

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. Nicola D'Alessandro - Delta Ingegneria srl
Ordine Ing. di Agrigento n. A995

IL GEOLOGO

Dott. Geol. Massimo Mezzanzanica - 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
Ponticello idraulico L=27.00 m Km 145+900 - PO05 su S13
RELAZIONE GEOTECNICA E DI CALCOLO

CODICE PROGETTO

NOME FILE

REVISIONE

SCALA

PROGETTO LIV. PROG. N. PROG.

S13GE00GETRE01B

LOPLSQ E 1901

CODICE ELAB. **S13GE00GETRE01**

B

REV.	DESCRIZIONE	DATA	REDATTO	VERIFICATO	APPROVATO
D					
C					
B	REVISIONE PER ISTRUTTORIA, VERIFICA E CONTROLLI D.LGS. 35/11	Aprile 2021	Ing.D. D'ALESSANDRO	Ing. M. CARLINO	Ing.N. D'ALESSANDRO
A	Emissione	Marzo 2020	Ing.D. D'ALESSANDRO	Ing. M. CARLINO	Ing.N. D'ALESSANDRO

INDICE

1.	INTRODUZIONE	2
2.	DOCUMENTI DI RIFERIMENTO	3
3.	MATERIALI	3
4.	DESCRIZIONE DELL'OPERA	4
5.	INQUADRAMENTO GEOLOGICO E GEOMORFOLOGICO	5
6.	CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA.....	5
6.1	DESCRIZIONE DELLE INDAGINI.....	5
6.2	UNITÀ GEOTECNICA C – COLTRI ELUVIO COLLUVIALI	7
6.3	UNITÀ GEOTECNICA PA – PIROCLASTITI ALTERATE.....	7
6.4	UNITÀ GEOTECNICA P – PIROCLASTITI	9
7.	AZIONE SISMICA DI RIFERIMENTO.....	12
8.	VERIFICHE GEOTECNICHE	14
8.1.1	Carico limite assiale	17
8.1.2	Carico limite orizzontale	23
9.	PUNTO 10.2 NTC 2018.....	27
9.1	INFORMAZIONI GENERALI SULL'ELABORAZIONE	27
9.2	VALUTAZIONE DEI RISULTATI E GIUDIZIO MOTIVATO SULLA LORO ACCETTABILITA'	27

1. INTRODUZIONE

La presente relazione geotecnica inerisce al progetto di "Adeguamento e messa in sicurezza della S.S. 131 "Carlo Felice", dal km 108+300 al km 158+000, con risoluzione dei nodi critici - 2° stralcio", ed in particolare al ponte monocampata previsto sulla S13 al km 145+900, di cui sono previste le seguenti opere interagenti con il terreno:

- Esecuzione pali di fondazione delle fondazioni ponte;
- Esecuzione muro andatore della spalla SP2.

Tutte le verifiche sono state condotte in accordo al metodo semiprobabilistico agli stati limite secondo quanto indicato dalle NTC 2018.

A seguire, per l'opera in esame, sono brevemente riassunte le caratteristiche geotecniche dei terreni interessati dall'opera stessa e poi esposte le verifiche geotecniche e strutturali delle opere di fondazione delle spalle del cavalcavia e del muro andatore.

2. DOCUMENTI DI RIFERIMENTO

Nella progettazione sono state tenute in conto le seguenti normative:

- D.M. del 11-3-1988 – “Norme tecniche riguardanti le indagini sui terreni e sulle rocce, la stabilità dei pendii naturali e delle scarpate, i criteri generali e le prescrizioni per la progettazione, l'esecuzione e il collaudo delle opere di sostegno delle terre e delle opere di fondazione”
- D.M. del 16-1-1996 – “Norme tecniche relative ai criteri generali per la verifica di sicurezza delle costruzioni e dei carichi e sovraccarichi”
- D.M. del 16-1-1996 – “Norme tecniche per le costruzioni in zone sismiche”
- Circolare del 15-10-1996 – “Istruzioni per l'applicazione delle “Norme tecniche per il calcolo, l'esecuzione e il collaudo delle strutture in cemento armato, normale e precompresso e per le strutture metalliche” di cui al D.M. del 9-1-1996”
- Circolare del 10-4-1997 – “Istruzioni per l'applicazione delle «Norme tecniche per le costruzioni in zone sismiche» di cui al D.M. 16 gennaio 1996
- O.P.C.M. del 20-3-2003 – “Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e di norme tecniche per le costruzioni in zona sismica”
- “Norme tecniche per le costruzioni” (NTC 2018)

3. MATERIALI

I materiali che costituiscono le opere di sostegno sono i seguenti:

Calcestruzzo per getto in opera pali di fondazione:

- Classe di resistenza minima C25/30
- Resistenza cubica a compressione $R_{ck} \geq 30 \text{ N/mm}^2$
- Resistenza cilindrica a compressione $f_{ck} \geq 25 \text{ N/mm}^2$
- Modulo elastico $E_c = 31447 \text{ N/mm}^2$
- Classe di esposizione XC2
- Classe di consistenza S4
- Copriferro 75 mm

Calcestruzzo per getto in opera fondazioni:

- Classe di resistenza minima C28/35
- Resistenza cubica a compressione $R_{ck} \geq 35 \text{ N/mm}^2$

Progetto Esecutivo

- Resistenza cilindrica a compressione $f_{ck} \geq 28$ N/mm²
- Modulo elastico $E_c = 31447$ N/mm²
- Classe di esposizione XC2
- Classe di consistenza S4
- Copriferro 50 mm

Calcestruzzo per getto in opera elevazione spalle:

- Caratteristica di resistenza minima C32/40
- Classe di esposizione XC2
- Resistenza caratteristica cilindrica $f_{ck}=32$ MPa
- Resistenza caratteristica cubica $R_{ck}=40$ MPa
- Modulo di elasticità secante $E_{cm}=32580$ MPa
- Classe di consistenza S4
- Copriferro 45 mm

Calcestruzzo per muri:

- Caratteristica di resistenza minima C32/40
- Classe di esposizione XC2
- Resistenza caratteristica cilindrica $f_{ck}=32$ MPa
- Resistenza caratteristica cubica $R_{ck}=40$ MPa
- Modulo di elasticità secante $E_{cm}=32580$ MPa
- Classe di consistenza S4
- Copriferro 50 mm

Acciaio per armature ordinarie:

- Barre nervate tipo B450C
- Modulo elastico $E_s=210000000$ kN/m²
- Tensione caratteristica di snervamento $f_{yk} \square 450$ MPa
- Tensione caratteristica di rottura $f_{tk} \square 540$ MPa

4. DESCRIZIONE DELL'OPERA

Il ponte di scavalco del fosso posto circa al km 145+900 della S.S. 131 è un'opera a campata unica di luce pari a 27 metri.

Per quanto riguarda le sottostrutture, sono state adottate spalle di tipo ordinario in cemento armato. Le fondazioni sono di tipo profondo, su pali di grande diametro \varnothing 1000 mm di lunghezza $L=20$ m ed interasse $i=3,00$ m. A ridosso della spalla SP2 è stata prevista la costruzione di un muro andatore al fine di arretrare la chiusura del cono del rilevato.

Il muro, di altezza 6,40 m, è fondato su pali di grande diametro \varnothing 1000 mm di lunghezza $L=18$ m.

5. INQUADRAMENTO GEOLOGICO E GEOMORFOLOGICO

Lungo il lato Oristano della S.S.131 è prevista la realizzazione di un tratto di viabilità secondaria in nuova sede per una lunghezza di 1400 m circa, con realizzazione di un ponte di luce complessiva $L=27$ m al km 145+900 per il superamento dell'incisione del Riu Chercucchi. La morfologia dell'area è caratterizzata dalla terminazione occidentale della dorsale collinare della Catena del Marghine e del Monte di Sant'Antonio, allungata in direzione NE-SW, che separa l'Altopiano di Abbasanta a sud dall'Altopiano di Campeda a nord, costituita dai depositi piroclastici e ignimbrici appartenenti alle Unità di Macomer e di Monte Santu Padre (Distretto Vulcanico di Bonorva). Tali depositi, affioranti lungo i tagli stradali della S.S.131, si presentano da coerenti a incoerenti e friabili, di colore dal nocciola al grigio biancastro.

In corrispondenza della viabilità secondaria in progetto, i depositi piroclastici sono mascherati in superficie da una fascia pedemontana di coltre eluvio-colluviale, scarsamente addensata, con spessori variabili da 10 a 15 m, evidenziata dalla presenza di sismostrati caratterizzati da basse velocità delle onde sismiche.

6. CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA

Al km 145+900 della S.S. 131 è prevista la realizzazione di un ponte di scavalco del fosso, in un'opera a campata unica di luce pari a $L=27$ m. Sono previste fondazioni su pali di grande diametro.

6.1 DESCRIZIONE DELLE INDAGINI

Nel corso della progettazione l'area in oggetto è stata indagata con una stesa sismica a rifrazione, inoltre sono stati presi in considerazione sondaggi in aree limitrofe interessanti unità geotecniche simili. Dall'interpretazione dei risultati delle campagne geognostiche eseguite si sono ricavati i parametri geotecnici dei litotipi incontrati nella tratta in esame. L'ubicazione di tutte le indagini è riportata nell'elaborato **T00GE00GEOPU07A**.

Nello specifico, le campagne di indagine condotte nell'area sono:

- Campagna di indagine geosismica del 2015 eseguita da Progeo s.r.l.;
- Campagna di indagine geognostica integrativa ANAS del 2005 eseguita da SIGECO s.r.l.;
- Campagna di indagine geognostica integrativa ANAS del 2015-2016 eseguita da Sondedile s.r.l..

Complessivamente, sono state eseguite le seguenti indagini:

- sondaggi geognostici a carotaggio continuo con prelievo di campioni indisturbati, rimaneggiati e in roccia sui quali sono state eseguite le prove geotecniche di laboratorio;

Progetto Esecutivo

- esecuzione di prove down-hole in sito;
- esecuzione di prospezioni geofisiche;
- realizzazione di pozzetti esplorativi.

Nel dettaglio le indagini prese in considerazione per la caratterizzazione dei terreni consistono in:

- 1 sondaggi geognostico a carotaggio continuo (*S4_DH – Sondedile s.r.l.*), di lunghezza 35 m di profondità dal p.c., con prelievo di campioni di terreno e di roccia, sui quali sono state eseguite analisi e prove di laboratorio. All'interno del sondaggio S4DH è stata eseguita una prova sismica in foro di tipo *Down Hole* che ha consentito di misurare la velocità di propagazione delle onde di taglio (V_S) e di compressione (V_P) fino alla profondità di 30 m. Il sondaggio S4DH risulta ubicato nell'area di svincolo per Macomer, tuttavia, da un punto di vista stratigrafico, presenta materiali con caratteristiche geologiche simili a quelle dell'area di interesse.
- 1 profilo sismico a rifrazione (*LS6bis*) elaborato con tecnica tomografica, di lunghezza di circa 115 m, per una profondità di investigazione media di circa 20-30 m, con la registrazione delle onde S e P;
- 3 pozzetti esplorativi PZ23, PZ24 e PZ25 (*Sondedile s.r.l.*) ubicati, anche questi, nell'area dello svincolo di Macomer.

Per quest'opera è stata prevista, nell'ambito della progettazione esecutiva, una specifica campagna di indagine integrativa, consistente in un sondaggio geognostico a carotaggio continuo da 25 m, denominato **S2** (2019) con esecuzione di n° 8 prove SPT e prelievo di campioni indisturbati e rimaneggiati per l'esecuzione di prove geotecniche di laboratorio e di identificazione.

La perforazione del sondaggio ha consentito di riconoscere, al di sotto di una coltre sabbioso-limosa con frammenti di litoidi di un paio di metri, vulcanite molto alterata e argillificata in alternanza a limo argilloso mediamente consistente per circa 6-8 m di profondità. Da 8 m a 25 m è stata rivenuta vulcanite molto alterata, piroclastica, da mediamente consistente a consistente. All'interno del foro di sondaggio, durante la sua esecuzione, sono state eseguite n°8 prove SPT, tra 1 m e 13.50 m di profondità, che forniscono valori di N_{SPT} compresi tra 34 e R ("R" = rifiuto).

In base alla ricostruzione geologica, congiuntamente allo stendimento sismico realizzato nei pressi del ponte e al sondaggio di nuova realizzazione, si possono individuare le unità geotecniche di seguito indicate:

- Coltre eluvio-colluviale (**C**) delle piroclastiti sottostanti costituita prevalentemente da sabbia e argilla immersi in clasti eterometrici con spessore di circa 1.50 m;
- Piroclastiti alterate (**Pa**), costituite dall'alterazione dei depositi piroclastici pomiceo – cineritici (*Distretto Vulcanico di Bonorva – Unità di Monte Santu Padre*) avente spessore di circa 23.50 m;

- Piroclastiti (**P**), costituite da depositi piroclastici pomiceo – cineritici (*Distretto Vulcanico di Bonorva – Unità di Monte Santu Padre*).

6.2 UNITÀ GEOTECNICA C – COLTRI ELUVIO COLLUVIALI

Le analisi granulometriche indicano una prevalenza della frazione ghiaiosa-sabbiosa per una buona parte dei campioni. In assenza di dati sperimentali specifici, per tale unità geotecnica, si è assunto, come peso per unità di volume, un valore di $\gamma=18 \text{ kN/m}^3$. I parametri di resistenza al taglio caratteristici, in condizioni drenate, sono stati assunti pari a $c'=0\div 10 \text{ kPa}$ e $\phi'=25\div 28^\circ$.

Per la determinazione delle caratteristiche di deformabilità si è fatto riferimento alla prova geofisica Down-Hole eseguita nel sondaggio *S4_DH*. In particolare, tenuto conto dei risultati delle prove sismiche, riportate nell'elaborato **T00GE00GEORE06A**, è stato assunto un valore del modulo elastico di Young variabile tra 15 e 20 MPa.

6.3 UNITÀ GEOTECNICA PA – PIROCLASTITI ALTERATE

Per la caratterizzazione dell'unità geotecnica **PA** (*piroclastiti alterate*) sono stati presi in esame i risultati delle prove di laboratorio condotte sui campioni indisturbati e rimaneggiati prelevati nel corso del sondaggio *S4_DH*, relativo alla campagna di indagine 2015-16. In particolare per la valutazione delle caratteristiche meccaniche di resistenza si è fatto riferimento ai risultati delle prove di laboratorio, condotte su campioni indisturbati, di taglio diretto (*TD*). Per la determinazione delle caratteristiche di deformabilità si è fatto riferimento alla prova Down-Hole eseguita nel sondaggio *S4_DH*.

Nelle Figure 2 e 3 sono rappresentati i risultati dell'elaborazione delle prove considerate ai fini della caratterizzazione dell'unità geotecnica in esame.

Progetto Esecutivo

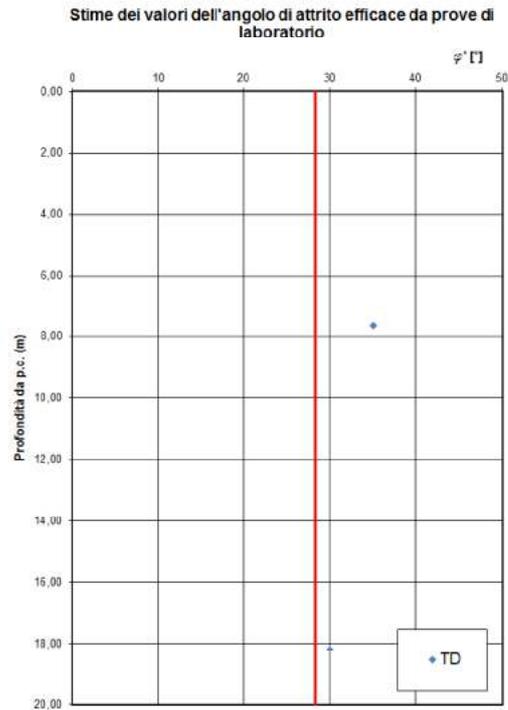


Figura 2. Unita PA – Angolo di resistenza al taglio.

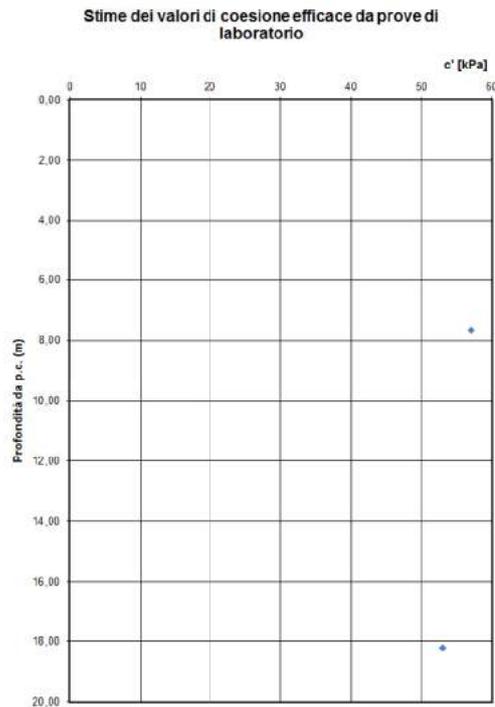


Figura 3. Unita PA – Coesione in condizioni drenate.

Per l'unità geotecnica in esame si assumo i seguenti parametri :

- peso di volume naturale $\gamma = 19 \text{ kN/m}^3$
- angolo di resistenza al taglio $\varphi' = 28^\circ \div 30^\circ$
- coesione in condizioni drenate $c' = 5 \div 10 \text{ kPa}$
- Modulo elastico di Young $E' = 20 \div 100 \text{ MPa}$

6.4 UNITÀ GEOTECNICA P – PIROCLASTITI

La caratterizzazione geomeccanica dell'unità geotecnica P (*piroclastiti*) è stata eseguita a partire dai valori della resistenza a compressione uniassiale (σ_{ci}) ottenuta su campioni indisturbati di roccia intatta e dall'indice GSI (*Geological Strength Index*) valutato sulla base delle informazioni desumibili dai rilievi e dalle cassette catalogatrici.

Nella Figure 4 e 5 si riportano i risultati della resistenza a compressione uniassiale (*stimata da prove di resistenza speditiva tipo Point-Load e da prove di compressione uniassiale UxDC*) e l'indice GSI con la profondità.

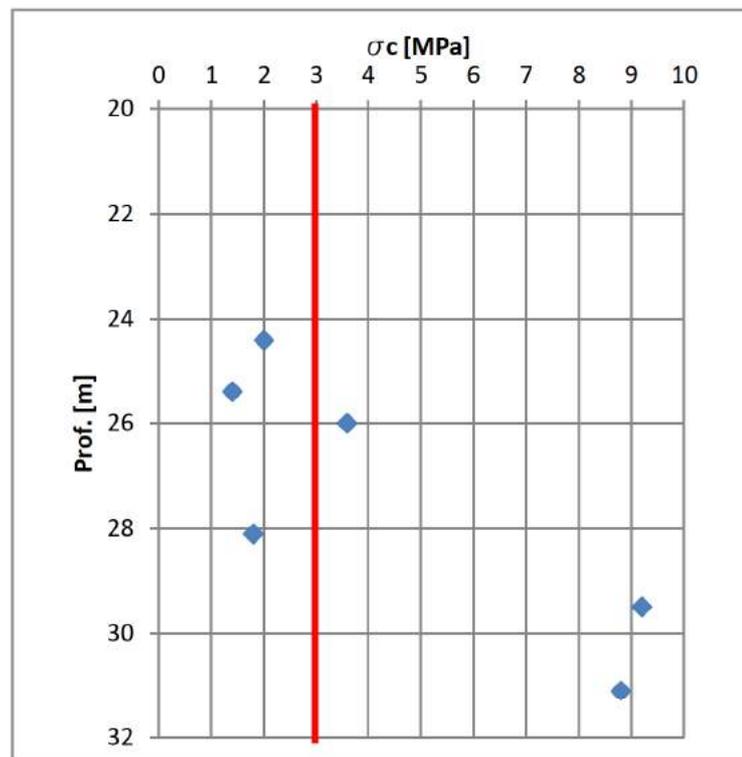


Figura 4. Unità P – Resistenza a compressione uniassiale da PL e UxDC.

Progetto Esecutivo

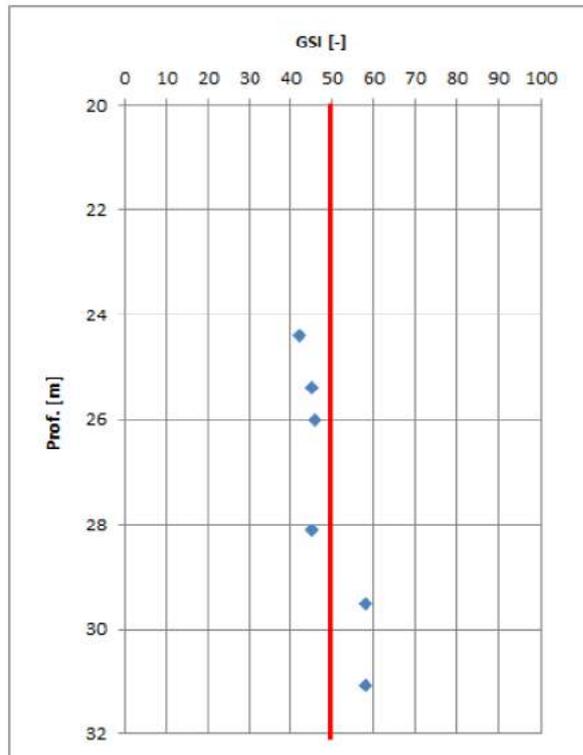


Figura 5. Unità P - Indice GSI

La stima dei parametri di resistenza al taglio dell'ammasso (Figura 6) è stata eseguita mediante il criterio di Hoek Brown considerando:

GSI = 50

$m_i = 13$

$\sigma_{ci} = 2$ MPa resistenza a compressione uniaxiale

D = 0 fattore di disturbo

Progetto Esecutivo

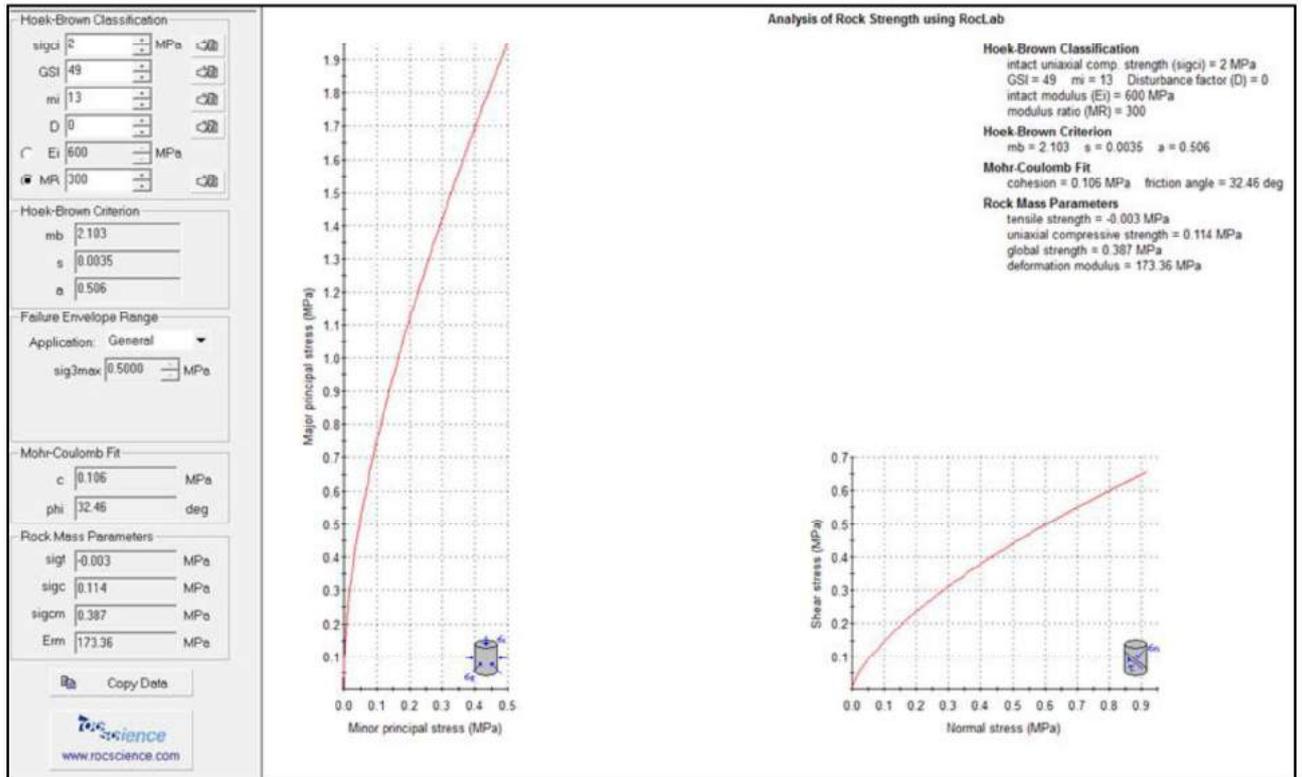


Figura 6. Unità P - Stima dei parametri di resistenza al taglio dell'ammasso (Hoek-Brown).

Per l'unità geotecnica FM (*Formazione di Mores*), si considerano i seguenti parametri geotecnici operativi:

$\gamma = 20 \text{ kN/m}^3$ peso dell'unità di volume

$c' = 30 \div 50 \text{ kPa}$ coesione efficace

$\varphi' = 30^\circ \div 33^\circ$ angolo di resistenza al taglio

$E > 100 \text{ MPa}$ modulo elastico

7. AZIONE SISMICA DI RIFERIMENTO

Per quest'opera è stata prevista, nell'ambito della progettazione esecutiva, una specifica campagna di indagine integrativa, consistente in un sondaggio geognostico a carotaggio continuo da 25 m, denominato **S2** (2019). Lungo questa tratta l'indagine sismica si è focalizzata principalmente in corrispondenza della viabilità secondaria in zona Ospedale di Macomer ed è consistita nella linea sismica a rifrazione **LS6bis**, ad onde di compressione e taglio, di lunghezza pari a 115 m (n°24 geofoni a interdistanza di 5m).

L'interpretazione della linea sismica a rifrazione LS6bis, congiuntamente a quella della stratigrafia del sondaggio S2 (2019), evidenzia una profondità del bedrock sismico ($V_s = 800$ m/s) rispetto al piano di appoggio dei plinti di fondazione (testa pali) variabile tra 0 e circa 6 m, che consente di attribuire all'opera in oggetto, cautelativamente, una **categoria di sottosuolo di tipo B**, corrispondente a *rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di $V_{s,eq}$ compresi tra 360 m/s e 800 m/s.*

In base alla categoria di sottosuolo determinata con la prospezione sismica a rifrazione (categoria B) il valore del coefficiente di amplificazione stratigrafica S_S (cfr. Tabella 3.2.V del D.M. 2008), può essere calcolato con la seguente espressione:

$$1,00 \leq 1,40 - 0,40 \cdot F_0 \cdot a_g/g \leq 1.20$$

In base alle condizioni topografiche presenti in sito (T1 = 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. 2008):

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:

Progetto Esecutivo

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 di 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	0.030
SLD	101	0.031	0.038
SLV	949	0.060	0.072
SLC	1950	0.071	0.085

8. VERIFICHE GEOTECNICHE

Viene qui di seguito effettuata la verifica nei confronti degli SLU per i pali di fondazione

Per ogni stato limite ultimo deve essere rispettata la condizione $E_d \leq R_d$

Con: E_d valore di progetto dell'azione ed R_d valore di progetto della resistenza del sistema geotecnico

La verifica della condizione va effettuata impiegando diverse combinazioni dei gruppi di coefficienti parziali, rispettivamente definiti per le azioni (A1 e A2), per i parametri geotecnici (M1 ed M2) e per le resistenze (R1, R2 ed R3).

I diversi gruppi di coefficienti vanno scelti nell'ambito di due approcci progettuali distinti. Gli approcci possibili sono i seguenti:

Approccio 1: sono previste due combinazioni di gruppi di coefficienti.

Approccio 2: è prevista una unica combinazione di gruppi di coefficienti.

La norma impone differenti coefficienti parziali nei confronti delle azioni (A), dei parametri geotecnici del terreno (M) e delle resistenze caratteristiche (R).

Nel caso in oggetto si adotta l'approccio 2, per il quale i coefficienti da utilizzare sono i seguenti:

Coefficienti A1, M1 e R3, tenendo conto dei coefficienti parziali riportati nelle tabelle 6.2.I, 6.2.II, 6.4.II e 6.4.VI

Tab. 6.2.I – Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni

	Effetto	Coefficiente Parziale γ_F (o γ_E)	EQU	(A1)	(A2)
Carichi permanenti G_1	Favorevole	γ_{G1}	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevole		1,1	1,3	1,0
Carichi permanenti $G_2^{(1)}$	Favorevole	γ_{G2}	0,8	0,8	0,8
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3
Azioni variabili Q	Favorevole	γ_{Qi}	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3

⁽¹⁾ Per i carichi permanenti G_2 si applica quanto indicato alla Tabella 2.6.I. Per la spinta delle terre si fa riferimento ai coefficienti γ_{ci}

Tabella 6.2.II – Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno

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

Progetto Esecutivo

Tabella 6.4.II – Coefficienti parziali γ_R da applicare alle resistenze caratteristiche.

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

(*) da applicare alle resistenze caratteristiche dedotte dai risultati di prove di carico di progetto.

La verifica viene effettuata nei confronti degli stati limite ultimi SLU di tipo strutturale:

- Raggiungimento della resistenza dei pali;

Il valore di progetto R_d della resistenza è ottenuto a partire dal valore caratteristico applicando i coefficienti parziali γ_R (tab. 6.4.II). Nella tabella seguente si riportano i coefficienti relativi ai pali trivellati.

Coefficienti parziali da applicare alle resistenze caratteristiche (tab. 6.4.II).

Resistenza	R1	R2	R3
Base	1,0	1,7	1,35
Laterale in compressione	1,0	1,45	1,15
Laterale in trazione	1,0	1,6	1,25

Il valore della resistenza caratteristica R_k del singolo palo è determinata con metodi di calcolo analitici, applicando alle resistenze calcolate i fattori di correlazione ξ , che dipendono dal numero di verticali indagate e riportati nella tabella 6.4.IV.

$$R_{c,k} = \min \left\{ \frac{(R_{c,cal})_{media}}{\xi_3}, \frac{(R_{c,cal})_{min}}{\xi_4} \right\}$$

Progetto Esecutivo

Tabella 8-1 Fattori di correlazione ξ per la determinazione della resistenza caratteristica in funzione del numero di verticali indagate (tab. 6.4.IV del DM 2018).

Numero di verticali indagate	1	2	3	4	5	7	≥ 10
ξ_3	1,70	1,65	1,60	1,55	1,50	1,45	1,40
ξ_4	1,70	1,55	1,48	1,42	1,34	1,28	1,21

Nel caso in oggetto il fattore di correlazione scelto è relativo alla colonna con numero di verticali indagate =1 ed è quindi pari a:

fattore di correlazione $\xi_4=1.70$

Ricapitolando, nei successivi calcoli analitici della portanza dei pali vengono utilizzati i seguenti parametri per la determinazione della portanza del singolo palo:

Coefficiente parziale $R_3=1,35$ base

Coefficiente parziale $R_3=1,15$ laterale in compressione

Coefficiente parziale $R_3=1,25$ laterale in trazione

fattore di correlazione $\xi_4=1.70$

8.1.1 Carico limite assiale

Determinazione della portanza dei pali.

Il carico limite verticale è stato calcolato, con riferimento allo schema stratigrafico precedentemente determinato, mediante l'espressione

$$Q_{lim} = P_{lim} + S_{lim}$$

dove P_{lim} e S_{lim} , rispettivamente sono carico limite alla punta e carico limite laterale ed hanno le seguenti espressioni generali:

$$P_{lim} = (1.3 cN_c + \sigma_v N_q + 0.3 \gamma D N_\gamma) \pi D^2 / 4$$

$$S_{lim} = (\alpha c + \sigma_v K_s T_g \phi) \pi DL$$

Dove:

L lunghezza - D diametro del palo - σ_v tensione verticale agente

N_q , N_c , N_γ fattori di capacità portante funzioni di ϕ e c .

α coefficiente di adesione

La caratterizzazione geotecnica che si utilizzerà per i calcoli di portanza dei pali a partire la piano di fondazione è la seguente

STRATIGRAFIA DI CALCOLO

Descrizione e parametri geotecnici

Formazione di Mores – piroclastici alterate

$\gamma = 20 \text{ kN/m}^3$ peso dell'unità di volume

$c' = 30 \text{ kPa}$ coesione efficace

$\varphi' = 30^\circ$ angolo di resistenza al taglio

$E > 100 \text{ MPa}$ modulo elastico

Progetto Esecutivo

*** CALCOLO DELLA PORTANZA DEL PALO *** spalla

DIAMETRO DEL PALO D= 1000 MM

(UNITA' DI MISURA)

PESI DI VOLUMI =T/MC

LUNGHEZZE =M

TENSIONI =T/MQ

CARICHI =T

ANGOLI =GRADI

STRATIGRAFIA DI CALCOLO

STRATO N. 1

PROFONDITA' FINALE = 20

RAGGIO DEL PALO = .5

ANGOLO DI ATTRITO = 30

PESO-VOLUME = 2

COESIONE = 3

COEFF.DI ADESIONE δ = .3

COEFF.ADIMENSIONALE K = .5

COEFF.ATTRITO TERRENO-PALO = .577

COEFF.ADIMENSIONALE NQ = 15

COEFF.ADIMENSIONALE NC = 24

Progetto Esecutivo

CALCOLO DELLA PORTANZA DEI SINGOLI STRATI

STRATO	L	QI
1	20.00	419.09

PORTANZA ALLA PUNTA $Q_p = 527.788$ T

PORTANZA LATERALE DEL PALO $Q_t = 419.07$ T

L = PROFONDITA' DA P.C. DELLA BASE DELLO STRATO

Q_p = PORTANZA DELLA PUNTA

Q_t = PORTANZA TOTALE

QI = PORTANZA LATERALE

Q_a = PORTANZA AMMISSIBILE

Progetto Esecutivo

*** CALCOLO DELLA PORTANZA DEL PALO *** - MURO ANDATORE

DIAMETRO DEL PALO $D = 1000$ MM

(UNITA' DI MISURA)

PESI DI VOLUMI = T/MC

LUNGHEZZE = M

TENSIONI = T/MQ

CARICHI = T

ANGOLI = GRADI

STRATIGRAFIA DI CALCOLO

STRATO N. 1

PROFONDITA' FINALE = 18

RAGGIO DEL PALO = .5

ANGOLO DI ATTRITO = 30

PESO-VOLUME = 2

COESIONE = 3

COEFF. DI ADESIONE α = .3

COEFF. ADIMENSIONALE K = .5

COEFF. ATTRITO TERRENO-PALO = .577

COEFF. ADIMENSIONALE NQ = 15

COEFF. ADIMENSIONALE NC = 24

Progetto Esecutivo

CALCOLO DELLA PORTANZA DEI SINGOLI STRATI

STRATO	L	QI
1	18.00	344.55

PORTANZA ALLA PUNTA $Q_p = 480.664$ T

PORTANZA LATERALE DEL PALO $Q_t = 344.55$ T

L = PROFONDITA' DA P.C. DELLA BASE DELLO STRATO

Q_p = PORTANZA DELLA PUNTA

Q_t = PORTANZA TOTALE

Q_i = PORTANZA LATERALE

Q_a = PORTANZA AMMISSIBILE

Ricapitolando, i valori caratteristici di portanza ottenuti sono i seguenti:

	punta	laterale (t)
spalla – palo L 20 m.	527	419
muro – palo L 18.m.	480	344

Il valore R_d della resistenza è ottenuto a partire dai valori caratteristici applicando i seguenti coefficienti parziali:

Coefficiente parziale $R_3 = 1,35$ base

Progetto Esecutivo

Coefficiente parziale R3=1,15 laterale in compressione

Coefficiente parziale R3=1,25 laterale in trazione

fattore di correlazione $\xi_4=1.48$

Si ottiene:

spalla

Rd per compressione $=527/(1.35*1.7)+419/(1.15*1.7)= 444 T$

muro

Rd per compressione $=480/(1.35*1.7)+344/(1.15*1.7)= 385 T$

I valori di progetto allo SLU per approccio 2 delle azioni Ed ricavati dal calcolo della sovrastrutture e desunti dai tabulati di calcolo, agenti sul singolo palo sono i seguenti:

	Fh	Nmax	Nmin (KN)
Spalla ponte monocampata:	245	2547	
Muro andatore:		2524	

Si ottiene:

SPALLA

Ed per compressione=255 t < Rd=444 t

MURO

Ed per compressione=252 t < Rd=385 t

8.1.2 Carico limite orizzontale

Viene verificato il raggiungimento della resistenza al carico limite orizzontale del palo ai sensi del paragrafo 7.11.5.3.2 delle NTC 2018.

Si adotta l'approccio 2, per il quale i coefficienti da utilizzare sono i seguenti:

Coefficienti A1, M1 e R3.

Il valore della resistenza caratteristica R_k del singolo palo è determinata con metodi di calcolo analitici, applicando alle resistenze calcolate i fattori di correlazione ξ , che dipendono dal numero di verticali indagate e riportati nella tabella 6.4.IV del DM 2016.

$$R_{c,k} = \min \left\{ \frac{(R_{c,cal})_{media}}{\xi_3}, \frac{(R_{c,cal})_{min}}{\xi_4} \right\}$$

Tabella 8-2 Fattori di correlazione ξ per la determinazione della resistenza caratteristica in funzione del numero di verticali indagate (tab. 6.4.IV del DM 2008).

Numero di verticali indagate	1	2	3	4	5	7	≥10
ξ_3	1,70	1,65	1,60	1,55	1,50	1,45	1,40
ξ_4	1,70	1,55	1,48	1,42	1,34	1,28	1,21

Nel caso in oggetto il fattore di correlazione scelto è relativo alla colonna con numero di verticali indagate =1 ed è quindi pari a:

fattore di correlazione $\xi_4=1.70$

Ricapitolando, nelle successive verifiche ai carichi orizzontali vengono utilizzati i seguenti parametri per la determinazione della portanza del singolo palo:

Coefficiente parziale R3=1,1

fattore di correlazione $\xi_4=1.70$

STRATIGRAFIA DI CALCOLO

Descrizione e parametri geotecnici

Formazione di Mores - piroclastici alterate

$\gamma = 20 \text{ kN/m}^3$ peso dell'unità di volume

Progetto Esecutivo

$c' = 30$ kPa coesione efficace

$\varphi' = 30^\circ$ angolo di resistenza al taglio

$E > 100$ MPa modulo elastico

Nelle pagine successive è eseguita la verifica ai carichi orizzontali del palo $\phi 1000$.

Si assume che il comportamento dell'interfaccia palo-terreno sia di tipo rigido-perfettamente plastico e cioè che la resistenza del terreno si mobiliti interamente per qualsiasi valore non nullo dello spostamento e rimanga costante al crescere dello spostamento stesso. Si assume, inoltre, che la forma della sezione del palo sia ininfluente, e che il valore della pressione p sia determinato solo dalla dimensione D della sezione del palo misurata normalmente alla direzione dello spostamento.

Anche il comportamento flessionale del palo è caratterizzato da un comportamento di tipo rigido – perfettamente plastico: le rotazioni elastiche del palo sono trascurabili fin quando il momento flettente non attinge il valore M_y di plasticizzazione.

Nel caso in oggetto di pali trivellati con rotazione in testa impedita, considerando i distinti meccanismi di rottura del palo interagente col terreno (palo "corto", "intermedio", lungo"), il valore limite di H viene determinato con le formule riportate di seguito, ottenute con semplici equazioni di equilibrio ed imponendo la formazione di cerniere plastiche nelle sezioni che raggiungono il momento di plasticizzazione del palo M_y .

Terreni coesivi

Palo corto:
$$H = 9c_u d^2 \left(\frac{L}{d} - 1.5 \right)$$

Palo intermedio:
$$H = -9c_u d^2 \left(\frac{L}{d} + 1.5 \right) + 9c_u d^2 \sqrt{2 \left(\frac{L}{d} \right)^2 + \frac{4}{9} \frac{M_y}{c_u d^3} + 4.5}$$

Palo lungo:
$$H = -13.5c_u d^2 + c_u d^2 \sqrt{182.25 + 36 \frac{M_y}{c_u d^3}}$$

Terreni granulari

Palo corto:
$$H = 1.5k_p \gamma d^3 \left(\frac{L}{d} \right)^2$$

Progetto Esecutivo

$$H = 0.5k_p \gamma d^3 \left(\frac{L}{d}\right)^2 + \frac{M_y}{L}$$

Palo intermedio:

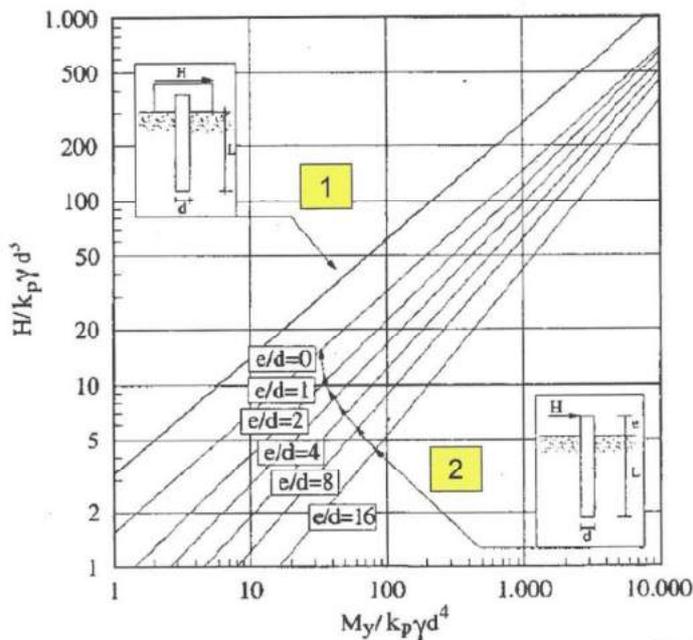
$$H = k_p \gamma d^3 \sqrt[3]{\left(3.676 \frac{M_y}{k_p \gamma d^4}\right)^2}$$

Palo lungo:

Valutazione delle resistenze:

Caso di palo lungo in terreni granulari a rotazione in testa impedita

**AZIONI ORIZZONTALI SUI PALI (SLU)
TERRENI GRANULARI – PALI LUNGI**



$$k_p = \tan^2(45^\circ + \varphi/2)$$

1

$$\frac{H}{k_p \gamma d^3} = \sqrt[3]{\left(3.676 \frac{M_y}{k_p \gamma d^4}\right)^2}$$

2

$$\frac{H}{k_p \gamma d^3} \left(\frac{e}{d} + 0.544 \sqrt{\frac{H}{k_p \gamma d^3}}\right) = \frac{M_y}{k_p \gamma d^4}$$

Viggiani 1999

Palo $\phi 1000$ L=20.00 m. $\gamma = 19$ KN/mc $\varphi' = 30^\circ$ $K_p=3$ $d=1$ m.

Si assume, dalla sezione del palo armata con 16 $\phi 20$, $M_y = 1500$ KN*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

Progetto Esecutivo

Dal grafico precedente si ottiene

$$M_y / (K_p \cdot \gamma \cdot d^4) \quad H / (K_p \cdot \gamma \cdot d^3)$$

da cui $H = 855 \text{ KN}$

Applicando i coefficienti parziali si ottiene:

$$R_d \text{ per resist lat} = 855 \text{ KN} / (1.1 \cdot 1.70) = 457.2 \text{ KN} = 45.7 \text{ T}$$

I valori di progetto allo SLU per approccio 2 delle azioni Ed dalle sovrastrutture, desunti dai tabulati di calcolo, agenti sul singolo palo sono i seguenti:

Fh (KN)

Spalla ponte monocampata:

431.13

Si ottiene:

$$E_d \text{ per H orizzontale} = 24.5 \text{ t} < R_d = 45.7 \text{ t}$$

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.PUNTO 10 NTC 2018

9.1 INFORMAZIONI GENERALI SULL'ELABORAZIONE

Per la redazione della relazione geotecnica sono stati utilizzati vari fogli di calcolo in excel redatti dal sottoscritto per il calcolo di semplici formule geotecniche riguardanti verifiche di portanza, il calcolo di cedimenti.

Alcuni dimensionamenti sono stati effettuati con l'ausilio di grafici.

L'origine delle formule e dei grafici utilizzati viene riportato per ciascun richiamo inserito in relazione.

9.1.1 *Valutazione dei risultati e giudizio motivato sulla loro accettabilita'*

I programmi di calcolo utilizzati sono idonei a riprodurre nel modello matematico il comportamento del pendio. Le funzioni di controllo disponibili, innanzitutto quelle grafiche, consentono di verificare la riproduzione della situazione stratigrafica ed accertare la corrispondenza del modello con la geometria strutturale e con le condizioni di carico ipotizzate. Si evidenzia che il modello viene generato direttamente con input grafico riproducendone così fedelmente le proporzioni geometriche. In ogni caso sono stati effettuati alcuni controlli dimensionali con gli strumenti software a disposizione dell'utente. Tutte le proprietà di rilevanza strutturale (materiali, sezioni, carichi, sconnessioni, etc.) sono state controllate attraverso le funzioni di indagine specificatamente previste.

Sono state sfruttate le funzioni di autodiagnostica presenti nel software che hanno accertato che non sussistono difetti formali di impostazione.

Il dimensionamento e le verifiche di sicurezza hanno determinato risultati che sono in linea con casi di comprovata validità, confortati anche dalla propria esperienza.