

# CITTA' METROPOLITANA DI REGGIO CALABRIA



SETTORE 13

DIFESA DEL SUOLO E DEMANIO IDRICO E FLUVIALE.

PROGETTO DEFINITIVO

OGGETTO:

"INTERVENTI DI SISTEMAZIONE IDRAULICA PER LA MESSA IN SICUREZZA DELLA FIUMARA CATONA NEL COMUNE DI REGGIO CALABRIA" CODICE  
RENDIS 18IR004/G4 CIG 876829304A

TITOLO

ST-02

TITOLO

RELAZIONE DI CALCOLO DELLE STRUTTURE, SUI  
MATERIALI E GEOTECNICA -ARGINE 2 SITO 5

DATA

AGGIORNAMENTI

IL PROGETTISTA

Ing. Rosario Labocchetta

IL DIRIGENTE

Arch. Giuseppe Mezzatesta

IL R.U.P.

Geom. Saverio Calafiore

I COLLABORATORI

**CITTA' METROPOLITANA DI REGGIO  
CALABRIA-SETTORE 13 Difesa del suolo e Demanio  
idrico e fluviale**

**RELAZIONE TECNICA GENERALE  
RELAZIONE DI CALCOLO**

**OGGETTO:** "INTERVENTI DI SISTEMAZIONE IDRAULICA PER LA MESSA IN SICUREZZA DELLA FIUMARA CATONA NEL COMUNE DI REGGIO CALABRIA" CODICE RENDIS 18IR004/G4 CIG 876829304A.ARGINE N 2-SITO 5  
MURO A MENSOLA IN C.A SU MICROPALI

**COMMITTENTE:** CITTA' METROPOLITANA DI REGGIO CALABRIA-SETTORE 13 Difesa del suolo e Demanio idrico e fluviale

REGGIO CALABRIA, 11/12/2021

Il Progettista

\_\_\_\_\_  
(ING ROSARIO LABOCCETTA)

Il Direttore dei Lavori

\_\_\_\_\_  
(ING ROSARIO LABOCCETTA)

**ING ROSARIO LABOCCETTA**  
VIA DEL GELSOMINO 37 - REGGIO CALABRIA  
3497175890 - rosariolaboccetta85@gmail.com

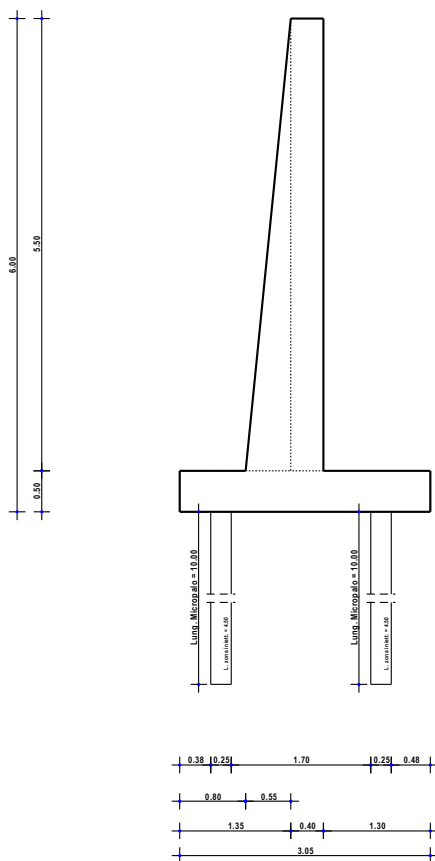
# 1 - DESCRIZIONE GENERALE DELL'OPERA

Il muro oggetto della relazione di calcolo ha lo scopo di argine DX del torrente Catona nel sito n°5. La tipologia di muro impiegata è quella di muro a mensola in c.a su micropali tipo tubofix. Il muro si sviluppa per una lunghezza di 16,50 m ed ha un'altezza di 5,50 m e spessore del paramento variabile lungo l'altezza.

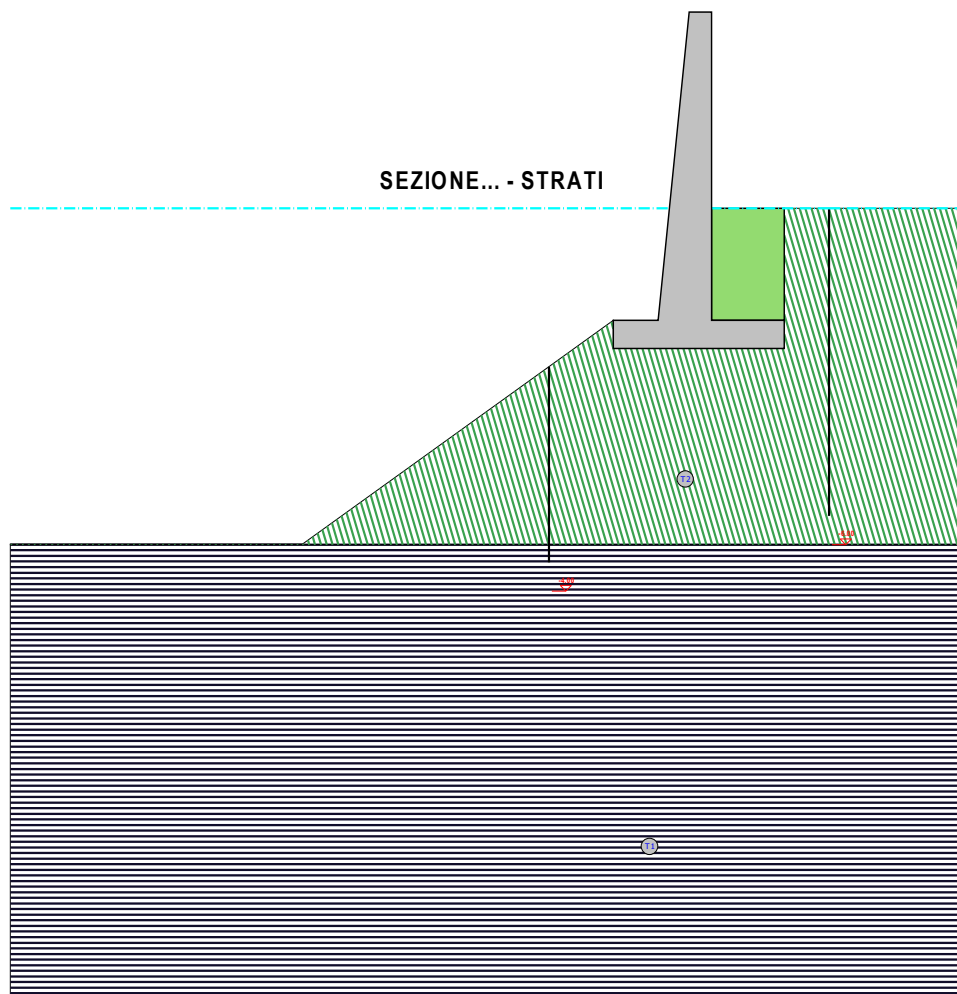
Vengono di seguito riportate delle viste, in sezione, allo scopo di consentire una migliore comprensione dell'opera in oggetto della presente relazione:

## Vista in Sezione

## SEZIONE... - SEZIONE



Sezione... - Vista Sezione

**Vista Stratigrafica**

Strato	Descrizione	$\gamma$	$\gamma_{sat}$	$\phi$	$C_u$	$C'$
T1	strato 2 - Sabbie e sabbie con ghiaie e ciottoli	18632	19809	32.0°	0.00	0.00
T2	strato 1 - Terreno di riporto	17651	18828	23.0°	0.00	0.00

Sezione... - 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 21 gennaio 2019, n. 7 C.S.LL.PP.** (G.U. Serie Generale n. 35 del 11/02/2019 - Suppl. Ord. n. 5)

Istruzioni per l'applicazione dell'«Aggiornamento delle "Norme tecniche per le costruzioni"» di cui al decreto ministeriale 17 gennaio 2018.

**Eurocodice 7** – "Progettazione geotecnica" - EN 1997-1.

### 3 - MATERIALI IMPIEGATI E RESISTENZE DI CALCOLO

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

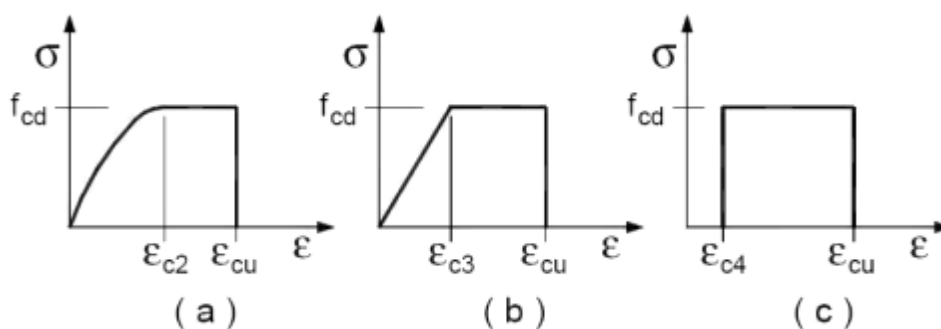
- Acciaio in profilati di tipo S355 (Resistenza caratteristica  $F_{yk} = 355 \text{ N/mm}^2$ )
- Calcestruzzo di tipo C32/40 (Resistenza caratteristica  $R_{ck} = 40 \text{ N/mm}^2$ ) armato con barre di acciaio ad aderenza migliorata di tipo B450C (Resistenza caratteristica  $F_{yk} = 450 \text{ N/mm}^2$ )
- Calcestruzzo di tipo C32/40

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 ( $f_{cfm}$ )  
 Resistenza tangenziale di calcolo ( $\tau_{Rd}$ )  
 Modulo elastico normale (E)  
 Modulo elastico tangenziale (G)  
 Coefficiente di sicurezza allo Stato Limite Ultimo del materiale ( $\gamma_c$ )  
 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).



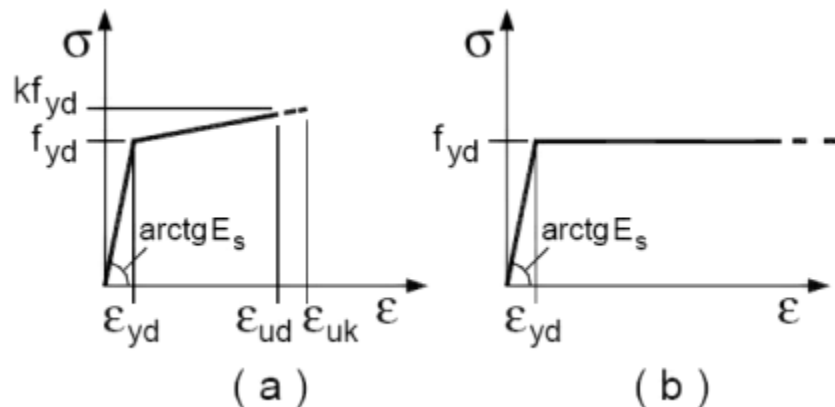
Diagrammi di calcolo tensione/deformazione del calcestruzzo.

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 ( $\gamma_f$ )  
 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  $f_{yk} / \gamma_f$ . Il coefficiente di sicurezza  $\gamma_f$  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  $\gamma$  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 terra-muro, 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  $\beta_m$  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  $\beta_m$  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: 38° 12' 17.12" Longitudine: 15° 40' 6.47" Altitudine: 79 m

## DATI GENERALI ANALISI SISMICA

TP	$S_T$	$\beta_s$	$\beta_m$	$K_{Stbl}$ ( $K_{h,1}$ )	$K_{Muro}$ ( $K_{h,2}$ )	Latitudine	Dati generali analisi sismica	
							Longitudine	Altitudine
						[gradi]	[gradi]	[m]
C	1,00	0,28	1,00	0,0970	0,3464	38° 12' 17.12"	15° 40' 6.47"	79

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

SL	$T_r$	$a_g/g$	$S_s$	$F_0$	$T^*c$
[adim]	[anni]	[adim]	[adim]	[adim]	[s]
SLO	30	0,0650	1,500	2,317	0,280
SLD	50	0,0873	1,500	2,288	0,290
SLV	475	0,2624	1,320	2,414	0,360
SLC	975	0,3535	1,178	2,462	0,390

## 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. [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 dei sottosuoli di tipo C o D

SL	T <sub>r</sub>	a <sub>g</sub> /g	S <sub>s</sub>	F <sub>0</sub>	T* <sub>c</sub>
[adim]	[anni]	[adim]	[adim]	[adim]	[s]

S <sub>T</sub>	per spessore non superiore a 30 m.
β <sub>s</sub>	Coefficiente di amplificazione topografica.
β <sub>m</sub>	Coefficiente di riduzione di accelerazione massima per Verifica di stabilità'.
K <sub>Stbi</sub> (K <sub>h,1</sub> )	Coefficiente per il calcolo della spinta per Verifica di stabilità'.
K <sub>Muro</sub> (K <sub>h,2</sub> )	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].
SL	Stato limite.
T <sub>r</sub>	Periodo di ritorno dell'azione sismica. [t] = anni
a <sub>g</sub> /g	Coefficiente di accelerazione al suolo.
S <sub>s</sub>	Coefficiente di amplificazione stratigrafica.
F <sub>0</sub>	Valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale.
T* <sub>c</sub>	Periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale.

## 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 $\gamma_M$	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	$C_{uk}$	$\gamma_{cu}$	1.00	1.40

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

VERIFICA	Coefficiente parziale $\gamma_R$ (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  $\gamma_R$  indicati nella tabella 7.11.III.

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

VERIFICA	Coefficiente parziale $\gamma_R$
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;
- $\psi_{0i}$  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 $\gamma_F$ (o $\gamma_E$ )	EQU	(A1) STR	(A2) GEO
Carichi permanenti	favorevoli	$\gamma_{G1}$	0.9	1.0	1.0
	sfavorevoli		1.1	1.3	1.0
Carichi permanenti non strutturali <sup>(1)</sup>	favorevoli	$\gamma_{G21}$	0.8	0.8	0.8
	sfavorevoli		1.5	1.5	1.3
Carichi variabili	favorevoli	$\gamma_{Qi}$	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;
- $\psi_{2i}$  coefficiente di combinazione delle azioni variabili  $Q_i$ ;
- $Q_{ki}$  valore caratteristico dell'azione variabile  $Q_i$ .

I valori dei coefficienti  $\psi_{2i}$  sono riportati nella seguente tabella:

Categoria/Azione	$\psi_{2i}$
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 $\leq 30$ 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 $\leq 1000$ 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;  
 $\psi_{0i}$  coefficiente atto a definire i valori delle azioni ammissibili di durata breve ma ancora significativi nei riguardi della possibile concomitanza con altre azioni variabili;  
 $\psi_{1i}$  coefficiente atto a definire i valori delle azioni ammissibili ai frattili di ordine 0,95 delle distribuzioni dei valori istantanei;  
 $\psi_{2i}$  coefficiente atto a definire i valori quasi permanenti delle azioni ammissibili ai valori medi delle distribuzioni dei valori istantanei.

Ai coefficienti  $\psi_{0i}$ ,  $\psi_{1i}$ ,  $\psi_{2i}$  sono attribuiti i seguenti valori:

Azione	$\psi_{0i}$	$\psi_{1i}$	$\psi_{2i}$
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 $\leq 30$ 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 $\leq 1000$ 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 micropali è stato calcolato col metodo di **Bustamante e Doix**, tenendo conto della stratigrafia del terreno.

Per i micropali sottoposti a trazione, viene effettuata anche una verifica allo sfilamento.

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 ( $A_2 + M_2 + R_2$ ), 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 Verifica ad instabilità assiale dei micropali. Valutazione del carico critico***

I micropali possono essere soggetti, a causa della loro snellezza, a problemi di instabilità per forze assiali per cui si conduce opportuna verifica.

Dovendo restare in campo elastico, il carico critico  $P_k$  è calcolabile con la seguente espressione, valida per corpi sollecitati assialmente e vincolati lateralmente:

$$P_k = \frac{\pi^2 \cdot E \cdot J}{L^2} \cdot \left( m^2 + \frac{\beta \cdot L^4}{\pi^4 \cdot m^2 \cdot E \cdot J} \right)$$

dove:

- E = modulo elastico della malta di riempimento;
- J = inerzia della sezione del palo (si considera quella minima);
- L = lunghezza del palo;
- m = numero di semionde;
- $\beta$  = costante di winkler per unità di spostamento laterale.

Per ottenere il valore minimo del carico critico  $P_k$  occorre derivare l'espressione di cui sopra rispetto al numero di semionde  $m$ , ricavando così il valore di  $m$  che annulla la derivata.

## 8.7 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.

## 9 - CODICE DI CALCOLO IMPIEGATO

### 9.1 Denominazione

Nome del Software	<b>GeoMurus</b>
Versione	9.00b
Caratteristiche del Software	Software per la progettazione ed il calcolo dei muri di sostegno per Windows
Numero di serie	19111369
Intestatario Licenza	LABOCCETTA ing. ROSARIO
Produzione e Distribuzione	<b>ACCA software S.p.A.</b> 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.

REGGIO CALABRIA, 11/12/2021

Il Progettista  
**ING ROSARIO LABOCCETTA**  
(ING ROSARIO LABOCCETTA)

**CITTA' METROPOLITANA DI REGGIO  
CALABRIA-SETTORE 13 Difesa del suolo e Demanio  
idrico e fluviale**

**RELAZIONE GEOTECNICA GENERALE**

**OGGETTO:** Relazione geotecnica relativa al progetto ""INTERVENTI DI SISTEMAZIONE IDRAULICA PER LA MESSA IN SICUREZZA DELLA FIUMARA CATONA NEL COMUNE DI REGGIO CALABRIA"" CODICE RENDIS 18IR004/G4 CIG 876829304A.ARGINE N 2-SITO 5" MURO A MENSOLA IN C.A SU MICROPALI

**COMMITTENTE:** CITTA' METROPOLITANA DI REGGIO CALABRIA-SETTORE 13 Difesa del suolo e Demanio idrico e fluviale

REGGIO CALABRIA, 11/12/2021

Il Progettista

\_\_\_\_\_  
(ING ROSARIO LABOCCETTA)

Il Direttore dei Lavori

\_\_\_\_\_  
(ING ROSARIO LABOCCETTA)

**ING ROSARIO LABOCCETTA**  
VIA DEL GELSOMINO 37 - REGGIO CALABRIA  
3497175890 - rosariolabocchetta85@gmail.com

## 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.

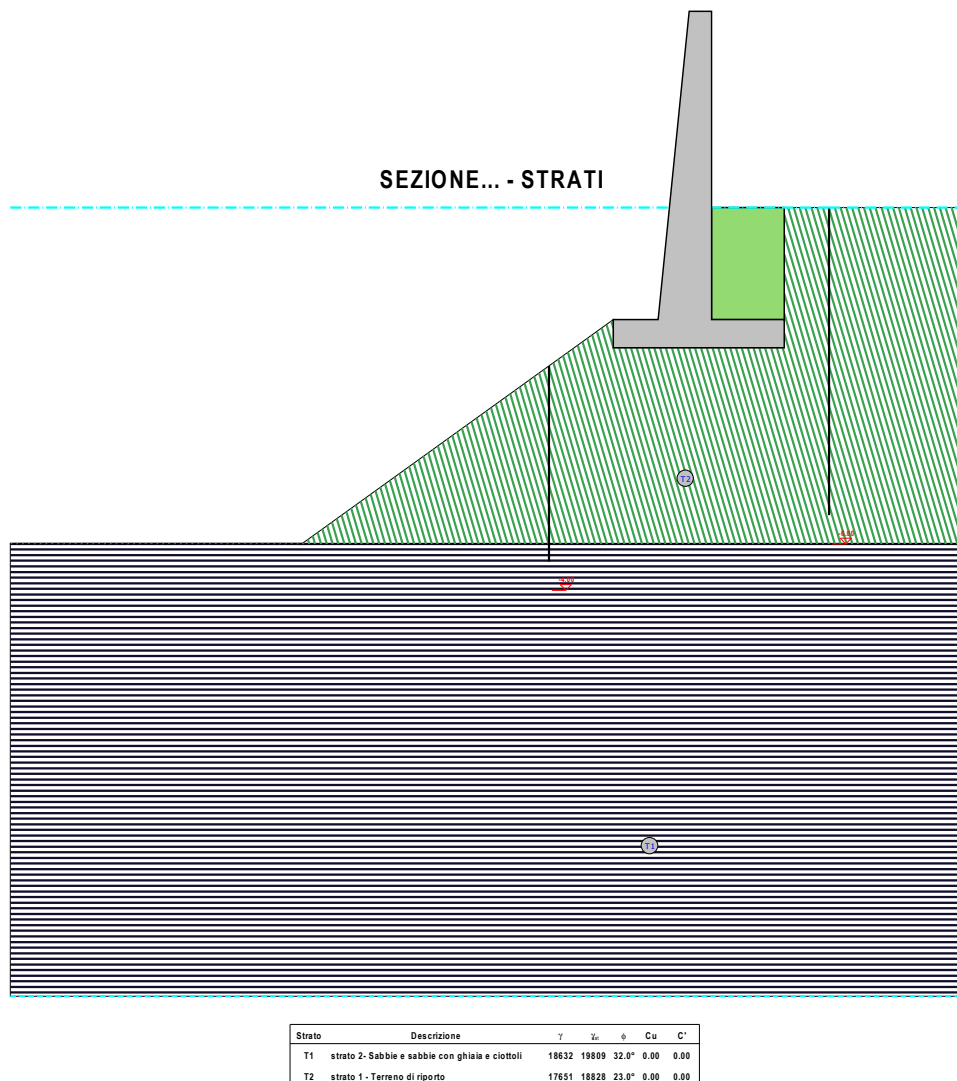
Questa relazione è stata redatta dal tecnico sulla base dei dati risultanti dalle prove di campagna e/o di laboratorio.

## 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... - 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	Tv	$\gamma$	$\gamma_{saturo}$	$\phi$	Cu	C'	Ed	Costante di sottofondo			E <sub>cu</sub>	A <sub>S-B</sub>
									X	Y	Z		
			[N/m <sup>3</sup> ]	[N/m <sup>3</sup> ]	[°]	[N/mm <sup>2</sup> ]	[N/mm <sup>2</sup> ]	[N/mm <sup>2</sup> ]	[N/cm <sup>3</sup> ]	[N/cm <sup>3</sup> ]	[N/cm <sup>3</sup> ]	[N/mm <sup>2</sup> ]	
1	strato 2- Sabbie e sabbie con ghiaia e ciottoli	Medio	1863	1980	32	0,00	0,00	19	30	30	90	-	-
		Minimo	2	9									
2	strato 1 - Terreno di riporto	Medio	1863	1980	32	0,00	0,00	19	30	30	90		
			2	9									
		Minimo	1765	1882	23	0,00	0,00	3	10	10	30	-	-
			1	8									
			1765	1882	23	0,00	0,00	3	10	10	30		
			1	8									

### LEGENDA Terreni

<b>N</b>	Numero identificativo del terreno.
<b>Descrizione</b>	Descrizione del terreno.
<b>Tv</b>	Indica i valori minimi e medi dei parametri del terreno.
<b><math>\gamma</math></b>	Peso per unità di volume [N/m <sup>3</sup> ].
<b><math>\gamma_{saturo}</math></b>	Peso per unità di volume saturo [N/m <sup>3</sup> ].
<b><math>\phi</math></b>	Angolo di attrito [°ssdc].
<b>Cu</b>	Coesione [N/mm <sup>2</sup> ].
<b>C'</b>	Coesione Efficace [N/mm <sup>2</sup> ].
<b>Ed</b>	Modulo edometrico [N/mm <sup>2</sup> ].
<b>Costante di sottofondo</b>	Valori della costante di sottofondo del terreno nelle direzioni degli assi del riferimento globale X, Y, e Z.
<b>E<sub>cu</sub></b>	Modulo elastico in condizioni non drenate [N/mm <sup>2</sup> ].
<b>A<sub>S-B</sub></b>	Parametro A si Skempton-Bjerrum per pressioni interstiziali.

## 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

TP	$S_T$	$\beta_s$	$\beta_m$	$K_{Stbl} (K_{h,1})$	$K_{Muro} (K_{h,2})$	Latitudine	Dati generali analisi sismica	
							Longitudine	Altitudine
						[gradi]	[gradi]	[m]
C	1,00	0,28	1,00	0,0970	0,3464	38° 12' 17.12"	15° 40' 6.47"	79

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

SL	$T_r$	$a_g/g$	$S_s$	$F_0$	$T^*c$
[adim]	[anni]	[adim]	[adim]	[adim]	[s]
SLO	30	0,0650	1,500	2,317	0,280
SLD	50	0,0873	1,500	2,288	0,290
SLV	475	0,2624	1,320	2,414	0,360
SLC	975	0,3535	1,178	2,462	0,390

#### LEGENDA Dati generali analisi sismica

<b>TP</b>	Tipo terreno prevalente, categoria di suolo di fondazione come definito al punto 3.2.2 delle Norme tecniche per le costruzioni. [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 dei sottosuoli di tipo C o D per spessore non superiore a 30 m.
<b><math>S_T</math></b>	Coefficiente di amplificazione topografica.
<b><math>\beta_s</math></b>	Coefficiente di riduzione di accelerazione massima per Verifica di stabilità'.
<b><math>\beta_m</math></b>	Coefficiente di riduzione di accelerazione massima per Muro di sostegno.
<b><math>K_{Stbl} (K_{h,1})</math></b>	Coefficiente per il calcolo della spinta per Verifica di stabilità'.
<b><math>K_{Muro} (K_{h,2})</math></b>	Coefficiente per il calcolo della spinta per Muro di sostegno.
<b>Latitudine</b>	Latitudine geografica del sito [gradi].
<b>Longitudine</b>	Longitudine geografica del sito [gradi].
<b>Altitudine</b>	Altitudine geografica del sito sul livello medio del mare [m].
<b>SL</b>	Stato limite.
<b><math>T_r</math></b>	Periodo di ritorno dell'azione sismica. [t] = anni
<b><math>a_g/g</math></b>	Coefficiente di accelerazione al suolo.
<b><math>S_s</math></b>	Coefficiente di amplificazione stratigrafica.
<b><math>F_0</math></b>	Valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale.
<b><math>T^*c</math></b>	Periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale.

## 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 micropali

## 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  $\gamma_F$  di cui nella tabella 6.2.I delle NTC 2018, che vengono di seguito riportati.

CARICHI	EFFETTO	Coefficiente parziale $\gamma_F$ (o $\gamma_E$ )	A1 (STR)
Permanenti	Favorevole	$\gamma_{G1}$	1.0
	Sfavorevole		1.3
Permanenti non strutturali	Favorevole	$\gamma_{G2}$	0.8
	Sfavorevole		1.5
Variabili	Favorevole	$\gamma_{Qi}$	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  $\gamma_M$ , specificato nella tabella 6.2.II delle NTC 2018, e tenendo conto, ove necessario, dei coefficienti parziali  $\gamma_R$  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 $\gamma_M$	M1
Tangente dell'angolo di resistenza al taglio	$\tan \varphi'$	$\gamma_{\varphi'}$	1.0
Coesione efficace	$c'_k$	$\gamma_{c'}$	1.00
Resistenza non drenata	$c_{uk}$	$\gamma_{cu}$	1.00

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

VERIFICA	Coefficiente parziale $\gamma_R$ (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  $\gamma_R$  indicati nella tabella 7.11.III.

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

VERIFICA	Coefficiente parziale $\gamma_R$
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 micropali

### 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  $P_p$ :

$$Q_{lim} = P_l + P_p.$$

La resistenza laterale ( $P_l$ ) e quella alla punta ( $P_p$ ) vengono determinate secondo il metodo di **Bustamante e Doix** (1985).

Gli Autori distinguono fra tecnologie per la realizzazione dei micropali:

- **IRS** (*injection répétitive et sélective*), vengono eseguite iniezioni a pressione ripetute e controllate con tubo a valvole e doppio otturatore che creano sbulbature che aumentano la resistenza tangenziale (*a tale gruppo appartengono i micropali del tipo **Tubfix***);
- **IGU** (*injection globale unique*), viene eseguito il getto dell'intero palo in un'unica soluzione, iniettando a pressione (*a tale gruppo appartengono i micropali del tipo **Radice***).

La resistenza laterale  $P_l$  si calcola con la seguente formula:

$$P_l = \pi \cdot d_s \cdot L_s \cdot s;$$

dove:

$d_s$  = diametro equivalente del palo;

$L_s$  = lunghezza della zona iniettata;

$s$  = resistenza tangenziale all'interfaccia fra zona iniettata e terreno.

Si assume:

$$d_s = \alpha \cdot d$$

dove:

$d$  è il diametro della perforazione;

$\alpha$  è un coefficiente maggiorativo, il cui valore può essere determinato attraverso l'uso della seguente tabella I.

**Tabella I – Valori del coefficiente  $\alpha$**   $\left( V_s = L_s \cdot \frac{\pi \cdot d_s^2}{4} \right)$

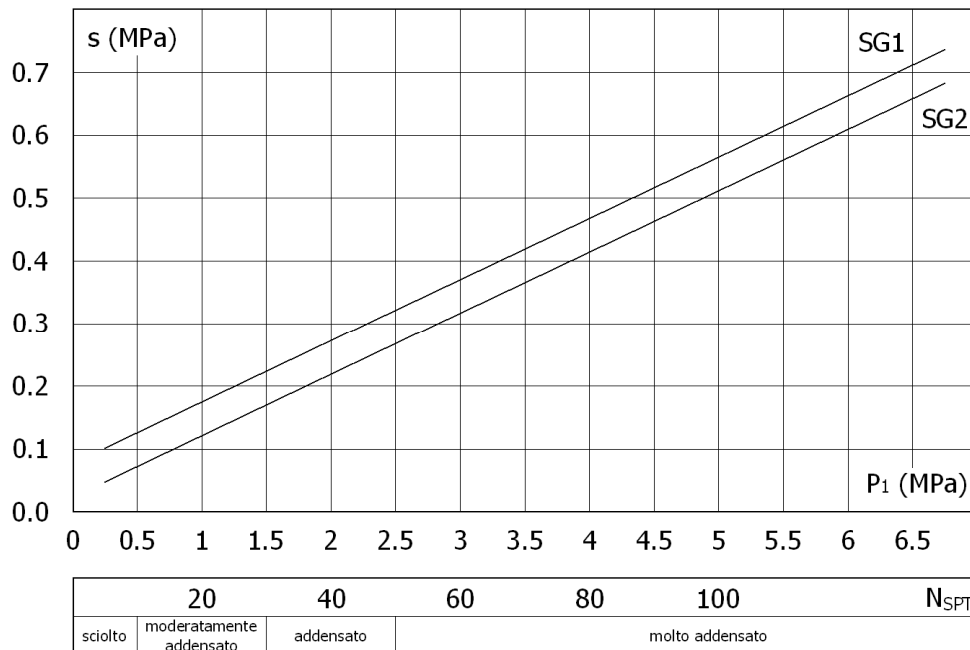
Terreno	Valori di $\alpha$		Quantità minima di miscela consigliata
	IRS	IGU	
Ghiaia	1,8	1,3 - 1,4	1,5 Vs
Ghiaia sabbiosa	1,6 - 1,8	1,2 - 1,4	1,5 Vs
Sabbia ghiaiosa	1,5 - 1,6	1,2 - 1,3	1,5 Vs
Sabbia grossa	1,4 - 1,5	1,1 - 1,2	1,5 Vs

Sabbia media	1,4 - 1,5	1,1 - 1,2	1,5 Vs
Sabbia fine	1,4 - 1,5	1,1 - 1,2	1,5 Vs
Sabbia limosa	1,4 - 1,5	1,1 - 1,2	IRS: (1,5 - 2) Vs; IGU: 1,5 Vs
Limo	1,4 - 1,6	1,1 - 1,2	IRS: 2 Vs; IGU: 1,5 Vs
Argilla	1,8 - 2,0	1,2	IRS: (2,5 - 3) Vs; IGU: (1,5 - 2) Vs
Marne	1,8	1,1 - 1,2	(1,5 - 2) Vs per strati compatti
Calcarei marnosi	1,8	1,1 - 1,2	(2 - 6) Vs o più per strati fratturati
Calcarei alterati o fratturati	1,8	1,1 - 1,2	
Roccia alterata e/o fratturata	1,2	1,1	(1,1 - 1,5) Vs per strati poco fratturati 2Vs o più per strati fratturati

I valori della resistenza tangenziale  $s$  all'interfaccia fra tratto iniettato e terreno dipendono sia dalla natura e dalle caratteristiche del terreno, sia dalla tecnologia. Essi si ottengono da correlazioni riportate in letteratura tecnica sotto forma di funzioni grafiche (Abachi di figura I, II, III e IV), alle quali è possibile accedere o grazie al numero di colpi di prove SPT ( $N_{SPT}$ ) o mediante l'equivalente valore della pressione limite ( $P_1$ ) determinata col pressimetro Ménard. A tali grafici è associata la tabella II.

**Tabella II – Indicazioni per la scelta del valore di  $s$**

Terreno	Tipo di iniezione	
	IRS	IGU
Da ghiaia a sabbia limosa	SG1	SG2
Limo e argilla	AL1	AL2
Marna, calcare marnoso, calcare tenero fratturato	MC1	MC2
Roccia alterata e/o fratturata	$\geq R1$	$\geq R2$



**Figura I. Abaco per il calcolo di  $s$  per sabbie e ghiaie**

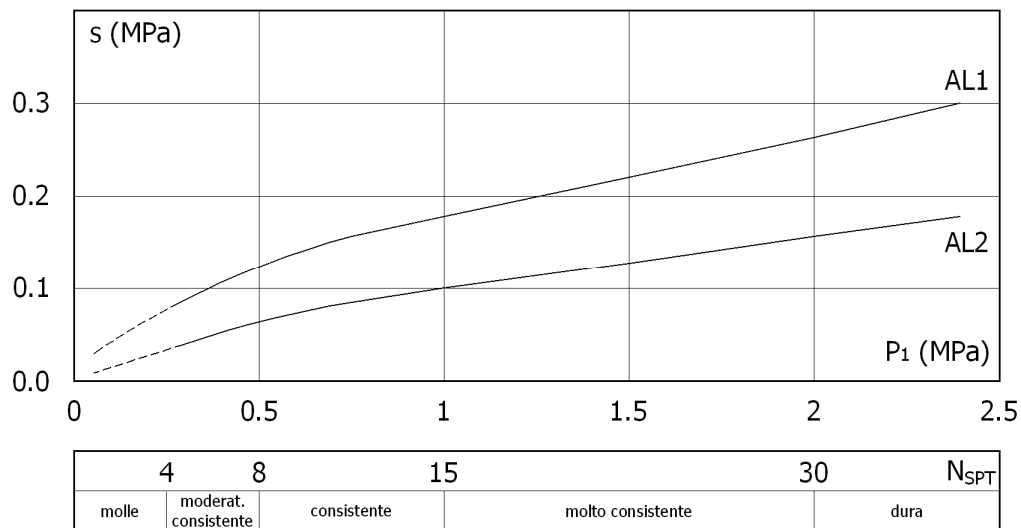


Figura II. Abaco per il calcolo di  $s$  per argille e limi

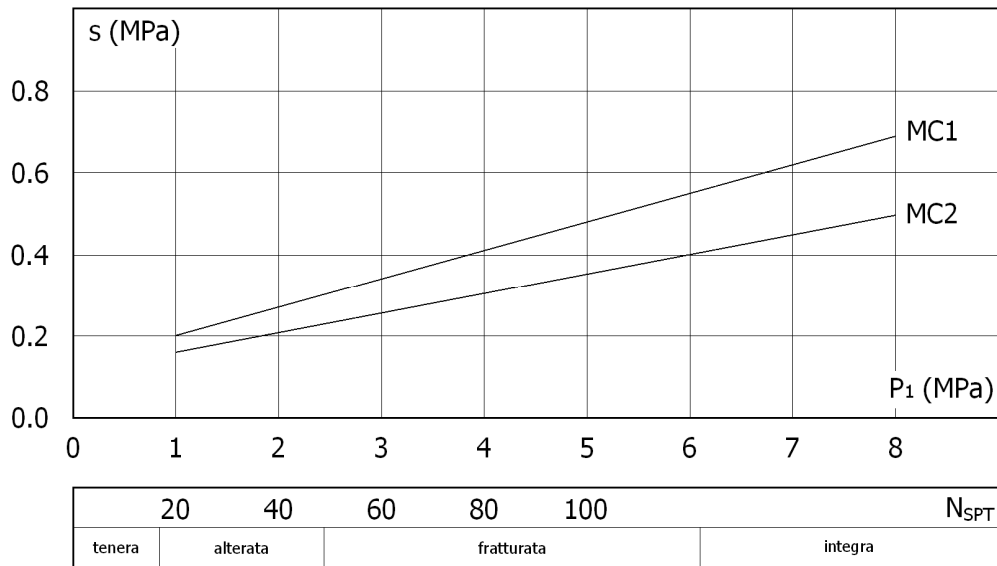
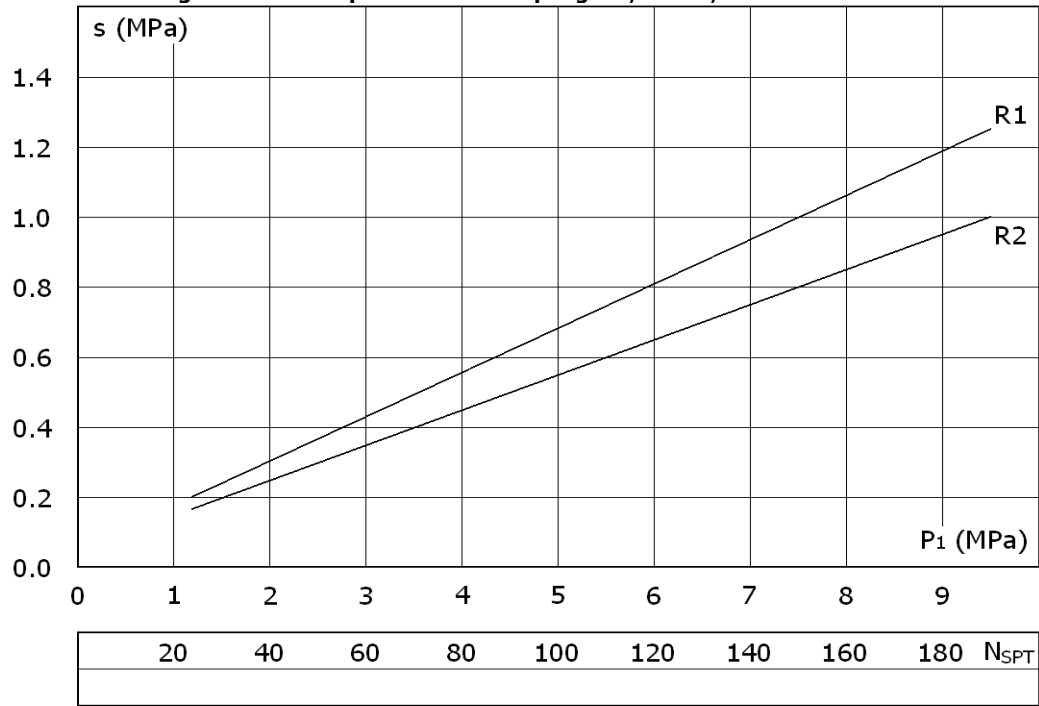


Figura III. Abaco per il calcolo di  $s$  per gessi, marne, marne calcaree



**Figura IV. Abaco per il calcolo di  $s$  per rocce alterate e fratturate**

Per la resistenza alla punta  $P_p$  si usa invece la seguente formula:

$$P_p = A_p \cdot k_p \cdot p_1;$$

dove:

$A_p$  è l'area della punta, che può essere posta pari a:

$$A_p = \pi \cdot \frac{d_s^2}{4};$$

$p_1$  è la pressione limite del terreno determinata con il pressimetro Ménard (*i valori sono forniti dagli abachi descritti in precedenza*);

$k_p$  valori forniti nella seguente tabella III.

**Tabella III – Valori di  $k_p$** 

Tipo di terreno	Valore di $k_p$
Sabbia e ghiaie	1,2
Argille	1,6
Argille dure e marne	1,8
Rocce alterate e/o fratturate	1,5

Di seguito si riporta una tabella riepilogativa della caratterizzazione geotecnica e meccanica degli strati:

## CARATTERISTICHE MECCANICHE DEGLI STRATI

N	Caratt. Geotecnica	Addens. Strato	Var. Mod. Edom.	NSPT	Alfa		Res. Tang.		Kp	PrsMenard
					IGU	IRS	IGU	IRS		
							[N/mm <sup>2</sup> ]	[N/mm <sup>2</sup> ]		[N/mm <sup>2</sup> ]
Sezione...										
1	Sabbia limosa	Sciolti	Nulla	24	1,2	1,5	0,120	0,175	1,20	1,20
2	Sabbia fine	Sciolti	Nulla	24	1,2	1,5	0,120	0,175	1,20	1,20

### LEGENDA Caratteristiche meccaniche degli strati

<b>N</b>	Numero identificativo dello strato.
<b>Caratt. Geotecnica</b>	Caratterizzazione geotecnica per micropali.
<b>Addens. Strato</b>	Addensamento dello strato
<b>Var. Mod. Edom.</b>	Variazione del Modulo Edometrico.
<b>NSPT</b>	Numero di colpi dello Standard Penetration Test
<b>Alfa</b>	Coefficiente maggiorativo diametro perforazione per micropali.
<b>Res. Tang.</b>	Resistenza tangenziale tra zona iniettata e terreno per micropali.
<b>Kp</b>	Coefficiente di calcolo resistenza alla punta per micropali.
<b>PrsMenard</b>	Pressione limite terreno determinata col pressimetro Menard.

### Calcolo del Carico Limite Orizzontale

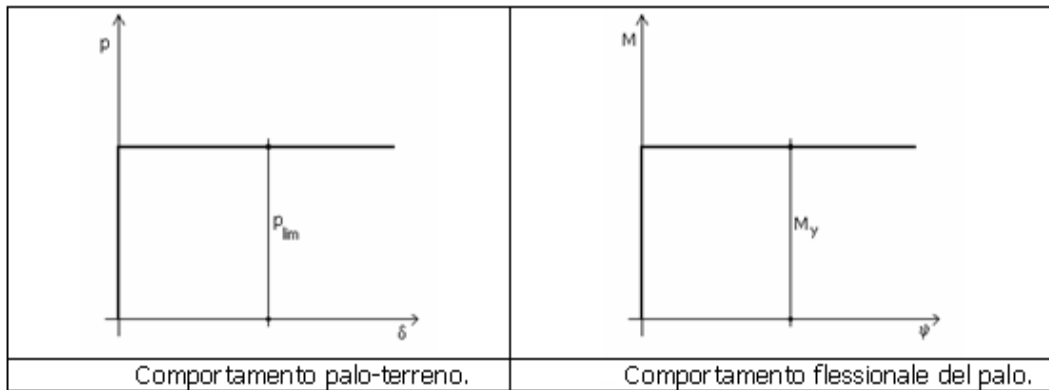
Per la valutazione del carico limite orizzontale si è fatto riferimento alla teoria di Broms e al caso di pali supposti vincolati in testa (rotazione impedita).

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;

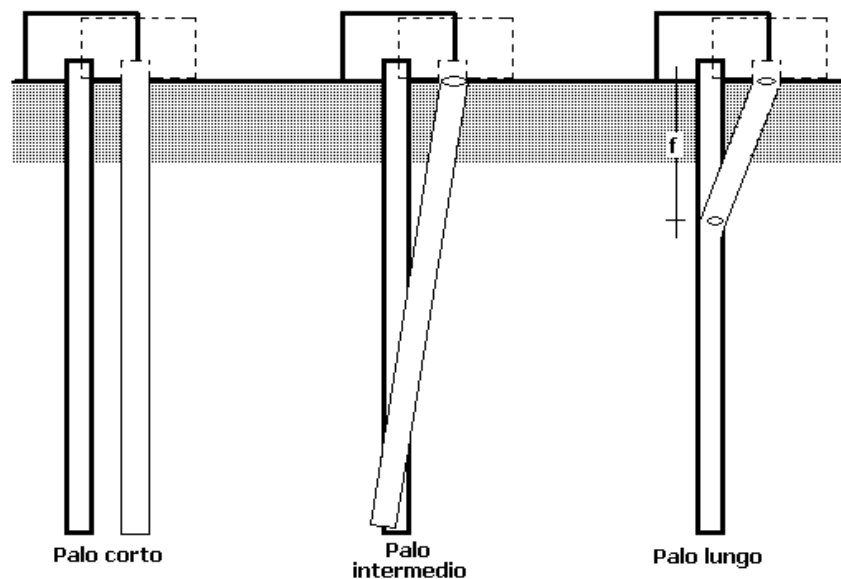
- 4 anche il comportamento flessionale del palo è assunto di tipo rigido-perfettamente plastico, cioè le rotazioni plastiche del palo sono trascurabili finché il momento flettente non attinge al valore  $M_{plast}$  ovvero Momento di plasticizzazione. A questo punto nella sezione si forma una cerniera 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 intermedio – con la formazione di una sola cerniera plastica all'attacco con la fondazione – oppure di palo lungo con la formazione di due cerniere).



La resistenza limite del terreno rappresenta il valore massimo della resistenza che il palo può esprimere quando è soggetto ad un carico orizzontale; esso dipende dalle caratteristiche del terreno, dalla geometria del palo e dalla sua resistenza intrinseca (momento ultimo della sezione).

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

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

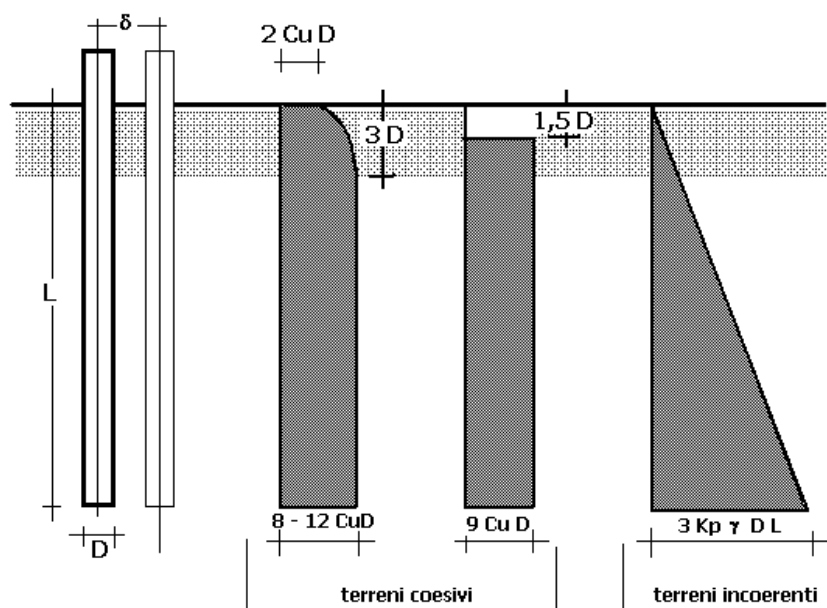
Nel caso di terreni **non coesivi** ( $c=0$ ), la teoria di **Broms** assume che la resistenza laterale sia variabile linearmente con la profondità dal valore  $p=0$  (in testa) fino al valore  $p=3k_p \gamma D L$  (alla base),

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.

Il Momento Ultimo del palo è funzione dell'armatura, del diametro e dei materiali e tutto ciò viene tenuto in debito conto. Se il comportamento è a palo lungo viene calcolata anche la profondità  $f$  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 micropali 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  $\gamma_R$ ). 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 $\gamma_R$ da applicare alle resistenze di pali soggetti a carichi assiali

Resistenza	Simbolo	Pali trivellati
	$\gamma_R$	(R3)
Base	$\gamma_b$	1.35
Laterale in compressione	$\gamma_s$	1.15
Laterale in trazione	$\gamma_{st}$	1.25

Totale(*)	$\gamma_t$	1.30
-----------	------------	------

(\*) 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  $\xi$  riportati nella Tab. 6.4.IV delle NTC 2018, in funzione del numero  $n$  di verticali di indagine:

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

**Fattori di correlazione  $\xi$  per il calcolo della resistenza caratteristica in funzione del numero di verticali indagate**

Numero di verticali indagate	1	2	3	4	5	7	$\geq 10$
$\xi_3$	1.70	1.65	1.60	1.55	1.50	1.45	1.40
$\xi_4$	1.70	1.55	1.48	1.42	1.34	1.28	1.21

**Coefficiente parziale  $\gamma_t$  da applicare alle resistenze di pali soggetti a carichi trasversali**

$\gamma_t$ (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).

## MICROPALI - VERIFICHE A CARICO LIMITE VERTICALE E ORIZZONTALE

**micropali - Verifiche a carico limite verticale e orizzontale**

MicroPalo	Tipo Getto	Lung. Iniezione	Alfa	Kp	QMaxVrt	QMaxOrz	QLimVrt	QLimVPnt	QLimVLtrl	QLimMOrz	MMaxOrz	Tipo Rottura	Prof Cern	CS Vert	CS Oriz	CoeffZita
					[N]	[N]	[N]	[N]	[N]	[N]	[Nm]		[m]			
<b>Sezione...</b>																
Fila di micropali n.1	IGU	4,50	-	-	148014	53354	323721	47124	276597	84594	200059	Palo Lungo	3,41	2,19	1,59	1,60
Fila di micropali n.2	IGU	4,50	-	-	111873	53420	323721	47124	276597	84594	200059	Palo Lungo	3,41	2,89	1,58	1,60

### LEGENDA Micropali - Verifiche a carico limite verticale e orizzontale

<b>MicroPalo</b>	Identificativo del micropalo.
<b>Tipo Getto</b>	Tipologia Getto Iniezione ([IRS] = con iniezioni ripetute - [IGU] = in unica soluzione).
<b>Lung. Iniezione</b>	Lunghezza zona iniettata.
<b>Alfa</b>	Coefficiente maggiorativo diametro perforazione per micropali. ('-' indica che il valore utilizzato nel calcolo è quello presente nella tabella 'Caratteristiche Meccaniche degli Strati')
<b>Kp</b>	Coefficiente di calcolo resistenza alla punta per micropali. ('-' indica che il valore utilizzato nel calcolo è quello presente nella tabella 'Caratteristiche Meccaniche degli Strati')
<b>QMaxVrt</b>	Carico verticale di progetto allo SLU.
<b>QMaxOrz</b>	Carico orizzontale di progetto allo SLU.
<b>QLimVrt</b>	Carico limite verticale.
<b>QLimVPnt</b>	Aliquota carico limite verticale dovuto alla resistenza alla punta.
<b>QLimVLtrl</b>	Aliquota carico limite verticale dovuto alla resistenza laterale.
<b>QLimOrz</b>	Carico limite orizzontale.
<b>MMaxOrz</b>	Momento massimo lungo il palo per carichi orizzontali.
<b>Tipo Rottura</b>	Modalità di rottura per carico limite orizzontale (Palo Corto, Palo Medio, Palo Lungo).
<b>Prof Cern</b>	Profondità della seconda cerniera plastica.
<b>CS Vert</b>	Coefficiente di sicurezza per carichi verticali: [NS]= Non significativo.
<b>CS Oriz</b>	Coefficiente di sicurezza per carichi orizzontali: [NS]= Non significativo.
<b>CoeffZita</b>	Fattore di correlazione in base al numero di indagini stratigrafiche significative.

REGGIO CALABRIA, 11/12/2021

Il Tecnico  
**ING ROSARIO LABOCCETTA**  
(ING ROSARIO LABOCCETTA)