

S.S. 131 di "Carlo Felice"
Adeguamento e messa in sicurezza della S.S.131
Risoluzione dei nodi critici - 2° stralcio
dal km 108+300 al km 158+000

PROGETTO ESECUTIVO

CA284

R.T.I. di PROGETTAZIONE:

Mandataria



**PRO
ITER**
Progetto
Infrastrutture
Territorio s.r.l.

Via G.B. Sammartini n°5
20125 - Milano
Tel. 02 6787911
email: mail@proiter.it

Mandante



Via Artemide n°3
92100 Agrigento
Tel. 0922 421007
email: deltaingegneria@pec.it

PROGETTISTI:

Ing. Riccardo Formichi - Pro Iter srl (Integratore prestazioni specialistiche)
Ordine Ing. di Milano n. 18045

Ing. Riccardo Formichi
Ordine Ing. di Milano n. 18045

IL GEOLOGO

Dott. Geol. Massimo Mezzananza - Pro Iter srl
Albo Geol. Lombardia n. A762

COORDINATORE PER LA SICUREZZA IN FASE DI PROGETTAZIONE

Ing. Diego Ceccherelli
Ordine Ing. di Milano n. 15813

VISTO: IL RESP. DEL PROCEDIMENTO

Dott. Ing. Salvatore FRASCA



PROTOCOLLO

DATA

OPERE D'ARTE MINORI

Ponticelli idraulici L=23.20 m su Riu Bonorchis, Km 127+625 - PO03 su S21

Viabilità locale A: Relazione tecnica e di calcolo delle fondazioni

CODICE PROGETTO		NOME FILE			REVISIONE	SCALA:
PROGETTO	LIV. PROG.	N. PROG.				
L O P L S Q	E	1901		S21 PO03 GET RE01		
		CODICE ELAB.			B	-
D						
C						
B	Revisione per istruttoria, verifica e controlli D.Lgs. 35/11			Aprile 2021	Bellini	Rivoltini Formichi
A	Emissione			Marzo 2020	Bellini	Rivoltini Formichi
REV.	DESCRIZIONE			DATA	REDATTO	VERIFICATO APPROVATO

1	Descrizione dell'opera	1
2	Normativa di riferimento	2
3	Codice di calcolo	3
3.1	<i>Caratteristiche del codice di calcolo</i>	3
3.2	<i>Grado di affidabilità del codice</i>	3
3.3	<i>Motivazione della scelta del codice</i>	3
3.4	<i>Validazione del codice di calcolo</i>	3
4	Condizioni ambientali e classi di esposizione	5
5	Caratteristiche dei materiali	6
6	Inquadramento geologico e geomorfologico	7
7	Caratterizzazione geotecnica	8
7.1	<i>Descrizione delle indagini</i>	8
7.2	<i>Modello geotecnico di sottosuolo</i>	8
7.3	<i>Unità geotecnica C – coltre eluvio - colluviale</i>	8
7.4	<i>Substrato roccioso: Basalti di Campeda</i>	14
7.5	<i>Analisi dei carichi agenti sulla struttura</i>	19
7.6	<i>Azione sismica di riferimento</i>	19
8	Verifiche	21
8.1	<i>Verifiche strutturali</i>	21
8.2	<i>Verifiche geotecniche</i>	21
9	Risultati delle verifiche	26
9.1	<i>Materiali</i>	26
9.2	<i>Combinazioni dei carichi</i>	26
9.3	<i>Dati del progetto</i>	27
9.4	<i>Azioni</i>	30

Viabilità locale A: Relazione tecnica e di calcolo delle fondazioni

RTI di progettazione:



Mandataria

Via G.B. Sammartini n°5
20125 - Milano
Tel. 02 6787911
email: mail@proiter.it



Mandante

Via Artemide n°3
92100 Agrigento
Tel. 0922 421007
email: deltaingegneria@pec.it

9.5	Calcolo della capacità portante e curva di mobilitazione.....	30
9.6	Calcolo delle sollecitazioni.....	33
9.7	Verifiche geotecniche.....	38
9.8	Verifiche strutturali.....	42
10	Valutazione critica dei risultati.....	46

1 DESCRIZIONE DELL'OPERA

Nella presente relazione si riportano i calcoli relativi all'impalcato del ponte stradale Rio Bonorchis – Viabilità Locale A ubicato alla progr. 127+625 della strada SS131-Viabilità A, nell'ambito dei lavori di "Adeguamento e messa in sicurezza della S.S. 131 dal km 108+000 al km 158+000 – risoluzione dei nodi critici 2° stralcio".

Nei calcoli in particolare si è fatto riferimento alla fondazioni della spalla SP1, rappresentativa anche della SP2, viste le dimensioni maggiori.

Le sottofondazioni delle spalle sono di tipo indiretto su micropali, costituiti da un profilo tubolare ϕ 219.1 mm spessore 12.5 mm inserito in una perforazione di diametro 300 mm e lunghezza 10 m. I micropali sono immorsati nella fondazione per un tratto pari a 60 cm. La platea di fondazione della di dimensioni 8.5 x 8 m ospita 42 micropali con interasse 1.2 x 1.2 m.

RTI di progettazione:



Mandataria

Via G.B. Sammartini n°5
20125 - Milano
Tel. 02 6787911
email: mail@proiter.it



Mandante

Via Artemide n°3
92100 Agrigento
Tel. 0922 421007
email: deltaingegneria@pec.it

2 NORMATIVA DI RIFERIMENTO

I calcoli sono svolti in conformità alle normative vigenti con particolare riferimento a:

- [1] **Norme tecniche per le costruzioni** di cui al D.M. 14 Gennaio 2008, e Circolare 2 febbraio 2009, n. 617 C.S.LL.PP.
- [2] **UNI EN 1990: 2006 - Eurocodice 0** – Criteri generali di progettazione strutturale.
- [3] **UNI EN 1992-1-1:2005 Eurocodice 2** – Progettazione delle strutture in calcestruzzo.
- [4] **UNI EN 1993-1-1:2005 Eurocodice 3** – Progettazione delle strutture di acciaio.
- [5] **UNI EN 1998-5:2005 Eurocodice 8** – Progettazione delle strutture per la resistenza sismica – Parte 5: Fondazioni, strutture di contenimento ed aspetti geotecnica.

RTI di progettazione:



Mandataria

Via G.B. Sammartini n°5
20125 - Milano
Tel. 02 6787911
email: mail@proiter.it



Mandante

Via Artemide n°3
92100 Agrigento
Tel. 0922 421007
email: deltaingegneria@pec.it

3 CODICE DI CALCOLO

Il calcolo delle sollecitazioni sui pali e le verifiche strutturali e geotecniche sono state eseguite avvalendosi del codice di calcolo IS Palificate versione 19 realizzato e distribuito da CDM DOLMEN e omnia IS srl.

3.1 Caratteristiche del codice di calcolo

Il software IS Palificate è dedicato al progetto di pali sollecitati da carichi verticali ed orizzontali, in cui l'interazione terreno - struttura viene analizzata in campo non lineare. La stratigrafia è definita da strati eterogenei, con la possibilità di differenziare le caratteristiche meccaniche ed i metodi di calcolo delle portate. Le verifiche vengono eseguite secondo il metodo degli stati limite.

3.2 Grado di affidabilità del codice

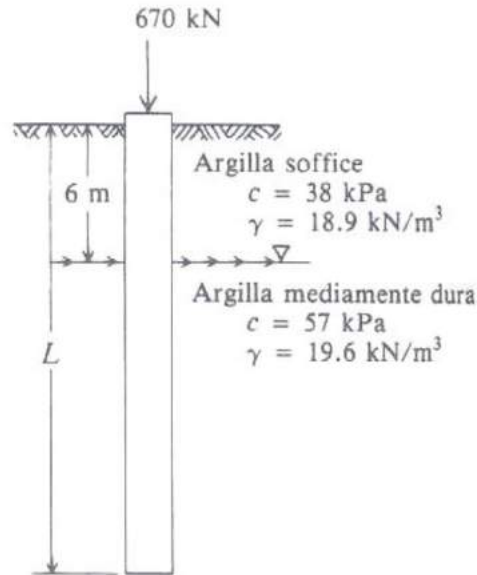
L'affidabilità del codice di calcolo è garantita dall'esistenza di un'ampia documentazione di supporto, che riporta una serie di confronti tra le analisi effettuate con il codice e gli esempi riportati in letteratura.

3.3 Motivazione della scelta del codice

Il software IS Palificate permette l'analisi dettagliata del comportamento dell'intera palificata. E' possibile analizzare pali di diversa sezione e materiale, infissi o trivellati, oppure micropali. Esiste la possibilità di scelta fra numerosi metodi di calcolo della portata (teorici, empirici, legati a prove penetrometriche, ecc.), con la possibilità di confrontare velocemente i risultati dei diversi metodi. Il software può considerare l'interazione fra i pali per valutare l'efficienza della palificata. Viene calcolata la curva di mobilitazione, cioè la relazione portata - cedimento del palo.

3.4 Validazione del codice di calcolo

L'esempio, riportato sul testo "Fondazioni" di Joseph E. Bowles, alle pagg. 828 – 829, riguarda il calcolo della capacità portante di un palo in argilla soffice e mediamente dura, utilizzando il metodo α .



Si assumono i seguenti valori per le caratteristiche del terreno:

Peso di volume strato 1 γ	18,9 [kN/m ³]
Res. al taglio non drenata strato 1 s_{uk}	38,0 [kPa]
Peso di volume strato 2 γ	19,6 [kN/m ³]
Res. al taglio non drenata strato 2 s_{uk}	57,0 [kPa]

La struttura è definita dai seguenti parametri:

Lunghezza totale del palo L	41.0 [m]
Diametro sezione circolare d	0.45 [m]

Il modello corrispondente, impostato in IS Palificate, da i seguenti risultati:



Si noti che il calcolo delle portate è stato effettuato in un caso di carico "fittizio", che non prevede coefficienti di sicurezza sulle caratteristiche meccaniche del terreno o sulle resistenze, per poter confrontare i risultati col caso "teorico - ideale" analizzato dall'Autore.

Le portate evidenziate sono espresse in daN, convertite in kN danno i seguenti valori:

Strato 1: 257.86 [kN]
Strato 2: 1692.22 [kN]

4 CONDIZIONI AMBIENTALI E CLASSI DI ESPOSIZIONE

Le caratteristiche del calcestruzzo dovranno rispettare, oltre i requisiti di resistenza, anche i criteri previsti dalla vigente Normativa (UNI-EN 206-1:2016) per quanto riguarda l'esposizione alle classi indicate. Le condizioni di esposizione dell'opera risultano le seguenti:

- **Micropali**

- Classe di resistenza C25/30
- Classe di esposizione XC2

RTI di progettazione:



Mandataria

Via G.B. Sammartini n°5
20125 - Milano
Tel. 02 6787911
email: mail@proiter.it



Mandante

Via Artemide n°3
92100 Agrigento
Tel. 0922 421007
email: deltaingegneria@pec.it

5 CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

Calcestruzzo per micropali. (C25/30)

f_{ck}/R_{ck}	\geq	25/30 MPa	Resistenza caratteristica cilindrica/cubica
E_c	=	31476 MPa	Modulo elastico
f_{cd}	=	14.16 MPa	Resistenza a compressione di calcolo ($f_{cd}=0.85*f_{ck}/1.5$)

Acciaio micropali – S355

f_{yk}	\geq	355 MPa	Tensione caratteristica di snervamento
γ_{M0}	=	1.05	Coefficiente di sicurezza
f_{yd}	=	338.1 MPa	Tensione di snervamento di calcolo
E_s	=	210000 MPa	Modulo elastico

6 INQUADRAMENTO GEOLOGICO E GEOMORFOLOGICO

Nell'ambito del progetto, per l'ammodernamento dell'asse principale della S.S.131 è prevista la realizzazione del ponte Riu Bonorchis della lunghezza di 23.20 m. Le fondazioni sono previste su micropali.

In merito all'intervento di cui sopra il modello geologico di riferimento prevede la presenza di terreni appartenenti all'unità dei Basalti di Campeda (Subunità di Dualchi), affioranti o sub-affioranti, rappresentati da basalti e andesiti, da mediamente a molto fratturati soprattutto in corrispondenza della porzione più superficiale, ricoperti da una coltre eluvio-colluviale di spessore generalmente inferiore a 3 m.

RTI di progettazione:



Mandataria

Via G.B. Sammartini n°5
20125 - Milano
Tel. 02 6787911
email: mail@proiter.it



Mandante

Via Artemide n°3
92100 Agrigento
Tel. 0922 421007
email: deltaingegneria@pec.it

7 CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA

7.1 Descrizione delle indagini

La campagna geognostica per l'esecuzione della Variante alla S.S. 131 di "Carlo Felice", in corrispondenza di quest'opera, è costituita da due campagne geognostiche e in particolare:

- Sondaggio F6dx, F6sx, F7sx, F7dx eseguiti nel 1997 (Soiltecnica), S2 (Lotto 6) eseguito nel 2005 (Sigeco) e S23, eseguito nel 2015 (Sondedile);
- Pozzetti PF6dx, PF6dx, PP15, PP16 e PP17, eseguiti nel 1997 da Soiltecnica.

Per i dettagli sulle stratigrafie, ubicazioni e prove in sito e di laboratorio eseguite in tali campagne si rimanda agli elaborati **S21GE00GEOPU01** – "Planimetria ubicazione indagini", **T00GE00GEORE01A** – "Documentazione indagini geognostiche preesistenti – tomo I", **T00GE00GEORE02A** – "Documentazione indagini geognostiche preesistenti – tomo II", **T00GE00GEORE05A** – "Documentazione indagini geognostiche – 2015/2016".

Per quest'opera sono risultate disponibili le stratigrafie dei sondaggi **F6dx**, **F6sx** (1997) e **S23** (2015), che, insieme alle fotografie delle cassette catalogatrici, hanno consentito di verificare la presenza di terreni di riporto e di depositi detritici superficiali, scarsamente consistenti e immersi in matrice limoso-argillosa, a copertura del sottostante substrato lapideo (*Basalti alterati BA* e *Basalti di Campeda, B*), per uno spessore inferiore a 3 m (2.55 m in F6dx, 1.20 m in F6sx e 0.6 m in S23).

In una zona più a nord dell'intervento, i sondaggi **F7dx** e **F7sx** hanno evidenziato uno spessore di coltre alterata superficiale di spessore max. pari a circa 3 m al di sotto della quale è presente roccia fratturata di natura basaltica, effusiva e vacuolare, con superfici di alterazione talvolta ossidate o argillificate. Qualche km più a sud dell'opera prevista sul Riu Bonorchis, nello stesso contesto geologico, dal sondaggio **S2 (Lotto 6)** è stato rinvenuto substrato basaltico molto alterato al di sotto di 0.20 m circa di terreno di riporto (suolo agrario).

Non è disponibile un numero significativo di prove penetrometriche SPT, ad eccezione della verticale F6dx che riporta un valore di resistenza ($N_{SPT} > 50$) alla profondità di circa 2.3 m da piano campagna e dei sondaggi F7dx e F7sx, posizionati più a nord dell'intervento e quindi non in asse all'opera di attraversamento, i quali riportano rispettivamente un N_{SPT} pari a 15 (prof. 1.30 m circa) e $N_{SPT} > 50$ (prof. 2.30 m circa).

La falda è stata rinvenuta a profondità prossime al piano campagna o comunque non superiori a 3 m (2.90 in F6sx).

7.2 Modello geotecnico di sottosuolo

Dall'interpretazione dei sondaggi eseguiti è stata effettuata la ricostruzione stratigrafica dell'area interessata dalle opere in progetto. L'individuazione della successione stratigrafica di riferimento è riportata nel profilo geologico **S21GE00GEOFG01** in cui è possibile individuare come terreno di fondazione delle spalle del ponte l'unità dei basalti alterati **BA** (*Basalto alterato*).

In sintesi, si riconosce la presenza delle unità geotecniche di seguito elencate.

7.3 Unità geotecnica C – coltre eluvio - colluviale

I depositi di coltre eluvio-colluviale, prodotto di alterazione dei basalti sottostanti, sono presenti con spessori molto ridotti in corrispondenza di S23 (2005), F6sx e F7dx (1997) dove, infatti, non risultano disponibili né prove in sito né campioni sottoposti a prove di identificazione fisica e di resistenza meccanica di laboratorio. Lo spessore massimo di tali depositi in corrispondenza dell'opera è pari a 2.55 m.

Considerando i sondaggi in corrispondenza dell'opera sul Riu Bonorchis, è presente un unico campione in rappresentazione della coltre superficiale, alla profondità di 1.40-1.90 m dal p.c. nel sondaggio F6dx (1997), mentre circa 1 km più a nord sono disponibili altri 2 campioni di coltre superficiale, alla profondità di 1.40-1.90 m dal p.c. nel sondaggio F7dx (1997) e alla profondità di 1.60 m nel pozzetto PF7dx (1997).

L'unità, presente nei primi 3 m dal piano campagna, è costituita da terreni classificabili, secondo la classificazione AGI (1977), come *sabbia e ghiaia limosa*, *ghiaia con sabbia limosa*, ma anche *limo sabbioso argilloso debolmente ghiaioso*, caratterizzati quindi da una granulometria dei terreni molto eterogenea, costituita da sabbia per il 20-40% circa, da ghiaia per il 10-50% e da limo per il 10-60% circa, con frazione argillosa generalmente inferiore al 10%.

Dato che i campioni relativi a questi terreni sono costituiti esclusivamente da campioni rimaneggiati prelevati dalle cassette dei sondaggi geognostici e dallo scavo dei pozzetti esplorativi, i risultati delle determinazioni del peso di volume naturale e delle prove di compressibilità edometrica, riportate sui certificati delle prove di laboratorio, risultano pressoché inutilizzabili.

Nei sondaggi F6dx e F7sx è stata eseguita una prova di tipo SPT ad una profondità di - 2.10 m da p.c. e in entrambi i casi è stato registrato rifiuto (n° colpi > 50 nel primo tratto di prova), mentre nel sondaggio F7dx è stata eseguita una prova SPT a -1.15 m da p.c. che ha fornito un valore di 15 colpi/30cm.

Dato che i campioni relativi a questi terreni sono costituiti esclusivamente da campioni rimaneggiati prelevati dalle cassette dei sondaggi geognostici e dallo scavo dei pozzetti esplorativi, i risultati delle determinazioni del peso di volume naturale e delle prove di compressibilità edometrica, riportate sui certificati delle prove di laboratorio, risultano pressoché inutilizzabili. Risulta possibile utilizzare, ma con molta attenzione, i risultati delle prove di taglio diretto, tenendo conto tuttavia che si tratta di valori ottenuti su provini ricostituiti in laboratorio.

Inoltre, data la scarsità di dati di prove in sito e di laboratorio a disposizione per l'opera in esame, vista l'analogia dei terreni superficiali riconosciuti nella perforazione dei sondaggi di cui sopra con quelli rinvenuti in corrispondenza delle opere previste per la wbs S20 (ponti PO01 sul Riu Pitziu al km 122+015, PO02 sul Riu Mannu al km 122+400), nel seguito verranno presentati i risultati della caratterizzazione eseguita per queste ultime due opere, ubicate ad una distanza di circa 5 km, ma caratterizzate dalle stesse unità geologiche e geotecniche.

Inizialmente è stata condotta un'analisi dei risultati delle prove SPT.

7.3.1 Interpretazione dei risultati delle prove SPT

Le prove SPT a fondo foro consistono nel misurare il numero di colpi richiesto per provocare l'avanzamento per battitura di un campionatore standard per tre tratti consecutivi di 15 cm ciascuno. La resistenza dinamica puntuale, N_{SPT} , si ottiene sommando il numero di colpi necessario per l'avanzamento degli ultimi 30 cm.

I valori risultanti dalle prove SPT eseguite nei terreni dell'unità in esame, in termini di colpi/30cm, sono riportati nel grafico di **Figura 1**.

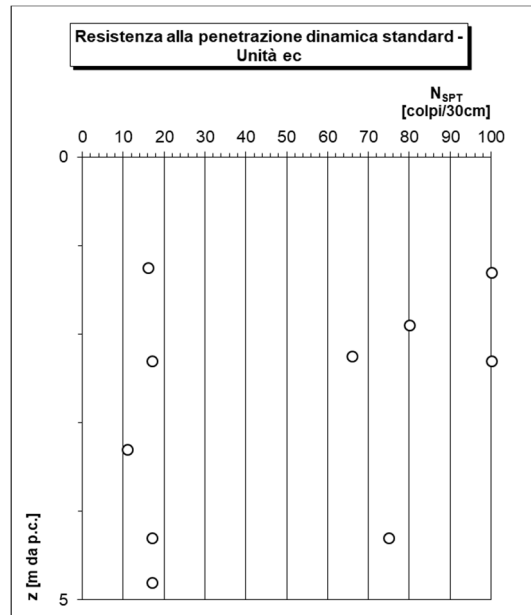


Figura 1 – Risultati delle prove SPT

L'interpretazione delle prove SPT è stata eseguita adottando una metodologia che si basa sulla definizione del valore del numero di colpi normalizzato $(N_1)_{60}$.

Per tenere conto dei fattori di variabilità connessi ai diversi dispositivi di infissione presenti sul mercato e della pressione efficace del terreno alla profondità di esecuzione della prova, viene valutato in funzione della profondità il valore normalizzato di N_{SPT} , cioè $(N_1)_{60}$, ricavato dalla seguente espressione:

$$(N_1)_{60} = N_{SPT} \times \frac{ER}{60} \times C_N$$

in cui:

$C_N = (98.1/\sigma'_{v0})^{0.5}$ = coefficiente di correzione dipendente dal valore di σ'_{v0} ;

σ'_{v0} = pressione verticale efficace alla profondità di prova;

ER = rendimento medio del dispositivo di infissione effettivamente impiegato espresso in percentuale (per il presente caso assunto pari al 65%).

Sulla base della definizione del parametro $(N_1)_{60}$ sono state applicate delle correlazioni di letteratura per interpretare i dati in termini di parametri di resistenza al taglio e deformabilità.

I valori di densità relativa sono stati stimati utilizzando i valori del numero di colpi N_{SPT} normalizzati mediante il valore $(N_1)_{60}$.

La stima dei valori di densità relativa è necessaria per la successiva determinazione del valore di angolo di resistenza al taglio e del modulo di deformabilità per i terreni granulari.

In particolare, per la stima del valore di densità relativa è stata adotta la relazione di Skempton:

$$D_R = \left[\frac{(N_1)_{60}}{60} \right]^{0.5}$$

Nella valutazione dei risultati, è stato tenuto conto dell'effetto della granulometria come segue:

- nelle sabbie, la D_R è il valore medio "prudenziale" (valore caratteristico);

- nelle ghiaie, di ogni tipo, la D_R e/o i parametri da essa derivati saranno stabiliti in modo tale da essere prudentemente inferiori al valore minimo assoluto; ciò in ragione del fatto che le prove SPT forniscono valori in proporzione maggiori delle sabbie in ragione della differente granulometria.

I valori risultanti di densità relativa sono riportati nel grafico mostrato in **Figura 2**.

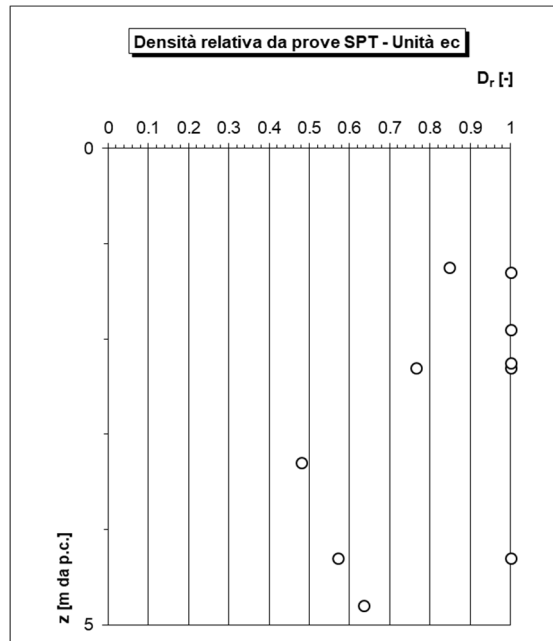


Figura 2 – Valori di densità relativa dai risultati delle prove SPT

I valori dell'angolo di resistenza al taglio sono calcolati dall'interpretazione di numero di colpi SPT, attraverso la determinazione della densità relativa, mediante la relazione di Schmertmann (cfr. **Figura 3**):

$$\phi'_p = 28 + 0.14 \cdot D_R$$

per sabbie fini uniformi,

$$\phi'_p = 31.5 + 0.115 \cdot D_R$$

per sabbie medie uniformi e sabbie fini ben gradate,

$$\phi'_p = 34.5 + 0.10 \cdot D_R$$

per sabbie grosse uniformi e sabbie medie ben gradate,

$$\phi'_p = 38.0 + 0.08 \cdot D_R$$

per ghiaietti uniformi e sabbie e ghiaie poco limose.

dove D_R è il corrispondente valore della densità relativa. Si noti come nella relazione sopra riportata, il valore dell'angolo di resistenza al taglio sia quello "di picco".

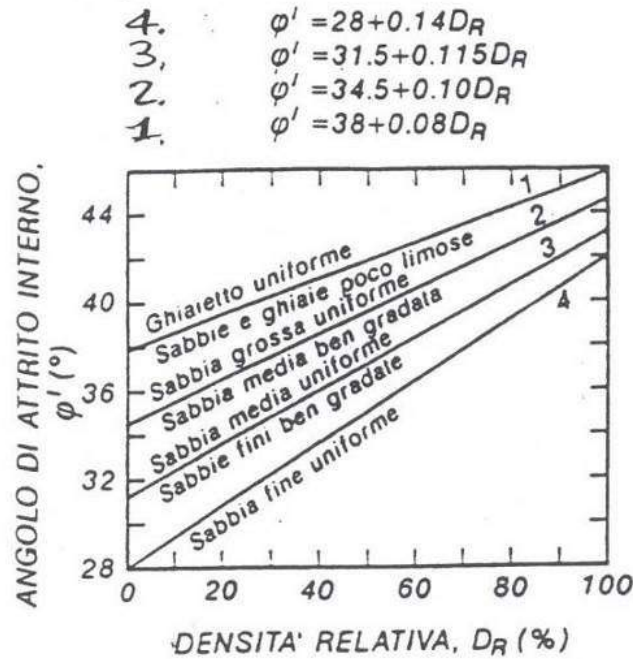


Figura 3 - Relazione tra angolo di attrito efficace (φ') e densità relativa (D_r) per diverse granulometrie (Schmertmann, 1975)

I valori risultanti di angolo di attrito efficace sono riportati nel grafico di **Figura 4**.

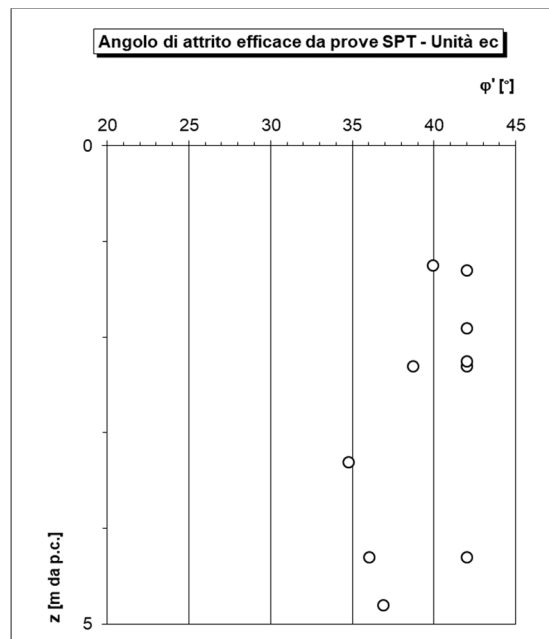


Figura 4 – Valori di angolo di attrito efficace (φ') dai risultati delle prove SPT

Il modulo elastico operativo E'_{25} (corrispondente ad un grado di mobilitazione della resistenza ultima pari al 25%) è valutato mediante la correlazione proposta da Jamiolkowski, 1988:

per terreni normalconsolidati:

$$E'_{25} = 0.0981 \times (10.5 - 3.5D_R) \times N_{SPT} \quad (\text{MPa})$$

per terreni sovraconsolidati:

$$E'_{25} = 0.0981 \times (52.5 - 35D_R) \times N_{SPT} \quad (\text{MPa})$$

in cui:

- E'_{25} : modulo di Young secante, cui corrisponde un grado di mobilitazione della resistenza ultima pari al 25%;
- D_R : densità relativa, espressa come frazione dell'unità;
- N_{SPT} : numero di colpi da prova SPT.

I valori risultanti di modulo elastico operativo E'_{25} sono riportati nel grafico di **Figura 5**.

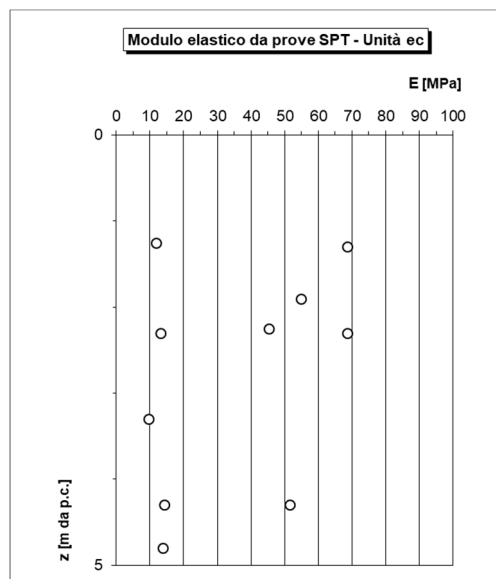


Figura 5 – Valori di modulo elastico operativo E'_{25} dai risultati delle prove SPT

7.3.2 Prove di taglio diretto

Dato che i campioni relativi a questi terreni sono costituiti esclusivamente da campioni rimaneggiati prelevati dalle cassette dei sondaggi geognostici e dallo scavo dei pozzetti esplorativi, i risultati delle prove di taglio diretto devono essere utilizzati con molta cautela, tenendo conto tuttavia che si tratta di valori ottenuti su provini ricostituiti in laboratorio.

In **Figura 6** sono riportati i risultati delle prove di taglio diretto eseguite su tutti i campioni disponibili per l'unità eluvio-colluviale con la rappresentazione di questi in termini di inviluppo di rottura sul diagramma σ - τ .

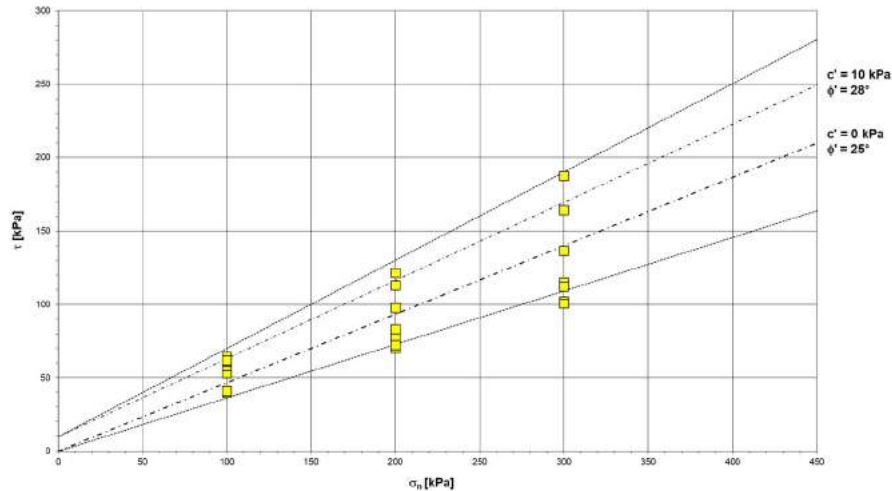


Figura 6 – Involuppo di rottura ottenuto da prove di taglio diretto

Per ciò che concerne l'angolo di resistenza al taglio efficace φ' , considerando che il valore minimo risultante dall'interpretazione delle prove SPT risulta pari a circa $34\div 35^\circ$ e che le prove di taglio diretto, per la natura dei campioni utilizzati, forniscono valori del tutto cautelativi, è stato attribuito alla coltre superficiale un range di valori pari alla media dei valori risultanti dall'interpretazione delle prove suddette, compreso tra 25° e 28° .

Per ciò che concerne i valori di coesione, tenuto conto anche della discreta percentuale di matrice limosa rinvenuta nei depositi, è stato attribuito alla coltre superficiale un range di valori compreso tra 0 e 10 KPa, pari alla media dei valori risultanti dall'interpretazione delle prove suddette.

In conclusione, per l'unità geotecnica **C** (*coltre eluvio-colluviale*) sono stati definiti i seguenti parametri geotecnici rappresentativi:

- $\gamma = 19 \text{ kN/m}^3$ peso di volume naturale
- $\varphi' = 25^\circ\text{-}28^\circ$ angolo di resistenza al taglio efficace
- $c' = 0\text{-}10 \text{ kPa}$ coesione efficace
- $E' = 15\text{-}20 \text{ MPa}$ modulo elastico di Young

7.4 Substrato roccioso: Basalti di Campeda

In ottica di una caratterizzazione omogenea si è tenuto conto, per la caratterizzazione del substrato basaltico, di tutti i sondaggi in cui sono stati rinvenuti tali litotipi e circoscritti in un'area sufficientemente ampia all'interno di ciascuna opera in progetto per la S.S.131 "Carlo Felice".

Si è fatto riferimento ai sondaggi S1, S2, S5 e S23 della campagna di indagine integrativa Anas del 2015-2016 realizzati da Sondedile s.r.l., ai sondaggi S1, S2, S37 e S38 della campagna di indagine Sigeco del 2005 e ai sondaggi F1dx, F2Bsx, F2dx, F2sx, F3sx, F3dx, F4sx, F4dx, F5sx, F5dx, F6dx, F7sx, F7dx, F8Bdx, F9dx e F15dx della campagna di indagine Soiltecnica del 1997 che interessano gli stessi litotipi.

7.4.1 Unità geotecnica B – Basalti non alterati

La caratterizzazione geomeccanica dei Basalti non alterati **B** è stata eseguita a partire dai valori della resistenza a compressione uniassiale (σ_{ci}) ottenuta su campioni indisturbati di roccia intatta di tutti i sondaggi ricadenti in tale unità e dall'indice GSI (*Geological Strength Index*) valutato sulla base delle informazioni desumibili dai rilievi e dalle cassette catalogatrici.

Nella **Figura 7** seguente si riporta l'andamento della resistenza a compressione uniassiale (*stimata da prove di resistenza speditiva tipo Point-Load e da prove di compressione uniassiale UxDC e UxCC*) con la profondità. Per la stima della resistenza a compressione uniassiale dalle prove di Point-Load si è proceduto moltiplicando l'indice di resistenza $I_{S(50)}$ per il fattore moltiplicativo K, pari a 22 per rocce basaltiche (Bruschi, 2004).

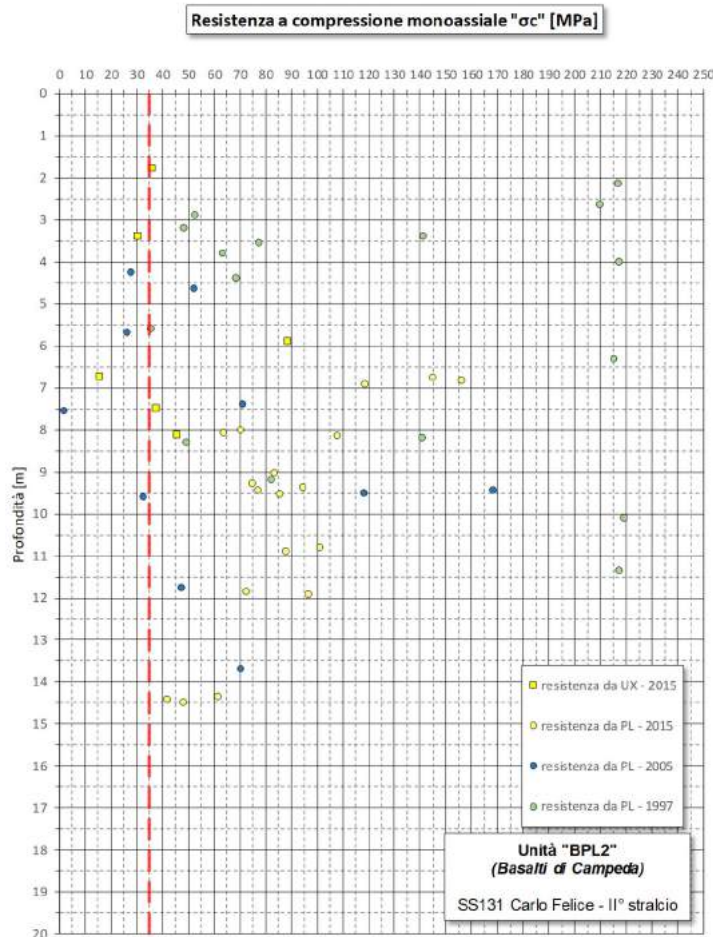


Figura 7 – Basalti di Campeda – Resistenza a compressione uniassiale

A fronte di questo, la stima dei parametri di resistenza al taglio equivalenti dell'ammasso è stata effettuata con il criterio di Hoek & Brown, utilizzando:

GSI = 60 (ammasso intatto o poco fratturato, condizioni delle discontinuità buone);

$m_i = 25$ (basalti = 25 ± 5);

$\sigma_{ci} = 35$ MPa resistenza a compressione uniassiale;

$\gamma = 22$ kN/m³ peso dell'unità di volume;

D = 0 fattore di disturbo.

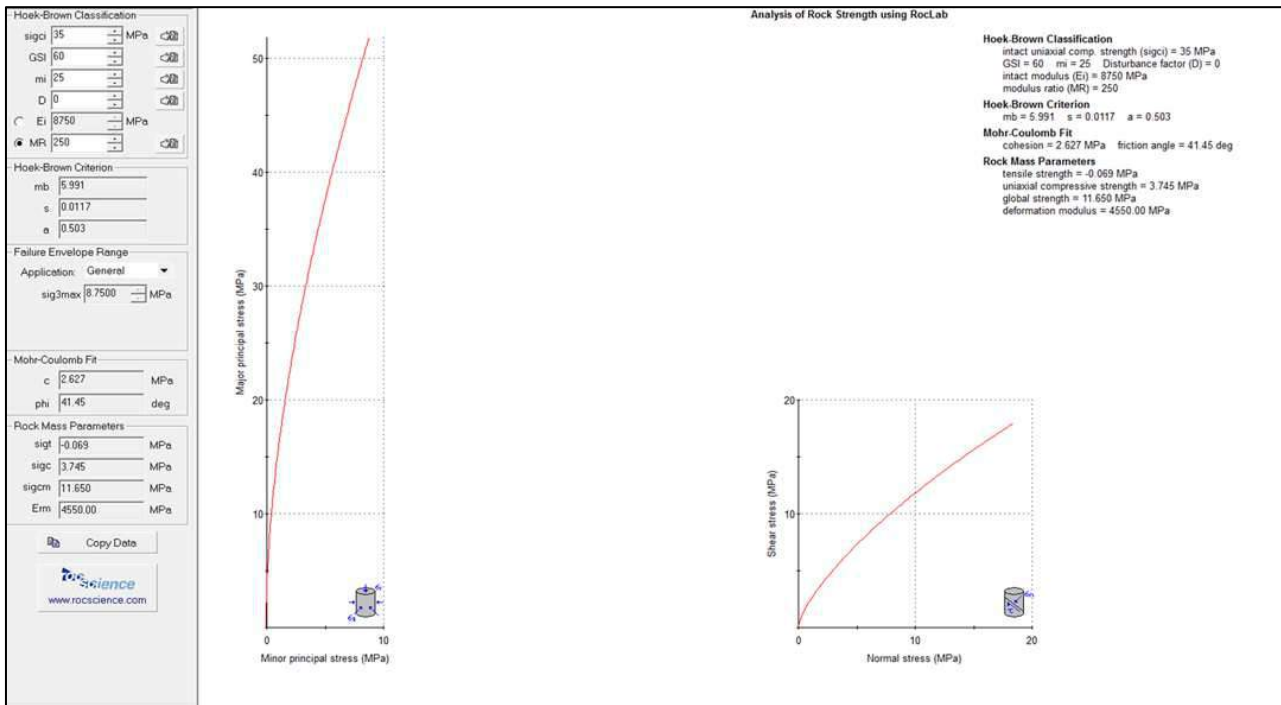


Figura 8 – Unità B - Criteri di Rottura di H-B e M-C

Sulla base di tale caratterizzazione, è stato definito un angolo di attrito pari a 40°, mentre per la coesione è stata definito un valore cautelativo pari a 50 kPa.

In sintesi, all'unità geotecnica **B** (*Basalti di Campeda*), è possibile attribuire i seguenti parametri geotecnici:

- $\gamma = 22 \text{ kN/m}^3$ peso di volume naturale;
- $\varphi' = 40^\circ$ angolo di resistenza al taglio;
- $c' = 50 \text{ kPa}$ coesione in condizioni drenate;
- $\tau = 200\text{-}250 \text{ KPa}$ aderenza laterale terreno-calcestruzzo;
- $E' = 4500 \text{ MPa}$ modulo elastico di Young.

7.4.2 Unità geotecnica BA – Basalti alterati

Analizzando le stratigrafie e le stesse cassette catalogatrici, l'unità, mediamente presente entro i primi 9-10 m di profondità al di sopra dei basalti sani, si presenta molto alterata, spesso ossidata e frammentata. Fermo restando la natura rocciosa dell'unità ma considerando l'estremo grado di fratturazione della stessa, visti anche i valori di resistenza della coltre superficiale sovrastante, in ottica di definirne il grado di resistenza è ragionevole, in maniera cautelativa, assimilare il comportamento di questa unità a quello di un terreno molto consistente.

La caratterizzazione geomeccanica dei Basalti alterati **BA** è stata eseguita a partire dai valori della resistenza a compressione uniassiale (σ_{ci}) stimata sia da prove speditive tipo Point-Load che da prove di compressione uniassiale ottenute su campioni indisturbati di roccia intatta appartenenti a tutti i sondaggi ricadenti all'interno di tale unità; successivamente è stato definito un indice GSI (*Geological Strength Index*) valutato sia sulla base di quanto detto sulla natura meccanica dell'unità, ovvero considerando una struttura rocciosa molto fratturata e condizioni delle discontinuità molto scadenti, sia in relazione a quanto definito per l'unità dei basalti non alterati sottostante.

Pertanto, la stima dei parametri di resistenza al taglio equivalenti dell'ammasso è stata effettuata con il criterio di Hoek & Brown, utilizzando:

GSI = 10 (ammasso molto fratturato, condizioni delle discontinuità molto scadenti);

$m_i = 20$ (basalti = 25 ± 5);

$\sigma_{ci} = 30$ MPa resistenza a compressione uniaassiale;

$\gamma = 20$ kN/m³ peso dell'unità di volume;

D = 0 fattore di disturbo.

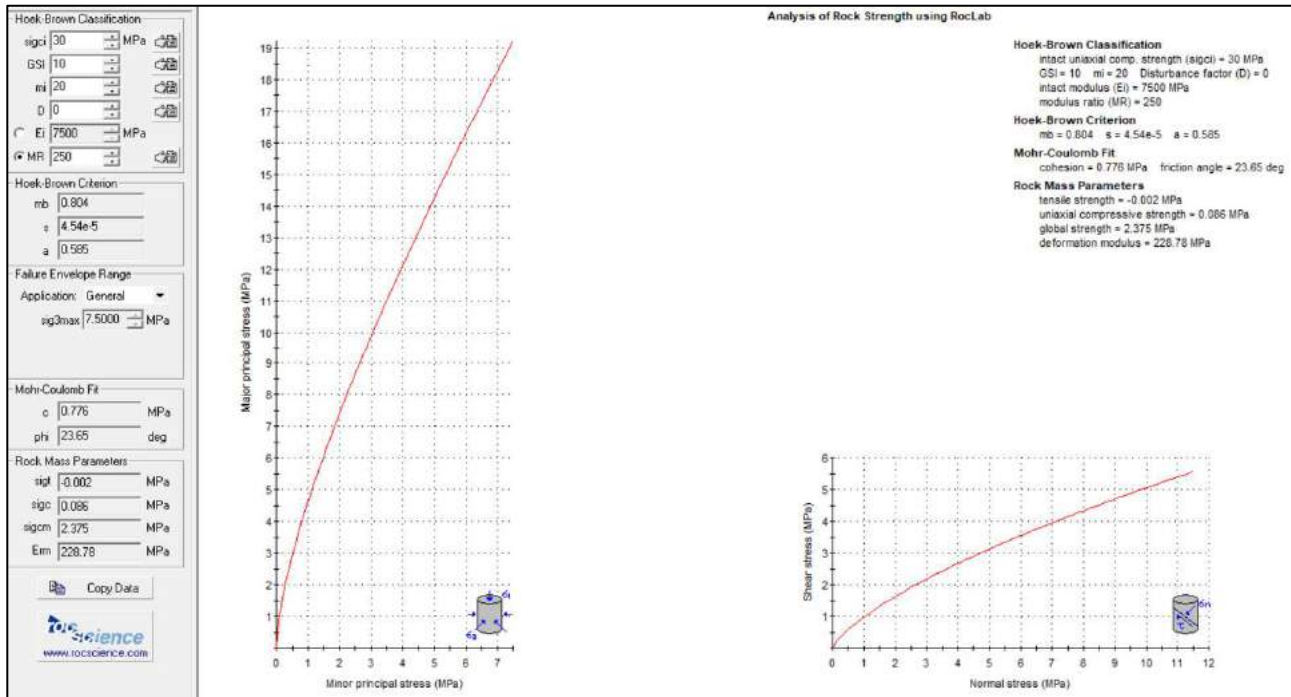


Figura 9 – Unità BA - Criteri di Rottura di H-B e M-C

Sulla base di tale caratterizzazione, è stato definito un angolo di attrito pari a 34°, paragonabile al valore ottenuto dalle prove SPT sulla coltre di alterazione superficiale, mentre per la coesione è stata definito un valore cautelativo pari a 0 kPa.

In sintesi, per l'unità geotecnica **BA** (*Basalti alterati*) sono stati considerati i seguenti parametri di resistenza:

- $\gamma = 20$ kN/m³ peso di volume naturale;
- $\phi' = 34^\circ$ angolo di resistenza al taglio;
- $c' = 0$ kPa coesione in condizioni drenate;
- $\tau = 180-200$ KPa aderenza laterale terreno-calcestruzzo;
- $E' = 200$ MPa modulo elastico di Young

Ai fini della valutazione della capacità portante di progetto si considerano due verticali indagate a cui corrispondono $\xi_3=1.65$ e $\xi_4=1.55$.

7.4.3 Determinazione della tensione tangenziale limite

Nel caso dei terreni rocciosi, la determinazione dei fattori di influenza della tensione tangenziale limite, agente sul micropalo è stata oggetto di numerosi studi, essenzialmente sperimentali.

Viabilità locale A: Relazione tecnica e di calcolo delle fondazioni

Secondo il criterio di Horvath & Kenney (1989), che esprimono la tensione tangenziale limite secondo la relazione:

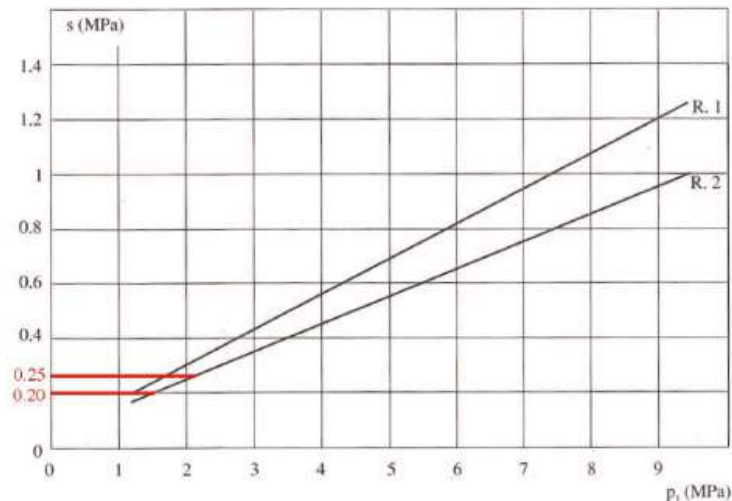
$$\tau_l = 6.656 \sqrt{q_u} \quad (\text{KPa})$$

dove q_u rappresenta la resistenza a compressione monoassiale della roccia, il valore della tensione tangenziale minima del basalto, a fronte di una q_{umin} pari a 1680 KPa, risulta pari 270 KPa; a fronte di tale valore si assumono più cautelativamente i valori riportati nella seguente tabella:

Litotipo	T min [KPa]	T med [KPa]
Basalto Alterato	180	200
Basalto	200	250

Inoltre, anche sulla base dello studio di Bustamante e Doix (1985), l'andamento della tensione tangenziale limite che si sviluppa all'intorno di un micropalo o tirante, dipende dalla natura del terreno e dalla sua resistenza (espressa ora in termini di N_{SPT} ora in termini di pressione limite ricavata dalle prove pressiometriche) oltre che dalla tecnica di iniezione.

Nella figura sottostante è riportato l'abaco per rocce alterate e fratturate, con evidenziati i valori della tensione tangenziale limite che, in caso di rocce fratturate e di micropali eseguiti con iniezione a bassa pressione o gravità, assume i valori minimi indicati in figura, compresi tra 200 e 250 KPa.



Come si osserva, i valori di tensione tangenziale sono estremamente cautelativi, pur in assenza di prove pressiometriche, nonostante i discreti valori di caratteristiche meccaniche riscontrate nella campagna geognostica dell'ammasso roccioso.

7.5 Analisi dei carichi agenti sulla struttura

Si rimanda alla relazione di calcolo dell'impalcato e delle spalle per la descrizione dei carichi agenti e della combinazione delle azioni.

7.6 Azione sismica di riferimento

Per quest'opera sono disponibili, in asse all'opera, le stratigrafie dei sondaggi **F6dx**, **F6dx** (1997) e **S23** (2015), che, insieme alle fotografie delle cassette catalogatrici, hanno consentito di verificare la presenza di terreni di riporto e di depositi detritici superficiali, scarsamente consistenti e immersi in matrice limo-argillosa, di copertura del sottostante substrato lapideo (*Basalti di Campeda*), per uno spessore inferiore a 3 m (2.55 m in F6dx, 1.20 m in F6sx e 0.60 m in S23).

Tale stratigrafia, anche in assenza di specifiche indagini sismiche, considerato lo spessore ridotto dei depositi superficiali (< 3 m), consente di attribuire all'opera in oggetto una **categoria di sottosuolo di tipo A**, corrispondente ad *ammassi rocciosi affioranti o terreni molto rigidi caratterizzati da valori di velocità delle onde di taglio superiori a 800 m/s, eventualmente comprendenti in superficie terreni di caratteristiche meccaniche più scadenti con spessore massimo pari a 3 m*.

In base alla categoria di sottosuolo determinata con le metodologie di cui sopra (categoria A) il valore del coefficiente di amplificazione stratigrafica S_s (cfr. Tabella 3.2.V del D.M. 17/01/18) è pari a 1.00.

In base alle condizioni topografiche presenti in sito (T_1 = superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media $i \leq 15^\circ$) per configurazioni superficiali semplici si può adottare il seguente valore del coefficiente di amplificazione topografica S_T (cfr. Tabella 3.2.V del D.M. 17/01/18):

Categoria topografica	S_T
T1	1.0

In assenza di analisi specifiche di risposta sismica locale, l'accelerazione massima può essere valutata mediante la relazione:

$$a_{max} = S \cdot a_g = S_s \cdot S_T \cdot a_g$$

dove:

- S_s = coefficiente di amplificazione stratigrafica (Tab. 3.2.V);
- S_T = coefficiente di amplificazione topografica (Tab. 3.2.VI);
- a_g = accelerazione orizzontale massima attesa su sito riferimento rigido

Nel caso specifico, per i diversi stati limite, il valore di a_{max} risulta il seguente:

Stato Limite	T_R [anni]	a_g [g]	a_{max} [g]
SLO	60	0.025	0.025
SLD	101	0.031	0.031
SLV	949	0.060	0.060
SLC	1950	0.071	0.071

RTI di progettazione:



Mandataria

Via G.B. Sammartini n°5
20125 - Milano
Tel. 02 6787911
email: mail@proiter.it



Mandante

Via Artemide n°3
92100 Agrigento
Tel. 0922 421007
email: deltaingegneria@pec.it

8 VERIFICHE

8.1 Verifiche strutturali

Verranno effettuate le verifiche relativamente ai seguenti stati limite:

Stati Limite Ultimi

- 1- Tensione ideale nell'acciaio

Stati Limite di Esercizio

- 1- Limitazione degli spostamenti orizzontali

8.2 Verifiche geotecniche

Verranno effettuate le verifiche relativamente ai seguenti stati limite:

Stati Limite Ultimi

- 1- Capacità portante nei confronti dei carichi assiali
- 2- Resistenza nei confronti delle azioni trasversali

Stati Limite di Esercizio

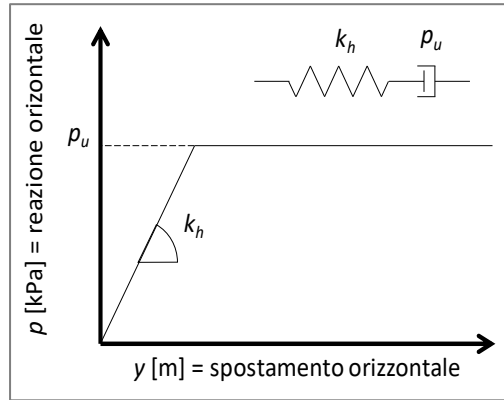
- 1- Limitazione dei cedimenti.

8.2.1 **Capacità portante nei confronti dei carichi assiali**

La capacità portante nei confronti dei carichi assiali è affidata interamente alla portata laterale dei micropali, mentre la portata di base viene trascurata. La portata laterale viene calcolata moltiplicando le tensioni tangenziali indicate al paragrafo **Errore. L'origine riferimento non è stata trovata.** per la superficie laterale del palo e applicando i relativi coefficienti parziali di sicurezza.

8.2.2 **Capacità portante nei confronti delle azioni orizzontali**

Per lo studio del comportamento dei micropali soggetti a carichi orizzontali si fa riferimento alla schematizzazione della trave su suolo elastico alla Winkler, con molle aventi comportamento elastico – perfettamente plastico (si veda figura seguente).



Nelle pagine seguenti si riportano i grafici con l'andamento in funzione della profondità delle seguenti grandezze:

- Coefficiente di reazione k_h [kN/m³] delle molle orizzontali che simulano la reazione del terreno.
- Pressione limite p_u [kPa] delle molle orizzontali che simulano la reazione del terreno.
- Capacità portante di progetto orizzontale del palo [kN].

I diagrammi sono stati ricavati considerando:

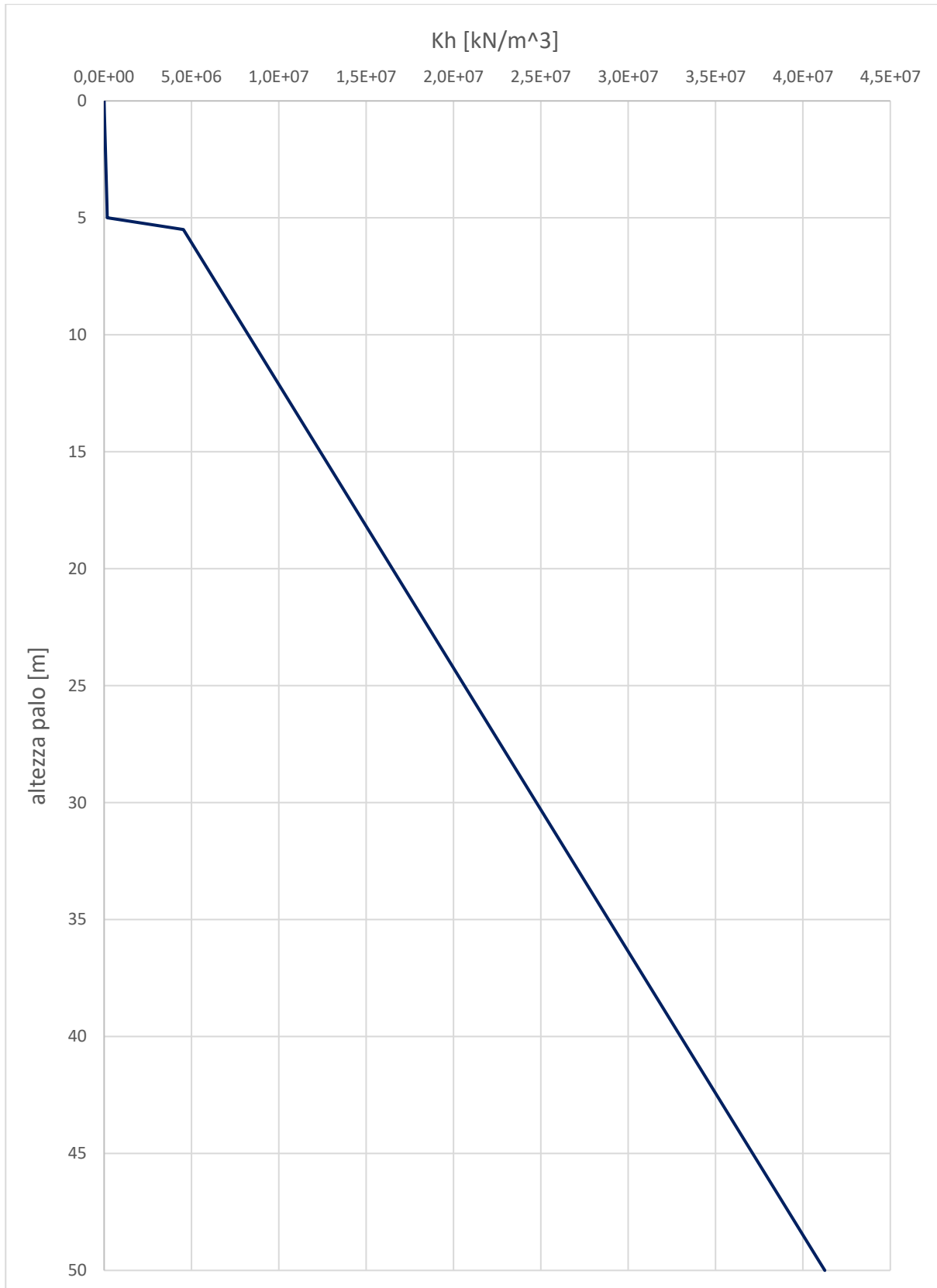
- $z = 0$ in testa al palo.
- Il diametro del palo pari a 0.3 m.
- La stratigrafia, la posizione della falda e la caratterizzazione da relazione geomeccanica aggiornata. (tabella)
- La quota della testa del palo a -2 m da piano campagna.
- Per la capacità portante di progetto, i coefficienti parziali da NTC 2008: γ_R per l'Approccio 2 e ξ per tenere conto del numero di verticali indagate.

Stratigrafia	γ [kN/m ³]	γ' [kN/m ³]	Φ [°]	c [kPa]	E' [MPa]
Basalto Alterato	20	10	34	0	200
Basalto	22	12	40	50	4500

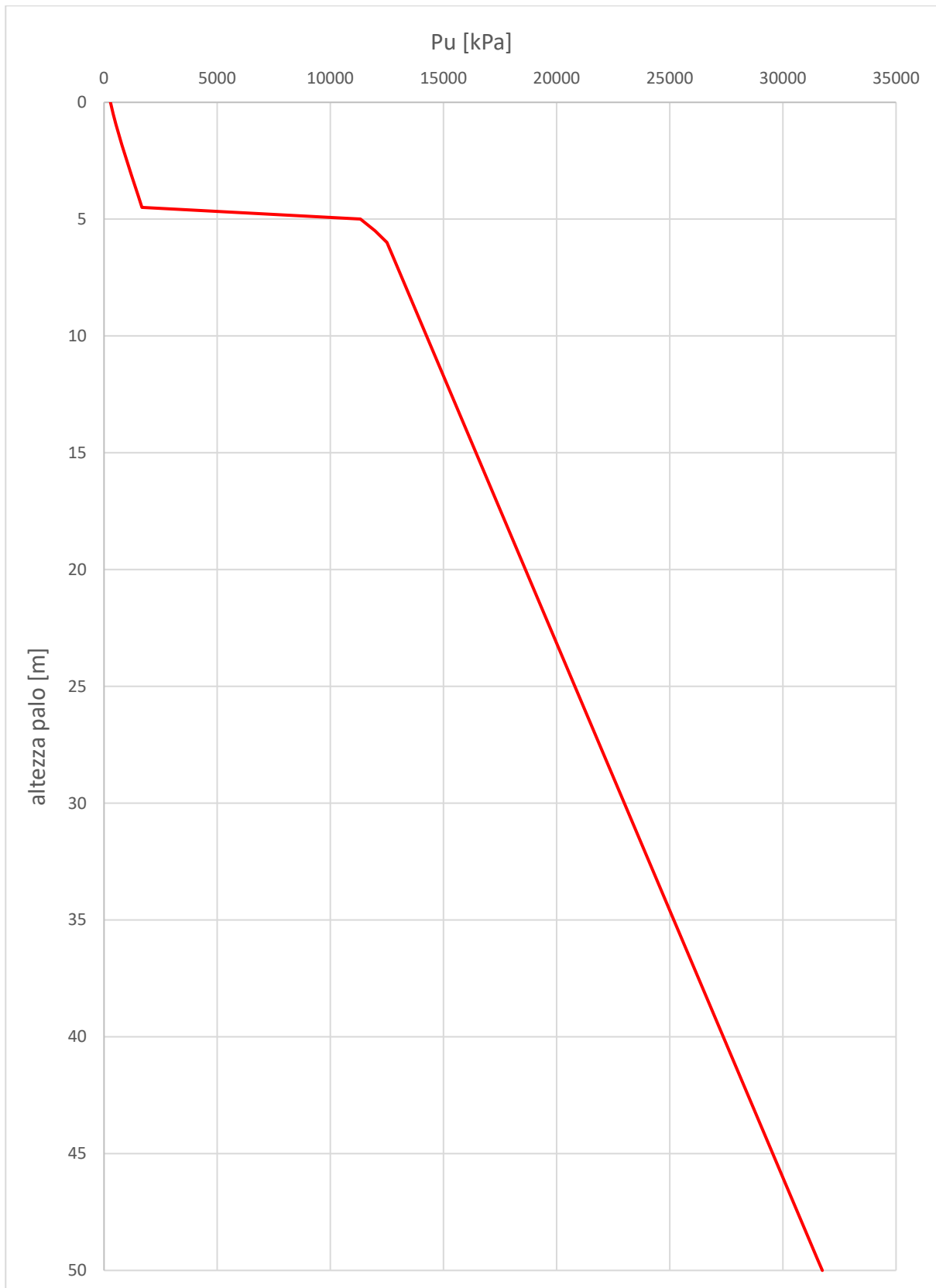
La verifica geotecnica dei pali viene eseguita determinando la lunghezza del palo che corrisponde alla forza sollecitante orizzontale di progetto (H_{lim} minima); Tale lunghezza viene confrontata con la lunghezza prefissata del palo (definita in generale dalla capacità portante verticale); se quest'ultima è maggiore, la verifica geotecnica risulta soddisfatta.

Per il dimensionamento strutturale del palo, il terreno viene schematizzato con molle elasto-plastiche (kh-pu) collegate al fusto del palo. Si applica in testa al palo la forza sollecitante orizzontale di progetto. Con i risultati delle analisi (sollecitazioni all'interno del palo) viene dimensionata l'armatura.

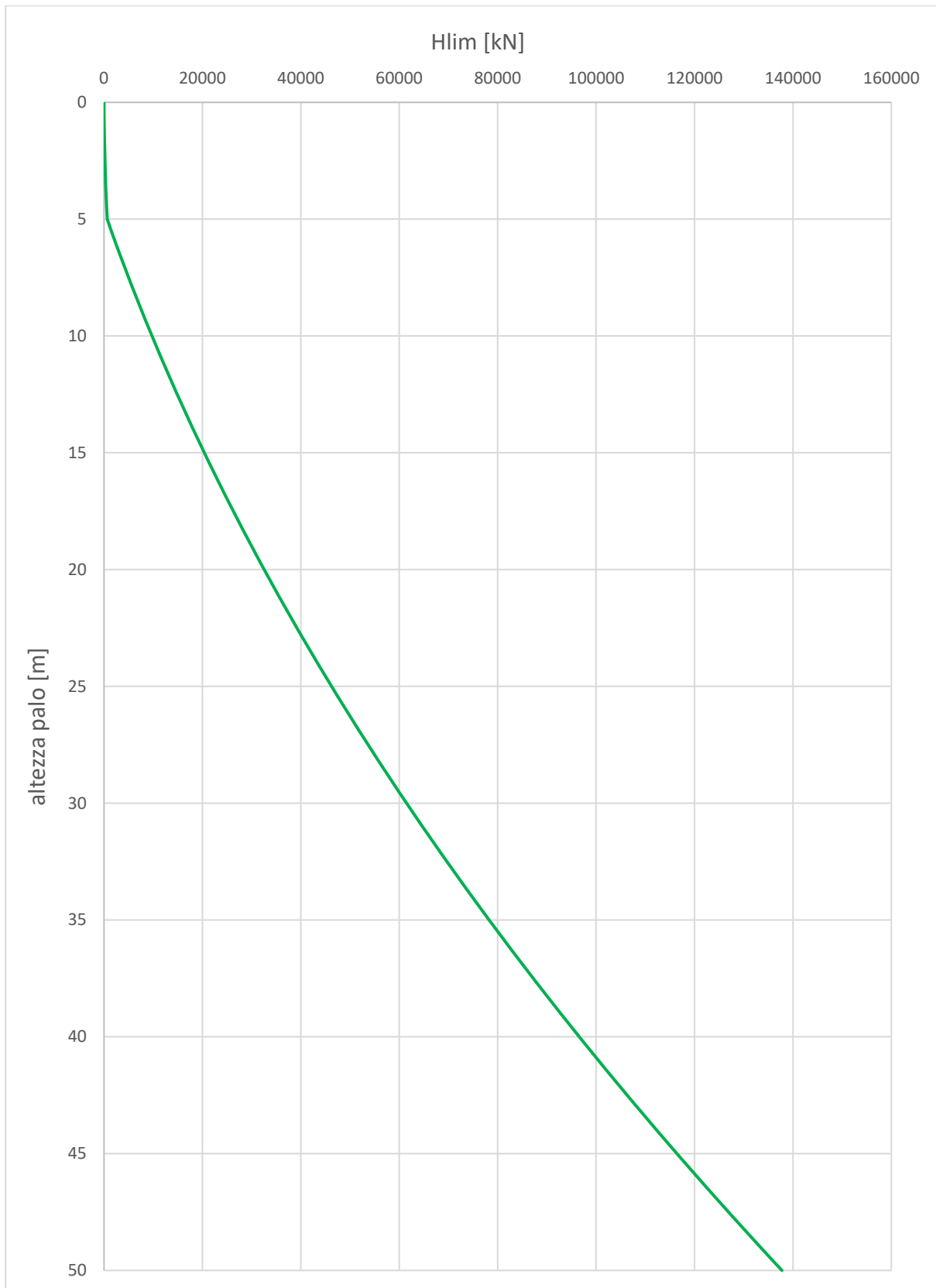
Coefficiente di reazione orizzontale



Pressione limite orizzontale



Capacità portante di progetto orizzontale



9 RISULTATI DELLE VERIFICHE

La seguente tabella riassume schematicamente tutte le verifiche eseguite nei vari casi di calcolo definiti. Per ciascuna verifica è indicato il confronto tra resistenza di calcolo R_d ed azione di calcolo S_d , ed il relativo coefficiente di sicurezza f_s .

Tutti i Punti maglia (42), Tutti i casi (5), Tutti i sestetti (18)					
Caso	C.Port. [kN][f.s.]	Cedim. [mm]	R.Tras. [kN][f.s.]	Sp.Ori. [mm]	Acc.:sig.id. [kPa][f.s.]
1: SLU	PM6-S2 ↓1117.56/805.68 1.39	= ---	PM6-S3 9717.00/89.42 108.67	= ---	PM6-S2 338100/145140 = 2.33
2: Sism.	SLV PM6-S1 ↓1117.56/484.29 2.31	= ---	PM1-S1 9717.00/58.17 167.04	= ---	PM6-S1 338100/92590 = 3.65
3: Rara	---	PM11-S1 0 (max -50)	---	PM1-S1 4 (max 50)	---
4: Freq	---	---	---	---	---
5: QPerm	---	PM11-S1 0 (max -40)	---	PM1-S1 4 (max 40)	---

C.Port. = Capacità portante | Cedim. = Cedimento | R.Tras. = Resistenza trasversale | Sp.Ori. = Spostamento orizzontale | Acc.:sig.id. = Acciaio: tensione ideale | --- = Verifica non prevista

9.1 Materiali.

9.1.1 Calcestruzzo.

Tipo	f_{ck} [kPa]	γ_c	f_{cd} [kPa]	E[kPa]
C25/30 (Cls 1)	24900	1.50	14110	31447161

Di seguito sono elencate le tensioni massime ammesse in esercizio.

Tipo	$\sigma_{cls, rara}^{(-)}$ [kPa]	$\sigma_{cls, q.p.}^{(-)}$ [kPa]
C25/30 (Cls 1)	14940	11205

Condizioni ambientali: a (poco aggressivo) [4.1.2.2.4.3].

9.1.2 Acciaio per carpenteria.

Tipo	$f_{yk(0+40)}$ [kPa]	γ_{m0}	$f_{yd(0+40)}$ [kPa]	E[kPa]
S 355 (Acc 1)	355000	1.05	338095	210000000

9.2 Combinazioni dei carichi.

Tutte le verifiche sono eseguite secondo l'Approccio 2.

Si svolge l'analisi per i seguenti 5 casi di carico.

Caso	Nome	Tipo	Sisma	n° sestetti	Descr.
C1	SLU	SLU	No	9	
C2	SLV	SLV	Si	4	
C3	SLE Car	Rara	No	2	
C4	SLE Freq	Freq	No	2	
C5	SLE QPerm	QPerm	No	1	

9.3 Dati del progetto.

9.3.1 Tipi di palo.

Nel progetto è utilizzata una sola tipologia di micropalo.

Palo	Nome	Ø in.[mm]	Ø es.[mm]	Ø pe.[mm]	L[m]	W[kN]	Acc.	Clis
M1	Micr. 1	194.1	219.1	300	10	22.012	S 355 (Acc 1)	C25/30 (Clis 1)



Micr. 1

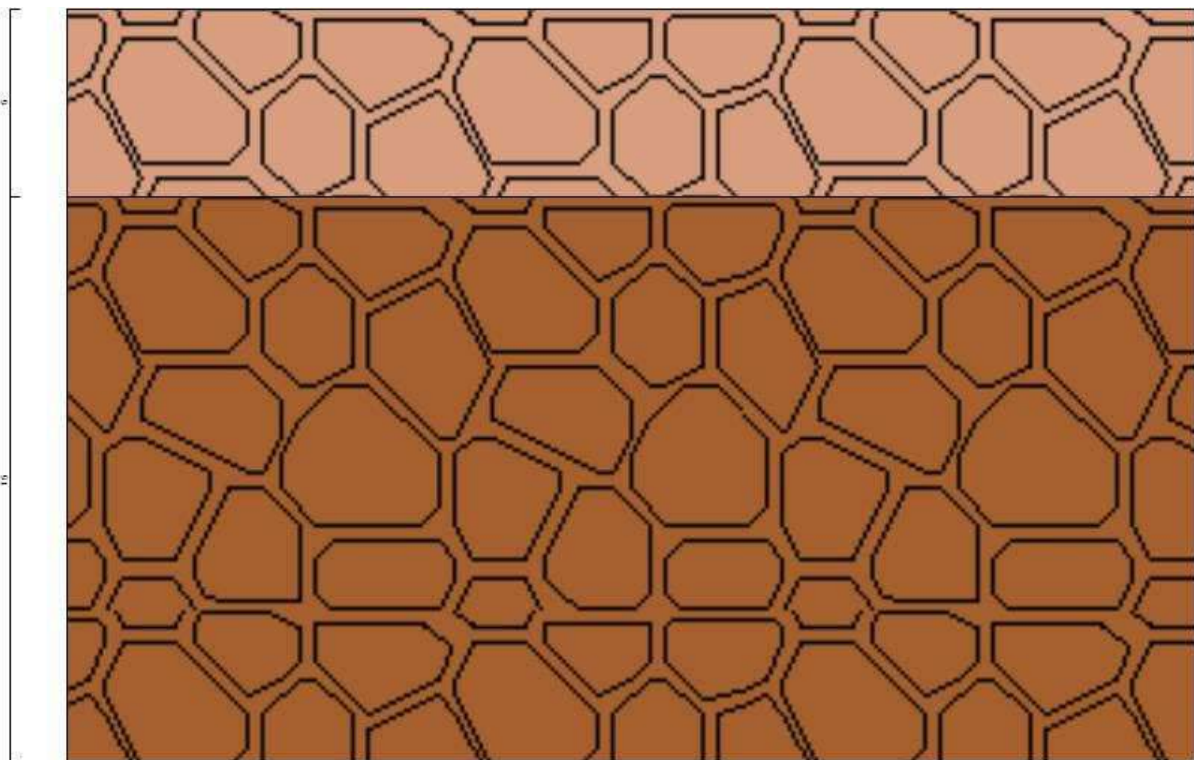
9.3.2 Stratigrafia.

Nel calcolo sono utilizzati 2 tipi di terreno, le cui caratteristiche sono di seguito elencate.

T1					
BAL					
γ_d [kN/m ³]	γ_t [kN/m ³]	c'_k [kPa]	ϕ'_k [°]	$s_{u,k}$ [kPa]	$q_{u,k}$ [kPa]
20	20	0	34	-	-
E_s [kPa]	G_s [kPa]				
200000	76000				
Descrizione: Basalto alterato					
T2					
BA					
γ_d [kN/m ³]	γ_t [kN/m ³]	c'_k [kPa]	ϕ'_k [°]	$s_{u,k}$ [kPa]	$q_{u,k}$ [kPa]
22	22	50	40	-	-
E_s [kPa]	G_s [kPa]				
4500000	1730000				
Descrizione: Basalto					

Seguono le caratteristiche della stratigrafia utilizzata nei calcoli.

S1			
2 strati			
Strato	Quota[m]	Altezza[m]	Terreno
1	0	5	T1
2	-5	15	T2



Str. 1

9.3.3 Punti maglia.

La palificata comprende 42 punti maglia, a ciascuno dei quali corrispondono delle coordinate, un tipo di palo ed i dati del terreno.

Viabilità locale A: Relazione tecnica e di calcolo delle fondazioni

RTI di progettazione:



Mandataria

Via G.B. Sammartini n°5
20125 - Milano
Tel. 02 6787911
email: mail@proiter.it



Mandante

Via Artemide n°3
92100 Agrigento
Tel. 0922 421007
email: deltaingegneria@pec.it

Progetto Esecutivo

Punto	X[m]	Y[m]	Palo	β [°]	θ [°]	Rotaz.	Stratig.	SPT	CPT	Descr.
PM1	-3.6	3	M1	0	0	Impedita	S1	-	-	P1
PM2	-3.6	1.8	M1	0	0	Impedita	S1	-	-	P2
PM3	-3.6	0.6	M1	0	0	Impedita	S1	-	-	P3
PM4	-3.6	-0.6	M1	0	0	Impedita	S1	-	-	P4
PM5	-3.6	-1.8	M1	0	0	Impedita	S1	-	-	P5
PM6	-3.6	-3	M1	0	0	Impedita	S1	-	-	P6
PM7	-2.4	3	M1	0	0	Impedita	S1	-	-	P7
PM8	-2.4	1.8	M1	0	0	Impedita	S1	-	-	P8
PM9	-2.4	0.6	M1	0	0	Impedita	S1	-	-	P9
PM10	-2.4	-0.6	M1	0	0	Impedita	S1	-	-	P10
PM11	-2.4	-1.8	M1	0	0	Impedita	S1	-	-	P11
PM12	-2.4	-3	M1	0	0	Impedita	S1	-	-	P12
PM13	-1.2	3	M1	0	0	Impedita	S1	-	-	P13
PM14	-1.2	1.8	M1	0	0	Impedita	S1	-	-	P14
PM15	-1.2	0.6	M1	0	0	Impedita	S1	-	-	P15
PM16	-1.2	-0.6	M1	0	0	Impedita	S1	-	-	P16
PM17	-1.2	-1.8	M1	0	0	Impedita	S1	-	-	P17
PM18	-1.2	-3	M1	0	0	Impedita	S1	-	-	P18
PM19	0	3	M1	0	0	Impedita	S1	-	-	P19
PM20	0	1.8	M1	0	0	Impedita	S1	-	-	P20
PM21	0	0.6	M1	0	0	Impedita	S1	-	-	P21
PM22	0	-0.6	M1	0	0	Impedita	S1	-	-	P22
PM23	0	-1.8	M1	0	0	Impedita	S1	-	-	P23
PM24	0	-3	M1	0	0	Impedita	S1	-	-	P24
PM25	1.2	3	M1	0	0	Impedita	S1	-	-	P25
PM26	1.2	1.8	M1	0	0	Impedita	S1	-	-	P26
PM27	1.2	0.6	M1	0	0	Impedita	S1	-	-	P27
PM28	1.2	-0.6	M1	0	0	Impedita	S1	-	-	P28
PM29	1.2	-1.8	M1	0	0	Impedita	S1	-	-	P29
PM30	1.2	-3	M1	0	0	Impedita	S1	-	-	P30
PM31	2.4	3	M1	0	0	Impedita	S1	-	-	P31
PM32	2.4	1.8	M1	0	0	Impedita	S1	-	-	P32
PM33	2.4	0.6	M1	0	0	Impedita	S1	-	-	P33
PM34	2.4	-0.6	M1	0	0	Impedita	S1	-	-	P34
PM35	2.4	-1.8	M1	0	0	Impedita	S1	-	-	P35
PM36	2.4	-3	M1	0	0	Impedita	S1	-	-	P36
PM37	3.6	3	M1	0	0	Impedita	S1	-	-	P37
PM38	3.6	1.8	M1	0	0	Impedita	S1	-	-	P38
PM39	3.6	0.6	M1	0	0	Impedita	S1	-	-	P39
PM40	3.6	-0.6	M1	0	0	Impedita	S1	-	-	P40
PM41	3.6	-1.8	M1	0	0	Impedita	S1	-	-	P41
PM42	3.6	-3	M1	0	0	Impedita	S1	-	-	P42

RTI di progettazione:



Mandataria

Via G.B. Sammartini n°5
20125 - Milano
Tel. 02 6787911
email: mail@proiter.it



Mandante

Via Artemide n°3
92100 Agrigento
Tel. 0922 421007
email: deltaingegneria@pec.it

9.3.4 Fondazione.

I pali sono collegati da una fondazione, il cui contorno è definito da 4 vertici.

Vertice	X[m]	Y[m]
V1	-4.25	-4
V2	4.25	-4
V3	4.25	4
V4	-4.25	4

Le sollecitazioni sono applicate nel seguente punto sulla fondazione.

Punto	X[m]	Y[m]
P1	0	0

9.4 Azioni.

Le azioni sono applicate sulla fondazione, espresse rispetto al sistema di riferimento globale.

Punto	Caso	Ses.	N _z [kN]	V _x [kN]	V _y [kN]	M _x [kN*m]	M _y [kN*m]	T _z [kN*m]
1	C1	1	-13524	0	-3478	9845	242	0
1	C1	2	-20387	0	-3478	16372	-527	0
1	C1	3	-13563	299	-3461	9847	1795	717
1	C1	4	-19491	299	-3461	14128	1277	717
1	C1	5	-13524	0	-3411	9470	81	0
1	C1	6	-19451	0	-3411	13751	-437	0
1	C1	7	-17787	0	-3478	10132	129	0
1	C1	8	-17870	299	-3461	10237	1721	717
1	C1	9	-17830	0	-3411	9860	6	0
1	C2	1	-12596	0	-2443	9237	-91	0
1	C2	2	-12420	0	-2367	8996	-91	0
1	C2	3	-12604	921	-1477	5193	3842	486
1	C2	4	-12427	921	-1401	4953	3842	486
1	C3	1	-15025	0	-2569	12186	-408	0
1	C3	2	-13099	0	-2569	7564	78	0
1	C4	1	-14331	0	-2524	10272	-330	0
1	C4	2	-13130	0	-2524	7390	-1	0
1	C5	1	-13178	0	-2501	7379	0	0

9.5 Calcolo della capacità portante e curva di mobilitazione.

Il seguente calcolo di capacità portante vale per tutti i pali.

Si riporta integralmente il calcolo di capacità portante per la situazione peggiore (coef. di sicurezza minore):

Punto maglia PM6, Caso C1 (Stato limite ultimo).

Si applicano i seguenti coefficienti di sicurezza parziali per le azioni: $\gamma_{G1,f}=1.00$, $\gamma_{G1,s}=1.30$, $\gamma_{G2,f}=0.80$,

$\gamma_{G2,s}=1.50$, $\gamma_{Qi,f}=0.00$, $\gamma_{Qi,s}=1.50$.

Si applicano i seguenti coefficienti di sicurezza, secondo il numero di verticali indagate:

n. vert.	1	2	3	4	5	7	10
ξ_{med}	1.70	1.65	1.60	1.55	1.50	1.45	1.40
ξ_{min}	1.70	1.55	1.48	1.42	1.34	1.28	1.21

Si applicano i seguenti coefficienti di sicurezza parziali alle portate calcolate, secondo il tipo di palo:

Tipo di palo	Infisso	Trivellato	A elica continua	Micropalo	Avvitato
γ_b	1.15	1.35	1.30	1.35	1.15
γ_s	1.15	1.15	1.15	1.15	1.15
γ_{st}	1.25	1.25	1.25	1.25	1.25

Alle sollecitazioni applicate viene aggiunto il peso proprio del palo, amplificato col coefficiente parziale

$\gamma_{G1,fav}=1.00$ o $\gamma_{G1,sfa}=1.30$, secondo il caso.

9.5.1 Calcolo della portata di base.

La portata di base viene trascurata, posta pari a 0.

9.5.2 Calcolo della portata laterale.

Il fusto del palo attraversa 2 strati.

Strato 1: BAL

Metodo **Assegnato** per il calcolo della portata laterale.

Il palo attraversa questo strato da quota 0 [m] a quota -5 [m]. Segue il calcolo alla quota intermedia di -2.5 [m].

L'attrito laterale assegnato vale 200 [kPa].

La portata laterale calcolata vale 942.4778 [kN] (942.4778 [kN]). Si applica $\xi_{med}=1.65$. Si applicano $\gamma_s=1.15$ e $\gamma_{st}=1.25$. Portate di calcolo: in compressione $Q_{sc,d} = 496.6945$ [kN] (mobilitata per un cedimento $s/D=0.50\%$), in trazione $Q_{st,d} = 456.9589$ [kN] (mobilitata per un cedimento $s/D=0.50\%$).

Strato 2: BA

Metodo **Assegnato** per il calcolo della portata laterale.

Il palo attraversa questo strato da quota -5 [m] a quota -10 [m]. Segue il calcolo alla quota intermedia di -7.5 [m].

L'attrito laterale assegnato vale 250 [kPa].

La portata laterale calcolata vale 1178.0972 [kN] (1178.0972 [kN]). Si applica $\xi_{med}=1.65$. Si applicano $\gamma_s=1.15$ e $\gamma_{st}=1.25$. Portate di calcolo: in compressione $Q_{sc,d} = 620.8681$ [kN] (mobilitata per un cedimento $s/D=0.50\%$), in trazione $Q_{st,d} = 571.1987$ [kN] (mobilitata per un cedimento $s/D=0.50\%$).

Portata laterale totale

La portata di calcolo in compressione $Q_{sc,d}$ è **1117.5626 [kN]**, in trazione $Q_{st,d}$ è **1028.1576 [kN]**.

9.5.3 Portata totale (base + laterale)

La portata di calcolo in compressione $Q_{tc,d}$ è **1117.5626 [kN]**, in trazione $Q_{tt,d}$ è **1028.1576 [kN]**.

9.5.4 Calcolo del modulo di reazione orizzontale.

Il fusto del palo attraversa 2 strati.

Strato 1: BAL

Metodo **Assegnato** per il calcolo del modulo di reazione orizzontale.

Il palo attraversa questo strato da quota 0 [m] a quota -5 [m]. Segue il calcolo alla quota intermedia di -2.5 [m].

Il modulo di reazione orizzontale assegnato vale 91667 [kN/m³].

Modulo di reazione orizzontale medio: $ks_{o,med} = 91700 [kN/m^3]$.

Strato 2: BA

Metodo **Assegnato** per il calcolo del modulo di reazione orizzontale.

Il palo attraversa questo strato da quota -5 [m] a quota -10 [m]. Segue il calcolo alla quota intermedia di -7.5 [m].

Il modulo di reazione orizzontale assegnato vale 6187500 [kN/m³].

Modulo di reazione orizzontale medio: $ks_{o,med} = 6187500 [kN/m^3]$.

9.5.5 Calcolo della resistenza trasversale laterale.

La resistenza laterale di calcolo valutata dal grafico al capitolo 8.2.2 $R_{tr,d}$ è **9717.00 [kN]**.

9.5.6 Curva di mobilitazione verticale

La curva di mobilitazione del palo è definita dalle seguenti coppie di valori, dove s è il cedimento, misurato in [m], ed E_d è la sollecitazione di sforzo normale (comprensiva del peso proprio del palo), espressa in [kN].

	1	2	3
s	-0.0013	0	0.0012
E_d	-1117.5626	0	1028.1576

Si riassume in seguito il valore di capacità portante per tutti i casi.

Caso	$Q_{st}[kN]$	$Q_{sc}[kN]$	$Q_{bc}[kN]$	$Q_{tt}[kN]$	$Q_{tc}[kN]$
C1	1028.1576	1117.5626	0	1028.1576	1117.5626
C2	1028.1576	1117.5626	0	1028.1576	1117.5626
C3	2120.575	2120.575	0	2120.575	2120.575
C4	2120.575	2120.575	0	2120.575	2120.575
C5	2120.575	2120.575	0	2120.575	2120.575

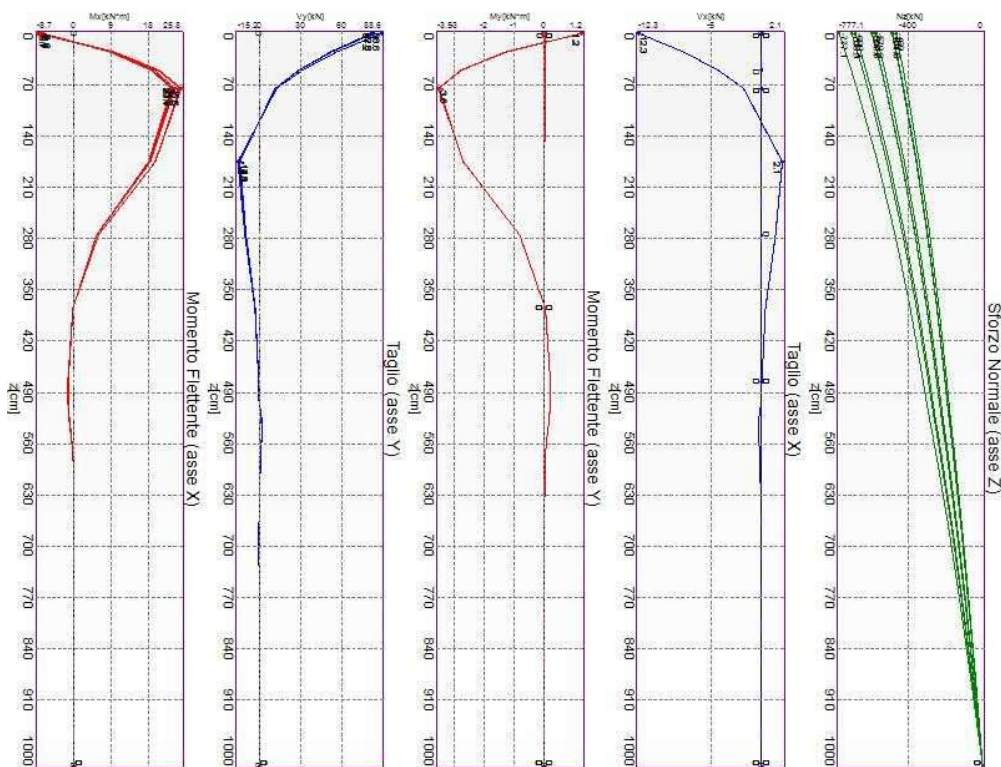
Qst = Portata Laterale in Trazione | Qsc = Portata Laterale in Compressione | Qbc = Portata di Base in Compressione | Qtt = Portata TOTALE in Trazione | Qtc = Portata TOTALE in Compressione

9.6 Calcolo delle sollecitazioni.

Si riporta di seguito il dettaglio delle sollecitazioni calcolate, solo per i punti maglia con i pali più sollecitati. Le caratteristiche di sollecitazione sono espresse nel sistema di riferimento locale del palo.

9.6.1 Casi a SLU

I massimi valori di **Sforzo Normale di compressione**, **Taglio (in valore assoluto)**, **Momento flettente (in valore assoluto)**, si ottengono nel punto maglia **PM6**, nel caso di carico **C1** (Stato limite ultimo).

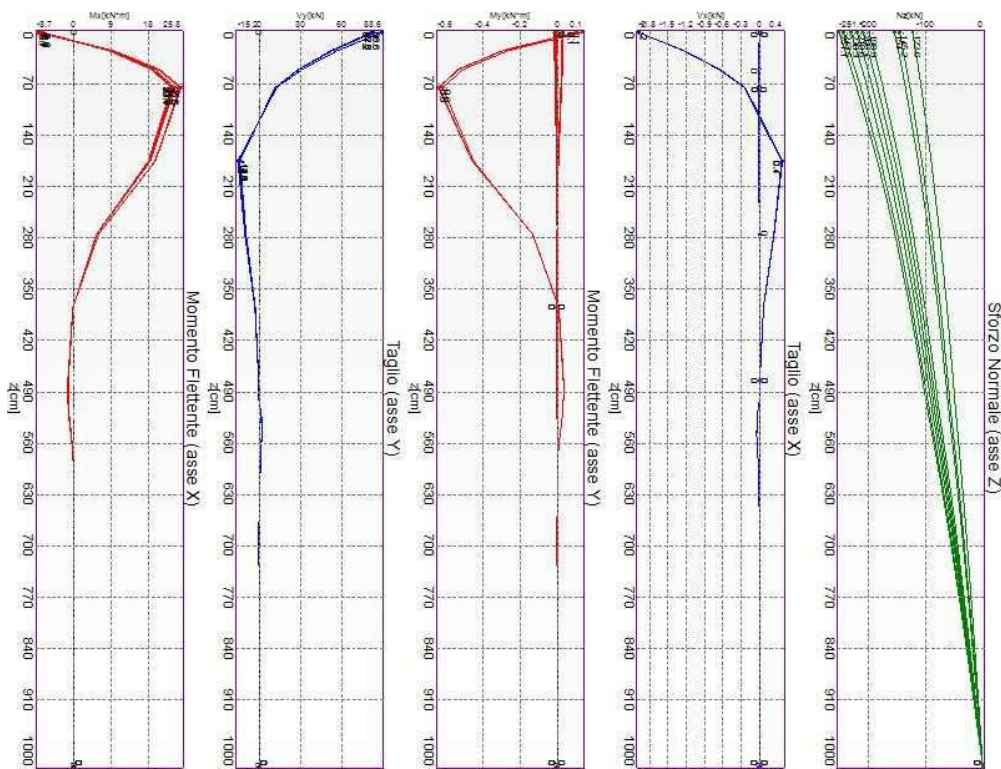


Caratteristiche di sollecitazione lungo il palo (punto maglia PM6, caso C1)

Azioni applicate in testa (punto maglia PM6, caso C1)					
N_z [kN]	V_x [kN]	V_y [kN]	M_x [kN*m]	M_y [kN*m]	T_z [kN*m]
-777.0641+-469.0396	0+12.2609	-88.575+-81.2143	-8.7457+-7.5631	-1.2498+0.0151	0+0.0004
Caratteristiche di sollecitazione lungo il palo (punto maglia PM6, caso C1)					
Z_{loc} [m]	N_z [kN]	V_{xy} [kN]	M_{xy} [kN*m]		
0	-777.0641+-469.0396	89.4196	8.8301		
0	-777.0641+-469.0396	89.4196	8.8301		
0.25	-743.5682+-448.838	57.0115	9.6655		
0.5	-711.416+-429.4476	31.7168	20.576		

0.75	-680.5496+-410.8332	12.9738	25.9867
1.75	-568.8577+-343.4838	15.3584	19.769
2.75	-473.6517+-286.0889	10.2622	5.9749
3.75	-392.1726+-236.985	2.917	0.2807
4.75	-322.0589+-194.7491	0.1812	1.4753
5	-306.0619+-185.116	0.0227	1.4953
5	-306.0619+-185.116	0.0227	1.4953
5.25	-288.618+-174.5859	1.8837	1.2075
5.5	-269.826+-163.2186	2.1349	0.6627
5.75	-251.6436+-152.22	1.2974	0.2274
6.75	-184.2069+-111.4273	0.0914	0.0278
7.75	-123.4473+-74.6736	0.0037	0.0022
8.75	-67.1623+-40.6267	0.0001	0.0001
9.75	-13.3119+-8.0524	0	0
10	0	0	0

I massimi valori di **Sforzo Normale di trazione**, si ottengono nel punto maglia **PM1**, nel caso di carico **C1** (Stato limite ultimo).



Caratteristiche di sollecitazione lungo il palo (punto maglia PM1, caso C1)

Azioni applicate in testa (punto maglia PM1, caso C1)

N_z [kN]	V_x [kN]	V_y [kN]	M_x [kN*m]	M_y [kN*m]	T_z [kN*m]
-251.0721+-122.5709	0+-1.9772	-88.575+-81.2143	-8.7457+-7.5631	-0.1332+-0.0151	0+-0.0004

Caratteristiche di sollecitazione lungo il palo (punto maglia PM1, caso C1)

Progetto Esecutivo

Z _{loc} [m]	N _z [kN]	V _{xy} [kN]	M _{xy} [kN*m]
0	-251.0721+-122.5709	88.5971	8.7463
0	-251.0721+-122.5709	88.5971	8.7463
0.25	-240.2779+-117.3228	56.4861	9.5892
0.5	-229.918+-112.2868	31.4236	20.3981
0.75	-219.9737+-107.4538	12.8528	25.7573
1.75	-184.0024+-89.9812	15.2222	19.59
2.75	-153.3636+-75.1164	10.1692	5.9199
3.75	-127.1695+-62.4286	2.8901	0.2787
4.75	-104.6608+-51.5499	0.1795	1.4619
5	-99.531+-49.075	0.0226	1.4817
5	-99.531+-49.075	0.0226	1.4817
5.25	-93.8933+-46.3216	1.8667	1.1964
5.5	-87.7799+-43.3056	2.1153	0.6566
5.75	-81.8648+-40.3874	1.2855	0.2253
6.75	-59.9263+-29.5642	0.0905	0.0276
7.75	-40.1599+-19.8126	0.0037	0.0022
8.75	-21.8493+-10.7792	0.0001	0.0001
9.75	-4.3306+-2.1365	0	0
10	0	0	0

9.6.2 Casi a SLE

I massimi valori di **Sforzo Normale di compressione**, si ottengono nel punto maglia **PM6**, nel caso di carico **C3** (Rara).

RTI di progettazione:



Mandataria

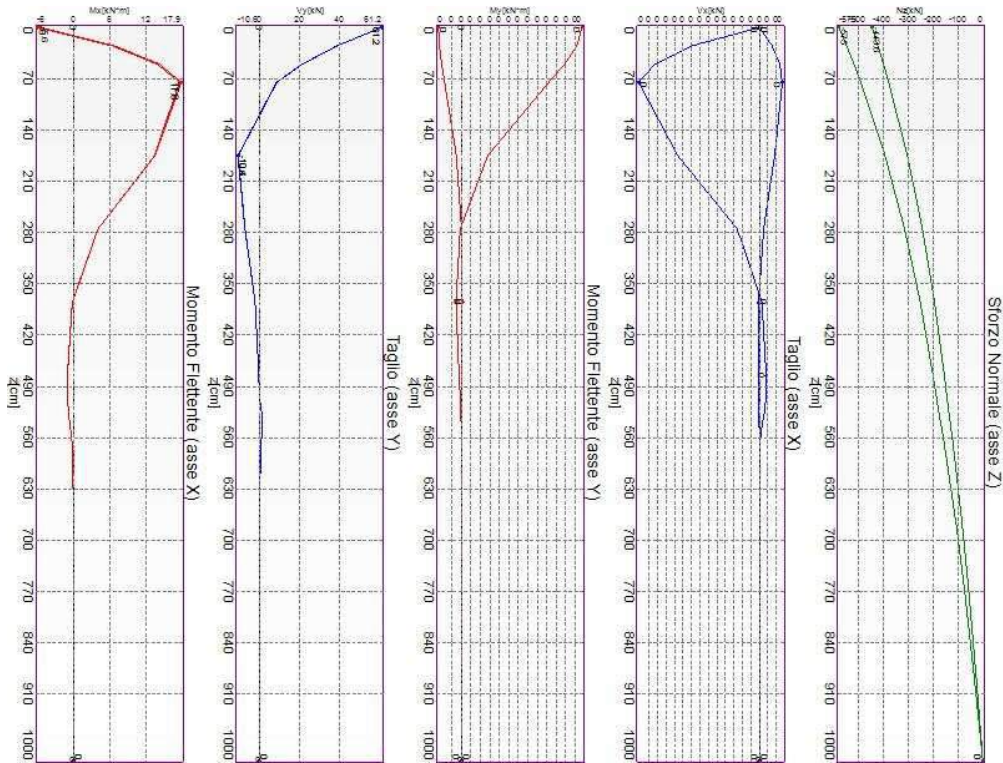
Via G.B. Sammartini n°5
20125 - Milano
Tel. 02 6787911
email: mail@proiter.it



Mandante

Via Artemide n°3
92100 Agrigento
Tel. 0922 421007
email: deltaingegneria@pec.it

Progetto Esecutivo

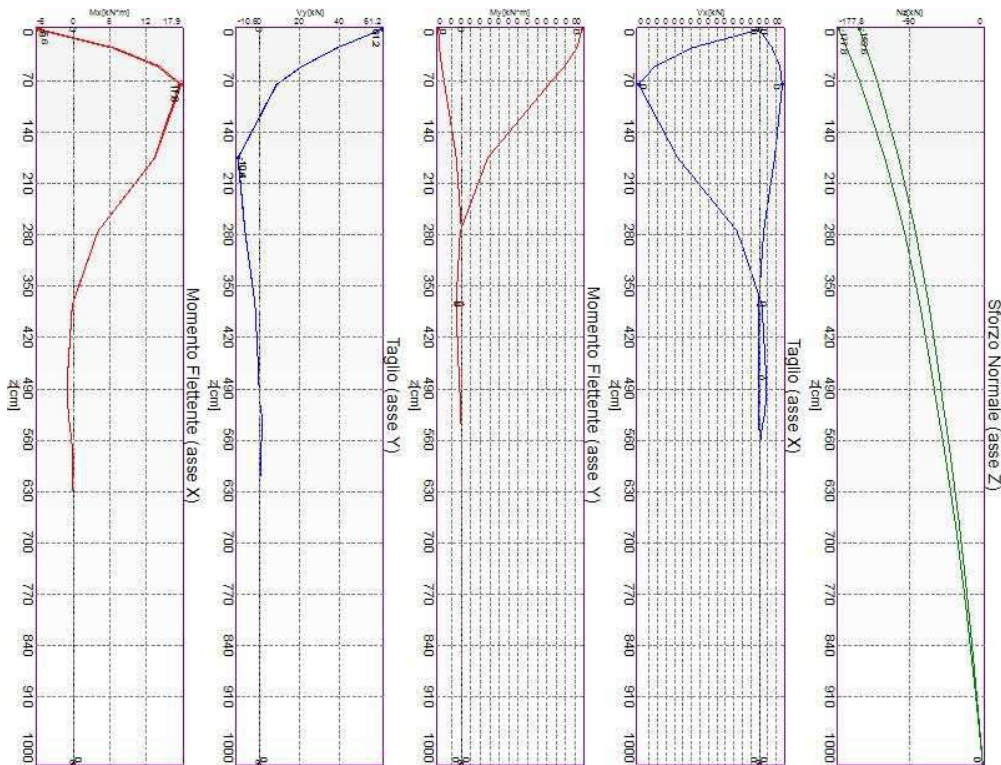


Caratteristiche di sollecitazione lungo il palo (punto maglia PM6, caso C3)

Azioni applicate in testa (punto maglia PM6, caso C3)					
N_z [kN]	V_x [kN]	V_y [kN]	M_x [kN*m]	M_y [kN*m]	T_z [kN*m]
-575.0232+-443.6289	0	-61.1667	-5.9727+-5.5785	-0.0254+0.0049	0
Caratteristiche di sollecitazione lungo il palo (punto maglia PM6, caso C3)					
z_{loc} [m]	N_z [kN]	V_{xy} [kN]	M_{xy} [kN*m]		
0	-575.0232+-443.6289	61.1667	5.9727		
0	-575.0232+-443.6289	61.1667	5.9727		
0.25	-544.2543+-419.8987	38.9773	6.8195		
0.5	-515.1084+-397.4207	21.6629	14.2608		
0.75	-487.4987+-376.1279	8.8368	17.9332		
1.75	-390.8383+-301.5877	10.5877	13.5702		
2.75	-312.8965+-241.4915	7.0421	4.0864		
3.75	-249.9402+-192.9611	1.9945	0.2015		
4.75	-198.9544+-153.6723	0.1219	1.0133		
5	-187.7814+-145.0652	0.0135	1.0253		
5	-187.7814+-145.0652	0.0135	1.0253		
5.25	-175.7721+-135.7995	1.2937	0.8269		
5.5	-163.0218+-125.9487	1.4624	0.4534		
5.75	-150.8792+-116.5675	0.8879	0.1555		
6.75	-107.5113+-83.062	0.0626	0.0191		
7.75	-70.5862+-54.534	0.0025	0.0015		
8.75	-37.891+-29.2741	0.0001	0		
9.75	-7.4664+-5.7685	0	0		

10	0	0	0
----	---	---	---

I massimi valori di **Sforzo Normale di trazione, Taglio (in valore assoluto), Momento flettente (in valore assoluto)**, si ottengono nel punto maglia **PM1**, nel caso di carico **C3** (Rara).



Caratteristiche di sollecitazione lungo il palo (punto maglia PM1, caso C3)

Azioni applicate in testa (punto maglia PM1, caso C3)

N_z [kN]	V_x [kN]	V_y [kN]	M_x [kN*m]	M_y [kN*m]	T_z [kN*m]
-177.8176+-152.5641	0	-61.1667	-5.9727+-5.5785	-0.0254+0.0049	0

Caratteristiche di sollecitazione lungo il palo (punto maglia PM1, caso C3)

z_{loc} [m]	N_z [kN]	V_{xy} [kN]	M_{xy} [kN*m]
0	-177.8176+-152.5641	61.1667	5.9727
0	-177.8176+-152.5641	61.1667	5.9727
0.25	-168.3268+-144.4261	38.9773	6.8195
0.5	-159.338+-136.7188	21.6629	14.2608
0.75	-150.8243+-129.4192	8.8368	17.9332
1.75	-121.0333+-103.8796	10.5877	13.5702
2.75	-97.039+-83.3152	7.0421	4.0864
3.75	-77.6922+-66.741	1.9945	0.2015
4.75	-62.0663+-53.3633	0.1219	1.0133
5	-58.6502+-50.4403	0.0135	1.0253
5	-58.6502+-50.4403	0.0135	1.0253
5.25	-54.9347+-47.2521	1.2937	0.8269
5.5	-50.9498+-43.8245	1.4624	0.4534

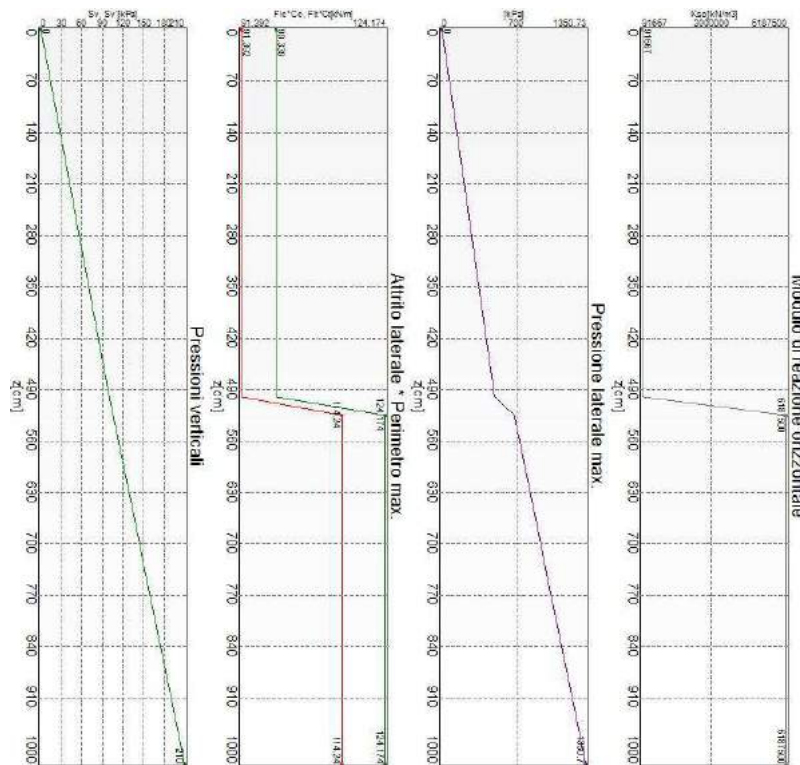
5.75	-47.1548+-40.5603	0.8879	0.1555
6.75	-33.6009+-28.9018	0.0626	0.0191
7.75	-22.0606+-18.9754	0.0025	0.0015
8.75	-11.8422+-10.1861	0.0001	0
9.75	-2.3335+-2.0072	0	0
10	0	0	0

9.7 Verifiche geotecniche.

Si riporta di seguito il dettaglio delle verifiche eseguite, per ciascun palo.

9.7.1 Verifica: Capacità portante

La situazione di verifica più severa, si ottiene nel punto maglia **PM6**, nel caso di carico **C1**, sestetto **2** (Stato limite ultimo).



Capacità portante

Situazione peggiore: Punto maglia PM6, Caso C1, Sestetto 2

Segue il riassunto della verifica, per tutti i punti maglia, per il caso ed il sestetto che danno il fattore di sicurezza minore.

Verifica: Capacità portante					
Punto	Caso	Ses.	R _d : Qt[kN]	S _d : Qt[kN]	fs[-]
PM1	C1	9	1117.56	279.69	4.00

Progetto Esecutivo

PM2	C1	6	1117.56	354.64	3.15
PM3	C1	2	1117.56	465.07	2.40
PM4	C1	2	1117.56	578.61	1.93
PM5	C1	2	1117.56	692.14	1.61
PM6	C1	2	1117.56	805.68	1.39
PM7	C1	9	1117.56	279.72	4.00
PM8	C1	6	1117.56	352.48	3.17
PM9	C1	2	1117.56	462.47	2.42
PM10	C1	2	1117.56	576	1.94
PM11	C1	2	1117.56	689.54	1.62
PM12	C1	2	1117.56	803.07	1.39
PM13	C1	9	1117.56	279.75	3.99
PM14	C1	6	1117.56	350.32	3.19
PM15	C1	2	1117.56	459.86	2.43
PM16	C1	2	1117.56	573.4	1.95
PM17	C1	2	1117.56	686.93	1.63
PM18	C1	2	1117.56	800.47	1.40
PM19	C1	9	1117.56	279.78	3.99
PM20	C1	9	1117.56	349.12	3.20
PM21	C1	2	1117.56	457.25	2.44
PM22	C1	2	1117.56	570.79	1.96
PM23	C1	2	1117.56	684.32	1.63
PM24	C1	2	1117.56	797.86	1.40
PM25	C1	8	1117.56	282.92	3.95
PM26	C1	8	1117.56	354.86	3.15
PM27	C1	2	1117.56	454.65	2.46
PM28	C1	2	1117.56	568.18	1.97
PM29	C1	2	1117.56	681.72	1.64
PM30	C1	2	1117.56	795.25	1.41
PM31	C1	8	1117.56	291.6	3.83
PM32	C1	8	1117.56	363.54	3.07
PM33	C1	4	1117.56	456.49	2.45
PM34	C1	2	1117.56	565.57	1.98
PM35	C1	2	1117.56	679.11	1.65
PM36	C1	2	1117.56	792.64	1.41
PM37	C1	8	1117.56	300.27	3.72
PM38	C1	8	1117.56	372.21	3.00
PM39	C1	4	1117.56	462.97	2.41
PM40	C1	2	1117.56	562.97	1.99
PM41	C1	2	1117.56	676.5	1.65
PM42	C1	2	1117.56	790.04	1.41

9.7.2 Verifica: Cedimento

I cedimenti del singolo palo sono calcolati utilizzando la relativa curva di mobilitazione. L'interazione tra i pali è valutata con il metodo dei fattori di interazione (Poulos e Davis, 1980). La situazione di verifica più severa, Viabilità locale A: Relazione tecnica e di calcolo delle fondazioni

39

RTI di progettazione:



Mandataria

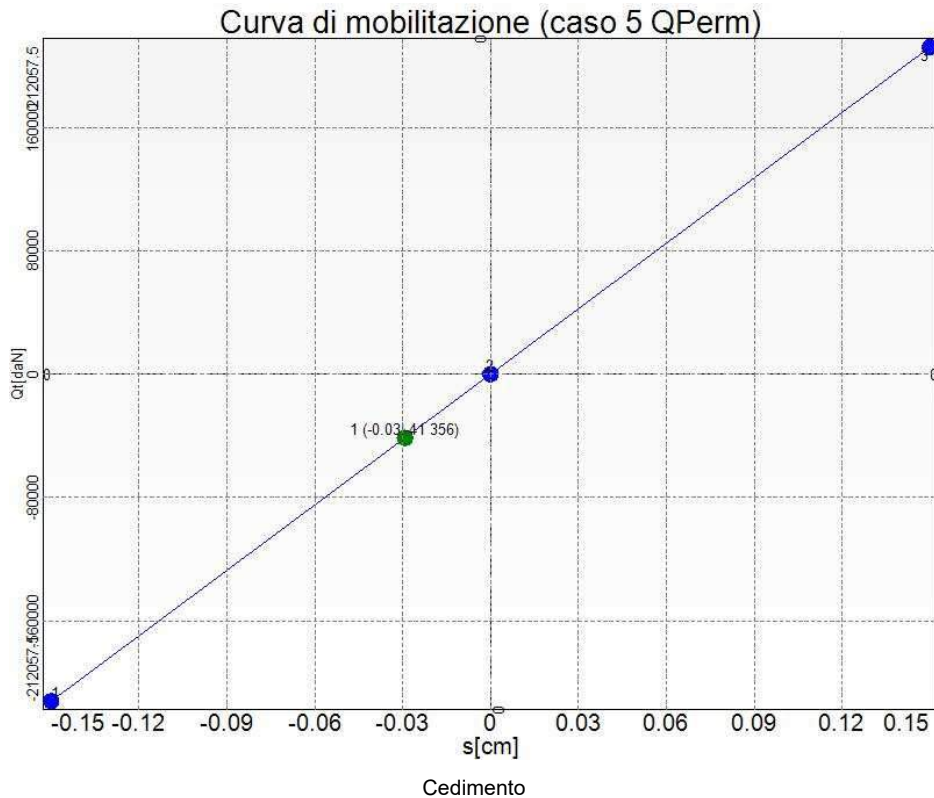
Via G.B. Sammartini n°5
20125 - Milano
Tel. 02 6787911
email: mail@proiter.it



Mandante

Via Artemide n°3
92100 Agrigento
Tel. 0922 421007
email: deltaingegneria@pec.it

si ottiene nel punto maglia **PM11**, nel caso di carico **C5**, sestetto **1** (Quasi Permanente). Si ottengono i seguenti valori: cedimento del palo singolo = -0.29 [mm], cedimento indotto dal gruppo = -0.49 [mm], cedimento totale: -0.78 [mm].



Situazione peggiore: Punto maglia PM11, Caso C5, Sestetto 1

Segue il riassunto della verifica, per tutti i punti maglia, per il caso ed il sestetto che danno il fattore di sicurezza minore.

Verifica: Cedimento					
Punto	Caso	Ses.	R _d : Ced.[mm]	S _d : Ced.[mm]	f _s [-]
PM1	C5	1	-40	0	10.00
PM2	C5	1	-40	0	10.00
PM3	C5	1	-40	0	10.00
PM4	C5	1	-40	0	10.00
PM5	C5	1	-40	0	10.00
PM6	C3	1	-50	0	10.00
PM7	C5	1	-40	0	10.00
PM8	C5	1	-40	0	10.00
PM9	C5	1	-40	0	10.00
PM10	C5	1	-40	0	10.00
PM11	C5	1	-40	0	10.00
PM12	C3	1	-50	0	10.00

Progetto Esecutivo

PM13	C5	1	-40	0	10.00
PM14	C5	1	-40	0	10.00
PM15	C5	1	-40	0	10.00
PM16	C5	1	-40	0	10.00
PM17	C5	1	-40	0	10.00
PM18	C3	1	-50	0	10.00
PM19	C5	1	-40	0	10.00
PM20	C5	1	-40	0	10.00
PM21	C5	1	-40	0	10.00
PM22	C5	1	-40	0	10.00
PM23	C5	1	-40	0	10.00
PM24	C3	1	-50	0	10.00
PM25	C5	1	-40	0	10.00
PM26	C5	1	-40	0	10.00
PM27	C5	1	-40	0	10.00
PM28	C5	1	-40	0	10.00
PM29	C5	1	-40	0	10.00
PM30	C3	1	-50	0	10.00
PM31	C5	1	-40	0	10.00
PM32	C5	1	-40	0	10.00
PM33	C5	1	-40	0	10.00
PM34	C5	1	-40	0	10.00
PM35	C5	1	-40	0	10.00
PM36	C5	1	-40	0	10.00
PM37	C5	1	-40	0	10.00
PM38	C5	1	-40	0	10.00
PM39	C5	1	-40	0	10.00
PM40	C5	1	-40	0	10.00
PM41	C5	1	-40	0	10.00
PM42	C5	1	-40	0	10.00

9.7.3 Verifica: Resistenza trasversale

La situazione di verifica più severa, si ottiene nel punto maglia **PM6**, nel caso di carico **C1**, sestetto **3** (Stato limite ultimo).

Segue il riassunto della verifica, per tutti i punti maglia, per il caso ed il sestetto che danno il fattore di sicurezza minore.

Verifica: Resistenza trasversale					
Punto	Caso	Ses.	R _d : Rtr[kN]	S _d : Rtr[kN]	fs[-]
PM1	C1	3	9717.00	88.6	10.00
PM2	C1	3	9717.00	88.67	10.00
PM3	C1	3	9717.00	88.78	10.00
PM4	C1	3	9717.00	88.95	10.00
PM5	C1	3	9717.00	89.16	10.00

RTI di progettazione:



Mandataria

Via G.B. Sammartini n°5
20125 - Milano
Tel. 02 6787911
email: mail@proiter.it



Mandante

Via Artemide n°3
92100 Agrigento
Tel. 0922 421007
email: deltaingegneria@pec.it

Progetto Esecutivo

PM6	C1	3	9717.00	89.42	10.00
PM7	C1	3	9717.00	86.54	10.00
PM8	C1	3	9717.00	86.61	10.00
PM9	C1	3	9717.00	86.73	10.00
PM10	C1	3	9717.00	86.9	10.00
PM11	C1	3	9717.00	87.12	10.00
PM12	C1	3	9717.00	87.38	10.00
PM13	C1	3	9717.00	84.48	10.00
PM14	C1	3	9717.00	84.56	10.00
PM15	C1	3	9717.00	84.68	10.00
PM16	C1	3	9717.00	84.85	10.00
PM17	C1	3	9717.00	85.08	10.00
PM18	C1	3	9717.00	85.35	10.00
PM19	C1	1	9717.00	82.81	10.00
PM20	C1	1	9717.00	82.81	10.00
PM21	C1	1	9717.00	82.81	10.00
PM22	C1	1	9717.00	82.81	10.00
PM23	C1	3	9717.00	83.03	10.00
PM24	C1	3	9717.00	83.31	10.00
PM25	C1	1	9717.00	82.81	10.00
PM26	C1	1	9717.00	82.81	10.00
PM27	C1	1	9717.00	82.81	10.00
PM28	C1	1	9717.00	82.81	10.00
PM29	C1	1	9717.00	82.81	10.00
PM30	C1	1	9717.00	82.81	10.00
PM31	C1	1	9717.00	82.81	10.00
PM32	C1	1	9717.00	82.81	10.00
PM33	C1	1	9717.00	82.81	10.00
PM34	C1	1	9717.00	82.81	10.00
PM35	C1	1	9717.00	82.81	10.00
PM36	C1	1	9717.00	82.81	10.00
PM37	C1	1	9717.00	82.81	10.00
PM38	C1	1	9717.00	82.81	10.00
PM39	C1	1	9717.00	82.81	10.00
PM40	C1	1	9717.00	82.81	10.00
PM41	C1	1	9717.00	82.81	10.00
PM42	C1	1	9717.00	82.81	10.00

9.8 Verifiche strutturali.

Si riporta di seguito il dettaglio delle verifiche eseguite, per ciascun palo, solo in corrispondenza della progressiva dove si ottiene la situazione più severa.

RTI di progettazione:



Mandataria

Via G.B. Sammartini n°5
20125 - Milano
Tel. 02 6787911
email: mail@proiter.it



Mandante

Via Artemide n°3
92100 Agrigento
Tel. 0922 421007
email: deltaingegneria@pec.it

9.8.1 Verifica: Spostamento orizzontale

La situazione di verifica più severa, si ottiene nel punto maglia **PM1**, nel caso di carico **C5**, sestetto **1** (Quasi Permanente).

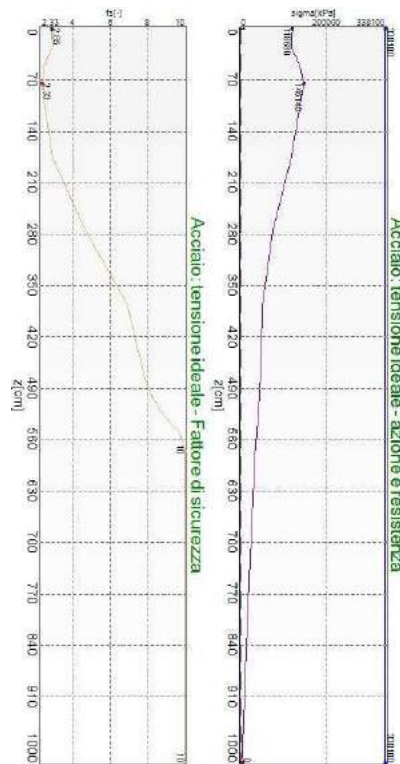
Segue il riassunto della verifica, per tutti i punti maglia, per il caso ed il sestetto che danno il fattore di sicurezza minore.

Verifica: Spostamento orizzontale					
Punto	Caso	Ses.	R _d : Sor[mm]	S _d : Sor[mm]	fs[-]
PM1	C5	1	40	4	10.00
PM2	C5	1	40	4	10.00
PM3	C5	1	40	4	10.00
PM4	C5	1	40	4	10.00
PM5	C5	1	40	4	10.00
PM6	C5	1	40	4	10.00
PM7	C5	1	40	4	10.00
PM8	C5	1	40	4	10.00
PM9	C5	1	40	4	10.00
PM10	C5	1	40	4	10.00
PM11	C5	1	40	4	10.00
PM12	C5	1	40	4	10.00
PM13	C5	1	40	4	10.00
PM14	C5	1	40	4	10.00
PM15	C5	1	40	4	10.00
PM16	C5	1	40	4	10.00
PM17	C5	1	40	4	10.00
PM18	C5	1	40	4	10.00
PM19	C5	1	40	4	10.00
PM20	C5	1	40	4	10.00
PM21	C5	1	40	4	10.00
PM22	C5	1	40	4	10.00
PM23	C5	1	40	4	10.00
PM24	C5	1	40	4	10.00
PM25	C5	1	40	4	10.00
PM26	C5	1	40	4	10.00
PM27	C5	1	40	4	10.00
PM28	C5	1	40	4	10.00
PM29	C5	1	40	4	10.00
PM30	C5	1	40	4	10.00
PM31	C5	1	40	4	10.00
PM32	C5	1	40	4	10.00
PM33	C5	1	40	4	10.00
PM34	C5	1	40	4	10.00
PM35	C5	1	40	4	10.00
PM36	C5	1	40	4	10.00

PM37	C5	1	40	4	10.00
PM38	C5	1	40	4	10.00
PM39	C5	1	40	4	10.00
PM40	C5	1	40	4	10.00
PM41	C5	1	40	4	10.00
PM42	C5	1	40	4	10.00

9.8.2 Verifica: Acciaio: tensione ideale

La situazione di verifica più severa, si ottiene nel punto maglia **PM6**, nel caso di carico **C1**, sestetto **2** (Stato limite ultimo).



Acciaio: tensione ideale

Situazione peggiore: Punto maglia PM6, Caso C1, Sestetto 2

Segue il riassunto della verifica, per tutti i punti maglia, per il caso ed il sestetto che danno il fattore di sicurezza minore.

Verifica: Acciaio: tensione ideale					
Punto	Caso	Ses.	R _d : sigma[kPa]	S _d : sigma[kPa]	fs[-]
PM1	C1	8	338100	88160	3.83
PM2	C1	4	338100	97130	3.48
PM3	C1	2	338100	108400	3.12
PM4	C1	2	338100	120650	2.80
PM5	C1	2	338100	132900	2.54

Progetto Esecutivo

PM6	C1	2	338100	145140	2.33
PM7	C1	8	338100	87640	3.86
PM8	C1	4	338100	96370	3.51
PM9	C1	2	338100	108120	3.13
PM10	C1	2	338100	120370	2.81
PM11	C1	2	338100	132610	2.55
PM12	C1	2	338100	144860	2.33
PM13	C1	8	338100	87120	3.88
PM14	C1	4	338100	95600	3.54
PM15	C1	2	338100	107840	3.14
PM16	C1	2	338100	120090	2.82
PM17	C1	2	338100	132330	2.55
PM18	C1	2	338100	144580	2.34
PM19	C1	7	338100	86840	3.89
PM20	C1	2	338100	95320	3.55
PM21	C1	2	338100	107560	3.14
PM22	C1	2	338100	119800	2.82
PM23	C1	2	338100	132050	2.56
PM24	C1	2	338100	144300	2.34
PM25	C1	7	338100	86910	3.89
PM26	C1	2	338100	95040	3.56
PM27	C1	2	338100	107280	3.15
PM28	C1	2	338100	119520	2.83
PM29	C1	2	338100	131770	2.57
PM30	C1	2	338100	144020	2.35
PM31	C1	7	338100	86980	3.89
PM32	C1	2	338100	94750	3.57
PM33	C1	2	338100	107000	3.16
PM34	C1	2	338100	119240	2.84
PM35	C1	2	338100	131490	2.57
PM36	C1	2	338100	143740	2.35
PM37	C1	7	338100	87040	3.88
PM38	C1	7	338100	94720	3.57
PM39	C1	2	338100	106720	3.17
PM40	C1	2	338100	118960	2.84
PM41	C1	2	338100	131210	2.58
PM42	C1	2	338100	143460	2.36

RTI di progettazione:



Mandataria

Via G.B. Sammartini n°5
20125 - Milano
Tel. 02 6787911
email: mail@proiter.it



Mandante

Via Artemide n°3
92100 Agrigento
Tel. 0922 421007
email: deltaingegneria@pec.it

10 VALUTAZIONE CRITICA DEI RISULTATI

I risultati ottenuti a seguito di analisi svolte con l'ausilio di codici di calcolo devono essere sottoposti a controlli che ne comprovino l'attendibilità. Tale valutazione consisterà nel confronto con i risultati di semplici calcoli, anche di larga massima, eseguiti con riferimento a schemi o soluzioni noti.

In particolare si verificheranno i risultati valutando la portata laterale dei micropali.

$$Q_l = \sum_i A_{l,i} \cdot f_{s,i} = 2\pi r \cdot (h_1 \cdot f_{s,1} + h_2 \cdot f_{s,2})$$

$$Q_l = 3.14 \cdot 0.30 \cdot (200 \cdot 5 + 250 \cdot 5) = 2120 \text{ kN}$$

$$Q_{l,d} = \frac{Q_l}{\xi_3 \cdot \gamma_R} = \frac{2120}{1.65 \cdot 1.15} = 1117 \text{ kN}$$

Il valore trovato coincide con il valore calcolato dal programma riportato al paragrafo 9.5.2 e pertanto l'affidabilità del codice risulta soddisfatta.