



# COMUNE DI INCUDINE

Provincia di Brescia

## INTERVENTI INTEGRATI DI MITIGAZIONE DEL RISCHIO IDROGEOLOGICO E DI TUTELA E RECUPERO DEGLI ECOSISTEMI E DELLA BIODIVERSITA' NEL FIUME OGLIO

CUP: B88H25000930002

CODICE ODSM ID 6344025 – D.G.R. 14 LUGLIO 2025, NXII/4736

PROGETTO ESECUTIVO

(D.Lgs 36/2023 art.41 comma 8 - Allegato I.7)

### ALLEGATO D

#### Relazione Geotecnica Generale



IL SINDACO

IL RESPONSABILE UNICO DEL PROGETTO

DIEGO CARLI

#### PROFESSIONISTI INCARICATI

##### PROGETTO DI FATTIBILITA' TECNICA ED ECONOMICA

CO&SA ENGINEERING S.R.L., TECHNOLOGY AND CONSULTING

Pavia - 27100, Via Enrica Malcovati n.° 2, Tel. 0382/22708, e-mail: coesasrl.pavia@gmail.com

Tecnici Responsabili:

Ing. LUIGI BALDINI, iscritto all'Ordine degli Ingegneri della Provincia di Pavia al n.°944 - Direttore Tecnico

Arch. STEFANIA PAREI, iscritta all'Ordine degli Architetti della Provincia di Pavia al n.° 1008 sez. A

Geom. ELIO FERRARI, iscritto all'Albo del Collegio dei Geometri della Provincia di Pavia al n.° 1974

Geom. TERESA GRASSO, iscritto all'Albo del Collegio dei Geometri della Provincia di Pavia al n.° 4357

Arch. VERONICA REALE, iscritta all'Ordine degli Architetti della Provincia di Pavia al n.° 1269 sez. A

##### RELAZIONE GEOLOGICA ED IDRAULICA:

Dott. Geol. GILBERTO ZAINA, iscritto all'Ordine Regionale dei Geologi della Lombardia al n.° 916

Darfo Boario Terme (BS) - 25047, Via Albera n.° 3, Tel. 339-3078674, e-mail: gilbertozaina@geasncservizi.com

##### RILIEVO TOPOGRAFICO:

STUDIO TECNICO SALVETTI

Malonno (BS) - 25040, Via IV Novembre n.° 60, Tel. 0364-657012, e-mail: info@studiotecnicosalvetti.it

Geom. OMAR SALVETTI, iscritto all'Albo del Collegio dei Geometri della Provincia di Brescia al n.° 4819

DATA ELABORAZIONE:  
MAGGIO 2026

AGGIORNAMENTI

RAPPRESENTAZIONE

---

RIFERIMENTO  
CO&SA S.R.L.  
01/2026

**Comune di Incudine  
Provincia di Brescia**

**RELAZIONE GEOTECNICA GENERALE**

**OGGETTO:** Relazione geotecnica relativa al progetto "Sponda destra attigua al campo di calcio del comune di Incudine (BS) nel torrente Oglio. Progetto di Muro in c.a. - Tratto lato destro del fiume tra gli affluenti di due cavi"  
Muro spondale torrente OGLIO

**COMMITTENTE:** Amministrazione Comunale di Incudine  
Belgioioso, 12/05/2026

Il Progettista e D.L.



\_\_\_\_\_  
(Ing. Luigi Baldini)

**Studio d'Ingegneria Civile**  
Piazza Vittorio Veneto 18 - 270 Belgioioso (PV)11  
0382970476 - studio.luigibaldini@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.

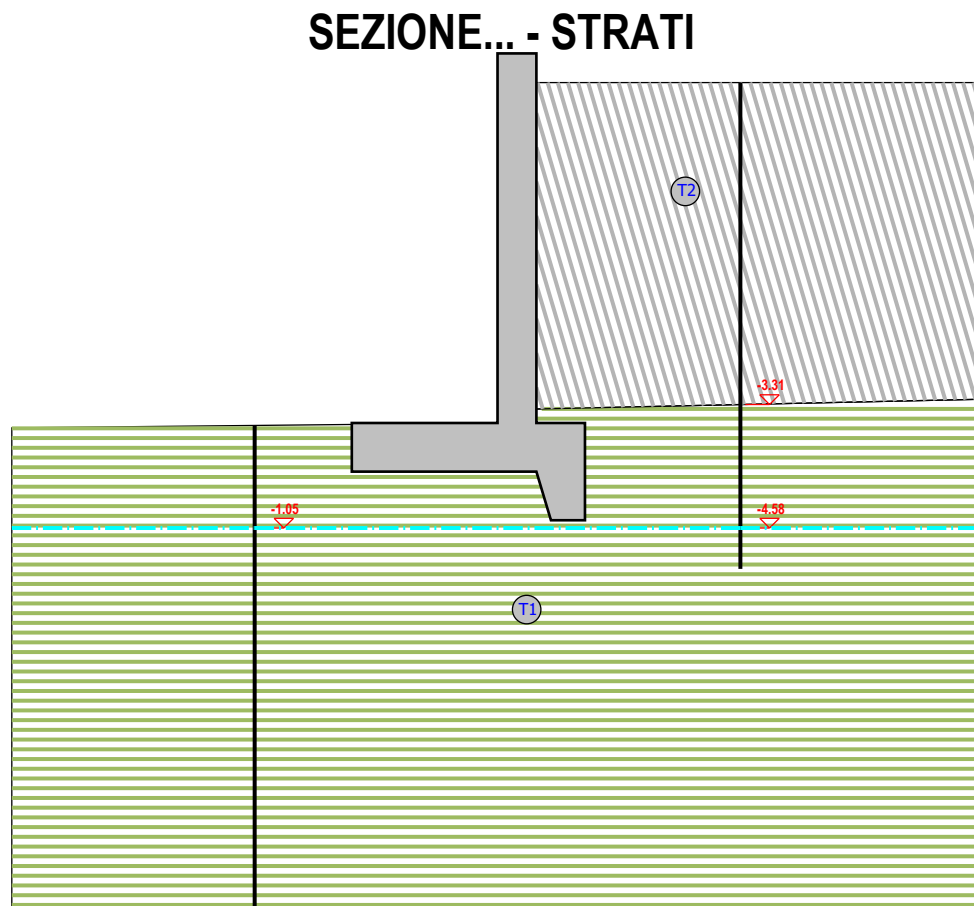
Questa relazione è stata redatta dal tecnico sulla base dei dati risultanti dalle prove di campagna e/o di laboratorio.

## 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.



Strato	Descrizione	<input type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	Cu	C'
T1	Sabbia compatta (umida)	21000	22000	32.0°	0.00	0.00
T2	Sabbia compatta (asciutta)	18000	22000	37.0°	0.00	0.00

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

Terreni													
N	Descrizione	Tv	$\gamma$	$\gamma_{saturo}$	$\phi$	Cu	C'	Ed	Costante di sottofondo			E <sub>cu</sub>	A <sub>S-B</sub>
			[N/m³]	[N/m³]	[°]	[N/mm²]	[N/mm²]	[N/mm²]	X [N/cm³]	Y [N/cm³]	Z [N/cm³]	[N/mm²]	
1	Sabbia compatta (asciutta)	Medio	1800	2200	37	0,000	0,000	80	30	30	90	-	-
		Minimo	0	0									
2	Sabbia compatta (umida)		0	0	37	0,000	0,000	80	30	30	90		
		Medio	2100	2200	37	0,000	0,000	80	30	30	90		
			0	0	32	0,000	0,000	60	25	25	75	-	-
		Minimo	2100	2200	32	0,000	0,000	60	25	25	75		
			0	0	32	0,000	0,000	60	25	25	75		

### 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.
$\gamma$	Peso per unità di volume [N/m <sup>3</sup> ].
$\gamma_{saturo}$	Peso per unità di volume saturo [N/m <sup>3</sup> ].
$\phi$	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

Dati generali analisi sismica							
TP	$S_T$	$\beta_s$	$\beta_m$ , SLV	$\beta_m$ , SLD	$K_{Stbl}$ ( $K_{h,1}$ )	$K_{Muro}$ SLV ( $K_{h,2}$ SLV)	$K_{Muro}$ SLD ( $K_{h,2}$ SLD)
C	1,00	0,20	0,38	0,47	0,0184	0,0350	0,0216

Classe	Vita Nominale	Periodo di Riferimento	Latitudine	Longitudine	Altitudine
[adim]	[anni]	[anni]	[gradi]	[gradi]	[gradi]
2	50	50	46° 13' 30.04"	10° 21' 40.83"	910

SL	$T_r$	$a_g/g$	$S_s$	$F_0$	$T^*c$
[adim]	[anni]	[adim]	[adim]	[adim]	[s]
SLO	30	0,0249	1,500	2,583	0,180
SLD	50	0,0307	1,500	2,603	0,200
SLV	475	0,0614	1,500	2,728	0,290
SLC	975	0,0746	1,500	2,776	0,305

#### 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 allo SLV e allo SLD.
<b><math>K_{Stbl}</math> (<math>K_{h,1}</math>)</b>	Coefficiente per il calcolo della spinta per Verifica di stabilità'.
<b><math>K_{Muro}</math> (<math>K_{h,2}</math>)</b>	Coefficiente per il calcolo della spinta per Muro di sostegno allo SLV e allo SLD.
<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 dirette

## 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 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;
- $\gamma$  = 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**);
- $\gamma_f$  = peso unità di volume del terreno al disotto del piano di posa della fondazione;
- $N_c, N_q, N_\gamma$  = fattori di capacità portante;
- s, d, i, g, b,  $\psi$  = coefficienti correttivi.

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

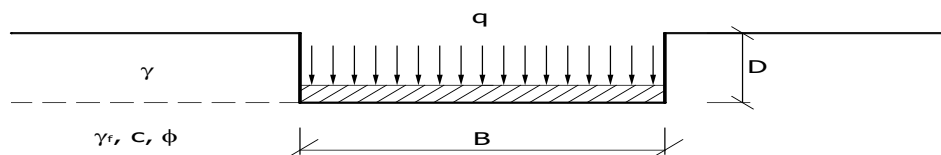
$$B' = B - 2 \cdot e_B$$

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

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 $N_c, N_q, N_\gamma$

Condizioni non drenate	Condizioni drenate
$N_c = 2 + \pi$	$N_c = (N_q - 1) \cdot \text{ctg} \phi$
$N_q = 1$	$N_q = k_p \cdot e^{\pi \text{tg} \phi}$
$N_\gamma = 0$ se $\omega = 0$	$N_\gamma = 2(N_q + 1) \cdot \text{tg} \phi$

$$N_\gamma = -2 \cdot \tan \omega \quad \text{se } \omega > 0$$

dove:

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

$\phi$  = angolo di attrito del terreno al disotto del piano di posa della fondazione;

$\omega$  = angolo di inclinazione del piano campagna.

#### Calcolo dei fattori di forma $s_c$ , $s_q$ , $s_\gamma$

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

con  $B/L < 1$ .

#### Calcolo dei fattori di profondità $d_c$ , $d_q$ , $d_\gamma$

Si definisce il seguente parametro:

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

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

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

#### Calcolo dei fattori di inclinazione del carico $i_c$ , $i_q$ , $i_\gamma$

Si definisce il seguente parametro:

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

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



$i_\gamma = 1$	$i_\gamma = \left(1 - \frac{H}{V + A_f \cdot c_a \cdot \text{ctg}\phi}\right)^{m+1}$
----------------	--

dove:

$$A_f = B \times L$$

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 ( $c_a \leq c$ );

$\delta$  = angolo di attrito di interfaccia terreno-fondazione.

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

$$H < V \cdot \text{tg}\delta + A_f \cdot c_a$$

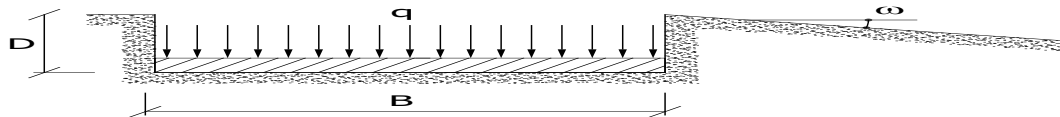
### Calcolo dei fattori di inclinazione del piano di campagna $b_c$ , $b_q$ , $b_\gamma$

Indicando con  $\omega$  l'angolo di inclinazione del piano campagna, si ha:

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

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

$$\omega < \phi ; \quad \omega < 45^\circ$$



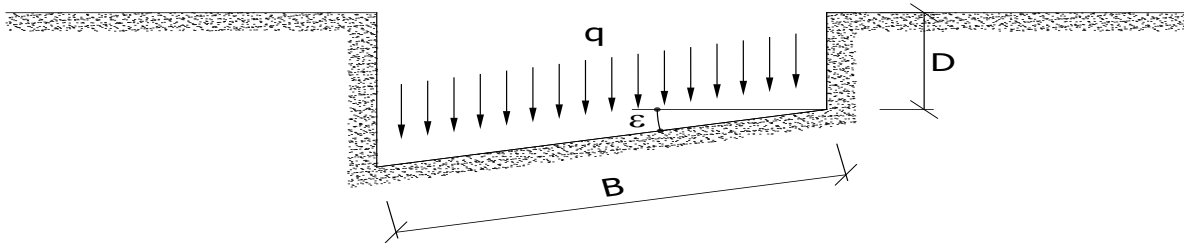
### Calcolo dei fattori di inclinazione del piano di posa $g_c$ , $g_q$ , $g_\gamma$

Indicando con  $\varepsilon$  l'angolo di inclinazione del piano di posa della fondazione, si ha:

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

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

$$\varepsilon < 45^\circ$$



### Calcolo dei fattori di riduzione per rottura a punzonamento $\psi_c, \psi_q, \psi_\gamma$

Si definisce l'indice di rigidezza del terreno come:

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

dove:

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

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

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

$\sigma$  = tensione litostatica alla profondità  $D+B/2$ .

La rottura a punzonamento si verifica quando i coefficienti di punzonamento  $\psi_c, \psi_q, \psi_\gamma$  sono inferiori all'unità; ciò accade quando l'indice di rigidezza  $I_r$  si mantiene inferiore al valore critico:

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

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

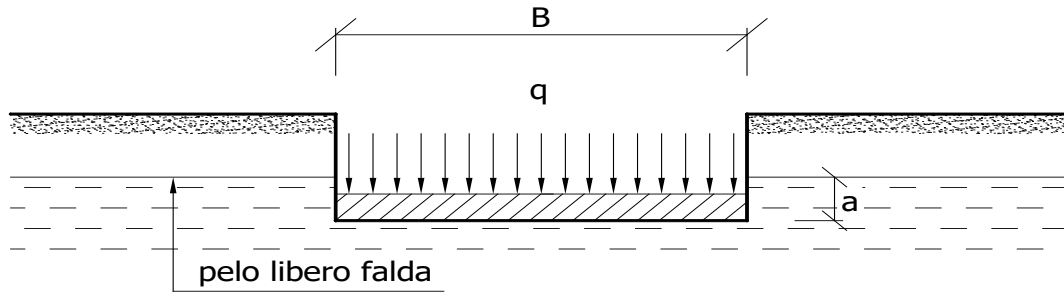
### Calcolo del carico limite in presenza di falda

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:

$$q_{lim} = c' \cdot N_c \cdot s_c \cdot d_c \cdot i_c \cdot g_c \cdot b_c \cdot \psi_c + q \cdot N_q \cdot s_q \cdot d_q \cdot i_q \cdot g_q \cdot b_q \cdot \psi_q + 0.5 \cdot B \cdot \gamma' \cdot N_\gamma \cdot s_\gamma \cdot d_\gamma \cdot i_\gamma \cdot g_\gamma \cdot b_\gamma \cdot \psi_\gamma + \gamma_{H_2O} \cdot a$$

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

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

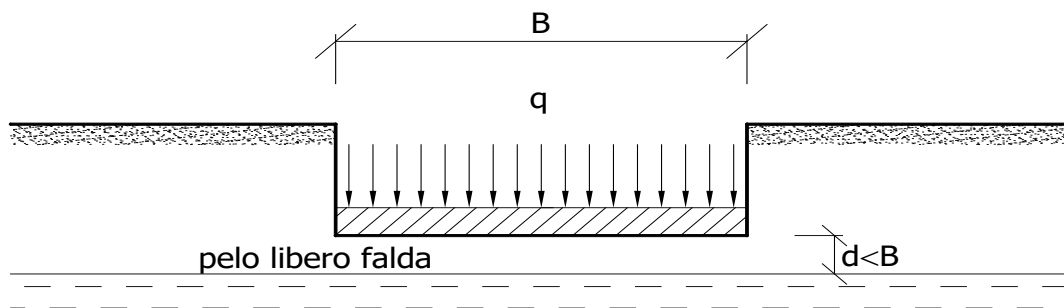


Se il pelo libero della falda è al di sotto del piano di posa della fondazione di una profondità **d**, tale che:

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

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:

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

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;

$\gamma_{sat}$  = peso unità di volume del terreno in condizioni di saturazione.

## 15.2 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 **K<sub>hi</sub>** e **K<sub>hk</sub>**, 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 ( $i_c$ ,  $i_q$ ,  $i_\gamma$ ).

### 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  $\gamma_R$  relativo alla capacità portante del complesso terreno-fondazione). Nel caso in esame il coefficiente parziale  $\gamma_R$ , come indicato nella tabella 6.5.I delle NTC 2018, è stato assunto pari:

**Tabella 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

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  $\gamma_R$  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

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).

## VERIFICHE A CARICO LIMITE

VERIFICHE A CARICO LIMITE - Approccio 2, Combinazione (A1+M1+R3)					
Stato limite	Sisma	CS	$Q_{MedP}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	$Q_{Lim}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	
<b>Sezione...</b>					
<b>Verifica 1</b>					
	SLU	NO	4,85	0,05	0,25
<b>Verifica 2</b>					
	SLU	NO	4,69	0,05	0,25
<b>Verifica 3</b>					
	SLU	NO	3,73	0,07	0,25
<b>Verifica 4</b>					
	SLU	NO	3,63	0,07	0,25
<b>Verifica 5</b>					

VERIFICHE A CARICO LIMITE - Approccio 2, Combinazione (A1+M1+R3)				
Stato limite	Sisma	CS	QMedP	QLim
			[N/mm <sup>2</sup> ]	[N/mm <sup>2</sup> ]
SLV	SI	5,10	0,05	0,26

### LEGENDA Verifiche a Carico Limite

<b>Stato limite</b>	Tipo di Stato Limite.
<b>Sisma</b>	Sisma agente nella Combinazione.
<b>CS</b>	Coefficiente di sicurezza ([NS]=Non significativo se CS maggiore o uguale a 100).
<b>QMedP</b>	Tensione media di Progetto [N/mm <sup>2</sup> ].
<b>QLim</b>	Carico Limite [N/mm <sup>2</sup> ].

Belgioioso, 12/05/2026

Il Tecnico  
**Studio d'Ingegneria Civile**  
 (Ing. Luigi Baldini)

