



REGIONE LIGURIA

autostrade // per l'italia

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

PROGETTO DEFINITIVO


OPERE COMPLEMENTARI

PORTALI A MESSAGGIO VARIABILE

TIPOLOGICO PORTALE A BANDIERA E A FARFALLA
RELAZIONE DI CALCOLO DELLE FONDAZIONI

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

WBS	RIFERIMENTO ELABORATO							DATA: DICEMBRE 2014	REVISIONE	
	DIRETTORIO			FILE					n.	data
—	codice	commessa	N.Prog.	unita'	ufficio	n. progressivo	Rev.			
—	1	1001302	STPAPE	0020	—	—	—			

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

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

SPEA Ingegneria Europea

COLLEGAMENTO TRA LA VALFONTANABUONA

E L'AUTOSTRADA A12 GENOVA-ROMA

PORTALI A MESSAGGIO VARIABILE

RELAZIONE DI CALCOLO DELLE FONDAZIONI



Indice

1. PREMESSA.....	4
2. SOFTWARE DI CALCOLO	7
3. NORMATIVA	7
4. MATERIALI.....	7
5. PROFILO STRATIGRAFICO E CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA DELL'AREA	8
5.1 PREMESSA.....	8
5.2 INDAGINI E PROVE DI LABORATORIO DI RIFERIMENTO	8
5.3 MISURE PIEZOMETRICHE E LIVELLI DI FALDA	9
5.4 CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA	9
5.5 DETERMINAZIONE DELLA CATEGORIA DI SUOLO	10
6. TIPOLOGIA DI FONDAZIONE ADOTTATE.....	11
6.1 CARATTERISTICHE DELLE FONDAZIONI.....	11
6.1.1 Portali a "farfalla "	11
6.1.2 Portali a "bandiera "	12
7. CRITERI DI VERIFICA E DI CALCOLO	13
7.1 PREMESSA.....	13
7.2 CRITERI DI PROGETTAZIONE AGLI STATI LIMITE.....	13
7.3 VERIFICHE DI SICUREZZA PER OPERE DI FONDAZIONI SU MICROPALI	16
7.4 RESISTENZA CARATTERISTICA (R_k) DI PALI SOGGETTI A CARICHI ASSIALI.....	18
7.4.1 Stima della resistenza dei pali/micropali soggetti a carichi assiali.	21
7.5 COMPORTAMENTO DI PALI IN GRUPPO SOGGETTI A CARICHI TRASVERSALI.	22
7.6 VERIFICHE DI SICUREZZA PER OPERE DI FONDAZIONI DIRETTE	27
7.6.1 Verifiche SLU geotecniche – Collasso per carico limite.....	28
7.6.2 Verifiche SLU geotecniche – Collasso per scorrimento del piano di posa	31
7.6.3 Verifiche SLE - Cedimenti	31
8. AZIONI DI CALCOLO IN FONDAZIONE.....	34
9. STIMA DELLA RESISTENZA DEI PALI SOGGETTI A CARICHI ASSIALI	38
10. RISULTATI ANALISI E VERIFICHE.....	41
10.1 FONDAZIONI PORTALI A FARFALLA (DIRETTA)	41
10.1.1 Verifica allo SLU di Capacità Portante della Fondazione Diretta	41
10.1.1 Verifica dei Requisiti Prestazionali dell'opera.....	46

10.2	FONDAZIONI PORTALI A BANDIERA (PROFONDA).....	47
10.3	PREMESSA.....	47
10.3.1	<i>Risultati</i>	47
10.3.2	<i>Verifiche geotecniche</i>	47
10.3.3	<i>Verifiche strutturali</i>	48
10.3.4	<i>verifica dei requisiti prestazionali della fondazione</i>	49
11.	ALLEGATO 1:AZIONI AGENTI SUI MICROPALI DI FONDAZIONE	51
11.1	COMBINAZIONE SLE	51
11.2	COMBINAZIONE SLU-STR	52
11.3	COMBINAZIONE SLU-GEO	53

1. PREMESSA

Il presente documento riporta le verifiche geotecniche delle fondazioni delle portali a messaggio variabile (PMV) sia quelli di tipo a "farfalla" (**Figura 1**) che quelli di tipo a "bandiera" (

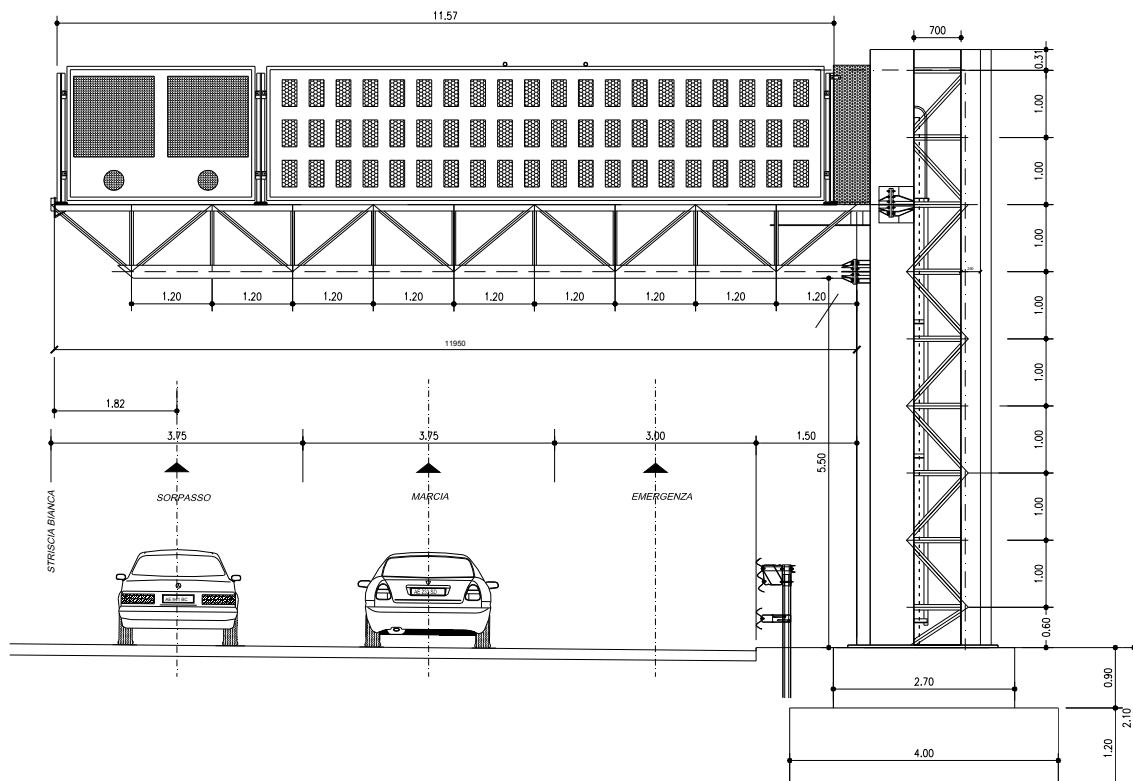


Figura 2), rientranti nell'ambito del Progetto Definitivo della nuovo collegamento tra la Valfontanabuona e l'autostrada A12- Genova-Roma.

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

Sono state previste fondazioni di tipo superficiale per i portali a "farfalla" mentre di tipo profonda realizzate con 18 micropali di $\phi_{\text{perf}} = 220$ mm, lunghezza $L=9.00$ m, armati con tubolare $\phi 168.3$ mm e spessore $s = 12.5$ mm per i portali a "bandiera"

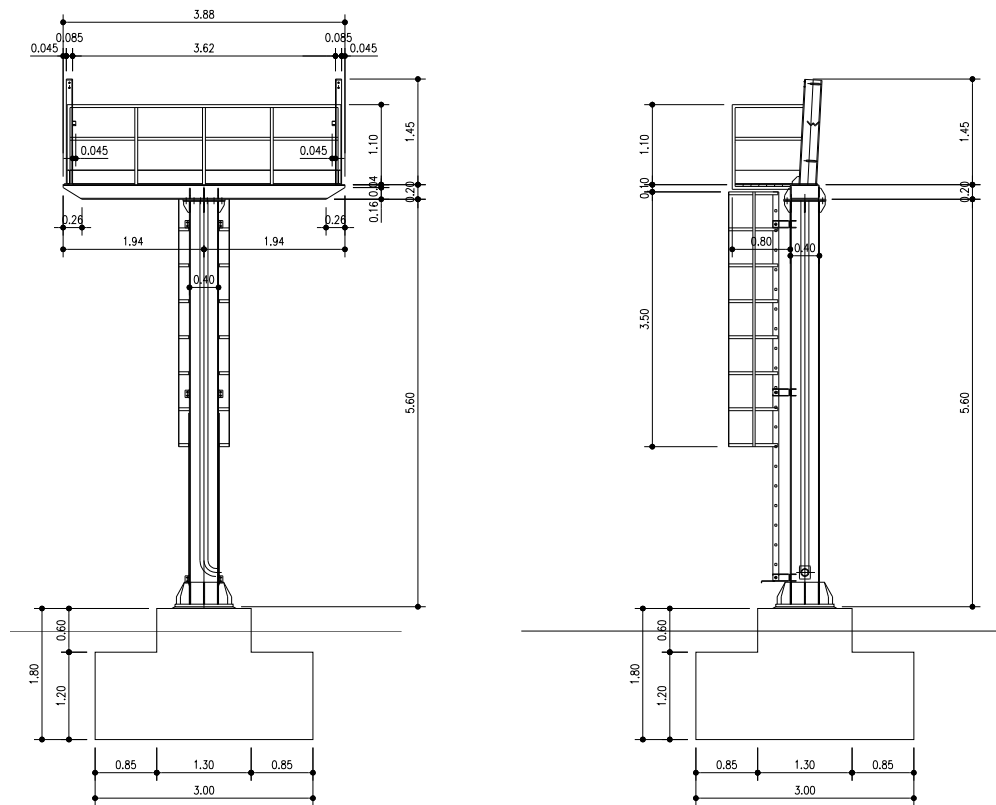


Figura 1: Portali a "farfalla" - vista frontale e laterale

2. SOFTWARE DI CALCOLO

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

Acciaio in profili a sezione cava:

- Tipo EN 10210-1 S355 J0H+N

Malta e Miscela cementizia per micropali

Secondo NTA - soggetto ad approvazione della Direzione Lavori

Caratteristica di resistenza minima C25/30

Eventuali additivi secondo NTA

5. PROFILO STRATIGRAFICO E CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA DELL'AREA

5.1 PREMESSA

Di seguito viene esposta la caratterizzazione geotecnica e la stratigrafia di riferimento utilizzata nei calcoli per la verifica/dimensionamento delle fondazioni su micropali.

I valori caratteristici dei parametri geotecnici e la stratigrafia di riferimento sono stati ottenuti mediante l'interpretazione di prove e misure effettuate in sito. Per eventuali approfondimenti si rimanda alla Relazione Geotecnica allegata al progetto (elaborato: APE0001).

5.2 INDAGINI E PROVE DI LABORATORIO DI RIFERIMENTO

Le opere in oggetto sono previste lungo tutto il tracciato e anche oltre.

In dettaglio:

PMV01 è a farfalla in prossimità della rotatoria Aveno (SP22)

PMV02 è a bandiera in itinere (2C+E) direz LI lungo l'autostrada A12 (fuori tratta in studio)

PMV03 è a bandiera in itinere (2C+E) direz GE lungo l'autostrada A12 (fuori tratta in studio)

PMV04 è a bandiera in itinere (2C+E) ed è una ricollocazione dell'esistente direz LI lungo l'autostrada A12 (fuori tratta in studio)

Quindi non avendo a disposizione indagini di riferimento (a meno del PMV01), si ipotizza una stratigrafia cautelativa.

da 0.0 a 6.00m materiale di copertura/alluvionale/rilevato

da 6.00m in poi materiale litoide alterato

In fase di progettazione esecutiva sarà necessaria un'adeguata campagna di indagine per poter confermare tali ipotesi.

5.3 MISURE PIEZOMETRICHE E LIVELLI DI FALDA

Per quanto riguarda il riferimento della **falda** si lega direttamente al livello del substrato roccioso e viene assunta cautelativamente coincidente con il piano di fondazione.

5.4 CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA

La relazione geotecnica allegata al progetto individua le seguenti unità geotecniche di progetto:

1. materiale di copertura e alluvionale;
2. materiale litoide alterato

Nelle seguenti tabelle sono riassunti i parametri geotecnici caratteristici assunti per ogni unità presente, ricavati dalla Relazione Geotecnica di progetto.

γ_t (kN/m ³)	19.0÷20.0
N _{SPT} (colpi/30 cm)	15÷70
ϕ' (°)	32÷38
c' (kPa)	0
E _{op} (MPa)	20÷40

Tabella 1: Parametri materiali di copertura e/o alluvione

γ_t (kN/m ³)	22.0÷23.0
ϕ' (°)	>40
c' (kPa)	>20
c_u (kPa)	300÷400
E _{op} (MPa)	50÷200

Tabella 2: Parametri substrato roccioso

Simbologia:

γ_t = peso di volume naturale;

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

φ' = angolo di resistenza al taglio “operativo”;

c' = intercetta di coesione “operativa”;

c_u = resistenza al taglio non drenata riferita a tensioni di consolidazione pari a quelle geostatiche e a condizioni di carico tipo quelle delle prove triassiali di compressione e carico;

E_{op} = modulo di Young “operativo”;

5.5 DETERMINAZIONE DELLA CATEGORIA DI SUOLO

La determinazione della categoria di suolo, in accordo con le prescrizioni della Normativa (Doc. Rif. [1]), è basata sulla stima dei valori di velocità media di propagazione delle onde di taglio $V_{S,30}$ o alternativamente sui valori della resistenza penetrometrica dinamica equivalente $N_{SPT,30}$ entro i primi 30m di profondità (per terreni a grana grossa), o sulla resistenza non drenata equivalente media sempre entro i primi 30m di profondità $C_{U,30}$ (per terreni a grana fina). Sulla base della definizione delle categorie di suolo di cui al par. 3.2.2 del Doc. Rif. [1], l'area di intervento risulta caratterizzabile come sito di **categoria E**, ossia “*Terreni di sottouoli C o D per spessore non superiore a 20m, posti sul sub-strato di riferimento (cn $V_s > 800m/sec$).*”

6. TIPOLOGIA DI FONDAZIONE ADOTTATE

6.1 CARATTERISTICHE DELLE FONDAZIONI

Sono state previste fondazioni di tipo superficiale per i portali a "farfalla" mentre di tipo profonda realizzate con 18 micropali di $\phi_{\text{perf}} = 220$ mm, lunghezza $L=9.00$ m, armati con tubolare $\phi 168.3$ mm e spessore $s = 12.5$ mm iniettati a gravità per i portali a "bandiera"

6.1.1 Portali a "farfalla "

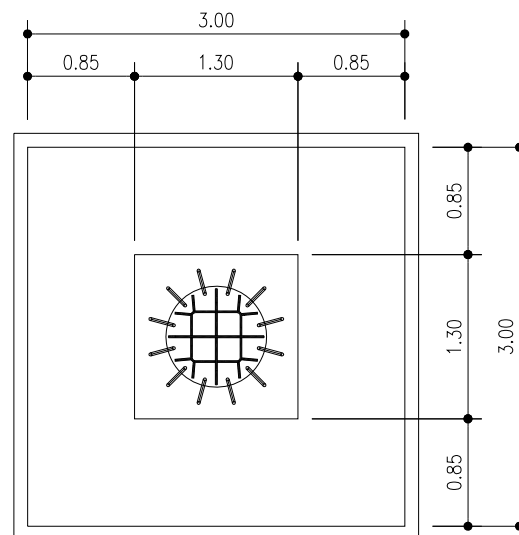


Figura 3: Pianta Fondazioni

6.1.2 Portali a "bandiera "

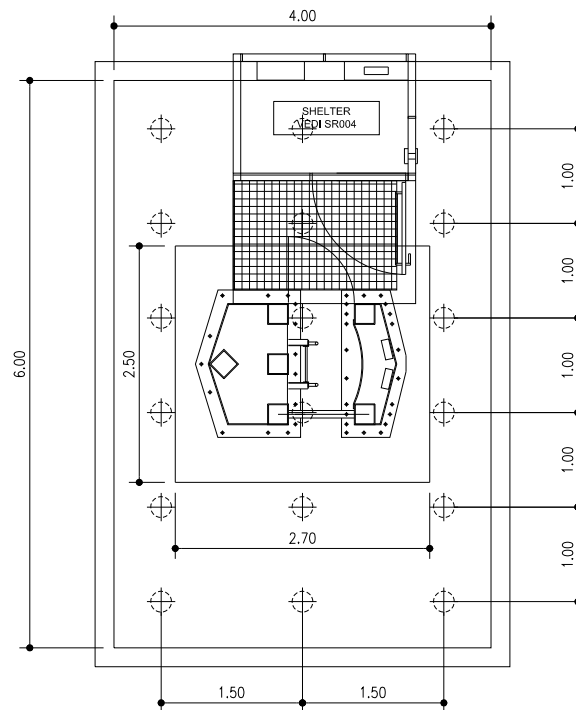


Figura 4: Pianta Fondazioni

I 18 micropali utilizzati per la realizzazione della fondazione presentano le seguenti caratteristiche:

- Perforazione:
 - Diametro: 220 mm;
 - Lunghezza: 8.50 m
- Armatura:
 - Diametro: 168.3 mm;
 - Spessore: 12.5 mm
 - Lunghezza: 9.00 m

7. CRITERI DI VERIFICA E DI CALCOLO

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 3, nella Tabella 4 e nella Tabella 5.

Tabella 3: Coefficienti parziali sulle azioni

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

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

Tabella 4: Coefficienti parziali sulle caratteristiche meccaniche dei terreni

PARAMETRO	Coefficiente parziale	(M1)
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 5: 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 PER OPERE DI FONDAZIONI SU MICROPALI

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. 0), 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 abbiamo 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 6).

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 precedente;
- 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 6).

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

Tabella 6: Fattori di correlazione ξ (vedi tab. 6.4.IV NTC)

La resistenza di progetto R_d si ottiene applicando alla resistenza caratteristica R_k i coefficienti parziali γ_R indicati Tabella 7.

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.

Resistenza		Pali infissi			Pali trivellati			Pali ad elica continua		
		γ_R	R1	R2	R3	R1	R2	R3	R1	R2
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 resistenti caratteristiche dedotte da risultati di prove di carico di progetto.

Tabella 7: Coefficienti parziali da applicare alle resistenze caratteristiche di pali soggetti a carichi assiali (vedi tab. 6.4.II NTC)

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.

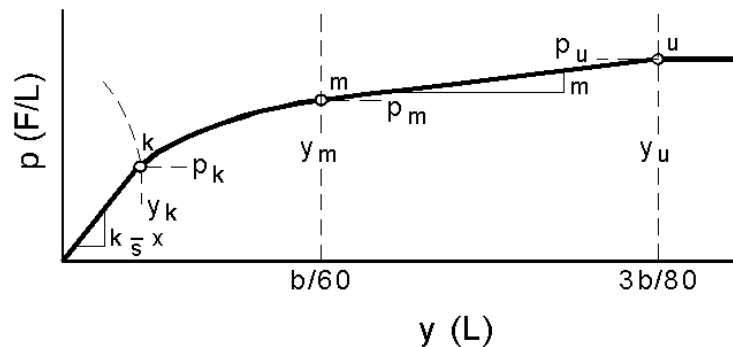
Il comportamento di pali in gruppo soggetti a carichi trasversali è stata effettuata mediante il programma di calcolo GROUP. Il programma di calcolo permette di analizzare il comportamento di una palificata sottoposta a carichi orizzontali e verticali modellando l'interazione terreno struttura mediante 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 $p = \min(p_{u1}; p_{u2})$

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

$$p_{u2} = K_a \cdot D \cdot \gamma \cdot z \cdot (\tan^8 \beta - 1) + K_0 \cdot D \cdot \tan \phi \cdot \tan^4 \beta$$

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

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

$$A_3 = 1 - A_2$$

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

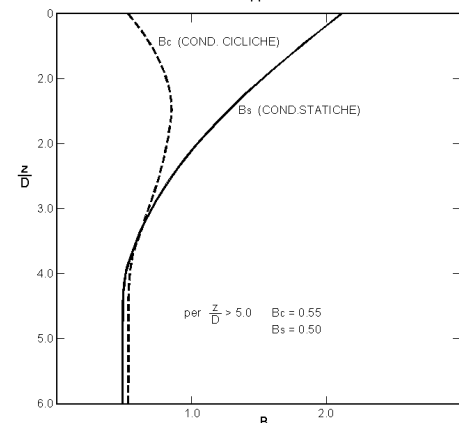
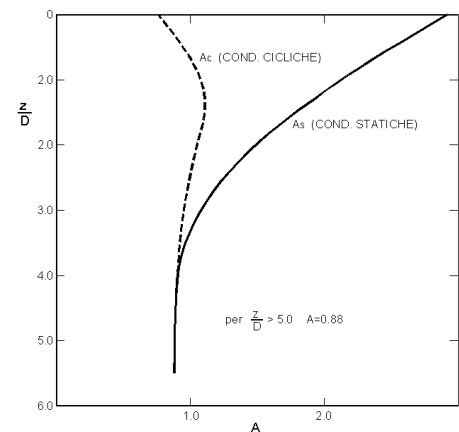
5- definizione del tratto parabolico della curva p-y

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

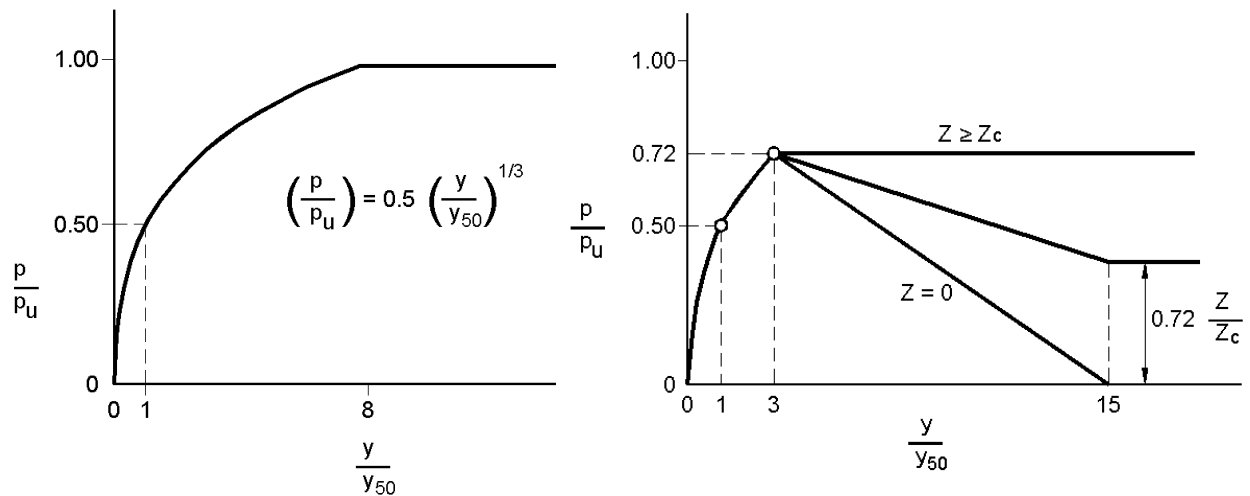
dove:

$$n = p_m / m y_m$$

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



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



per carichi statici

$$p_{u1} = [3 + \sigma'/c_u + (J/D)z] c_u D \alpha$$

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

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

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

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

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

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 $p=0.5 p_u$

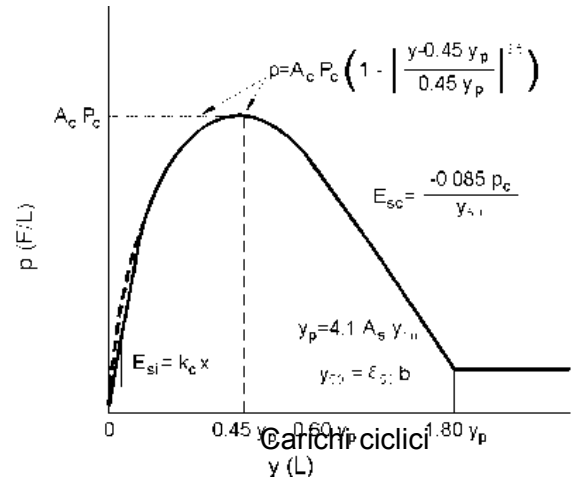
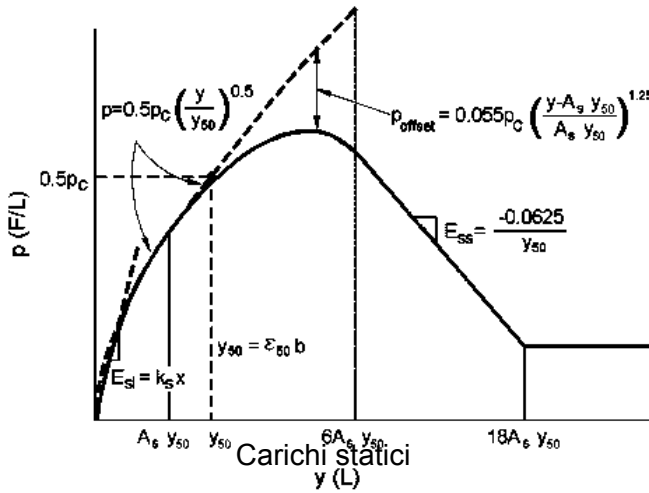
ε_{50} deformazione unitaria corrispondente ad una mobilitazione delle tensioni tangenziali pari al 50% della resistenza al taglio

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



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

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

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

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

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

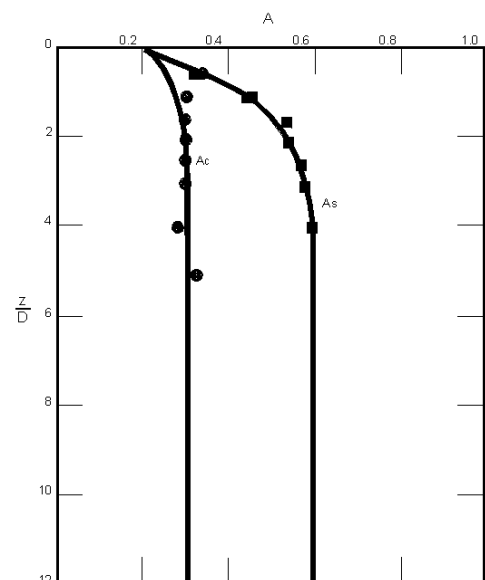
$y_{50} = 2.5 \epsilon_{50} D =$ spostamento orizzontale per $p = 0.5 p_u$

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

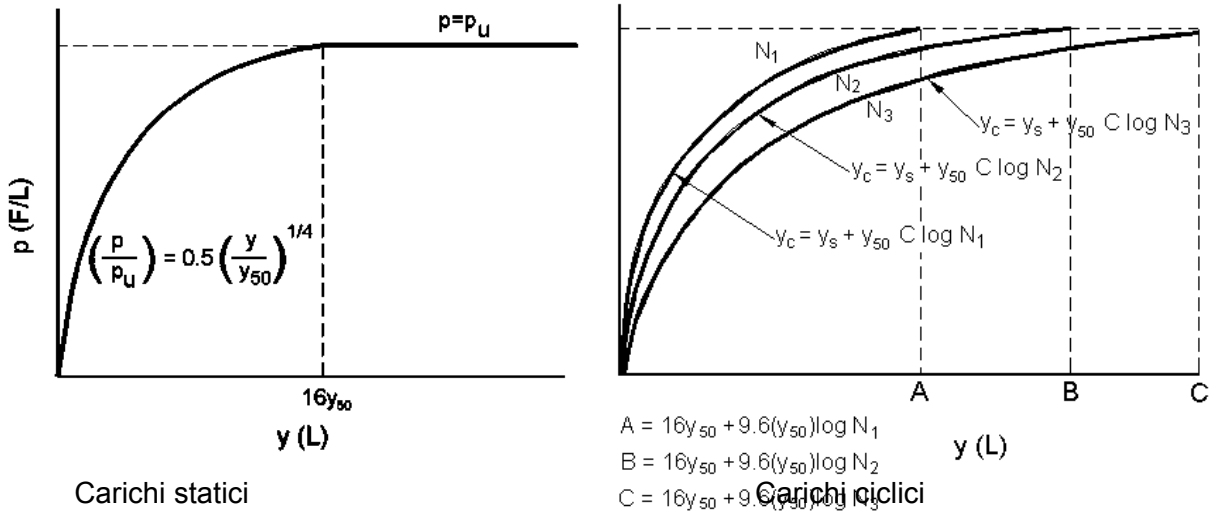
K_s pendenza del tratto iniziale della curva carichi statici

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



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

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

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

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

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

7.6 VERIFICHE DI SICUREZZA PER OPERE DI FONDAZIONI DIRETTE

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 (A1) sulle azioni del sistema,
 - i coefficienti parziali (M1) sui parametri geotecnici, e
 - i coefficienti parziali (R1) per le resistenze,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 (A2) sulle azioni del sistema,
 - i coefficienti parziali (M2) sui parametri geotecnici, e
 - i coefficienti parziali (R2) per le resistenze,è generalmente più severa nei riguardi del dimensionamento geotecnico.

Sinteticamente le verifiche di cui sopra devono essere svolte considerando:

Approccio 1:

- Combinazione 1 (STR): $A1 + M1 + R1$
- Combinazione 2 (GEO): $A2 + M2 + R2$.

Le verifiche di stabilità globale devono invece essere svolte considerando quanto segue:

Approccio 2:

- Combinazione 2 (GEO): $A2 + M2 + R2$.

Nelle verifiche sopra menzionate si deve tener conto dei coefficienti parziali estratti dalle NTC 2008.

VERIFICA	Coefficiente parziale	(R1)	(R2)
Capacità portante	γ_R	1.00	1.8
Scorrimento	γ_s	1.00	1.1

Tabella 8 - Coefficienti parziali per le verifiche agli stati limite ultimi di fondazioni superficiali

Come riportato nel cap. 6.4 della Normativa di riferimento, relativo alle opere con fondazioni superficiali, sono state prese in considerazione le seguenti verifiche agli stati limite ultimi in campo statico ed 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 dell'insieme fondazione / terreno;
 - collasso per scorrimento del piano di posa;
 - stabilità globale.
- SLU di tipo strutturale (Comb. STR), relative a condizioni di:
 - Verifica della resistenza degli elementi strutturali – valutata confrontando le resistenze di progetto con la massima azione agente sugli elementi strutturali a partire dalle combinazioni di carico definite dal Progettista Strutturale.
- SLE relative a condizioni statiche e sismiche:
 - verifica dei requisiti prestazionali della fondazione, ovvero valutazione dei valori di spostamento e distorsione dell'opera finalizzata a verificarne la compatibilità con i requisiti prestazionali della struttura in elevazione.

7.6.1 Verifiche SLU geotecniche – Collasso per carico limite

La valutazione della resistenza caratteristica R_k all'intradosso fondazione è stata condotta seguendo i criteri generali di progetto indicati per le fondazioni superficiali.

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

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

nella quale:

- N_c, N_q, N_γ = fattori di capacità portante, dipendenti dall'angolo di resistenza al taglio ϕ' ;
- S_c, S_q, S_γ = fattori di forma della fondazione;
- d_c, d_q = fattori dipendenti dalla profondità del piano di posa D ;
- i_c, i_q, i_γ = fattori correttivi che tengono conto dell'inclinazione del carico;
- g_c, g_q, g_γ = fattori correttivi che tengono conto dell'inclinazione del piano campagna;
- b_c, b_q, b_γ = fattori correttivi che tengono conto dell'inclinazione della fondazione;

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

Le formule utilizzate si riferiscono alla fondazione efficace equivalente ovvero quella fondazione rispetto alla quale il carico verticale N risulta centrato; la fondazione equivalente è caratterizzata dalle dimensioni B' e L' valutate sulla base dei criteri proposti da Meyerhof e schematizzati in Figura 5.

Le valutazioni della resistenza caratteristica R_k con le equazioni sopra riportate sono state condotte con riferimento ai valori dei carichi trasversali e verticali trasmessi dalla struttura in elevazione. I valori di (B') ed (L') sono calcolati con riferimento ai momenti trasmessi all'intradosso della fondazione, ottenuti tenendo conto dei momenti di trasporto dovuti al carico orizzontale.

fattori di capacità portante	N _c	$(N_q - 1) \cot \phi'$	
	N _γ	$2(N_q + 1) \tan \phi'$	Vesic (1970)
	N _q	$\tan^2(45 + \phi'/2) e^{\pi \tan \phi'}$	Prandtl (1921) Reissner (1924)
fattori correttivi	forma		
	s _c	$1 + 0.2 k_p (B'/L')$	Meyerhof (1963)
	s _γ	$1 + 0.1 k_p (B'/L')$	"
	s _q	$1 + 0.1 k_p (B'/L')$	"
	approfondimento		
	d _c	$d_q \cdot [(1 - d_q)/(N_c \tan \phi')]$	De Beer e Ladanyi (1961)
	d _q	$1 + [2 (D/B') \tan \phi' (1 - \sin \phi')^2]$ per D/B' < 1 $1 + [2 \tan \phi' (1 - \sin \phi')^2 \tan^{-1}(D/B')]$ per D/B' > 1	Brinch-Hansen (1970) e Vesic (1973)
	inclinazione carico		
	i _c	$i_q \cdot [(1 - i_q)/(N_c \tan \phi')]$	Vesic (1970)
	i _γ	$[1 - (H/(N + B'L' c' \cot \phi'))]^{(m+1)}$	"
	i _q	$[1 - (H/(N + B'L' c' \cot \phi'))]^m$ $m = [2 + (B'/L')]/[1 + (B'/L')]$	"
	inclinazione fondazione		
b _q	$(1 - \alpha \tan \phi')^2$	Brinch-Hansen (1970)	
b _γ	$(1 - \alpha \tan \phi')^2$	"	
b _c	$b_q \cdot [(1 - b_q)/(N_c \tan \phi')]$	"	
inclinazione piano campagna			
g _q	$(1 - \tan \alpha)^2$	Brinch-Hansen (1970)	
g _γ	$(1 - \tan \alpha)^2$	"	
g _c	$g_q \cdot [(1 - g_q)/(N_c \tan \phi')]$	"	

Tabella 9 - Fattori di capacità portante e correttivi utilizzati nelle formula di Brinch-Hansen

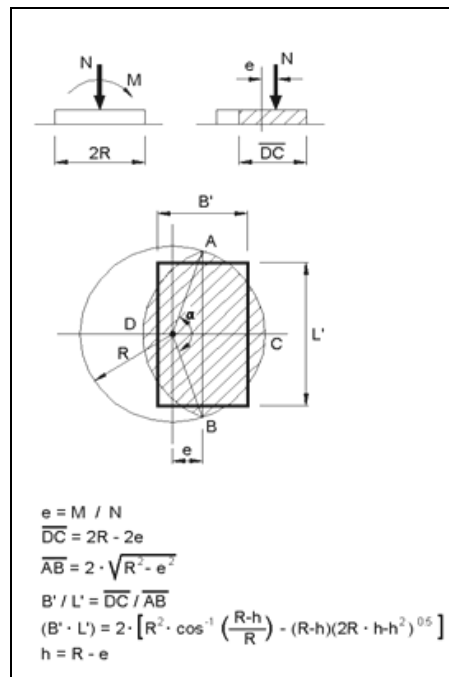


Figura 5 - Fondazione efficace equivalente (Meyerhof, 1953)

7.6.2 Verifiche SLU geotecniche – Collasso per scorrimento del piano di posa

Per la verifica allo scivolamento deve essere soddisfatta la seguente espressione:

$$R_d = \frac{N \cdot \operatorname{tg}(\delta_s)}{\gamma_R} \geq E_d = H$$

dove:

N = carico verticale totale a quota intradosso fondazione

H = carico orizzontale totale a quota intradosso fondazione

δ_s = angolo di attrito tra fondazione e terreno

Nel caso in esame si è assunto $\delta_s \approx \phi'_{cs}$ essendo ϕ'_{cs} l'angolo d'attrito a volume costante o di stato critico del terreno di fondazione.

7.6.3 Verifiche SLE - Cedimenti

La valutazione dei cedimenti della fondazione è effettuata in accordo ai criteri di letteratura per fondazioni dirette.

In particolare, il calcolo è stato condotto con il metodo di Berardi (1999). Tale metodo può essere applicato sia a depositi normalmente consolidati che a depositi sovraconsolidati, essendo tale aspetto tenuto in conto nella definizione del modulo di Young a piccole deformazioni.

L'applicazione del metodo di Berardi consiste nei seguenti passi:

- 1) valutazione del modulo di Young a piccole deformazioni (E'_0) medio nel tratto di interesse H riferito a pressioni efficaci pari a quelle geostatiche.
- 2) definizione del rapporto E'/E'_0 e quindi del modulo di Young "operativo" in funzione del rapporto s/B sulla base di quanto riportato nella Figura 6 (s è il cedimento e B è la dimensione della fondazione).
- 3) definizione della curva pressione-cedimento sulla base di diversi valori di s/B e di E' e della seguente equazione:

$$q_n' = \frac{s}{B \cdot (1 - \nu'^2) \cdot I_s} \cdot E'$$

dove:

$q_n' = (q' - \sigma'_{v0})$ = incremento di pressione efficace media netta

$q' = N/A$ = pressione efficace esercitata sul terreno dalla fondazione in kPa

N = carico verticale compressivo del peso efficace del plinto

A = area della fondazione

σ'_{v0} = pressione verticale efficace geostatica alla quota intradosso plinto

B = dimensione minore della fondazione

ν' = rapporto di Poisson

I_s = coefficiente di influenza (vedi la Tabella 10 seguente)

- 4) valutazione del cedimento entrando nella curva di cui al punto precedente con il valore di progetto di q_n' .

Lo spessore della zona compressibile H_c è stato ipotizzato cautelativamente come segue:

- fondazioni quadrate o circolari $\Rightarrow H_c = 2 \cdot B$

- fondazioni nastriformi ($L/B > 10$) $\Rightarrow H_c = 3.5 \cdot B$

- fondazioni rettangolari ($L/B < 10$) $\Rightarrow H_c$ variabile linearmente tra $2 \cdot B$ e $3.5 \cdot B$.

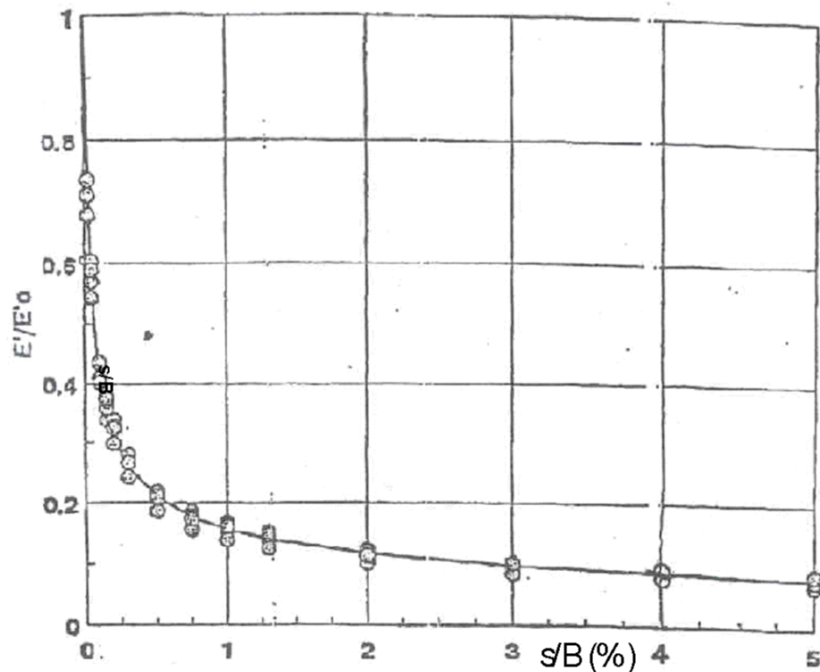


Figura 6 - Curva di decadimento del modulo di Young in funzione di s/B (Berardi, 1999)

	Area rettangolare					Area circolare B = D
	L/B					
H ₀ /B	1	2	3	5	10	
0.5	0.35	0.39	0.40	0.41	0.42	0.34
1.0	0.56	0.65	0.67	0.68	0.71	0.52
1.5	0.63	0.76	0.81	0.84	0.89	0.59
2.0	0.69	0.88	0.96	0.99	1.06	0.63

B = dimensione minore della fondazione rettangolare

L = dimensione maggiore della fondazione rettangolare

D = diametro della fondazione circolare

H = profondità di influenza, nell'ambito della quale si sviluppa gran parte del cedimento

Tabella 10 - Valori del coefficiente di influenza I_s (Tsytoich, 1951)

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 7

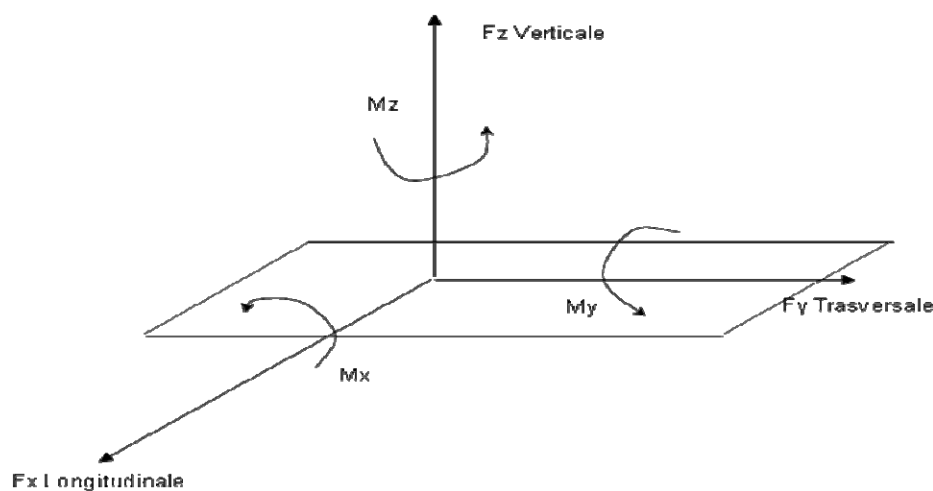


Figura 7: Sistema di riferimento carichi di progetto

Le combinazioni analizzate risultano essere le seguenti:

- Combinazione SLU-(A1): combinazione per lo stato limite ultimo strutturale;
- Combinazione SLU-(A2): combinazione per lo stato limite ultimo geotecnico;
- Combinazione SLE: combinazione allo stato limite d'esercizio.

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

La seguente tabella riporta le sollecitazioni agenti nel baricentro dell'intradosso della fondazione dei portali a farfalla.

COMBINAZIONE SLU-A1								
Nodo	Fx	Fy	Fz	Mx	My	Mz		
(-)	Longitudinale	Trasversale	Verticale	Trasversale	Longitudinale	Torcente		
	(kN)	(kN)	(kN)	(kNm)	(kNm)	(kNm)		
COMBINAZIONE SLU-(STR)	1	0	-20	-475	127	-96	46	MIN
		0	33	-349	-224	-40	-76	MAX
		0	-33	-349	223	-40	76	MIN
		0	33	-472	-230	-87	-76	MAX
		0	20	-475	-142	-96	-46	MIN
		0	-33	-349	223	-40	76	MAX
		0	33	-379	-230	-82	-76	MIN
		0	-33	-441	223	-46	76	MAX
		0	20	-475	-142	-96	-46	MIN
		0	-33	-349	223	-40	76	MAX
0	33	-472	-230	-87	-76	MIN		
0	-33	-349	223	-40	76	MAX		

COMBINAZIONE SLU-A2								
Nodo	Fx	Fy	Fz	Mx	My	Mz		
(-)	Longitudinale	Trasversale	Verticale	Trasversale	Longitudinale	Torcente		
	(kN)	(kN)	(kN)	(kNm)	(kNm)	(kNm)		
COMBINAZIONE SLU-(GEO)	1	0	-17	-373	110	-81	40	MIN
		0	28	-349	-195	-40	-66	MAX
		0	-28	-349	194	-40	66	MIN
		0	28	-370	-199	-73	-66	MAX
		0	17	-373	-123	-81	-40	MIN
		0	-28	-349	194	-40	66	MAX
		0	28	-370	-199	-73	-66	MIN
		0	-28	-349	194	-40	66	MAX
		0	17	-373	-123	-81	-40	MIN
		0	-28	-349	194	-40	66	MAX
0	28	-370	-199	-73	-66	MIN		
0	-28	-349	194	-40	66	MAX		

COMBINAZIONE SLE Rara								
Nodo	Fx	Fy	Fz	Mx	My	Mz		
(-)	Longitudinale	Trasversale	Verticale	Trasversale	Longitudinale	Torcente		
	(kN)	(kN)	(kN)	(kNm)	(kNm)	(kNm)		
COMBINAZIONE SLE Rara	1	0	-13	-358	84	-67	31	MIN
		0	22	-349	-150	-40	-51	MAX
		0	-22	-349	149	-40	51	MIN
		0	22	-356	-153	-61	-51	MAX
		0	13	-358	-95	-67	-31	MIN
		0	-22	-349	149	-40	51	MAX
		0	22	-356	-153	-61	-51	MIN
		0	-22	-349	149	-40	51	MAX
		0	13	-358	-95	-67	-31	MIN
		0	-22	-349	149	-40	51	MAX
0	22	-356	-153	-61	-51	MIN		
0	-22	-349	149	-40	51	MAX		

Tabella 11: Portali a Farfalla - azioni intradosso fondazione

La seguente tabella riportano le sollecitazioni agenti nel baricentro dell'intradosso della fondazione dei portali a bandiera.

Nodo		Fx	Fy	Fz	Mx	My	Mz	
		(kN)	(kN)	(kN)	(kNm)	(kNm)	(kNm)	
Com. SLU Env	4	0	-53	-1278	382	423	-205	MIN
		0	88	-947	-656	85	341	MAX
		0	-88	-947	643	85	-341	MIN
		0	88	-1232	-658	110	341	MAX
		0	-53	-1278	382	423	-205	MIN
		0	88	-947	-656	85	341	MAX
		0	88	-1232	-658	110	341	MIN
		0	-88	-947	643	85	-341	MAX
		0	-88	-947	643	85	-341	MIN
		0	53	-1278	-398	423	205	MAX
0	-88	-947	643	85	-341	MIN		
0	88	-1232	-658	110	341	MAX		

Nodo		Fx	Fy	Fz	Mx	My	Mz	
		(kN)	(kN)	(kN)	(kNm)	(kNm)	(kNm)	
Com. SLU GEO Env	4	0	-46	-987	331	356	-177	MIN
		0	77	-947	-570	85	296	MAX
		0	-77	-947	557	85	-296	MIN
		0	77	-947	-570	85	296	MAX
		0	-46	-987	331	356	-177	MIN
		0	77	-947	-570	85	296	MAX
		0	77	-947	-570	85	296	MIN
		0	-77	-947	557	85	-296	MAX
		0	-77	-947	557	85	-296	MIN
		0	46	-987	-344	356	177	MAX
0	-77	-947	557	85	-296	MIN		
0	77	-947	-570	85	296	MAX		

Nodo		Fx	Fy	Fz	Mx	My	Mz	
		(kN)	(kN)	(kN)	(kNm)	(kNm)	(kNm)	
Com. SLE Env	4	0	-35	-978	253	293	-137	MIN
		0	59	-947	-440	85	228	MAX
		0	-59	-947	427	85	-228	MIN
		0	59	-947	-440	85	228	MAX
		0	-35	-978	253	293	-137	MIN
		0	59	-947	-440	85	228	MAX
		0	59	-947	-440	85	228	MIN
		0	-59	-947	427	85	-228	MAX
		0	-59	-947	427	85	-228	MIN
		0	35	-978	-266	293	137	MAX
0	-59	-947	427	85	-228	MIN		
0	59	-947	-440	85	228	MAX		

Tabella 12: Portali a Bandiera - azioni intradosso fondazione

I segni convenzionali imposti nello studio delle fondazioni profonde attraverso il programma Group sono rappresentati nella seguente figura.

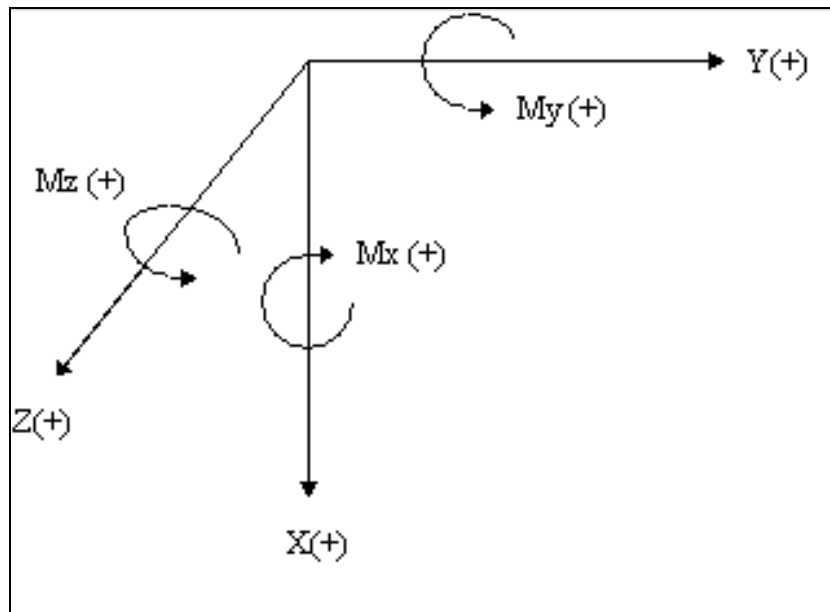


Figura 8: Convenzioni di segno del programma di calcolo GROUP

Nello schema di riferimento gli assi assumono il seguente significato:

- L'asse Y coincide con la direzione longitudinale della palificata
- L'asse Z coincide con la direzione trasversale della palificata
- L'asse X coincide con la direzione verticale della palificata

9. STIMA DELLA RESISTENZA DEI PALI SOGGETTI A CARICHI ASSIALI

In accordo a quanto descritto nel paragrafo 7, 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

Dall'esame delle figure risulta che i valori caratteristici di resistenza a compressione e trazione sono pari a:

$$L=8.50m$$

$$R_d = 156 \text{ kN compressione} \quad A1+M1+R2$$

$$R_d = -98 \text{ kN trazione} \quad A1+M1+R2$$

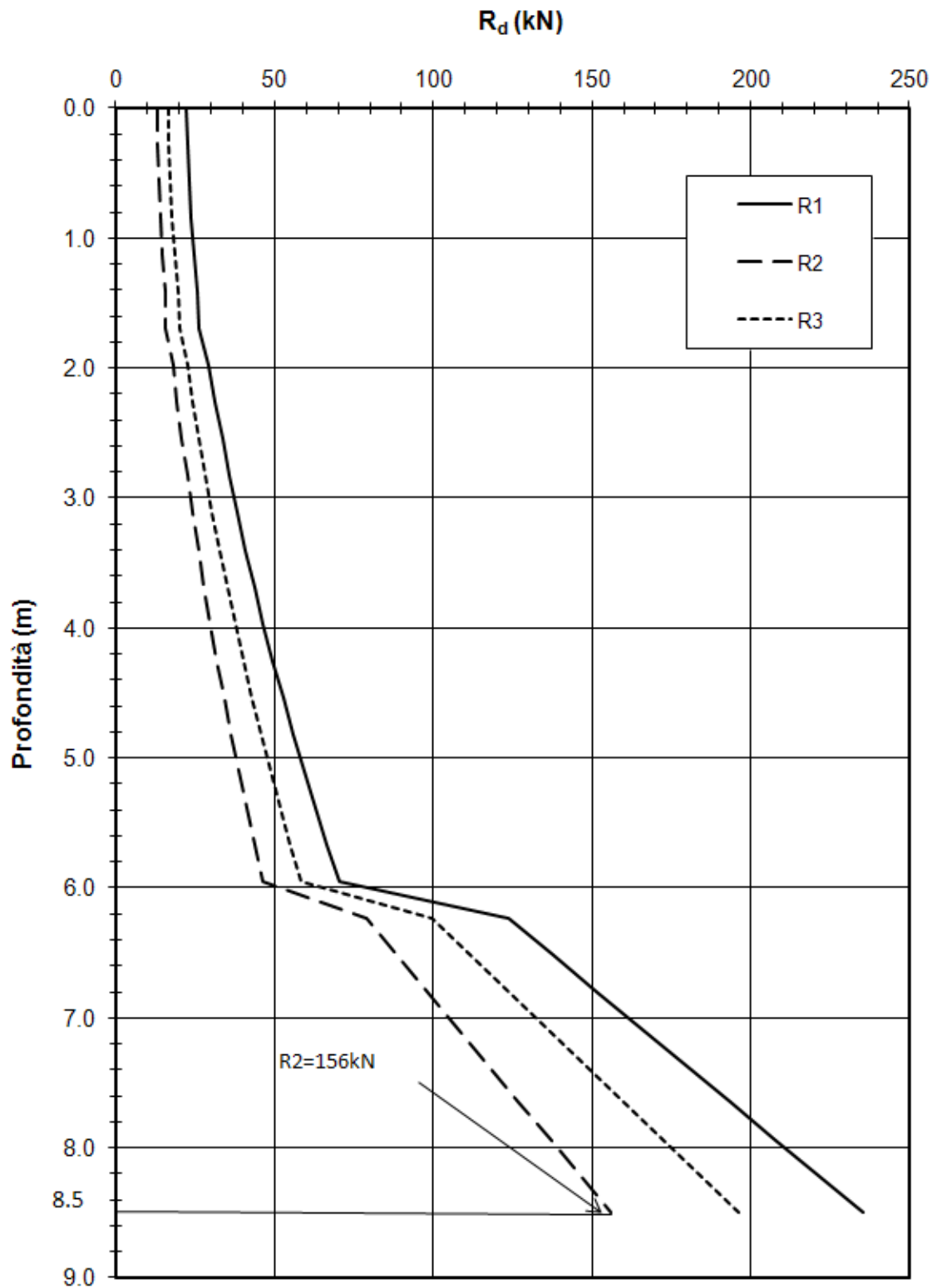


Figura 9: Resistenza di progetto del micropalo a compressione

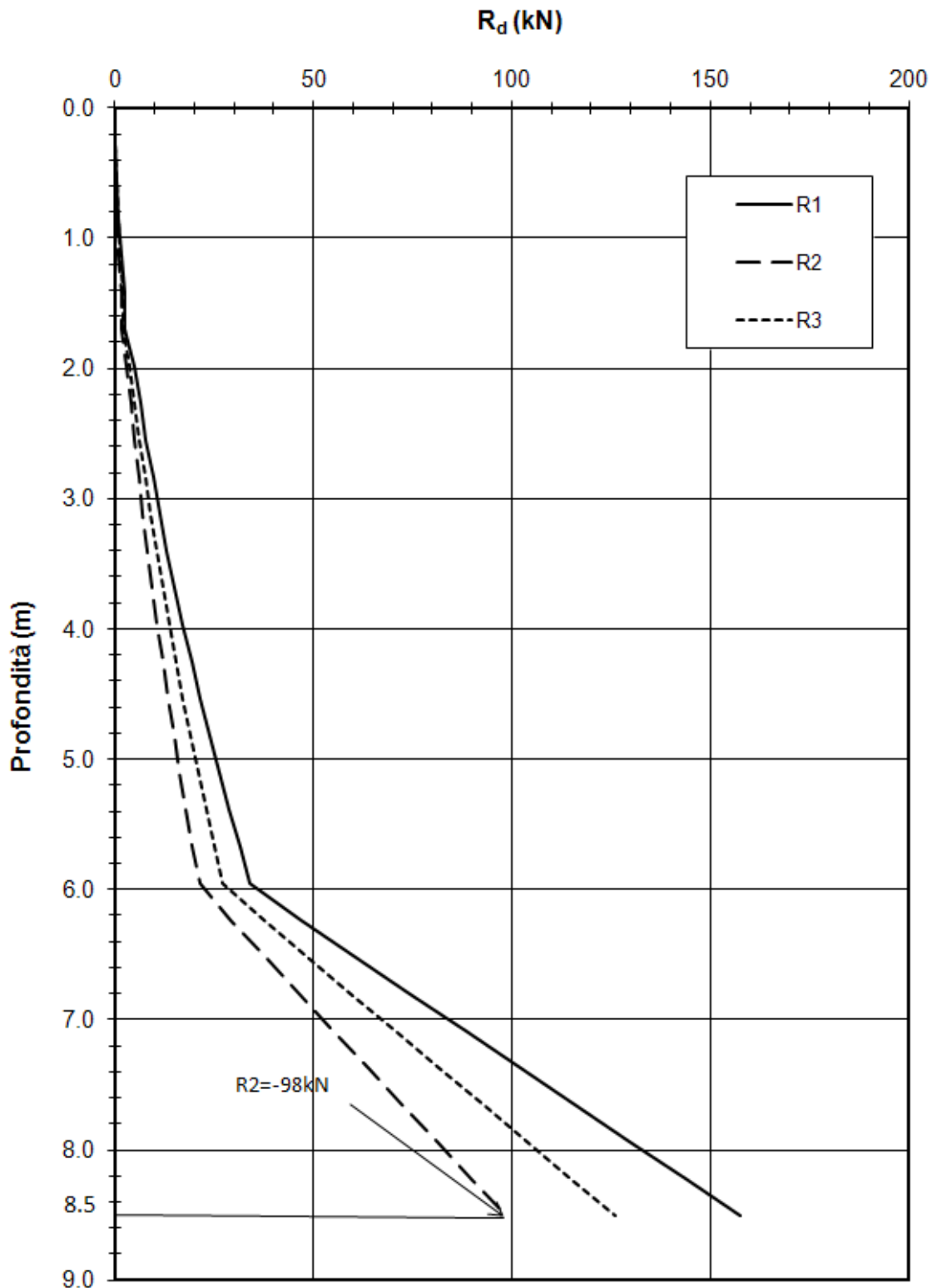


Figura 10: Resistenza di progetto del micropalo a trazione

10. RISULTATI ANALISI E VERIFICHE

10.1 FONDAZIONI PORTALI A FARFALLA (DIRETTA)

10.1.1 Verifica allo SLU di Capacità Portante della Fondazione Diretta

Utilizzando le formulazioni indicate al par. 7.6.1 è possibile ottenere i valori di resistenza di progetto riportate nelle Tabella 13 ÷ Tabella 15. Le resistenze caratteristica e di progetto sono stimate secondo quanto descritto nelle NTC adottando i coefficienti parziali riportati nelle Tab. 6.2.II (per i parametri geotecnici) e Tab. 6.4.1 (per le resistenze).

Come si evince dalle Tabella 13 ÷ Tabella 15 , le verifiche di capacità portante risultano soddisfatte per tutte le combinazioni.

Per l'esiguo valore di taglio le verifiche allo scorrimento sono state omesse. Si omettono inoltre le verifiche di stabilità globale dell'opera in quanto non ritenute dimensionanti.

Nella Tabella 16 sono riassunte le pressioni in fondazione per le diverse combinazioni di carico.

Dati generali														
Dimensione Trasversale	L =	3.00	3.00	3.00	3.00	3.00	3.00	3.00	3.00	3.00	3.00	3.00	m	
Dimensione Longitudinale	B =	3.00	3.00	3.00	3.00	3.00	3.00	3.00	3.00	3.00	3.00	3.00	m	
Area Reale	A _{reale} =	9	9	9	9	9	9	9	9	9	9	9	m ²	
Profondità Piano di Posi	D =	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	m	
Profondità Falda	Z _w =	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	m	
Distanza falda - Piano di Posi	ΔZ _w =	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	m	
Sollecitazioni														
Resultante Forze Normali	N =	475.1	348.6	348.6	471.9	475.1	348.6	379.2	441.2	475.1	348.6	471.9	348.6	kN
Momento longitudinale	M ₀ =	-96.5	-40.4	-40.4	-87.4	-96.5	-40.4	-81.9	-45.9	-96.5	-40.4	-87.4	-40.4	kNm
Momento trasversale	M ₁ =	126.5	-224.4	223.4	-230.1	-142.1	223.4	-230.1	223.4	-142.1	223.4	-230.1	223.4	kNm
Taglio longitudinale	H ₀ =	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	kN
Taglio trasversale	H ₁ =	19.6	-32.6	32.6	-32.6	-19.6	32.6	-32.6	32.6	-19.6	32.6	-32.6	32.6	kN
Caratteristiche del Terreno														
Peso Specifico Sommerso	γ'	9.0	9.0	9.0	9.0	9.0	9.0	9.0	9.0	9.0	9.0	9.0	9.0	kN/m ³
Peso Specifico in Sito	γ	19.0	19.0	19.0	19.0	19.0	19.0	19.0	19.0	19.0	19.0	19.0	19.0	kN/m ³
Angolo Resistenza Taglio	φ	36.0	36.0	36.0	36.0	36.0	36.0	36.0	36.0	36.0	36.0	36.0	36.0	°
	ψ	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	
Angolo Resistenza Taglio	φ	36.00	36.00	36.00	36.00	36.00	36.00	36.00	36.00	36.00	36.00	36.00	36.00	°
	cotφ	1.38	1.38	1.38	1.38	1.38	1.38	1.38	1.38	1.38	1.38	1.38	1.38	
	c	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	kPa
	γ _c	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	
Coesione	c	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	kPa
Adesione	c _a	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	kPa
Pressione Media	σ' _{media}	52.8	38.7	38.7	52.4	52.8	38.7	42.1	49.0	52.8	38.7	52.4	38.7	kPa
Eccentricità Trasversale	e _t	0.266	-0.644	0.641	-0.488	-0.299	0.641	-0.607	0.506	-0.299	0.641	-0.488	0.641	m
Eccentricità Longitudinale	e _l	-0.203	-0.116	-0.116	-0.185	-0.203	-0.116	-0.216	-0.104	-0.203	-0.116	-0.185	-0.116	m
Dimensione Trasversale efficace equivalente	L'	2.47	1.71	1.72	2.02	2.40	1.72	1.79	1.99	2.40	1.72	2.02	1.72	m
Dimensione Longitudinale efficace equivalente	B'	2.59	2.77	2.77	2.63	2.59	2.77	2.57	2.79	2.59	2.77	2.63	2.77	m
Area Efficace equivalente	A'	6.40	4.74	4.76	5.32	6.23	4.76	4.59	5.55	6.23	4.76	5.32	4.76	m ²
Peso Volume Terreno	γ _{vol}	9.00	9.00	9.00	9.00	9.00	9.00	9.00	9.00	9.00	9.00	9.00	9.00	kN/m ³
Peso Volume Terreno	γ _{sat}	9.00	9.00	9.00	9.00	9.00	9.00	9.00	9.00	9.00	9.00	9.00	9.00	kN/m ³
Inclinazione PC considerato	β	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	°
Pressione Verticale Efficace Agente alla quota di imposta	Q ₀ = Q ₀ cos β	19.00	19.00	19.00	19.00	19.00	19.00	19.00	19.00	19.00	19.00	19.00	19.00	kPa
Pressione di Esercizio	Q _{esercizio}	74.2	73.5	73.3	88.6	76.3	73.3	82.7	79.5	76.3	73.3	88.6	73.3	kPa
Determinazione Capacità Portante														
Coefficiente di Capacità Portante	N ₁	56.31	56.31	56.31	56.31	56.31	56.31	56.31	56.31	56.31	56.31	56.31	56.31	
Coefficiente di Capacità Portante	N ₂	37.75	37.75	37.75	37.75	37.75	37.75	37.75	37.75	37.75	37.75	37.75	37.75	
Coefficiente di Capacità Portante	N ₃	50.59	50.59	50.59	50.59	50.59	50.59	50.59	50.59	50.59	50.59	50.59	50.59	
Coefficiente Ausiliario per coefficienti i	m _{BP}	1.488	1.382	1.383	1.435	1.481	1.383	1.410	1.416	1.481	1.383	1.435	1.383	
Coefficiente di Inclinazione del Carico	i _{BP}	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	
Coefficiente Ausiliario per coefficienti i	m _{LC}	1.512	1.618	1.617	1.565	1.519	1.617	1.590	1.584	1.519	1.617	1.565	1.617	
Coefficiente di Inclinazione del Carico	i _{LC}	0.900	0.773	0.773	0.832	0.900	0.773	0.792	0.820	0.900	0.773	0.832	0.773	
Coefficiente di Inclinazione del Carico	i _{BP}	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	
Coefficiente di Inclinazione del Carico	i _{LC}	0.938	0.853	0.853	0.894	0.938	0.853	0.867	0.886	0.938	0.853	0.894	0.853	
Coefficiente di Inclinazione del Carico	i _{BP}	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	
Coefficiente di Inclinazione del Carico	i _{LC}	0.937	0.849	0.849	0.891	0.936	0.849	0.863	0.882	0.936	0.849	0.891	0.849	
Coefficiente di Forma	s _{BP}	0.580	0.353	0.356	0.481	0.568	0.356	0.425	0.438	0.568	0.356	0.481	0.356	
Coefficiente di Forma	s _{LC}	0.619	0.753	0.752	0.692	0.630	0.752	0.722	0.715	0.630	0.752	0.692	0.752	
Coefficiente di Forma	s _{BP}	1.784	2.174	2.170	1.944	1.785	2.170	2.044	2.021	1.785	2.170	1.944	2.170	
Coefficiente di Forma	s _{LC}	1.691	1.450	1.451	1.559	1.673	1.451	1.505	1.517	1.673	1.451	1.559	1.451	
Coefficiente di Forma	s _{BP}	1.785	2.206	2.202	1.969	1.806	2.202	2.073	2.048	1.806	2.202	1.969	2.202	
Coefficiente di Forma	s _{LC}	1.710	1.462	1.463	1.575	1.691	1.463	1.519	1.531	1.691	1.463	1.575	1.463	
Coefficiente di Affondamento delle Fondazioni	d _{BP}	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	
Coefficiente di Affondamento delle Fondazioni	d _{LC}	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	
Coefficiente di Affondamento delle Fondazioni	d _{BP}	1.095	1.089	1.089	1.094	1.095	1.089	1.096	1.088	1.095	1.089	1.094	1.089	
Coefficiente di Affondamento delle Fondazioni	d _{LC}	1.100	1.144	1.144	1.122	1.103	1.144	1.138	1.124	1.103	1.144	1.122	1.144	
Coefficiente di Affondamento delle Fondazioni	d _{BP}	1.154	1.145	1.145	1.152	1.154	1.145	1.156	1.143	1.154	1.145	1.152	1.145	
Coefficiente di Affondamento delle Fondazioni	d _{LC}	1.162	1.234	1.233	1.198	1.167	1.233	1.224	1.201	1.167	1.233	1.198	1.233	
Inclinazione PC considerato	β	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	
Coefficiente di Inclinazione del piano campagna	g _{BP}	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	
Coefficiente di Inclinazione del piano campagna	g _{LC}	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	
Coefficiente di Inclinazione del piano campagna	g _{BP}	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	
Coefficiente di Inclinazione del piano campagna	g _{LC}	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	
Coefficiente di Inclinazione del piano campagna	g _{BP}	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	
Coefficiente di Inclinazione del piano campagna	g _{LC}	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	
Pressione Limite	Q _{lim BP}	380.9	247.9	249.5	320.2	373.3	249.5	276.6	309.9	373.3	249.5	320.2	249.5	kPa
Pressione di Esercizio	Q _{lim LC}	348.5	252.6	253.2	295.5	344.7	253.2	258.9	295.4	344.7	253.2	295.5	253.2	kPa
	Q _{lim γ}	348.5	252.6	253.2	295.5	344.7	253.2	258.9	295.4	344.7	253.2	295.5	253.2	kPa
	Q _{lim eB}	1385.6	1698.7	1695.6	1525.0	1402.0	1695.6	1607.4	1577.6	1402.0	1695.6	1525.0	1695.6	kPa
	Q _{lim eL}	1252.2	1014.9	1015.7	1122.0	1241.3	1015.7	1065.5	1083.4	1241.3	1015.7	1122.0	1015.7	kPa
	Q _{lim eγ}	1252.2	1014.9	1015.7	1122.0	1241.3	1015.7	1065.5	1083.4	1241.3	1015.7	1122.0	1015.7	kPa
	Q _{lim eB}	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	kPa
	Q _{lim eL}	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	kPa
	Q _{lim c}	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	kPa
Pressione Limite	Q _{lim}	1600.8	1267.5	1268.8	1417.5	1586.0	1268.8	1324.4	1378.8	1586.0	1268.8	1417.5	1268.8	kPa
Pressione di Esercizio	Q _{esercizio}	74.2	73.5	73.3	88.6	76.3	73.3	82.7	79.5	76.3	73.3	88.6	73.3	kPa
	γ _R	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	
	Rd	1600.8	1267.5	1268.8	1417.5	1586.0	1268.8	1324.4	1378.8	1586.0	1268.8	1417.5	1268.8	kPa
	Ed	74.2	73.5	73.3	88.6	76.3	73.3	82.7	79.5	76.3	73.3	88.6	73.3	kPa

Tabella 13 - Portale a Farfalla- capacità portante - A1+M1+R1

Dati generali													
Dimensione Trasversale	L =	3.00	3.00	3.00	3.00	3.00	3.00	3.00	3.00	3.00	3.00	3.00	m
Dimensione Longitudinale	B =	3.00	3.00	3.00	3.00	3.00	3.00	3.00	3.00	3.00	3.00	3.00	m
Area Reale	A _{reale} =	9	9	9	9	9	9	9	9	9	9	9	m ²
Profondità Piano di Posi	D =	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	m
Profondità Faldia	z _w =	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	m
Distanza faldia - Piano di Posi	ΔZ _w =	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	m
Sollecitazioni													
		A2+M2	A2+M2	A2+M2	A2+M2	A2+M2	A2+M2	A2+M2	A2+M2	A2+M2	A2+M2	A2+M2	
Resultante Forze Normali	N =	372.7	348.6	348.6	369.8	372.7	348.6	369.8	348.6	372.7	348.6	369.8	kN
Momento longitudinale	M _g =	-81.3	-40.4	-40.4	-73.4	-81.3	-40.4	-73.4	-40.4	-81.3	-40.4	-73.4	kNm
Momento trasversale	M _t =	109.6	-194.5	193.5	-199.4	-123.2	193.5	-199.4	193.5	-123.2	193.5	-199.4	kNm
Taglio longitudinale	H _g =	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	kN
Taglio trasversale	H _t =	16.9	-28.2	28.2	-28.2	-16.9	28.2	-28.2	28.2	-16.9	28.2	-28.2	kN
Caratteristiche del Terreno													
Peso Specifico Sommerso	γ' =	9.0	9.0	9.0	9.0	9.0	9.0	9.0	9.0	9.0	9.0	9.0	kN/m ³
Peso Specifico in Sito	γ =	19.0	19.0	19.0	19.0	19.0	19.0	19.0	19.0	19.0	19.0	19.0	kN/m ³
Angolo Resistenza Taglio	φ =	36.0	36.0	36.0	36.0	36.0	36.0	36.0	36.0	36.0	36.0	36.0	°
	γ _φ =	1.25	1.25	1.25	1.25	1.25	1.25	1.25	1.25	1.25	1.25	1.25	
Angolo Resistenza Taglio	φ =	30.17	30.17	30.17	30.17	30.17	30.17	30.17	30.17	30.17	30.17	30.17	°
	colφ =	1.72	1.72	1.72	1.72	1.72	1.72	1.72	1.72	1.72	1.72	1.72	
	c =	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	kPa
	γ _c =	1.25	1.25	1.25	1.25	1.25	1.25	1.25	1.25	1.25	1.25	1.25	
	c =	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	kPa
Coesione	c _e =	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	kPa
Adesione	c _a =	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	kPa
Pressione Media	σ _{media} =	41.4	38.7	38.7	41.4	41.4	38.7	41.4	38.7	41.4	38.7	41.4	kPa
Eccentricità Trasversale	e _t =	0.294	-0.558	0.555	-0.539	-0.331	0.555	-0.539	0.555	-0.331	0.555	-0.539	m
Eccentricità Longitudinale	e _g =	-0.218	-0.116	-0.116	-0.199	-0.218	-0.116	-0.199	-0.116	-0.218	-0.116	-0.199	m
Dimensione Trasversale efficace equivalente	L' =	2.41	1.88	1.89	1.92	2.34	1.89	1.92	1.89	2.34	1.89	1.92	m
Dimensione Longitudinale efficace equivalente	B' =	2.56	2.77	2.77	2.60	2.56	2.77	2.60	2.56	2.77	2.60	2.77	m
Area Efficace equivalente	A' =	6.18	5.21	5.23	5.00	6.00	5.23	5.00	5.23	6.00	5.23	5.00	m ²
Peso Volume Terreno	γ _{eff} =	9.00	9.00	9.00	9.00	9.00	9.00	9.00	9.00	9.00	9.00	9.00	kN/m ³
Peso Volume Terreno	γ _{cl} =	9.00	9.00	9.00	9.00	9.00	9.00	9.00	9.00	9.00	9.00	9.00	kN/m ³
Inclinazione PC considerato	β =	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	°
Pressione Verticale Efficace Agente alla quota di imposta	q _e = q ₀ cos β =	19.00	19.00	19.00	19.00	19.00	19.00	19.00	19.00	19.00	19.00	19.00	kPa
Pressione di Esercizio	q _{esercizio} =	60.3	66.8	66.6	73.9	62.2	66.6	73.9	66.6	62.2	66.6	73.9	kPa
Determinazione Capacità Portante													
Coefficiente di Capacità Portante	N _e =	22.96	22.96	22.96	22.96	22.96	22.96	22.96	22.96	22.96	22.96	22.96	
Coefficiente di Capacità Portante	N _g =	18.75	18.75	18.75	18.75	18.75	18.75	18.75	18.75	18.75	18.75	18.75	
Coefficiente di Capacità Portante	N _c =	30.54	30.54	30.54	30.54	30.54	30.54	30.54	30.54	30.54	30.54	30.54	
Coefficiente Ausiliario per coefficiente i	m _g =	1.485	1.405	1.406	1.425	1.477	1.406	1.425	1.406	1.477	1.406	1.425	
Coefficienti di Inclinazione del Carico	i _g =	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	
Coefficiente Ausiliario per coefficiente i	m _t =	1.515	1.595	1.594	1.575	1.523	1.594	1.575	1.594	1.523	1.594	1.575	
Coefficienti di Inclinazione del Carico	i _t =	0.890	0.803	0.803	0.815	0.889	0.803	0.815	0.803	0.889	0.803	0.815	
Coefficienti di Inclinazione del Carico	i _g =	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	
Coefficienti di Inclinazione del Carico	i _t =	0.932	0.874	0.874	0.882	0.932	0.874	0.882	0.874	0.932	0.874	0.882	
Coefficienti di Inclinazione del Carico	i _g =	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	
Coefficienti di Inclinazione del Carico	i _t =	0.928	0.867	0.867	0.876	0.928	0.867	0.876	0.867	0.928	0.867	0.876	
Coefficiente di Forma	s _g =	0.575	0.412	0.414	0.458	0.562	0.414	0.458	0.414	0.562	0.414	0.458	
Coefficiente di Forma	s _t =	0.624	0.728	0.727	0.705	0.635	0.727	0.705	0.727	0.635	0.727	0.705	
Coefficiente di Forma	s _g =	1.618	1.854	1.851	1.787	1.637	1.851	1.787	1.851	1.637	1.851	1.787	
Coefficiente di Forma	s _t =	1.547	1.396	1.397	1.429	1.530	1.397	1.429	1.397	1.530	1.397	1.429	
Coefficiente di Forma	s _g =	1.653	1.902	1.899	1.832	1.673	1.899	1.832	1.899	1.673	1.899	1.832	
Coefficiente di Forma	s _{cl} =	1.578	1.418	1.419	1.453	1.560	1.419	1.453	1.419	1.560	1.419	1.453	
Coefficiente di Affondamento delle Fondazione	d _g =	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	
Coefficiente di Affondamento delle Fondazione	d _t =	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	
Coefficiente di Affondamento delle Fondazione	d _g =	1.112	1.104	1.104	1.111	1.112	1.104	1.111	1.104	1.112	1.104	1.111	
Coefficiente di Affondamento delle Fondazione	d _t =	1.119	1.153	1.152	1.150	1.123	1.152	1.150	1.152	1.123	1.152	1.150	
Coefficiente di Affondamento delle Fondazione	d _g =	1.156	1.145	1.145	1.154	1.156	1.145	1.154	1.145	1.156	1.145	1.154	
Coefficiente di Affondamento delle Fondazione	d _{cl} =	1.166	1.212	1.212	1.208	1.171	1.212	1.208	1.212	1.171	1.212	1.208	
Inclinazione PC considerato	β =	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	
Coefficiente di Inclinazione del piano campagna	g _g =	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	
Coefficiente di Inclinazione del piano campagna	g _t =	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	
Coefficiente di Inclinazione del piano campagna	g _g =	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	
Coefficiente di Inclinazione del piano campagna	g _t =	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	
Coefficiente di Inclinazione del piano campagna	g _g =	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	
Coefficiente di Inclinazione del piano campagna	g _t =	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	
Pressione Limite	q _{lim} =	152.3	117.9	118.4	123.2	148.8	118.4	123.2	118.4	148.8	118.4	123.2	kPa
Pressione di Esercizio	q _{esercizio} =	60.3	66.8	66.6	73.9	62.2	66.6	73.9	66.6	62.2	66.6	73.9	kPa
	γ _R =	1.8	1.8	1.8	1.8	1.8	1.8	1.8	1.8	1.8	1.8	1.8	
	Rd =	396.2	341.5	341.8	350.3	392.7	341.8	350.3	341.8	392.7	341.8	350.3	kPa
	Ed =	60.3	66.8	66.6	73.9	62.2	66.6	73.9	66.6	62.2	66.6	73.9	kPa

Tabella 14 - Portale a Farfalla- capacità portante - A2+M2+R2

Dati generali														
Dimensione Trasversale	L =	3.00	3.00	3.00	3.00	3.00	3.00	3.00	3.00	3.00	3.00	3.00	m	
Dimensione Longitudinale	B =	3.00	3.00	3.00	3.00	3.00	3.00	3.00	3.00	3.00	3.00	3.00	m	
Area Reale	A _{reale} =	9	9	9	9	9	9	9	9	9	9	9	m ²	
Profondità Piano di Posa	D =	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	m	
Profondità Falda	Z _{wp} =	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	m	
Distanza falda - Piano di Posa	ΔZ _w =	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	m	
Sollecitazioni														
Resultante Forze Normali	N =	345.5	351.6	342.9	354.2	376.4	320.8	358.4	338.8	345.5	351.6	358.4	338.8	kN
Momento longitudinale	M _{lg} =	-169.3	88.4	-51.8	-29.1	-52.6	-28.3	-86.4	5.5	-169.3	88.4	-51.8	-29.1	kNm
Momento trasversale	M _{lt} =	-14.0	13.0	-22.4	21.4	-44.6	43.6	-137.6	136.6	-48.5	47.5	-137.6	136.6	kNm
Taglio longitudinale	H _{lg} =	-92.7	92.7	22.1	-22.1	22.1	-22.1	-28.9	28.9	-92.7	92.7	22.1	-22.1	kN
Taglio trasversale	H _{lt} =	29.5	-29.5	95.2	-95.2	-22.0	22.0	-74.9	74.9	-21.5	21.5	-74.9	74.9	kN
Caratteristiche del Terreno														
Peso Specifico Sommerso	γ' =	9.0	9.0	9.0	9.0	9.0	9.0	9.0	9.0	9.0	9.0	9.0	kN/m ³	
Peso Specifico in Sito	γ =	19.0	19.0	19.0	19.0	19.0	19.0	19.0	19.0	19.0	19.0	19.0	kN/m ³	
Angolo Resistenza Taglio	φ =	36.0	36.0	36.0	36.0	36.0	36.0	36.0	36.0	36.0	36.0	36.0	°	
Angolo Resistenza Taglio	φ ₀ =	1.25	1.25	1.25	1.25	1.25	1.25	1.25	1.25	1.25	1.25	1.25	°	
Angolo Resistenza Taglio	φ ₁ =	30.17	30.17	30.17	30.17	30.17	30.17	30.17	30.17	30.17	30.17	30.17	°	
Angolo Resistenza Taglio	cotφ ₀ =	1.72	1.72	1.72	1.72	1.72	1.72	1.72	1.72	1.72	1.72	1.72		
Angolo Resistenza Taglio	cotφ ₁ =	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0		
Angolo Resistenza Taglio	γ _c =	1.25	1.25	1.25	1.25	1.25	1.25	1.25	1.25	1.25	1.25	1.25	kPa	
Angolo Resistenza Taglio	c =	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	kPa	
Angolo Resistenza Taglio	c _a =	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	kPa	
Pressione Media	σ _{media} =	38.4	39.1	38.1	39.4	41.8	35.6	39.8	37.6	38.4	39.1	39.8	37.6	kPa
Eccentricità Trasversale	e _t =	-0.040	0.037	-0.065	0.060	-0.119	0.136	-0.384	0.403	-0.141	0.135	-0.384	0.403	m
Eccentricità Longitudinale	e _{lg} =	-0.490	0.252	-0.151	-0.082	-0.140	-0.088	-0.241	0.016	-0.490	0.252	-0.145	-0.086	m
Dimensione Trasversale efficace equivalente	L' =	2.92	2.93	2.87	2.88	2.76	2.73	2.23	2.19	2.72	2.73	2.23	2.19	m
Dimensione Longitudinale efficace equivalente	B' =	2.02	2.50	2.70	2.84	2.72	2.82	2.52	2.97	2.02	2.50	2.71	2.83	m
Area Efficace equivalente	A' =	5.90	7.31	7.74	8.16	7.52	7.70	5.62	6.51	5.49	6.82	6.05	6.20	m ²
Peso Volume Terreno	γ _{CB} =	9.00	9.00	9.00	9.00	9.00	9.00	9.00	9.00	9.00	9.00	9.00	9.00	kN/m ³
Peso Volume Terreno	γ _{CL} =	9.00	9.00	9.00	9.00	9.00	9.00	9.00	9.00	9.00	9.00	9.00	9.00	kN/m ³
Inclinazione PC considerato	β =	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	°
Pressione Verticale Efficace Agente alla quota di imposta	q ₀ = q _{0, orlo} =	19.00	19.00	19.00	19.00	19.00	19.00	19.00	19.00	19.00	19.00	19.00	19.00	kPa
Pressione di Esercizio	q _{esercizio} =	58.6	48.1	44.3	43.4	50.1	41.6	63.8	52.0	62.9	51.6	59.2	54.6	kPa
Determinazione Capacità Portante														
Coefficiente di Capacità Portante	N ₁ =	22.96	22.96	22.96	22.96	22.96	22.96	22.96	22.96	22.96	22.96	22.96	22.96	
Coefficiente di Capacità Portante	N ₂ =	18.75	18.75	18.75	18.75	18.75	18.75	18.75	18.75	18.75	18.75	18.75	18.75	
Coefficiente di Capacità Portante	N ₃ =	30.54	30.54	30.54	30.54	30.54	30.54	30.54	30.54	30.54	30.54	30.54	30.54	
Coefficiente Ausiliario per coefficiente i	m _{lg} =	1.591	1.540	1.515	1.504	1.491	1.470	1.425	1.574	1.522	1.452	1.437		
Coefficiente di Inclinazione del Carico	i _{lg} =	0.445	0.460	0.846	0.851	0.859	0.837	0.812	0.805	0.447	0.462	0.856	0.849	
Coefficiente Ausiliario per coefficiente i	m _{lt} =	1.409	1.460	1.485	1.496	1.496	1.509	1.530	1.575	1.426	1.478	1.548	1.563	
Coefficiente di Inclinazione del Carico	i _{lt} =	0.806	0.806	0.446	0.458	0.860	0.836	0.553	0.526	0.856	0.855	0.550	0.527	
Coefficiente di Inclinazione del Carico	i _{lg} =	0.608	0.624	0.904	0.908	0.913	0.899	0.884	0.881	0.612	0.628	0.912	0.908	
Coefficiente di Inclinazione del Carico	i _{lt} =	0.882	0.880	0.617	0.626	0.914	0.898	0.699	0.675	0.912	0.911	0.696	0.677	
Coefficiente di Inclinazione del Carico	i _{lg} =	0.586	0.603	0.899	0.903	0.908	0.893	0.877	0.874	0.590	0.607	0.907	0.903	
Coefficiente di Inclinazione del Carico	i _{lt} =	0.875	0.873	0.596	0.605	0.909	0.892	0.682	0.656	0.908	0.906	0.678	0.659	
Coefficiente di Forma	s _{lg} =	0.723	0.659	0.624	0.606	0.606	0.586	0.549	0.459	0.703	0.634	0.514	0.484	
Coefficiente di Forma	s _{lt} =	0.422	0.531	0.575	0.594	0.594	0.614	0.645	0.704	0.462	0.563	0.671	0.690	
Coefficiente di Forma	s _{lg} =	1.402	1.496	1.547	1.573	1.572	1.602	1.656	1.786	1.432	1.532	1.706	1.749	
Coefficiente di Forma	s _{lt} =	1.840	1.681	1.618	1.590	1.590	1.562	1.515	1.430	1.782	1.635	1.470	1.451	
Coefficiente di Forma	s _{lg} =	1.425	1.524	1.577	1.605	1.605	1.635	1.693	1.831	1.456	1.562	1.746	1.792	
Coefficiente di Forma	s _{lt} =	1.887	1.720	1.653	1.623	1.624	1.593	1.544	1.454	1.826	1.671	1.506	1.476	
Coefficiente di Affondamento delle Fondazione	d _{lg} =	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	
Coefficiente di Affondamento delle Fondazione	d _{lt} =	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	
Coefficiente di Affondamento delle Fondazione	d _{lg} =	1.142	1.115	1.107	1.101	1.106	1.102	1.114	1.097	1.142	1.115	1.106	1.102	
Coefficiente di Affondamento delle Fondazione	d _{lt} =	1.099	1.098	1.100	1.100	1.104	1.105	1.129	1.131	1.106	1.105	1.129	1.131	
Coefficiente di Affondamento delle Fondazione	d _{lg} =	1.198	1.160	1.148	1.141	1.147	1.142	1.159	1.135	1.198	1.160	1.148	1.141	
Coefficiente di Affondamento delle Fondazione	d _{lt} =	1.137	1.137	1.139	1.139	1.145	1.147	1.179	1.182	1.147	1.147	1.179	1.182	
Inclinazione PC considerato	β =	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	
Coefficiente di Inclinazione del piano campagna	g _{lg} =	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	
Coefficiente di Inclinazione del piano campagna	g _{lt} =	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	
Coefficiente di Inclinazione del piano campagna	g _{lg} =	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	
Coefficiente di Inclinazione del piano campagna	g _{lt} =	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	
Coefficiente di Inclinazione del piano campagna	g _{lg} =	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	
Coefficiente di Inclinazione del piano campagna	g _{lt} =	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	
Coefficiente di Inclinazione del piano campagna	g _{lg} =	67.2	78.1	147.1	151.1	146.4	143.1	116.0	113.3	65.6	75.6	123.2	120.1	kPa
Coefficiente di Inclinazione del piano campagna	q _{lim, lt} =	102.6	129.5	76.0	80.9	145.8	144.7	82.3	83.9	111.0	135.8	85.1	82.4	kPa
Coefficiente di Inclinazione del piano campagna	q _{lim, lg} =	67.2	78.1	147.1	151.1	146.4	144.7	82.3	83.9	65.6	75.6	85.1	82.4	kPa
Coefficiente di Inclinazione del piano campagna	q _{lim, gt} =	347.2	371.0	391.5	390.2	390.2	390.2	390.2	390.2	390.2	390.2	390.2	390.2	kPa
Coefficiente di Inclinazione del piano campagna	q _{lim, gl} =	635.0	578.8	391.5	390.2	390.2	390.2	390.2	390.2	390.2	390.2	390.2	390.2	kPa
Coefficiente di Inclinazione del piano campagna	q _{lim, ql} =	347.2	371.0	391.5	390.2	390.2	390.2	390.2	390.2	390.2	390.2	390.2	390.2	kPa
Coefficiente di Inclinazione del piano campagna	q _{lim, ct} =	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	kPa
Coefficiente di Inclinazione del piano campagna	q _{lim, cl} =	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	kPa
Coefficiente di Inclinazione del piano campagna	q _{lim, c} =	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	kPa
Pressione Limite	q _{lim} =	414.3	449.1	538.6	541.3	711.9	697.1	509.0	472.7	422.0	457.9	496.8	478.1	kPa
Pressione di Esercizio	q _{esercizio} =	58.6	48.1	44.3	43.4	50.1	41.6	63.8	52.0	62.9	51.6	59.2	54.6	kPa
Pressione Limite	Y _R =	1.8	1.8	1.8	1.8	1.8	1.8	1.8	1.8	1.8	1.8	1.8	1.8	
Pressione di Esercizio	R _d =	230.2	249.5	299.2	300.7	395.5	387.3	282.2	262.6	234.5	254.2	277.1	265.6	kPa
Pressione di Esercizio	Ed =	58.6	48.1	44.3	43.4	50.1	41.6	63.8	52.0	62.9	51.6	59.2	54.6	kPa

Tabella 15 - Portale a Farfalla- capacità portante - A+M2+R2

COMBINAZIONE SLU-A1						
N	M	e	Verifica	σ_{max} (kN/m ²)	σ_{min} (kN/m ²)	sup reagente
KN	KN m	m				m
475	127	0.27	sez. intera	81	25	0.00
349	-224	0.64	sez. parziale	90	0	2.57
349	223	0.64	sez. parziale	90	0	2.58
472	-230	0.49	sez. intera	104	1	0.00
475	-142	0.30	sez. intera	84	21	0.00
349	223	0.64	sez. parziale	90	0	2.58
379	-230	0.61	sez. parziale	94	0	2.68
441	223	0.51	sez. parziale	99	0	2.98
475	-142	0.30	sez. intera	84	21	0.00
349	223	0.64	sez. parziale	90	0	2.58
472	-230	0.49	sez. intera	104	1	0.00
349	223	0.64	sez. parziale	90	0	2.58

COMBINAZIONE SLU-A2						
N	M	e	Verifica	σ_{max} (kN/m ²)	σ_{min} (kN/m ²)	sup reagente
KN	KN m	m				m
373	110	0.29	sez. intera	66	17	0.00
349	-195	0.56	sez. parziale	82	0	2.83
349	194	0.56	sez. parziale	82	0	2.83
370	-199	0.54	sez. parziale	86	0	2.88
373	-123	0.33	sez. intera	69	14	0.00
349	194	0.56	sez. parziale	82	0	2.83
370	-199	0.54	sez. parziale	86	0	2.88
349	194	0.56	sez. parziale	82	0	2.83
373	-123	0.33	sez. intera	69	14	0.00
349	194	0.56	sez. parziale	82	0	2.83
370	-199	0.54	sez. parziale	86	0	2.88
349	194	0.56	sez. parziale	82	0	2.83

COMBINAZIONE SLE Rara						
N	M	e	Verifica	σ_{max} (kN/m ²)	σ_{min} (kN/m ²)	sup reagente
KN	KN m	m				m
358	84	0.24	sez. intera	59	21	0.00
349	-150	0.43	sez. intera	72	5	0.00
349	149	0.43	sez. intera	72	6	0.00
356	-153	0.43	sez. intera	74	5	0.00
358	-95	0.26	sez. intera	61	19	0.00
349	149	0.43	sez. intera	72	6	0.00
356	-153	0.43	sez. intera	74	5	0.00
349	149	0.43	sez. intera	72	6	0.00
358	-95	0.26	sez. intera	61	19	0.00
349	149	0.43	sez. intera	72	6	0.00
356	-153	0.43	sez. intera	74	5	0.00
349	149	0.43	sez. intera	72	6	0.00

Tabella 16 - Portale a Farfalla - Valori di pressione in fondazione

10.1.1 Verifica dei Requisiti Prestazionali dell'opera

La valutazione della compatibilità degli spostamenti/cedimenti della fondazione e delle distorsioni dell'opera e del terreno circostante avviene attraverso l'esame degli spostamenti risultanti dalle analisi allo SLE eseguite.

Nella Tabella 17 si riportano i valori di cedimento atteso in fondazione e la stima della rotazione, in termini di spostamento orizzontale, alla quota superiore del portale.

Tali spostamenti si ritengono compatibili con la funzionalità dell'opera.

Verifica degli spostamenti della fondazione		
Coefficiente di Poisson del terreno	ν	0.25
Momento flettente applicato al barcentro della fondazione	M	153 kNm
Modulo di deformabilità del terreno (procedura Berardi, 1999)	E	10,191 kPa
Larghezza della fondazione	B	3.00 m
Eccentricità dei carichi	e	0.427 m
Tratto fondazione con pressione di contatto calcestruzzo - terreno positiva	B_{REAG}	2.15 m
Coefficiente di influenza della fondazione (J. E. Bowles, 1991)	I_B	3.77
Sviluppo in pianta di un singolo modulo se prefabbricato	b_1	3.00 m
Sviluppo in pianta della fondazione (imponendo $L > B$)	L	3.00 m
Calcola Modulo		
Profondità di influenza in cui si sviluppa il cedimento	h_{CED}	6.00 m
Carico verticale comprensivo del peso del plinto di fondazione	N	358 kN
Pressione verticale efficace geostatica alla quota intradosso plinto	q_0'	22.80 kN / m ²
Area della fondazione con pressione di contatto calcestruzzo - terreno positiva	A_{REAG}	6.44 m ²
Incremento di pressione efficace media netta ($q'_{REAG} = q_{REAG} - q_0'$)	q'_{REAG}	32.83 kN / m ²
Pressione efficace esercitata sul terreno di fondazione ($q'_{REAG} = N / A_{REAG}$)	q_{REAG}	55.63 kN / m ²
Valori del coefficiente di influenza I_s (Tsytoich, 1951)	I_s	0.74
Modulo di Young a piccole deformazioni (mediato sugli strati)	E_0'	30,000 kPa
Cedimento della fondazione (procedura iterativa Berardi, 1999)	s_b	4.79 mm
Rotazione alla testa della fondazione	$\tan \theta$	0.0038 rad
Angolo di rotazione in gradi	θ	0.2200 gradi
Spessore soletta di fondazione	h_2	1.20 m
Altezza netta muro	h_N	0.00 m
Altezza portale	H_{FOA}	5.80 m
Spostamento massimo ammissibile	d_{MAX}	50.00 mm
Spostamento calcolato alla testa del portale	d	26.87 mm
Stratigrafia terreno di fondazione		
Coefficiente di Poisson del terreno		0.25
Modulo di deformabilità del terreno (procedura Berardi, 1999)		10191
Modulo di Young a piccole deformazioni nel punto medio di ogni strato		-
Spessore dello strato i-esimo in cui è suddiviso lo strato compressibile		-
Profondità di influenza in cui si sviluppa il cedimento		6.00
Strato 1	30000.00 E_{01}	6.00 h_1
Strato 2	E_{02}	h_2
Strato 3	E_{03}	h_3
Strato 4	E_{04}	h_4
Spessore totale strato compressibile		6.00 m

Tabella 17 - Cedimenti e rotazioni - SLE

10.2 FONDAZIONI PORTALI A BANDIERA (PROFONDA)

10.3 PREMESSA

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

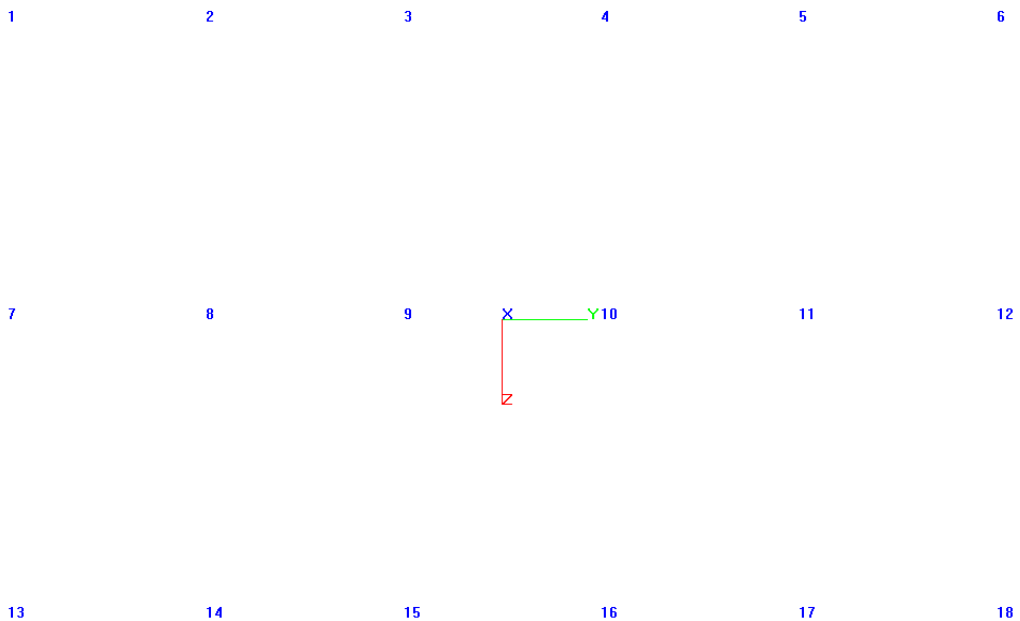


Figura 11: Pila 1 – Numerazione Micropali

10.3.1 Risultati

In appendice si riportano le azioni agenti sui singoli micropali.

10.3.2 Verifiche geotecniche

Nella seguente tabella sono riportate le azioni assiali, utili al dimensionamento geotecnico del singolo micropalo di fondazione.

SLU GEO			Palo (-)	Combinazione (-)
N_{MAX}	(kN)	92.5	18	10
N_{MIN}	(kN)	17.1	1	10

Tabella 18: Pila 1 - Carichi assiali massimi e minimi per verifiche geotecniche

Dove N_{MAX} e N_{MIN} sono rispettivamente l'azione assiale massima (in compressione) e minima (in trazione) agente sul singolo micropalo.

Le azioni assiali massime e minime devono essere confrontate con i valori delle resistenze riportati nel Paragrafo 9.

Le verifiche risultano soddisfatte.

10.3.3 Verifiche strutturali

Le sollecitazioni massime e minime agenti sui singoli micropali sono riportate nella seguente tabella.

SLU STR			Palo (-)	Combinazione (-)	N (kN)	T (kN)	M (kNm)
N_{MAX}	(kN)	114	18	10	-	9.3	7.1
N_{MIN}	(kN)	13.2	1	2	-	10.7	8.7
M_{MAX}	(kNm)	12.5	18	4	108	15.1	-
T_{MAX}	(kN)	15.1	18	3	23.3	-	12.4

Tabella 19: Pila 1 - Sollecitazioni massime e minime per verifiche strutturali

dove:

- N: sollecitazione assiale;
- T: sollecitazione di taglio;
- M: momento flettente.

Si riporta di seguito il prospetto con le verifiche strutturali relative alle sollecitazioni massime e minime che agiscono sui singoli micropali.

NTC - DM 14 GENNAIO 2008 - 4.2 Costruzioni di ACCIAIO - Verifica di SEZIONI TUBOLARI COMPATTE (CLASSE 1 o 2) con il METODO PLASTICO

Materiale			Azioni di calcolo		MAX N	MIN N	MAX M	MAX T
Acciaio	classe	S 355 -	Azione assiale	n_s kN/m	114.0	13.2	108.0	23.3
Coefficiente di sicurezza	γ_{Mo}	1.05 -	Taglio	v_s kN/m	9.3	10.7	15.1	15.1
Tensione di snervamento	f_{yk}	355 MPa	Momento	m_s kNm/m	7.1	8.7	12.5	12.4
Tensione di calcolo	f_{yd}	338 MPa	Combinazioni di carico		MAX N	MIN N	MAX M	MAX T
Sezione (UNI EN 10219-2:2006)			Coefficiente di sicurezza	γ -	1.05	1.05	1.05	1.05
Diametro esterno	D	168.3 mm	Interasse	i m	1	1	1	1
Spessore (s <= 40 mm)	s	12.5 mm	Azioni di progetto		MAX N	MIN N	MAX M	MAX T
Diametro interno	d	143.3 mm	Azione assiale	N_{sd} kN	120	14	113	24
Momento d'inerzia	I	2.99E-04 m ⁴	Taglio	V_{sd} kN	10	11	16	16
Area sezione trasversale	A	6.12E-03 m ²	Momento	M_{sd} kNm	7	9	13	13
Modulo resistente a flessione	W_{pl}	3.04E-04 m ³	Effetto delle azioni combinate (N, V, M)		MAX N	MIN N	MAX M	MAX T
Modulo resistente a taglio	$A_v = 2A/\pi$	3.90E-03 m ²	$[(2 \cdot V_{sd}/V_{pl,Rd}) - 1]^2$	ρ -	0.000	0.000	0.000	0.000
Area resistente a taglio	$A^*_v = A$	6.12E-03 m ²	$N_{sd}/[A \cdot (1 - \rho \cdot a_v) \cdot f_{yd}]$	n -	0.058	0.007	0.055	0.012
A^*_v/A	a_v	1.000 -	Momento resistente ridotto	$M_{pl,Rd,V,N}$ kN-m	102	103	102	103
Azioni resistenti elementari			Verifiche		MAX N	MIN N	MAX M	MAX T
Azione assiale resistente	$N_{pl,Rd}$	2069 kN	Azione assiale	$N_{sd} \leq N_{pl,Rd}$	O.K.	O.K.	O.K.	O.K.
Taglio resistente	$V_{pl,Rd}$	760 kN	Taglio	$V_{sd} \leq V_{pl,Rd}$	O.K.	O.K.	O.K.	O.K.
Momento resistente	$M_{pl,Rd}$	103 kN-m	Presso(Tenso)-Flessione	$M_{sd} \leq M_{pl,Rd,V,N}$	O.K.	O.K.	O.K.	O.K.

Tabella 20: Pila 1 – Verifiche strutturali armatura micropali.

Le verifiche strutturali risultano soddisfatte.

10.3.4 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.

SLE	x (m)	y (m)	z (m)	ROT.x (rad)	ROT.y, (rad)	ROT.z, (rad)
1	0.0001188	-0.0002302	9.331E-06	0.000191	0.00002359	0.00001159
2	0.000115	0.0004254	0.00002025	-0.0003468	6.897E-06	-0.00002017
3	0.000115	-0.0004249	-0.0000106	0.0003468	6.799E-06	0.00001963
4	0.000115	0.0004254	0.00002025	-0.0003468	6.897E-06	-0.00002017
5	0.0001188	-0.0002302	9.331E-06	0.000191	0.00002359	0.00001159
6	0.000115	0.0004254	0.00002025	-0.0003468	6.897E-06	-0.00002017
7	0.000115	0.0004254	0.00002025	-0.0003468	6.897E-06	-0.00002017
8	0.000115	-0.0004249	-0.0000106	0.0003468	6.799E-06	0.00001963
9	0.000115	-0.0004249	-0.0000106	0.0003468	6.799E-06	0.00001963
10	0.0001188	0.0002306	0.00002562	-0.0001912	0.00002364	-0.00001213
11	0.000115	-0.0004249	-0.0000106	0.0003468	6.799E-06	0.00001963
12	0.000115	0.0004254	0.00002025	-0.0003468	6.897E-06	-0.00002017

Tabella 21: Analisi SLE – Spostamenti e rotazioni sul piano di fondazione.

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

11. ALLEGATO 1: AZIONI AGENTI SUI MICROPALI DI FONDAZIONE

11.1 COMBINAZIONE SLE

AZIONE ASSIALE (kN)																										
Palo	SLE1		SLE2		SLE3		SLE4		SLE5		SLE6		SLE7		SLE8		SLE9		SLE10		SLE11		SLE12			
	n°	N (kN)	T (kN)	z (m)	N (kN)	T (kN)	z (m)	N (kN)	T (kN)	z (m)	N (kN)	T (kN)	z (m)	N (kN)	T (kN)	z (m)	N (kN)	T (kN)	z (m)	N (kN)	T (kN)	z (m)	N (kN)	T (kN)	z (m)	
1	51.4	24.8	70.4	24.8	51.4	24.8	51.4	24.8	51.4	24.8	51.4	24.8	51.4	24.8	51.4	24.8	51.4	24.8	51.4	24.8	51.4	24.8	51.4	24.8	51.4	24.8
2	46.1	34	61.4	34	46.1	34	46.1	34	46.1	34	46.1	34	46.1	34	46.1	34	46.1	34	46.1	34	46.1	34	46.1	34	46.1	34
3	40.8	43.3	52.4	43.3	40.8	43.3	40.8	43.3	40.8	43.3	40.8	43.3	40.8	43.3	40.8	43.3	40.8	43.3	40.8	43.3	40.8	43.3	40.8	43.3	40.8	43.3
4	35.2	52.5	43.5	52.5	35.2	52.5	35.2	52.5	35.2	52.5	35.2	52.5	35.2	52.5	35.2	52.5	35.2	52.5	35.2	52.5	35.2	52.5	35.2	52.5	35.2	52.5
5	30.2	61.7	34.5	61.7	30.2	61.7	30.2	61.7	30.2	61.7	30.2	61.7	30.2	61.7	30.2	61.7	30.2	61.7	30.2	61.7	30.2	61.7	30.2	61.7	30.2	61.7
6	24.9	70.9	25.5	70.9	24.9	70.9	24.9	70.9	24.9	70.9	24.9	70.9	24.9	70.9	24.9	70.9	24.9	70.9	24.9	70.9	24.9	70.9	24.9	70.9	24.9	70.9
7	67.6	29.5	75.1	29.5	67.6	29.5	67.6	29.5	67.6	29.5	67.6	29.5	67.6	29.5	67.6	29.5	67.6	29.5	67.6	29.5	67.6	29.5	67.6	29.5	67.6	29.5
8	62.3	38.8	66.1	38.8	62.3	38.8	62.3	38.8	62.3	38.8	62.3	38.8	62.3	38.8	62.3	38.8	62.3	38.8	62.3	38.8	62.3	38.8	62.3	38.8	62.3	38.8
9	57	48	57.1	48	57	48	57	48	57	48	57	48	57	48	57	48	57	48	57	48	57	48	57	48	57	48
10	51.7	57.2	48.1	57.2	51.7	57.2	51.7	57.2	51.7	57.2	51.7	57.2	51.7	57.2	51.7	57.2	51.7	57.2	51.7	57.2	51.7	57.2	51.7	57.2	51.7	57.2
11	46.4	66.5	39.1	66.5	46.4	66.5	46.4	66.5	46.4	66.5	46.4	66.5	46.4	66.5	46.4	66.5	46.4	66.5	46.4	66.5	46.4	66.5	46.4	66.5	46.4	66.5
12	41.1	75.7	30.2	75.7	41.1	75.7	41.1	75.7	41.1	75.7	41.1	75.7	41.1	75.7	41.1	75.7	41.1	75.7	41.1	75.7	41.1	75.7	41.1	75.7	41.1	75.7
13	83.8	34.3	79.7	34.3	83.8	34.3	83.8	34.3	83.8	34.3	83.8	34.3	83.8	34.3	83.8	34.3	83.8	34.3	83.8	34.3	83.8	34.3	83.8	34.3	83.8	34.3
14	78.5	43.5	70.7	43.5	78.5	43.5	78.5	43.5	78.5	43.5	78.5	43.5	78.5	43.5	78.5	43.5	78.5	43.5	78.5	43.5	78.5	43.5	78.5	43.5	78.5	43.5
15	73.2	52.7	61.8	52.7	73.2	52.7	73.2	52.7	73.2	52.7	73.2	52.7	73.2	52.7	73.2	52.7	73.2	52.7	73.2	52.7	73.2	52.7	73.2	52.7	73.2	52.7
16	67.9	62	52.8	62	67.9	62	67.9	62	67.9	62	67.9	62	67.9	62	67.9	62	67.9	62	67.9	62	67.9	62	67.9	62	67.9	62
17	62.6	71.2	43.8	71.2	62.6	71.2	62.6	71.2	62.6	71.2	62.6	71.2	62.6	71.2	62.6	71.2	62.6	71.2	62.6	71.2	62.6	71.2	62.6	71.2	62.6	71.2
18	57.3	80.4	34.8	80.4	57.3	80.4	57.3	80.4	57.3	80.4	57.3	80.4	57.3	80.4	57.3	80.4	57.3	80.4	57.3	80.4	57.3	80.4	57.3	80.4	57.3	80.4
MOMENTO FLETTENTE MASSIMO (kNm)																										
Palo	SLE1		SLE2		SLE3		SLE4		SLE5		SLE6		SLE7		SLE8		SLE9		SLE10		SLE11		SLE12			
	n°	M (kNm)	z (m)	M (kNm)	z (m)	M (kNm)	z (m)	M (kNm)	z (m)	M (kNm)	z (m)	M (kNm)	z (m)	M (kNm)	z (m)	M (kNm)	z (m)	M (kNm)	z (m)	M (kNm)	z (m)	M (kNm)	z (m)	M (kNm)	z (m)	
1	0	3.3	0	3.3	0	5.5	0	5.5	0	3.3	0	3.3	0	5.5	0	5.5	0	5.5	0	3.1	0	5.6	0	5.5	0	
2	0	2.1	0	3.5	0	3.6	0	3.5	0	2.1	0	3.5	0	3.6	0	3.5	0	3.6	0	1.9	0	3.6	0	3.5	0	
3	0	0.9	0	1.4	0	1.5	0	1.4	0	0.9	0	1.4	0	1.5	0	1.4	0	1.5	0	0.8	0	1.5	0	1.4	0	
4	0	0.7	0	1.3	0	1.3	0	1.3	0	0.7	0	1.3	0	1.3	0	1.3	0	1.3	0	0.8	0	1.3	0	1.3	0	
5	0	1.8	0	3.4	0	3.4	0	3.4	0	1.8	0	3.4	0	3.4	0	3.4	0	3.4	0	2.0	0	3.4	0	3.4	0	
6	0	3.2	0	5.8	0	5.7	0	5.8	0	3.2	0	5.8	0	5.8	0	5.7	0	5.7	0	3.4	0	5.7	0	5.8	0	
7	0	3.5	0	5.9	0	6.0	0	5.9	0	3.5	0	5.9	0	6.0	0	5.9	0	6.0	0	3.4	0	6.0	0	5.9	0	
8	0	2.5	0	4.3	0	4.3	0	4.3	0	2.5	0	4.3	0	4.3	0	4.3	0	4.3	0	2.3	0	4.3	0	4.3	0	
9	0	1.6	0	2.9	0	2.9	0	2.9	0	1.6	0	2.9	0	2.9	0	2.9	0	2.9	0	1.5	0	2.9	0	2.9	0	
10	0	1.5	0	2.8	0	2.8	0	2.8	0	1.5	0	2.8	0	2.8	0	2.8	0	2.8	0	1.6	0	2.8	0	2.8	0	
11	0	2.3	0	4.2	0	4.2	0	4.2	0	2.3	0	4.2	0	4.2	0	4.1	0	4.1	0	2.4	0	4.1	0	4.2	0	
12	0	3.5	0	6.2	0	6.2	0	6.2	0	3.5	0	6.2	0	6.2	0	6.2	0	6.2	0	3.7	0	6.2	0	6.2	0	
13	0	4.5	0	7.5	0	7.5	0	7.5	0	4.5	0	7.5	0	7.5	0	7.5	0	7.5	0	4.4	0	7.5	0	7.5	0	
14	0	3.8	0	6.4	0	6.4	0	6.4	0	3.8	0	6.4	0	6.4	0	6.4	0	6.4	0	3.7	0	6.4	0	6.4	0	
15	0	3.4	0	5.8	0	5.8	0	5.8	0	3.4	0	5.8	0	5.8	0	5.8	0	5.8	0	3.3	0	5.8	0	5.8	0	
16	0	3.3	0	5.8	0	5.8	0	5.8	0	3.3	0	5.8	0	5.8	0	5.8	0	5.8	0	3.3	0	5.8	0	5.8	0	
17	0	3.7	0	6.4	0	6.3	0	6.4	0	3.7	0	6.4	0	6.3	0	6.3	0	6.3	0	3.7	0	6.3	0	6.4	0	
18	0	4.6	0	7.9	0	7.9	0	7.9	0	4.6	0	7.9	0	7.9	0	7.9	0	7.9	0	4.7	0	7.9	0	7.9	0	
AZIONE DI TAGLIO MASSIMO (kN)																										
Palo	SLE1		SLE2		SLE3		SLE4		SLE5		SLE6		SLE7		SLE8		SLE9		SLE10		SLE11		SLE12			
	n°	T (kN)	z (m)	T (kN)	z (m)	T (kN)	z (m)	T (kN)	z (m)	T (kN)	z (m)	T (kN)	z (m)	T (kN)	z (m)	T (kN)	z (m)	T (kN)	z (m)	T (kN)	z (m)	T (kN)	z (m)	T (kN)	z (m)	
1	0	4.3	0	7.3	0	7.3	0	7.3	0	4.3	0	7.3	0	7.3	0	7.3	0	7.3	0	4.3	0	7.3	0	7.3	0	
2	0	2.7	0	4.7	0	4.7	0	4.7	0	2.7	0	4.7	0	4.7	0	4.7	0	4.7	0	2.7	0	4.7	0	4.7	0	
3	0	1.1	0	1.9	0	1.9	0	1.9	0	1.1	0	1.9	0	1.9	0	1.9	0	1.9	0	1.1	0	1.9	0	1.9	0	
4	0	1.0	0	1.7	0	1.7	0	1.7	0	1.0	0	1.7	0	1.7	0	1.7	0	1.7	0	1.0	0	1.7	0	1.7	0	
5	0	2.5	0	4.5	0	4.5	0	4.5	0	2.5	0	4.5	0	4.5	0	4.5	0	4.5	0	2.5	0	4.5	0	4.5	0	
6	0	4.6	0	7.8	0	7.8	0	7.8	0	4.6	0	7.8	0	7.8	0	7.8	0	7.8	0	4.6	0	7.8	0	7.8	0	
7	0	4.6	0	7.7	0	7.7	0	7.7	0	4.6	0	7.7	0	7.7	0	7.7	0	7.7	0	4.6	0	7.7	0	7.7	0	
8	0	3.3	0	5.7	0	5.7	0	5.7	0	3.3	0	5.7	0	5.7	0	5.7	0	5.7	0	3.3	0	5.7	0	5.7	0	
9	0	2.2	0	4.0	0	4.0	0	4.0	0	2.2	0	4.0	0	4.0	0	4.0	0	4.0	0	2.2	0	4.0	0	4.0	0	
10	0	2.1	0	3.9	0	3.9	0	3.9	0	2.1	0	3.9	0	3.9	0	3.9	0	3.9	0	2.1	0	3.9	0	3.9	0	
11	0	3.1	0	5.6	0	5.6	0	5.6	0	3.1	0	5.6	0	5.6	0	5.6	0	5.6	0	3.1	0	5.6	0	5.6	0	
12	0	5.0	0	8.4	0	8.4	0	8.4	0	5.0	0	8.4	0	8.4	0	8.4	0	8.4	0	5.0	0	8.4	0	8.4	0	
13	0	5.9	0	9.4	0	9.4	0	9.4	0	5.9	0	9.4	0	9.4	0	9.4	0	9.4	0	5.9	0	9.4	0	9.4	0	
14	0	5.1	0	8.3	0	8.3	0	8.3	0	5.1	0	8.3	0	8.3	0	8.3	0	8.3	0	5.1	0	8.3	0	8.3	0	
15	0	4.5	0	7.6	0	7.6	0	7.6	0	4.5	0	7.6	0	7.6	0	7.6	0	7.6	0	4.5	0	7.6	0	7.6	0	
16	0	4.5	0	7.6	0	7.6	0	7.6	0	4.5	0	7.6	0	7.6	0	7.6	0	7.6	0	4.5	0	7.6	0	7.6	0	
17	0	5.0	0	8.2	0	8.2	0	8.2	0	5.0	0	8.2														

11.2 COMBINAZIONE SLU-STR

AZIONE ASSIALE (kN)																			
Palo	SLU1	SLU2	SLU3	SLU4	SLU5	SLU6	SLU7	SLU8	SLU9	SLU10	SLU11	SLU12	SLU13	SLU14	SLU15	SLU16	SLU17	SLU18	
n°	N (kN)	N (kN)	N (kN)	N (kN)	N (kN)	N (kN)	N (kN)	N (kN)	N (kN)	N (kN)	N (kN)	N (kN)	N (kN)	N (kN)	N (kN)	N (kN)	N (kN)	N (kN)	
1	68.1	132	82	27.1	68.1	132	27.1	82	26	82	27.1	82	26	82	27.1	82	26	82	27.1
2	59.8	27.1	68.4	41.2	59.8	27.1	41.2	68.4	34.6	68.4	41.2	34.6	68.4	41.2	34.6	68.4	41.2	34.6	68.4
3	51.6	40.9	54.8	55.4	51.6	40.9	55.4	54.8	43.1	54.8	55.4	43.1	54.8	55.4	43.1	54.8	55.4	43.1	54.8
4	35.1	68.6	41.2	68.6	35.1	68.6	41.2	68.6	41.2	68.6	41.2	68.6	41.2	68.6	41.2	68.6	41.2	68.6	41.2
5	26.9	82.5	14	97.1	26.9	82.5	14	97.1	14	97.1	14	97.1	14	97.1	14	97.1	14	97.1	14
6	91.9	18	86.6	33.4	91.9	18	33.4	86.6	50	86.6	33.4	50	86.6	33.4	50	86.6	33.4	50	86.6
7	83.7	31.8	73	47.6	83.7	31.8	47.6	73	58.5	73	47.6	58.5	73	47.6	58.5	73	47.6	58.5	73
8	75.4	45.7	59.4	61.7	75.4	45.7	61.7	59.4	67.1	59.4	61.7	67.1	59.4	61.7	67.1	59.4	61.7	67.1	59.4
9	67.2	59.5	45.8	75.8	67.2	59.5	75.8	45.8	75.8	45.8	75.8	45.8	75.8	45.8	75.8	45.8	75.8	45.8	75.8
10	59	73.4	32.2	89.9	59	73.4	32.2	89.9	32.2	89.9	32.2	89.9	32.2	89.9	32.2	89.9	32.2	89.9	32.2
11	50.7	87.2	18.6	103	50.7	87.2	18.6	103	18.6	103	18.6	103	18.6	103	18.6	103	18.6	103	18.6
12	113	22.7	91.3	39.8	113	22.7	39.8	91.3	91.3	73.9	91.3	73.9	91.3	73.9	91.3	73.9	91.3	73.9	91.3
13	106	36.6	77.7	53.9	106	36.6	53.9	77.7	77.7	82.4	77.7	82.4	77.7	82.4	77.7	82.4	77.7	82.4	77.7
14	98.5	50.4	64.1	68	98.5	50.4	68	64.1	64.1	91	64.1	91	64.1	91	64.1	91	64.1	91	64.1
15	91	64.3	50.5	82.1	91	64.3	82.1	50.5	50.5	98.7	50.5	98.7	50.5	98.7	50.5	98.7	50.5	98.7	50.5
16	82.8	78.1	36.9	95.7	82.8	78.1	95.7	36.9	36.9	106	36.9	106	36.9	106	36.9	106	36.9	106	36.9
17	74.6	92	23.3	108	74.6	92	23.3	108	23.3	114	23.3	114	23.3	114	23.3	114	23.3	114	23.3
18	74.6	92	23.3	108	74.6	92	23.3	108	23.3	114	23.3	114	23.3	114	23.3	114	23.3	114	23.3

MOMENTO FLETTENTE MASSIMO (kNm)																			
Palo	SLU1	SLU2	SLU3	SLU4	SLU5	SLU6	SLU7	SLU8	SLU9	SLU10	SLU11	SLU12	SLU13	SLU14	SLU15	SLU16	SLU17	SLU18	
n°	M (kNm)	M (kNm)	M (kNm)	M (kNm)	M (kNm)	M (kNm)	M (kNm)	M (kNm)	M (kNm)	M (kNm)	M (kNm)	M (kNm)	M (kNm)	M (kNm)	M (kNm)	M (kNm)	M (kNm)	M (kNm)	
1	0	5.0	0	8.7	0	8.8	0	8.7	0	5.0	0	8.7	0	8.8	0	8.7	0	8.7	0
2	0	3.2	0	5.8	0	5.9	0	5.8	0	3.2	0	5.8	0	5.9	0	5.8	0	5.8	0
3	0	1.4	0	2.5	0	2.5	0	2.5	0	1.4	0	2.5	0	2.5	0	2.5	0	2.5	0
4	0	1.1	0	2.2	0	2.2	0	2.3	0	1.1	0	2.2	0	2.2	0	2.2	0	2.2	0
5	0	2.9	0	5.6	0	5.5	0	5.6	0	2.9	0	5.6	0	5.5	0	5.6	0	5.6	0
6	0	5.0	0	9.1	0	9.0	0	9.1	0	5.0	0	9.1	0	9.0	0	9.1	0	9.1	0
7	0	5.4	0	9.4	0	9.4	0	9.4	0	5.4	0	9.4	0	9.4	0	9.4	0	9.4	0
8	0	3.8	0	6.9	0	6.9	0	6.9	0	3.8	0	6.9	0	6.9	0	6.9	0	6.9	0
9	0	2.6	0	4.8	0	4.8	0	4.8	0	2.6	0	4.8	0	4.8	0	4.8	0	4.8	0
10	0	2.4	0	4.7	0	4.7	0	4.7	0	2.4	0	4.7	0	4.7	0	4.7	0	4.7	0
11	0	3.6	0	6.7	0	6.7	0	6.7	0	3.6	0	6.7	0	6.7	0	6.7	0	6.7	0
12	0	5.4	0	9.8	0	9.8	0	9.8	0	5.4	0	9.8	0	9.8	0	9.8	0	9.8	0
13	0	6.8	0	11.9	0	11.9	0	11.9	0	6.8	0	11.9	0	11.9	0	11.9	0	11.9	0
14	0	5.8	0	10.2	0	10.2	0	10.2	0	5.8	0	10.2	0	10.2	0	10.2	0	10.2	0
15	0	5.2	0	9.2	0	9.2	0	9.2	0	5.2	0	9.2	0	9.2	0	9.2	0	9.2	0
16	0	5.1	0	9.1	0	9.1	0	9.1	0	5.1	0	9.1	0	9.1	0	9.1	0	9.1	0
17	0	5.6	0	10.1	0	10.1	0	10.1	0	5.6	0	10.1	0	10.1	0	10.1	0	10.1	0
18	0	7.0	0	12.5	0	12.4	0	12.5	0	7.0	0	12.5	0	12.4	0	12.5	0	12.5	0

AZIONE DI TAGLIO MASSIMO (kN)																			
Palo	SLU1	SLU2	SLU3	SLU4	SLU5	SLU6	SLU7	SLU8	SLU9	SLU10	SLU11	SLU12	SLU13	SLU14	SLU15	SLU16	SLU17	SLU18	
n°	T (kN)	T (kN)	T (kN)	T (kN)	T (kN)	T (kN)	T (kN)	T (kN)	T (kN)	T (kN)	T (kN)	T (kN)	T (kN)	T (kN)	T (kN)	T (kN)	T (kN)	T (kN)	
1	0	6.5	0	10.7	0	10.7	0	10.7	0	6.5	0	10.7	0	10.7	0	10.7	0	10.7	0
2	0	4.2	0	7.6	0	7.6	0	7.6	0	4.2	0	7.6	0	7.6	0	7.6	0	7.6	0
3	0	1.5	0	2.9	0	3.3	0	3.3	0	1.7	0	3.3	0	3.3	0	3.3	0	3.3	0
4	0	4.0	0	7.3	0	7.3	0	7.3	0	4.0	0	7.3	0	7.3	0	7.3	0	7.3	0
5	0	7.0	0	11.5	0	11.5	0	11.5	0	7.0	0	11.5	0	11.5	0	11.5	0	11.5	0
6	0	7.0	0	11.4	0	11.4	0	11.4	0	7.0	0	11.4	0	11.4	0	11.4	0	11.4	0
7	0	5.1	0	8.8	0	8.8	0	8.8	0	5.1	0	8.8	0	8.8	0	8.8	0	8.8	0
8	0	3.5	0	6.5	0	6.5	0	6.5	0	3.5	0	6.5	0	6.5	0	6.5	0	6.5	0
9	0	3.4	0	6.4	0	6.4	0	6.4	0	3.4	0	6.4	0	6.4	0	6.4	0	6.4	0
10	0	4.9	0	8.5	0	8.6	0	8.5	0	4.9	0	8.6	0	8.6	0	8.6	0	8.6	0
11	0	7.6	0	12.3	0	12.3	0	12.3	0	7.6	0	12.3	0	12.3	0	12.3	0	12.3	0
12	0	8.5	0	13.9	0	13.9	0	13.9	0	8.5	0	13.9	0	13.9	0	13.9	0	13.9	0
13	0	7.5	0	12.2	0	12.2	0	12.2	0	7.5	0	12.2	0	12.2	0	12.2	0	12.2	0
14	0	6.8	0	11.2	0	11.2	0	11.2	0	6.8	0	11.2	0	11.2	0	11.2	0	11.2	0
15	0	6.8	0	11.2	0	11.2	0	11.2	0	6.8	0	11.2	0	11.2	0	11.2	0	11.2	0
16	0	6.8	0	11.2	0	11.2	0	11.2	0	6.8	0	11.2	0	11.2	0	11.2	0	11.2	0
17	0	7.4	0	12.1	0	12.1	0	12.1	0	7.4	0	12.1	0	12.1	0	12.1	0	12.1	0
18	0	9.3	0	15.1	0	15.1	0	15.1	0	9.3	0	15.1	0	15.1	0	15.1	0	15.1	0

11.3 COMBINAZIONE SLU-GEO

AZIONE ASSIALE (kN)																										
Pila	GEO1		GEO2		GEO3		GEO4		GEO5		GEO6		GEO7		GEO8		GEO9									
	N (kN)	T (kN)	N (kN)	T (kN)	N (kN)	T (kN)	N (kN)	T (kN)	N (kN)	T (kN)	N (kN)	T (kN)	N (kN)	T (kN)	N (kN)	T (kN)	N (kN)	T (kN)								
1	52.5	17.8	17.8	17.8	17.8	17.8	17.8	17.8	17.8	17.8	17.8	17.8	17.8	17.8	17.8	17.8	17.8	17.8	17.8							
2	45.6	29.9	65.6	29.9	45.6	29.9	29.9	29.9	65.6	65.6	24.3	65.6	29.9													
3	38.6	41.9	53.8	41.9	38.6	41.9	41.9	41.9	53.8	53.8	31.5	53.8	41.9													
4	31.7	53.9	42.1	53.9	31.7	53.9	53.9	53.9	42.1	42.1	38.7	42.1	53.9													
5	24.7	65.9	30.3	65.9	24.7	65.9	65.9	65.9	30.3	30.3	45.9	30.3	65.9													
6	17.8	77.9	18.5	77.9	17.8	77.9	77.9	77.9	18.5	18.5	53.1	18.5	77.9													
7	72.2	22.6	82	22.6	72.2	22.6	22.6	22.6	82	82	36.8	82	22.6													
8	65.3	34.6	70.3	34.6	65.3	34.6	34.6	34.6	70.3	70.3	44	70.3	34.6													
9	58.3	46.6	58.5	46.6	58.3	46.6	46.6	46.6	58.5	58.5	51.2	58.5	46.6													
10	51.4	58.6	51.4	58.6	51.4	58.6	58.6	58.6	46.7	46.7	58.4	46.7	58.6													
11	44.4	70.6	35	70.6	44.4	70.6	70.6	70.6	35	35	65.6	35	70.6													
12	37.5	82.6	23.2	82.6	37.5	82.6	82.6	82.6	23.2	23.2	72.8	23.2	82.6													
13	91.9	27.3	86.7	27.3	91.9	27.3	27.3	27.3	86.7	86.7	56.6	86.7	27.3													
14	84.9	39.3	74.9	39.3	84.9	39.3	39.3	39.3	74.9	74.9	63.8	74.9	39.3													
15	78	51.3	63.1	51.3	78	51.3	51.3	51.3	63.1	63.1	71	63.1	51.3													
16	64.1	63.4	51.4	63.4	64.1	63.4	63.4	63.4	51.4	51.4	78.1	51.4	63.4													
17	64.1	75.4	39.6	75.4	64.1	75.4	75.4	75.4	39.6	39.6	85.3	39.6	75.4													
18	57.1	87.4	27.9	87.4	57.1	87.4	87.4	87.4	27.9	27.9	92.5	27.9	87.4													
MOMENTO FLETTENTE MASSIMO (kNm)																										
Pila	GEO1		GEO2		GEO3		GEO4		GEO5		GEO6		GEO7		GEO8		GEO9		GEO10		GEO11		GEO12			
	z (m)	M (kNm)	z (m)	M (kNm)	z (m)	M (kNm)	z (m)	M (kNm)	z (m)	M (kNm)	z (m)	M (kNm)	z (m)	M (kNm)	z (m)	M (kNm)	z (m)	M (kNm)	z (m)	M (kNm)	z (m)	M (kNm)	z (m)	M (kNm)		
1	0	4.3	0	7.4	0	4.9	0	4.9	0	4.3	0	7.4	0	4.9	0	4.9	0	4.9	0	4.1	0	7.5	0	4.1	0	7.4
2	0	2.7	0	2.1	0	2.0	0	2.1	0	2.0	0	2.0	0	2.0	0	2.0	0	2.1	0	2.1	0	1.0	0	1.0	0	2.0
3	0	0.9	0	1.8	0	1.8	0	1.8	0	1.8	0	1.8	0	1.8	0	1.8	0	1.8	0	1.8	0	1.0	0	1.8	0	1.8
4	0	2.4	0	4.7	0	4.7	0	4.7	0	4.7	0	4.7	0	4.7	0	4.7	0	4.7	0	4.7	0	2.6	0	4.7	0	4.7
5	0	4.2	0	7.7	0	7.7	0	7.7	0	7.7	0	7.7	0	7.7	0	7.7	0	7.7	0	7.7	0	4.4	0	7.7	0	7.8
6	0	4.6	0	8.0	0	8.0	0	8.0	0	8.0	0	8.0	0	8.0	0	8.0	0	8.0	0	8.0	0	4.4	0	8.0	0	8.0
7	0	3.3	0	5.8	0	5.8	0	5.8	0	5.8	0	5.8	0	5.8	0	5.8	0	5.9	0	5.9	0	3.1	0	5.9	0	5.8
8	0	2.2	0	4.1	0	4.1	0	4.1	0	4.1	0	4.1	0	4.1	0	4.1	0	4.1	0	4.1	0	2.1	0	4.1	0	4.1
9	0	2.0	0	4.0	0	4.0	0	4.0	0	4.0	0	4.0	0	4.0	0	4.0	0	4.0	0	4.0	0	2.1	0	4.0	0	4.0
10	0	3.0	0	5.7	0	5.7	0	5.7	0	5.7	0	5.7	0	5.7	0	5.7	0	5.7	0	5.7	0	3.1	0	5.7	0	5.7
11	0	4.6	0	8.4	0	8.4	0	8.4	0	8.4	0	8.4	0	8.4	0	8.4	0	8.3	0	8.3	0	4.8	0	8.3	0	8.4
12	0	5.8	0	10.1	0	10.1	0	10.1	0	10.1	0	10.1	0	10.1	0	10.1	0	10.1	0	10.1	0	5.7	0	10.1	0	10.1
13	0	5.0	0	8.7	0	8.7	0	8.7	0	8.7	0	8.7	0	8.7	0	8.7	0	8.7	0	8.7	0	4.9	0	8.7	0	8.7
14	0	4.4	0	7.8	0	7.8	0	7.8	0	7.8	0	7.8	0	7.8	0	7.8	0	7.8	0	7.8	0	4.4	0	7.8	0	7.8
15	0	4.3	0	7.8	0	7.8	0	7.8	0	7.8	0	7.8	0	7.8	0	7.8	0	7.8	0	7.8	0	4.4	0	7.8	0	7.8
16	0	4.8	0	8.6	0	8.6	0	8.6	0	8.6	0	8.6	0	8.6	0	8.6	0	8.6	0	8.6	0	4.9	0	8.6	0	8.6
17	0	6.0	0	10.6	0	10.6	0	10.6	0	10.6	0	10.6	0	10.6	0	10.6	0	10.6	0	10.6	0	6.1	0	10.6	0	10.6
18	0	6.0	0	10.6	0	10.6	0	10.6	0	10.6	0	10.6	0	10.6	0	10.6	0	10.6	0	10.6	0	6.1	0	10.6	0	10.6
AZIONE DI TAGLIO MASSIMO (kN)																										
Pila	GEO1		GEO2		GEO3		GEO4		GEO5		GEO6		GEO7		GEO8		GEO9		GEO10		GEO11		GEO12			
	z (m)	T (kN)	z (m)	T (kN)	z (m)	T (kN)	z (m)	T (kN)	z (m)	T (kN)	z (m)	T (kN)	z (m)	T (kN)	z (m)	T (kN)	z (m)	T (kN)	z (m)	T (kN)	z (m)	T (kN)	z (m)	T (kN)		
1	0	5.6	0	9.3	0	6.5	0	6.5	0	5.6	0	9.3	0	6.5	0	6.5	0	6.5	0	6.5	0	3.5	0	6.5	0	6.5
2	0	3.5	0	6.5	0	6.5	0	6.5	0	3.5	0	6.5	0	6.5	0	6.5	0	6.5	0	6.5	0	2.7	0	2.7	0	2.7
3	0	1.4	0	2.7	0	2.7	0	2.7	0	1.4	0	2.7	0	2.7	0	2.7	0	2.7	0	2.7	0	1.4	0	2.7	0	2.7
4	0	1.2	0	2.4	0	2.4	0	2.4	0	1.2	0	2.4	0	2.4	0	2.4	0	2.4	0	2.4	0	1.2	0	2.4	0	2.4
5	0	3.3	0	6.2	0	6.2	0	6.2	0	3.3	0	6.2	0	6.2	0	6.2	0	6.2	0	6.2	0	3.3	0	6.2	0	6.2
6	0	6.0	0	10.0	0	10.0	0	10.0	0	6.0	0	10.0	0	10.0	0	10.0	0	10.0	0	10.0	0	6.0	0	10.0	0	10.0
7	0	6.0	0	9.9	0	9.9	0	9.9	0	6.0	0	9.9	0	9.9	0	9.9	0	9.9	0	9.9	0	6.0	0	9.9	0	9.9
8	0	4.3	0	7.7	0	7.7	0	7.7	0	4.3	0	7.7	0	7.7	0	7.7	0	7.7	0	7.7	0	4.3	0	7.7	0	7.7
9	0	2.9	0	5.5	0	5.5	0	5.5	0	2.9	0	5.5	0	5.5	0	5.5	0	5.5	0	5.5	0	2.9	0	5.5	0	5.5
10	0	2.8	0	5.4	0	5.4	0	5.4	0	2.8	0	5.4	0	5.4	0	5.4	0	5.4	0	5.4	0	2.8	0	5.4	0	5.4
11	0	4.2	0	7.5	0	7.5	0	7.5	0	4.2	0	7.5	0	7.5	0	7.5	0	7.5	0	7.5	0	4.2	0	7.5	0	7.5
12	0	6.5	0	10.7	0	10.7	0	10.7	0	6.5	0	10.7	0	10.7	0	10.7	0	10.7	0	10.7	0	6.5	0	10.7	0	10.7
13	0	7.5	0	12.1	0	12.1	0	12.1	0	7.5	0	12.1	0	12.1	0	12.1	0	12.1	0	12.1	0	7.5	0	12.1	0	12.1
14	0	6.5	0	10.7	0	10.7	0	10.7	0	6.5	0	10.7	0	10.7	0	10.7	0	10.7	0	10.7	0	6.6	0	10.7	0	10.7
15	0	5.9	0	9.8	0	9.8	0	9.8	0	5.9	0	9.8	0	9.8	0	9.8	0	9.8	0	9.8	0	5.9	0	9.8	0	9.8
16	0	5.9	0	9.7	0	9.7	0	9.7	0	5.9	0	9.7	0	9.7	0	9.7	0	9.7	0	9.7	0	5.9	0	9.7	0	9.7
17	0	6.5	0	10.5	0	10.5	0	10.5	0	6.5	0	10.5	0	10.5	0	10.5	0	10.5	0	10.5	0	6.5	0	10.5	0	10.5
18	0	8.2	0	13.2	0	13.2	0	13.2	0	8.2	0	13.2	0	13.2	0	13.2	0	13.2	0	13.2	0	8.2	0	13.2	0	13.2