



Regione Siciliana

FONDI EX F.A.S. - (D.G.R. n° 14 del 2016)

A.P.Q. - (D.G.R. n° 87 del 2017)

PROGRAMMAZIONE STRAORDINARIA INTERVENTI SULLA VIABILITÀ SECONDARIA



Città Metropolitana di Messina

III^a Direzione – Viabilità Metropolitana

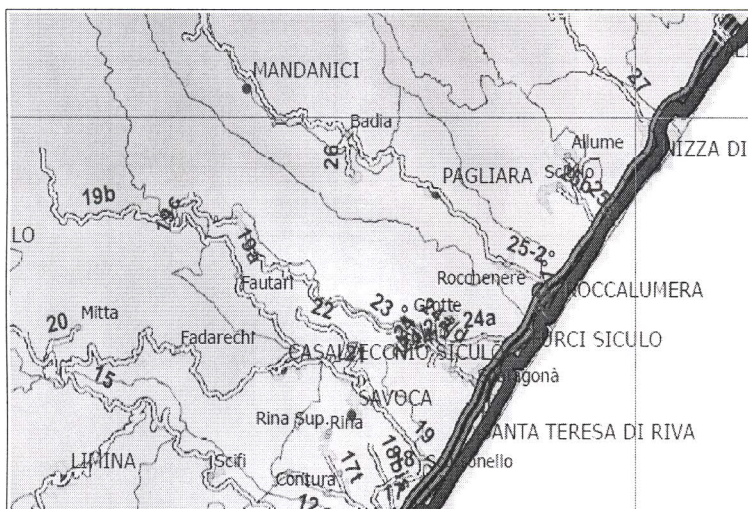
2° Servizio – Distretto Costa Jonica

Opere di sostegno e rifacimento del piano viabile al Km. 3+550 e 5+700 sulla S.P. 23 di Misserio.

PROGETTO ESECUTIVO

Elaborato:

Relazione di Calcolo e Geotecnica



Visti ed approvazioni:

Progettista e Direttore dei Lavori:
Ing. Giovanni LENTINI

Progettista e Direttore Operativo:
Geom. Giovanni PINTO

Progettista e Ispettore di Cantiere:
Geom. Pasquale CHIAIA



Il Responsabile Unico del Procedimento:
Ing. Rosario BONANNO

Data

14 GEN. 2019

Il Dirigente F.F.
Dr. Francesco ROCCA FORTE

Tav.18

**Città Metropolitana di Messina
Comune di Santa Teresa di Riva**

**RELAZIONE TECNICA GENERALE
RELAZIONE DI CALCOLO**

OGGETTO: Opere di sostegno e rifacimento del piano viabile al Km. 3+550
e 5+700 sulla S.P. 23 di Misserio

COMMITTENTE: Città Metropolitana di Messina

, _/_/_

Il Progettista e D.L.

(dott. ing. Giovanni Lentini)

-
-

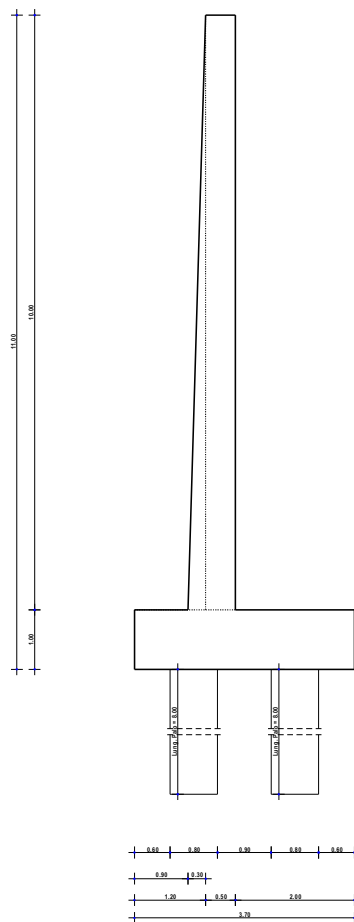
1 - DESCRIZIONE GENERALE DELL'OPERA

Il muro oggetto della relazione di calcolo ha lo scopo di contenere il terreno a ridosso di un tratto della SP 23. La tipologia di muro impiegata è quella di muro a gradoni in c.a. su pali. Il muro si sviluppa per una lunghezza di 35m ed ha un'altezza di 8 m e spessore in testa del paramento costante lungo l'altezza di 0,35 m.

Vengono di seguito riportate delle viste, in sezione, allo scopo di consentire una migliore comprensione dell'opera in oggetto della presente relazione:

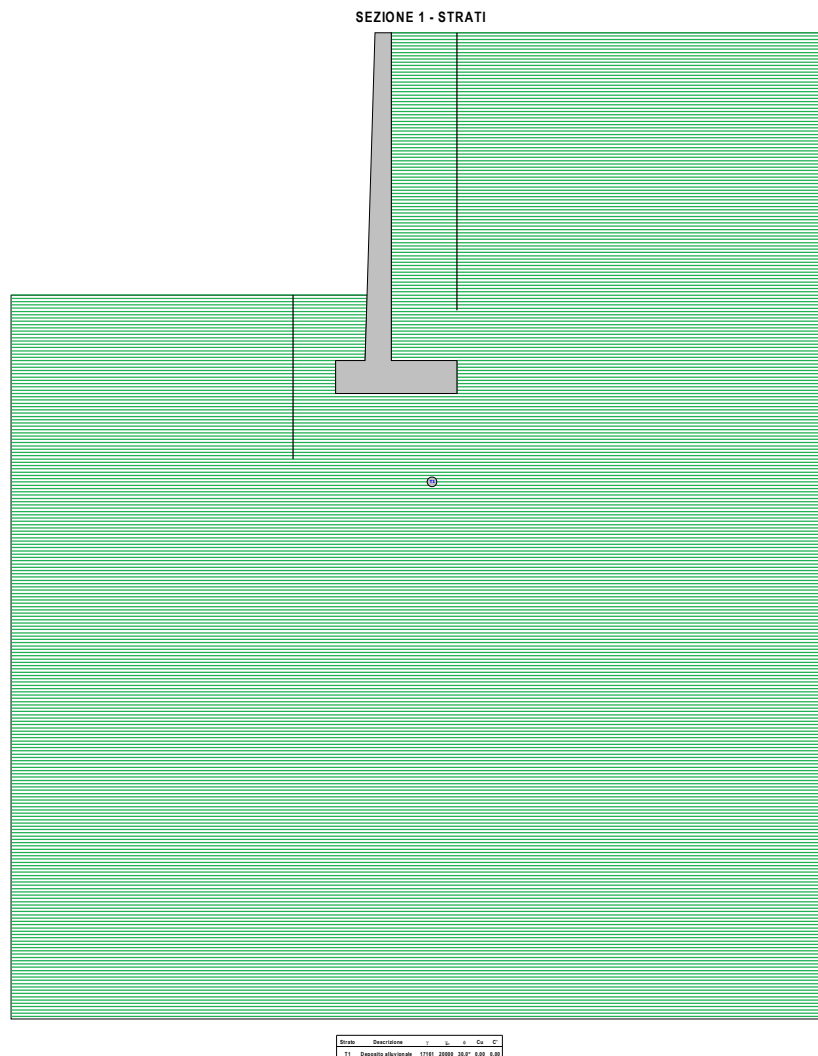
Vista in Sezione

SEZIONE 1 - SEZIONE



Sezione 1 - Vista Sezione

Vista Stratigrafica



Sezione 1 - Vista Strati

2 - NORMATIVA DI RIFERIMENTO

Le fasi di analisi e verifica della struttura sono state condotte in accordo alle seguenti disposizioni normative, per quanto applicabili in relazione al criterio di calcolo adottato dal progettista, evidenziato nel prosieguo della presente relazione:

Legge 5 novembre 1971 n. 1086 (G. U. 21 dicembre 1971 n. 321)

"Norme per la disciplina delle opere di conglomerato cementizio armato, normale e precompresso ed a struttura metallica"

Legge 2 febbraio 1974 n. 64 (G. U. 21 marzo 1974 n. 76)

"Provvedimenti per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche"

Indicazioni progettive per le nuove costruzioni in zone sismiche a cura del Ministero per la Ricerca scientifica - Roma 1981.

C.N.R. n. 10024/1986

"Analisi di strutture mediante elaboratore. Impostazione e Redazione delle relazioni di calcolo"

D. M. Infrastrutture Trasporti 17 gennaio 2018 (G.U. 20 febbraio 2018 n. 42 - Suppl. Ord.)

"Norme tecniche per le Costruzioni"

Inoltre, in mancanza di specifiche indicazioni, ad integrazione della norma precedente e per quanto con

esse non in contrasto, sono state utilizzate le indicazioni contenute nella:

Circolare 2 febbraio 2009 n. 617 del Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti (G.U. 26 febbraio 2009 n. 27 – Suppl. Ord.)

"Istruzioni per l'applicazione delle 'Norme Tecniche delle Costruzioni' di cui al D.M. 14 gennaio 2008".

Eurocodice 7 – "Progettazione geotecnica" - ENV 1997-1.

3 - MATERIALI IMPIEGATI E RESISTENZE DI CALCOLO

Per la realizzazione dell'opera in oggetto saranno impiegati i seguenti materiali:

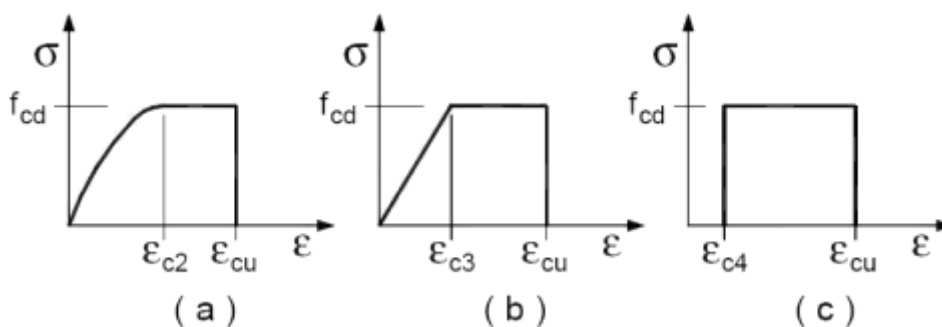
- Calcestruzzo di tipo C20/25 (Resistenza caratteristica $R_{ck} = 25 \text{ N/mm}^2$) armato con barre di acciaio ad aderenza migliorata di tipo B450C (Resistenza caratteristica $F_{yk} = 450 \text{ N/mm}^2$)
- Calcestruzzo di tipo C25/30 (Resistenza caratteristica $R_{ck} = 30 \text{ N/mm}^2$) armato con barre di acciaio ad aderenza migliorata di tipo B450C (Resistenza caratteristica $F_{yk} = 450 \text{ N/mm}^2$)
-

I valori dei parametri caratteristici dei suddetti materiali sono riportati nei tabulati di calcolo, nella relativa sezione.

Per ciascuna classe di calcestruzzo impiegata sono riportati i valori di:

Resistenza di calcolo a trazione (f_{ctd})
Resistenza a rottura per flessione (f_{ctm})
Resistenza tangenziale di calcolo (τ_{Rd})
Modulo elastico normale (E)
Modulo elastico tangenziale (G)
Coefficiente di sicurezza allo Stato Limite Ultimo del materiale (γ_c)
Resistenza cubica caratteristica del materiale (R_{ck})
Coefficiente di Omogeneizzazione
Peso Specifico
Coefficiente di dilatazione termica

I diagrammi costitutivi del calcestruzzo sono stati adottati in conformità alle indicazioni riportate al punto 4.1.2.1.2.1 del D.M. 17 gennaio 2018; in particolare per le verifiche effettuate a pressoflessione retta è stato adottato il modello riportato in fig. (a).



Diagrammi di calcolo tensione/deformazione del calcestruzzo.

La deformazione massima $\epsilon_{c,max}$ è assunta pari a 0.0035.

Per l'acciaio sono riportati i valori di:

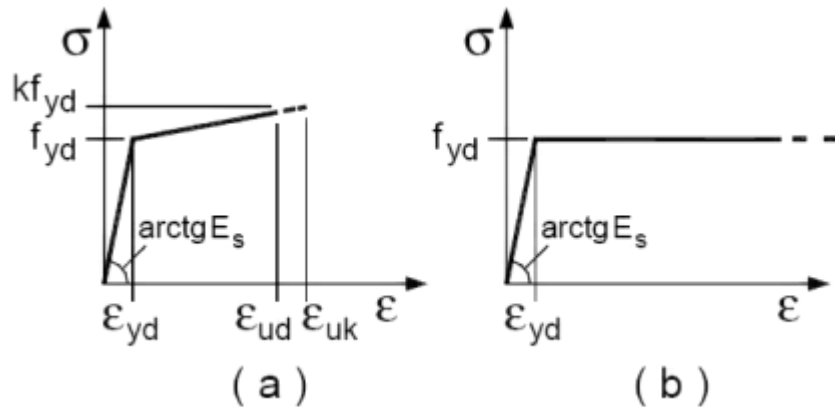
Tensione caratteristica di snervamento trazione (f_{yk})
Modulo elastico normale (E)
Modulo elastico tangenziale (G)

Coefficiente di sicurezza allo Stato Limite Ultimo del materiale (γ_f)

Peso Specifico

Coefficiente di dilatazione termica

I diagrammi costitutivi dell'acciaio sono stati adottati in conformità alle indicazioni riportate al punto 4.1.2.1.2.2 del D.M. 17 gennaio 2018; in particolare è stato adottato il modello elastico perfettamente plastico descritto in b).



La resistenza di calcolo è data da f_{yk} / γ_f . Il coefficiente di sicurezza γ_f si assume pari a 1.15.

Tutti i materiali impiegati dovranno essere comunque verificati con opportune prove di laboratorio secondo le prescrizioni della vigente Normativa.

4 - TERRENO DI FONDAZIONE

Le indagini effettuate, mirate alla valutazione della velocità delle onde di taglio (V_{s30}) e/o del numero di colpi dello Standard Penetration Test (NSPT), permettono di classificare il profilo stratigrafico, ai fini della determinazione dell'azione sismica, di categoria **C** [**Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti con profondità del substrato superiori a 30 m, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 180 m/s e 360 m/s.**].

Tutti i parametri che caratterizzano i terreni di fondazione sono riportati nei tabulati di calcolo, nella relativa sezione. Per ulteriori dettagli si rimanda alle relazioni geologica e geotecnica.

5 - METODO DI CALCOLO DELLA SPINTA DEL TERRAPIENO

La pressione esercitata da un terreno contro un muro è simile alla spinta idrostatica; infatti, essa aumenta in funzione della profondità h e può essere così espressa:

$$p = K \cdot h \cdot \gamma$$

dove γ è il peso dell'unità di volume del terreno e K è un coefficiente che dipende dall'angolo di attrito interno, dagli angoli di inclinazione del terrapieno e del paramento del muro, dall'angolo di attrito terramuro, nonché dal tipo di spinta che si vuole calcolare (attiva e passiva).

Esistono due modalità di calcolo della spinta:

- Spinta attiva: quando il muro subisce una rotazione, sia pure piccola, verso l'esterno (valle).
- Spinta passiva: quando il muro subisce una rotazione, sia pure piccola, premendo contro il terrapieno (monte).

Tra le varie ipotesi che si utilizzano per il calcolo della spinta, si è utilizzata quella dovuta al **Coulomb**, opportunamente modificata ed ampliata per tener conto di tutte le eventualità che possono presentarsi:

- Attrito terra-muro.
- Paramento inclinato.
- Profilo del piano di campagna di forma generica.
- Carichi distribuiti/concentrati disposti in maniera arbitraria sul profilo.
- Stratigrafia costituita da un numero illimitato di strati o lenti, costituiti da terreni coerenti e/o incoerenti.
- Falda acquifera, eventualmente inclinata.

Il metodo di Coulomb presuppone una linea di rottura piana del terreno che parte dalla base del muro; la spinta è l'integrale delle pressioni agenti calcolate lungo la verticale del cuneo di spinta.

Vengono esaminate tutte le possibili superfici di scorrimento per individuare in automatico quella per la quale la spinta è massima.

Il calcolo della distribuzione delle pressioni lungo l'altezza del paramento del muro avviene col metodo delle strisce dovuto a **Huntington**, che consiste nel considerare tante ipotetiche linee di frattura lungo l'altezza parallele a quella della superficie di scorrimento. Costruito il diagramma delle pressioni sul muro è quindi possibile trovare la risultante ed il punto di applicazione della spinta.

Questo procedimento viene applicato:

- sul cuneo che parte dal vertice in basso a monte del paramento, ciò al fine di ottenere le azioni con cui si andranno a verificare le sezioni del paramento stesso.
- sul cuneo che parte dal vertice in basso della fondazione a monte, ciò al fine di ottenere le azioni massime necessarie per le verifiche allo scorrimento e al carico limite sulla fondazione stessa.

Nel caso di presenza di falda acquifera retrostante al muro e assenza di drenaggio, se ne tiene conto sia nel calcolo della spinta che nella verifica a carico limite della fondazione, considerando la sottospinta di galleggiamento.

Per quanto riguarda le azioni sismiche, per ognuna delle strisce prima menzionate e per ogni spinta ad esse afferente, viene calcolato il corrispondente incremento sismico valutando la massa della striscia e moltiplicandola per il coefficiente sismico orizzontale k_h .

6 - VALUTAZIONE DELL'AZIONE SISMICA

La valutazione della spinta del terreno in zona sismica, secondo quanto prevede il D.M. 17 gennaio 2018 "Norme tecniche per le Costruzioni" al § 3.2.3 e al § 7.11.6.2.1, è stata eseguita utilizzando metodi *pseudo-statici*.

In particolare il procedimento per la definizione dei parametri sismici di progetto per i vari Stati Limite per cui sono state effettuate le verifiche è stato il seguente:

- definizione della Vita Nominale e della Classe d'Uso della struttura, il cui uso combinato ha portato alla definizione del Periodo di Riferimento dell'azione sismica.
- Individuazione, tramite latitudine e longitudine, dei parametri sismici di base a_g , F_0 e T_c^* per tutti e quattro gli Stati Limite previsti (SLO, SLD, SLV e SLC); l'individuazione è stata effettuata interpolando tra i 4 punti più vicini al punto di riferimento dell'edificio.
- Determinazione dei coefficienti d'amplificazione stratigrafica e topografica.
- Calcolo del periodo T_c corrispondente all'inizio del tratto a velocità costante dello Spettro.

L'utilizzo di metodi pseudo-statici, consente di ricondurre l'azione sismica, che è un'azione dinamica variabile nel tempo e nello spazio, ad un insieme di forze statiche equivalenti, orizzontali e verticali, mediante l'utilizzo di coefficienti sismici, che dipendono dalla zona sismica, dalle condizioni locali e dall'entità degli spostamenti ammessi per l'opera considerata. Tali coefficienti vengono utilizzati, oltre che per valutare le forze di inerzia sull'opera, anche per determinare la spinta retrostante il muro, mediante l'utilizzo della teoria di Mononobe Okabe.

Come specificato al § 7.11.6.2.1, in assenza di studi specifici, i coefficienti sismici orizzontale k_h e verticale k_v , devono essere calcolati come:

$$k_h = \beta_m \cdot \frac{a_{max}}{g} \quad [7.11.6]$$

$$k_v = \pm 0.5 \cdot k_h \quad [7.11.7]$$

dove:

a_{max} = accelerazione orizzontale massima attesa al sito.

In assenza di analisi specifiche della risposta sismica locale, l'accelerazione massima è valutata con la relazione:

$$a_{max} = S_S \cdot S_T \cdot a_g \quad [7.11.8]$$

dove:

S = coefficiente che comprende l'effetto dell'amplificazione stratigrafica (S_S) e dell'amplificazione topografica (S_T), di cui al §3.2.3.2;

a_g = accelerazione orizzontale massima attesa su sito di riferimento rigido.

Nella precedente espressione, il coefficiente β_m di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito è pari a:

$\beta_m = 0.38$ nelle verifiche allo stato limite ultimo (SLV)

$\beta_m = 0.47$ nelle verifiche allo stato limite di esercizio (SLD)

Lo stato limite di ribaltamento è trattato impiegando coefficienti parziali unitari sulle azioni e sui parametri geotecnici (§ 7.11.1) e utilizzando valori di β_m incrementati del 50% rispetto a quelli innanzi indicati e comunque non superiori all'unità.

Si riportano di seguito le coordinate geografiche del sito ed i relativi dati di pericolosità sismica:

Latitudine: 37° 58' 5.23" Longitudine: 15° 20' 5.09" Altitudine: 6

DATI GENERALI ANALISI SISMICA

Dati generali analisi sismica								
TP	Coef Ampl Topog	β_s	β_m	K_{Stbl}	K_{Muro}	Latitudine	Longitudine	Altitudine
						[gradi]	[gradi]	[m]
C	1,00	0,28	0,38	0,09	0,12	37° 58' 5.23"	15° 20' 5.09"	6

Classe Edificio	Vita Nominale	Periodo di Riferimento
[adim]	[anni]	[anni]
2	50	50

SL	Tr	Ag	Ss	F0	T*c
[adim]	[anni]	[adim]	[adim]	[adim]	[s]
SLO	30	0,0626	1,500	2,434	0,270
SLD	50	0,0818	1,500	2,399	0,288
SLV	475	0,2323	1,359	2,444	0,349
SLC	975	0,3111	1,237	2,479	0,370

LEGENDA Dati generali analisi sismica

TP	Tipo terreno prevalente, categoria di suolo di fondazione come definito al punto 3.2.2 delle Norme tecniche per le costruzioni.
Coef Ampl Topog	Coefficiente di amplificazione topografica.
β_s	Coefficiente di riduzione di accelerazione massima per Verifica di stabilità'.
β_m	Coefficiente di riduzione di accelerazione massima per Muro di sostegno.
K_{Stbl}	Coefficiente per il calcolo della spinta per Verifica di stabilità'.
K_{Muro}	Coefficiente per il calcolo della spinta per Muro di sostegno.
Latitudine	Latitudine geografica del sito [gradi].
Longitudine	Longitudine geografica del sito [gradi].
Altitudine	Altitudine geografica del sito sul livello medio del mare [m].

7 - SCENARI DI CARICO

I calcoli e le verifiche sono condotti con il metodo semiprobabilistico degli stati limite secondo le indicazioni del D.M. 17 gennaio 2018.

Le azioni introdotte direttamente sono combinate con le altre (carichi permanenti, accidentali e sisma) mediante le combinazioni di carico di seguito descritte. Da esse si ottengono i valori probabilistici da impiegare successivamente nelle verifiche.

La **verifica di stabilità globale** del complesso opera di sostegno-terreno deve essere effettuata, analogamente a quanto previsto al § 6.8, secondo l'**Approccio 1**, con la **Combinazione 2 (A2+M2+R2)**, tenendo conto dei coefficienti parziali riportati nelle Tabelle 6.2.I e 6.2.II per le azioni e i parametri geotecnici e nella Tab. 6.8.I per le verifiche di sicurezza di opere di materiali sciolti e fronti di scavo.

Le rimanenti verifiche devono essere effettuate secondo l'**Approccio 2**, con la **combinazione (A1+M1+R3)**, tenendo conto dei valori dei coefficienti parziali riportati nelle Tabelle 6.2.I, 6.2.II e 6.5.I.

Nella verifica a ribaltamento i coefficienti R3 della Tab. 6.5.I si applicano agli effetti delle azioni stabilizzanti.

Tab. 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	$\tan \varphi'$	$\gamma_{\varphi'}$	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

Tab. 6.5.I – Coefficienti parziali γ_R per le verifiche agli stati limite ultimi STR e GEO di muri di sostegno.

VERIFICA	Coefficiente parziale γ_R (R3)
Capacità portante della fondazione	1.4
Scorrimento	1.1
Ribaltamento	1.5
Resistenza del terreno a valle	1.4

Nelle verifiche di sicurezza per effetto delle azioni sismiche si controlla che la resistenza del sistema sia maggiore delle azioni nel rispetto della condizione [6.2.1], ponendo pari all'unità i coefficienti parziali sulle azioni e sui parametri geotecnici (§ 7.11.1) e impiegando le resistenze di progetto con i coefficienti parziali γ_R indicati nella tabella 7.11.III.

Tab. 7.11.III – Coefficienti parziali γ_R per le verifiche agli stati limite ultimi (SLV) dei muri di sostegno.

VERIFICA	Coefficiente parziale γ_R
Capacità portante della fondazione	1.2
Scorrimento	1.0
Ribaltamento	1.0
Resistenza del terreno a valle	1.2

Sono stati considerati i seguenti Stati Limite.

7.1 Stato Limite Ultimo e di Salvaguardia della Vita

Le azioni sulla costruzione sono state cumulate in modo da determinare condizioni di carico tali da risultare più sfavorevoli ai fini delle singole verifiche, tenendo conto della probabilità ridotta di intervento simultaneo di tutte le azioni con i rispettivi valori più sfavorevoli, come consentito dalle norme vigenti.

Per gli stati limite ultimi sono state adottate le combinazioni del tipo:

$$\gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_P \cdot P + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1} + \gamma_{Q2} \cdot \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \gamma_{Q3} \cdot \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots$$

dove:

- G_1 rappresenta il peso proprio di tutti gli elementi strutturali; peso proprio del terreno, quando pertinente; forze indotte dal terreno (esclusi gli effetti di carichi variabili applicati al terreno); forze risultanti dalla pressione dell'acqua (quando si configurino costanti nel tempo);
- G_2 rappresenta il peso proprio di tutti gli elementi non strutturali;
- P rappresenta pretensione e precompressione;
- Q azioni sulla struttura o sull'elemento strutturale con valori istantanei che possono risultare sensibilmente diversi fra loro nel tempo:
- di lunga durata: agiscono con un'intensità significativa, anche non continuativamente, per un tempo non trascurabile rispetto alla vita nominale della struttura;
 - di breve durata: azioni che agiscono per un periodo di tempo breve rispetto alla vita nominale della struttura;
- Q_{ki} rappresenta il valore caratteristico della i-esima azione variabile;
- $\gamma_G, \gamma_Q, \gamma_P$ coefficienti parziali come definiti nella Tab. 6.2.I del DM 17 gennaio 2018;
- ψ_{0i} sono i coefficienti di combinazione per tenere conto della ridotta probabilità di concomitanza delle azioni variabili con i rispettivi valori caratteristici.

Tab. 6.2.I D.M 17/01/2018

CARICHI	EFFETTO	Coefficiente γ_F (o γ_E)	EQU	(A1) STR	(A2) GEO
Carichi permanenti	favorevoli	γ_{G1}	0.9	1.0	1.0
	sfavorevoli		1.1	1.3	1.0
Carichi permanenti non strutturali ⁽¹⁾	favorevoli	γ_{G21}	0.8	0.8	0.8
	sfavorevoli		1.5	1.5	1.3
Carichi variabili	favorevoli	γ_{Qi}	0.0	0.0	0.0
	sfavorevoli		1.5	1.5	1.3

⁽¹⁾ Nel caso in cui i carichi permanenti non strutturali (ad es. carichi permanenti portati) siano compiutamente definiti si potranno adottare per essi gli stessi coefficienti validi per le azioni permanenti.

Le combinazioni risultanti sono state costruite a partire dalle sollecitazioni caratteristiche calcolate per ogni condizione di carico elementare: ciascuna condizione di carico accidentale, a rotazione, è stata considerata sollecitazione di base (Q_{k1} nella formula precedente).

I coefficienti relativi a tali combinazioni di carico sono riportati negli allegati tabulati di calcolo.

In zona sismica, oltre alle sollecitazioni derivanti dalle generiche condizioni di carico statiche, devono essere considerate anche le sollecitazioni derivanti dal sisma. L'azione sismica è stata combinata con le altre azioni secondo la seguente relazione:

$$G_1 + G_2 + P + E + \sum_i \psi_{2i} \cdot Q_{ki}$$

dove:

- E azione sismica per lo stato limite e per la classe di importanza in esame;
- G_1 rappresenta peso proprio di tutti gli elementi strutturali;

G_2 rappresenta il peso proprio di tutti gli elementi non strutturali;
 P_k rappresenta pretensione e precompressione;
 ψ_{2i} coefficiente di combinazione delle azioni variabili Q_i ;
 Q_{ki} valore caratteristico dell'azione variabile Q_i .

I valori dei coefficienti ψ_{2i} sono riportati nella seguente tabella:

Categoria/Azione	ψ_{2i}
Categoria A – Ambienti ad uso residenziale	0,3
Categoria B – Uffici	0,3
Categoria C – Ambienti suscettibili di affollamento	0,6
Categoria D – Ambienti ad uso commerciale	0,6
Categoria E – Biblioteche, archivi, magazzini e ambienti ad uso industriale	0,8
Categoria F – Rimesse e parcheggi (per autoveicoli di peso ≤ 30 kN)	0,6
Categoria G – Rimesse e parcheggi (per autoveicoli di peso > 30 kN)	0,3
Categoria H – Coperture accessibili per sola manutenzione	0,0
Categoria I – Coperture praticabili	da valutarsi caso per caso
Vento	0,0
Neve (a quota ≤ 1000 m s.l.m.)	0,0
Neve (a quota > 1000 m s.l.m.)	0,2
Variazioni termiche	0,0

7.2 Stati Limite di Esercizio

Allo Stato Limite di Esercizio le sollecitazioni con cui sono state semiprogettate le aste in c.a. sono state ricavate applicando le formule riportate nel D.M. 17 gennaio 2018 - Norme tecniche per le costruzioni - al punto 2.5.3. Per le verifiche agli stati limite di esercizio, a seconda dei casi, si fa riferimento alle seguenti combinazioni di carico:

combinazione caratteristica o rara

$$F_d = \sum_{j=1}^m (G_{Kj}) + Q_{k1} + \sum_{i=2}^n (\psi_{0i} \cdot Q_{ki}) + \sum_{h=1}^l (P_{kh})$$

combinazione frequente

$$F_d = \sum_{j=1}^m (G_{Kj}) + \psi_{11} \cdot Q_{k1} + \sum_{i=2}^n (\psi_{2i} \cdot Q_{ki}) + \sum_{h=1}^l (P_{kh})$$

combinazione quasi permanente

$$F_d = \sum_{j=1}^m (G_{Kj}) + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \sum_{i=2}^n (\psi_{2i} \cdot Q_{ki}) + \sum_{h=1}^l (P_{kh})$$

dove:

G_{Kj} valore caratteristico della j-esima azione permanente;
 P_{kh} valore caratteristico della h-esima deformazione impressa;
 Q_{k1} valore caratteristico dell'azione variabile di base di ogni combinazione;
 Q_{ki} valore caratteristico della i-esima azione variabile;
 ψ_{0i} coefficiente atto a definire i valori delle azioni ammissibili di durata breve ma ancora significativi nei riguardi della possibile concomitanza con altre azioni variabili;
 ψ_{1i} coefficiente atto a definire i valori delle azioni ammissibili ai frattili di ordine 0,95 delle distribuzioni dei valori istantanei;
 ψ_{2i} coefficiente atto a definire i valori quasi permanenti delle azioni ammissibili ai valori medi delle distribuzioni dei valori istantanei.

Ai coefficienti ψ_{0i} , ψ_{1i} , ψ_{2i} sono attribuiti i seguenti valori:

Azione	ψ_{0i}	ψ_{1i}	ψ_{2i}
--------	-------------	-------------	-------------

Categoria A – Ambienti ad uso residenziale	0,7	0,5	0,3
Categoria B – Uffici	0,7	0,5	0,3
Categoria C – Ambienti suscettibili di affollamento	0,7	0,7	0,6
Categoria D – Ambienti ad uso commerciale	0,7	0,7	0,6
Categoria E – Biblioteche, archivi, magazzini e ambienti ad uso industriale	1,0	0,9	0,8
Categoria F – Rimesse e parcheggi (per autoveicoli di peso ≤ 30 kN)	0,7	0,7	0,6
Categoria G – Rimesse e parcheggi (per autoveicoli di peso > 30 kN)	0,7	0,5	0,3
Categoria H – Coperture	0,0	0,0	0,0
Categoria I – Coperture praticabili	da valutarsi caso per caso		
Vento	0,6	0,2	0,0
Neve (a quota ≤ 1000 m s.l.m.)	0,5	0,2	0,0
Neve (a quota > 1000 m s.l.m.)	0,7	0,5	0,2
Variazioni termiche	0,6	0,5	0,0

In maniera analoga a quanto illustrato nel caso dello SLU le combinazioni risultanti sono state costruite a partire dalle sollecitazioni caratteristiche calcolate per ogni condizione di carico; a turno ogni condizione di carico variabile è stata considerata sollecitazione di base, con ciò dando origine a tanti valori combinati. Per ognuna delle combinazioni ottenute, in funzione dell'elemento, sono state effettuate le verifiche allo SLE (tensioni, deformazioni e fessurazione).

Negli allegati tabulati di calcolo sono riportanti i coefficienti relativi alle combinazioni di calcolo generate relativamente alle combinazioni di azioni "Quasi Permanente", "Frequente" e "Rara".

Nelle sezioni relative alle verifiche allo SLE dei citati tabulati, inoltre, sono riportati i valori delle sollecitazioni relativi alle combinazioni che hanno originato i risultati più gravosi.

8 - VERIFICHE

8.1 Verifica a Ribaltamento

Nella verifica a ribaltamento è stato scelto come punto di rotazione il vertice in basso a valle della fondazione.

- Il Momento Ribaltante è dovuto alla componente orizzontale della spinta, all'incremento sismico di essa e ad eventuali carichi esterni che possono contribuire al ribaltamento.
- Il Momento Stabilizzante è dovuto al peso proprio del muro, del terreno su esso agente, ad eventuali carichi esterni che possono contribuire alla stabilità ed ai tiranti.

Il coefficiente di sicurezza è dato dal rapporto Momento Stabilizzante/Momento Ribaltante. Tale valore è stato calcolato per tutte le combinazioni di carico previste dall'approccio adottato, considerando il sistema come un corpo rigido.

8.2 Verifica a Scorrimento

Nella verifica a scorrimento sono state prese in considerazione tutte le forze agenti che innescano un meccanismo di traslazione lungo il piano di posa della fondazione per superamento dei limiti di attrito e coesione, tenendo conto dell'inclinazione del piano di posa e dell'eventuale presenza di speroni.

La **Forza Agente** è la spinta con i suoi incrementi sismici ed eventuali forze esterne che agiscono nello stesso verso.

La **Forza Resistente** è rappresentata dall'attrito e dalla coesione agente sulla fondazione, dalla presenza di tiranti e di pali, da particolari costruttivi quali gli speroni che servono ad aumentare la resistenza allo scorrimento oltre ad eventuali forze esterne che agiscono nello stesso verso.

Il coefficiente di sicurezza è dato dal rapporto Forza Resistente/Forza Agente. Tale valore è stato calcolato per tutte le combinazioni di carico previste dall'approccio adottato e il rapporto più gravoso, in relazione al corrispondente coefficiente R, dipendente dall'approccio e dalla combinazione considerata, è

stato riportato come Coefficiente di Sicurezza a Scorrimento.

8.3 Verifica a Carico Limite

Il carico limite verticale dei pali è stato calcolato col metodo di **Berezantzeev**, tenendo conto della stratigrafia, delle condizioni del terreno (drenato/non drenato), se trattasi di pali con grosso diametro (>80 cm), dell'eventuale presenza della falda e della riduzione dovuta agli effetti d'interazione per gruppi di pali.

Per i pali sottoposti a trazione, viene effettuata una verifica allo sfilamento considerando i termini di attrito e di adesione.

Il carico limite orizzontale viene invece ricavato secondo la metodologia indicata da Broms per pali vincolati in testa. Viene calcolata l'armatura principale e secondaria del palo rispettivamente a pressoflessione ed a taglio, il meccanismo di rottura del complesso palo-terreno (palo corto/medio/lungo) e l'eventuale profondità di formazione della cerniera plastica in caso di palo lungo.

Il coefficiente di sicurezza, sia per azioni verticali che orizzontali, è dato dal rapporto Carico Limite / Carichi Agenti. Tale valore è stato calcolato per tutte le combinazioni di carico previste dall'approccio adottato ed il rapporto più gravoso, in relazione al corrispondente coefficiente R, dipendente dall'approccio e dalla combinazione considerata, è stato riportato come Coefficiente di Sicurezza a Carico Limite.

8.4 Verifica di Stabilità Globale

Per la verifica di stabilità globale è stato assimilato tutto il complesso muro-terreno ad un pendio. Esso deve essere al sicuro da fenomeni d'instabilità che in genere si sviluppano su superfici di scorrimento assimilabili a circonferenze.

Sono state ipotizzate varie superfici di scorrimento in modo da interessare tutta la parte di terreno potenzialmente soggetta ad instabilità. Sono state escluse le superfici che intercettano il muro, i pali e i tiranti. Per ognuna di esse sono state calcolate le forze motrici e le forze resistenti.

Il calcolo è stato effettuato secondo i metodi classici di **Fellenius** o di **Bishop**, suddividendo il complesso terreno-muro incluso nel cerchio in esame in settori verticali sufficientemente piccoli, e calcolando le forze resistenti per attrito e coesione alla base, che si oppongono alla forza di scorrimento del settore.

Il coefficiente di sicurezza in condizioni statiche (NON sismiche) è dato dal rapporto fra le forze resistenti e quelle motrici. Tale valore è stato calcolato per tutte le combinazioni di carico previste dall'approccio 1 Combinazione 2 (A2+M2+R2), tenendo conto dei coefficienti parziali riportati nelle Tabelle 6.2.I e 6.2.II per le azioni e i parametri geotecnici e nella Tab. 6.8.I per le verifiche di sicurezza di opere di materiali sciolti e fronti di scavo. Le verifiche di sicurezza per effetto delle azioni sismiche, invece, si controlla che la resistenza del sistema sia maggiore delle azioni (condizione [6.2.1]), ponendo pari all'unità i coefficienti parziali sulle azioni e sui parametri geotecnici (§ 7.11.1) e impiegando le resistenze di progetto calcolate con un coefficiente parziale pari a $\gamma_R = 1.2$.

L'azione sismica è stata valutata come previsto dal D.M. 17.01.2018 al § 7.11.3.5.2.

8.5 Progetto e Verifica degli elementi strutturali

Le sollecitazioni per le successive verifiche vengono calcolate in una serie di sezioni predefinite sia sul paramento che sulla fondazione a monte ed a valle (muri a mensola).

Esse sono in genere a passo costante, ma se esistono delle singolarità, come ad es. gradoni, speroni, mensole esse vengono opportunamente posizionate in corrispondenza di tali punti.

La verifica degli elementi allo SLU avviene col seguente procedimento:

- si costruiscono le combinazioni in base al D.M. 17.01.2018, ottenendo un insieme di sollecitazioni;
- si combinano tali sollecitazioni con quelle dovute all'eventuale azione del sisma.
- per sollecitazioni semplici (flessione retta, taglio, etc.) si individuano i valori minimo e massimo con cui progettare o verificare l'elemento considerato; per sollecitazioni composte (pressoflessione retta/deviata) vengono eseguite le verifiche per tutte le possibili combinazioni e solo a seguito di ciò si individua quella che ha originato il minimo coefficiente di sicurezza.

Per quanto concerne il progetto degli elementi in c.a. illustriamo in dettaglio il procedimento seguito in presenza di pressoflessione retta, utilizzato per verificare le seguenti sezioni:

- Paramento: attacco con la fondazione, a mezza altezza e ad ogni variazione non continua di sezione.
- Fondazione: le due sezioni, rispettivamente a valle e a monte, di attacco con il Paramento.
- Mensola: la sezione di attacco con il Paramento.
- Sperone: la sezione di attacco con la Fondazione.

Viene ipotizzata un'armatura iniziale che rispetti i minimi normativi, quindi per tutte le coppie (N, Mx), individuate secondo la modalità precedentemente illustrata, si calcola il momento ultimo in funzione di N, quindi il coefficiente di sicurezza rapportando tale momento ultimo a Mx.

Se per almeno una di queste coppie il coefficiente di sicurezza risulta inferiore a 1 si incrementa l'armatura e si ripete il procedimento fino a che per tutte le coppie (N, Mx) il coefficiente di sicurezza risulta al più pari a 1.

Nei tabulati di calcolo, per brevità, non potendo riportare una così grossa mole di dati, si riporta la coppia (N, Mx) che ha dato luogo al minimo coefficiente di sicurezza.

Una volta semiprogettate le armature allo SLU, si procede alla verifica delle sezioni allo Stato Limite di Esercizio con le sollecitazioni derivanti dalle combinazioni rare, frequenti e quasi permanenti; se necessario, le armature vengono integrate per far rientrare le tensioni entro i massimi valori previsti.

Successivamente si procede alle verifiche alla deformazione, quando richiesto, ed alla fessurazione che, come è noto, sono tese ad assicurare la durabilità dell'opera nel tempo.

Per quanto riguarda le verifiche al Taglio è stata utilizzata la formulazione [4.1.23] riportata al § 4.1.2.3.5.1 valida per elementi senza armatura resistente a taglio in quanto non sono state utilizzate armature specifiche per l'assorbimento del taglio. Anche qui per tutte le combinazioni di carico è stata controllata la relazione [4.1.22] ed è stato riportato il minimo coefficiente di sicurezza fra tutti i rapporti V_{Rd}/V_{Ed} .

8.6 Modello di Calcolo

Il modello della struttura viene creato automaticamente dal codice di calcolo, individuando i vari elementi strutturali e fornendo le loro caratteristiche geometriche e meccaniche.

Il calcolo delle sollecitazioni è eseguito in due modi diversi a seconda della tipologia di muri scelta:

- **muro senza contrafforti:** viene eseguito il calcolo a mensola sia per il paramento che per la fondazione considerando la striscia di un metro.
- **muro con contrafforti:** le porzioni di paramento e di fondazione comprese fra due contrafforti vengono trattate come piastre vincolate su tre lati.

Nel modello di calcolo, i seguenti elementi sono stati schematizzati nel seguente modo:

- **terreno:** letto di molle reagenti solo a compressione (suolo elastico monodirezionale);
- **pali:** molle concentrate reagenti a trazione/compressione e a momento;
- **micropali:** molle concentrate reagenti a trazione/compressione;
- **tiranti:** molle concentrate reagenti a sola trazione, col loro eventuale sforzo di pretensione.

Il vincolo offerto dai pali è del tipo incastro cedevole con rigidezze traslazionali in direzione X,Z e rotazionali in X. In direzione Z la rigidezza rotazionale è trascurata. Il calcolo delle rigidezze traslazionali è effettuato in Z con un metodo geotecnico che tiene conto dello spessore deformabile, mentre le altre sono ricavate da relazioni riportate in EC8 parte 5 appendice C.

9 - CODICE DI CALCOLO IMPIEGATO

9.1 Denominazione

Nome del Software	GeoMurus
-------------------	----------

Versione	8.00b
Caratteristiche del Software	Software per la progettazione ed il calcolo dei muri di sostegno per Windows
Numero di serie	18060605
Produzione e Distribuzione	ACCA software S.p.A. Contrada Rosole 13 83043 BAGNOLI IRPINO (AV) - Italy Tel. 0827/69504 r.a. - Fax 0827/601235 e-mail: info@acca.it - Internet: www.acca.it

9.2 Sintesi delle funzionalità generali

Il pacchetto consente di modellare la struttura, di effettuare il dimensionamento e le verifiche di tutti gli elementi strutturali e di generare gli elaborati grafici esecutivi.

È una procedura integrata dotata di tutte le funzionalità necessarie per consentire il calcolo completo di un muro di sostegno.

L'input della struttura avviene per oggetti (paramento, fondazione, scarpa, contrafforte, mensola, sperone, pali, tiranti, etc.) in un ambiente grafico integrato.

Apposite funzioni consentono la creazione e la manutenzione di archivi Materiali, Terreni e Carichi; tali archivi sono generali, nel senso che sono creati una tantum e sono pronti per ogni calcolo, potendoli comunque integrare/modificare in ogni momento.

L'utente non può modificare il codice ma soltanto eseguire delle scelte come:

- modificare i parametri necessari alla definizione dell'azione sismica;
- definire condizioni di carico.

Il programma è dotato di un manuale tecnico ed operativo. L'assistenza è effettuata direttamente dalla casa produttrice, mediante linea telefonica o e-mail.

Tutti i risultati del calcolo sono forniti, oltre che in formato numerico, anche in formato grafico permettendo così di evidenziare agevolmente eventuali incongruenze.

Il programma consente la stampa di tutti i dati di input, dei dati del modello strutturale utilizzato, dei risultati del calcolo e delle verifiche dei diagrammi delle sollecitazioni e delle deformate.

10 - TABULATI DI CALCOLO

Per quanto non espressamente sopra riportato, ed in particolar modo per ciò che concerne i dati numerici di calcolo, si rimanda all'allegato "Tabulati di calcolo" costituente parte integrante della presente relazione.

**Città Metropolitana di Messina
Comune di Santa Teresa di Riva**

RELAZIONE GEOTECNICA GENERALE

OGGETTO: Relazione geotecnica relativa al progetto "Opere di sostegno e rifacimento del piano viabile al Km. 3+550 e 5+700 sulla S.P. 23 di Misserio"

COMMITTENTE: Città Metropolitana di Messina

, __/__/____

Il Progettista e D.L.

(dott. ing. Giovanni Lentini)

11 - DESCRIZIONE GENERALE DELL'OPERA

La presente relazione geotecnica riguarda le indagini, la caratterizzazione e modellazione geotecnica del "volume significativo" per l'opera in esame e valuta l'interazione opera / terreno ai fini del dimensionamento delle relative fondazioni.

Questa relazione è stata redatta dal tecnico sulla base dei dati risultanti dalle prove di campagna e/o di laboratorio.

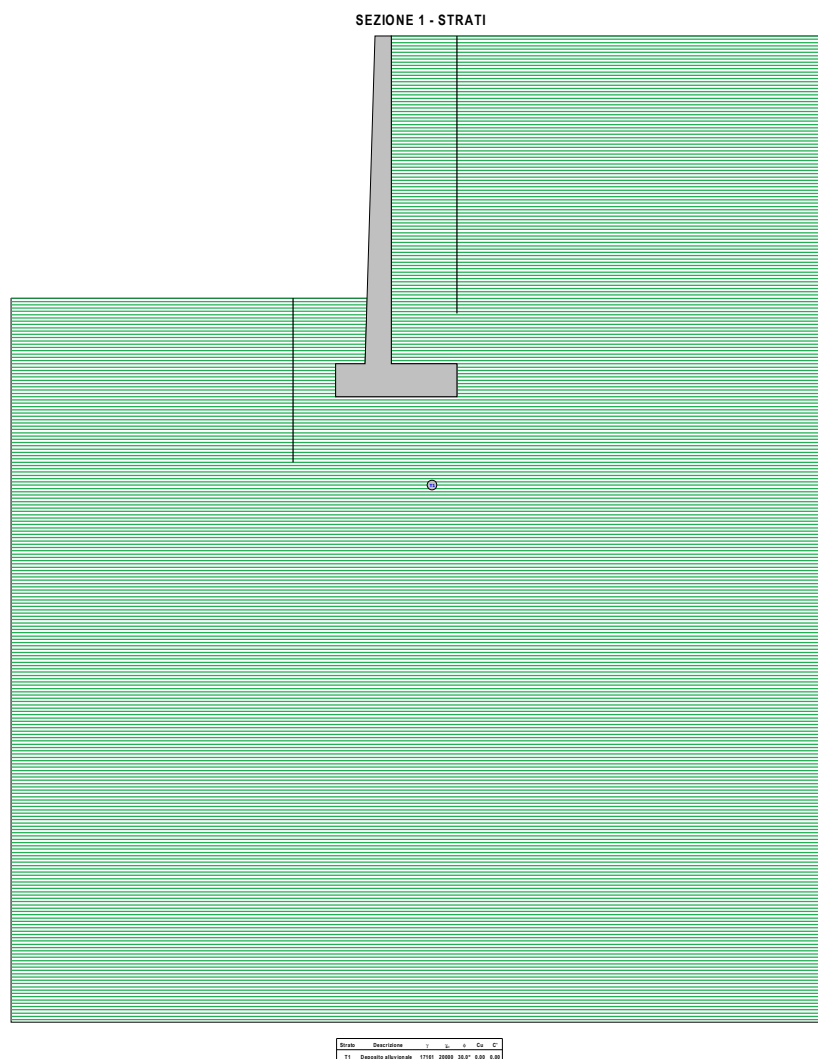
12 - INDAGINI GEOGNOSTICHE

/

Sulla base di quanto dettagliato nella relazione geologica dell'area di sito, si è proceduto alla progettazione della campagna di indagini geognostiche finalizzate alla determinazione delle caratteristiche geotecniche dei terreni interessati dal "volume significativo" dell'opera in esame.

Al fine della determinazione delle caratteristiche geotecniche dei terreni coinvolti nel "volume significativo" dell'opera in esame, sono state condotte delle prove geotecniche, riassunte nella relazione geologica.

Le indagini realizzate hanno permesso di ricostruire le seguenti stratigrafie per ognuna delle quali sono state definite le proprietà geotecniche dei singoli terreni coinvolti.



Sezione 1 - Vista Strati

13 - CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA, MODELLAZIONE GEOTECNICA E PERICOLOSITA' SISMICA DEL SITO

Le indagini effettuate, permettono di classificare il profilo stratigrafico, ai fini della determinazione dell'azione sismica, di categoria **C** [**Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti con profondità del substrato superiori a 30 m, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 180 m/s e 360 m/s.**], basandosi sulla valutazione della velocità delle onde di taglio (V_{S30}) e/o del numero di colpi dello Standard Penetration Test (N_{SPT}) e/o della resistenza non drenata equivalente ($c_{u,30}$).

Tutti i parametri che caratterizzano i terreni di fondazione sono riportati nei seguenti paragrafi.

13.1 Caratterizzazione geotecnica

La caratterizzazione geotecnica dei terreni è riassunta nella seguente tabella:

TERRENI

N	Descrizione	γ	γ_{saturo}	ϕ	Cu	C'	Ed	Costante di sottofondo		
								X	Y	Z
		[N/m ³]	[N/m ³]	[°ssdc]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[N/cm ³]	[N/cm ³]	[N/cm ³]
1	Deposito alluvionale	17161	20000	30	0,00	0,00	80	30	30	90

LEGENDA Terreni

N	Numero identificativo del terreno.
Descrizione	Descrizione del terreno.
γ	Peso per unità di volume [N/m ³].
γ_{saturo}	Peso per unità di volume saturo [N/m ³].
ϕ	Angolo di attrito [°ssdc].
Cu	Coesione [N/mm ²].
C'	Coesione Efficace [N/mm ²].
Ed	Modulo edometrico [N/mm ²].
Costante di sottofondo	Valori della costante di sottofondo del terreno nelle direzioni degli assi del riferimento globale X, Y, e Z.

13.2 Modellazione geotecnica

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.

13.3 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								
TP	Coef Ampl Topog	β_s	β_m	K_{Stbl}	K_{Muro}	Latitudine	Longitudine	Altitudine
						[gradi]	[gradi]	[m]
C	1,00	0,28	0,38	0,09	0,12	37° 58' 5.23"	15° 20' 5.09"	6

Classe Edificio	Vita Nominale	Periodo di Riferimento
[adim]	[anni]	[anni]
2	50	50

SL	Tr	Ag	Ss	F0	T* c
[adim]	[anni]	[adim]	[adim]	[adim]	[s]
SLO	30	0,0626	1,500	2,434	0,270
SLD	50	0,0818	1,500	2,399	0,288
SLV	475	0,2323	1,359	2,444	0,349
SLC	975	0,3111	1,237	2,479	0,370

LEGENDA Dati generali analisi sismica

TP	Tipo terreno prevalente, categoria di suolo di fondazione come definito al punto 3.2.2 delle Norme tecniche per le costruzioni.
Coef Ampl Topog	Coefficiente di amplificazione topografica.
β_s	Coefficiente di riduzione di accelerazione massima per Verifica di stabilità'.
β_m	Coefficiente di riduzione di accelerazione massima per Muro di sostegno.
K_{Stbl}	Coefficiente per il calcolo della spinta per Verifica di stabilità'.
K_{Muro}	Coefficiente per il calcolo della spinta per Muro di sostegno.
Latitudine	Latitudine geografica del sito [gradi].
Longitudine	Longitudine geografica del sito [gradi].
Altitudine	Altitudine geografica del sito sul livello medio del mare [m].

14 - SCELTA TIPOLOGICA DELLE OPERE DI FONDAZIONE

La tipologia delle opere di fondazione sono consone alle caratteristiche meccaniche del terreno definite in base ai risultati delle indagini geognostiche.
Nel caso in esame, la struttura di fondazione è costituita da:
fondazioni indirette di tipo a pali

15 - 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 di sicurezza sono state condotte, con riferimento all'**APPROCCIO 2 Combinazione (A1+M1+R3)**, sulla base delle tipologie di fondazioni descritte nel paragrafo precedente.

Le azioni sono ottenute, applicando ai valori caratteristici delle stesse, i coefficienti parziali γ_F di cui nella tabella 6.2.I delle NTC 2018, che vengono di seguito riportati.

CARICHI	EFFETTO	Coefficiente parziale γ_F (o γ_E)	A1 (STR)
Permanenti	Favorevole	γ_{G1}	1.0
	Sfavorevole		1.3
Permanenti non strutturali	Favorevole	γ_{G2}	0.8
	Sfavorevole		1.5
Variabili	Favorevole	γ_{Qi}	0.0
	Sfavorevole		1.5

Il valore di progetto della resistenza R_d è determinato in modo analitico con riferimento al valore caratteristico dei parametri geotecnici del terreno, diviso per il valore del coefficiente parziale γ_M , specificato nella tabella 6.2.II delle NTC 2018, e tenendo conto, ove necessario, dei coefficienti parziali γ_R specifici per ciascun tipo di opera come specificato nella tabella 6.5.I delle NTC 2018.

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

PARAMETRO	Grandezza alla quale applicare il coefficiente parziale	Coefficiente parziale γ_M	M1
Tangente dell'angolo di resistenza al taglio	$\tan \phi'$	$\gamma_{\phi'}$	1.0
Coesione efficace	c'_k	$\gamma_{c'}$	1.00
Resistenza non drenata	c_{uk}	γ_{cu}	1.00

Tab. 6.5.I – Coefficienti parziali γ_R per le verifiche agli stati limite ultimi STR e GEO di muri di sostegno

VERIFICA	Coefficiente parziale γ_R (R3)
Capacità portante della fondazione	1.4
Scorrimento	1.1
Ribaltamento	1.15
Resistenza del terreno a valle	1.4

Nelle verifiche di sicurezza per effetto delle azioni sismiche si deve controllare che la resistenza del sistema sia maggiore delle azioni nel rispetto della condizione [6.2.1], ponendo pari all'unità i coefficienti parziali sulle azioni e sui parametri geotecnici (§ 7.11.1) e impiegando le resistenze di progetto con i coefficienti parziali γ_R indicati nella tabella 7.11.III.

Tab. 7.11.III – Coefficienti parziali γ_R per le verifiche agli stati limite ultimi (SLV) dei muri di sostegno.

VERIFICA	Coefficiente parziale γ_R
Capacità portante della fondazione	1.2
Scorrimento	1.0
Ribaltamento	1.0
Resistenza del terreno a valle	1.2

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.

15.1 Carico limite per i pali

Calcolo del carico limite verticale

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).

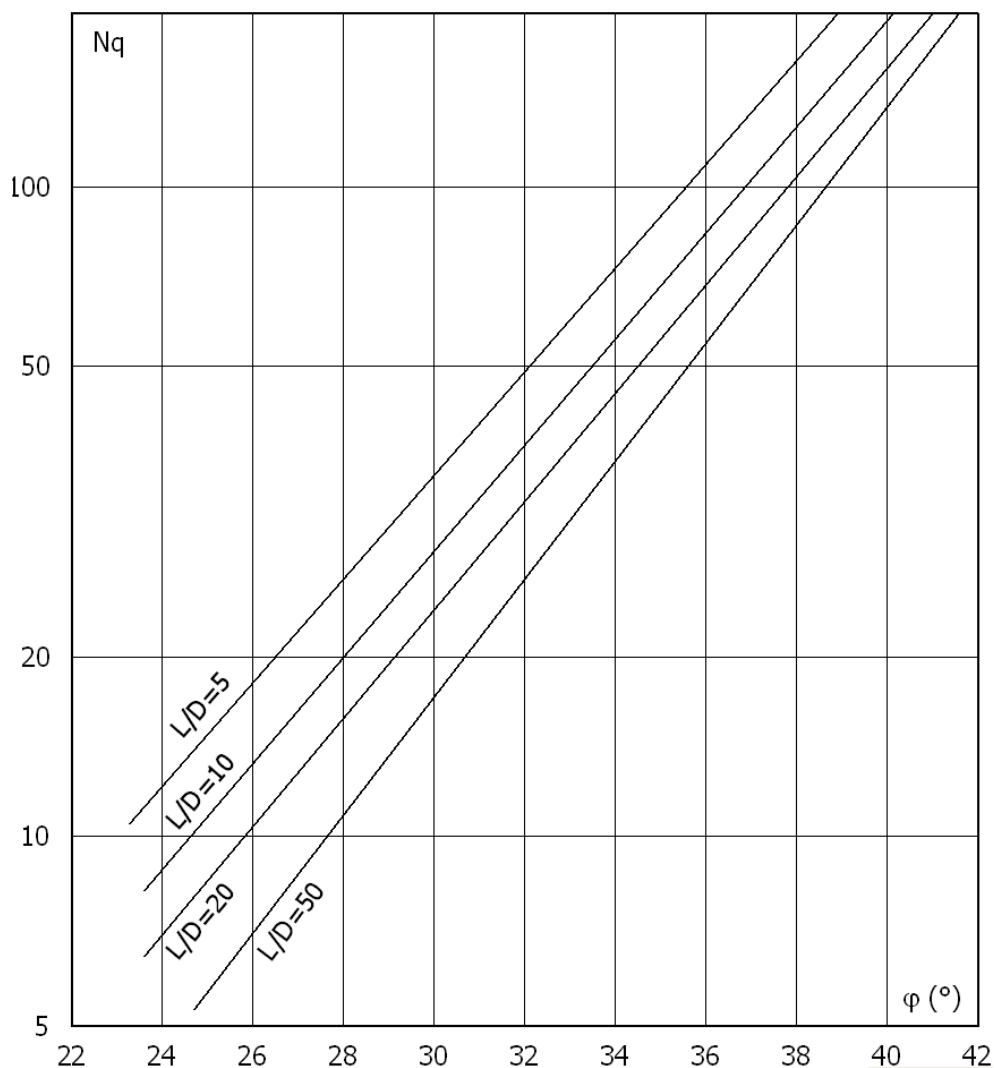
In particolare se uno strato è stato dichiarato incoerente il suo contributo al carico limite viene sempre valutato in condizioni drenate a prescindere dal metodo di calcolo richiesto (drenato/non drenato).

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

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

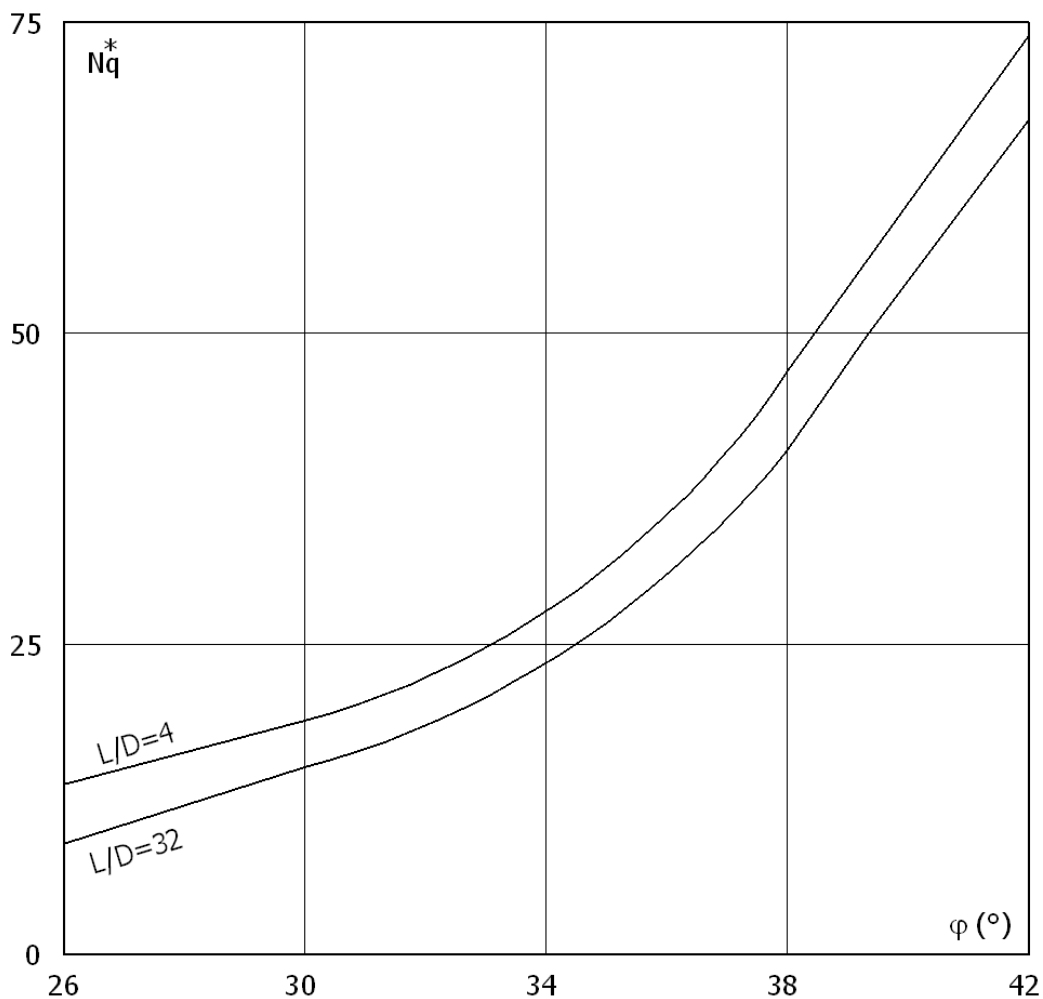
dove:

- 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 lunghezza del palo, D il diametro e ϕ l'angolo di attrito;
- $N_c = (N_q - 1) \cotg(\phi)$;
- 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. In condizioni 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). La portanza viene valutata portando in conto che la resistenza alla punta di un palo si mobilita per determinati valori di cedimento proporzionali al diametro del palo. Pertanto, viene fatta la distinzione fra pali di medio e grande diametro (>80 cm), per i quali la resistenza alla punta non viene mobilitata se non dopo un cedimento che può essere notevole (in tal caso si utilizza un valore di N_q^* ridotto rispetto a N_q).



Per il calcolo della resistenza laterale 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 $\mu=A \cdot \tan \phi$, 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 $a = \alpha c_u$ 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.

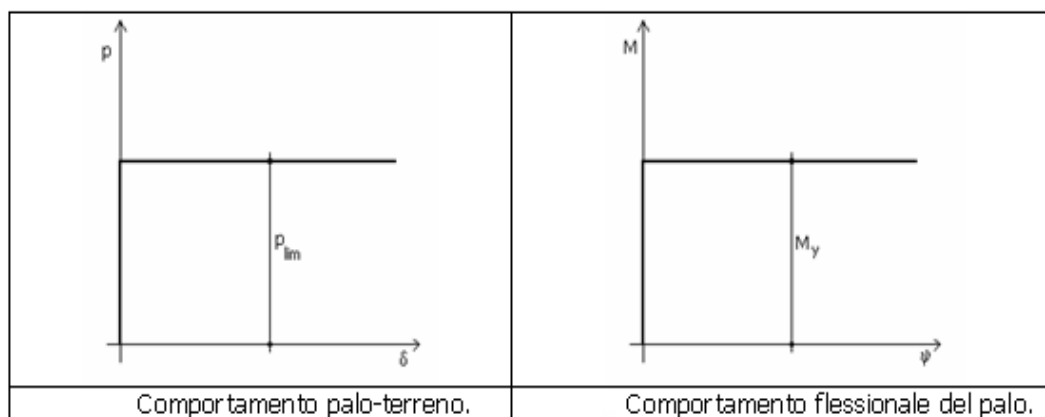
Invece, richiesto un calcolo del palo in condizioni drenate, sia per gli strati coerenti che per quelli incoerenti il contributo alla portanza laterale del singolo strato viene stimato in funzione dell'attrito.

Calcolo del Carico Limite Orizzontale

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:

1. 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;
2. forma del palo ininfluente rispetto al carico limite orizzontale il quale risulta influenzato solo dal diametro del palo stesso;
3. 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;
4. 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.

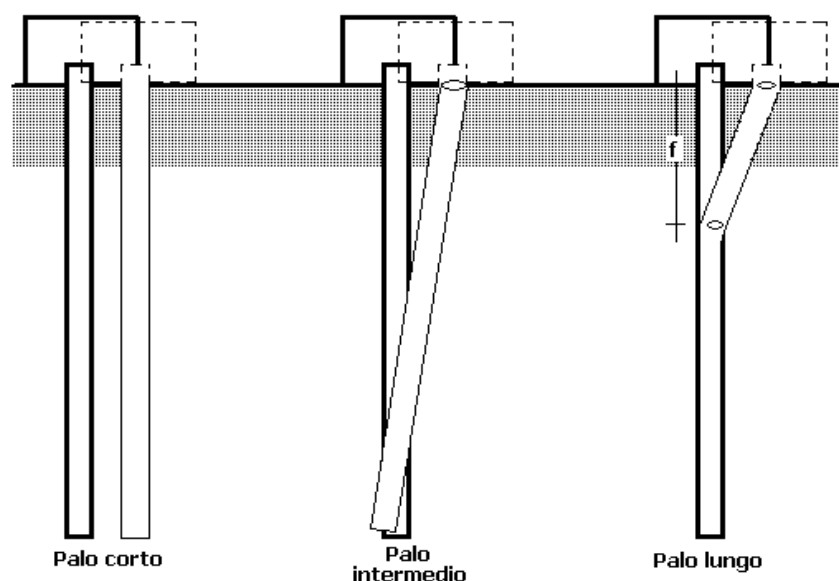


La resistenza limite laterale di un palo è determinata dal minimo valore fra:

- 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).

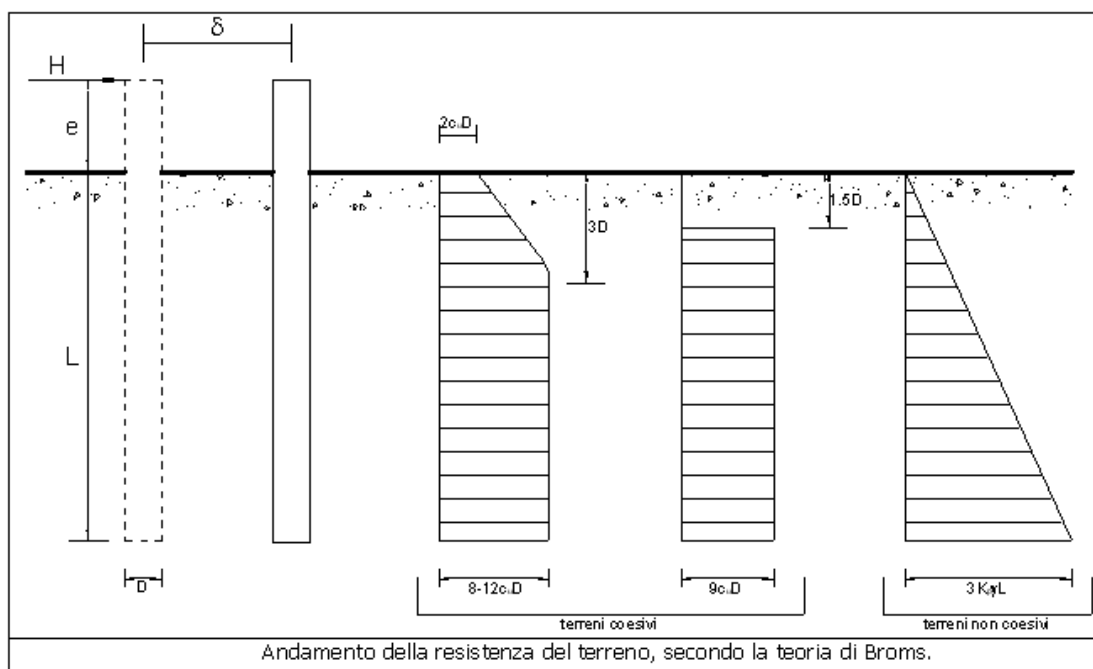
Mentre, il secondo meccanismo si verifica nel caso di pali aventi rigidezze non eccessive rispetto al terreno d'infissione (meccanismo di palo lungo o intermedio, con la formazione rispettivamente di due ed una cerniera plastica).



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).



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

- **Palo corto** $\Rightarrow$ (plasticizzazione terreno);
- **Palo intermedio** $\Rightarrow$ (plasticizzazione palo).
- **Palo lungo**

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 $p=3K_p \cdot \gamma \cdot L$ (alla base), essendo K_p il coefficiente di resistenza passiva.

Per quanto riguarda i terreni **coesivi** la resistenza laterale parte in testa al palo con un valore di

$p=2c_uD$, cresce linearmente fino alla profondità $3D$ per poi rimanere costante e pari a $p=8-12c_uD$ per tutta la lunghezza del palo. In alternativa, è possibile utilizzare un diagramma semplificato, di valore $p=0$ fino alla profondità $1.5D$ e con valore costante e pari a $9c_uD$ per tutta la lunghezza del palo.

La teoria di Broms è formulata per terreni omogenei, di tipo coerente o incoerente; in caso di terreni stratificati il programma effettua un controllo sul tipo di comportamento per capire quale sia la tipologia prevalente ed i parametri meccanici medi. In base a tali parametri viene poi condotto il calcolo.

Oltre ai parametri meccanici del terreno viene considerato anche il Momento Ultimo del palo che è funzione oltre che dell'armatura anche dello sforzo assiale agente ed è fondamentale per il calcolo delle sezioni che si plasticizzano. Di ciò viene tenuto correttamente conto. Se il comportamento è a palo lungo viene calcolata anche la profondità di formazione 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_{lim} , di cui nella tabella relativa alle verifiche, sono da intendersi come il valore di progetto della resistenza R_d (determinato come sopra esposto e diviso per il valore del coefficiente parziale γ_R). Nel caso in esame tali valori, come indicato nelle tabelle 6.4.II. 6.4.VI delle NTC 2018, sono sinteticamente riportati nelle seguenti tabelle:

Coefficienti parziali γ_R da applicare alle resistenze di pali soggetti a carichi assiali

Resistenza	Simbolo	Pali infissi	Pali trivellati	Pali 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
Laterale in trazione	γ_{st}	1.25	1.25	1.25
Totale ^(*)	γ_t	1.15	1.30	1.25

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

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 Tab. 6.4.IV delle NTC 2018, in funzione del numero n di verticali di indagine:

$$R_k = \frac{R_{cal}}{\xi_3}$$

Fattori di correlazione ξ per il calcolo della resistenza caratteristica in funzione del numero di verticali indagate

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

Coefficiente parziale γ_T da applicare alle resistenze di pali soggetti a carichi trasversali

γ_T (R3)
1.30

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

PALI - VERIFICHE A CARICO LIMITE VERTICALE E ORIZZONTALE

pali - Verifiche a carico limite verticale e orizzontale										
Palo	Q_{MaxVrt}	Q_{MaxOrz}	Q_{LimVrt}	$Q_{LimVPnt}$	$Q_{LimVLTrl}$	Q_{LimOrz}	M_{MaxOrz}	Tipo Rottura	Prof Cern	CS Vert CS Oriz

	[N]	[N]	[N]	[N]	[N]	[N]	[Nm]		[m]		
Sezione 1											
Fila di pali n.1	722164	261704	860715	644182	216533	354707	849469	Palo Lungo	3,45	1,19	1,36
Fila di pali n.2	530409	262029	860715	644182	216533	370534	906954	Palo Lungo	3,53	1,62	1,41

LEGENDA pali - Verifiche a carico limite verticale e orizzontale

Palo	Identificativo del palo.
QMaxVrt	Carico verticale di progetto allo SLU.
QMaxOrz	Carico orizzontale di progetto allo SLU.
QLimVrt	Carico limite verticale.
QLimVPnt	Aliquota carico limite verticale dovuto alla resistenza alla punta.
QLimVLtrl	Aliquota carico limite verticale dovuto alla resistenza laterale.
QLimOrz	Carico limite orizzontale.
MMaxOrz	Momento massimo lungo il palo per carichi orizzontali.
Tipo	Modalita' di rottura per carico limite orizzontale(Palo Corto, Palo Medio, Palo Lungo).
Rottura	
Prof Cern	Profondita' della seconda cerniera plastica.
CS Vert	Coefficiente di sicurezza per carichi verticali: [NS]= Non significativo.
CS Oriz	Coefficiente di sicurezza per carichi orizzontali: [NS]= Non significativo.