



COMUNE DI TERNI

DIREZIONE LL.PP. - MANUTENZIONI

LAVORI DI RIQUALIFICAZIONE

CAMPO SCUOLA " F. CASAGRANDE"

PIANO NAZIONALE DI RIPRESA E RESILIENZA (PNRR)

Missione 5 Componente 2 Investimento/Subinvestimento 2.1

RIGENERAZIONE URBANA

CUP F44H16000340007



Committente: **COMUNE DI TERNI**

P.zza M. Ridolfi, 1 - 05100 Terni
C.F. 00175660554

R.U.P. **Geom. STEFANO FREDDUZZI**

Corso del Popolo n. 30 - 05100 Terni

Collaboratore: **Dott.ssa Marta Di Filippo**



**Finanziato
dall'Unione europea**
NextGenerationEU

R.T.P.

Mandatario e Capogruppo:

Coord. e Progetto Architettonico: **arch. Alberto Tiberi**

05100 Terni Via Sabotino, 7 - e-mail : albertotiberi@gmail.com

Mandanti:

Progetto impianti:

Studio Tecnico Associato Paganelli

Viale B. Brin, 10 - 05100 TERNI - e-mail: info@stap.it

Progetto strutture:

ing. Simone Monotti

Strada della Quercia 6/b - 05100 Terni - e-mail: segreteria@studiomonotti.it

Progetto sicurezza:

C.S.P. - C.S.E.

ing. Alessandro Passetti

Via Del Daino, 19 - 05100 - Terni - e-mail: passetti.ale@gmail.com

Collaborazioni:

ing. iunior Alberto Lausi

Prog. impianti termotecnici

Via Lombardo Radice, 19 - 05100 - Terni - e-mail: alberto.lausi@gmail.com

Direttore dei Lavori:

arch. Andrea Della Sala

Strada di S. Martino, 104 - 05100 Terni - e-mail : info@andreadellasala.com

Il progettista:

Contenuto del disegno:

**PROGETTO
ESECUTIVO
STRUTTURALE**

Oggetto:


**MURO DI SOSTEGNO RAMPA
NUOVO INGRESSO- RELAZIONE
GEOTECNICA E SULLE
FONDAZIONI**

tavola numero:

**R.S.
25**

data	aggiornato al	disegnato da	visto R.U.P.	indice file	scala
18.01.2023	6.03.2023				VARIE

Il contenuto del presente elaborato è di proprietà esclusiva del Progettista. Senza autorizzazione scritta dello stesso non può essere diffuso a terzi nè riprodotto totalmente o parzialmente.

 Studio Monotti Ingegneria	Cliente Customer Comune di Terni – Direzione Lavori Pubblici - Manutenzioni	
---	--	--


PROGETTO ESECUTIVO STRUTTURALE
REALIZZAZIONE DI UN MURO DI SOSTEGNO
Campo Scuola “F. Casagrande” Terni (TR)

R.S. 25
RELAZIONE GEOTECNICA
e sulle
FONDAZIONI

Terni, 14/03/2023

Progettista: Ing. Simone Monotti

Committente: Comune di Terni – Direzione Lavori Pubblici – Manutenzioni

 Studio Monotti Ingegneria	Cliente Customer Comune di Terni – Direzione Lavori Pubblici - Manutenzioni	Pag. 2 / 12
---	--	----------------

Relazione Geotecnica e sulle Fondazioni

1 - 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.

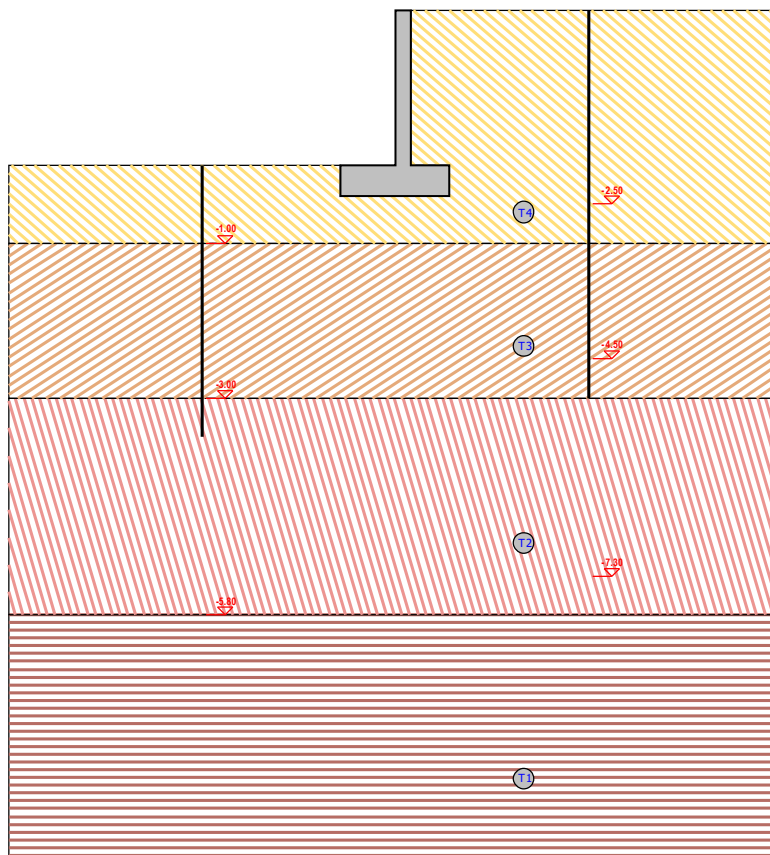
2 - INDAGINI GEOGNOSTICHE

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... - STRATI



Strato	Descrizione	γ	γ_s	ϕ	C_u	C'
T1	Argilla Compatta	21000	22000	32.0°	0.10	0.10
T2	Argilla Semicompatta	20000	20000	33.0°	0.03	0.03
T3	Argilla Limosa	18500	18900	24.0°	0.02	0.02
T4	Limo Argilloso	18900	19200	27.0°	0.01	0.01

Sezione... - Vista Strati

3 - 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.

3.1 Caratterizzazione geotecnica

La caratterizzazione geotecnica dei terreni è riassunta nella seguente tabella:

TERRENI

N	Descrizione	Tv	γ	γ_{saturato}	ϕ	Cu	C'	Ed	Costante di sottofondo			E _{cu}	A _{S-B}
									X	Y	Z		
									[N/cm ³]	[N/cm ³]	[N/cm ³]		
1	Limo Argilloso	Medio	1890	1920									
			0	0	27	0,010	0,010	15	10	10	30	1	0
2	Argilla Limosa	Minimo	1890	1920									
			0	0	27	0,010	0,010	15	10	10	30		
3	Argilla Semicompatta	Medio	1850	1890									
			0	0	24	0,020	0,020	10	12	12	36	1	0
4	Argilla Compatta	Minimo	1850	1890									
			0	0	24	0,020	0,020	10	12	12	36		
5	Argilla Semicompatta	Medio	2000	2000									
			0	0	33	0,025	0,025	8	16	16	36	1	0
6	Argilla Compatta	Minimo	2000	2000									
			0	0	33	0,025	0,025	8	16	16	36		
7	Argilla Compatta	Medio	2100	2200									
			0	0	32	0,100	0,100	10	22	22	65	1	0
8	Argilla Compatta	Minimo	2100	2200									
			0	0	32	0,100	0,100	10	22	22	65		

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_{saturato}	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.

3.2 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.

3.3 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	β_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	0,24	0,38	0,47	0,0642	0,1016	0,0548

Classe	Vita Nominale	Periodo di Riferimento	Latitudine	Longitudine	Altitudine
[adim]	[anni]	[anni]	[gradi]	[gradi]	[gradi]
3	50	75	42° 33' 37.40"	12° 38' 27.30"	119

SL	T _r	a _g /g	S _s	F ₀	T ^c
[adim]	[anni]	[adim]	[adim]	[adim]	[s]
SLO	45	0,0672	1,500	2,497	0,278
SLD	75	0,0820	1,500	2,499	0,290
SLV	712	0,1880	1,422	2,465	0,327
SLC	1462	0,2324	1,353	2,489	0,338

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] = Depositati di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti - [D] = Depositati 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 stabilità'.
β_m	Coefficiente di riduzione di accelerazione massima per Muro di sostegno allo SLV e allo SLD.
K_{Stbl} (K_{h,1})	Coefficiente per il calcolo della spinta per Verifica di stabilità'.
K_{Muro} (K_{h,2})	Coefficiente per il calcolo della spinta per Muro di sostegno allo SLV e allo SLD.
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.
F₀	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.

4 - 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

5 - 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	$\tan \varphi'$	$\gamma_{\varphi'}$	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.

5.1 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:

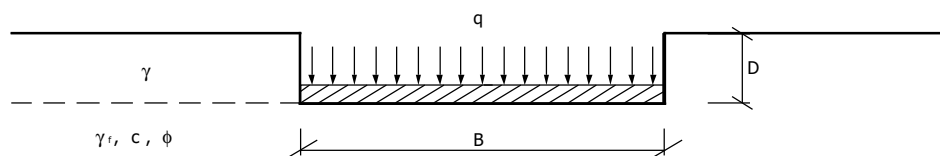
$$B' = B - 2 \cdot e_B$$

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

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

dove:

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

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

con $B/L < 1$.

Calcolo dei fattori di profondità d_c , d_q , d_γ

Si definisce il seguente parametro:

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

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

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_γ

Si definisce il seguente parametro:

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

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

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 ($c_a \leq c$);
 δ = angolo di attrito di interfaccia terreno-fondazione.

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

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

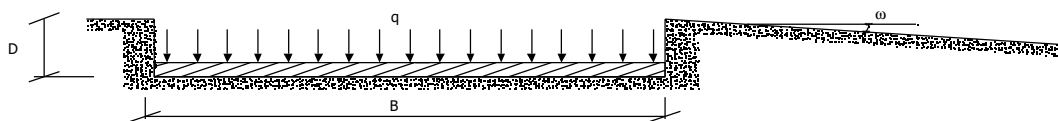
Calcolo dei fattori di inclinazione del piano di campagna b_c , b_q , b_γ

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

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

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

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



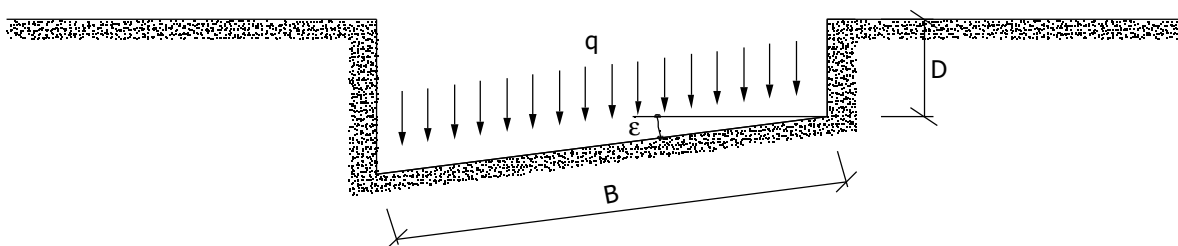
Calcolo dei fattori di inclinazione del piano di posa g_c , g_q , g_γ

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

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

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

$$\varepsilon < 45^\circ$$



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

Si definisce l'indice di rigidezza del terreno come:

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

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;

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

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

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

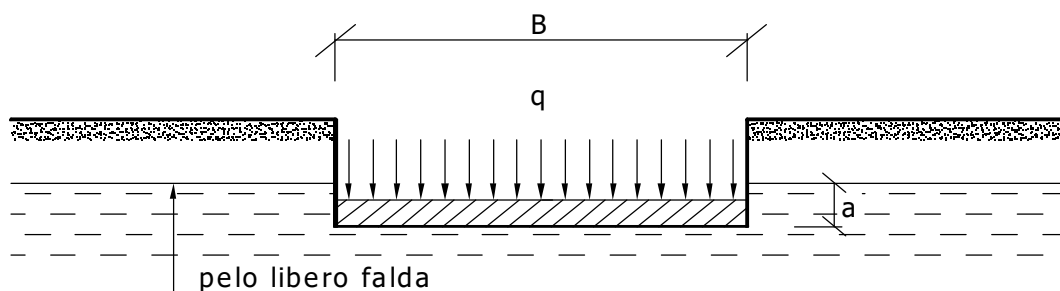
Calcolo del carico limite in presenza di falda

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:

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

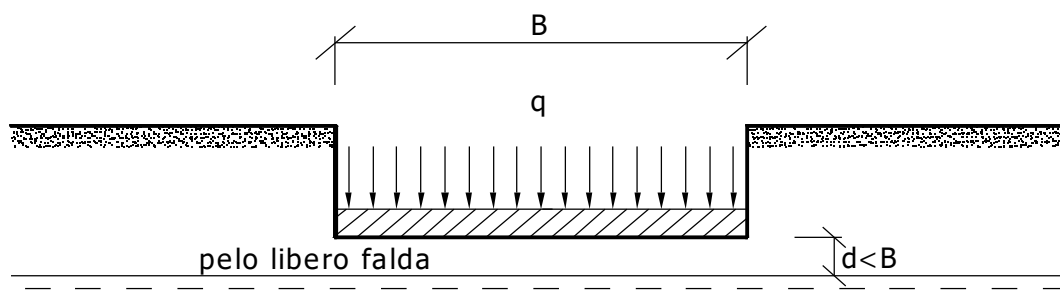


Se il pelo libero della falda è al di sotto del piano di posa della fondazione di una profondità **d**, tale che:

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

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;

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

5.2 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_{hi}** e **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).

VERIFICHE A CARICO LIMITE

VERIFICHE A CARICO LIMITE - Approccio 2, Combinazione (A1+M1+R3)					
Stato limite	Sisma	CS	Q_{MedP} [N/mm ²]	Q_{Lim} [N/mm ²]	
Sezione...					
Verifica 1					
	SLU	NO	13,58	0,03	0,42
Verifica 2					
	SLU	NO	12,24	0,03	0,42
Verifica 3					
	SLU	NO	10,43	0,04	0,42
Verifica 4					
	SLU	NO	9,58	0,04	0,42
Verifica 5					
	SLV	SI	14,98	0,03	0,48
Verifica 6					
	SLV	SI	14,98	0,03	0,48

LEGENDA Verifiche a Carico Limite

Stato limite	Tipo di Stato Limite.
Sisma	Sisma agente nella Combinazione.
CS	Coefficiente di sicurezza ([NS]=Non significativo se CS maggiore o uguale a 100).
Q_{MedP}	Tensione media di Progetto [N/mm ²].
Q_{Lim}	Carico Limite [N/mm ²].

Il Professionista
Dott. Ing. Monotti Simone
 (Ordine degli Ingegneri di Terni Sez. A n° 1055)