Coefficienti parziali sulle resistenze per pali trivellati

VERIFICA	Coefficiente parziale	(R1)	(R2)
Punta	γ_b	1.00	1.7
Laterale in compressione	γ_s	1.00	1.45
Totale ⁽¹⁾	γ_t	1.00	1.6
Laterale in trazione	$\gamma_{s;t}$	1.00	1.6

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

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

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

dove

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

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

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

7.3 VERIFICHE DI SICUREZZA

Come riportato al par. 6.4.3.1 della Normativa di riferimento (Doc. Rif.[1]), per le opere di fondazione su micropali, sono state prese in considerazione le seguenti verifiche agli stati limite ultimi in campo statico e in campo sismico (SLU) e agli stati limite di esercizio (SLE):

- SLU di tipo Geotecnico (Comb. GEO), relative a condizioni di:
 - collasso per carico limite della palificata nei riguardi dei carichi assiali di compressione – la verifica del collasso per carico limite nei confronti dei carichi assiali è condotta confrontando la massima azione di compressione agente in testa al palo E_d con la resistenza di progetto a compressione del palo singolo $R_{c,d}$; la massima azione E_d agente sui singoli pali è determinata mediante un'analisi di gruppo dei micropali con il codice di calcolo Group a partire dalle combinazioni di carico definite dal Progettista Strutturale;
 - collasso per carico limite di sfilamento nei riguardi dei carichi assiali di trazione – la verifica del collasso per carico limite nei confronti dei carichi assiali di trazione è condotta confrontando la massima azione di trazione agente in testa al palo E_d con la resistenza di progetto a trazione del palo singolo $R_{t,d}$; la massima azione E_d agente sui singoli pali è determinata mediante un'analisi di

gruppo dei micropali con il codice di calcolo Group a partire dalle combinazioni di carico definite dal Progettista Strutturale;

- SLU di tipo strutturale (Comb. STR), relative a condizioni di:
 - Verifica della resistenza strutturale dei micropali – valutata confrontando le resistenze strutturali di progetto con la massima azione agente sui singoli micropali tramite l'analisi del comportamento in gruppo dei micropali a partire dalle combinazioni di carico definite dal Progettista Strutturale;
- SLE relative a condizioni statiche e sismiche:
 - verifica dei requisiti prestazionali della fondazione – valutata mediante l'analisi del comportamento in gruppo dei micropali, per le fondazioni ordinarie su micropali, a partire dalle combinazioni di carico definite dal Progettista Strutturale;

7.4 RESISTENZA CARATTERISTICA (R_k) DI PALI SOGGETTI A CARICHI ASSIALI

I calcoli della capacità portante dei pali con riferimento ad una analisi agli stati limite sono state condotte come previsto dalle Norme Tecniche per le Costruzioni del gennaio 2008.

La resistenza caratteristica (R_k) del palo singolo può essere determinata mediante tre approcci distinti secondo quanto indicato nelle (NTC):

- a) da risultati di prove di carico statico di progetto su pali pilota;
- b) da metodi di calcolo analitici a partire da valori caratteristici dei parametri geotecnici oppure con relazioni empiriche che utilizzino direttamente i risultati di prove in sito (CPT, SPT, pressiometriche, ecc.);
- c) da risultati da prove dinamiche di progetto su pali pilota.

Nelle verifiche condotte nel presente documento la resistenza caratteristica (R_k) è stata stimata adottando l'approccio "b".

Si è proceduto come di seguito descritto.

Caso b) con riferimento alle procedure analitiche di seguito illustrate (paragrafo. 7.4.1), il valore caratteristico della resistenza a compressione e a trazione è ottenuto come:

$$R_k = \min \left\{ \frac{R_{MEDIA}}{\xi_3}; \frac{R_{MIN}}{\xi_4} \right\};$$

con: R_{MEDIA} e R_{MIN} le resistenze calcolate e i fattori di correlazione ξ in funzione del numero di verticali indagate.

Qualora si abbiano a disposizione prove in sito continue (prova tipo CPT o DMT) o discontinue (SPT, pressiometriche, ecc.), ma con passi di campionamenti sufficientemente fitti da considerare una misura continua con la profondità, la stima della resistenza caratteristica è condotta secondo i seguenti passi:

- 1 per ogni verticale di indagine si calcola il profilo di resistenza con la profondità in funzione delle prove in sito e di laboratorio assumendo i valori medi a disposizione nella singola verticale
- 2 stima, tra quelli calcolati, del profilo di resistenza medio (R_{MEDIA}) e di resistenza minimo (R_{MIN});
- 3 la resistenza caratteristica R_k , a compressione o a trazione, sarà il minore dei valori ottenuti:

$$R_k = \min \left\{ \frac{R_{MEDIA}}{\xi_3}; \frac{R_{MIN}}{\xi_4} \right\}$$

con ξ_3 e ξ_4 fattori di correlazione funzione del numero di verticali indagate (Tabella 5).

Qualora, invece, si abbiano a disposizione prove in sito o di laboratorio discrete si procederà secondo il seguente schema:

- 1 per ogni strato vengono scelti il valore medio e minimo tra tutti i valori a disposizione necessari per il calcolo del profilo di resistenza con la profondità;
- 2 stima del profilo di resistenza medio (R_{MEDIA}) e di resistenza minimo (R_{MIN}) adottando i parametri medi e minimi ottenuti al punto presedente;
- 3 la resistenza caratteristica (R_k), a compressione o a trazione, sarà il minore dei valori ottenuti:

$$R_k = \min \left\{ \frac{R_{MEDIA}}{\xi_3}; \frac{R_{MIN}}{\xi_4} \right\}$$

con ξ_3 e ξ_4 fattori di correlazione funzione del numero di verticali indagate (Tabella 5).

Tabella 5: Fattori di correlazione ξ (vedi tab. 6.4.IV NTC)

Numero prove di indagine	1	2	3	4	5	7	≥ 10
ξ_3	1.70	1.65	1.60	1.55	1.50	1.45	1.40
ξ_4	1.70	1.55	1.48	1.42	1.34	1.28	1.21

La resistenza di progetto R_d si ottiene applicando alla resistenza caratteristica R_k i coefficienti parziali γ_R indicati Tabella 6.

In seguito la resistenza di progetto R_d viene confrontata con le azioni assiali, di compressione o di trazione, provenienti dall'analisi della fondazione di pali al variare delle combinazioni di carico.

I criteri utilizzati per la stima delle curve di capacità portante a compressione e trazione sono illustrati nel successivo paragrafo 7.4.1.

Tabella 6: Coefficienti parziali da applicare alle resistenze caratteristiche di pali soggetti a carichi assiali (vedi tab. 6.4.II NTC)

Resistenza	γ_R	Pali infissi			Pali trivellati			Pali ad elica continua		
		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 (compressione)	γ_s	1.0	1.45	1.15	1.0	1.45	1.15	1.0	1.45	1.15
Totale ⁽³⁾	γ_T	1.0	1.45	1.15	1.0	1.6	1.30	1.0	1.55	1.25
Laterale (trazione)	γ_{st}	1.0	1.6	1.25	1.0	1.6	1.25	1.0	1.6	1.25

⁽³⁾ – da applicare alle resistenze caratteristiche dedotte da risultati di prove di carico di progetto.

7.4.1 Stima della resistenza dei pali/micropali soggetti a carichi assiali.

La portata limite (Q_{LIM}) di un micropalo è stata calcolata con riferimento all'equazione:

$$Q_{LIM} = Q_{B,LIM} + Q_{L,LIM} = q_b \cdot A_B + \sum_i \pi \cdot D_{Si} \cdot \Delta H_i \cdot \tau_{LIM,i} \quad \text{compressione}$$

$$Q_{LIM} = W + Q_{L,LIM} = \gamma'_{cls} \left(\sum_i \Delta H_i \right) \cdot A_B + \sum_i \pi \cdot D_{Si} \cdot \Delta H_i \cdot \tau_{LIM,i} \quad \text{trazione}$$

con:

$Q_{B,LIM}$ = portata limite di base che viene in questo caso assunta nulla;

$Q_{L,LIM}$ = portata limite laterale;

W = peso proprio del palo;

q_b = portata unitaria di base;

γ'_{cls} = peso di volume sommerso del calcestruzzo armato

A_B = area di base;

D_{Si} = diametro del concio i^{mo} di palo;

ΔH_i = altezza del concio i^{mo} di micropalo della zona iniettata;

$\tau_{LIM,i}$ = attrito laterale unitario limite del concio i^{mo} di palo;

Per il calcolo della capacità portante dei micropali è stata adottata la teoria di Bustamante e Doix (1985).

Gli autori distinguono fra micropali eseguiti con iniezioni ripetute e controllate con tubo e valvole e doppio otturatore (IRS, *injection répétitive et sélective*) e getto dell'intero palo in un'unica soluzione (IGU, *injection globale unique*).

7.5 COMPORTAMENTO DI PALI IN GRUPPO SOGGETTI A CARICHI TRASVERSALI.

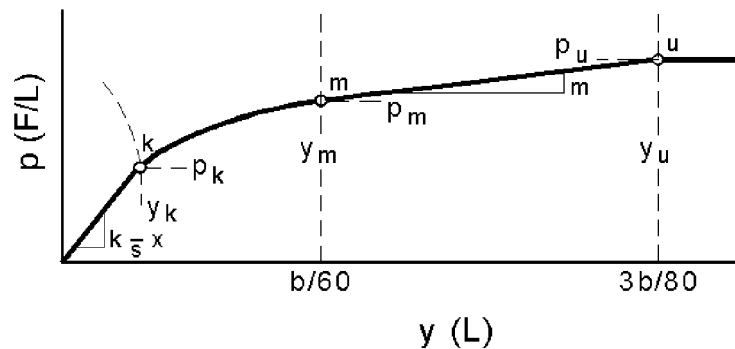
Il comportamento di pali in gruppo soggetti a carichi trasversali è stata effettuata mediante il programma di calcolo GROUP. Il programma di calcolo permette di analizzare il comportamento di una palificata sottoposta a carichi orizzontali e verticali modellando l'interazione terreno struttura mediante curve p-y. Le curve p-y, che esprimono la resistenza del terreno in funzione della profondità e dello spostamento del palo, possono essere ricavate in relazione alla tipologia di terreni e alle proprietà meccaniche che li caratterizzano, in accordo alle procedure proposte da:

Reese, Cox e Koop (1975)	per sabbie
Welch e Reese (1975)	per argille tenere sotto falda
Reese, Cox e Koop (1975)	per argille dure sotto falda
Reese–Welch (1972)	per argille dure sopra falda

Il programma permette di scegliere tra uno dei modelli sopra esposti.

I metodi di calcolo sono descritti sinteticamente nelle pagine seguenti con riferimento sia a carichi statici sia a carichi ciclici.

Modello per sabbie Cox e Reese (1975)



1- calcolo di $p = \min(p_{u1}; p_{u2})$

$$p_{u1} = \gamma \cdot z \cdot \frac{K_0 \cdot z \cdot \tan \phi \cdot \sin \beta}{\tan(\beta - \phi) \cdot \cos \alpha} \cdot A_1 + \frac{\tan \beta}{\tan(\beta - \phi)} \cdot (D \cdot A_3 + z \cdot \tan \beta \cdot \tan \alpha \cdot A_3^2) + \gamma \cdot z \cdot [K_0 \cdot z \cdot \tan \beta \cdot (\tan \phi \cdot \sin \beta - \tan \alpha) \cdot A_1 - K_a \cdot D]$$

$$p_{u2} = K_a \cdot D \cdot \gamma \cdot z \cdot (\tan^2 \beta - 1) + K_0 \cdot D \cdot \tan \phi \cdot \tan^4 \beta$$

$$A_1 = (4 \cdot A_2^3 - 3 \cdot A_2^2 + 1)$$

$$A_2 = (\tan \beta \cdot \tan \delta) / (\tan \beta \cdot \tan \delta + 1)$$

$$A_3 = 1 - A_2$$

dove:

p_u resistenza laterale unitaria ultima

y spostamento orizzontale

γ peso di volume efficace

z profondità da p.c.

K_0 coefficiente di spinta a riposo

ϕ angolo di attrito

$\beta = 45 + \phi/2$

$\alpha = \phi/2$

D diametro del palo

$K_a = \tan^2(45 + \phi/2)$

δ inclinazione del piano campagna rispetto all'orizzontale

2- calcolo di $p_u = A_i \cdot p$

3- calcolo di $p_m = B_i \cdot p$

4- definizione del tratto iniziale della curva p-y

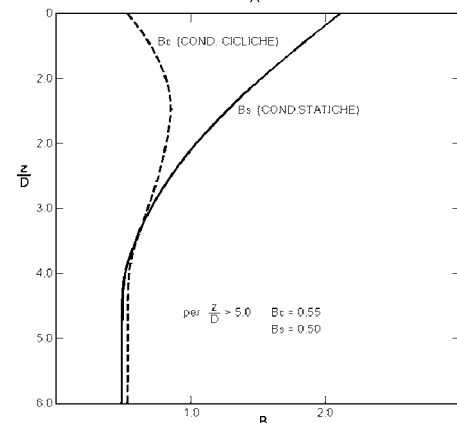
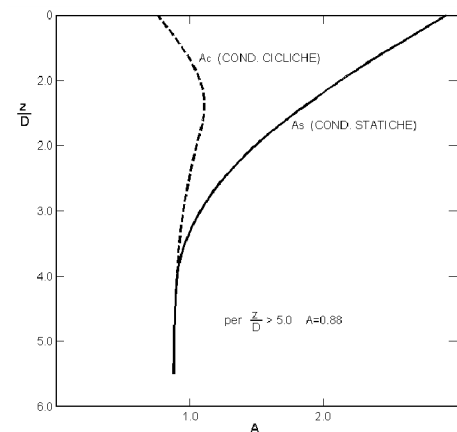
5- definizione del tratto parabolico della curva p-y

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

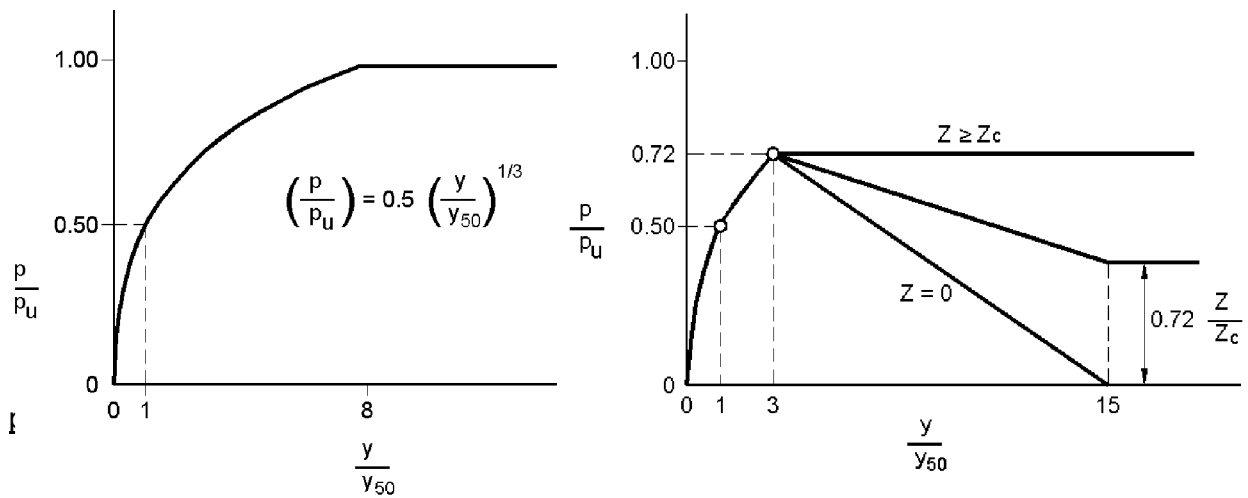
dove:

$$n = p_m / m y_m$$

$$C = p_m / (y_m)^{1/n}$$



Modello Welch e Reese (1975) per argille tenere sotto falda



$$p_{u2} = \gamma c_u D \alpha$$

$$\alpha = 1/(1+\tan\delta)$$

$$p_u = \min(p_{u1}; p_{u2})$$

$$p/p_u = 0.5 (y/y_{50})^{1/3}$$

$$y_{50} = 2.5 \varepsilon_{50} D$$

dove:

p_u resistenza laterale unitaria ultima

σ' pressione geostatica verticale efficace alla quota z

c_u coesione non drenata

z profondità da p.c.

D diametro del palo

δ inclinazione del piano campagna rispetto all'orizzontale

y spostamento orizzontale

y_{50} spostamento orizzontale per $p=0.5 p_u$

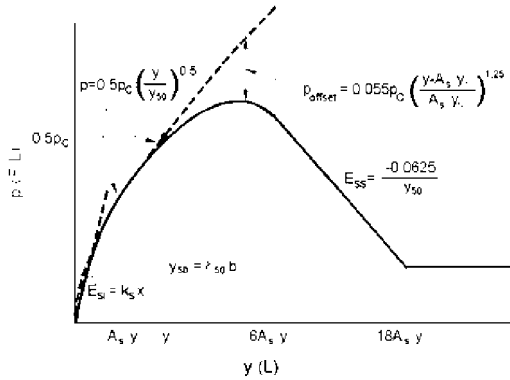
ε_{50} deformazione unitaria corrispondente ad una mobilitazione delle tensioni tangenziali pari al 50% della resistenza al taglio

per carichi ciclici

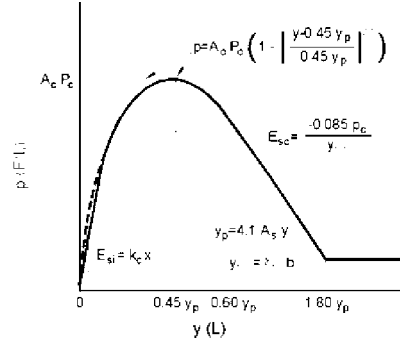
$$z_c = [6 c_u D] / [\gamma' D + 0.5 c_u] \alpha$$

γ' = peso di volume efficace

Modello Reese, Cox e Koop (1975) per argille dure sotto falda



Carichi statici



Carichi ciclici

$$p_{u1} = (3 c_u D + \sigma' D + 2.83 c_u z)$$

$$p_{u2} = 11 c_u D \alpha$$

$$\alpha = 1/(1+\tan\delta)$$

$$p_u = \min (p_{u1}; p_{u2})$$

p_u resistenza laterale unitaria ultima

z profondità da p.c.

σ' pressione geostatica verticale efficace alla profondità z

c_u coesione non drenata

D diametro del palo

y spostamento orizzontale

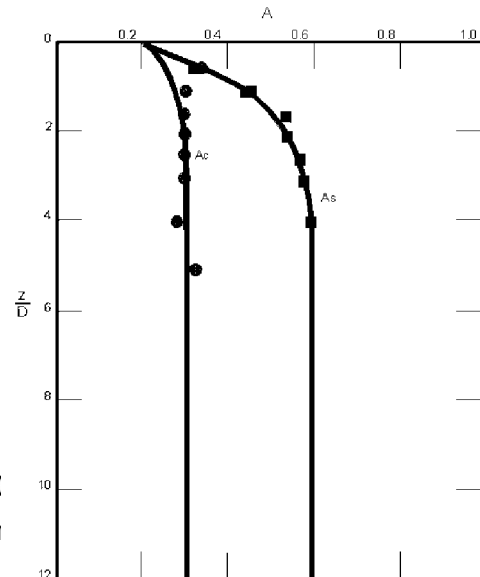
$y_{50} = 2.5 \epsilon_{50} D =$ spostamento orizzontale per $p=C$

ϵ_{50} deformazione unitaria corrispondente ad una n pari al 50% della resistenza al taglio

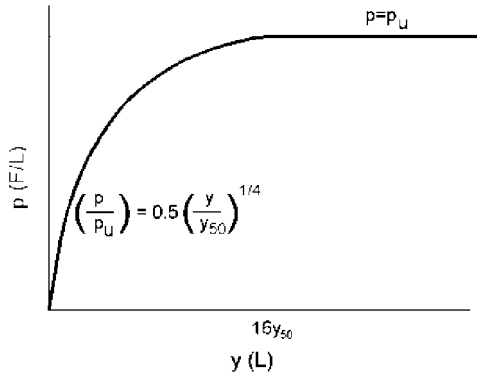
K_s pendenza del tratto iniziale della curva carichi statici

K_c pendenza del tratto iniziale della curva carichi ciclici

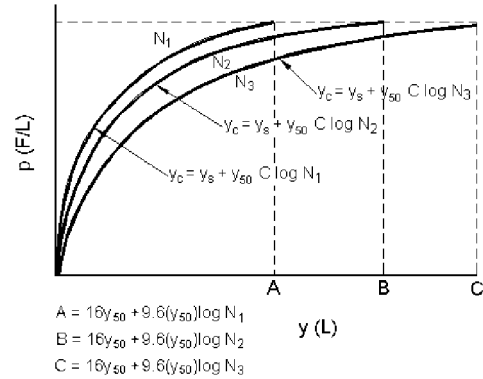
A_c parametro empirico



Modello Welch-Reese (1972) e Reese-Welch () per argille dure sopra falda



Carichi statici



Carichi ciclici

$$p_{u1} = [3c_u D + \gamma' D z + 2.83c_u z] \alpha$$

$$p_{u2} = 9 c_u D \alpha$$

$$\alpha = 1/(1+\tan\delta)$$

$$p_u = \min (p_{u1}; p_{u2})$$

dove:

p_u resistenza laterale unitaria ultima

γ' peso di volume unitario

c_u coesione non drenata

z profondità da p.c.

D diametro del palo

δ inclinazione del piano campagna rispetto all'orizzontale

y spostamento orizzontale

y_{50} spostamento orizzontale per $p=0.5 p_u (= 2.5 \varepsilon_{50} D)$

ε_{50} deformazione unitaria corrispondente ad una mobilitazione delle tensioni tangenziali pari al 50% della resistenza al taglio

K_s pendenza del tratto iniziale della curva

8. AZIONI DI CALCOLO IN FONDAZIONE

Nel presente paragrafo sono riassunti i carichi di progetto in fondazioni secondo le combinazioni prescritte dal D.M. 2008, con il sistema di riferimento assunto nel calcolo strutturale.

Le sollecitazioni sono state valutate rispetto al baricentro del plinto di fondazione, secondo il sistema di riferimento riportato in Figura 2

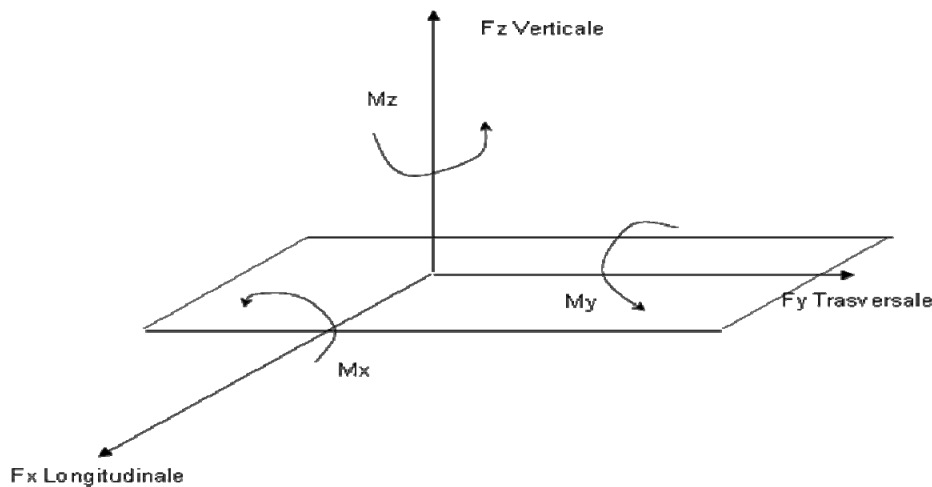


Figura 2: Sistema di riferimento carichi di progetto

Le combinazioni analizzate risultano essere le seguenti:

- Combinazione SLU-(STR): combinazione per lo stato limite ultimo strutturale;
- Combinazione SLU-(GEO): combinazione per lo stato limite ultimo geotecnico;
- Combinazione SLE: combinazione allo stato limite d'esercizio;

e solo per i portali a bandiera e PMV in quanto di fondazioni significative.

- Combinazione SLV: combinazione per lo stato limite ultimo sismico.

Per le analisi di dettaglio dei carichi si rimanda agli elaborati STR delle opere.

Le seguenti tabelle riportano le sollecitazioni agenti alla base della fondazione:

		Fx	Fy	Fz	Mx	My	Mz
		Longitudinale	Trasversale	Verticale	Trasversale	Longitudinale	Torcente
		(kN)	(kN)	(kN)	(kNm)	(kNm)	(kNm)
COMBINAZIONE SLU-(STR)	STR1	0	-57	-1389	466	1200	-303
	STR2	0	96	-1033	-797	633	504
	STR3	0	-96	-1033	784	633	-504
	STR4	0	96	-1343	-799	823	504
	STR5	0	-57	-1389	466	1200	-303
	STR6	0	96	-1033	-797	633	504
	STR7	0	96	-1343	-799	823	504
	STR8	0	-96	-1033	784	633	-504
	STR9	0	-96	-1033	784	633	-504
	STR10	0	57	-1389	-483	1200	303
	STR11	0	-96	-1033	784	633	-504
	STR12	0	96	-1343	-799	823	504
		Fx	Fy	Fz	Mx	My	Mz
		Longitudinale	Trasversale	Verticale	Trasversale	Longitudinale	Torcente
		(kN)	(kN)	(kN)	(kNm)	(kNm)	(kNm)
COMBINAZIONE SLU-(GEO)	GEO1	0	-50	-1073	405	960	-262
	GEO2	0	83	-1033	-692	633	437
	GEO3	0	-83	-1033	679	633	-437
	GEO4	0	83	-1033	-692	633	437
	GEO5	0	-50	-1073	405	960	-262
	GEO6	0	83	-1033	-692	633	437
	GEO7	0	83	-1033	-692	633	437
	GEO8	0	-83	-1033	679	633	-437
	GEO9	0	-83	-1033	679	633	-437
	GEO10	0	50	-1073	-418	960	262
	GEO11	0	-83	-1033	679	633	-437
	GEO12	0	83	-1033	-692	633	437

Tabella 7: - azioni base della fondazione per il portale PMV (continua)

		Fx	Fy	Fz	Mx	My	Mz
		Longitudinale	Trasversale	Verticale	Trasversale	Longitudinale	Torcente
		(kN)	(kN)	(kN)	(kNm)	(kNm)	(kNm)
COMBINAZIONE SLV	SIS1	-380	12	-966	-618	-798	-512
	SIS2	380	-12	-929	605	968	512
	SIS3	-17	-351	-966	-336	-516	-512
	SIS4	17	351	-929	323	685	512
	SIS5	179	-155	-966	-488	-364	-512
	SIS6	-179	155	-929	475	533	512
	SIS7	-17	208	-966	-770	-516	-512
	SIS8	17	-208	-929	757	685	512
	SIS9	-380	-155	-966	-488	-798	-512
	SIS10	380	155	-929	475	968	512
	SIS11	-380	12	-966	-618	-798	-512
	SIS12	380	-12	-929	605	968	512
		Fx	Fy	Fz	Mx	My	Mz
		Longitudinale	Trasversale	Verticale	Trasversale	Longitudinale	Torcente
		(kN)	(kN)	(kN)	(kNm)	(kNm)	(kNm)
COMBINAZIONE SLE Rara	SLE1	0	-38	-1064	310	885	-202
	SLE2	0	64	-1033	-534	633	336
	SLE3	0	-64	-1033	521	633	-336
	SLE4	0	64	-1033	-534	633	336
	SLE5	0	-38	-1064	310	885	-202
	SLE6	0	64	-1033	-534	633	336
	SLE7	0	64	-1033	-534	633	336
	SLE8	0	-64	-1033	521	633	-336
	SLE9	0	-64	-1033	521	633	-336
	SLE10	0	38	-1064	-323	885	202
	SLE11	0	-64	-1033	521	633	-336
	SLE12	0	64	-1033	-534	633	336

Tabella 8: - azioni base della fondazione per il portale PMV

9. RISULTATI ANALISI

9.1 PREMESSA

Nella seguente figura è illustrato lo schema della palificata, con il sistema di riferimento globale e la numerazione dei pali utilizzata nei calcoli.

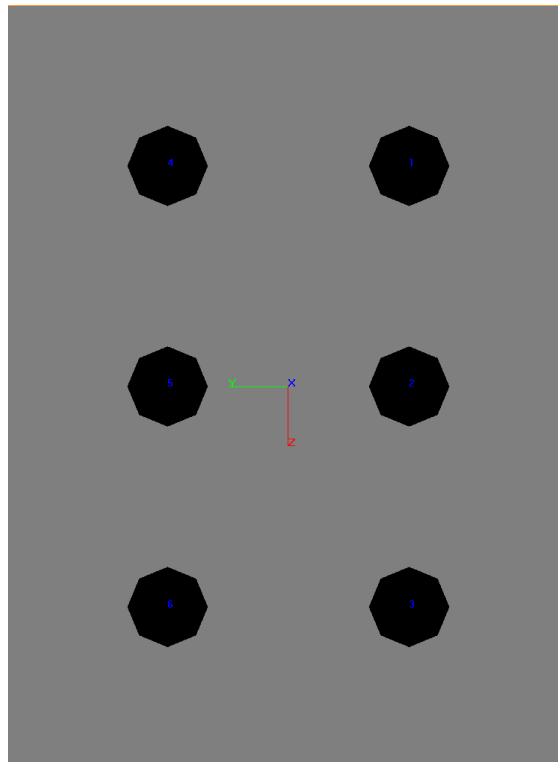


Figura 3: Numerazione Pali

9.2 STIMA DELLA RESISTENZA DEI PALI SOGGETTI A CARICHI ASSIALI

In accordo a quanto descritto nel paragrafo 0, di seguito è condotta la stima della resistenza di progetto dei micropali/pali R_d , in funzione della profondità.

Utilizzando le formulazioni indicate al par. 7.4.1 è possibile ottenere i profili di resistenza caratteristica e di progetto riportate nel seguito. La resistenza caratteristica è stimata secondo quanto descritto al par. 7.4 adottando i coefficienti parziali ξ_3 e ξ_4 relativi a n.1 verticale di indagini a disposizione per sistema di fondazione.

I valori delle resistenze di progetto, così trovati sono poi confrontati con i valori delle sollecitazioni assiali risultanti dai calcoli secondo l'approccio 1, combinazione 2 (A2+M1+R2).

coefficienti parziali da applicare alle resistenze caratteristiche

resistenza	pali infissi			pali trivellati		
	R1	R2	R3	R1	R2	R3
base: γ_b	1	1.45	1.2	1	1.7	1.35
laterale: γ_s	1	1.45	1.2	1	1.45	1.15
lat.Trazione	1	1.6	1.3	1	1.6	1.25

fattori di correzione ξ per la determinazione della resistenza caratteristica in funzione del numero di verticali indagate

n verticali	1	2	3	4	5	7	>10
ξ_3	1.7	1.65	1.6	1.55	1.5	1.45	1.4
ξ_4	1.7	1.55	1.5	1.42	1.34	1.28	1.2

Risulta che i valori caratteristici di resistenza a compressione e trazione sono pari a:

PALI			Rd (A1+M1+R2)		Rd (A1+M1+R3)	
num.	diam	lunghezza	compres	trazione	compres	trazione
[-]	[mm]	[m]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]
6	$\phi 800$	17.0	585	400	740	495

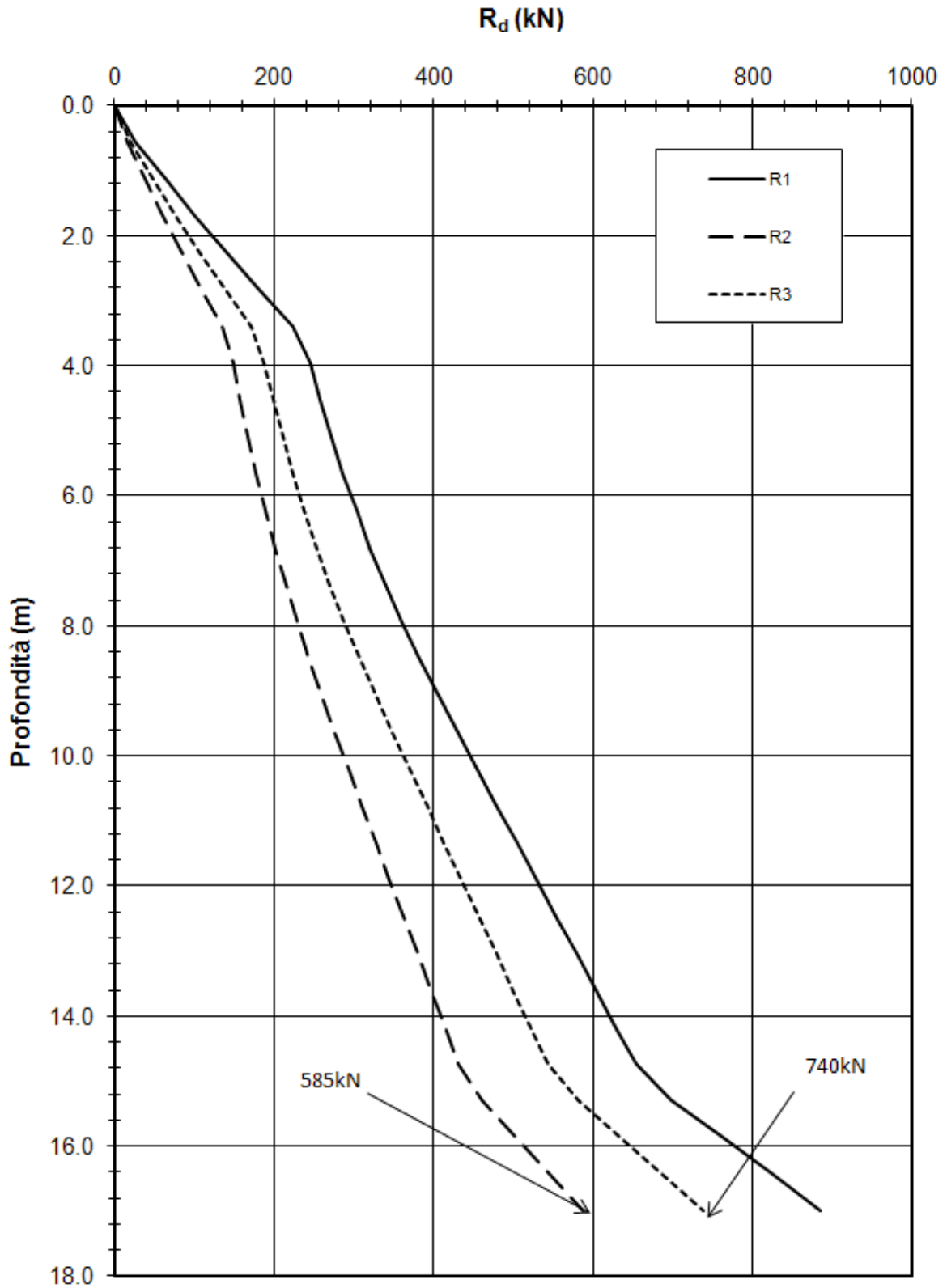


Figura 4: Resistenza di progetto del palo a compressione

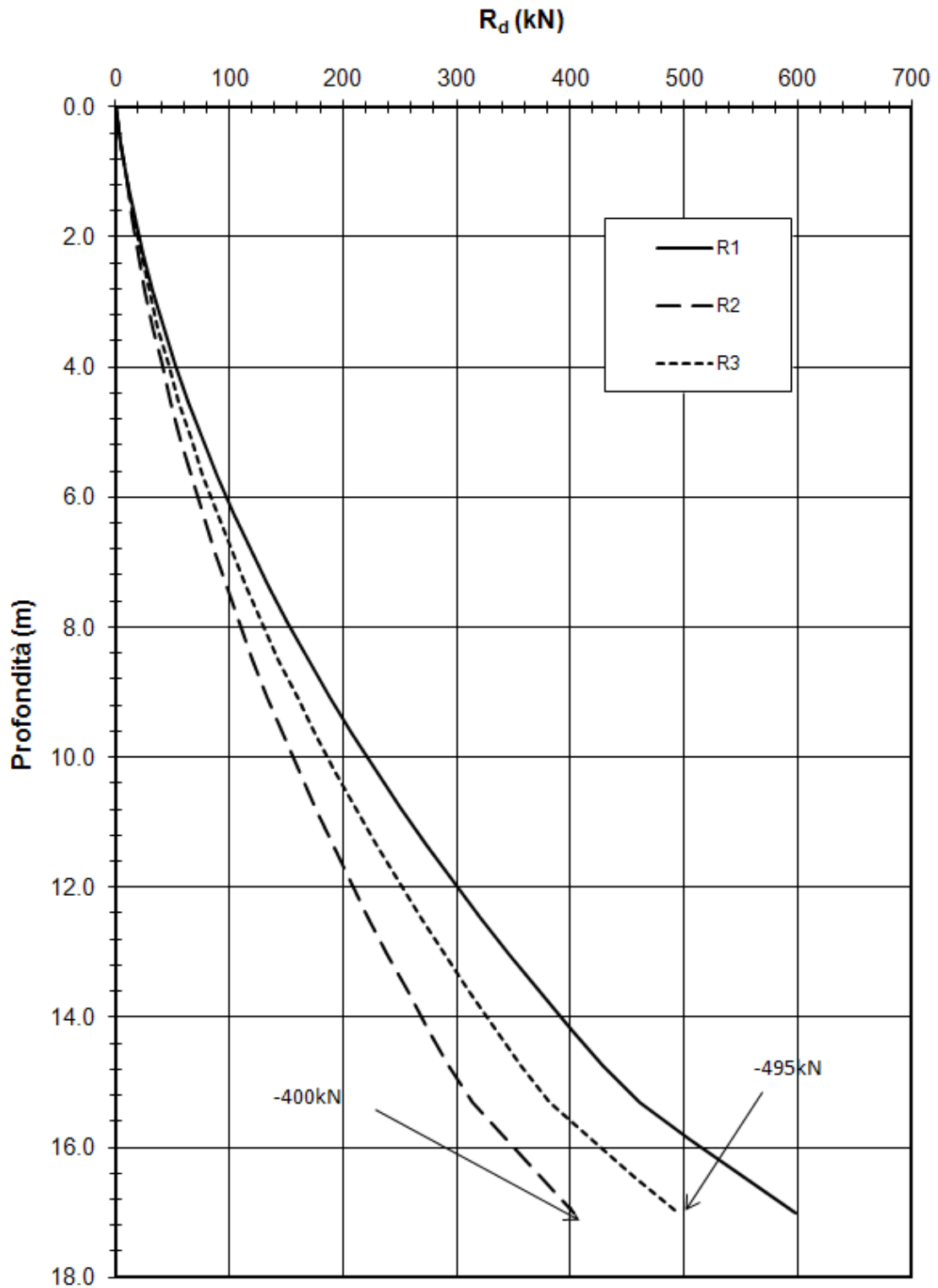


Figura 5: Resistenza di progetto del palo a trazione

9.3 RISULTATI ANALISI

Nella seguente tabella sono riportate le azioni agenti sul singolo palo di fondazione.

PORTALE PMV 2 Prog. 96+210 Carr. BO 6 PALI ϕ 800				
COMB.		N	T	M
	[-]	[kN]	[kN]	[kNm]
SLU-GEO	Nmax	347	-	-
	Nmin	-5	-	-
SLU-STR	Nmax	438	32	88
	Nmin	-13	32	67
	Mmax	427	54	127
	Tmax	142	55	105
SIS	Nmax	470	116	2015
	Nmin	-100	34	49
	Mmax	-48	122	237
	Tmax	-48	122	237

Tabella 9: Azioni massimi e minimi sul singolo pali

Dove N_{MAX} e N_{MIN} sono rispettivamente l'azione assiale massima (in compressione) e minima (in trazione) agente sul singolo palo, T_{MAX} è la sollecitazione di taglio massima e M_{MAX} il momento flettente massimo.

Per le verifiche Geotecniche le azioni assiali massime e minime delle combinazioni GEO e SIS devono essere confrontate con i valori delle resistenze riportati nel paragrafo precedente. Le verifiche risultano soddisfatte.

L'andamento del momenti e del taglio è riportato per le combinazioni più gravose nelle figure seguenti

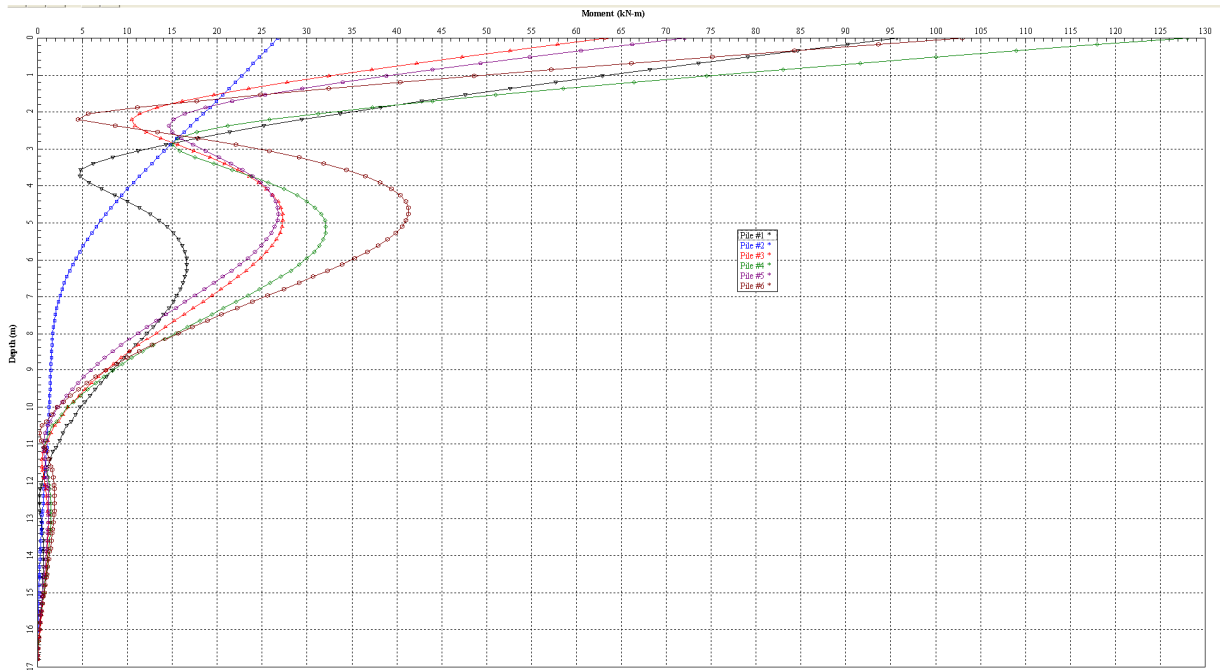


Figura 6: Andamento del momento lungo il palo $\phi 800$ combinazione SLU-STR

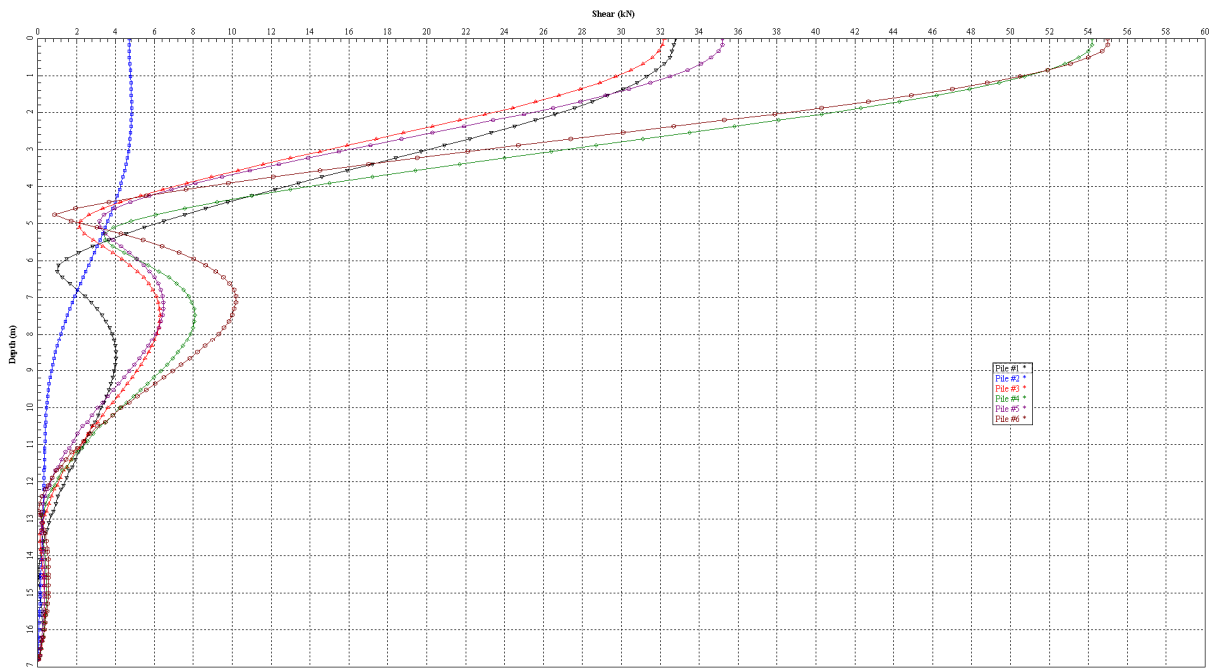


Figura 7: Andamento dell'azione di taglio lungo il palo $\phi 800$ combinazione SLU-STR

9.4 VERIFICHE STRUTTURALI

9.4.1 Palo $\phi 800$

Prendendo a riferimento le massime azioni,

COMB.		N	T	M
[-]		[kN]	[kN]	[kNm]
SLU-STR	Nmax	438	32	88
	Nmin	-13	54	109
	Mmax	427	54	127
	Tmax	228	55	85
SLE	Nmax	324	13	60
	Nmin	14	21	41
	Mmax	315	36	86
	Tmax	183	37	68

le verifiche strutturali del palo di diametro 800 mm, con un'armatura longitudinale di 12 $\phi 26$ e spirale $\phi 12$ a passo 20, risultano soddisfatte.

Descrizione Sezione:

Metodo di calcolo resistenza:	Stati Limite Ultimi
Normativa di riferimento:	N.T.C.
Tipologia sezione:	Sezione predefinita
Forma della sezione:	Circolare
Percorso sollecitazione:	A Sforzo Norm. costante
Condizioni Ambientali:	Poco aggressive
Riferimento Sforzi assegnati:	Assi x,y principali d'inerzia
Riferimento alla sismicit�:	Zona non sismica
Posizione sezione nell'asta:	In zona critica

CARATTERISTICHE DI RESISTENZA DEI MATERIALI IMPIEGATI

CONGLOMERATO -	Classe: C25/30
Resis. compr. di calcolo fcd :	141.60 daN/cm ²
Resis. compr. ridotta fcd' :	70.80 daN/cm ²
Def.unit. max resistenza ec2 :	0.0020
Def.unit. ultima ecu :	0.0035
Diagramma tensione-deformaz. :	Parabola-Rettangolo
Modulo Elastico Normale Ec :	314750 daN/cm ²
Coeff. di Poisson :	0.20
Resis. media a trazione fctm:	26.00 daN/cm ²
Coeff. Omogen. S.L.E. :	15.0
Combinazioni Rare in Esercizio	
Sc Limite :	150.00 daN/cm ²
Apert.Fess.Limite :	Non prevista
ACCIAIO -	Tipo: B450C
Resist. caratt. snervam. fyk:	4500.0 daN/cm ²
Resist. caratt. rottura ftk:	4500.0 daN/cm ²
Resist. snerv. di calcolo fyd:	3913.0 daN/cm ²
Resist. ultima di calcolo ftd:	3913.0 daN/cm ²
Deform. ultima di calcolo Epu:	0.068
Modulo Elastico Ef :	2000000 daN/cm ²
Diagramma tensione-deformaz. :	Bilineare finito
Coeff. Aderenza ist. $\beta 1 \cdot \beta 2$:	1.00 daN/cm ²
Coeff. Aderenza diff. $\beta 1 \cdot \beta 2$:	0.50 daN/cm ²

Comb.Rare Sf Limite : 3600.0 daN/cm²
CARATTERISTICHE GEOMETRICHE ED ARMATURE SEZIONE

 Diametro sezione (cm): 80.0 cm
 Barre circonfer.: 12Ø26 (63.7 cm²)
 Copriferro (dal baric. barre): 6.0 cm

ST.LIM.ULTIMI - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

 N Sforzo normale [daN] applicato nel baricentro (posit. se di compress.)
 Mx Coppia concentrata in daNm applicata all'asse x baric. della sezione con verso positivo se tale da comprimere il lembo sup. della sezione
 Vy Taglio [daN] in direzione parallela all'asse y baric. della sezione

N. Comb.	N	Mx	Vy	MT
1	43800	8800	3200	0
2	-1300	10900	5400	0
3	42700	12700	5400	0
4	22800	8500	5500	0

COMB. RARE (S.L.E.) - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

 N Sforzo normale [daN] applicato nel baricentro (positivo se di compress.)
 Mx Coppia concentrata in daNm applicata all'asse x baricentrico della sezione con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione
 My Coppia concentrata in daNm applicata all'asse y baricentrico della sezione con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sezione

N. Comb.	N	Mx
1	32400	6000
2	1400	4100
3	31500	8600

RISULTATI DEL CALCOLO

 Copriferro netto minimo barre longitudinali: 4.7 cm
 Interferro netto minimo barre longitudinali: 15.0 cm
 Copriferro netto minimo staffe: 3.9 cm

METODO AGLI STATI LIMITE ULTIMI - RISULTATI PRESSO-TENSO FLESSIONE

 Ver S = combinazione verificata / N = combin. non verificata
 N Sforzo normale assegnato [in daN] (positivo se di compressione)
 Mx Momento flettente assegnato [in daNm] riferito all'asse x baricentrico
 N ult Sforzo normale ultimo [in daN] nella sezione (positivo se di compress.)
 Mx ult Momento flettente ultimo [in daNm] riferito all'asse x baricentrico
 Mis.Sic. Misura sicurezza = rapporto vettoriale tra (N ult, Mx ult) e (N, Mx)
 Verifica positiva se tale rapporto risulta ≥ 1.000
 Yneutro Ordinata [in cm] dell'asse neutro a rottura nel sistema di rif. X,Y,0 sez.
 x/d Rapp. di duttilità a rottura misurato in presenza di sola flessione (travi)
 C.Rid. Coeff. di riduz. momenti per sola flessione in travi continue
 Area efficace barre inf. (per presenza di torsione)= 63.7 cm²

N. Comb.	Ver	N	Mx	N ult	Mx ult	Mis.Sic.	Yneutro	x/d	C.Rid.
1	S	43800	8800	43818	81826	9.298	16.9		
2	S	-1300	10900	-1289	72101	6.615	20.3		
3	S	42700	12700	42715	81597	6.425	17.0		
4	S	22800	8500	22800	77382	9.104	18.5		

METODO AGLI STATI LIMITE ULTIMI - DEFORMAZIONI UNITARIE ALLO STATO ULTIMO

 ec max Deform. unit. massima del conglomerato a compressione
 ec 3/7 Deform. unit. del conglomerato nella fibra a 3/7 dell'altezza efficace
 Yc max Ordinata in cm della fibra corrisp. a ec max (sistema rif. X,Y,0 sez.)
 ef min Deform. unit. minima nell'acciaio (negativa se di trazione)
 Yf min Ordinata in cm della barra corrisp. a ef min (sistema rif. X,Y,0 sez.)
 ef max Deform. unit. massima nell'acciaio (positiva se di compressione)

Yf max Ordinata in cm della barra corrisp. a ef max (sistema rif. X,Y,O sez.)

N.Comb.	ec max	ec 3/7	Yc max	ef min	Yf min	ef max	Yf max
1	0.00350	-0.00169	40.0	0.00259	34.0	-0.00770	-34.0
2	0.00350	-0.00260	40.0	0.00243	34.0	-0.00967	-34.0
3	0.00350	-0.00171	40.0	0.00259	34.0	-0.00774	-34.0
4	0.00350	-0.00209	40.0	0.00252	34.0	-0.00856	-34.0

ARMATURE A TAGLIO E/O TORSIONE DI INVILUPPO PER TUTTE LE COMBINAZIONI ASSEGNATE

Diametro staffe: 8 mm
 Passo staffe: 24.9 cm [Passo massimo di normativa = 25.0 cm]
 N.Bracci staffe: 2
 Area staffe/m : 4.0 cm²/m [Area Staffe Minima normativa = 2.3 cm²/m]

METODO AGLI STATI LIMITE ULTIMI - VERIFICHE A TAGLIO

Ver S = comb.verificata a taglio-tors./ N = comb. non verificata
 Vsdu Taglio agente [daN] uguale al taglio Vy di comb. (sollecit. retta)
 Vrd Taglio resistente [daN] in assenza di staffe
 Vcd Taglio compressione resistente [daN] lato conglomerato
 Vwd Taglio trazione resistente [daN] assorbito dalle staffe
 bw Larghezza minima [cm] sezione misurata parallelam. all'asse neutro
 Teta Angolo [gradi sessadec.] di inclinazione dei puntoni di conglomerato
 Acw Coefficiente maggiorativo della resistenza a taglio per compressione
 Afst Area staffe/metro strettamente necessaria per taglio e torsione [cm²/m]

N.Comb.	Ver	Vsdu	Vrd	Vcd	Vwd	bw	Teta	Acw	Afst
1	S	3200	20871	103127	22579	69.6	21.80	1.062	0.6
2	S	5400	0	94171	22940	66.4	21.80	1.000	1.0
3	S	5400	20726	102977	22579	69.6	21.80	1.060	1.0
4	S	5500	17805	98800	22759	68.0	21.80	1.032	1.0

COMBINAZIONI RARE IN ESERCIZIO - VERIFICA MASSIME TENSIONI NORMALI

Ver S = combinazione verificata / N = combin. non verificata
 Sc max Massima tensione di compress.(+) nel conglom. in fase fessurata ([daN/cm²)
 Yc max Ordinata in cm della fibra corrisp. a Sc max (sistema rif. X,Y,O)
 Sc min Minima tensione di compress.(+) nel conglom. in fase fessurata ([daN/cm²)
 Yc min Ordinata in cm della fibra corrisp. a Sc min (sistema rif. X,Y,O)
 Sf min Minima tensione di trazione (-) nell'acciaio [daN/cm²)
 Yf min Ordinata in cm della barra corrisp. a Sf min (sistema rif. X,Y,O)
 Dw Eff. Spessore di conglomerato [cm] in zona tesa considerata aderente alle barre
 Ac eff. Area di congl. [cm²] in zona tesa aderente alle barre (verifica fess.)
 Af eff. Area Barre tese di acciaio [cm²] ricadente nell'area efficace(verifica fess.)
 D barre Distanza media in cm tra le barre tese efficaci (verifica fess.)

N.Comb.	Ver	Sc max	Yc max	Sc min	Yc min	Sf min	Yf min	Dw Eff.	Ac eff.	Af eff.	Dbarre
1	S	14.8	-40.0	-3.9	-40.0	-38	34.0	0.0	0	0.0	0.0
2	S	6.6	-40.0	-6.2	-40.0	-78	34.0	0.0	0	0.0	0.0
3	S	18.7	-40.0	-8.2	-40.0	-92	34.0	0.0	0	0.0	0.0

COMBINAZIONI RARE IN ESERCIZIO - VERIFICA APERTURA FESSURE

Ver S = combinazione verificata / N = combin. non verificata
 ScImax Massima tensione nel conglomerato nello STATO I non fessurato [daN/cm²)
 ScI_min Minima tensione nel conglomerato nello STATO I non fessurato [daN/cm²)
 Sc_Eff Tensione al limite dello spessore efficace nello STATO I [daN/cm²)
 K3 Coeff. di normativa = 0,25 (Scmin + ScEff)/(2 Scmin)
 Beta12 Prodotto dei Coeff. di aderenza Beta1*Beta2
 Eps Deformazione unitaria media tra le fessure
 Srm Distanza media in mm tra le fessure
 Ap.fess. Apertura delle fessure in mm = 1,7*Eps*Srm

N.Comb.	Ver	ScImax	ScImin	Sc Eff	K3	Beta12	Eps	Srm	Ap.Fess.
1	S	0.0	0.0	0.0		0.0	0.000000	0	0.000
2	S	0.0	0.0	0.0		0.0	0.000000	0	0.000
3	S	0.0	0.0	0.0		0.0	0.000000	0	0.000

9.5 VERIFICA DEI REQUISITI PRESTAZIONALI DELLA FONDAZIONE

La verifica di compatibilità tra requisiti prestazionali dell'opera e gli spostamenti e le distorsioni previste, in condizioni di stati limite di esercizio (SLE) è stata valutata mediante l'analisi del comportamento in gruppo dei micropali.

La seguente tabella riporta i valori degli spostamenti rilevati sulle singole palificate, in accordo al sistema di riferimento utilizzato per le verifiche con Group.

PORTALE PMV 2 Prog. 96+210 Carr. BO 6 PALI ϕ 800						
	x	y	z	ROT.x	ROT.y,	ROT.z,
	(m)	(m)	(m)	(rad)	(rad)	(rad)
SLE1	0.0002139	0.0002713	0.0001748	0.0001393	0.00002316	-0.0001173
SLE2	0.0002056	0.000193	-0.000298	-0.000232	-4.146E-05	-0.0000835
SLE3	0.0002056	0.0001932	0.0002961	0.0002321	0.00004065	-0.00008355
SLE4	0.0002056	0.000193	-0.000298	-0.000232	-4.146E-05	-0.0000835
SLE5	0.0002139	0.0002713	0.0001748	0.0001393	0.00002316	-0.0001173
SLE6	0.0002056	0.000193	-0.000298	-0.000232	-4.146E-05	-0.0000835
SLE7	0.0002056	0.000193	-0.000298	-0.000232	-4.146E-05	-0.0000835
SLE8	0.0002056	0.0001932	0.0002961	0.0002321	0.00004065	-0.00008355
SLE9	0.0002056	0.0001932	0.0002961	0.0002321	0.00004065	-0.00008355
SLE10	0.000214	0.0002711	-0.0001767	-0.0001392	-2.396E-05	-0.0001172
SLE11	0.0002056	0.0001932	0.0002961	0.0002321	0.00004065	-0.00008355
SLE12	0.0002056	0.000193	-0.000298	-0.000232	-4.146E-05	-0.0000835

Tabella 10: Analisi SLE – Spostamenti e rotazioni sul piano di fondazione

Gli spostamenti e le distorsioni derivate sono compatibili con i requisiti prestazioni dell'opera.