

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 B: Relazione tecnica e di calcolo delle fondazioni

CODICE PROGETTO

NOME FILE
S21PO03GETRE03B.pdf

REVISIONE

SCALA:

PROGETTO LIV. PROG. N. PROG.

L O P L S Q E 1 9 0 1

CODICE ELAB. S 2 1 P O 0 3 G E T R E 0 3

B

D

C

B

A

REV.

Revisione per istruttoria, verifica e controlli D.Lgs. 35/11

Aprile 2021

Bellini

Rivoltini

Formichi

Emissione

Marzo 2020

Bellini

Rivoltini

Formichi

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	20
8.1	<i>Verifiche strutturali</i>	20
8.2	<i>Verifiche geotecniche</i>	20
9	Risultati delle verifiche	25
9.1	<i>Materiali</i>	25
9.2	<i>Combinazioni dei carichi</i>	25
9.3	<i>Dati del progetto</i>	26
9.4	<i>Azioni</i>	29

Viabilità locale B: 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

9.5	Calcolo della capacità portante e curva di mobilitazione.....	29
9.6	Calcolo delle sollecitazioni.....	32
9.7	Verifiche geotecniche.....	38
9.8	Verifiche strutturali.....	43
10	Valutazione critica dei risultati.....	47

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

1 DESCRIZIONE DELL'OPERA

Nella presente relazione si riportano i calcoli relativi all'impalcato del ponte stradale Rio Bonorchis – Viabilità Locale B ubicato alla progr. 127+625 della strada SS131-Viabilità B, 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 6.5 x 8 m ospita 48 micropali con interasse 1 x 1 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 9 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

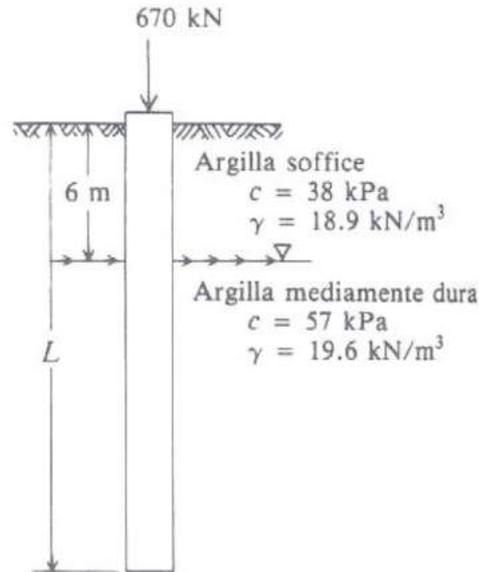
L'affidabilità del codice di calcolo è garantita dall'esistenza di un'ampia documentazione di supporto, che riporta una serie di confronti tra le analisi effettuate con il codice e gli esempi riportati in letteratura.

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 **S21GE00GE0FG01** 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**.

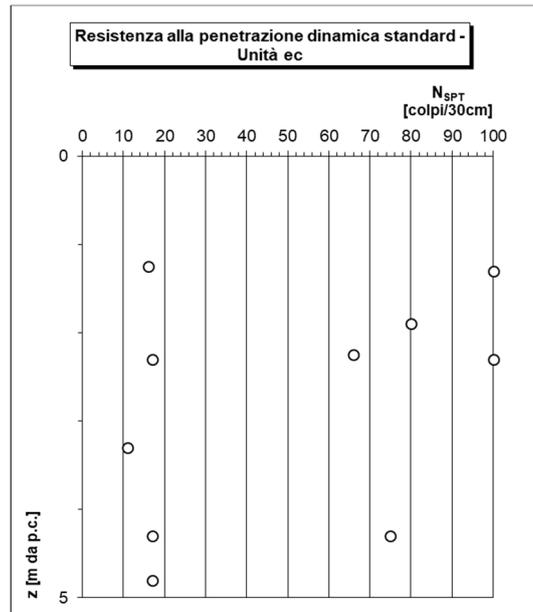


Figura 1 – Risultati delle prove SPT

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**.

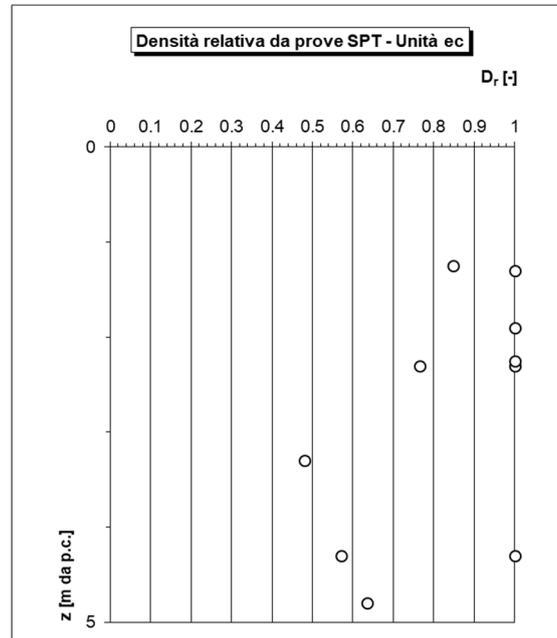


Figura 2 – Valori di densità relativa dai risultati delle prove SPT

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".

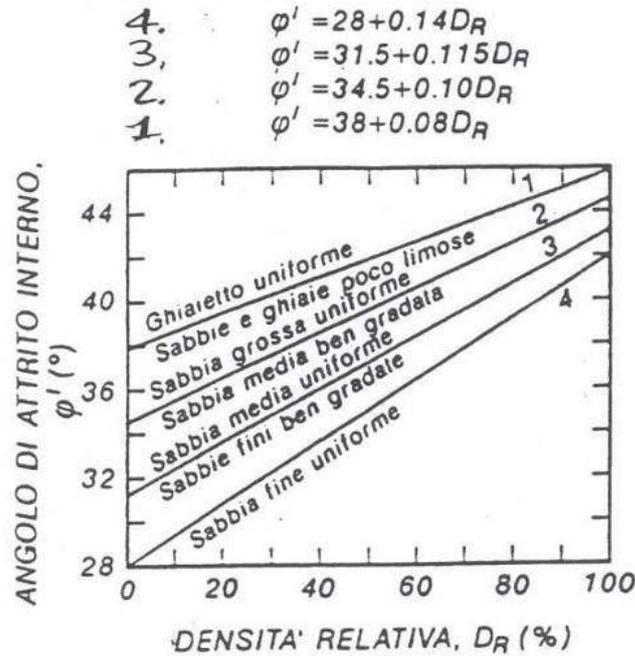


Figura 3 - Relazione tra angolo di attrito efficace (φ') e densità relativa (D_r) per diverse granulometrie (Schmertmann, 1975)

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

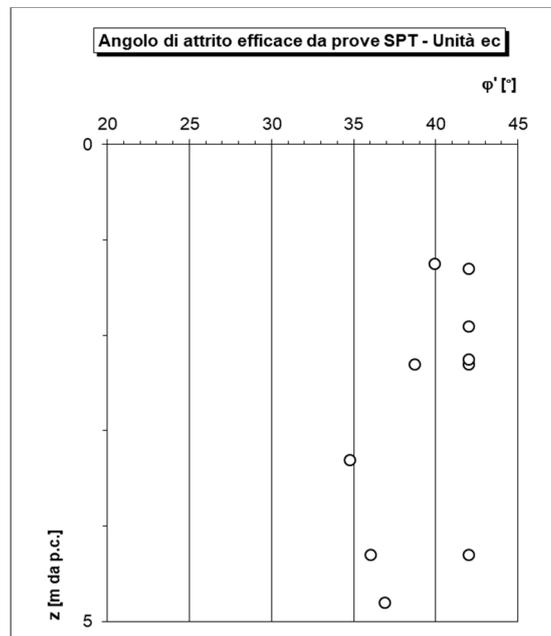


Figura 4 – Valori di angolo di attrito efficace (φ') dai risultati delle prove SPT

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**.

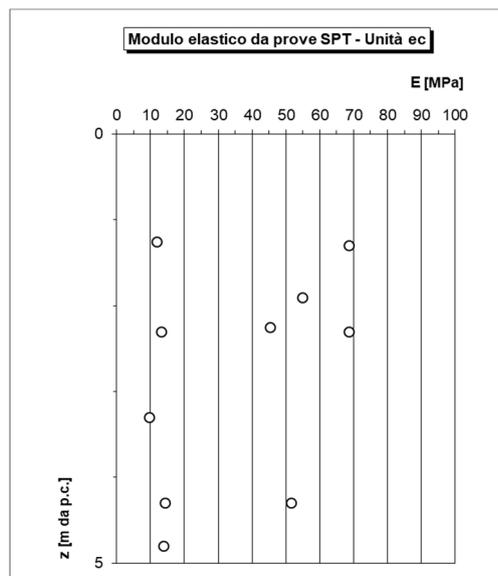


Figura 5 – Valori di modulo elastico operativo E'_{25} dai risultati delle prove SPT

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 .

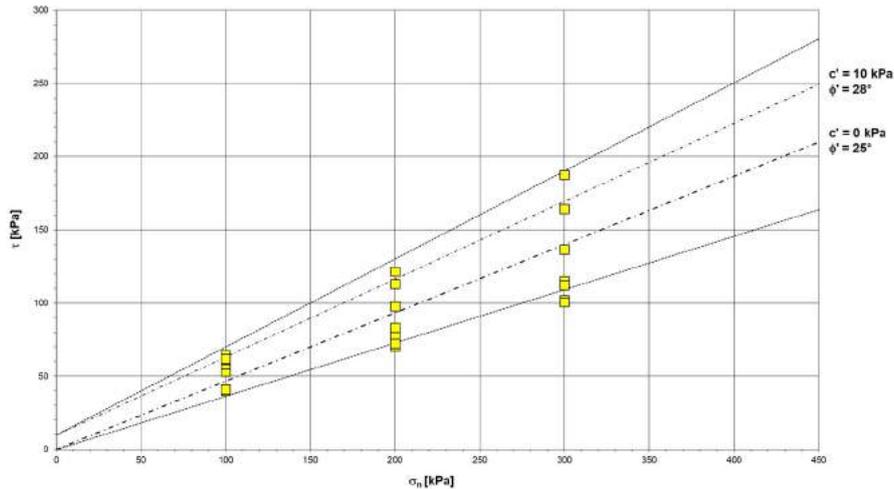


Figura 6 – Involuppo di rottura ottenuto da prove di taglio diretto

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).

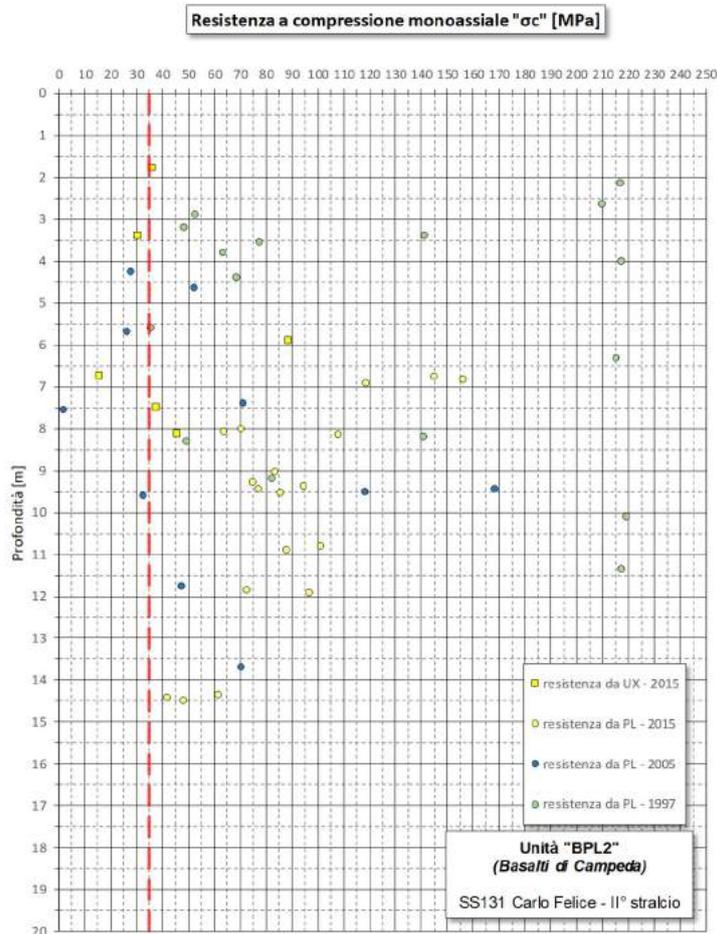


Figura 7 – Basalti di Campeda – Resistenza a compressione uniassiale

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.

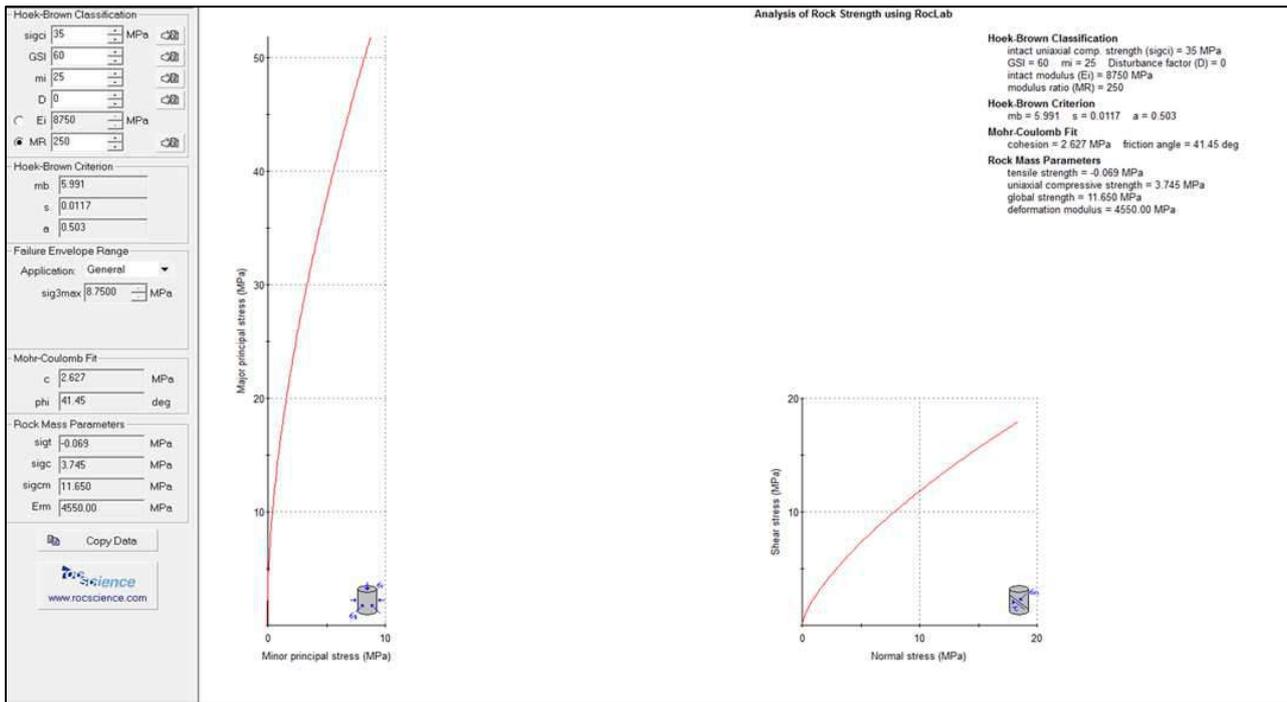


Figura 8 – Unità B - Criteri di Rottura di H-B e M-C

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.

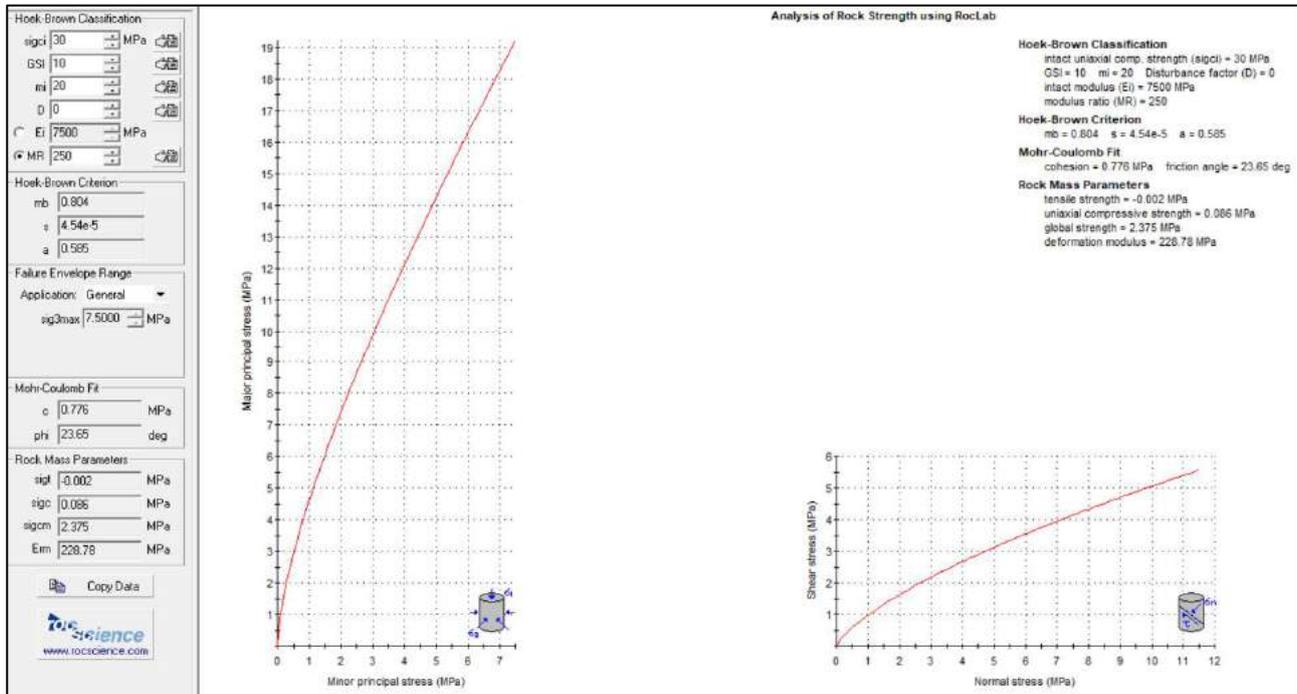


Figura 9 – Unità BA - Criteri di Rottura di H-B e M-C

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.

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

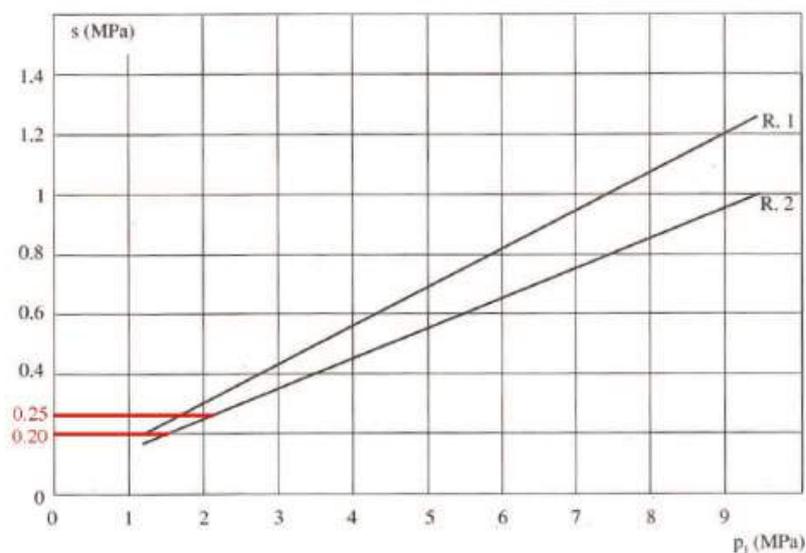
$$\tau_l = 6.656 \sqrt{q_u} \quad (\text{KPa})$$

dove q_u rappresenta la resistenza a compressione monoassiale della roccia, il valore della tensione tangenziale minima del basalto, a fronte di una q_{min} 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 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

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

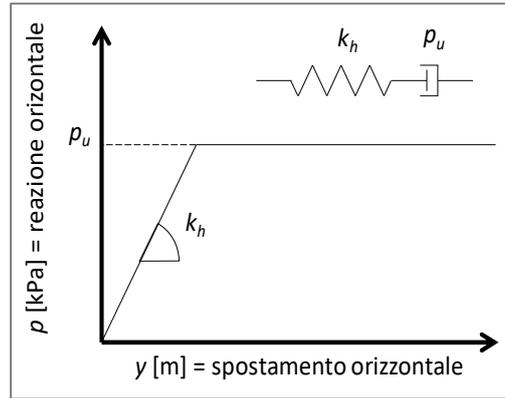
- 1- Limitazione dei cedimenti.

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:

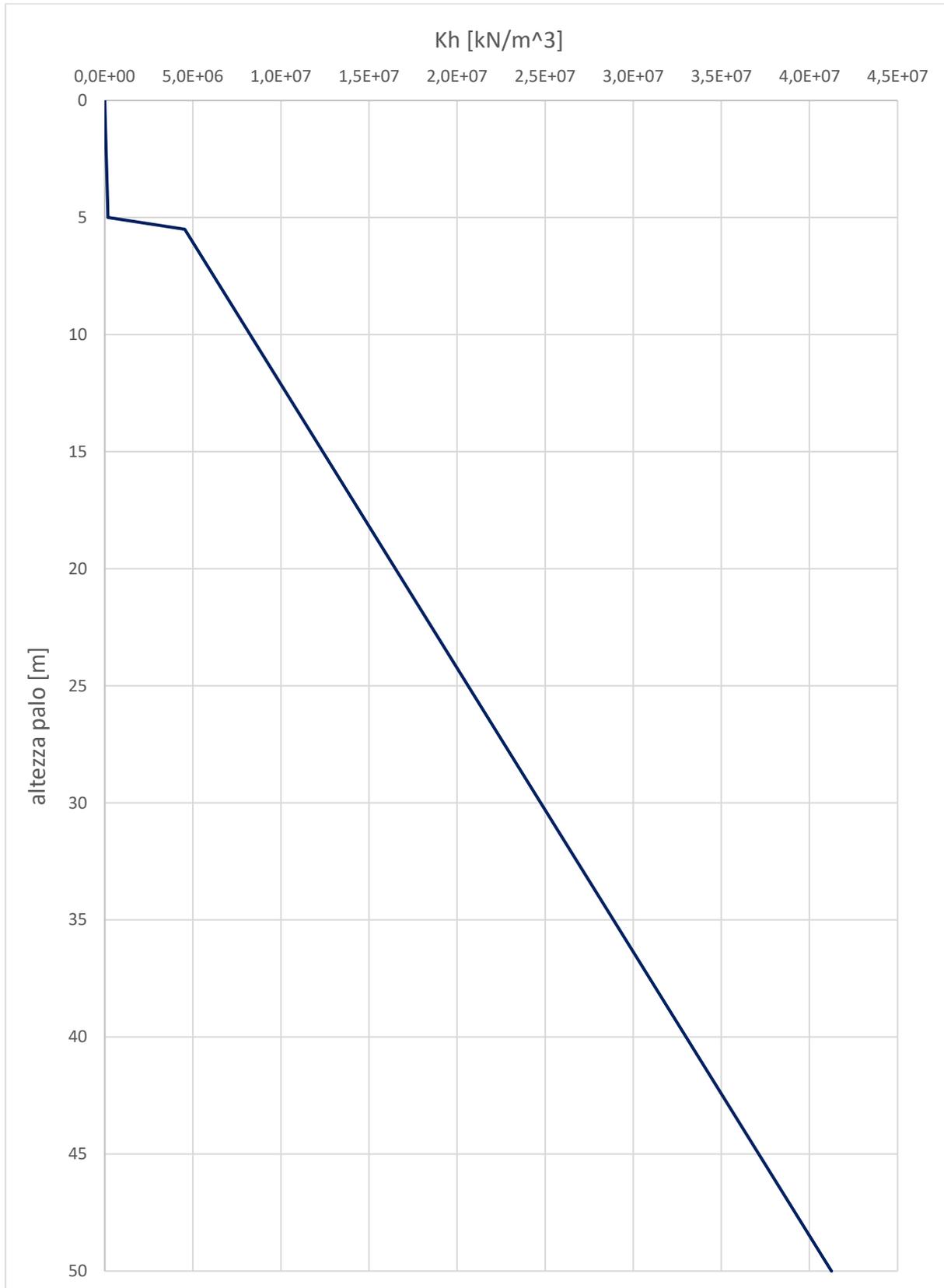
- $z = 0$ in testa al palo.
- Il diametro del palo pari a 0.3 m.
- La stratigrafia, la posizione della falda e la caratterizzazione da relazione geomeccanica aggiornata. (tabella)
- La quota della testa del palo a -2 m da piano campagna.
- Per la capacità portante di progetto, i coefficienti parziali 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

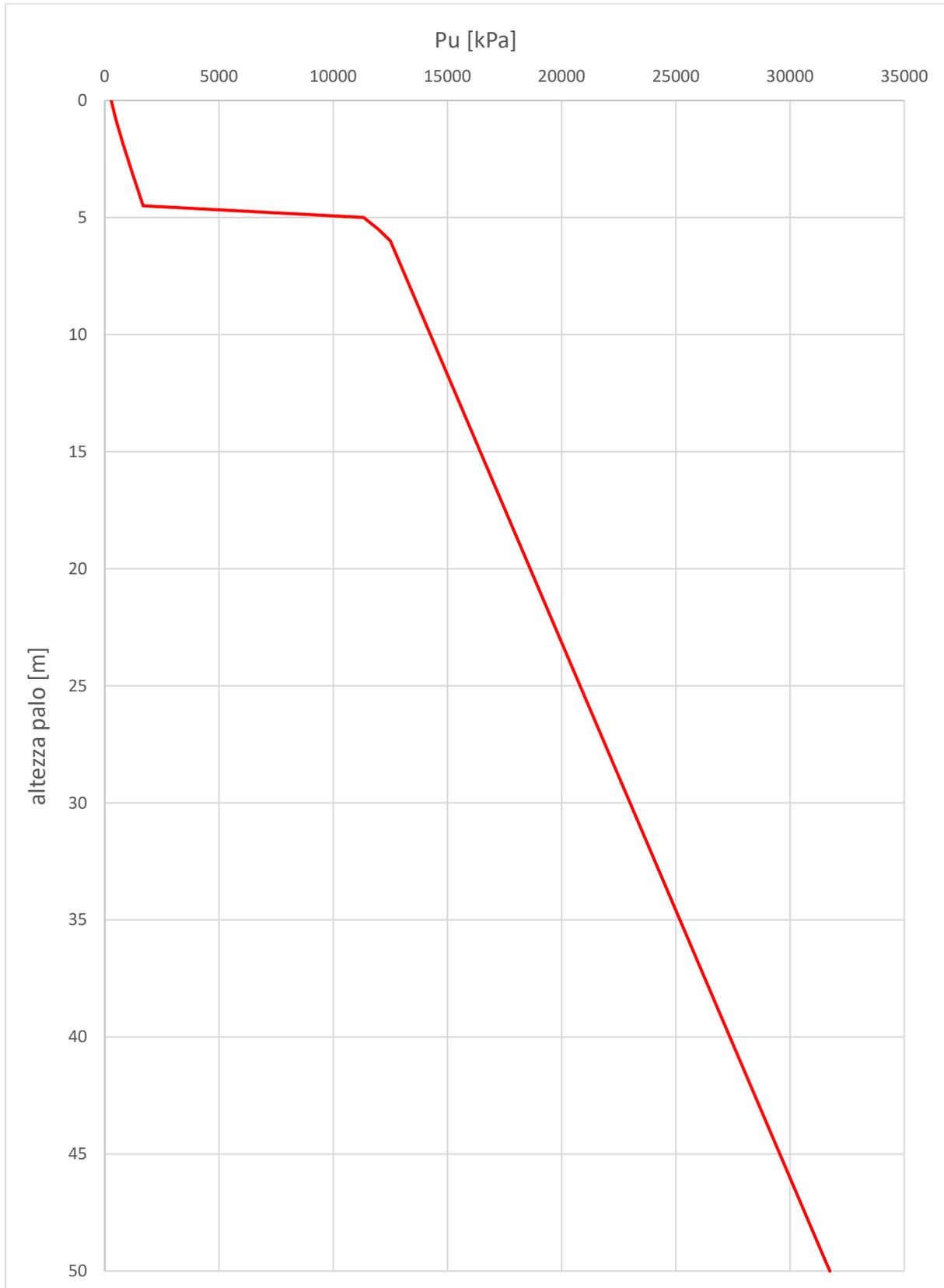
La verifica geotecnica dei pali viene eseguita determinando la lunghezza del palo che corrisponde alla forza sollecitante orizzontale di progetto (H_{lim} minima); Tale lunghezza viene confrontata con la lunghezza prefissata del palo (definita in generale dalla capacità portante verticale); se quest'ultima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

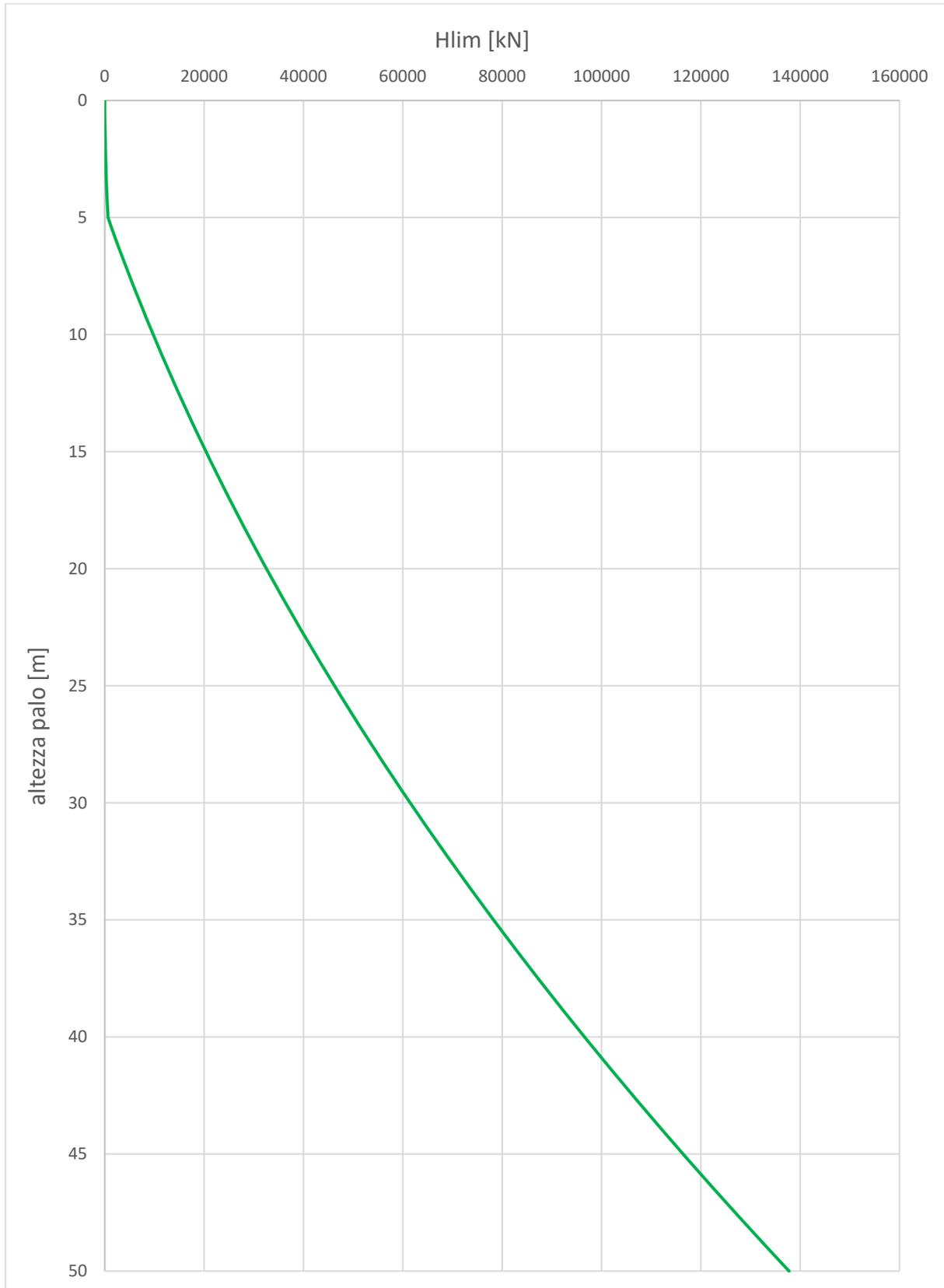
Coefficiente di reazione orizzontale



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 (48), Tutti i casi (5), Tutti i sestetti (21)					
Caso	C.Port. [kN][f.s.]	Cedim. [mm]	R.Tras. [kN][f.s.]	Sp.Ori. [mm]	Acc.:sig.id. [kPa][f.s.]
1: SLU	PM8-S4 ↓1117.56/555.23 2.01	= - -	PM48-S3 9717.00/68.71 141.42	= - -	PM8-S4 338100/106780 = 3.17
2: Sism.	SLV PM48-S3 ↓1117.56/385.86 2.90	= - -	PM1-S1 9717.00/45.83 212.02	= - -	PM8-S1 338100/70850 = 4.77
3: Rara	- - -	PM23-S1 0 (max -50)	- - -	PM7-S1 3 (max 50)	- - -
4: Freq	- - -	- - -	- - -	- - -	- - -
5: QPerm	- - -	PM23-S1 0 (max -40)	- - -	PM1-S1 3 (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	$f_{yk(0\div40)}$ [kPa]	γ_{m0}	$f_{yd(0\div40)}$ [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	12	
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.

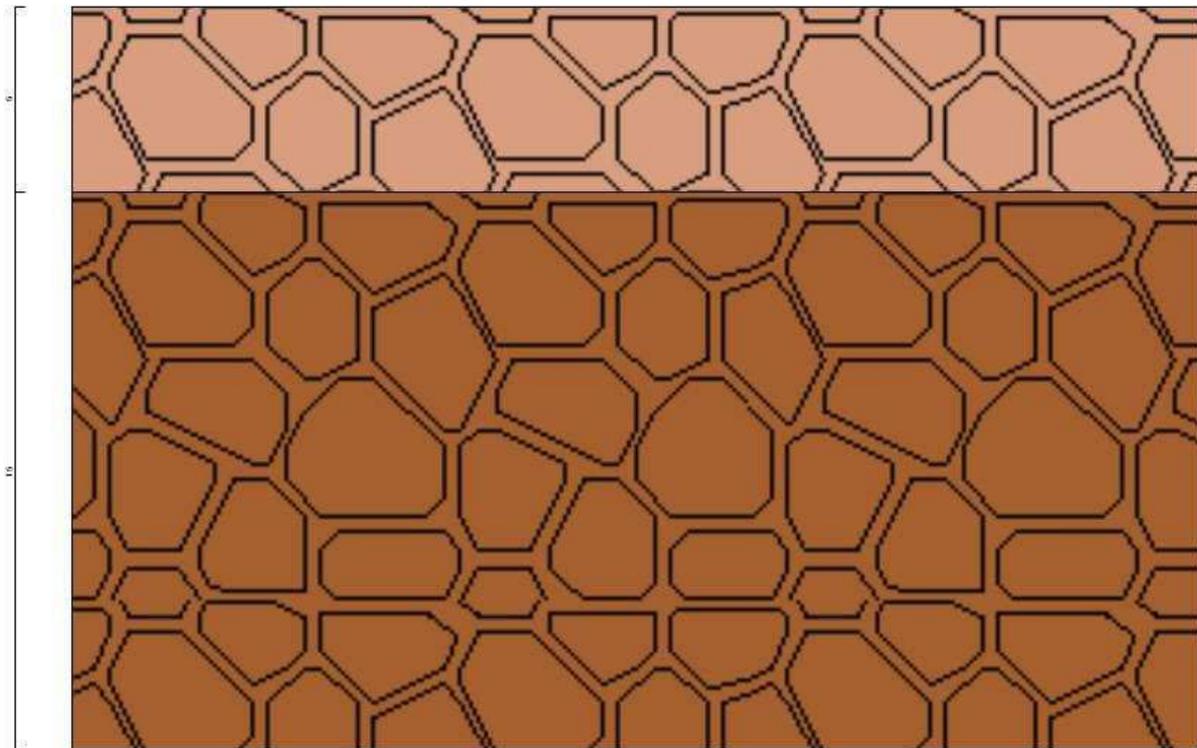
Nel calcolo sono utilizzati 2 tipi di terreno, le cui caratteristiche sono di seguito elencate.

T1	BAL					
γ_d [kN/m ³]	γ_s [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 48 punti maglia, a ciascuno dei quali corrispondono delle coordinate, un tipo di palo ed i dati del terreno.

Punto	X[m]	Y[m]	Palo	β [°]	θ [°]	Rotaz.	Stratig.	SPT	CPT	Descr.
-------	------	------	------	-------------	--------------	--------	----------	-----	-----	--------

Progetto Esecutivo

PM1	-2.5	3.5	M1	0	0	Impedita	S1	-	-	P1
PM2	-2.5	2.5	M1	0	0	Impedita	S1	-	-	P2
PM3	-2.5	1.5	M1	0	0	Impedita	S1	-	-	P3
PM4	-2.5	0.5	M1	0	0	Impedita	S1	-	-	P4
PM5	-2.5	-0.5	M1	0	0	Impedita	S1	-	-	P5
PM6	-2.5	-1.5	M1	0	0	Impedita	S1	-	-	P6
PM7	-2.5	-2.5	M1	0	0	Impedita	S1	-	-	P7
PM8	-2.5	-3.5	M1	0	0	Impedita	S1	-	-	P8
PM9	-1.5	3.5	M1	0	0	Impedita	S1	-	-	P9
PM10	-1.5	2.5	M1	0	0	Impedita	S1	-	-	P10
PM11	-1.5	1.5	M1	0	0	Impedita	S1	-	-	P11
PM12	-1.5	0.5	M1	0	0	Impedita	S1	-	-	P12
PM13	-1.5	-0.5	M1	0	0	Impedita	S1	-	-	P13
PM14	-1.5	-1.5	M1	0	0	Impedita	S1	-	-	P14
PM15	-1.5	-2.5	M1	0	0	Impedita	S1	-	-	P15
PM16	-1.5	-3.5	M1	0	0	Impedita	S1	-	-	P16
PM17	-0.5	3.5	M1	0	0	Impedita	S1	-	-	P17
PM18	-0.5	2.5	M1	0	0	Impedita	S1	-	-	P18
PM19	-0.5	1.5	M1	0	0	Impedita	S1	-	-	P19
PM20	-0.5	0.5	M1	0	0	Impedita	S1	-	-	P20
PM21	-0.5	-0.5	M1	0	0	Impedita	S1	-	-	P21
PM22	-0.5	-1.5	M1	0	0	Impedita	S1	-	-	P22
PM23	-0.5	-2.5	M1	0	0	Impedita	S1	-	-	P23
PM24	-0.5	-3.5	M1	0	0	Impedita	S1	-	-	P24
PM25	0.5	3.5	M1	0	0	Impedita	S1	-	-	P25
PM26	0.5	2.5	M1	0	0	Impedita	S1	-	-	P26
PM27	0.5	1.5	M1	0	0	Impedita	S1	-	-	P27
PM28	0.5	0.5	M1	0	0	Impedita	S1	-	-	P28
PM29	0.5	-0.5	M1	0	0	Impedita	S1	-	-	P29
PM30	0.5	-1.5	M1	0	0	Impedita	S1	-	-	P30
PM31	0.5	-2.5	M1	0	0	Impedita	S1	-	-	P31
PM32	0.5	-3.5	M1	0	0	Impedita	S1	-	-	P32
PM33	1.5	3.5	M1	0	0	Impedita	S1	-	-	P33
PM34	1.5	2.5	M1	0	0	Impedita	S1	-	-	P34
PM35	1.5	1.5	M1	0	0	Impedita	S1	-	-	P35
PM36	1.5	0.5	M1	0	0	Impedita	S1	-	-	P36
PM37	1.5	-0.5	M1	0	0	Impedita	S1	-	-	P37
PM38	1.5	-1.5	M1	0	0	Impedita	S1	-	-	P38
PM39	1.5	-2.5	M1	0	0	Impedita	S1	-	-	P39
PM40	1.5	-3.5	M1	0	0	Impedita	S1	-	-	P40
PM41	2.5	3.5	M1	0	0	Impedita	S1	-	-	P41
PM42	2.5	2.5	M1	0	0	Impedita	S1	-	-	P42
PM43	2.5	1.5	M1	0	0	Impedita	S1	-	-	P43
PM44	2.5	0.5	M1	0	0	Impedita	S1	-	-	P44
PM45	2.5	-0.5	M1	0	0	Impedita	S1	-	-	P45

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

PM46	2.5	-1.5	M1	0	0	Impedita	S1	-	-	P46
PM47	2.5	-2.5	M1	0	0	Impedita	S1	-	-	P47
PM48	2.5	-3.5	M1	0	0	Impedita	S1	-	-	P48

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	-3.25	-4
V2	3.25	-4
V3	3.25	4
V4	-3.25	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	-11138	110	-2996	9228	968	263
1	C1	2	-16110	109	-2982	12761	-138	262
1	C1	3	-11098	-8	-3295	11015	2	-10
1	C1	4	-15557	-8	-3285	13345	-717	-11
1	C1	5	-11138	37	-2996	9228	323	88
1	C1	6	-15597	36	-2986	11559	-396	87
1	C1	7	-11138	110	-2996	9228	968	263
1	C1	8	-14779	110	-2993	9638	971	264
1	C1	9	-11098	-8	-3295	11015	2	-10
1	C1	10	-14742	-8	-3292	11430	3	-9
1	C1	11	-11138	37	-2996	9228	323	88
1	C1	12	-14782	37	-2993	9644	324	88
1	C2	1	-10497	0	-2200	8969	0	0
1	C2	2	-10346	0	-2132	8749	0	0
1	C2	3	-10519	805	-1347	4986	4057	475
1	C2	4	-10369	805	-1279	4765	4057	475
1	C3	1	-11880	73	-2214	9549	-174	174
1	C3	2	-10895	73	-2222	7236	647	176
1	C4	1	-11501	24	-2216	8652	-317	58
1	C4	2	-10897	24	-2221	7234	216	59
1	C5	1	-10901	0	-2221	7242	0	0

9.5 Calcolo della capacità portante e curva di mobilitazione.

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

Viabilità locale B: Relazione tecnica e di calcolo delle fondazioni

29

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 riporta integralmente il calcolo di capacità portante per la situazione peggiore (coef. di sicurezza minore):
Punto maglia PM8, 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: $k_{s0,med} = 91700$ [kN/m³].

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: $k_{s0,med} = 6187500$ [kN/m³].

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	$Q_{st}[kN]$	$Q_{sc}[kN]$	$Q_{bc}[kN]$	$Q_{tt}[kN]$	$Q_{tc}[kN]$
------	--------------	--------------	--------------	--------------	--------------

Viabilità locale B: Relazione tecnica e di calcolo delle fondazioni

31

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

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

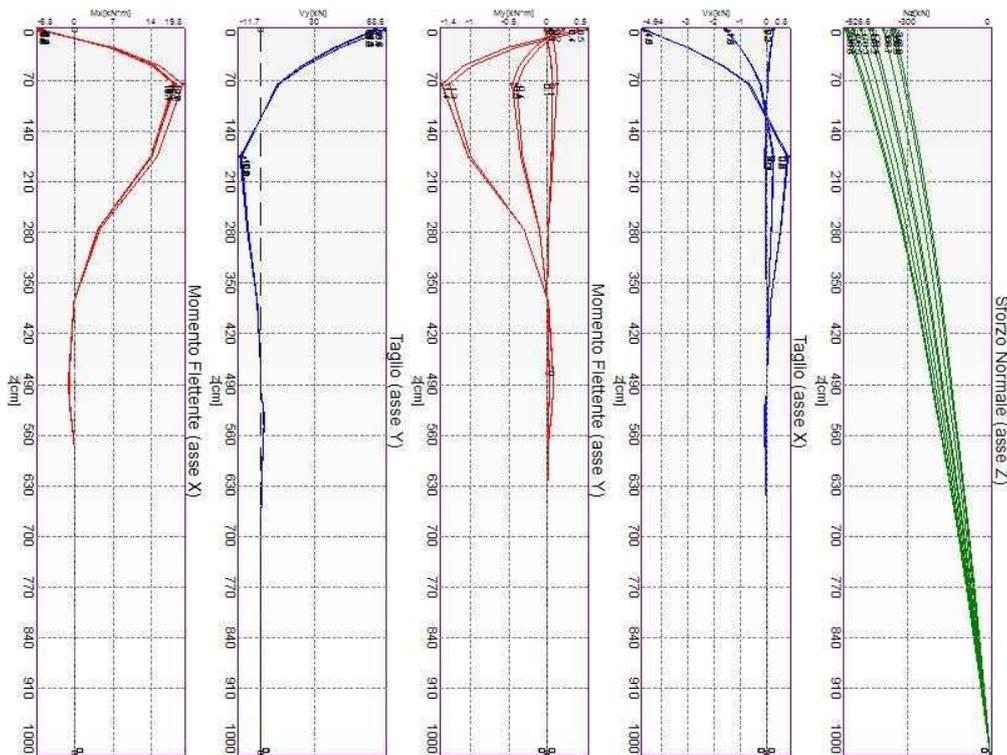
Qst = Portata Laterale in Trazione | Qsc = Portata Laterale in Compressione | Qbc = Portata di Base in Compressione | Qtt = Portata TOTALE in Trazione | Qtc = Portata TOTALE in Compressione

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**, si ottengono nel punto maglia **PM8**, nel caso di carico **C1** (Stato limite ultimo).



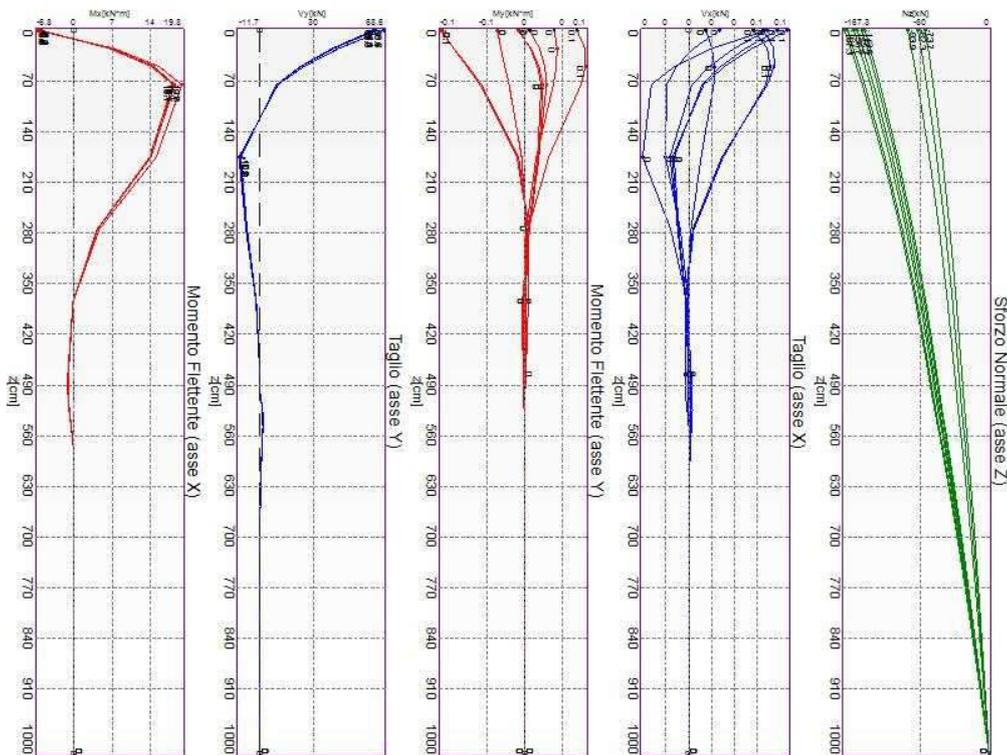
Caratteristiche di sollecitazione lungo il palo (punto maglia PM8, caso C1)

Azioni applicate in testa (punto maglia PM8, caso C1)					
N_z [kN]	V_x [kN]	V_y [kN]	M_x [kN*m]	M_y [kN*m]	T_z [kN*m]
-526.6128÷-346.9371	-0.2649+4.6487	-68.5821÷-62.7632	-6.7673÷-6.105	-0.5141+0.0279	0÷0.0002
Caratteristiche di sollecitazione lungo il palo (punto maglia PM8, caso C1)					
z_{loc} [m]	N_z [kN]	V_{xy} [kN]	M_{xy} [kN*m]		

Progetto Esecutivo

0	-526.6128+-346.9371	68.5826	6.7673
0	-526.6128+-346.9371	68.5826	6.7673
0.25	-503.9263+-332.0055	43.7248	7.2689
0.5	-482.1506+-317.6738	24.3236	15.6236
0.75	-461.2461+-303.9163	9.9477	19.7772
1.75	-385.6087+-254.1445	11.6949	15.1036
2.75	-321.1464+-211.738	7.8432	4.5825
3.75	-265.9912+-175.4678	2.2371	0.2091
4.75	-218.5447+-144.2829	0.1388	1.1264
5	-207.7221+-137.1725	0.0181	1.1438
5	-207.7221+-137.1725	0.0181	1.1438
5.25	-195.8998+-129.383	1.4384	0.9249
5.5	-183.1447+-120.9589	1.6347	0.5082
5.75	-170.8034+-112.808	0.9947	0.1744
6.75	-125.0306+-82.5771	0.07	0.0214
7.75	-83.79+-55.3395	0.0028	0.0017
8.75	-45.5865+-30.1078	0.0001	0
9.75	-9.0355+-5.9675	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).

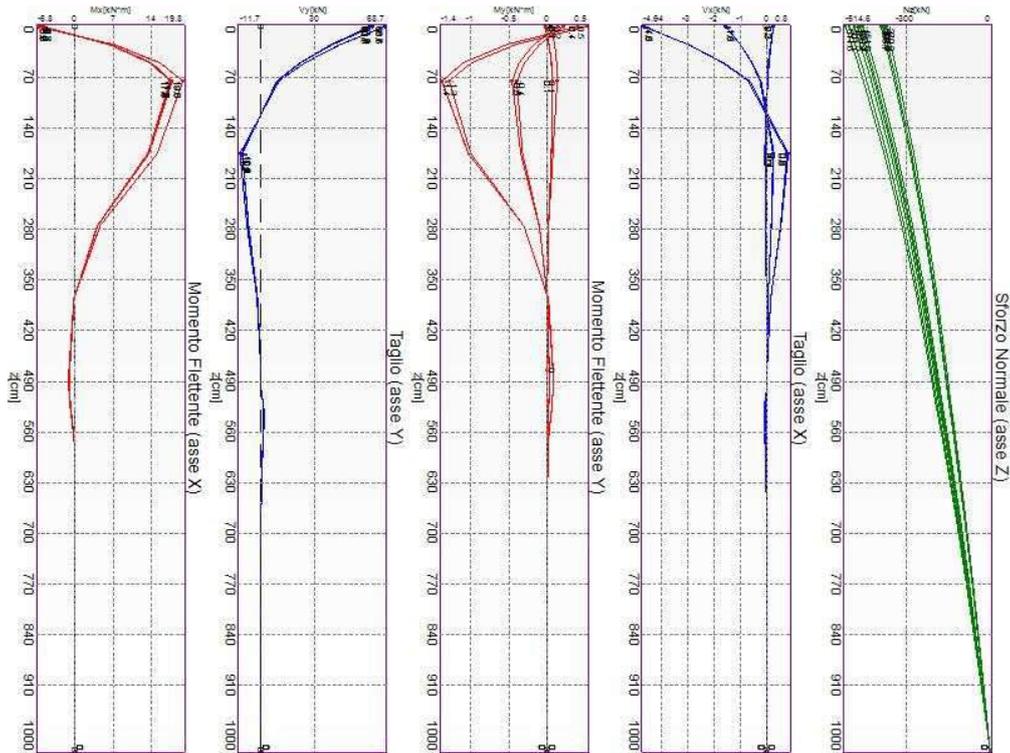


Caratteristiche di sollecitazione lungo il palo (punto maglia PM1, caso C1)

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]
-167.3316+-73.686	-0.0863+-0.0149	-68.5821+-62.7632	-6.7673+-6.105	-0.0696+0.1126	0+0.0002
Caratteristiche di sollecitazione lungo il palo (punto maglia PM1, caso C1)					
Z_{loc} [m]	N_z [kN]	V_{xy} [kN]	M_{xy} [kN*m]		
0	-167.3316+-73.686	68.5821	6.7673		
0	-167.3316+-73.686	68.5821	6.7673		
0.25	-160.1517+-70.5478	43.7245	7.2686		
0.5	-153.2612+-67.5372	24.3234	15.6233		
0.75	-146.6477+-64.6486	9.9476	19.777		
1.75	-122.7316+-54.2134	11.6948	15.1035		
2.75	-102.3722+-45.3494	7.8431	4.5825		
3.75	-84.9797+-37.7996	2.2371	0.209		
4.75	-70.05+-31.3453	0.1388	1.1264		
5	-66.6503+-29.8804	0.0184	1.1438		
5	-66.6503+-29.8804	0.0184	1.1438		
5.25	-62.8922+-28.2242	1.4384	0.9249		
5.5	-58.7973+-26.3865	1.6347	0.5082		
5.75	-54.8352+-24.6084	0.9947	0.1744		
6.75	-40.1402+-18.0137	0.07	0.0214		
7.75	-26.9002+-12.072	0.0028	0.0017		
8.75	-14.6352+-6.5679	0.0001	0		
9.75	-2.9008+-1.3018	0	0		
10	0	0	0		

I massimi valori di **Taglio (in valore assoluto)**, **Momento flettente (in valore assoluto)**, si ottengono nel punto maglia **PM48**, nel caso di carico **C1** (Stato limite ultimo).

Progetto Esecutivo



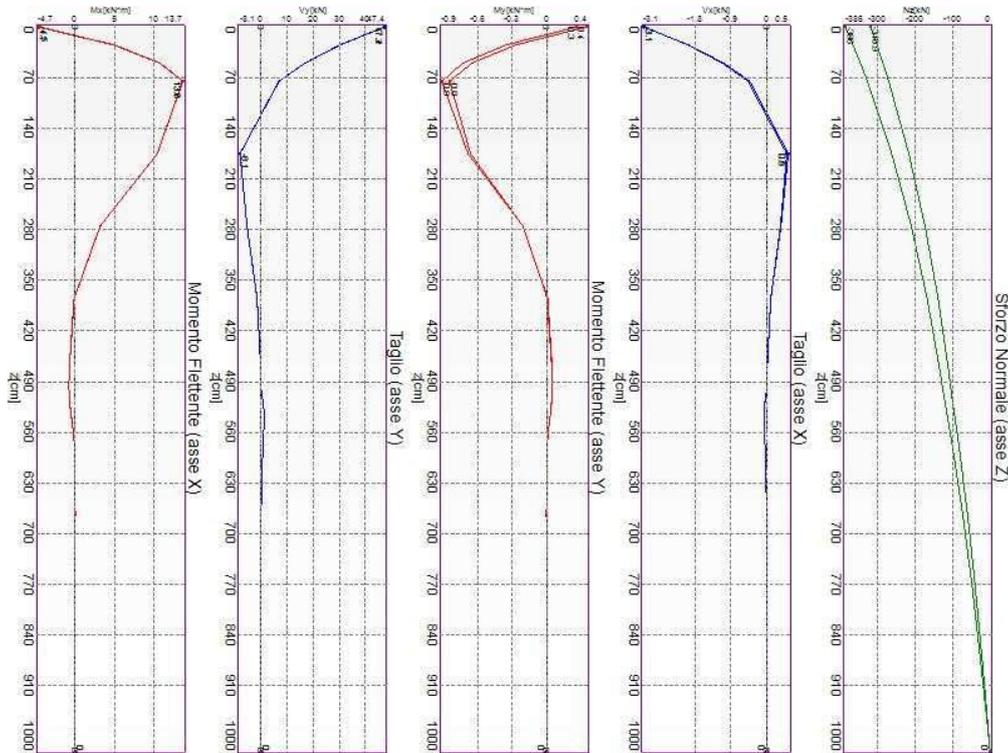
Caratteristiche di sollecitazione lungo il palo (punto maglia PM48, caso C1)

Azioni applicate in testa (punto maglia PM48, caso C1)					
N_z [kN]	V_x [kN]	V_y [kN]	M_x [kN*m]	M_y [kN*m]	T_z [kN*m]
-514.5957+-370.1555	-0.2649+4.6487	-68.7096+-60.4541	-6.7811+-5.7825	-0.5141+0.0279	0+0.0002
Caratteristiche di sollecitazione lungo il palo (punto maglia PM48, caso C1)					
z_{loc} [m]	N_z [kN]	V_{xy} [kN]	M_{xy} [kN*m]		
0	-514.5957+-370.1555	68.7101	6.7812		
0	-514.5957+-370.1555	68.7101	6.7812		
0.25	-492.4279+-354.2218	43.8065	7.2822		
0.5	-471.15+-338.9282	24.3694	15.6542		
0.75	-450.7236+-324.2471	9.9669	19.8166		
1.75	-376.8161+-271.1328	11.7183	15.1314		
2.75	-313.829+-225.8762	7.8577	4.5911		
3.75	-259.9369+-187.1656	2.2413	0.2094		
4.75	-213.5779+-153.8793	0.1391	1.1285		
5	-203.0036+-146.2892	0.0174	1.1459		
5	-203.0036+-146.2892	0.0174	1.1459		
5.25	-191.451+-137.9786	1.441	0.9266		
5.5	-178.9856+-128.9948	1.6377	0.5091		
5.75	-166.9245+-120.3024	0.9965	0.1747		
6.75	-122.1912+-88.0631	0.0701	0.0214		
7.75	-81.8871+-59.016	0.0028	0.0017		
8.75	-44.5513+-32.1081	0.0001	0		
9.75	-8.8303+-6.364	0	0		

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

9.6.2 Casi a SLE

I massimi valori di **Sforzo Normale di compressione**, **Taglio (in valore assoluto)**, **Momento flettente (in valore assoluto)**, si ottengono nel punto maglia **PM8**, nel caso di carico **C3** (Rara).

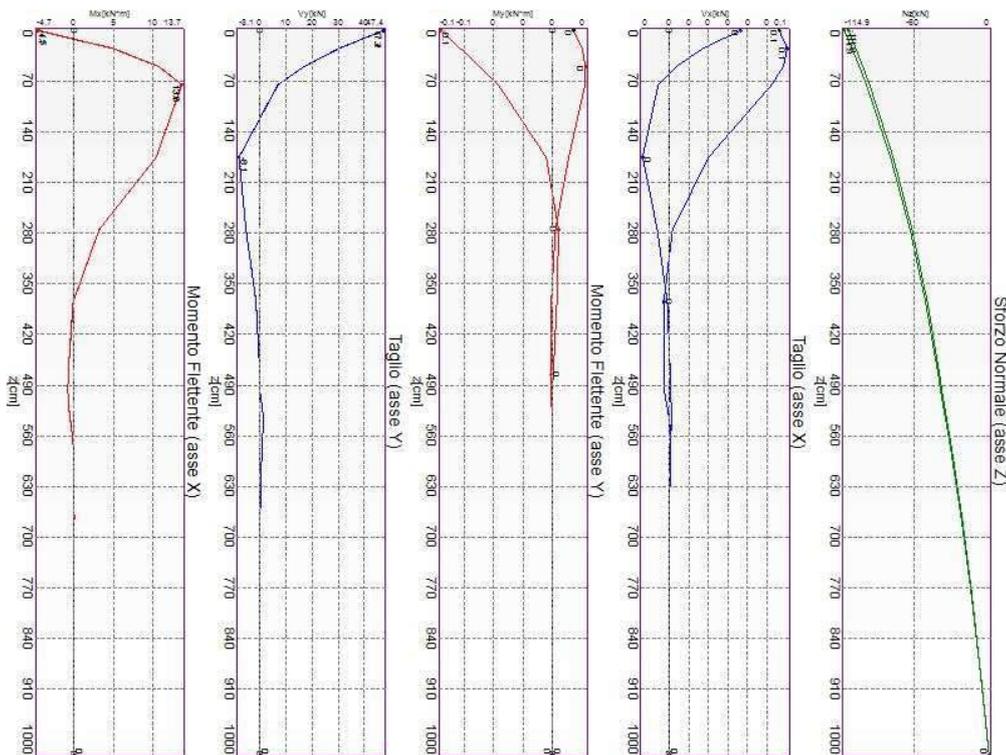


Caratteristiche di sollecitazione lungo il palo (punto maglia PM8, caso C3)

Azioni applicate in testa (punto maglia PM8, caso C3)					
N_z [kN]	V_x [kN]	V_y [kN]	M_x [kN*m]	M_y [kN*m]	T_z [kN*m]
-386.0243+-318.8974	3.0744+3.0922	-47.4141+-47.2347	-4.7016+-4.544	-0.3516+-0.2655	0.0001+0.0001
Caratteristiche di sollecitazione lungo il palo (punto maglia PM8, caso C3)					
z_{loc} [m]	N_z [kN]	V_{xy} [kN]	M_{xy} [kN*m]		
0	-386.0243+-318.8974	47.5148	4.7091		
0	-386.0243+-318.8974	47.5148	4.7091		
0.25	-365.38+-301.849	30.2994	5.0475		
0.5	-345.8252+-285.7008	16.8616	10.8303		
0.75	-327.3018+-270.4046	6.9034	13.704		
1.75	-262.4593+-216.8629	8.1029	10.4595		
2.75	-210.1869+-173.7074	5.4318	3.175		
3.75	-167.9809+-138.8714	1.5502	0.1454		
4.75	-133.8201+-110.6863	0.0968	0.78		
5	-126.338+-104.5151	0.0127	0.7922		
5	-126.338+-104.5151	0.0127	0.7922		

5.25	-118.2751+-97.8538	0.9961	0.6407
5.5	-109.6955+-90.7556	1.1323	0.3521
5.75	-101.5249+-83.9957	0.6891	0.1209
6.75	-72.3432+-59.8525	0.0485	0.0148
7.75	-47.4966+-39.2959	0.0019	0.0012
8.75	-25.4964+-21.0942	0.0001	0
9.75	-5.0241+-4.1566	0	0
10	0	0	0

I massimi valori di **Sforzo Normale di trazione**, 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]
-114.8763+-111.7912	-0.0505+-0.0327	-47.4141+-47.2347	-4.7016+-4.544	-0.0143+0.0757	0.0001+0.0001

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	-114.8763+-111.7912	47.4141	4.7022
0	-114.8763+-111.7912	47.4141	4.7022
0.25	-108.7573+-105.8373	30.236	5.0401
0.5	-102.9625+-100.1991	16.8272	10.8104
0.75	-97.4748+-94.8598	6.8904	13.6777
1.75	-78.2799+-76.1843	8.0871	10.4367

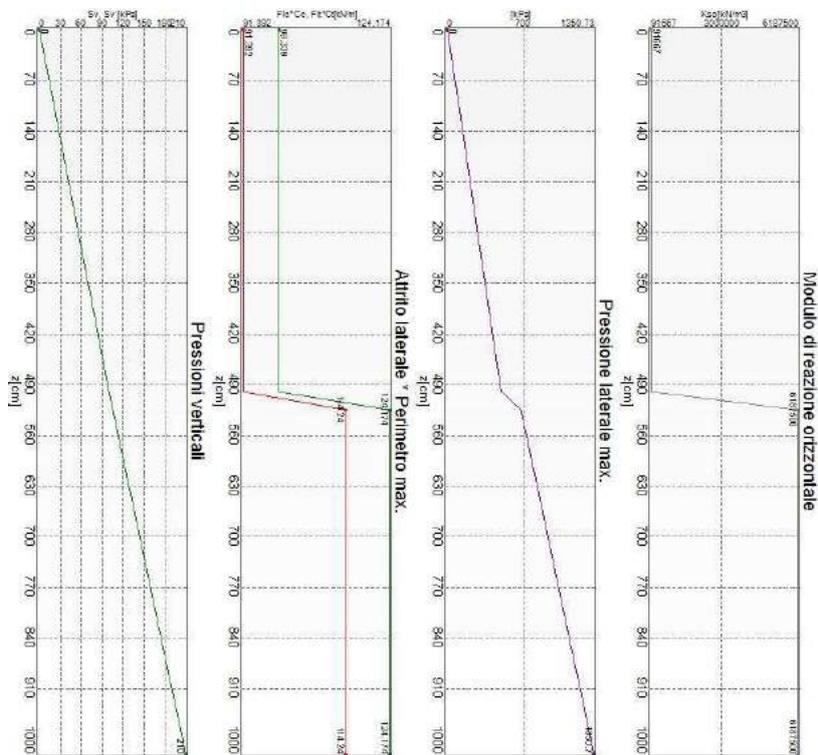
2.75	-62.8342+-61.1576	5.42	3.1683
3.75	-50.3977+-49.0598	1.5469	0.1453
4.75	-40.375+-39.3118	0.0967	0.7783
5	-38.188+-37.185	0.0129	0.7905
5	-38.188+-37.185	0.0129	0.7905
5.25	-35.7868+-34.8483	0.9939	0.6393
5.5	-33.1909+-32.3204	1.1299	0.3513
5.75	-30.7187+-29.913	0.6876	0.1206
6.75	-21.8891+-21.315	0.0484	0.0148
7.75	-14.3712+-13.9943	0.0019	0.0012
8.75	-7.7145+-7.5122	0.0001	0
9.75	-1.5201+-1.4803	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 **PM8**, nel caso di carico **C1**, sestetto **4** (Stato limite ultimo).



Capacità portante

Situazione peggiore: Punto maglia PM8, Caso C1, Sestetto 4

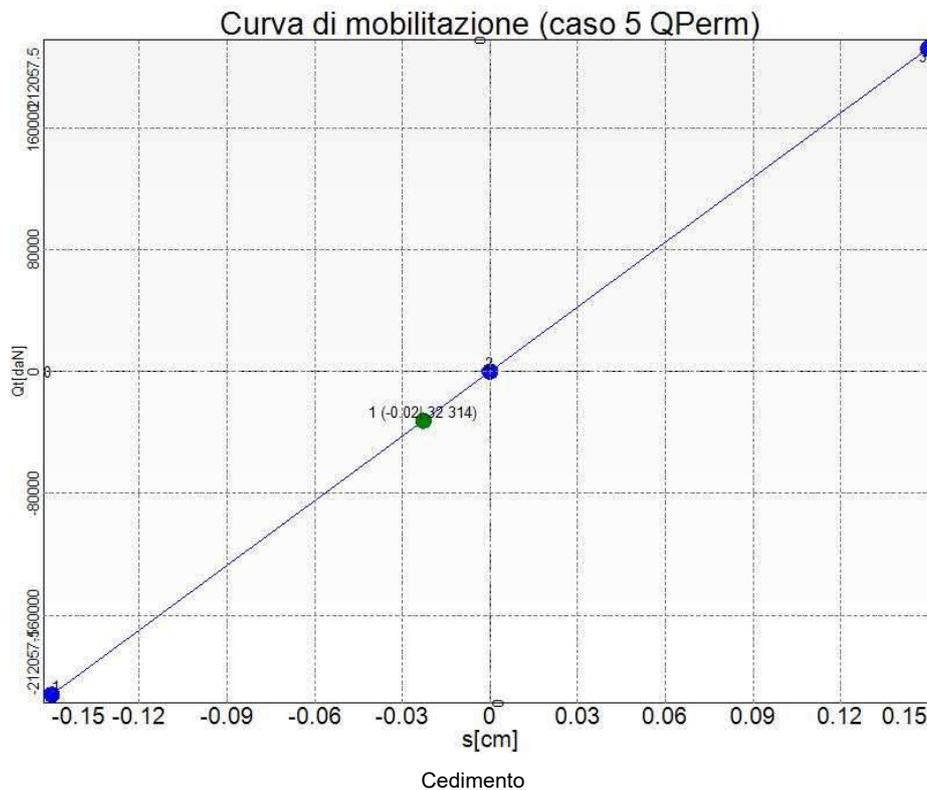
Segue il riassunto della verifica, per tutti i punti maglia, per il caso ed il sestetto che danno il fattore di sicurezza minore.

Verifica: Capacità portante					
Punto	Caso	Ses.	R _d : Qt[kN]	S _d : Qt[kN]	fs[-]
PM1	C1	6	1117.56	195.95	5.70
PM2	C1	6	1117.56	242.97	4.60
PM3	C1	6	1117.56	289.99	3.85
PM4	C1	2	1117.56	340.59	3.28
PM5	C1	4	1117.56	392.58	2.85
PM6	C1	4	1117.56	446.8	2.50
PM7	C1	4	1117.56	501.01	2.23
PM8	C1	4	1117.56	555.23	2.01
PM9	C1	12	1117.56	195.02	5.73
PM10	C1	6	1117.56	240.18	4.65
PM11	C1	2	1117.56	287.92	3.88
PM12	C1	2	1117.56	339.7	3.29
PM13	C1	2	1117.56	391.47	2.85
PM14	C1	2	1117.56	443.25	2.52
PM15	C1	4	1117.56	495.91	2.25
PM16	C1	4	1117.56	550.13	2.03
PM17	C1	12	1117.56	197.35	5.66
PM18	C1	6	1117.56	237.4	4.71
PM19	C1	2	1117.56	287.03	3.89
PM20	C1	2	1117.56	338.8	3.30
PM21	C1	2	1117.56	390.58	2.86
PM22	C1	2	1117.56	442.35	2.53
PM23	C1	2	1117.56	494.13	2.26
PM24	C1	2	1117.56	545.9	2.05
PM25	C1	8	1117.56	202.03	5.53
PM26	C1	8	1117.56	241.45	4.63
PM27	C1	2	1117.56	286.13	3.91
PM28	C1	2	1117.56	337.9	3.31
PM29	C1	2	1117.56	389.68	2.87
PM30	C1	2	1117.56	441.45	2.53
PM31	C1	2	1117.56	493.23	2.27
PM32	C1	2	1117.56	545	2.05
PM33	C2	4	1117.56	214.29	5.22
PM34	C1	8	1117.56	248.43	4.50
PM35	C1	8	1117.56	287.86	3.88
PM36	C1	2	1117.56	337.01	3.32
PM37	C1	2	1117.56	388.78	2.87
PM38	C1	2	1117.56	440.56	2.54
PM39	C1	2	1117.56	492.33	2.27
PM40	C1	2	1117.56	544.11	2.05
PM41	C2	4	1117.56	243.74	4.58

PM42	C2	3	1117.56	264.01	4.23
PM43	C1	8	1117.56	294.84	3.79
PM44	C1	2	1117.56	336.11	3.32
PM45	C1	2	1117.56	387.89	2.88
PM46	C1	2	1117.56	439.66	2.54
PM47	C1	2	1117.56	491.44	2.27
PM48	C1	2	1117.56	543.21	2.06

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, si ottiene nel punto maglia **PM23**, nel caso di carico **C5**, sestetto **1** (Quasi Permanente). Si ottengono i seguenti valori: cedimento del palo singolo = -0.23 [mm], cedimento indotto dal gruppo = -0.54 [mm], cedimento totale: -0.77 [mm].



Situazione peggiore: Punto maglia PM23, 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]	fs[-]
PM1	C5	1	-40	0	10.00

Progetto Esecutivo

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	C5	1	-40	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	C5	1	-40	0	10.00
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	C5	1	-40	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	C5	1	-40	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	C5	1	-40	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
PM43	C5	1	-40	0	10.00
PM44	C5	1	-40	0	10.00
PM45	C5	1	-40	0	10.00
PM46	C5	1	-40	0	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

PM47	C5	1	-40	0	10.00
PM48	C5	1	-40	0	10.00

9.7.3 Verifica: Resistenza trasversale

La situazione di verifica più severa, si ottiene nel punto maglia **PM48**, 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	68.58	10.00
PM2	C1	3	9717.00	68.58	10.00
PM3	C1	3	9717.00	68.58	10.00
PM4	C1	3	9717.00	68.58	10.00
PM5	C1	3	9717.00	68.58	10.00
PM6	C1	3	9717.00	68.58	10.00
PM7	C1	3	9717.00	68.58	10.00
PM8	C1	3	9717.00	68.58	10.00
PM9	C1	3	9717.00	68.61	10.00
PM10	C1	3	9717.00	68.61	10.00
PM11	C1	3	9717.00	68.61	10.00
PM12	C1	3	9717.00	68.61	10.00
PM13	C1	3	9717.00	68.61	10.00
PM14	C1	3	9717.00	68.61	10.00
PM15	C1	3	9717.00	68.61	10.00
PM16	C1	3	9717.00	68.61	10.00
PM17	C1	3	9717.00	68.63	10.00
PM18	C1	3	9717.00	68.63	10.00
PM19	C1	3	9717.00	68.63	10.00
PM20	C1	3	9717.00	68.63	10.00
PM21	C1	3	9717.00	68.63	10.00
PM22	C1	3	9717.00	68.63	10.00
PM23	C1	3	9717.00	68.63	10.00
PM24	C1	3	9717.00	68.63	10.00
PM25	C1	3	9717.00	68.66	10.00
PM26	C1	3	9717.00	68.66	10.00
PM27	C1	3	9717.00	68.66	10.00
PM28	C1	3	9717.00	68.66	10.00
PM29	C1	3	9717.00	68.66	10.00
PM30	C1	3	9717.00	68.66	10.00
PM31	C1	3	9717.00	68.66	10.00
PM32	C1	3	9717.00	68.66	10.00
PM33	C1	3	9717.00	68.68	10.00

Progetto Esecutivo

PM34	C1	3	9717.00	68.68	10.00
PM35	C1	3	9717.00	68.68	10.00
PM36	C1	3	9717.00	68.68	10.00
PM37	C1	3	9717.00	68.68	10.00
PM38	C1	3	9717.00	68.68	10.00
PM39	C1	3	9717.00	68.68	10.00
PM40	C1	3	9717.00	68.68	10.00
PM41	C1	3	9717.00	68.71	10.00
PM42	C1	3	9717.00	68.71	10.00
PM43	C1	3	9717.00	68.71	10.00
PM44	C1	3	9717.00	68.71	10.00
PM45	C1	3	9717.00	68.71	10.00
PM46	C1	3	9717.00	68.71	10.00
PM47	C1	3	9717.00	68.71	10.00
PM48	C1	3	9717.00	68.71	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.

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	3	10.00
PM2	C5	1	40	3	10.00
PM3	C5	1	40	3	10.00
PM4	C5	1	40	3	10.00
PM5	C5	1	40	3	10.00
PM6	C5	1	40	3	10.00
PM7	C5	1	40	3	10.00
PM8	C5	1	40	3	10.00
PM9	C5	1	40	3	10.00
PM10	C5	1	40	3	10.00
PM11	C5	1	40	3	10.00
PM12	C5	1	40	3	10.00
PM13	C5	1	40	3	10.00
PM14	C5	1	40	3	10.00
PM15	C5	1	40	3	10.00
PM16	C5	1	40	3	10.00

Progetto Esecutivo

PM17	C5	1	40	3	10.00
PM18	C5	1	40	3	10.00
PM19	C5	1	40	3	10.00
PM20	C5	1	40	3	10.00
PM21	C5	1	40	3	10.00
PM22	C5	1	40	3	10.00
PM23	C5	1	40	3	10.00
PM24	C5	1	40	3	10.00
PM25	C5	1	40	3	10.00
PM26	C5	1	40	3	10.00
PM27	C5	1	40	3	10.00
PM28	C5	1	40	3	10.00
PM29	C5	1	40	3	10.00
PM30	C5	1	40	3	10.00
PM31	C5	1	40	3	10.00
PM32	C5	1	40	3	10.00
PM33	C5	1	40	3	10.00
PM34	C5	1	40	3	10.00
PM35	C5	1	40	3	10.00
PM36	C5	1	40	3	10.00
PM37	C5	1	40	3	10.00
PM38	C5	1	40	3	10.00
PM39	C5	1	40	3	10.00
PM40	C5	1	40	3	10.00
PM41	C5	1	40	3	10.00
PM42	C5	1	40	3	10.00
PM43	C5	1	40	3	10.00
PM44	C5	1	40	3	10.00
PM45	C5	1	40	3	10.00
PM46	C5	1	40	3	10.00
PM47	C5	1	40	3	10.00
PM48	C5	1	40	3	10.00

9.8.2 Verifica: Acciaio: tensione ideale

La situazione di verifica più severa, si ottiene nel punto maglia **PM8**, nel caso di carico **C1**, sestetto **4** (Stato limite ultimo).

RTI di progettazione:



Mandataria

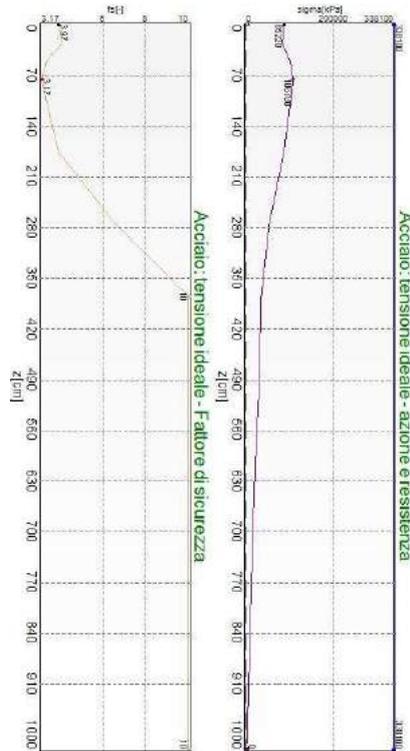
Via G.B. Sammartini n°5
20125 - Milano
Tel. 02 6787911
email: mail@proiter.it



Mandante

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

Progetto Esecutivo



Acciaio: tensione ideale

Situazione peggiore: Punto maglia PM8, Caso C1, Sestetto 4

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	4	338100	65860	5.13
PM2	C1	4	338100	71700	4.72
PM3	C1	4	338100	77540	4.36
PM4	C1	4	338100	83390	4.05
PM5	C1	4	338100	89240	3.79
PM6	C1	4	338100	95080	3.56
PM7	C1	4	338100	100930	3.35
PM8	C1	4	338100	106780	3.17
PM9	C1	10	338100	65430	5.17
PM10	C1	4	338100	71170	4.75
PM11	C1	4	338100	77010	4.39
PM12	C1	4	338100	82860	4.08
PM13	C1	4	338100	88710	3.81
PM14	C1	4	338100	94550	3.58
PM15	C1	4	338100	100400	3.37
PM16	C1	4	338100	106250	3.18
PM17	C1	10	338100	65450	5.17

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

PM18	C1	4	338100	70640	4.79
PM19	C1	4	338100	76480	4.42
PM20	C1	4	338100	82330	4.11
PM21	C1	4	338100	88180	3.83
PM22	C1	4	338100	94020	3.60
PM23	C1	4	338100	99870	3.39
PM24	C1	4	338100	105720	3.20
PM25	C1	10	338100	65460	5.16
PM26	C1	10	338100	70490	4.80
PM27	C1	4	338100	75950	4.45
PM28	C1	4	338100	81800	4.13
PM29	C1	4	338100	87650	3.86
PM30	C1	4	338100	93490	3.62
PM31	C1	4	338100	99340	3.40
PM32	C1	4	338100	105190	3.21
PM33	C1	10	338100	65480	5.16
PM34	C1	10	338100	70510	4.80
PM35	C1	10	338100	75540	4.48
PM36	C1	4	338100	81270	4.16
PM37	C1	4	338100	87120	3.88
PM38	C1	4	338100	92960	3.64
PM39	C1	4	338100	98810	3.42
PM40	C1	4	338100	104660	3.23
PM41	C1	10	338100	65500	5.16
PM42	C1	10	338100	70530	4.79
PM43	C1	10	338100	75550	4.47
PM44	C1	4	338100	80740	4.19
PM45	C1	4	338100	86590	3.90
PM46	C1	4	338100	92430	3.66
PM47	C1	4	338100	98280	3.44
PM48	C1	4	338100	104130	3.25

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.