Comuni di Triora e Molini di Triora
Provincia di Imperia
Regione Liguria

INTERVENTI DI RIPRISTINO IN SEGUITO ALL'EVENTO ALLUVIONALE DEL 02/10/2020

PROGETTO DEFINITIVO

INTEGRAZIONI RICHIESTE DAL SETTORE DIFESA DEL SUOLO DI IMPERIA CON NOTA PROT. PG/2021/353069 DEL 4/11/2021

ELABORATO

E.2 - RELAZIONE GEOTECNICA STRUTTURALE

VERSIONE ***01***

COMMITTENTE

RE++ s.r.l.
Via Fratelli Ceirano, n. 9
12100 CUNEO (CN)

PROGETTISTA
ING. M. GALFRÈ

ORDINE DEGLI INGEGNERI DELLA PROVINCIA DI CUNEO
A1649 Dott. Ing. Marco Galfrè

PER LA SOCIETÀ

RE++ s.r.l.
Via F.lli Ceirano, 9 - 12100 CUNEO
Tel. 340 2570771
P.IVA / C.F. 03557700048
pec: repiupiuriz@legalmail.it

COLLABORATORE
ING. S. GIORDANO

Ordine Ingegneri Cuneo
ORDINE DEGLI INGEGNERI DELLA PROVINCIA DI CUNEO
A2471 Dott. Ing. Sara Giordano

LIAAM
LABORATORIO DI INGEGNERIA, ARCHITETTURA E AMBIENTE

LIAAM di Galfrè ing. Marco
via Toglia n. 3A - 12018 ROCCAVIONE (CN)
Tel. 347-2427265
e-mail: info@liaam.it
web: www.liaam.it
P. IVA 03483550046

ROCCAVIONE, novembre 2021

** Tutti i diritti riservati a termine di legge **

Pagina bianca per esigenze di stampa

1 Premessa 2

2 Descrizione del sito, delle opere e degli interventi 2

2.1 Scogliera 2 2
2.2 Scogliera 3 2
2.3 Scogliera 4 3

3 Risposta sismica locale 4

3.1 Ubicazione dei siti di interesse 4
3.2 Classificazione sismica (macrozonazione) dell'area di progetto 4
3.3 Definizione della categoria del suolo di fondazione (microzonazione sismica) 4
3.4 Valutazione dell'azione sismica 5
3.4.1 Definizione della Vita Nominale e della Classe d'Uso 5
3.4.2 Individuazione dei parametri sismici di base 5

4 Problemi geotecnici e scelte tipologiche 6

5 Caratterizzazione fisica e meccanica dei terreni 6

6 Modellazione geotecnica 7

7 Tipologia di fondazioni previste 7

8 Verifiche di sicurezza 8

8.1 Carico limite fondazioni dirette 10
8.2 Fattori correttivi del carico limite in presenza di sisma 15

9 Verifiche a carico limite 17

1 Premessa

Il presente documento costituisce la relazione geotecnica, allegata al progetto strutturale di cui al paragrafo 10.1 del D.M. 17 gennaio 2018 “Norme Tecniche delle Costruzioni” e della circolare 21 gennaio 2019, n. 7 del C.S.LL.PP. relativa all’intervento di **sistemazione idraulica del Rio Capriolo a seguito dell’evento alluvionale del 02/10/2020 nel tratto sotteso dall’impianto idroelettrico di proprietà della società Re++ s.r.l., nei comuni di Triora e Molini di Triora.**

2 Descrizione del sito, delle opere e degli interventi

Si riporta di seguito una descrizione dal punto di vista geotecnico dei siti su cui si collocano le opere in progetto, evidenziando per ognuna di esse le problematiche di origine geotecnica affrontate.

2.1 Scogliera 2

L’opera si colloca nel comune di Molini di Triora, in sponda sinistra del Rio Capriolo, circa 100 m a valle della presa. Gli eventi alluvionali del 2/10/2020 hanno determinato la formazione di una profonda nicchia erosiva in corrispondenza dell’area in cui si prevede realizzare la scogliera. Alla base si osserva la presenza di marna affiorante non fratturata, mentre la stratigrafia del pendio è costituita per lo più da depositi di media pezzatura e da un sottile strato di copertura costituito da suolo.



Figura 2.1 – Erosione localizzata in corrispondenza della quale si prevede la realizzazione della Scogliera 2; si osserva la presenza di marna affiorante compatta alla base

2.2 Scogliera 3

La Scogliera 3 si collocherà nel comune di Molini di Triora, in sinistra del Rio Capriolo, circa 150 m a valle della presa, in un’area in cui attualmente la condotta dell’impianto idroelettrico risulta scoperta in alcuni punti. Si prevede la realizzazione di una doppia scogliera e di un terrapieno a protezione della condotta forzata. La scogliera alla base si fonderà su sedimenti di di pezzatura medio-grande, mentre la scogliera superiore si inserirà in terreni alluvionali di pezzatura più fine.



Figura 2.2 – Erosione in corrispondenza della quale verrà realizzata la doppia scogliera (Scogliera 3)

2.3 Scogliera 4

La Scogliera 4 si collocherà nel comune di Triora, circa 70 m a valle del ponte della SP n. 52, in destra del Rio Capriolo, in corrispondenza di un'erosione di sottoscarpa della strada vicinale, al di sotto della quale si articola la condotta forzata dell'impianto. Alla base si osserva la presenza di marna affiorante.



Figura 2.3 – Erosione di sottoscarpa della strada vicinale; si osserva marna affiorante alla base

3 Risposta sismica locale

Il seguente capitolo costituisce la relazione sulla modellazione sismica concernente la pericolosità sismica di base del sito di costruzione, di cui al capitolo 10 delle NTC 2018.

3.1 Ubicazione dei siti di interesse

I siti di interesse sono ubicati nei comuni di Molini di Triora e Triora, sulle sponde del Rio Capriolo.

Scogliera 2	
Latitudine:	44.006562
Longitudine:	7.765689
Quota:	579
Scogliera 3	
Latitudine:	44.005982
Longitudine:	7.765706
Quota:	576
Scogliera 4	
Latitudine:	44.003780
Longitudine:	7.767216
Quota:	557

Tabella 3.1 – Coordinate geografiche delle opere in progetto

3.2 Classificazione sismica (macrozonazione) dell'area di progetto

La zona sismica per il territorio di Molini di Triora e Triora, indicata nell'Ordinanza del Presidente del Consiglio dei ministri n. 3274/2003, aggiornata con le Deliberazioni della Giunta Regionale della Liguria n.1362 del 19 novembre 2010 e successivamente con la D.G.R. n.216 del 17 marzo 2017 è la **zona 3** *"Zona con pericolosità sismica bassa, che può essere soggetta a scuotimenti modesti".*

3.3 Definizione della categoria del suolo di fondazione (microzonazione sismica)

La classificazione del sottosuolo è effettuata in base alle condizioni stratigrafiche ed ai valori della velocità equivalente di propagazione delle onde di taglio.

Sulla base delle analisi svolte dal geologo incaricato della redazione della relazione geologica, il terreno di fondazione è stato classificato di **categoria A** "Formazioni litoidi o suoli omogenei molto rigidi caratterizzati da valori di VS30 (velocità media di propagazione entro 30 metri di profondità delle onde di taglio) superiori a 800 m/sec, comprendenti eventuali strati di alterazione superficiale di spessore massimo pari a 5 m".

Scogliera 2	
Categoria di sottosuolo	A
Categoria topografica	T1
Scogliera 3	
Categoria di sottosuolo	A
Categoria topografica	T1
Scogliera 4	
Categoria di sottosuolo	A
Categoria topografica	T1

Tabella 3.2 – parametri stratigrafici e topografici per la microzonazione sismica

3.4 Valutazione dell'azione sismica

L'azione sismica è stata valutata in conformità alle indicazioni riportate al capitolo 3.2 del D.M. 17 gennaio 2018 - Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni.

3.4.1 Definizione della Vita Nominale e della Classe d'Uso

La vita nominale di progetto è determinata in conformità a quanto riportato al paragrafo 2.4.1 delle NTC 2018.

In particolare, le opere in progetto sono classificabili come **costruzioni con livelli di prestazione ordinari** a cui compete una Vita Nominale V_N pari ad almeno 50 anni. Tale valore è assunto come riferimento per il presente progetto strutturale.

Il periodo di riferimento V_R ai fini della valutazione dell'azione sismica è quindi pari a:

$$V_R = V_N \, C_U$$

Con C_U=1

Ne consegue che **V_R=50 anni.**

Una volta noto il valore di V_R è immediatamente determinato il Tempo di Ritorno dell'azione sismica T_R relativamente ai diversi stati limite considerati, essendo specificate dalle NTC 2018 le probabilità di superamento ammesse nel periodo di riferimento.

Nel caso in esame, gli stati limite di riferimento sono:

- Stato Limite di salvaguardia della Vita (SLV, P_{VR}=10%, Tr=475 anni)
- Stato Limite di Danno (SLD, P_{VR}=63%, Tr=50 anni)

3.4.2 Individuazione dei parametri sismici di base

I parametri che caratterizzano la pericolosità sismica di base di un sito, con riferimento a un suolo di categoria A e categoria topografica T1 per un dato tempo di ritorno dell'azione sismica sono:

- a_g: accelerazione massima al suolo;
- F_0: valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale;
- T_C*: periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale

La valutazione di tali parametri sul sito di interesse è effettuata mediante interpolazione tra i valori noti nei quattro punti più vicini per i quali sono forniti i valori negli allegati A e B al decreto del Ministro delle Infrastrutture 14 gennaio 2008 pubblicato nel S.O. alla Gazzetta Ufficiale del 4 febbraio 2008 n. 29 in funzione del periodo di ritorno T_R.

Si riportano in seguito i risultati ottenuti mediante l'utilizzo del software "Geomurus", utilizzato per il dimensionamento e la verifica delle scogliere.

DATI GENERALI ANALISI SISMICA

Dati generali analisi sismica

TP	S_T	β_s	β_m	K_{Stab} ($K_{h,1}$)	K_{Muro} ($K_{h,2}$)	Latitudine	Longitudine	Altitudine
						[gradi]	[gradi]	[m]
A	1.00	0.27	0.38	0.0432	0.0609	43° 59' 30.00"	7° 46' 33.00"	460

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	0.0316	1.000	2.603	0.190
SLD	50	0.0455	1.000	2.583	0.220
SLV	475	0.1602	1.000	2.447	0.290
SLC	975	0.2141	1.000	2.480	0.310

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 per spessore non superiore a 30 m.
S_T	Coefficiente di amplificazione topografica.
β_s	Coefficiente di riduzione di accelerazione massima per Verifica di stabilita'.
β_m	Coefficiente di riduzione di accelerazione massima per Muro di sostegno.
K_{Stab} ($K_{h,1}$)	Coefficiente per il calcolo della spinta per Verifica di stabilita'.
K_{Muro} ($K_{h,2}$)	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_r	Periodo di ritorno dell'azione sismica. [t] = anni
a_g/g	Coefficiente di accelerazione al suolo.
S_s	Coefficiente di amplificazione stratigrafica.
F_0	Valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale.
T^*c	Periodo di inizio del tratto a velocita' costante dello spettro in accelerazione orizzontale.

4 Problemi geotecnici e scelte tipologiche

Nel seguito si riportano i principali problemi geotecnici analizzati e le relative scelte tipologiche:

- Le opere si collocano sulle sponde del Rio Capriolo, di conseguenza risultano soggette a fenomeni erosivi. Nel dimensionamento e nella verifica delle scogliere, sia in condizioni statiche che in condizioni sismiche, si è tenuto conto della sola spinta attiva determinata dal terreno della scarpata a monte, mentre si è trascurata la resistenza passiva esercitata dal ricoprimento alla base, che può venir meno a seguito delle piene;
- Nei tratti di realizzazione delle scogliere, si osserva alla base la presenza di roccia affiorante, che rende difficoltoso l'approfondimento del piano di fondazione; per garantire un buon ancoraggio dell'opera alla base ed evitare fenomeni di scivolamento, nei tratti di marna affiorante si prevede la realizzazione di una fondazione inclinata verso l'interno di almeno 6°.

5 Caratterizzazione fisica e meccanica dei terreni

Sulla base delle considerazioni riportate nella relazione geologica allegata, si riportano di seguito i parametri del terreno sulla base dei quali sono state eseguite le verifiche geotecniche.

A favore di sicurezza, nelle verifiche le scogliere si considerano fondate su depositi grossolani, che presentano caratteristiche meccaniche decisamente inferiori rispetto a quelle stimate nella relazione geologica per l'affioramento di marne.

Terreni

N	Descrizione	Tv	γ	γ_{saturo}	ϕ	Cu	C'	Ed	Costante di sottofondo			E_{cu}	A_{S-B}
									X	Y	Z		
			[N/m^3]	[N/m^3]	[°]	[N/mm^2]	[N/mm^2]	[N/mm^2]	[N/cm^3]	[N/cm^3]	[N/cm^3]	[N/mm^2]	
1	Coltre eluviale	Medio	16000	22000	30	0.00	0.00	60	15	15	45	-	-
		Minimo	16000	22000	30	0.00	0.00	60	15	15	45		
2	Depositi flyschoidi alterati	Medio	23000	24000	37	0.00	0.20	150	40	40	120	-	-
		Minimo	23000	24000	37	0.00	0.20	150	40	40	120		

LEGENDA Terreni

N Numero identificativo del terreno.

Descrizione Descrizione del terreno.

Tv Indica i valori minimi e medi dei parametri 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.

E_{cu} Modulo elastico in condizioni non drenate [N/mm^2].

A_{S-B} Parametro A si Skempton-Bjerrum per pressioni interstiziali.

6 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.

7 Tipologia di fondazioni previste

Per le scogliere in progetto si prevede la realizzazione di fondazioni dirette in massi ciclopici cementati. Le fondazioni, di spessore 1.00 m, presenteranno un piano di appoggio inclinato di circa 6° verso l'interno al fine di evitare uno scivolamento alla base, soprattutto nei tratti in cui le scogliere si poggeranno su marna affiorante.

Nelle verifiche, a favore di sicurezza, si considera che:

- Le fondazioni siano realizzate in massi ciclopici, escludendo l'azione del calcestruzzo gettato per l'intasamento dei vuoti;
- Tutte le scogliere si poggino su depositi alluvionali, con caratteristiche meccaniche inferiori rispetto alla marna affiorante (presente alla base delle Scogliere 2 e 4).

8 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 φ'	γ_{φ}'	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.

8.1 Carico limite fondazioni dirette

La formula del carico limite esprime l'equilibrio fra il carico applicato alla fondazione e la resistenza limite del terreno. Il carico limite è dato dalla seguente espressione:

$$q_{\lim} = c \cdot N_c \cdot s_c \cdot d_c \cdot i_c \cdot g_c \cdot b_c \cdot \psi_c + q \cdot N_q \cdot s_q \cdot d_q \cdot i_q \cdot g_q \cdot b_q \cdot \psi_q + \frac{1}{2} \cdot B \cdot \gamma_f \cdot N_\gamma \cdot s_\gamma \cdot d_\gamma \cdot i_\gamma \cdot g_\gamma \cdot b_\gamma \cdot \psi_\gamma$$

in cui:

c = coesione del terreno al disotto del piano di posa della fondazione;

q = $\gamma \cdot D$ = pressione geostatica in corrispondenza del piano di posa della fondazione;

γ = peso unità di volume del terreno al di sopra del piano di posa della fondazione;

D = profondità del piano di posa della fondazione;

B = dimensione caratteristica della fondazione, che corrisponde alla larghezza della suola;

L = Lunghezza della fondazione **(= Lunghezza del muro)**;

γ_f = peso unità di volume del terreno al disotto del piano di posa della fondazione;

N_c, N_q, N_γ = fattori di capacità portante;

s, d, i, g, b, ψ = coefficienti correttivi.

NB: Se la risultante dei carichi verticali è eccentrica, B e L saranno ridotte rispettivamente di:

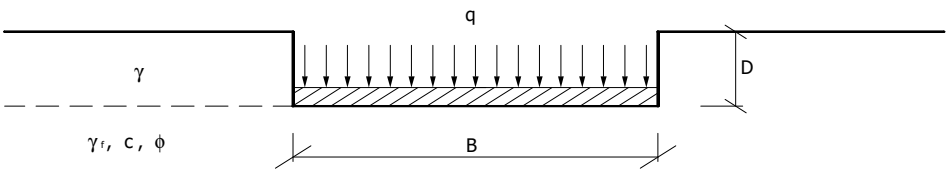
$$B' = B - 2 \cdot e_B$$

$$L' = L - 2 \cdot e_L$$

dove:

e_B = eccentricità parallela al lato di dimensione B;

e_L = eccentricità parallela al lato di dimensione L (**valore nullo per lo schema adottato**).



Calcolo dei fattori N_c, N_q, N_γ

Condizioni non drenate	Condizioni drenate
$N_c = 2 + \pi$	$N_c = (N_q - 1) \cdot \operatorname{ctg} \phi$
$N_q = 1$	$N_q = k_p \cdot e^{\pi \operatorname{tg} \phi}$

$N_\gamma = 0$	se $\omega = 0$	$N_\gamma = 2(N_q + 1)\cdot tg\phi$
$N_\gamma = -2 \cdot \operatorname{sen}\omega$	se $\omega \neq 0$	

dove:

$k_p = tg^2\left(45 + \frac{\phi}{2}\right)$ è il coefficiente di spinta passiva;

ϕ = angolo di attrito del terreno al disotto del piano di posa della fondazione;

ω = angolo di inclinazione del piano campagna.

Calcolo dei fattori di forma s_c, s_q, s_γ

Terreni Coerenti	**Terreni Incoerenti**
$s_c = 1 + \frac{B}{(2+\pi)L}$	$s_c = 1 + \frac{N_q}{N_c}\frac{B}{L}$
$s_q = 1$	$s_q = 1 + \frac{B}{L}tg\phi$
$s_\gamma = 1 - 0.4\frac{B}{L}$	$s_\gamma = 1 - 0.4\frac{B}{L}$

con B/L<1.

Calcolo dei fattori di profondità d_c, d_q, d_γ

Si definisce il seguente parametro:

$$k = \frac{D}{B} \qquad \text{se} \qquad \frac{D}{B} \leq 1;$$

$$k = arctg\frac{D}{B} \qquad \text{se} \qquad \frac{D}{B} > 1.$$

Terreni Coerenti	**Terreni Incoerenti**
$d_c = 1 + 0.4k$	$d_c = d_q - \frac{1 - d_q}{N_c tg\phi}$
$d_q = 1$	$d_q = 1 + 2tg\phi(1 - \operatorname{sen}\phi)^2 \cdot k$
$d_\gamma = 1$	$d_\gamma = 1$

Calcolo dei fattori di inclinazione del carico i_c, i_q, i_γ

Si definisce il seguente parametro:

$$m = \frac{2 + B/L}{1 + B/L}$$

Terreni Coerenti	Terreni Incoerenti
$i_c = 1 - \frac{m \cdot H}{B \cdot L \cdot c_a \cdot N_c}$	$i_c = i_q - \frac{1 - i_q}{N_c \cdot tg\phi}$
$i_q = 1$	$i_q = \left(1 - \frac{H}{V + A_f \cdot c_a \cdot ctg\phi}\right)^m$
$i_\gamma = 1$	$i_\gamma = \left(1 - \frac{H}{V + A_f \cdot c_a \cdot ctg\phi}\right)^{m+1}$

dove:

$A_f = B \cdot L$

H = componente orizzontale dei carichi agente sul piano di posa della fondazione;

V = componente verticale dei carichi agente sul piano di posa della fondazione;

c_a = adesione lungo la base della fondazione ($c_a \leq c$);

δ = angolo di attrito di interfaccia terreno-fondazione.

Per poter applicare tali coefficienti correttivi deve essere verificata la seguente condizione:

$$H < V \cdot tg\delta + A_f \cdot c_a$$

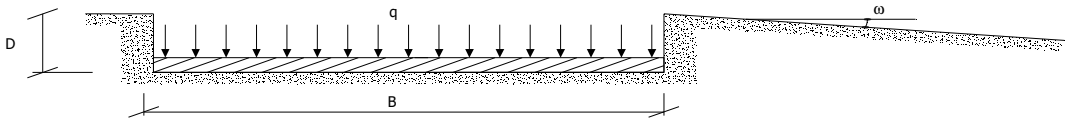
Calcolo dei fattori di inclinazione del piano di campagna b_c, b_q, b_γ

Indicando con ω l'angolo di inclinazione del piano campagna, si ha:

Terreni Coerenti	Terreni Incoerenti
$b_c = 1 - \frac{2 \cdot \omega}{2 + \pi}$	$b_c = b_q - \frac{1 - b_q}{N_c \cdot tg\phi}$
$b_q = 1$	$b_q = (1 - tg\,\omega)^2 \cos\,\omega$
$b_\gamma = 1$	$b_\gamma = \frac{b_q}{\cos\omega}$

Per poter applicare tali coefficienti correttivi deve essere verificata la seguente condizione:

$\omega < \phi$; $\omega < 45°$



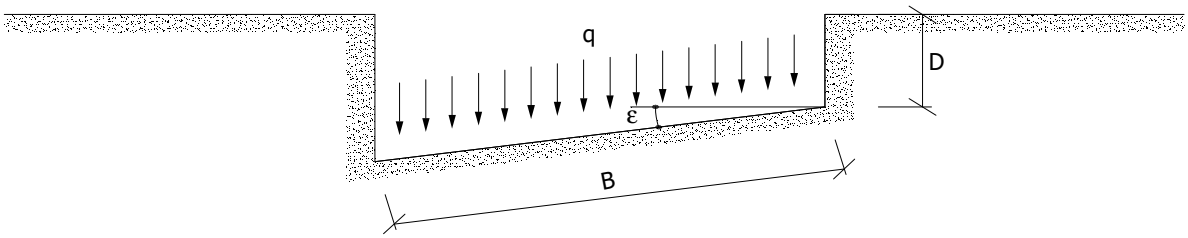
Calcolo dei fattori di inclinazione del piano di posa g_c, g_q, g_γ

Indicando con **ε** l'angolo di inclinazione del piano di posa della fondazione, si ha:

Terreni Coerenti	**Terreni Incoerenti**
$g_c = 1 - \frac{2 \cdot \varepsilon}{2 + \pi}$	$g_c = g_q - \frac{1 - g_q}{N_c \cdot tg\phi}$
$g_q = 1$	$g_q = (1 - \varepsilon \cdot tg\phi)^2$
$g_\gamma = 1$	$g_\gamma = (1 - \varepsilon \cdot tg\phi)^2$

Per poter applicare tali coefficienti correttivi deve essere verificata la seguente condizione:

$\varepsilon < 45°$



Calcolo dei fattori di riduzione per rottura a punzonamento ψ_c, ψ_q, ψ_γ

Si definisce l'indice di rigidezza del terreno come:

$$I_r = \frac{G}{c + \sigma \cdot tg\phi}$$

dove:

$G = \frac{E}{2(1+\upsilon)}$ = modulo d'elasticità tangenziale del terreno;

E= modulo elastico del terreno. Nei calcoli è utilizzato il modulo edometrico;

ν = modulo di Poisson. Sia in condizioni non drenate che drenate è assunto pari a 0.5;

σ= tensione litostatica alla profondità D+B/2.

La rottura a punzonamento si verifica quando i coefficienti di punzonamento ψ_c, ψ_q, ψ_γ sono inferiori all'unità; ciò accade quando l'indice di rigidezza I_r si mantiene inferiore al valore critico:

$$I_r < I_{r,crit} = \frac{1}{2}\exp\left\{\left(3.3 - 0.45\frac{B}{L}\right)ctg\left(45 - \frac{\phi}{2}\right)\right\}$$

Terreni Coerenti	**Terreni Incoerenti**
$\psi_c = 0.32 + 0.12\frac{B}{L} + 0.6 \cdot Log(I_r)$	$\psi_c = \psi_q - \frac{1-\psi_q}{N_q \cdot tg\phi}$
$\psi_q = 1$	$\psi_q = \exp\left\{\left(0.6\frac{B}{L} - 4.4\right)tg\phi + \frac{3.07 \cdot sen\phi \cdot Log(2I_r)}{1+sen\phi}\right\}$
$\psi_\gamma = 1$	$\psi_\gamma = \psi_q$

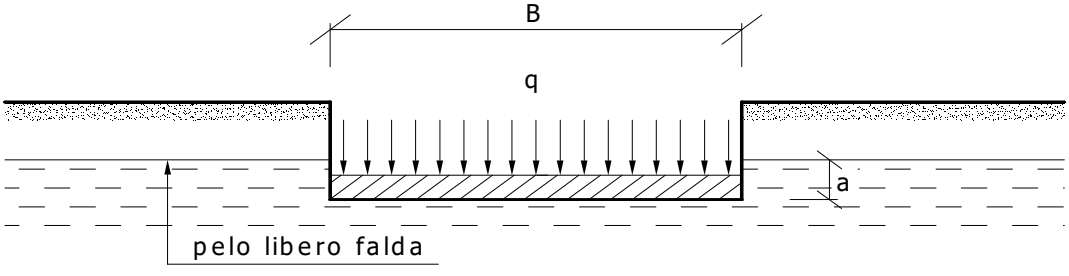
Calcolo del carico limite in presenza di falda

Se il pelo libero della falda è compreso fra il piano campagna ed il piano di posa della fondazione, ad un'altezza **a** sopra il piano di posa, l'espressione generale del carico limite, valutato in termini di tensioni effettive, diviene:

$$q_{lim} = c' \cdot N_c \cdot s_c \cdot d_c \cdot i_c \cdot g_c \cdot b_c \cdot \psi_c + q \cdot N_q \cdot s_q \cdot d_q \cdot i_q \cdot g_q \cdot b_q \cdot \psi_q + 0.5 \cdot B \cdot \gamma'_f \cdot N_\gamma \cdot s_\gamma \cdot d_\gamma \cdot i_\gamma \cdot g_\gamma \cdot b_\gamma \cdot \psi_\gamma + \gamma_{H2O} \cdot a$$

dove la tensione litostatica al piano di posa è valutata come:

$$q = \gamma \cdot (D - a) + \gamma' \cdot a$$

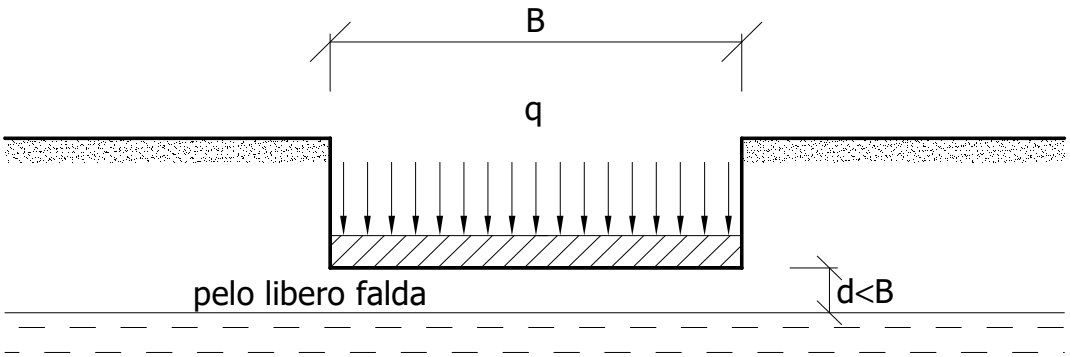


Se il pelo libero della falda è al di sotto del piano di posa della fondazione di una profondità **d**, tale che:

$$D \leq d \leq D+B, \qquad \text{o in altri termini} \quad D<B$$

l'espressione generale del carico limite, valutato in termini di tensioni effettive, diviene:

$$q_{lim} = c' \cdot N_c \cdot s_c \cdot d_c \cdot i_c \cdot g_c \cdot b_c \cdot \psi_c + q \cdot N_q \cdot s_q \cdot d_q \cdot i_q \cdot g_q \cdot b_q \cdot \psi_q + 0.5 \cdot B \cdot \left(\gamma'_f + (\gamma_f - \gamma'_f) \frac{d}{B} \right) \cdot N_\gamma \cdot s_\gamma \cdot d_\gamma \cdot i_\gamma \cdot g_\gamma \cdot b_\gamma \cdot \psi_\gamma$$



Se il pelo libero della falda è al di sotto del piano campagna di una profondità **d**, tale che:

$$d > D+B, \qquad \text{o in altri termini} \quad d \geq B$$

la presenza della falda viene trascurata.

Calcolo del carico limite in condizioni non drenate

L'espressione generale del carico limite, valutato in termini di tensioni totale, diventa:

$$q_{lim} = (2+\pi) c_u \cdot s_c \cdot d_c \cdot i_c \cdot g_c \cdot b_c + q + \frac{1}{2} \gamma_{sat} \cdot B \cdot N_\gamma \cdot s_\gamma$$

dove:

c_u = coesione non drenata;

γ_{sat} = peso unità di volume del terreno in condizioni di saturazione.

8.2 Fattori correttivi del carico limite in presenza di sisma

L'azione del sisma si traduce in accelerazioni nel sottosuolo (**effetto cinematico**) e nella fondazione, per l'azione delle forze d'inerzia generate nella struttura in elevazione (**effetto inerziale**).

Nell'analisi pseudo-statica, modellando l'azione sismica attraverso la sola componente orizzontale, tali effetti possono essere portati in conto mediante l'introduzione di coefficienti sismici rispettivamente denominati $\mathbf{K_{hi}}$ e $\mathbf{K_{hk}}$, il primo definito dal rapporto tra le componenti orizzontale e verticale dei carichi trasmessi in fondazione ed il secondo funzione dell'accelerazione massima attesa al sito.

Calcolo del fattore correttivo dovuto all'effetto cinematico

L'effetto cinematico, ovvero l'effetto dovuto all'accelerazione della porzione di terreno in cui è immersa la fondazione, è direttamente portato in conto, nel calcolo del carico limite, poiché si è considerato il cuneo di massima spinta del terreno a partire dalla quota del piano di posa della fondazione. Pertanto, per tale porzione di terreno in cui è immersa la fondazione, gli effetti del sisma sono stati direttamente già considerati nella determinazione del cuneo di spinta del terreno.

Calcolo dei fattori correttivi dovuti all'effetto inerziale

L'effetto inerziale produce variazioni di tutti i coefficienti di capacità portante del carico limite in funzione del coefficiente sismico K_{hi}.

Per le combinazioni sismiche, gli effetti inerziali sono stati direttamente portati in conto, nel calcolo del carico limite, tramite i coefficienti correttivi dovuti all'inclinazione dei carichi (i_c, i_q, i_γ).

Verifiche nei confronti degli stati limite ultimi (SLU)

Di seguito si riporta una tabella riepilogativa relativa alla verifica dello stato limite di collasso per carico limite dell'insieme fondazione-terreno.

Si precisa che il valore relativo alla colonna Q_{lim}, di cui nella tabella seguente, è 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 relativo alla capacità portante del complesso terreno-fondazione). Nel caso in esame il coefficiente parziale γ_R, come indicato nella tabella 6.5.I delle NTC 2018, è stato assunto pari:

Tabella 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

Per effetto delle azioni sismiche, le verifiche di sicurezza sono condotte 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

Si precisa che, nella sottostante tabella:

Q_{med} rappresenta la tensione media del terreno, ossia il valore della tensione del terreno in corrispondenza del baricentro della sezione di impronta (sezione reagente) della fondazione;

la coppia Q_{med} e Q_{lim} è relativa alla combinazione di carico, fra tutte quelle esaminate, che da luogo al minimo coefficiente di sicurezza (CS).

9 Verifiche a carico limite

VERIFICHE A CARICO LIMITE - Approccio 2, Combinazione (A1+M1+R3)

Stato limite	Sisma	CS	QMedP	QLim
			[N/mm²]	[N/mm²]
Scogliera 2				
Verifica 1				
SLU	NO	NS	0.05	7.18
Verifica 2				
SLU	NO	NS	0.05	7.18
Verifica 3				
SLU	NO	NS	0.05	7.18
Verifica 4				
SLU	NO	NS	0.05	7.18
Verifica 5				
SLU	NO	NS	0.05	7.18
Verifica 6				
SLU	NO	NS	0.05	7.18
Verifica 7				
SLU	NO	NS	0.05	7.18
Verifica 8				
SLU	NO	NS	0.06	7.17
Verifica 9				

VERIFICHE A CARICO LIMITE - Approccio 2, Combinazione (A1+M1+R3)

Stato limite	Sisma	CS	QMedP	QLim
			[N/mm²]	[N/mm²]
SLU	NO	NS	0.06	7.17
Verifica 10				
SLU	NO	NS	0.06	7.17
Verifica 11				
SLU	NO	NS	0.06	7.17
Verifica 12				
SLU	NO	NS	0.06	7.17
Verifica 13				
SLU	NO	NS	0.06	7.17
Verifica 14				
SLU	NO	NS	0.06	7.17
Verifica 15				
SLV	SI	NS	0.05	9.09
Verifica 16				
SLV	SI	NS	0.05	8.87
Scogliera 3_monte				
Verifica 1				
SLU	NO	2.72	0.05	0.13
Verifica 2				
SLU	NO	2.72	0.05	0.13
Verifica 3				
SLU	NO	2.64	0.05	0.12
Verifica 4				
SLU	NO	2.64	0.05	0.12
Verifica 5				
SLU	NO	2.72	0.05	0.13
Verifica 6				
SLU	NO	2.68	0.05	0.12
Verifica 7				
SLU	NO	2.68	0.05	0.12
Verifica 8				
SLU	NO	2.10	0.06	0.13
Verifica 9				
SLU	NO	2.10	0.06	0.13

VERIFICHE A CARICO LIMITE - Approccio 2, Combinazione (A1+M1+R3)

Stato limite	Sisma	CS	QMedP	QLim
			[N/mm²]	[N/mm²]
Verifica 10				
SLU	NO	2.05	0.06	0.12
Verifica 11				
SLU	NO	2.05	0.06	0.12
Verifica 12				
SLU	NO	2.10	0.06	0.13
Verifica 13				
SLU	NO	2.07	0.06	0.12
Verifica 14				
SLU	NO	2.07	0.06	0.12
Verifica 15				
SLV	SI	2.84	0.05	0.14
Verifica 16				
SLV	SI	2.73	0.05	0.12
Scogliera 3_valle				
Verifica 1				
SLU	NO	NS	0.07	7.18
Verifica 2				
SLU	NO	NS	0.07	7.18
Verifica 3				
SLU	NO	NS	0.07	7.18
Verifica 4				
SLU	NO	NS	0.07	7.18
Verifica 5				
SLU	NO	NS	0.07	7.18
Verifica 6				
SLU	NO	NS	0.07	7.18
Verifica 7				
SLU	NO	NS	0.07	7.18
Verifica 8				
SLU	NO	79.80	0.09	7.17
Verifica 9				
SLU	NO	79.80	0.09	7.17
Verifica 10				

VERIFICHE A CARICO LIMITE - Approccio 2, Combinazione (A1+M1+R3)

Stato limite	Sisma	CS	QMedP	QLim
			[N/mm²]	[N/mm²]
SLU	NO	79.61	0.09	7.17
Verifica 11				
SLU	NO	79.61	0.09	7.17
Verifica 12				
SLU	NO	79.80	0.09	7.17
Verifica 13				
SLU	NO	79.70	0.09	7.17
Verifica 14				
SLU	NO	79.70	0.09	7.17
Verifica 15				
SLV	SI	NS	0.07	8.57
Verifica 16				
SLV	SI	NS	0.07	8.34
Scogliera 4				
Verifica 1				
SLU	NO	NS	0.04	7.53
Verifica 2				
SLU	NO	NS	0.04	7.54
Verifica 3				
SLU	NO	NS	0.04	7.54
Verifica 4				
SLU	NO	NS	0.04	7.55
Verifica 5				
SLU	NO	NS	0.04	7.55
Verifica 6				
SLU	NO	NS	0.04	7.54
Verifica 7				
SLU	NO	NS	0.04	7.56
Verifica 8				
SLU	NO	NS	0.05	7.53
Verifica 9				
SLU	NO	NS	0.05	7.53
Verifica 10				
SLU	NO	NS	0.05	7.53

VERIFICHE A CARICO LIMITE - Approccio 2, Combinazione (A1+M1+R3)

Stato limite	Sisma	CS	QMedP	QLim
			[N/mm²]	[N/mm²]
Verifica 11				
SLU	NO	NS	0.05	7.54
Verifica 12				
SLU	NO	NS	0.05	7.54
Verifica 13				
SLU	NO	NS	0.05	7.53
Verifica 14				
SLU	NO	NS	0.05	7.54
Verifica 15				
SLV	SI	NS	0.04	9.41
Verifica 16				
SLV	SI	NS	0.04	9.18

LEGENDA Verifiche a Carico Limite

Stato limite Tipo di Stato Limite.

Sisma Sisma agente nella Combinazione.

CS Coefficiente di sicurezza.

QMedP Tensione media di Progetto [N/mm²].

QLim Carico Limite [N/mm²].