Comune di Sciacca
(Agrigento)

OGGETTO: Realizzazione centro polifunzionale per la promozione e sviluppo dell'arte della realizzazione dei carri allegorici del carnevale di Sciacca

COMMITTENTE:	Comune di Sciacca
PROGETTISTA:	Ing. Salvatore Paolo Gioia
RUP:	Geom. Filippo Carlino
CONS. STRUTTURE:	Ing. Maurizio D. Cattano
CONS. IMPIANTI:	Ing. Antonino Interrante
DIRETTORE LAVORI:	Ing. Salvatore Paolo Gioia

TAVOLA

13

ELABORATO

13 - Relazione Geotecnica -Comp. Geomorfologica- Predim. fondazioni

scala	protocollo	revisione	data
			06/05/2025

Via Roma, 13
Sciacca (AG)
Tel: 0925 20613
e-mail: protocollo@comunedisciacca.telecompost.it

RELAZIONE GEOTECNICA PRELIMINARE E COMPATIBILITA' GEOMORFOLOGICA

1 INTRODUZIONE

La presente relazione geotecnica preliminare affronta le seguenti problematiche in relazione alle opere in oggetto:

- Compatibilità geomorfologica del sito
- Predimensionamento delle fondazioni

Di seguito verranno altresì esaminate le problematiche di natura geologica-geotecnica, compatibilità geomorfologica, relative all'area oggetto di intervento di nuova pianificazione e verranno proposte le opportune soluzioni in termini di ubicazione dell'immobile e di tipologia delle fondazioni da adottare tenendo cinto dei dati attualmente fornitimi ed in possesso dell'U.T.C..
Si precisa che in fase di progettazione esecutiva dell'opera dovranno essere realizzate ulteriori indagini geotecniche al fine di riscontrare le ipotesi di seguito adottate in fase di predimensionamento dell'opera.

2 ALLEGATI

Sono da considerarsi allegati della presente relazione le Tavole

- 13.1 - Sezioni Geologiche
- 13.2 – Verifica stabilità pendio

3 DESCRIZIONE GENERALE DELL'OPERA

Il presente progetto prevede la realizzazione di un corpo di fabbrica di forma parallelepipeda, avente pianta a forma rettangolare allungata di dimensioni esterne pari a m 20,42 x m 91,47 ed avente altezza massima pari a m 14,80 circa.
L'edificio è costituito da n° 6 Box di forma rettangolare allungata, ciascuno dei quali ha dimensioni in pianta pari a m 15,00 x m 20,00 ed altezza netta minima interna pari a m 12,56. All'interno di ciascun BOX è presente oltre all'ampia area adibita a lavorazione e/o ricovero del carro allegorico (pari a circa 285 mq), anche una piccola zona servizi, ove sono presenti:

- Antibagno con lavabo;
- Spogliatoio;
- W.c., ove sono previsti vaso e doccia;

Ciascuna zona servizi ha mediamente una superficie pari a mq 9,80.
Ciascun Box sarà dotato di un portone di accesso per i carri allegorici del tipo da hangar che garantisce una altezza netta di passaggio pari a m 12 ed una larghezza netta di passaggio pari a m 6,00.

4 NORMATIVA DI RIFERIMENTO

- **Legge 5 novembre 1971 n. 1086** (G. U. 21 dicembre 1971 n. 321)
- **Legge 2 febbraio 1974 n. 64** (G. U. 21 marzo 1974 n. 76)
- **D. M. Infrastrutture Trasporti 17/01/2018** (G.U. 20/02/2018 n. 42 - Suppl. Ord. n. 8)
- **Circolare 21 gennaio 2019, n. 7 C.S.LL.PP.**
- **Eurocodice 7** - "*Progettazione geotecnica*" - EN 1997-1

5 IDENTIFICAZIONE DEI LUOGHI

I Luoghi ove sorgeranno le strutture in oggetto sono siti nella parte occidentale dell'abitato di Sciacca, in C.da

Tabasi, in prossimità dello Stadio di calcio alternativo "Giuffrè", topograficamente risultano individuabili a cavallo delle seguenti tavolette IGM in scala 1:25.000:

- "Sciacca" F.266.IV.SE
- "Capo San Marco" F.266.IV.SW

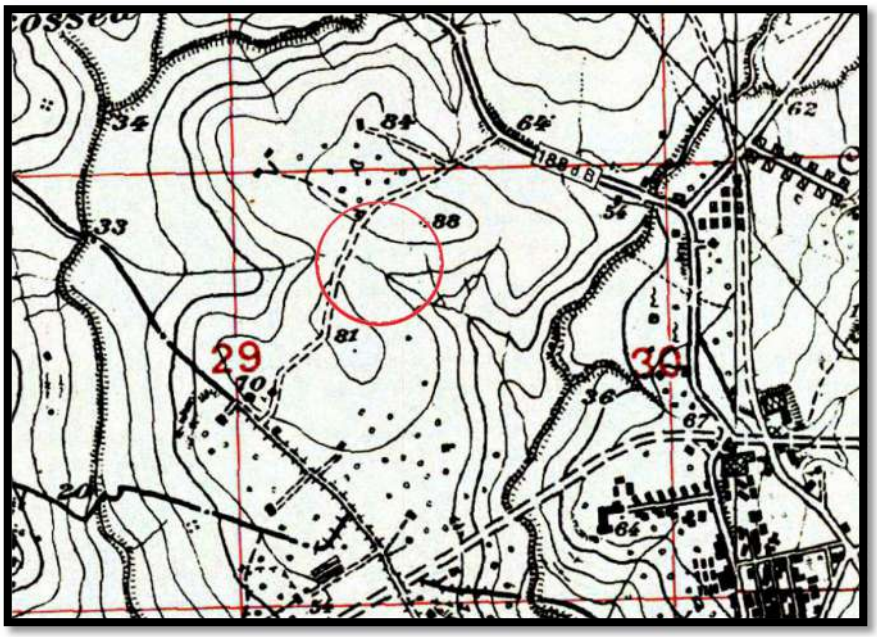


Figura 1 stralcio sovrapposizione Tavolette IGM 1:25000

Con riferimento alla Carta Tecnica Regionale in scala 1:10.000 i luoghi sono ricompresi all'interno della sezione n° 628050 – Sciacca

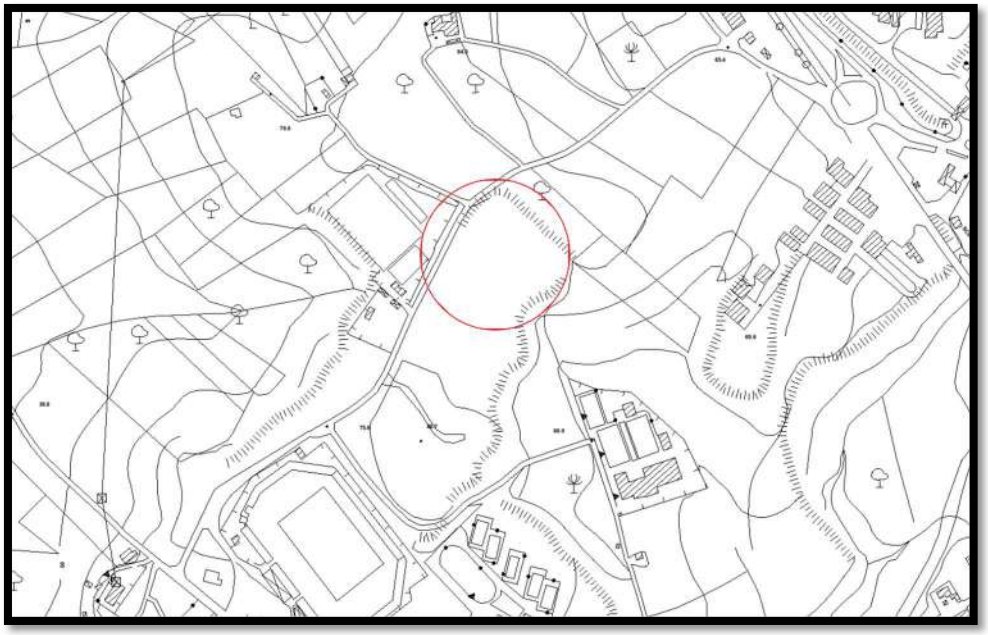


Figura 2 stralcio CTR 10.000

Catastalmente i luoghi sono identificati al f.m. 109 particelle:

- 198 (seminativo di 3 classe esteso ettari 1 are 9 centiare 50, intestato per 1000/1000 al comune di Sciacca)
- 200 (seminativo di 3 classe esteso are 66 centiare 60, intestato per 1000/1000 al comune di Sciacca)
- 15 (seminativo di 3 classe esteso are 79 centiare 54, intestato per 1000/1000 al comune di Sciacca),

Figura 3 sovrapposizione foto aerea – stralcio f.m. catastale

6 OROGRAFIA DELLE PARTICELLE

Le particelle 198 e 200, per la loro maggiore estensione hanno andamento pianeggiante, nello specifico detto andamento interessa una fascia parallela alla strada avente larghezza media pari a m 120, proseguendo in direzione Nord Ovest-Sud Est si giunge in prossimità di un pendio avente pendenza variabile dal 33 % al 65%.
La particella 15 risulta essere in parte pianeggiante, in parte pendente in direzione Nord Ovest-Sud Est con pendenza variabile dal 33 % al 65%, in parte compresa in una piccola scarpata avente direzione Sud Ovest-Nord Est avente pendenza pari al 30% circa con una scarpata avente un salto di quota massimo di circa 3.50 m.

Figura 4 sovrapposizione foto aerea con aerofotogrammetria 1:2000

7 CENNI SULLA GEOLOGIA DEI LUOGHI

Pur rimandando a quanto meglio e più approfonditamente esposto nella relazione geologica, lo scrivente si limita a dire che:

1. I luoghi oggetto di studio sono posti ai margini di un esteso terrazzo quaternario che comprende la C.da Perriera di Sciacca.
2. Le aree oggetto di intervento ricadono interamente su di un pianoro, avente morfologia quasi perfettamente pianeggiante.
3. Come è possibile notare dallo stralcio IGM, in origine la morfologia locale dell'area era diversa da quanto si riscontra in atto, dato che era caratterizzata dalla presenza di due collinette argillose e fra di esse era presente un rigagnolo che poi confluiva nel Torrente Cansalamone.
4. Nell'ultimo quarto del XX secolo l'azione antropica ha pesantemente modificato i luoghi, mediante sistematici sbancamenti e riempimenti con materiali di risulta, nello specifico l'originario impluvio fra le collinette è stato ricolmato e successivamente l'area, che originariamente doveva essere fruita dalla cittadinanza fu spianata e finita con terra battuta

Di fatto, le particelle all'interno delle quali verrà ubicato l'immobile, lungo la fascia più prossima alla strada sono caratterizzate dalla presenza di suolo di natura argillosa, mentre procedendo in direzione del pendio si nota la presenza di riempimenti di natura antropica (riporto) che interessano un'area abbastanza elevata, ed hanno una potenza media che è stimata dai 3 ai 7 m.

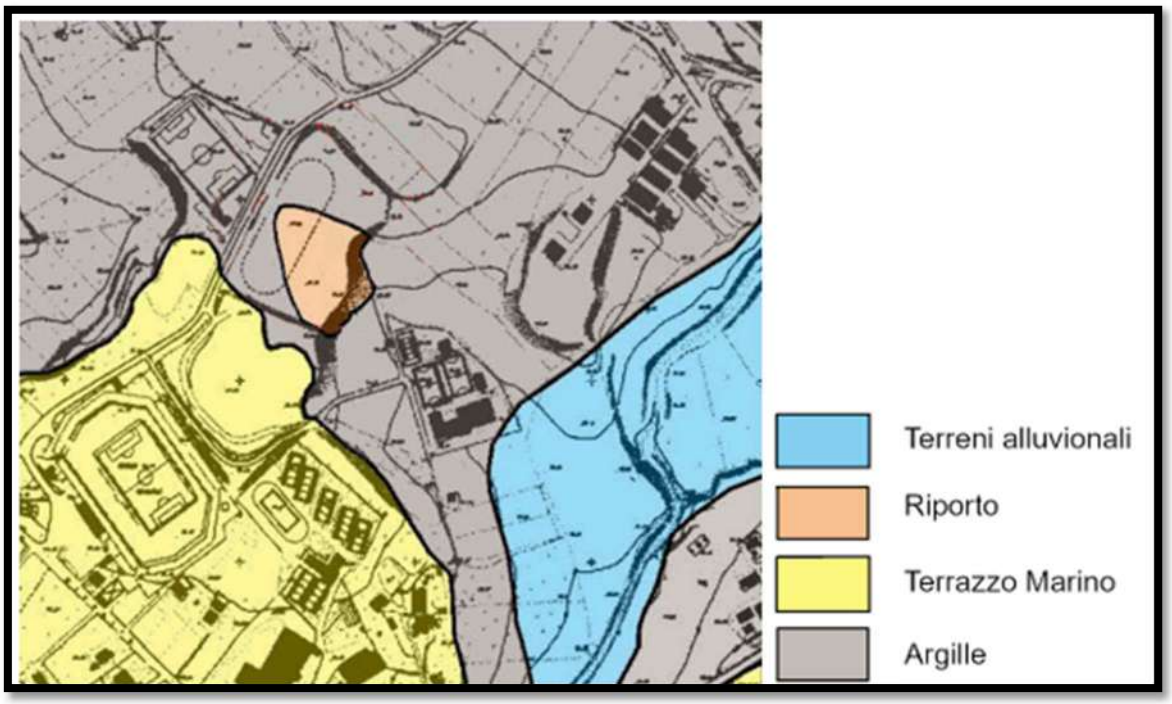


Figura 5 Carta Geologica dei Luoghi

8 INDICAZIONI PROVENIENTI DAL P.A.I.

Con riferimento al Piano stralcio di bacino per l'Assetto Idrogeologico e nello specifico al Bacino Idrografico dell' Area territoriale (060) compresa tra i Bacini del Fiume Verdura (061) e del Fiume Carboj (059) si può affermare quanto segue:

- La carta dei dissesti n° 05 non mostra dissesto alcuno nell'area;
- carta della pericolosita' e del rischio geomorfologico n° 05, non mostra alcun livello di pericolosità o livello di rischio per l'area in oggetto;

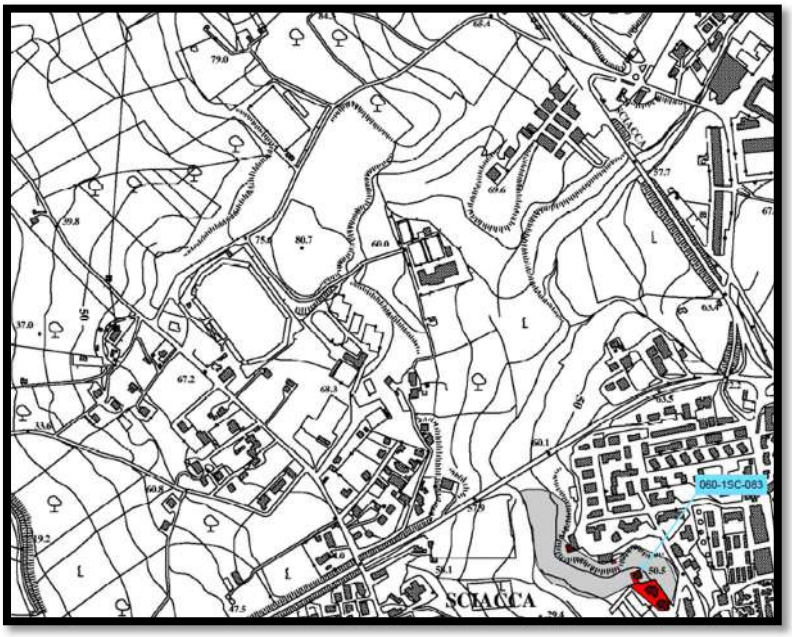


Figura 6 stralcio carta PAI pericolosità e rischio

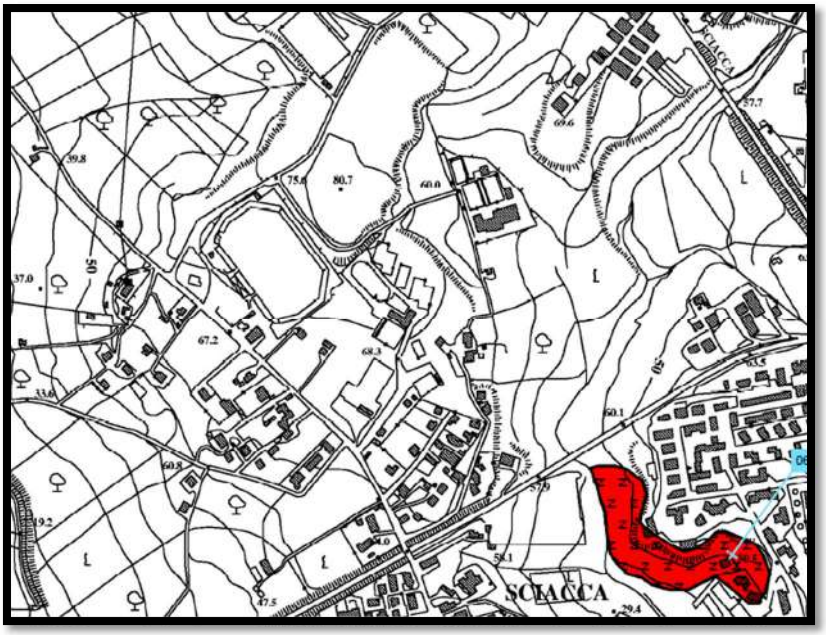


Figura 7 stralcio carta PAI dissesti

9 INDAGINI E CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA

Il Comune di Sciacca ha fornito allo scrivente le risultanze di precedenti indagini geognostiche eseguite sui luoghi, finalizzate alla progettazione dei capannoni in oggetto, nello specifico lo scrivente ha potuto visionare n° 4 colonne litostratigrafiche relative ad altrettanti sondaggi eseguiti in loco ed allegate alla relazione geologica, che di seguito vengono riportate:

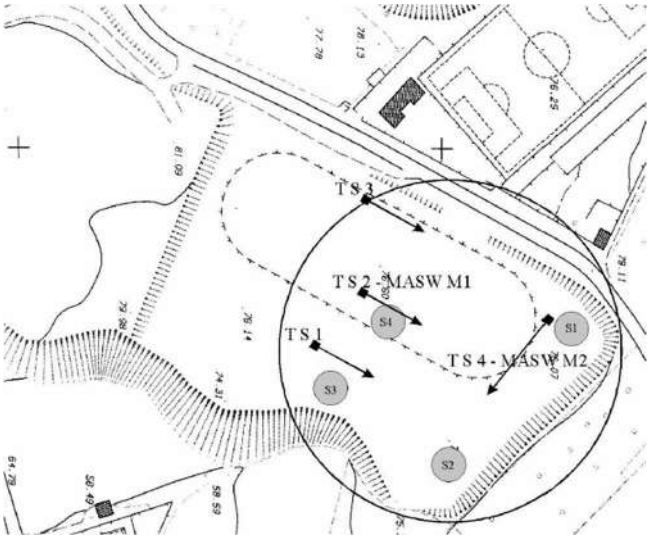
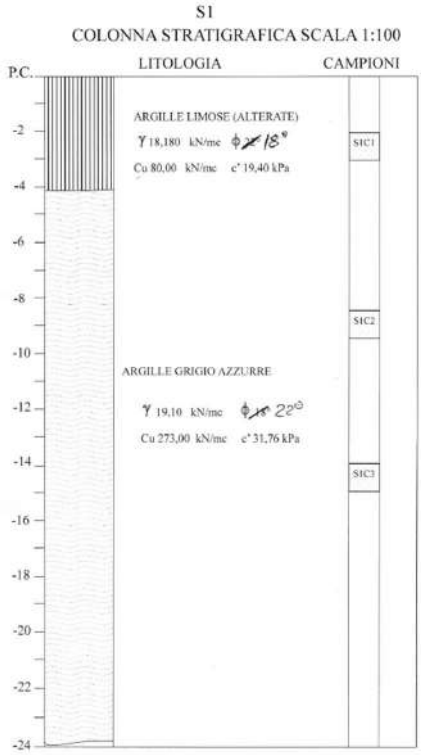
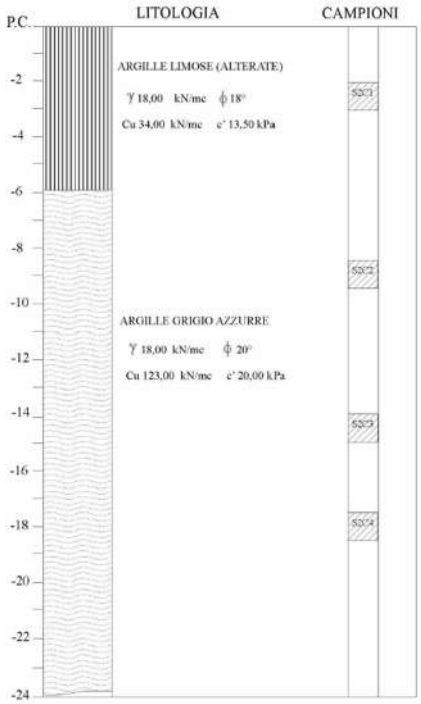


Figura 8 ubicazione sondaggi cui fanno riferimento le colonne litostratigrafiche



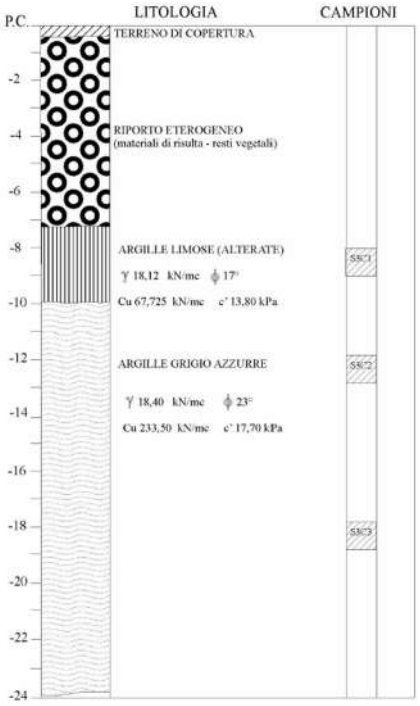
S2

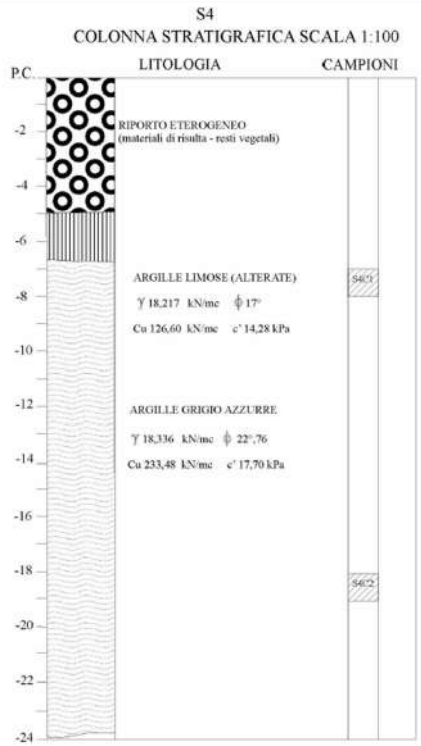
COLONNA STRATIGRAFICA SCALA 1:100



S3

COLONNA STRATIGRAFICA SCALA 1:100





Presa visione di dette colonne litostratigrafiche, pur prescrivendo l'esecuzione di ulteriori n° 2 sondaggi a carotaggio continuo all'interno dell'effettiva area di sedime dell'edificio (con il prelievo di almeno n° 2 campioni indisturbati e l'esecuzione delle relative prove geotecniche al fine di caratterizzare i terreni), in questa fase di predimensionamento delle strutture e di verifica della compatibilità geomorfologica dei luoghi, si ritengono sufficienti le indicazioni provenienti dai citati sondaggi.

10 Caratterizzazione geomeccanica preliminare

Di seguito si riportano i parametri geotecnici utilizzati nella presente relazione:

N_{TRN}	γ_T	γ_{Ts}	ϕ	c_u	c'
	[N/m³]	[N/m³]	[°]	[N/mm²]	[N/mm²]
riporto					
T001	17 500	18 500	22	0,000	0,000
Argille alterate					
T002	18 200	19 500	18	0,080	0,017
Argilla grigio azzurra					
T003	18 300	19 500	23	0,230	0,020

11 Risultanze delle verifiche di stabilità del pendio e compatibilità geomorfologica del sito

Benché l'opera progettata sia ben distanziata dal ciglio del pendio (mediamente 120 m) si è provveduto ad effettuare opportune verifiche di stabilità del pendio post intervento in condizioni drenate e non drenate al fine di determinare la possibile zona soggetta a dissesti e la distanza di questa dall'opera oggetto di futura edificazione.

Nello specifico, pur rimandando a quanto illustrato nelle tavole 13.1 e 13.2, si può affermare che il volume di terreno oggetto di possibili fenomeni di instabilità, risulta essere distante mediamente m 77 dall'area di sedime dell'edificio in oggetto, dunque per quanto illustrato in precedenza si può affermare che l'opera risulta essere compatibile con l'area all'interno della quale verrà edificata, si precisa altresì che il piazzale antistante il fabbricato, per una distanza massima di m 70 dallo stesso, risulta essere esente da fenomeni di instabilità.

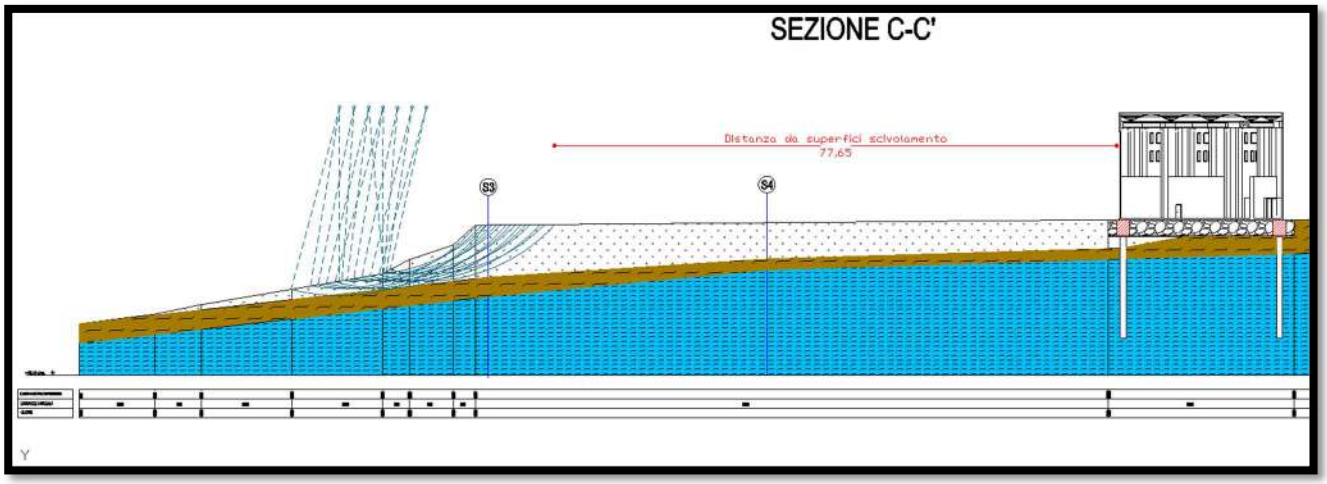


Figura 9 risultanzeverifiche di stabilità pendio – cinematismi con coefficiente di sicurezza inferiore ad 1,1

12 PERICOLOSITA' SISMICA DEL SITO

Dai dati forniti dall'amministrazione pubblica allo scrivente, si evince che l'area risulta ricadere nella seguente categoria:
C [C - Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti]

12.1 Pericolosità sismica

Ai fini della pericolosità sismica sono stati analizzati i dati relativi alla sismicità dell'area di interesse e ad eventuali effetti di amplificazione stratigrafica e topografica. Si sono tenute in considerazione anche la classe dell'edificio e la vita nominale.

Per tale caratterizzazione si riportano di seguito i dati di pericolosità come da normativa:

DATI GENERALI ANALISI SISMICA

Dati generali analisi sismica

Ang	NV	CD	MP	Dir	TS	EcA	Ir_{Tmp}	C.S.T.	RP	RH	ξ
[°]											[%]
0	80	ND	ca	X	-	S	N	C	NO	SI	5
				Y	-						

LEGENDA:

Ang Direzione di una componente dell'azione sismica rispetto all'asse X (sistema di riferimento globale); la seconda componente dell'azione sismica e' assunta con direzione ruotata di 90 gradi rispetto alla prima.

NV Nel caso di analisi dinamica, indica il numero di modi di vibrazione considerati.

CD Classe di duttilità: [A] = Alta - [B] = Media - [ND] = Non Dissipativa - [-] = Nessuna.

MP Tipo di struttura sismo-resistente prevalente: [ca] = calcestruzzo armato - [caOld] = calcestruzzo armato esistente - [muOld] = muratura esistente - [muNew] = muratura nuova - [muArm] = muratura armata - [ac] = acciaio.

Dir Direzione del sisma.

TS Tipologia della struttura:
Cemento armato: [T 1C] = Telai ad una sola campata - [T+C] = Telai a più campate - [P] = Pareti accoppiate o miste equivalenti a pareti- [2P NC] = Due pareti per direzione non accoppiate - [P NC] = Pareti non accoppiate - [DT] = Deformabili torsionalmente - [PI] = Pendolo inverso - [PM] = Pendolo inverso intelaiate monopiano;
Muratura: [P] = un solo piano - [PP] = più di un piano - [C-P/MP] = muratura in pietra e/o mattoni pieni - [C-BAS] = muratura in blocchi artificiali con percentuale di foratura > 15%;
Acciaio: [T 1C] = Telai ad una sola campata - [T+C] = Telai a più campate - [CT] = controventi concentrici diagonale tesa - [CV] = controventi concentrici a V - [M] = mensola o pendolo inverso - [TT] = telaio con tamponature.

EcA Eccentricità accidentale: [S] = considerata come condizione di carico statica aggiuntiva - [N] = Considerata come incremento delle sollecitazioni.

Ir_{Tmp} Per piani con distribuzione dei tamponamenti in pianta fortemente irregolare, l'eccentricità accidentale è stata incrementata di un fattore pari a 2: [SI] = Distribuzione tamponamenti irregolare fortemente - [NO] = Distribuzione tamponamenti regolare.

C.S.T. Categoria di sottosuolo: [A] = Ammassi rocciosi affioranti o terreni molto rigidi - [B] = Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti - [C] = Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti - [D] = Depositi di terreni a grana grossa scarsamente addensati o di terreni a grana fina scarsamente consistenti - [E] = Terreni con caratteristiche e valori di velocità equivalente riconducibili a quelle definite per le categorie C o D.

Dati generali analisi sismica

Ang	NV	CD	MP	Dir	TS	EcA	Ir_{Tmp}	C.S.T.	RP	RH	ξ
[°]											[%]

RP Regolarità in pianta: [SI] = Struttura regolare - [NO] = Struttura non regolare.
RH Regolarità in altezza: [SI] = Struttura regolare - [NO] = Struttura non regolare.
ξ Coefficiente viscoso equivalente.
NOTE [-] = Parametro non significativo per il tipo di calcolo effettuato.

DATI GENERALI ANALISI SISMICA - FATTORI DI COMPORTAMENTO

Fattori di comportamento

Dir	q'	q	q_0	K_R	α_u/α_1	k_w
X	-	1,333	2,000	-	1,00	1,00
Y	-	1,500	3,150	-	1,05	-
Z	-	1,000	-	-	-	-

LEGENDA:
q' Fattore di riduzione dello spettro di risposta sismico allo SLU ridotto (Fattore di comportamento ridotto - relazione C7.3.1 circolare NTC)
q Fattore di riduzione dello spettro di risposta sismico allo SLU (Fattore di comportamento).
q_0 Valore di base (comprensivo di k_w).
K_R Fattore riduttivo funzione della regolarità in altezza : pari ad 1 per costruzioni regolari in altezza, 0,8 per costruzioni non regolari in altezza, e 0,75 per costruzioni in muratura esistenti non regolari in altezza (§ C8.5.5.1)..
α_u/α_1 Rapporto di sovraresistenza.
k_w Fattore di riduzione di q_0.

Stato Limite	T_r	a_g/g	Amplif. Stratigrafica		F_0	F_V	T^*_C	T_B	T_C	T_D
			S_S	C_C						
	[t]						[s]	[s]	[s]	[s]
SLO	30	0,0257	1,500	1,801	2,380	0,515	0,195	0,117	0,351	1,703
SLD	50	0,0360	1,500	1,705	2,373	0,607	0,230	0,131	0,392	1,744
SLV	475	0,1202	1,500	1,575	2,378	1,113	0,292	0,154	0,461	2,081
SLC	975	0,1646	1,460	1,550	2,433	1,332	0,307	0,159	0,476	2,259

LEGENDA:
T_r Periodo di ritorno dell'azione sismica. [t] = anni.
a_g/g Coefficiente di accelerazione al suolo.
S_S Coefficienti di Amplificazione Stratigrafica allo SLO/SLD/SLV/SLC.
C_C Coefficienti di Amplificazione di Tc allo SLO/SLD/SLV/SLC.
F_0 Valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale.
F_V Valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione verticale.
T^*_C Periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale.
T_B Periodo di inizio del tratto accelerazione costante dello spettro di progetto.
T_C Periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro di progetto.
T_D Periodo di inizio del tratto a spostamento costante dello spettro di progetto.

Cl Ed	V_N	V_R	Lat.	Long.	Q_g	CTop	S_T
	[t]	[t]	[°ssdc]	[°ssdc]	[m]		
2	50	50	37.509444	13.082500	60	T1	1,00

LEGENDA:
Cl Ed Classe dell'edificio
V_N Vita nominale ([t] = anni).
V_R Periodo di riferimento. [t] = anni.
Lat. Latitudine geografica del sito.
Long. Longitudine geografica del sito.
Q_g Altitudine geografica del sito.
CTop Categoria topografica (Vedi NOTE).
S_T Coefficiente di amplificazione topografica.
NOTE [-] = Parametro non significativo per il tipo di calcolo effettuato.
Categoria topografica.
T1: Superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media i <= 15°.
T2: Pendii con inclinazione media i > 15°.
T3: Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media 15° <= i <= 30°.
T4: Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media i > 30°.

13 SCELTA TIPOLOGICA DELLE OPERE DI FONDAZIONE

Per quanto illustrato nei paragrafi precedenti, si è scelto di utilizzare una struttura di fondazioni del tipo indiretto a plinti su pali, nello specifico si adotteranno fondazioni del tipo indiretto a plinti su pali, collegati da un reticolo di travi pastoia, dotate di bicchiere sommitale atto a garantire l'alloggio dei pilastri prefabbricati.
Saranno previsti:

- **Plinti monopalo:** aventi dimensioni in pianta pari a m 1,80 x m 1,80 ed altezza (al netto del bicchiere) pari a m 0,80, bicchiere alto m 1,40, con pareti spesse m 0,30 e superficie libera interna netta pari a m 0,80 x m 0,80, pali del diametro di mm 800 e aventi profondi variabile (vedasi esecutivi di predimensionamento) fra i 12,00 m ed i 19,00 m;
- **Plinti bipalo**: aventi dimensioni in pianta pari a m 3,80 x m 1,80 ed altezza (al netto del bicchiere) pari a m 0,80, bicchiere alto m 1,40, con pareti spesse m 0,30 e superficie libera interna netta pari a m 0,80 x m 0,80, pali del diametro di mm 800 e aventi profondi variabile (vedasi esecutivi di predimensionamento) fra i 12,00 m ed i 14 m;
- **Plinti a tre pali:** aventi forma in pianta iscrivibile in un triangolo isoscele on lati pari a m 4,80 circa ed altezza (al netto del bicchiere) pari a m 0,80, bicchiere alto m 1,40, con pareti spesse m 0,30 e superficie libera interna netta pari a m 0,80 x m 0,80, pali del diametro di mm 800 e profondi m 13,00.

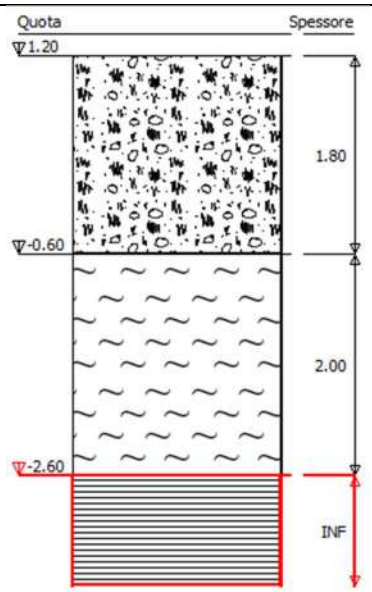
13.1 Modellazione geotecnica ai fini del predimensionamento delle strutture

Ai fini del calcolo strutturale, il terreno sottostante l'opera viene modellato secondo lo schema di Winkler, cioè un sistema costituito da un letto di molle elastiche mutuamente indipendenti. Ciò consente di ricavare le rigidezze offerte dai manufatti di fondazione, siano queste profonde o superficiali, che sono state introdotte direttamente nel modello strutturale per tener conto dell'interazione opera/terreno.

13.2 Caratterizzazione geotecnica al fine del predimensionamento delle fondazioni

Al fine di predimensionare le opere, verrà adottata la seguente caratterizzazione geotecnica dei terreni (rimandando per le fasi progettuali successive a quanto emergerà dalle ulteriori indagini geotecniche e a quanto verrà illustrato nella relazione geologica).
Nello specifico stante che il piano di imposta della fondazione è posto a -2,40 m dal piano di campagna (tenendo conto anche del magro di fondazione, si adotteranno le seguenti due stratigrafie di progetto a partire dal piano di imposta della fondazione:

- Fila di pali più prossima al pendio:
  - 1,80 m riporto
  - 2,00 m argille alterate
  - Argille grigio azzurre



- File di pali interna e prossima alla strada:
  - Argille grigio azzurre

TERRENI

Terreni

N_{TRN}	γ_T	γ_{Ts}	K1			ϕ	c_u	c'	E_d	E_{cu}	A_{S-B}	ST_P
			K_{1X}	K_{1Y}	K_{1Z}							
	[N/m³]	[N/m³]	[N/cm³]	[N/cm³]	[N/cm³]	[°]	[N/mm²]	[N/mm²]	[N/mm²]	[N/mm²]		
riporto												
T001	17 500	18 500	10	10	10	22	0,000	0,000	3	0	0,000	NO
Argille alterate												
T002	18 200	19 500	25	25	200	18	0,080	0,017	10	1	0,000	NO
Argilla grigio azzurra												
T003	18 300	19 500	30	30	400	23	0,230	0,020	15	184	0,750	NO

LEGENDA:

N_{TRN} Numero identificativo del terreno.
γ_T Peso specifico del terreno.
γ_{Ts} Peso specifico saturo del terreno.
K1 Valori della costante di Winkler riferita alla piastra Standard di lato b = 30 cm nelle direzioni degli assi del riferimento globale X (K_{1X}), Y (K_{1Y}), e Z (K_{1Z}).
ϕ Angolo di attrito del terreno.
c_u Coesione non drenata.
c' Coesione efficace.
E_d Modulo edometrico.
E_{cu} Modulo elastico in condizione non drenate.
A_{S-B} Parametro "A" di Skempton-Bjerrum per pressioni interstiziali.
ST_P [SI]: Il terreno è usato nella valutazione delle spinte a tergo delle pareti/muri controterra; [NO]: Il terreno NON è usato nella valutazione delle spinte a tergo delle pareti/muri controterra.

STRATIGRAFIE

Stratigrafie

N_{TRN}	Q_i	Q_f	Cmp. S.	Add	ΔEd
	[m]	[m]			
[S001]-stratigrafia di progetto					
T001	1,20	-0,60	incoerente	sciolto	nulla
T002	-0,60	-2,60	coerente	denso	nulla
T003	-2,60	INF	coerente	denso	nulla

LEGENDA:

N_{TRN} Numero identificativo della stratigrafia.
Q_i Quota iniziale dello strato (riferito alla quota iniziale della stratigrafia).
Q_f Quota finale dello strato (riferito alla quota iniziale della stratigrafia). INF = infinito (profondità dello strato finale.
Cmp. S. Comportamento dello strato.
Add Addensamento dello strato.
ΔEd Variazione con la profondità del modulo edometrico.

NB: Nel caso di fondazioni dirette con stratigrafia, il calcolo del carico limite (q_{lim}) viene fatto su un terreno "*equivalente*" con parametri geotecnici calcolati come media pesata degli strati compresi tra la quota del piano di posa e la quota della profondità "*significativa*" (stabilita come "*Multiplo della dimensione significativa della fondazione*").

$$\text{Parametro "J"} = \frac{\sum_{i}^{n} \left[\text{Parametro "J" (strato, i)} \cdot \text{Spessore (strato, i)}\right]}{\text{Profondità significativa}}$$

con i = 1,…, n (numero di strati compresi tra la quota del piano di posa e la quota della profondità significativa).

13.3 VERIFICHE DI SICUREZZA

Nelle verifiche allo stato limite ultimo deve essere rispettata la condizione:

$$E_d \leq R_d$$

dove:

E_d è il valore di progetto dell'azione o dell'effetto dell'azione;
R_d è il valore di progetto della resistenza del sistema geotecnico.

Le verifiche strutturali e geotecniche delle fondazioni, sono state effettuate con l'**Approccio 2** come definito al §2.6.1 del D.M. 2018, attraverso la combinazione **A1+M1+R3**. Le azioni sono state amplificate tramite i coefficienti della colonna A1 (STR) definiti nella tabella 6.2.I del D.M. 2018.

Tabella 6.2.I - Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni [cfr. D.M. 2018]

CARICHI	EFFETTO	Coefficiente parziale γ_F (o γ_E)	A1 (STR)	A2 (GEO)
Carichi permanenti G_1	Favorevole	γ_{G1}	1,00	1,00
	Sfavorevole		1,30	1,00
Carichi permanenti G_2(1)	Favorevole	γ_{G2}	0,80	0,80
	Sfavorevole		1,50	1,30
Azioni variabili Q	Favorevole	γ_{Qi}	0,00	0,00
	Sfavorevole		1,50	1,30

(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_{G1}

I valori di resistenza del terreno sono stati ridotti tramite i coefficienti della colonna M1 definiti nella tabella 6.2.II del D.M. 2018.

Tabella 6.2.II - Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno [cfr. D.M. 2018]

PARAMETRO GEOTECNICO	Grandezza alla quale applicare il coefficiente parziale	Coefficiente parziale γ_M	M1	M2
Tangente dell'angolo di resistenza a taglio	$\tan\varphi_k$	$\gamma_{\varphi'}$	1,00	1,25
Coesione efficace	c'_k	$\gamma_{c'}$	1,00	1,25
Resistenza non drenata	c_{uk}	γ_{cu}	1,00	1,40
Peso dell'unità di volume	γ_γ	γ_γ	1,00	1,00

Per le fondazioni su pali, i valori calcolati delle resistenze totali dell'elemento strutturale sono stati divisi per i coefficienti R3 della tabella 6.4.II del D.M. 2018.

Per le varie tipologie di fondazioni sono di seguito elencate le metodologie ed i modelli usati per il calcolo del carico limite ed i risultati di tale calcolo.

13.4 Carico limite per i pali

Calcolo del carico limite verticale in compressione

Per il calcolo del carico limite verticale viene adottato il metodo dell'equilibrio limite in base al quale il carico limite verticale q_{lim} è dato dalla somma della resistenza laterale P_l e della resistenza alla punta P_p:

$$q_{lim} = P_p + P_l$$

Stimando il carico limite sia in condizione drenate che non drenate è fondamentale nella stratigrafia il

comportamento del singolo strato (coerente/incoerente).
In particolare se uno strato è stato dichiarato incoerente il suo contributo al carico limite viene sempre valutato in condizioni drenate a prescindere dal metodo di calcolo richiesto (drenato/non drenato).

La ***resistenza alla punta (P_p)*** si calcola con la seguente formula:

$$P_p = \frac{\pi \cdot D^2}{4} \cdot \left(c \cdot N_c + q \cdot N_q\right)$$

dove:

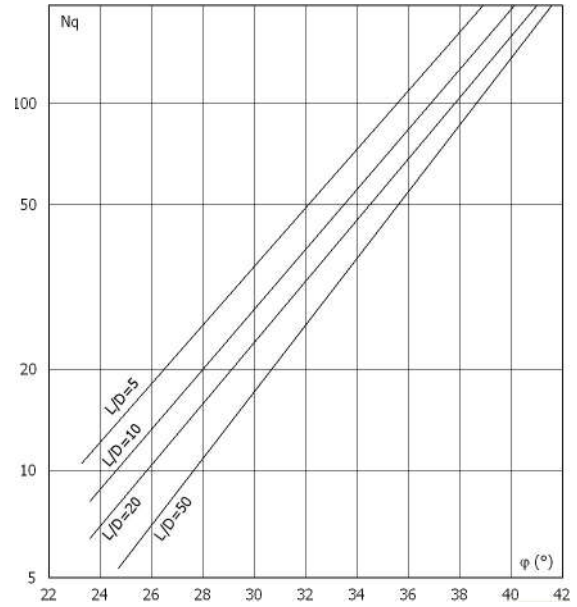
- per la determinazione dei valori di N_q vengono usati i grafici di Berezantzev $N_q = N_q(L/D;\ \phi)$ in cui L è la lunghezza del palo, D è il diametro e ϕ è l'angolo di attrito;
- $N_c = (N_q-1)\cdot\cot\phi$;
- c è la coesione;

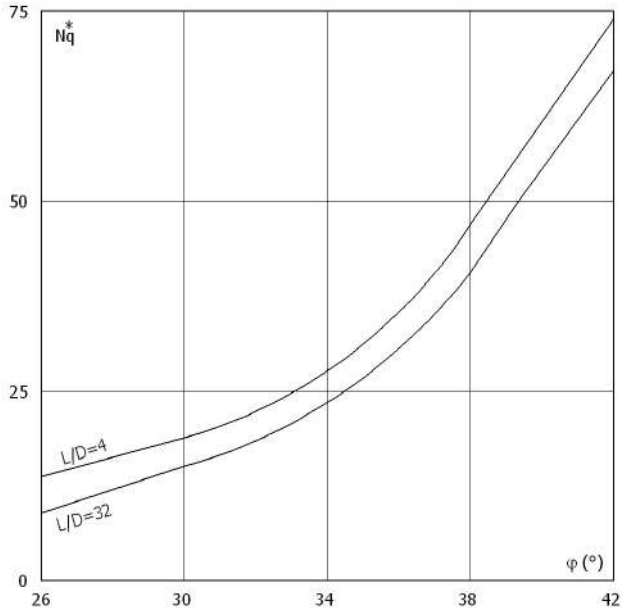
q è la pressione litostatica alla punta del palo.

Nel calcolo della resistenza alla punta si fa distinzione tra condizioni drenate e non drenate.
In caso di condizioni:

- **drenate** si assume c = c' (coesione efficace) e q calcolata per pressioni effettive.
- **non drenate** si assume $q = q_{tot}$ (pressione totale), $c = c_u$ (coesione non drenata), $\phi = 0$ e $N_c = 9$.

Se lo strato in cui arriva il palo è stato dichiarato coerente la stima della resistenza alla punta viene fatta in condizioni drenate o non drenate a seconda del metodo di calcolo richiesto. Viceversa, se lo strato in cui arriva il palo è stato dichiarato incoerente la stima della resistenza alla punta viene fatta sempre in condizioni drenate indipendentemente dal tipo di calcolo richiesto (drenato o non drenato).
Vengono distinti i casi di pali di medio diametro e di grande diametro (> 80 cm). Per questi ultimi, visto che la resistenza alla punta viene mobilitata dopo un cedimento che può essere anche significativo, si utilizza un valore di N_q^* ridotto rispetto a N_q.





Per il calcolo della ***resistenza laterale (P_l)*** si usa invece la formula:

$$P_l = \pi \cdot D \cdot L \cdot s,$$

in cui **s** è la somma di un termine di adesione **a** indipendente dalla tensione normale (orizzontale σ_h) e da un termine attritivo dipendente da quest'ultima e dalla tecnologia con cui viene realizzato il palo (battuto, trivellato, ...):

$$s = a + \sigma_h \cdot \mu,$$

con μ dipendente dalla scabrezza dell'interfaccia palo/terreno.

Anche per il calcolo della resistenza laterale si distingue tra condizioni drenate e non drenate. In **condizioni drenate** si assume a = 0, pertanto, $s = \sigma_h \cdot \mu$ [con $\mu = \tan(\phi \cdot A)$, dove A è il coefficiente riduttivo relativo all'attrito palo-terreno]. In **condizioni non drenate** si assume che l'adesione sia un'aliquota della coesione non drenata, per cui $a = \alpha \cdot c_u$ con α dipendente dalla tecnologia esecutiva del palo stesso.

In caso di terreni stratificati la resistenza laterale è la somma delle resistenze offerte dai singoli strati, calcolate a seconda della tipologia del terreno (coerente/incoerente).

Pertanto, il calcolo del palo in condizioni non drenate, per gli strati coerenti il contributo alla portanza laterale del singolo strato viene stimato in funzione della coesione non drenata, mentre per gli strati incoerenti in funzione dell'attrito.

Invece, richiesto un calcolo del palo in condizioni drenate, sia per gli strati coerenti che per quelli incoerenti il contributo alla portanza laterale del singolo strato viene stimato in funzione dell'attrito.

Calcolo del carico limite verticale in trazione

Nel caso di pali sollecitati a trazione, la resistenza allo sfilamento (T) viene calcolata con le formulazioni di Das-Seeley (per terreni coesivi), oppure Das-Rozendal (per terreni incoerenti):

$$T = T_L + T_B + W$$

dove:
- T_L = resistenza allo sfilamento lungo il fusto;
- T_B = resistenza allo sfilamento dovuto allo svasamento della base;
- W = peso del palo.

Nel caso di *stratigrafie* di terreni, viene calcolato il contributo di ogni strato interessato dal palo, sia esso coesivo o incoerente. In caso di alternanza di terreni sciolti e terreni densi verrà fatta una media pesata della densità relativa di ogni strato.
Nel caso sia presente una *falda*, si procede nel seguente modo:
- *per terreni coesivi*: all'aumentare del livello della falda si ha un incremento dello sforzo normale di trazione dovuto alla sotto-spinta idrostatica (o effetto di *galleggiamento*) del palo immerso in acqua. La resistenza dovuta alla coesione invece, non risente di alcun effetto;
- *per terreni incoerenti*: all'aumentare del livello della falda, oltre ad avere un incremento dello sforzo normale di trazione dovuto alla sotto-spinta idrostatica, si ha anche una diminuzione della resistenza dovuta ad una minore pressione efficace lungo il fusto del palo, e di conseguenza una minore resistenza all'attrito.
Gli effetti delle *condizioni drenate oppure non drenate* dei terreni sono considerati nel seguente modo:
- *per terreni coesivi*: si considera il contributo della coesione non drenata in condizioni non drenate, mentre si considera il contributo dell'eventuale attrito in condizioni drenate;
- *per terreni incoerenti*: sono considerati sempre in condizioni drenate, quindi, ai fini della verifica a sfilamento, in condizioni drenate si fa riferimento solo al contributo dell'attrito, anche se il terreno ha una componente coesiva.
Infine, qualora i pali abbiano un comportamento di gruppo (es. plinti su pali), per terreni coesivi, viene applicata una riduzione della resistenza, dovuta all'effetto di gruppo dei pali, tramite un coefficiente tabellare che dipende dalla forma (es. quadrata, rettangolare, ecc..) e dal numero di pali. Maggiore sarà il numero di pali e maggiore sarà la riduzione (cfr. De Simone).

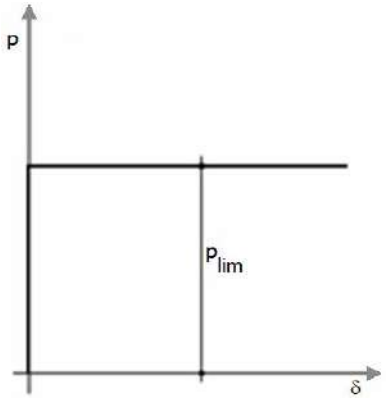
N° Pali	Forma	Coefficiente
1	Quadrato	1
2	Rettangolare	0,94
3	Triangolare	0,87
4	Triangolare	0,83
4	Quadrato	0,82
5	Quadrato	0,8
5	Pentagono	0,82
6	Rettangolare	0,77
6	Pentagono	0,78
6	Esagonale	0,8
7	Esagonale	0,75
8	Quadrato	0,75
9	Quadrato	0,72

13.5 Calcolo del Carico Limite Orizzontale per terreni monostrato

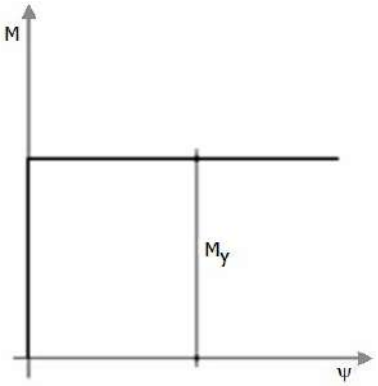
Per la valutazione del carico limite orizzontale si è fatto riferimento alla teoria di Broms e al caso di pali supposti vincolati in testa (rotazione impedita).

Le ipotesi assunte da *Broms* sono le seguenti:

- comportamento dell'interfaccia palo-terreno di tipo rigido-perfettamente plastico, cioè la resistenza del terreno si mobilita interamente per un qualsiasi valore non nullo dello spostamento e resta poi costante al crescere dello spostamento;
- forma del palo ininfluente rispetto al carico limite orizzontale il quale risulta influenzato solo dal diametro del palo stesso;
- in presenza di forze orizzontali la resistenza della sezione strutturale del palo può essere chiamata in causa poiché il regime di sollecitazione di flessione e taglio che consegue all'applicazione di forze orizzontali è molto più gravoso dello sforzo normale che consegue all'applicazione di carichi verticali;
- anche il comportamento flessionale del palo è assunto di tipo rigido-perfettamente plastico, cioè le rotazioni plastiche del palo sono trascurabili finché il momento flettente non attinge al valore M_{plast} ovvero Momento di plasticizzazione. A questo punto nella sezione si forma una cerniera plastica ovvero la rotazione continua indefinitamente sotto momento costante.



Comportamento palo-terreno



Comportamento flessionale del palo

La resistenza limite laterale di un palo è determinata dal minimo valore fra:

- il carico orizzontale necessario per produrre il collasso del terreno lungo il fusto del palo;
- il carico orizzontale necessario per produrre la plasticizzazione del palo.

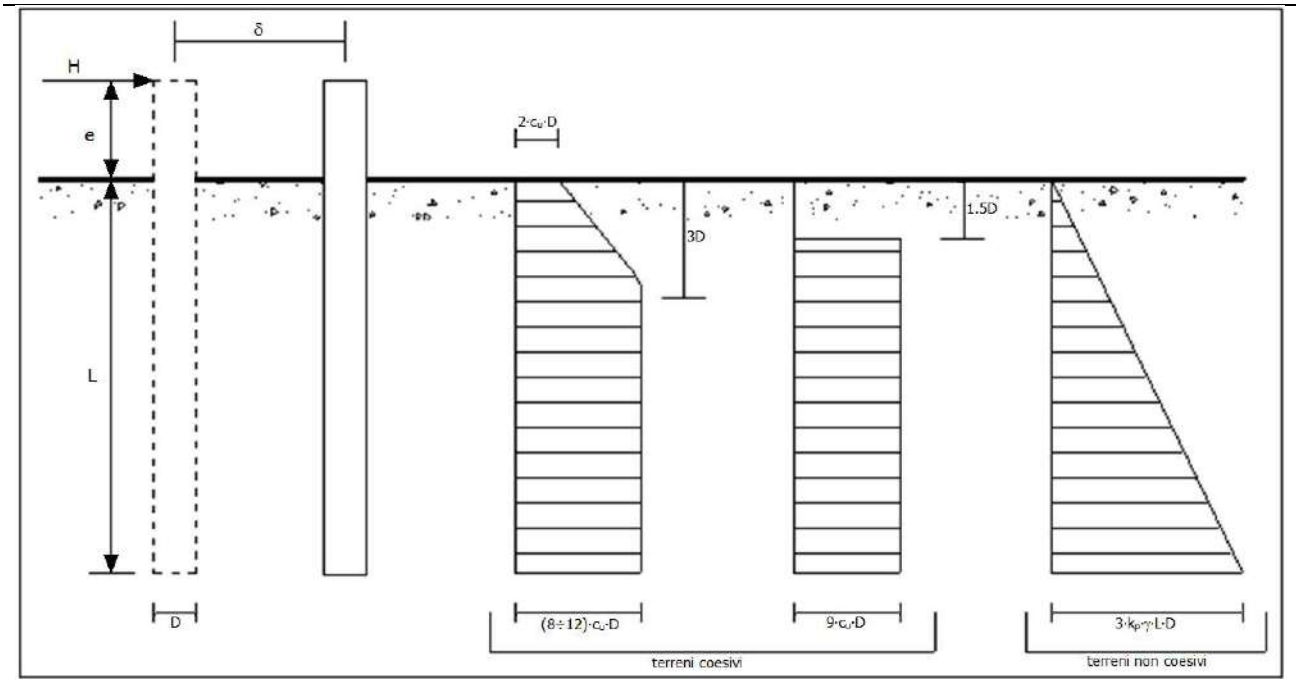
Il primo meccanismo (plasticizzazione del terreno) si verifica nel caso di pali molto rigidi in terreni poco resistenti (meccanismo di palo corto).

Mentre, il secondo meccanismo si verifica nel caso di pali aventi rigidezze non eccessive rispetto al terreno d'infissione (meccanismo di palo lungo o intermedio, con la formazione rispettivamente di due ed una cerniera plastica).

La resistenza limite del terreno rappresenta il valore limite di resistenza che esso può esplicare quando il palo è soggetto ad un carico orizzontale e dipende dalle caratteristiche del terreno e dalla geometria del palo.

Per quanto riguarda la resistenza del terreno, secondo la teoria di Broms, si considerano separatamente i casi di:

- *terreni **coesivi** o **coerenti** (rottura non drenata)*;
- *terreni **non coesivi** o **incoerenti** (rottura drenata)*.



Andamento della resistenza del terreno, secondo la teoria di Broms

Quindi, nella fase di calcolo, occorre verificare se il meccanismo di rottura del palo e per:

- ***Palo corto*** Þ (plasticizzazione terreno)
- ***Palo intermedio***
- ***Palo lungo*** Þ (plasticizzazione palo)

Nel caso di *terreni **non coesivi*** (c=0), la teoria di **Broms** assume che la resistenza laterale sia variabile linearmente con la profondità dal valore p = 0 (in testa) fino al valore p = $3 \cdot k_p \cdot \gamma \cdot L \cdot D$ (alla base), essendo K_p il coefficiente di resistenza passiva. Nel calcolo della resistenza laterale si tiene conto dell'eventuale interramento della testa del palo rispetto al piano campagna, il che comporta che la pressione litostatica in testa al palo sia non nulla. Inoltre, un ulteriore settaggio, presente nelle preferenze del software, consente di trascurare o meno la presenza della falda nella valutazione della pressione litostatica.

Per quanto riguarda i *terreni **coesivi*** la resistenza laterale parte in testa al palo con un valore di p = $2 \cdot c_u \cdot D$, cresce linearmente fino alla profondità 3D per poi rimanere costante e pari a p = $(8 \div 12) \cdot c_u \cdot D$ per tutta la lunghezza del palo. In alternativa, è possibile utilizzare un diagramma semplificato, di valore p = 0 fino alla profondità $1{,}5 \cdot D$ e con valore costante e pari a $9 \cdot c_u \cdot D$ per tutta la lunghezza del palo.

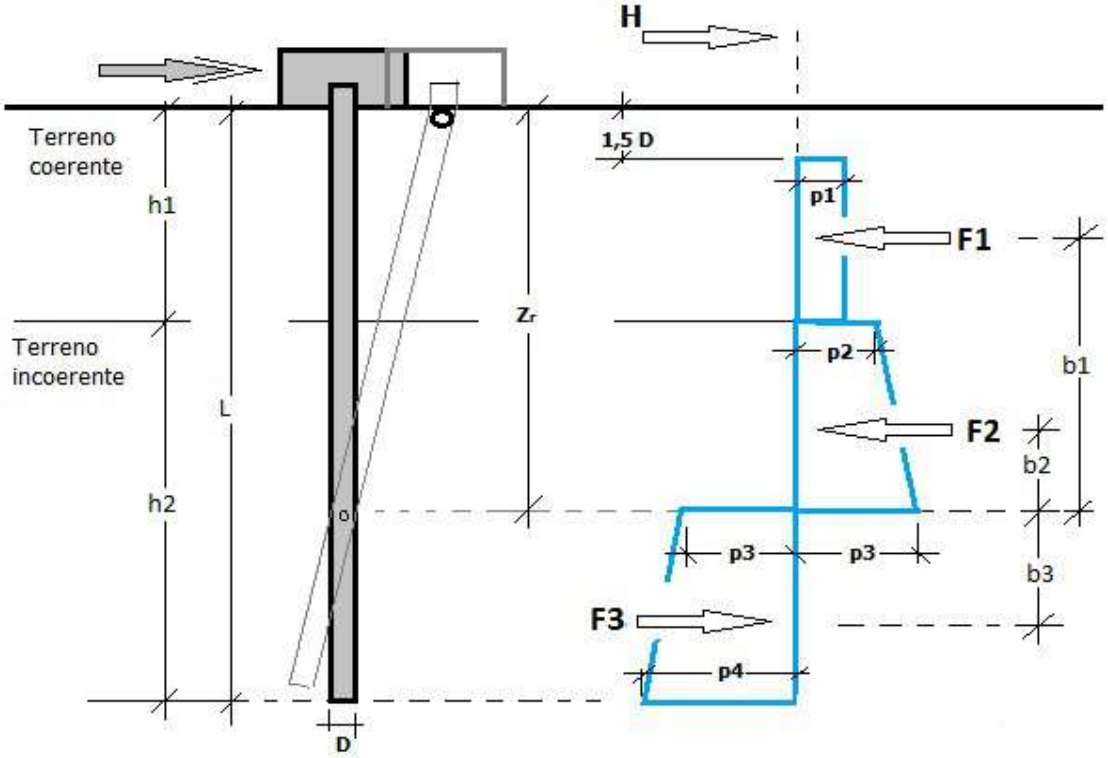
Oltre ai parametri meccanici del terreno viene considerato anche il Momento Ultimo M_p del palo che è funzione oltre che dell'armatura anche dello sforzo assiale agente. Se il comportamento è a palo lungo viene calcolata anche la profondità di formazione della seconda cerniera plastica.

13.6 Calcolo del Carico Limite Orizzontale per terreni stratificati

La teoria di *Broms* è formulata per terreni omogenei, di tipo coerente o incoerente; in caso di terreni stratificati, la teoria di Broms viene generalizzata formulando le seguenti ipotesi aggiuntive, rispetto al caso del terreno monostrato:

- **terreno coerente**: la resistenza laterale per unità di superficie p_i viene considerata costante, secondo l'ipotesi di Broms, a partire da una profondità pari ad $1{,}5 \cdot D$, ritenendo nulla la reazione per strati di altezza inferiore a $1{,}5 \cdot D$. La resistenza p_i è indipendente dalla pressione litostatica.
- **terreno incoerente**: la resistenza laterale per unità di superficie p_i varia con legge lineare lungo l'altezza, secondo l'ipotesi di Broms. La resistenza p_i è dipendente dalla pressione litostatica $\gamma \cdot z$, per cui nel calcolo di tali resistenze si tiene conto del peso degli eventuali strati sovrastanti. Un ulteriore settaggio, presente nelle preferenze del software, consente di trascurare o meno la presenza della falda nella valutazione della pressione litostatica.

Per un terreno di due strati lo schema considerato è il seguente:



Nella fase di calcolo, si verifica se il meccanismo di rottura del palo, ipotizzato vincolato in testa (rotazione alla testa impedita) sia di:

– ***Palo CORTO***

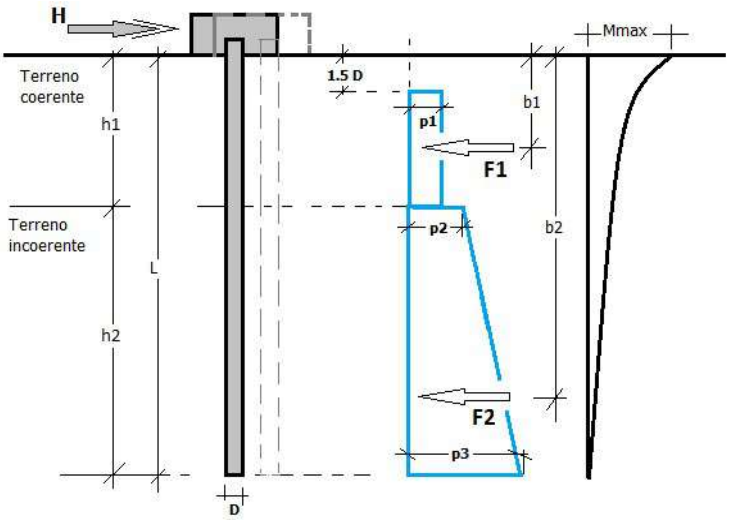
Si valuta il diagramma dei momenti, ipotizzando che il palo non subisca plasticizzazioni. Sotto l'azione della forza H il palo subisce una traslazione rigida.
Nell'ipotesi di cui in figura seguente, le resistenze laterali valgono:

$p_1 = 9 \cdot c_u \cdot D$;
$p_2 = 3 \cdot k_{p,2} \cdot D \cdot \gamma_1 \cdot h_1$;
$p_3 = 3 \cdot k_{p,2} \cdot D \cdot (\gamma_1 \cdot h_1 + \gamma_2 \cdot h_2)$.

Da cui:

$F_1 = p_1 \cdot (h_1 - 1{,}5 \cdot D)$;
$F_2 = (p_1 + p_2) \cdot h_2 / 2$.

Indicando con M_p il momento resistente del palo, se risulta $M_{max} = F_1 \cdot b_1 + F_2 \cdot b_2 < M_p$ l'ipotesi di palo corto è soddisfatta, altrimenti occorre procedere con l'ipotesi di palo intermedio.



– ***Palo INTERMEDIO***

Si valuta il diagramma dei momenti, ipotizzando che il palo subisca una plasticizzazione all'attacco con la fondazione e che al piede sia presente un vincolo alla traslazione orizzontale. Sotto l'azione della forza H il palo subisce una traslazione ed una rotazione rigida.

Nell'ipotesi di cui in figura seguente, le resistenze laterali valgono:

$p_1 = 9 \cdot c_u \cdot D$;
$p_2 = 3 \cdot k_{p,2} \cdot D \cdot \gamma_1 \cdot h_1$;
$p_3 = 3 \cdot k_{p,2} \cdot D \cdot (\gamma_1 \cdot h_1 + \gamma_2 \cdot h_2)$.

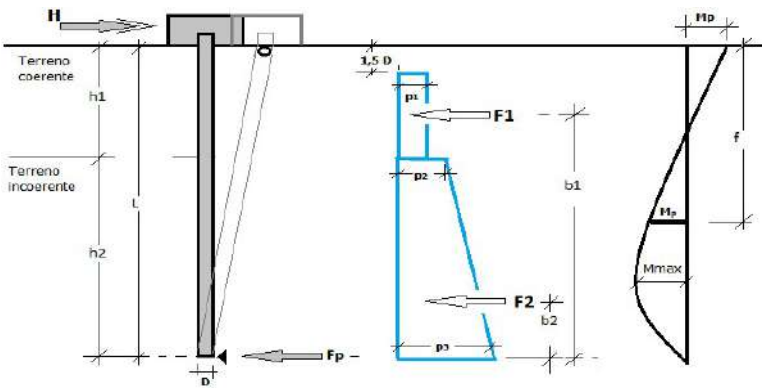
Da cui:

$F_1 = p_1 \cdot (h_1 - 1{,}5 \cdot D)$;
$F_2 = (p_1 + p_2) \cdot h_2 / 2$.

Applicando l'equilibrio alla rotazione intorno al piede del palo:

$M_p + F_1 \cdot b_1 + F_2 \cdot b_2 - H \cdot L = 0$

si determina il valore dell'azione H che sollecita il palo.



Una volta note tutte le forze in gioco, si determina il diagramma del momento lungo il fusto del palo. Indicando con M_p il momento resistente del palo, se risulta $M_{max} < M_p$ l'ipotesi di palo intermedio è soddisfatta, altrimenti occorre procedere con l'ipotesi di palo lungo.

– ***Palo LUNGO***

Si valuta il diagramma dei momenti, ipotizzando che il palo subisca una plasticizzazione all'attacco con la fondazione e lungo il fusto. Sotto l'azione della forza H il palo subisce una traslazione ed una rotazione rigida. Nell'ipotesi di cui in figura seguente, le resistenze laterali valgono:

$p_1 = 9 \cdot c_u \cdot D$;
$p_2 = 3 \cdot k_{p,2} \cdot D \cdot \gamma_1 \cdot h_1$;
$p_3 = 3 \cdot k_{p,2} \cdot D \cdot (\gamma_1 \cdot h_1 + \gamma_2 \cdot h_2)$.

Da cui:

$F_1 = p_1 \cdot (h_1 - 1{,}5 \cdot D)$;
$F_2 = (p_1 + p_2) \cdot h_2 / 2$.

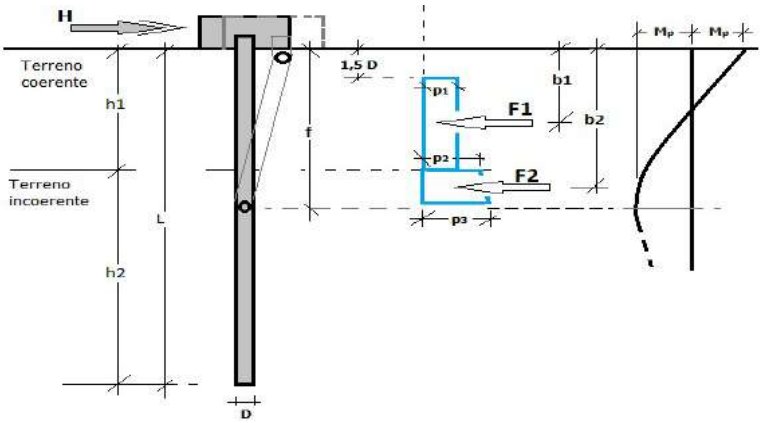
Applicando l'equilibrio alla traslazione si ha:

$H = F_1 + F_2$

Imponendo l'equilibrio alla rotazione intorno alla seconda cerniera plastica:

$H f - F_1 \cdot (f - b_1) - F_2 \cdot (f - b_2) - 2M_p = 0$

si determina la profondità f della seconda cerniera plastica.



Verifiche nei confronti degli stati limite ultimi (SLU)

Di seguito si riporta una tabella riepilogativa relativa alle verifiche delle fondazioni su pali eseguite per i seguenti stati limite:

- collasso per carico limite della palificata nei riguardi dei carichi assiali;
- collasso per carico limite della palificata nei riguardi dei carichi trasversali.

Si precisa che i valori relativi alle colonne Q_{Rd}, di cui nella tabella relativa alle verifiche, sono da intendersi come il valore di progetto della resistenza R_d ossia il rapporto fra il carico limite q_{lim} (calcolato come sopra esposto) ed il valore del coefficiente parziale di sicurezza γ_R, relativo all'approccio utilizzato.

Tabella 6.4.II - Coefficienti parziali γ_R da applicare alle resistenze caratteristiche a carico verticale dei pali (cfr. D.M. 2018)

Resistenza	Simbolo	infissi	trivellati	ad elica continua
	γ_R	R3	R3	R3
Base	γ_b	1,15	1,35	1,30
Laterale in compressione	γ_s	1,15	1,15	1,15
Totale(*)	γ_t	1,15	1,30	1,25
Laterale in trazione	$\gamma_{s,t}$	1,25	1,25	1,25

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

Il coefficiente γ_R da applicare alla resistenza dei pali soggetti a *carichi trasversali* è assunto pari a 1,30 (cfr. tabella 6.4.VI D.M. 2018).

Con riferimento alle procedure analitiche che prevedono l'utilizzo dei parametri geotecnici, il valore caratteristico della resistenza R_k è dato dal valore ottenuto applicando alle resistenze calcolate R_{cal} i fattori di correlazione ξ riportati nella tabella 6.4.IV, in funzione del numero n di verticali di indagine:

$$R_k = R_{cal}/\xi_3.$$

Tabella 6.4.IV - Fattori di correlazione per la determinazione della resistenza caratteristica in funzione del numero di verticali indagate (cfr. D.M. 2018).

Numero di verticali indagate	1	2	3	4	5	7	³ 10
ξ_3	1,70	1,65	1,60	1,55	1,50	1,45	1,40

Si precisa che, nella sottostante tabella, la coppia $Q_{Ed,V}$ - $Q_{Rd,V}$ e $Q_{Ed,O}$ - $Q_{Rd,O}$ è relativa alla combinazione di carico, fra tutte quelle esaminate, che dà luogo al minimo coefficiente di sicurezza (CS).

N.B: il valore del $Q_{Ed,V}$ rappresenta l'azione agente sulla testa del palo a cui si somma la differenza fra il peso del palo e quello del volume di terreno occupato dal palo.

13.7 PALI - VERIFICHE A CARICO LIMITE VERTICALE E ORIZZONTALE

Pali - Verifiche a carico limite verticale e orizzontale allo SLU

$Id_{Pl/Pnt}$ Pl	$Id_{Nd,sup/Pil}$	carichi verticali: compressione					carichi verticali: trazione			carichi orizzontali					
		$Q_{Ed,Max,V,c}$	$Q_{Rd,V,c}$	$Q_{Rd,V,Pt}$	$Q_{Rd,V,Lt}$	$CS_{V,c}$	$Q_{Ed,Max,V,t}$	$Q_{Rd,V,t}$	$CS_{V,t}$	$Q_{Ed,O}$	$Q_{Rd,O}$	$M_{max,O}$	T.R.	$Z_{c,pls}$	CS_O
		[N]	[N]	[N]	[N]		[N]	[N]		[N]	[N]	[N·m]		[m]	
1	00090	1 125 147	1 184 944	431 188	753 756	1,05	0	1 246 368	-	178 122	191 270	288 917	Palo Lungo	1,69	1,07
2	00002	927 583	1 090 061	598 755	491 306	1,18	0	863 613	-	164 813	250 487	392 102	Palo Lungo	1,77	1,52
3	00004	876 997	894 129	513 448	380 681	1,02	0	672 236	-	161 576	238 836	371 465	Palo Lungo	1,75	1,48
4	00006	740 057	803 292	472 773	330 519	1,09	0	541 560	-	150 915	166 869	247 643	Palo Lungo	1,66	1,11
35	00056	886 130	904 418	516 108	388 310	1,02	0	675 563	-	160 973	334 348	472 752	Palo Lungo	1,61	2,08
33	00058	744 008	813 213	475 373	337 840	1,09	0	545 081	-	151 756	158 029	206 369	Palo Lungo	1,39	1,04
22	00060	849 967	904 418	516 108	388 310	1,06	0	587 739	-	98 188	158 034	206 369	Palo Lungo	1,39	1,61
32	00062	887 096	904 418	516 108	388 310	1,02	0	675 563	-	162 111	334 348	472 752	Palo Lungo	1,61	2,06
31	00064	879 091	904 418	516 108	388 310	1,03	0	675 563	-	160 260	187 088	247 643	Palo Lungo	1,43	1,17
23	00054	843 095	904 418	516 108	388 310	1,07	0	587 739	-	97 499	158 034	206 369	Palo Lungo	1,39	1,62
42	00044	738 521	813 213	475 373	337 840	1,10	0	545 081	-	153 227	158 029	206 369	Palo Lungo	1,39	1,03
41	00046	875 972	904 418	516 108	388 310	1,03	0	675 563	-	161 674	187 088	247 643	Palo Lungo	1,43	1,16
38	00048	867 546	904 418	516 108	388 310	1,04	0	675 563	-	159 332	187 088	247 643	Palo Lungo	1,43	1,17
37	00050	866 831	904 418	516 108	388 310	1,04	0	675 563	-	158 158	187 088	247 643	Palo Lungo	1,43	1,18
36	00052	740 899	813 213	475 373	337 840	1,10	0	545 081	-	151 120	158 029	206 369	Palo Lungo	1,39	1,05
8	00078	877 548	894 129	513 448	380 681	1,02	0	672 236	-	159 583	166 871	247 643	Palo Lungo	1,66	1,05
34	00080	877 302	904 418	516 108	388 310	1,03	0	675 563	-	158 660	201 347	268 280	Palo Lungo	1,44	1,27
40	00082	887 167	904 418	516 108	388 310	1,02	0	675 563	-	161 991	334 348	472 752	Palo Lungo	1,61	2,06
39	00084	742 525	813 213	475 373	337 840	1,10	0	545 081	-	151 413	158 029	206 369	Palo Lungo	1,39	1,04
24	00086	842 805	904 418	516 108	388 310	1,07	0	587 739	-	98 233	158 034	206 369	Palo Lungo	1,39	1,61
20	00076	952 713	1 000 375	558 161	442 214	1,05	0	724 976	-	186 426	187 085	247 643	Palo Lungo	1,43	1,00
30	00066	741 281	813 213	475 373	337 840	1,10	0	545 081	-	154 107	158 029	206 369	Palo Lungo	1,39	1,03
21	00068	851 383	904 418	516 108	388 310	1,06	0	587 739	-	98 626	158 034	206 369	Palo Lungo	1,39	1,60
29	00070	877 396	904 418	516 108	388 310	1,03	0	675 563	-	162 963	270 224	371 465	Palo Lungo	1,53	1,66
28	00072	928 273	1 101 082	601 532	499 550	1,19	0	866 940	-	162 413	296 744	412 739	Palo Lungo	1,56	1,83
27	00074	1 125 264	1 196 092	432 862	763 230	1,06	0	1 249 695	-	195 551	215 438	288 917	Palo Lungo	1,46	1,10
25	00042	850 801	904 418	516 108	388 310	1,06	0	587 739	-	98 912	158 034	206 369	Palo Lungo	1,39	1,60
7	00012	743 219	803 292	472 773	330 519	1,08	0	541 560	-	148 910	166 869	247 643	Palo Lungo	1,66	1,12
9	00014	886 171	894 129	513 448	380 681	1,01	0	672 236	-	160 999	278 033	441 570	Palo Lungo	1,80	1,73
10	00016	740 023	803 292	472 773	330 519	1,09	0	541 560	-	148 483	166 869	247 643	Palo Lungo	1,66	1,12
11	00018	866 887	894 129	513 448	380 681	1,03	0	672 236	-	158 509	166 871	247 643	Palo Lungo	1,66	1,05
12	00020	866 624	894 129	513 448	380 681	1,03	0	672	-	158	166	247	Palo	1,66	1,05

Pali - Verifiche a carico limite verticale e orizzontale allo SLU

$Id_{Pl/Pnt}$ Pl	$Id_{Nd,sup/Pil}$	carichi verticali: compressione					carichi verticali: trazione			carichi orizzontali					
		$Q_{Ed,Max,V,c}$	$Q_{Rd,V,c}$	$Q_{Rd,V,Pt}$	$Q_{Rd,V,Lt}$	$CS_{V,c}$	$Q_{Ed,Max,V,t}$	$Q_{Rd,V,t}$	$CS_{V,t}$	$Q_{Ed,O}$	$Q_{Rd,O}$	$M_{max,O}$	T.R.	$Z_{c,pls}$	CS_O
		[N]	[N]	[N]	[N]		[N]	[N]		[N]	[N]	[N·m]		[m]	
6	00010	887 163	894 129	513 448	380 681	1,01	0	236 672 236	-	694 161 968	871 278 033	643 441 570	Lungo Palo Lungo	1,80	1,72
5	00008	879 415	894 129	513 448	380 681	1,02	0	236 672 236	-	160 990	166 871	247 643	Palo Lungo	1,66	1,04
19	00034	1 175 166	1 184 944	431 188	753 756	1,01	0	1 246 368	-	182 637	191 270	288 917	Palo Lungo	1,69	1,05
26	00035	949 013	1 000 375	558 161	442 214	1,05	0	724 976	-	182 807	187 085	247 643	Palo Lungo	1,43	1,02
45	00037	1 175 602	1 196 092	432 862	763 230	1,02	0	1 249 695	-	193 918	215 438	288 917	Palo Lungo	1,46	1,11
44	00038	918 907	1 101 082	601 532	499 550	1,20	0	866 940	-	161 307	296 744	412 739	Palo Lungo	1,56	1,84
43	00040	870 219	904 418	516 108	388 310	1,04	0	675 563	-	161 676	270 224	371 465	Palo Lungo	1,53	1,67
18	00032	917 982	1 090 061	598 755	491 306	1,19	0	863 613	-	165 425	250 487	392 102	Palo Lungo	1,77	1,51
13	00022	740 390	803 292	472 773	330 519	1,08	0	541 560	-	149 001	166 869	247 643	Palo Lungo	1,66	1,12
14	00024	887 668	894 129	513 448	380 681	1,01	0	672 236	-	161 165	278 033	441 570	Palo Lungo	1,80	1,73
15	00026	879 095	894 129	513 448	380 681	1,02	0	672 236	-	159 971	166 871	247 643	Palo Lungo	1,66	1,04
16	00028	737 832	803 292	472 773	330 519	1,09	0	541 560	-	150 508	166 869	247 643	Palo Lungo	1,66	1,11
17	00030	869 836	894 129	513 448	380 681	1,03	0	672 236	-	161 204	238 836	371 465	Palo Lungo	1,75	1,48

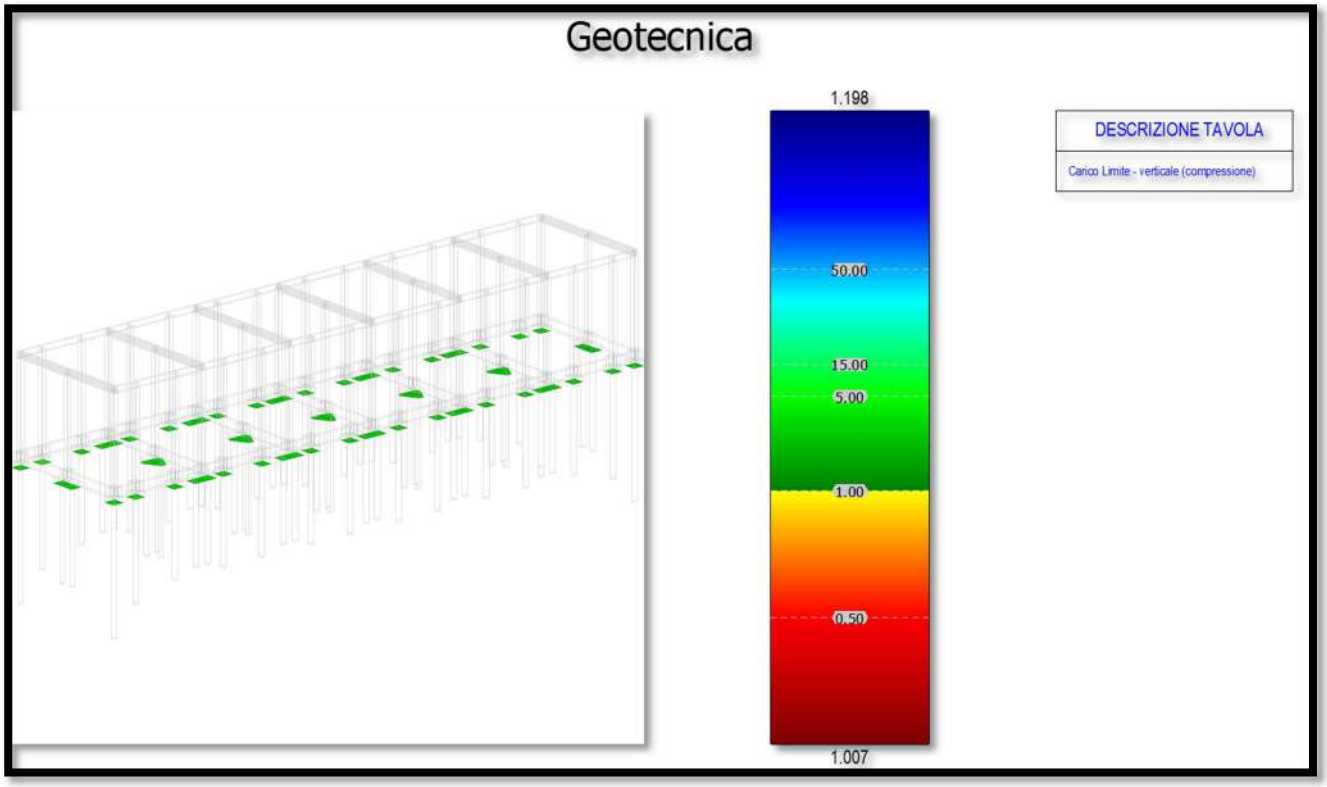


Figura 10 - Carico limite verticale

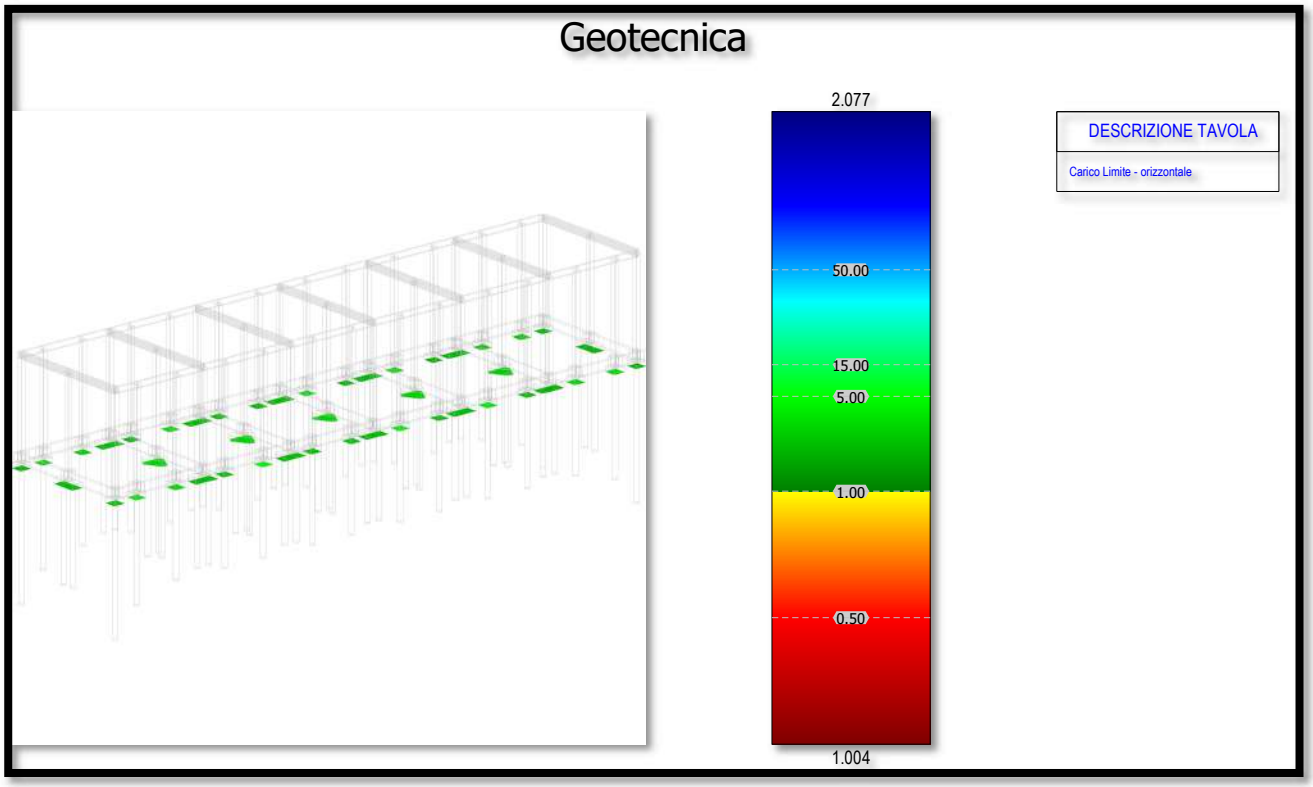


Figura 11 – Carico limite orizzontale

13.8 PALI - VERIFICHE A CARICO LIMITE VERTICALE E ORIZZONTALE ALLO SLD

Pali - Verifiche a carico limite verticale e orizzontale allo SLD

$Id_{Pl/Pnt}$ Pl	$Id_{Nd,sup/Pil}$	carichi verticali: compressione					carichi verticali: trazione			carichi orizzontali					
		$Q_{Ed,Max,V,c}$	$Q_{Rd,V,c}$	$Q_{Rd,V,Pt}$	$Q_{Rd,V,Lt}$	$CS_{V,c}$	$Q_{Ed,Max,V,t}$	$Q_{Rd,V,t}$	$CS_{V,t}$	$Q_{Ed,O}$	$Q_{Rd,O}$	$M_{max,O}$	T.R.	$Z_{c,pls}$	CS_O
		[N]	[N]	[N]	[N]		[N]	[N]		[N]	[N]	[N·m]		[m]	
1	00090	830 194	1 184 944	431 188	753 756	1,43	0	1 246 368	-	81 052	191 270	288 917	Palo Lungo	1,69	2,36
2	00002	712 142	1 090 061	598 755	491 306	1,53	0	863 613	-	51 345	250 487	392 102	Palo Lungo	1,77	4,88
3	00004	663 567	894 129	513 448	380 681	1,35	0	672 236	-	50 187	238 836	371 465	Palo Lungo	1,75	4,76
4	00006	549 228	803 292	472 773	330 519	1,46	0	541 560	-	47 922	166 869	247 643	Palo Lungo	1,66	3,48
35	00056	672 743	904 418	516 108	388 310	1,34	0	675 563	-	51 334	334 348	472 752	Palo Lungo	1,61	6,51
33	00058	550 003	813 213	475 373	337 840	1,48	0	545 081	-	48 247	158 029	206 369	Palo Lungo	1,39	3,28
22	00060	638 744	904 418	516 108	388 310	1,42	0	587 739	-	30 293	158 034	206 369	Palo Lungo	1,39	5,22
32	00062	673 502	904 418	516 108	388 310	1,34	0	675 563	-	51 653	334 348	472 752	Palo Lungo	1,61	6,47
31	00064	667 550	904 418	516 108	388 310	1,35	0	675 563	-	50 065	187 088	247 643	Palo Lungo	1,43	3,74
23	00054	634 782	904 418	516 108	388 310	1,42	0	587 739	-	30 010	158 034	206 369	Palo Lungo	1,39	5,27
42	00044	548 432	813 213	475 373	337 840	1,48	0	545 081	-	48 656	158 029	206 369	Palo Lungo	1,39	3,25
41	00046	665 721	904 418	516 108	388 310	1,36	0	675 563	-	51 579	187 088	247 643	Palo Lungo	1,43	3,63
38	00048	657 440	904 418	516 108	388 310	1,38	0	675 563	-	50 525	187 088	247 643	Palo Lungo	1,43	3,70
37	00050	657 148	904 418	516 108	388 310	1,38	0	675 563	-	49 659	187 088	247 643	Palo Lungo	1,43	3,77
36	00052	548 255	813 213	475 373	337 840	1,48	0	545	-	48 142	158	206	Palo	1,39	3,28

Pali - Verifiche a carico limite verticale e orizzontale allo SLD

$Id_{Pl/Pnt\ Pl}$	$Id_{Nd,sup/Pil}$	carichi verticali: compressione					carichi verticali: trazione			carichi orizzontali					
		$Q_{Ed,Max,V,c}$	$Q_{Rd,V,c}$	$Q_{Rd,V,Pt}$	$Q_{Rd,V,Lt}$	$CS_{V,c}$	$Q_{Ed,Max,V,t}$	$Q_{Rd,V,t}$	$CS_{V,t}$	$Q_{Ed,O}$	$Q_{Rd,O}$	$M_{max,O}$	T.R.	$Z_{c,pls}$	CS_O
		[N]	[N]	[N]	[N]		[N]	[N]		[N]	[N]	[N·m]		[m]	
8	00078	666 523	894 129	513 448	380 681	1,34	0	081 672 236	-	50 508	029 166 871	369 247 643	Lungo Palo Lungo	1,66	3,30
34	00080	666 449	904 418	516 108	388 310	1,36	0	675 563	-	49 562	201 347	268 280	Palo Lungo	1,44	4,06
40	00082	672 465	904 418	516 108	388 310	1,34	0	675 563	-	51 630	334 348	472 752	Palo Lungo	1,61	6,48
39	00084	549 149	813 213	475 373	337 840	1,48	0	545 081	-	48 129	158 029	206 369	Palo Lungo	1,39	3,28
24	00086	634 462	904 418	516 108	388 310	1,43	0	587 739	-	30 414	158 034	206 369	Palo Lungo	1,39	5,20
20	00076	698 660	1 000 375	558 161	442 214	1,43	0	724 976	-	80 877	187 085	247 643	Palo Lungo	1,43	2,31
30	00066	550 193	813 213	475 373	337 840	1,48	0	545 081	-	49 273	158 029	206 369	Palo Lungo	1,39	3,21
21	00068	640 168	904 418	516 108	388 310	1,41	0	587 739	-	31 585	158 034	206 369	Palo Lungo	1,39	5,00
29	00070	664 175	904 418	516 108	388 310	1,36	0	675 563	-	51 024	270 224	371 465	Palo Lungo	1,53	5,30
28	00072	712 763	1 101 082	601 532	499 550	1,54	0	866 940	-	50 302	296 744	412 739	Palo Lungo	1,56	5,90
27	00074	830 430	1 196 092	432 862	763 230	1,44	0	1 249 695	-	88 680	215 438	288 917	Palo Lungo	1,46	2,43
25	00042	639 595	904 418	516 108	388 310	1,41	0	587 739	-	31 708	158 034	206 369	Palo Lungo	1,39	4,98
7	00012	549 073	803 292	472 773	330 519	1,46	0	541 560	-	47 054	166 869	247 643	Palo Lungo	1,66	3,55
9	00014	672 553	894 129	513 448	380 681	1,33	0	672 236	-	51 432	278 033	441 570	Palo Lungo	1,80	5,41
10	00016	547 272	803 292	472 773	330 519	1,47	0	541 560	-	47 021	166 869	247 643	Palo Lungo	1,66	3,55
11	00018	657 015	894 129	513 448	380 681	1,36	0	672 236	-	49 901	166 871	247 643	Palo Lungo	1,66	3,34
12	00020	656 824	894 129	513 448	380 681	1,36	0	672 236	-	49 871	166 871	247 643	Palo Lungo	1,66	3,35
6	00010	673 497	894 129	513 448	380 681	1,33	0	672 236	-	51 632	278 033	441 570	Palo Lungo	1,80	5,38
5	00008	667 669	894 129	513 448	380 681	1,34	0	672 236	-	50 960	166 871	247 643	Palo Lungo	1,66	3,27
19	00034	852 855	1 184 944	431 188	753 756	1,39	0	1 246 368	-	82 157	191 270	288 917	Palo Lungo	1,69	2,33
26	00035	695 263	1 000 375	558 161	442 214	1,44	0	724 976	-	79 011	187 085	247 643	Palo Lungo	1,43	2,37
45	00037	853 250	1 196 092	432 862	763 230	1,40	0	1 249 695	-	88 290	215 438	288 917	Palo Lungo	1,46	2,44
44	00038	702 881	1 101 082	601 532	499 550	1,57	0	866 940	-	51 186	296 744	412 739	Palo Lungo	1,56	5,80
43	00040	659 192	904 418	516 108	388 310	1,37	0	675 563	-	50 047	270 224	371 465	Palo Lungo	1,53	5,40
18	00032	702 158	1 090 061	598 755	491 306	1,55	0	863 613	-	51 892	250 487	392 102	Palo Lungo	1,77	4,83
13	00022	547 209	803 292	472 773	330 519	1,47	0	541 560	-	47 019	166 869	247 643	Palo Lungo	1,66	3,55
14	00024	673 762	894 129	513 448	380 681	1,33	0	672 236	-	50 959	278 033	441 570	Palo Lungo	1,80	5,46
15	00026	668 082	894 129	513 448	380 681	1,34	0	672 236	-	50 115	166 871	247 643	Palo Lungo	1,66	3,33
16	00028	547 945	803 292	472 773	330 519	1,47	0	541 560	-	47 407	166 869	247 643	Palo Lungo	1,66	3,52
17	00030	658 617	894 129	513 448	380 681	1,36	0	672 236	-	49 888	238 836	371 465	Palo Lungo	1,75	4,79

LEGENDA:

$Id_{Pl/Pnt\ Pl}$ Identificativo del palo o del plinto su pali.

$Id_{Nd,sup/Pil}$ Identificativo del nodo all'estremo superiore del palo o della pilastrata cui il plinto è collegato.

$Q_{Rd,V,Pt}$ Aliquota della resistenza di progetto verticale dovuto alla resistenza alla punta.

$Q_{Rd,V,Lt}$ Aliquota della resistenza di progetto verticale dovuto alla resistenza laterale.

$Q_{Ed,O}$ Carico orizzontale di progetto.

Pali - Verifiche a carico limite verticale e orizzontale allo SLD

$Id_{Pl/Pnt}$ Pl	$Id_{Nd,sup/Pil}$	carichi verticali: compressione					carichi verticali: trazione			carichi orizzontali					
		$Q_{Ed,Max,V,c}$	$Q_{Rd,V,c}$	$Q_{Rd,V,Pt}$	$Q_{Rd,V,Lt}$	$CS_{V,c}$	$Q_{Ed,Max,V,t}$	$Q_{Rd,V,t}$	$CS_{V,t}$	$Q_{Ed,O}$	$Q_{Rd,O}$	$M_{max,O}$	T.R.	$Z_{c,pls}$	CS_O
		[N]	[N]	[N]	[N]		[N]	[N]		[N]	[N]	[N·m]		[m]	

$Q_{Rd,O}$ Resistenza di progetto orizzontale.
$M_{max,O}$ Momento massimo lungo il palo per carichi orizzontali.
T.R. Modalità di rottura per carico limite orizzontale (Palo Corto, Palo Medio, Palo Lungo).
$Z_{c,pls}$ Profondità della seconda cerniera plastica.
CS_O Coefficiente di sicurezza per azioni orizzontali ([NS] = Non Significativo per valori di CS >= 100; [VNR]= Verifica Non Richiesta).
$Q_{Ed,Max,V,c}$/ $Q_{Ed,Max,V,t}$ Carico verticale di progetto massimo a compressione (c) ed a trazione (t).
$Q_{Rd,V,c}$/ $Q_{Rd,V,t}$ Resistenza di progetto verticale a compressione (c) ed a trazione (t).
$CS_{V,c}$/ $CS_{V,t}$ Coefficiente di sicurezza per azioni verticali a compressione (c) ed a trazione (t). ([NS] = Non Significativo per valori di CS >= 100; [VNR]= Verifica Non Richiesta).

14 Conclusioni

In conclusione, le opere così come predimensionate sono compatibili dal punto di vista geomorfologico con il sito destinato ad accoglierle,in quanto dalle verifiche di stabilità del pendio è emerso che i cerchi critici (come meglio rappresentato nelle tavole 13.1 e 13.2 allegate) con coefficiente di sicurezza inferiore ad 1,1 non interessano l'area di sedime e pertinenziale del fabbricato oggetto di studio, stante che distano dallo stesso più di 77 m.
In questa fase, a maggior tutela dell'area interessata dall'intervento si è provveduto altresì al predimensionamento delle strutture di fondazione del tipo indiretto, a plinti su pali, idonee a trasmettere i carichi di progetto alle argille di base, pur tuttavia in fase esecutiva dovranno essere effettuate opportune e più approfondite verifiche, anche alla luce dei nuovi sondaggi e delle nuove prove geotecniche prescritte.