

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 Mezzanatica - 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 154+495 - PO06 su S17
RELAZIONE GEOTECNICA E DI CALCOLO

CODICE PROGETTO

PROGETTO LIV. PROG. N. PROG.

LOPLSQ E 1901

NOME FILE

S17GE00GETRE01B

CODICE
ELAB.

S17GE00GETRE01

REVISIONE

SCALA

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	2
3. MATERIALI	3
4. DESCRIZIONE DELL'OPERA.....	3
5. INQUADRAMENTO GEOLOGICO E GEOMORFOLOGICO.....	4
6. CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA.....	4
6.1 DESCRIZIONE DELLE INDAGINI.....	4
6.2 PROFILI STRATIGRAFICI DELL'AREA	5
6.3 UNITÀ GEOTECNICA BA – BASALTI ALTERATI	5
6.4 UNITÀ GEOTECNICA B – BASALTI NON ALTERATI.....	6
7. AZIONE SISMICA DI RIFERIMENTO.....	9
8. VERIFICHE GEOTECNICHE	11
9. PUNTO 10 NTC 2018.....	20
9.1 INFORMAZIONI GENERALI SULL'ELABORAZIONE	20
9.1.1 Valutazione dei risultati e giudizio motivato sulla loro accettabilità.....	20

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 S17 al km 154+495, di cui sono previste le seguenti opere interagenti con il terreno:

- Esecuzione di fondazione diretta per le fondazioni ponte;

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.

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 fondazioni e pali di fondazione:

- Classe di resistenza minima C28/35
- Resistenza cubica a compressione $R_{ck} \geq 35$ N/mm²
- 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 35 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 $f_{yk}=450$ MPa
- Tensione caratteristica di rottura $f_{tk}=540$ MPa

4. DESCRIZIONE DELL'OPERA

Il ponte di scavalco del fosso posto circa al km 154+495 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 superficiale.

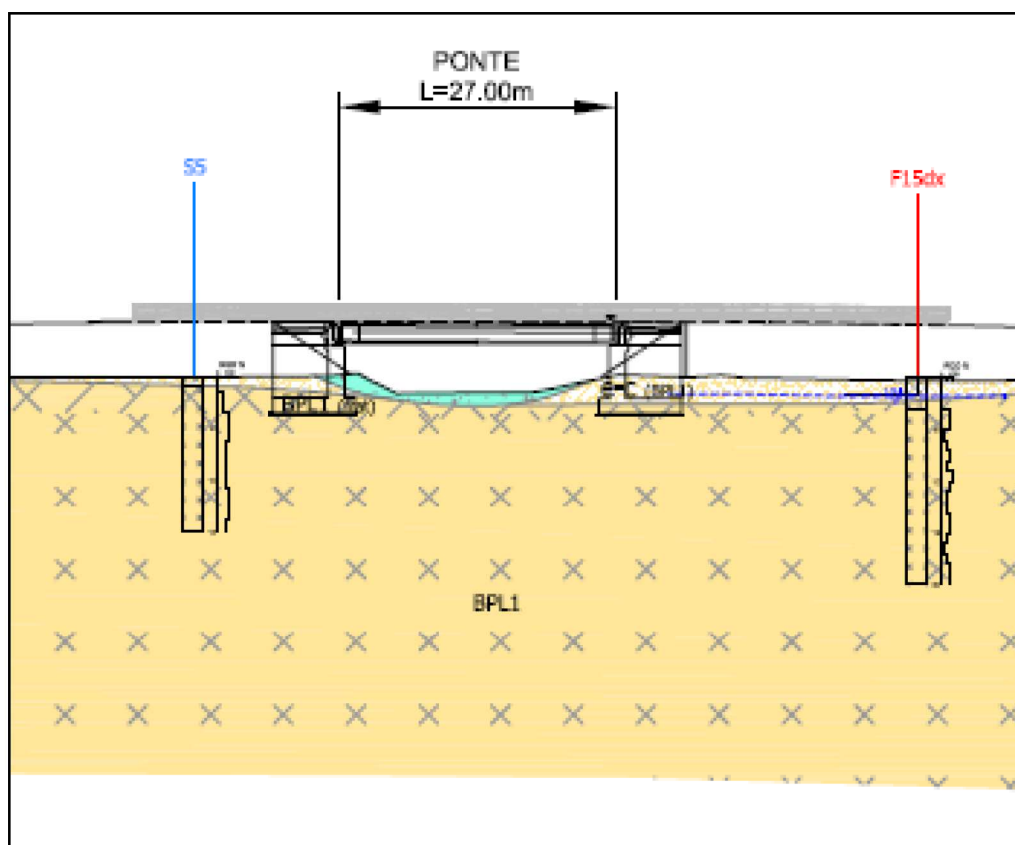
5. INQUADRAMENTO GEOLOGICO E GEOMORFOLOGICO

L'intervento in oggetto si colloca nell'area pianeggiante dell'Altopiano di Campeda, in presenza dei terreni basaltici e andesitici litoidi vacuolari appartenenti alla Subunità di Campeda (Basalti della Campeda-Planargia). Al tetto i depositi si presentano fratturati e alterati per uno spessore di circa 2 m. In superficie, inoltre, i basalti sono ricoperti da una coltre eluvio-colluviale di alterazione del substrato sottostante e dai depositi alluvionali ghiaiosi e sabbiosi grossolani del corso d'acqua, per uno spessore massimo di circa 3 m in corrispondenza dell'asse vallivo.

6. CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA

6.1 DESCRIZIONE DELLE INDAGINI

Nel corso della progettazione l'area in oggetto è stata indagata con una serie di sondaggi e prove di laboratorio. Dall'interpretazione delle risultanze delle campagne geotecniche eseguite si sono ricavati i parametri geotecnici dei litotipi incontrati nella tratta in esame. L'ubicazione di tutte le indagini geotecniche è riportata nell'elaborato di progetto **T00GE00GEOPU07÷08A**.



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

- Campagna di indagine geognostica del 1997 eseguita da Soiltecnica s.r.l. (Sondaggi: F15dx; Pozzetti esplorativi: PF19dx e PF19sx);
- Campagna di indagine geognostica integrativa ANAS del 2015 eseguita da Sondedile s.r.l. (Sondaggio S5, Pozzetto Pz32bis).

Complessivamente sono state eseguite le seguenti indagini:

- sondaggi geognostici a carotaggio continuo;
- prelievo di campioni indisturbati di terreno, di campioni rimaneggiati e di campioni di roccia sui quali sono state eseguite le prove geotecniche di laboratorio;
- realizzazione di pozzetti esplorativi.

6.2 PROFILI STRATIGRAFICI DELL'AREA

Al km 154+495 della S.S. 131 è prevista la realizzazione di un ponticello idraulico della lunghezza di circa 27 m. Le spalle dell'opera sono previste su fondazioni dirette.

Dall'interpretazione dei sondaggi delle diverse campagne di indagine eseguite e dall'esame dei risultati delle prove di laboratorio, è stata effettuata la ricostruzione stratigrafica dell'area interessata dalle opere in progetto. Dall'esame dei profili stratigrafici, nelle diverse verticali indagate si riconosce la presenza delle unità geotecniche di seguito elencate:

- Terreno vegetale (**TV** – da 0 a -1 m dal p.c.);
- Basalti alterati (**BA** – da -1m a -3 m dal p.c.), appartenenti alla formazione di Campeda, derivanti dall'alterazione dei depositi sottostanti (*Basalti compatti*);
- Basalti non alterate (**B** – da -3 m dal p.c.) appartenenti alla formazione di Campeda.

Il piano di falda si assume coincidente con il piano campagna.

6.3 UNITÀ GEOTECNICA BA – BASALTI ALTERATI

Per l'unità geotecnica BA (*Basalti alterati*) sono stati considerati i seguenti parametri di resistenza:

- $\gamma = 20 \text{ kN/m}^3$ peso di volume naturale;
- $\varphi' = 34^\circ$ angolo di resistenza al taglio;
- $c' = 0 \text{ kPa}$ coesione in condizioni drenate;
- $\tau = 180\text{-}200 \text{ KPa}$ aderenza laterale terreno-calcestruzzo;
- $E' = 200 \text{ MPa}$ modulo elastico di Young.

6.4 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 e dall'indice GSI (*Geological Strength Index*) valutato sulla base delle informazioni desumibili dai rilievi e dalle cassette catalogatrici.

Nella figure seguenti si riportano l'andamento 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.

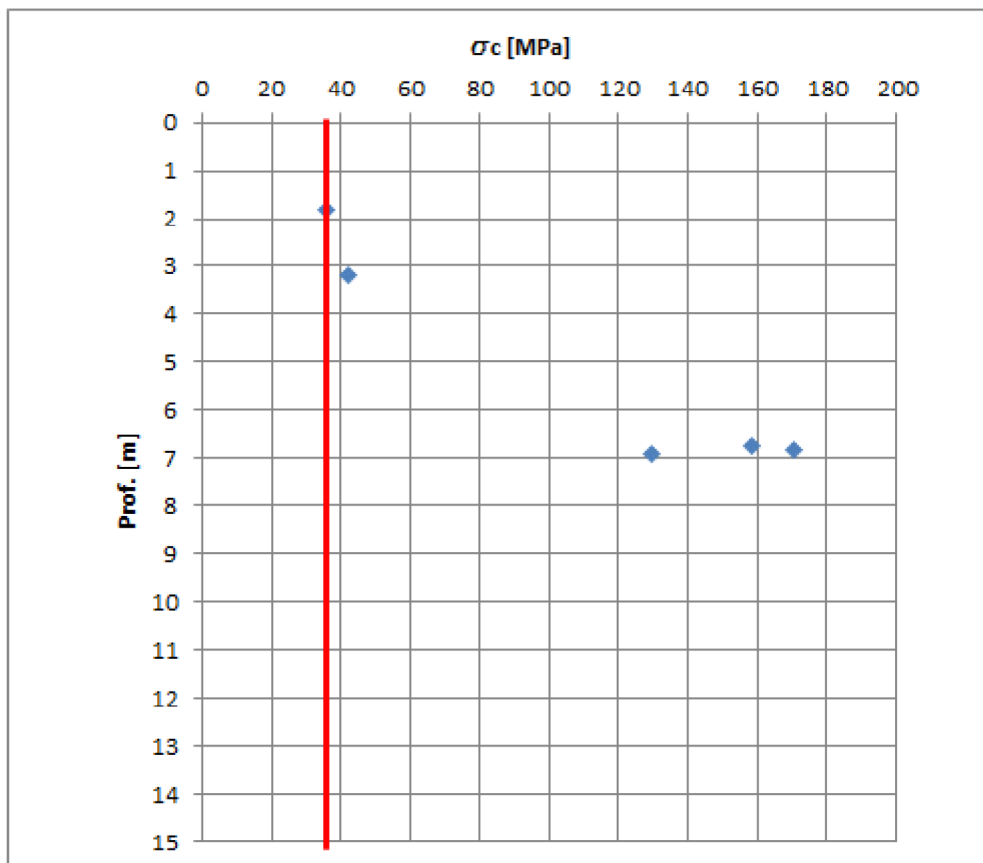


Figura 2. Unità B – Resistenza a compressione uniassiale

Progetto Esecutivo

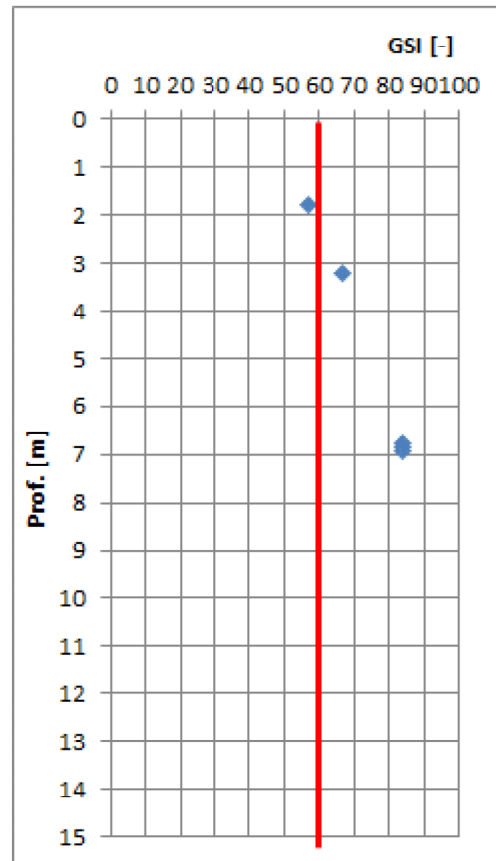


Figura 3. Unità B - Indice GSI

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

GSI = 60;

$m_i = 25$;

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

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

D=0 fattore di disturbo.

Progetto Esecutivo

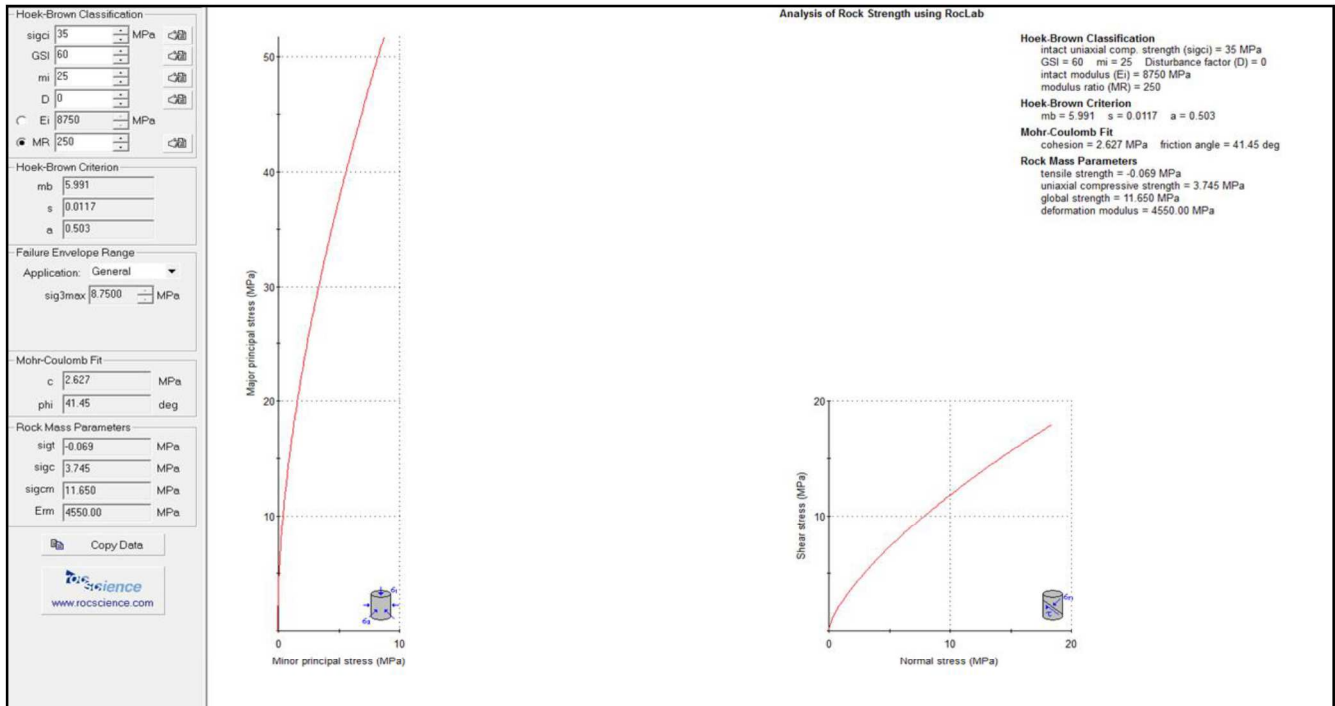


Figura 4. Unità B- Criteri di Rottura di H-B e M-C

Per l'unità geotecnica B (*Basalti*) si considerano 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. AZIONE SISMICA DI RIFERIMENTO

Sulla base delle indagini geognostiche disponibili, le fondazioni risultano poggiate direttamente sul substrato roccioso, costituito da rocce effusive vacuolari poco fratturate, di natura basaltica (*Basalti di Campeda*), dato che tale substrato, nel sondaggio **S5** (2015), ubicato in corrispondenza della spalla SP1, e nel pozzetto esplorativo **PF19dx** (1997), ubicato in corrispondenza della spalla SP2, è stato rinvenuto ad una profondità di 0.8 m circa da p.c.

Tale stratigrafia, anche in assenza di specifiche indagini sismiche, consente in ogni caso 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 i criteri sopra descritti (categoria A) il valore del coefficiente di amplificazione stratigrafica S_s (cfr. Tabella 3.2.V del D.M. 2008) è pari a 1.00.

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:

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:

Progetto Esecutivo

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

RTI di progettazione:



Mandataria

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



Mandante

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

8. VERIFICHE GEOTECNICHE

Le fondazioni delle spalle sono di tipo diretto.

Le nuove Norme Tecniche per le Costruzioni, nel capitolo relativo alle verifiche geotecniche, richiedono la effettuazione di verifiche geotecniche nei confronti degli stati limite ultimi .

Gli stati limite ultimi delle fondazioni dirette si riferiscono allo sviluppo dei meccanismi di collasso determinati dalla mobilitazione della resistenza del terreno ed al raggiungimento della resistenza degli elementi strutturali che compongono la fondazione stessa.

Gli approcci possibili sono i seguenti:

Approccio 1: sono previste due combinazioni di gruppi di coefficienti, di cui la prima (STR) più cautelativa nei confronti delle verifiche strutturali e la seconda (GEO) più cautelativa nei confronti delle verifiche geotecniche.

Approccio 2: è prevista una unica combinazione di gruppi di coefficienti, da adottare sia nelle verifiche geotecniche, sia nelle verifiche strutturali. La normativa impone, inoltre, differenti coefficienti parziali nei confronti delle azioni (A), dei parametri geotecnici del terreno (M) e delle resistenze caratteristiche (R).

I parametri, sono qui di seguito stralciati:

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_{Gi}

Progetto Esecutivo

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	γ_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

Tabella 6.4.I - Coefficienti parziali γ_R per le verifiche agli stati limite ultimi di fondazioni superficiali.

VERIFICA	COEFFICIENTE PARZIALE (R1)	COEFFICIENTE PARZIALE (R2)	COEFFICIENTE PARZIALE (R3)
Capacità portante	$\gamma_R = 1,0$	$\gamma_R = 1,8$	$\gamma_R = 2,3$
Scorrimento	$\gamma_R = 1,0$	$\gamma_R = 1,1$	$\gamma_R = 1,1$

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_s	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_{st}	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.

Secondo l'approccio 1, i coefficienti da utilizzare sono i seguenti:

Per lo SLU strutturale (STR): coefficienti A1, M1 e R1

Per lo SLU geotecnico (GEO): coefficienti A2, M2 e R2

Secondo l'approccio 2, i coefficienti da utilizzare sono i seguenti:

Per entrambi gli SLU: coefficienti A1, M1 e R3

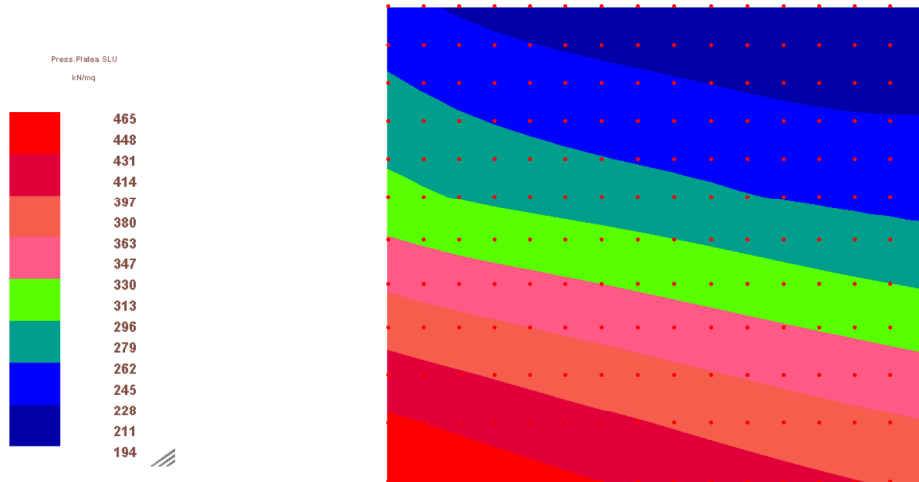
Coefficiente parziale R3 per capacità portante $\gamma_R=2.3$

Viene verificato l'approccio 2 per la condizione drenata con i seguenti parametri geotecnici, relativi ai basalti non alterati

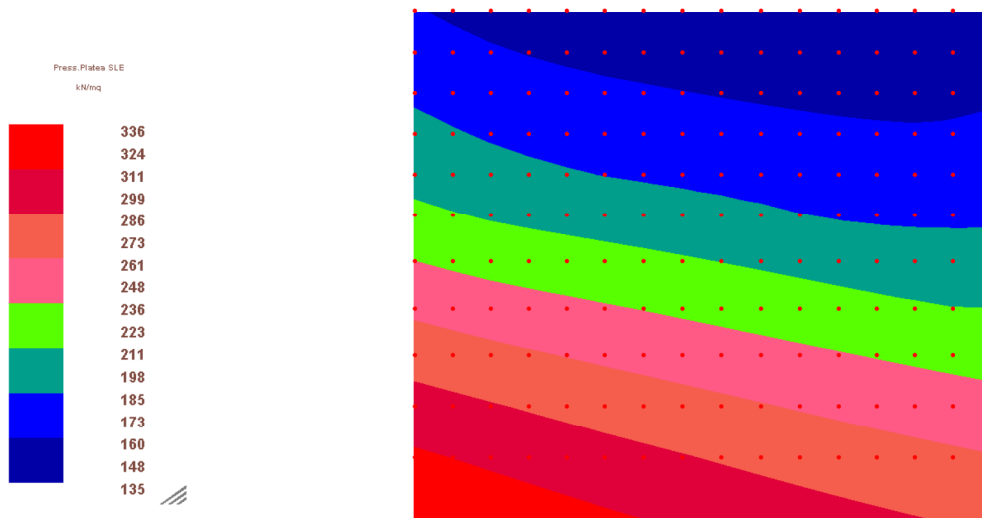
$\gamma = 22 \text{ kN/m}^3$ $\phi' = \text{angolo di attrito} = 40^\circ$ $c' = 50 \text{ kpa}$

Progetto Esecutivo

Per la spalla SP1 le sollecitazioni, derivanti dall'analisi strutturale, sono di seguito riportate:



Pressione sul suolo SLU



Pressione sul suolo SLE

Resistenza di progetto e verifica allo scorrimento della fondazione

Il valore caratteristico (R_k) della resistenza della fondazione diretta nei confronti del meccanismo di collasso per raggiungimento del carico limite q_{lim} , definito come il *carico verticale* uniformemente ripartito trasmesso dalla fondazione sul suo piano di posa tale da produrre la rottura del terreno (*formazione di un meccanismo di rottura*), è stato determinato mediante l'espressione di Brinch-Hansen (1970), che generalizza quella di Terzaghi per tenere conto di diversi aspetti quali la geometria della fondazione, la distribuzione dei carichi, etc., mediante l'introduzione di opportuni coefficienti correttivi:

$$q_{lim} = \frac{1}{2} \gamma' B_r N_\gamma s_\gamma d_\gamma i_\gamma b_\gamma g_\gamma + c' N_c s_c d_c i_c b_c g_c + \sigma_v N_q s_q d_q i_q b_q g_q$$

in termini di tensioni efficaci

dove:

B_r = larghezza ridotta della fondazione, per tenere conto dell'eccentricità del carico lungo B;

L_r = lunghezza ridotta della fondazione, per tenere conto dell'eccentricità del carico lungo L;

N_c, N_q, N_γ

fattori di capacità portante;

s_c, s_q, s_γ

fattori di forma della fondazione;

i_q, i_q, i_γ

fattori di inclinazione del carico;

b_c, b_q, b_γ

fattori di inclinazione della base della fondazione;

d_c, d_q, d_γ

fattori che tengono conto della profondità della base della fondazione;

g_c, g_q, g_γ

fattori di inclinazione del piano campagna.

Nel dettaglio, la verifica di sicurezza nei confronti del meccanismo di collasso per raggiungimento del carico limite viene quindi effettuata confrontando il valore della resistenza limite di progetto ottenuto dal valore caratteristico, $R_d = R_k / \gamma_R = q_{lim} / \gamma_R$, con il valore dell'azione di progetto $F_d = q$ rappresentata dal valore della pressione massima agente sul piano di fondazione, ovvero verificando che risulti $R_k = q_{lim} / q = F_d \geq \gamma_R = 2.3$.

Il valore caratteristico (R_k) della resistenza della fondazione diretta nei confronti del

Progetto Esecutivo

meccanismo di collasso per scorrimento lungo il piano di posa è determinato secondo l'espressione seguente:

$$R_k = S = N \cdot \tan(\varphi') + c' \cdot B \cdot L$$

dove:

B_r ed L_r = larghezza e lunghezza ridotte della fondazione (come precedentemente sopra descritto);

L_r = lunghezza ridotta della fondazione, per tenere conto dell'eccentricità del carico lungo L ;

N = forza totale verticale agente trasmessa dalla fondazione;

φ' = angolo di attrito tra plinto e terreno in corrispondenza del piano di posa;

forza totale verticale agente trasmessa dalla fondazione;

c' = coesione efficace del terreno in corrispondenza del piano di posa.

Nel dettaglio, le verifiche di sicurezza nei confronti del meccanismo di collasso per scorrimento lungo il piano di posa vengono effettuate confrontando il valore della resistenza limite di progetto ottenuto dal valore caratteristico, $R_d = R_k / \gamma_R = S / \gamma_R$, con il valore dell'azione di progetto $F_d = H_d$ rappresentata dalla massima azione trasversale agente lungo il piano di fondazione, ovvero verificando che risulti $R_k = S / H_d = F_d \geq \gamma_R = 1.1$.

Qui di seguito sono presentati i tabulati della verifica.

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

Fondazioni Dirette
Verifica in tensioni efficaci

$$q_{lim} = c^*N_c^* sc^*dc^*ic^*bc^*gc + q^*N_q^*sq^*dq^*iq^*bq^*gq + 0,5^*\gamma^*B^*N_\gamma^*s_\gamma^*d_\gamma^*i_\gamma^*b_\gamma^*g_\gamma$$

D = Profondità del piano di appoggio

e_B = Eccentricità in direzione B ($e_B = Mb/N$)

e_L = Eccentricità in direzione L ($e_L = MI/N$) (per fondazione nastriforme $e_L = 0$; $L^* = L$)

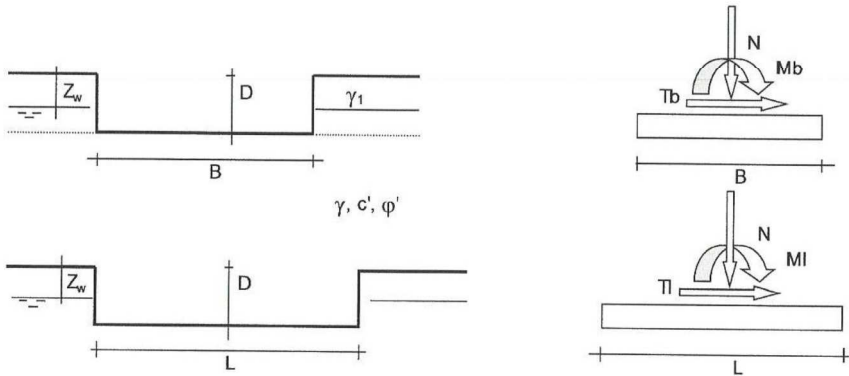
B^* = Larghezza fittizia della fondazione ($B^* = B - 2^*e_B$)

L^* = Lunghezza fittizia della fondazione ($L^* = L - 2^*e_L$)

(per fondazione nastriforme le sollecitazioni agenti sono riferite all'unità di lunghezza)

coefficienti parziali

Metodo di calcolo		azioni		proprietà del terreno	
		permanenti	temporanee variabili	$\tan \varphi'$	c'
Stato limite ultimo	○	1,00	1,30	1,25	1,25
Tensioni ammissibili	○	1,00	1,00	1,00	1,00
definiti dall'utente	⊙	1,00	1,30	1,00	1,00



(Per fondazione nastriforme L = 100 m)

- B = 8,00 (m)
- L = 8,50 (m)
- D = 3,00 (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

	AZIONI		
	valori di input		Valori di calcolo
	permanenti	temporanee	
N [kN]	14247,00	0,00	14247,00
Mb [kNm]	20669,00	0,00	20669,00
Ml [kNm]	2140,00	0,00	2140,00
Tb [kN]	4379,00	0,00	4379,00
Tl [kN]	136,00	0,00	136,00
H [kN]	4381,11	0,00	4381,11

Peso unità di volume del terreno

$$\begin{aligned} \gamma_1 &= 18,00 \quad (\text{kN/mc}) \\ \gamma &= 22,00 \quad (\text{kN/mc}) \end{aligned}$$

Valori caratteristici di resistenza del terreno

$$\begin{aligned} c' &= 50,00 \quad (\text{kN/mq}) \\ \varphi' &= 40,00 \quad (^\circ) \end{aligned}$$

Valori di progetto

$$\begin{aligned} c' &= 50,00 \quad (\text{kN/mq}) \\ \varphi' &= 40,00 \quad (^\circ) \end{aligned}$$

Profondità della falda

$$Z_w = 0,00 \quad (\text{m})$$

$$e_B = 1,45 \quad (\text{m})$$

$$e_L = 0,15 \quad (\text{m})$$

$$B^* = 5,10 \quad (\text{m})$$

$$L^* = 8,20 \quad (\text{m})$$

q : sovraccarico alla profondità D

$$q = 24,00 \quad (\text{kN/mq})$$

γ : peso di volume del terreno di fondazione

$$\gamma = 12,00 \quad (\text{kN/mc})$$

N_c, N_q, N_γ : coefficienti di capacità portante

$$N_q = \tan^2(45 + \varphi'/2) \cdot e^{(\pi \cdot \tan \varphi')}$$

$$N_q = 64,20$$

$$N_c = (N_q - 1) / \tan \varphi'$$

$$N_c = 75,31$$

$$N_\gamma = 2 \cdot (N_q + 1) \cdot \tan \varphi'$$

$$N_\gamma = 109,41$$

s_c, s_q, s_γ : fattori di forma

$$s_c = 1 + B^* N_q / (L^* N_c)$$

$$s_c = 1,53$$

$$s_q = 1 + B^* \tan \varphi' / L^*$$

$$s_q = 1,52$$

Progetto Esecutivo

$$s_y = 1 - 0,4 \cdot B^* / L^*$$

$$s_y = 0,75$$

i_c, i_q, i_y : **fattori di inclinazione del carico**

$$m_b = (2 + B^* / L^*) / (1 + B^* / L^*) = 1,62 \quad \theta = \arctg(T_b/T_l) = 88,22 \quad (^\circ)$$

$$m_l = (2 + L^* / B^*) / (1 + L^* / B^*) = 1,38 \quad m = 1,62 \quad (-)$$

($m=2$ nel caso di fondazione nastriforme e
 $m=(m_b \sin^2 \theta + m_l \cos^2 \theta)$ in tutti gli altri casi)

$$i_q = (1 - H/(N + B^* L^* c' \cotg \varphi'))^m$$

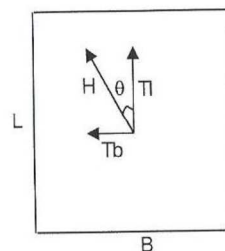
$$i_q = 0,61$$

$$i_c = i_q - (1 - i_q)/(Nq - 1)$$

$$i_c = 0,61$$

$$i_y = (1 - H/(N + B^* L^* c' \cotg \varphi'))^{(m+1)}$$

$$i_y = 0,45$$



d_c, d_q, d_y : **fattori di profondità del piano di appoggio**

$$\text{per } D/B^* \leq 1; d_q = 1 + 2 D \tan \varphi' (1 - \sin \varphi')^2 / B^*$$

$$\text{per } D/B^* > 1; d_q = 1 + (2 \tan \varphi' (1 - \sin \varphi')^2) * \arctan (D / B^*)$$

$$d_q = 1,13$$

$$d_c = d_q - (1 - d_q) / (N_c \tan \varphi')$$

$$d_c = 1,13$$

$$d_y = 1$$

$$d_y = 1,00$$

b_c, b_q, b_y : **fattori di inclinazione base della fondazione**

$$b_q = (1 - \beta_f \tan \varphi')^2 \quad \beta_f + \beta_p = 0,00 \quad \beta_f + \beta_p < 45^\circ$$

$$b_q = 1,00$$

$$b_c = b_q - (1 - b_q) / (N_c \tan \varphi')$$

$$b_c = 1,00$$

$$b_y = b_q$$

$$b_y = 1,00$$

g_c, g_q, g_γ : fattori di inclinazione piano di campagna

$$g_q = (1 - \tan\beta_p)^2 \qquad \beta_f + \beta_p = 0,00 \qquad \beta_f + \beta_p < 45^\circ$$

$$g_q = 1,00$$

$$g_c = g_q - (1 - g_q) / (N_c \tan\varphi')$$

$$g_c = 1,00$$

$$g_\gamma = g_q$$

$$g_\gamma = 1,00$$

Carico limite unitario

$$q_{lim} = 6692,63 \quad (\text{kN/m}^2)$$

$$q = 465 \text{ kN/mq}$$

Verifica di sicurezza capacità portante:

$$q_{lim}/\gamma_r = 2909.83 > q = 465 \text{ (kN/mq)}$$

VERIFICA A SCORRIMENTO

$$H_d = 4381,11 \quad (\text{kN})$$

$$S_d = N * \tan(\varphi') + c' B * L^*$$

$$S_d = 11954,65 \quad (\text{kN})$$

Tabella 6.4.I

Coefficiente di sicurezza allo scorrimento

$\gamma_r =$	1,10
--------------	------

$$F_{scorr} = 2,48$$

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 accettabilità**

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.