



AGENZIA DEL DEMANIO

AGENZIA DEL DEMANIO

Direzione Regionale Calabria

PROGETTO
PRELIMINARE

PROGETTO
DEFINITIVO

PROGETTO
ESECUTIVO

OGGETTO: Progettazione definitiva ed esecutiva, coordinamento della sicurezza in fase di progettazione e di esecuzione, direzione lavori, contabilità dei lavori ed accatastamento, finalizzati al completamento ed all'ampliamento del polifunzionale "Manganelli" per la nuova sede del XII Reparto Mobile della Polizia di Stato, in Reggio Calabria, Località Santa Caterina.

UBICAZIONE: Località Santa Caterina - Reggio Calabria

COMMITTENTE: Agenzia del Demanio - Direzione Regionale Calabria

CODICE CIG: 7121966045

CODICE CUP: G36D17000050001

PROGETTO STRUTTURALE

REV.	DATA	MODIFICA	DISEGNATORE / COMPILATORE
00	26/11/2018	Prima Emissione	Ing. Mariano Salvatore
01	30/10/2020	Prima Revisione	VERIFICATO DA: Ing. Carlo Carletti
			APPROVATO DA: Arch. Valentino Tropeano

CODICE D'IDENTIFICAZIONE	ELABORATO :
05/17- PS.RT07/01	Parcheggio coperto 1 (Mezzi pesanti) – Blocco 1: ▪ Relazione Geotecnica e sulle fondazioni

IL RESPONSABILE DEL PROCEDIMENTO
Ing. Salvatore CONCETTINO

IL COORDINATORE DELLA SICUREZZA IN FASE DI PROGETTAZIONE
Arch. Valentino TROPEANO

PROGETTISTA RESPONSABILE COORDINATORE	
<p>RESPONSABILI</p> <p>RESPONSABILE PROGETTAZIONE ARCHITETTONICA Arch. Gianfranco PICARIELLO</p> <p>RESPONSABILE PROGETTAZIONE STRUTTURALE Ing. Carlo CARLETTI</p> <p>RESPONSABILE INDAGINI GEOGNOSTICHE Geol. Carmine MAZZAROTTI</p> <p>RESPONSABILE PROGETTAZIONE IMPIANTI MECCANICI Ing. Bruno MATTIA</p> <p>RESPONSABILE PROGETTAZIONE IMPIANTI ELETTRICI Ing. Mauro GUERRIERO</p> <p>RESPONSABILE PROGETTAZIONE SICUREZZA Arch. Patrizia GAMMA</p>	<p>Arch. Valentino TROPEANO</p> <p>GRUPPO DI LAVORO</p> <p>Ing. Antonio GRAZIANO Ing. Lella Liana IMBRIANI Ing. Mariano SALVATORE Ing. Domenico DE MATTIA Ing. Rosa LO PRIORE Arch. Ivan GUERRIERO Arch. Stanislao SACCARDO Geom. Gennarino IANDIORIO Geom. Franco IMBIMBO Per.Ind. Antonio FESTA</p> <p>CONSULENTI SCIENTIFICI</p> <p>Prof. Ing. Luigi PETTI Prof. Geol. Francesco Maria GUADAGNO</p>

Comune di Reggio di Calabria
Provincia di Reggio Calabria

**RELAZIONE GEOTECNICA GENERALE
E DELLE FONDAZIONI**

PARCHEGGIO COPERTO 1
Mezzi pesanti

Blocco 1

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 sulla base dei dati risultanti dalle prove di campagna e/o di laboratorio.

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

D. M. Infrastrutture Trasporti 17/01/2018 (G.U. 20/02/2018 n. 42 - Suppl. Ord.)

"Aggiornamento delle 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:

D. M. Infrastrutture Trasporti 14 gennaio 2008 (G.U. 4 febbraio 2008 n. 29 - Suppl. Ord.)

"Norme tecniche per le Costruzioni".

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

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

Eurocodice 7 - "Progettazione geotecnica" - ENV 1997-1 per quanto non in contrasto con le disposizioni del D.M. 2008 "Norme Tecniche per le Costruzioni".

3 - INDAGINI E CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA

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.

3.1 Prove effettuate e Caratterizzazione geotecnica

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.

TERRENI

N _{TRN}	γ _T [N/m ³]	K			φ [°]	C _u [N/mm ²]	c' [N/mm ²]	E _d [N/mm ²]	E _{cu} [N/mm ²]	Terreni
		K _x [N/cm ³]	K _y [N/cm ³]	K _z [N/cm ³]						A _{S-B}
Sabbia limo argillosa										

N _{TRN}	γ _T [N/m ³]	K			φ [°]	c _u [N/mm ²]	c' [N/mm ²]	E _d [N/mm ²]	E _{cu} [N/mm ²]	A _{S-B}
		K _X [N/cm ³]	K _Y [N/cm ³]	K _Z [N/cm ³]						
T001	15.590	20	20	60	30	0,000	0,000	8	0	0,000

LEGENDA:

- N_{TRN}** Numero identificativo del terreno.
- γ_T** Peso specifico del terreno.
- K** Valori della costante di sottofondo del terreno nelle direzioni degli assi del riferimento globale X (K_X), Y (K_Y), e Z (K_Z).
- φ** Angolo di attrito del terreno.
- c_u** Coesione non drenata.
- c'** Coesione efficace.
- E_d** Modulo edometrico.
- E_{cu}** Modulo elastico in condizione non drenate.
- A_{S-B}** Parametro "A" di Skempton-Bjerrum per pressioni interstiziali.

STRATIGRAFIE

N _{TRN}	Q _i [m]	Q _f [m]	Cmp. S.	Add	Stratigrafie
					ΔEd
[S001]-Manganelli					
T001	0,00	INF	incoerente	denso	lineare

LEGENDA:

- N_{TRN}** Numero identificativo della stratigrafia.
- Q_i** Quota iniziale dello strato (riferito alla quota iniziale della stratigrafia).
- Q_f** Quota finale dello strato (riferito alla quota iniziale della stratigrafia). INF = infinito (profondità dello strato finale).
- Cmp. S.** Comportamento dello strato.
- S.**
- Add** Addensamento dello strato.
- ΔEd** Variazione con la profondità del modulo edometrico.

NB: Nel caso di fondazioni dirette con stratigrafia, il calcolo del carico limite (q_{lim}) viene fatto su un terreno "equivalente" con parametri geotecnici calcolati come media pesata degli strati compresi tra la quota del piano di posa e la quota della profondità "significativa" (stabilita come "Multiplo della dimensione Significativa della fondazione").

$$\text{Parametro "J"} = \frac{\sum_i^n [\text{Parametro "J"} (\text{strato}, i) \cdot \text{Spessore} (\text{strato}, i)]}{\text{Profondità significativa}}$$

con i = 1, ..., n (numero di strati compresi tra la quota del piano di posa e la quota della profondità significativa).

3.2 Idrogeologia

Non è stata riscontrata la presenza di falde acquifere a profondità di interesse relativamente al "volume significativo" investigato.

3.3 Problematiche riscontrate

Durante l'esecuzione delle prove e dall'elaborazione dei dati non sono emerse problematiche rilevanti alla realizzazione delle opere di fondazione.

4 - MODELLAZIONE GEOTECNICA E PERICOLOSITA' SISMICA DEL SITO

In ottemperanza a quanto previsto dalla normativa vigente, sia nazionale NTC2018 che regionale (Regione Calabria) nonché in riferimento alla tipologia d'uso dell'opera che rientra quale opera di carattere strategico, è stata eseguita un'analisi della risposta sismica locale al fine di definire le azioni sismiche di progetto.

4.1 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 rigidità 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.

4.2 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 così come risultanti dalle analisi di Risposta Sismica locale. 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											
Ang	NV	CD	MP	Dir	TS	EcA	Ir _{Temp}	C.S.T.	RP	RH	ξ
[°]											[%]
0	15	B	ca	X Y	[T+C] [T 1C]	S	N	Da R.S.L.	SI	SI	5

LEGENDA:

- Ang** Direzione di una componente dell'azione sismica rispetto all'asse X (sistema di riferimento globale); la seconda componente dell'azione sismica è assunta con direzione ruotata di 90 gradi rispetto alla prima.
- NV** Nel caso di analisi dinamica, indica il numero di modi di vibrazione considerati.
- CD** Classe di duttilità: [A] = Alta - [B] = Media - [ND] = Non Dissipativa - [-] = Nessuna.
- MP** Tipo di struttura sismo-resistente prevalente: [ca] = calcestruzzo armato - [caOld] = calcestruzzo armato esistente - [muOld] = muratura esistente - [muNew] = muratura nuova - [muArm] = muratura armata - [ac] = acciaio.
- Dir** Direzione del sisma.
- TS** Tipologia della struttura:
Cemento armato: [T 1C] = Telai ad una sola campata - [T+C] = Telai a più campate - [P] = Pareti accoppiate o miste equivalenti a pareti - [2P NC] = Due pareti per direzione non accoppiate - [P NC] = Pareti non accoppiate - [DT] = Deformabili torsionalmente - [PI] = Pendolo inverso - [PM] = Pendolo inverso intelaiati monopiano;
Muratura: [P] = un solo piano - [PP] = più di un piano;
Acciaio: [T 1C] = Telai ad una sola campata - [T+C] = Telai a più campate - [CT] = controventi concentrici diagonale tesa - [CV] = controventi concentrici a V - [M] = mensola o pendolo inverso - [TT] = telaio con tamponature.
- EcA** Eccentricità accidentale: [S] = considerata come condizione di carico statica aggiuntiva - [N] = Considerata come incremento delle sollecitazioni.
- Ir_{Temp}** Per piani con distribuzione dei tamponamenti in pianta fortemente irregolare, l'eccentricità accidentale è stata incrementata di un fattore pari a 2: [SI] = Distribuzione tamponamenti irregolare fortemente - [NO] = Distribuzione tamponamenti regolare.
- C.S.T.** Categoria di sottosuolo: [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 20 m - [S1] = Depositi di terreni caratterizzati da valori di $V_{s,30}$ inferiori a 100 m/s (ovvero $10 < c_{u,30} < 20$ kPa), che includono uno strato di almeno 8 m di terreni a grana fina di bassa consistenza, oppure che includono almeno 3 m di torba o di argille altamente organiche - [S2] = Depositi di terreni suscettibili di liquefazione, di argille sensitive o qualsiasi altra categoria di sottosuolo non classificabile nei tipi precedenti.
- RP** Regolarità in pianta: [SI] = Struttura regolare - [NO] = Struttura non regolare.
- RH** Regolarità in altezza: [SI] = Struttura regolare - [NO] = Struttura non regolare.
- ξ** Coefficiente viscoso equivalente.
- NOTE** [-] = Parametro non significativo per il tipo di calcolo effettuato.

DATI GENERALI ANALISI SISMICA - FATTORI DI STRUTTURA

Dir	q	q ₀	k _R	Fattori di struttura		
				α_u/α_1	K _w	
X	3,300	3,30	1,0	1,10	-	
Y	3,300	3,30	1,0	1,10	-	
Z	1,500	-	-	-	-	

LEGENDA:

- q** Fattore di riduzione dello spettro di risposta sismico allo SLU (Fattore di struttura).
- q₀** Valore di base (comprensivo di K_w).
- k_R** Fattore riduttivo funzione della regolarità in altezza.
- α_u/α_1** Rapporto di sovraresistenza.
- K_w** Fattore di riduzione di q₀.

Stato Limite	T _r	a _g /g	Amplif. Stratigrafica		F ₀	T _c *	T _B	T _C	T _D
			S _s	C _c					
	[t]					[s]	[s]	[s]	[s]

Stato Limite	T _r	a _g /g	Amplif. Stratigrafica		F ₀	T [*] _c	T _B	T _C	T _D
			S _s	C _c					
	[t]					[s]	[s]	[s]	[s]
SLO	45	0,1300	1,000	1,000	2,900	0,320	0,100	0,320	2,320
SLD	75	0,2000	1,000	1,000	2,500	0,320	0,120	0,320	3,200
SLV	712	0,6000	1,000	1,000	2,700	0,360	0,140	0,360	3,200

LEGENDA:

- T_r** Periodo di ritorno dell'azione sismica. [t] = anni.
a_g/g Coefficiente di accelerazione al suolo.
S_s Coefficienti di Amplificazione Stratigrafica allo SLO/SLD/SLV/SLC.
C_c Coefficienti di Amplificazione di T_c allo SLO/SLD/SLV/SLC.
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.
T_B Periodo di inizio del tratto accelerazione costante dello spettro di progetto.
T_C Periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro di progetto.
T_D Periodo di inizio del tratto a spostamento costante dello spettro di progetto.

CI Ed	V _N	V _R	Lat.	Long.	Q _g	C _{Top}	S _T
	[t]	[t]	[°ssdc]	[°ssdc]	[m]		
4	50	75	38.1310	15.6583	57	T1	1,00

LEGENDA:

- CI Ed** Classe dell'edificio
Lat. Latitudine geografica del sito.
Long. Longitudine geografica del sito.
Q_g Altitudine geografica del sito.
C_{Top} Categoria topografica (Vedi NOTE).
S_T Coefficiente di amplificazione topografica.
NOTE [-] = Parametro non significativo per il tipo di calcolo effettuato.
 Categoria topografica.
 T1: Superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media $i \leq 15^\circ$.
 T2: Pendii con inclinazione media $i > 15^\circ$.
 T3: Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media $15^\circ \leq i \leq 30^\circ$.
 T4: Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media $i > 30^\circ$.

5 - 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.

6 - 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 strutturali e geotecniche delle fondazioni, sono state effettuate con l'**Approccio 2** come definito al §2.6.1 del D.M. 2018, attraverso la combinazione **A1+M1+R3**. Le azioni sono state amplificate tramite i coefficienti della colonna A1 (STR) definiti nella tabella 6.2.I del D.M. 2018.

Tabella 6.2.I - Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni [cfr. D.M. 2018]

CARICHI	EFFETTO	Coefficiente parziale γ_F (o γ_E)	A1 (STR)	A2 (GEO)
Carichi permanenti G ₁	Favorevole	γ_{G1}	1,00	1,00
	Sfavorevole		1,30	1,00
Carichi permanenti G ₂ ⁽¹⁾	Favorevole	γ_{G2}	0,80	0,80
	Sfavorevole		1,50	1,30
Azioni variabili Q	Favorevole	γ_{Qi}	0,00	0,00
	Sfavorevole		1,50	1,30

⁽¹⁾ Per i carichi permanenti G₂ si applica quanto indicato alla Tabella 2.6.I. Per la spinta delle terre si fa riferimento ai coefficienti γ_{G1}

I valori di resistenza del terreno sono stati ridotti tramite i coefficienti della colonna M1 definiti nella tabella 6.2.II del D.M. 2018.

Tabella 6.2.II - Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno [cfr. D.M. 2018]

PARAMETRO GEOTECNICO	Grandezza alla quale applicare il coefficiente parziale	Coefficiente parziale	M1	M2
Tangente dell'angolo di resistenza a taglio	$\tan\phi_k$	γ_M	1,00	1,25
Coesione efficace	c'_k	$\gamma_{c'}$	1,00	1,25
Resistenza non drenata	c_{uk}	γ_{cu}	1,00	1,40
Peso dell'unità di volume	γ_γ	γ_γ	1,00	1,00

I valori calcolati delle resistenze totali dell'elemento strutturale sono stati divisi per i coefficienti R3 della tabella 6.4.I del D.M. 2018 per le fondazioni superficiali.

Tabella 6.4.I - Coefficienti parziali γ_R per le verifiche agli stati limite ultimi di fondazioni superficiali.

Verifica	Coefficiente Parziale (R3)
Carico limite	$\gamma_R = 2,3$
Scorrimento	$\gamma_R = 1,1$

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.

6.1 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:

$$q_{lim} = c \cdot N_c \cdot s_c \cdot d_c \cdot i_c \cdot g_c \cdot b_c \cdot \Psi_c + q \cdot N_q \cdot s_q \cdot d_q \cdot i_q \cdot g_q \cdot b_q \cdot \Psi_q + \frac{B'}{2} \cdot \gamma_f \cdot N_\gamma \cdot s_\gamma \cdot d_\gamma \cdot i_\gamma \cdot g_\gamma \cdot b_\gamma \cdot \Psi_\gamma \cdot r_\gamma$$

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' = larghezza ridotta della suola di fondazione (vedi **NB**);
- L = lunghezza della fondazione;
- 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 , r = coefficienti correttivi.

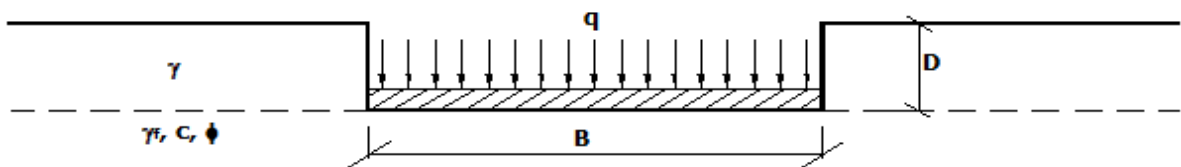
NB: Se la risultante dei carichi verticali è eccentrica, B e L saranno ridotte rispettivamente di:

$$B' = B - 2 \cdot e_B \quad e_B = \text{eccentricità parallela al lato di dimensione B};$$

$$L' = L - 2 \cdot e_L \quad e_L = \text{eccentricità parallela al lato di dimensione L};$$

con $B' \leq L'$.

dove:



Calcolo dei fattori N_c, N_q, N_γ

Terreni puramente coesivi ($c \neq 0, \phi = 0$)	Terreni dotati di attrito e coesione ($c \neq 0, \phi \neq 0$)
$N_c = 2 + \pi$	$N_c = (N_q - 1) \cdot \cot\phi$
$N_q = 1$	$N_q = K_p \cdot e^{\pi \cdot \tan\phi}$
$N_\gamma = 0$ se $\omega = 0$ $N_\gamma = -2 \cdot \sin\omega$ se $\omega \neq 0$	$N_\gamma = 2 \cdot (N_q + 1) \cdot \tan\phi$

dove:--

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

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 puramente coesivi ($c \neq 0, \phi = 0$)	Terreni dotati di attrito e coesione ($c \neq 0, \phi \neq 0$)
$s_c = 1 + \frac{B'}{(2 + \pi) \cdot L'}$	$s_c = 1 + \frac{N_c}{N_c} \cdot \frac{B'}{L'}$
$s_q = 1$	$s_q = 1 + \frac{B'}{L'} \cdot \tan \phi$
$s_\gamma = 1 - 0.40 \cdot \frac{B'}{L'}$	$s_\gamma = 1 - 0.40 \cdot \frac{B'}{L'}$

con $B'/L' < 1$.

Calcolo dei fattori di profondità del piano di posa d_c, d_q, d_γ

Si definisce il seguente parametro:

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

$$K = \arctg\left(\frac{D}{B'}\right) \quad \text{se} \quad \frac{D}{B'} > 1.$$

Terreni puramente coesivi ($c \neq 0, \phi = 0$)	Terreni dotati di attrito e coesione ($c \neq 0, \phi \neq 0$)
$d_c = 1 + 0,4 \cdot K$	$d_c = d_q - \frac{1 - d_q}{N_c \cdot \tan \phi}$
$d_q = 1$	$d_q = 1 + 2 \cdot \tan \phi \cdot (1 - \sin \phi)^2 \cdot K$
$d_\gamma = 1$	$d_\gamma = 1$

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

Si definisce il seguente parametro:

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

se la forza H è parallela alla direzione trasversale della fondazione

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

se la forza H è parallela alla direzione longitudinale della fondazione

$$m = m_\theta = m_L \cdot \cos^2 \theta + m_B \cdot \sin^2 \theta$$

se la forza H forma un angolo θ con la direzione longitudinale della fondazione

Terreni coesivi ($c \neq 0, \phi = 0$)	Terreni incoerenti ($c = 0, \phi \neq 0$)	Terreni dotati di attrito e coesione ($c \neq 0, \phi \neq 0$)
$i_c = 1 - \frac{m \cdot H}{c \cdot N_c \cdot B \cdot L}$	$i_c = 0$	$i_c = i_q - \frac{1 - i_q}{N_c \cdot \tan \phi}$
$i_q = 1$	$i_q = \left(1 - \frac{H}{V}\right)^m$	$i_q = \left(1 - \frac{H}{V + B \cdot L \cdot c \cdot \cot \phi}\right)^m$
$i_\gamma = 0$	$i_\gamma = \left(1 - \frac{H}{V}\right)^{m+1}$	$i_\gamma = \left(1 - \frac{H}{V + B \cdot L \cdot c \cdot \cot \phi}\right)^{m+1}$

dove:

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

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

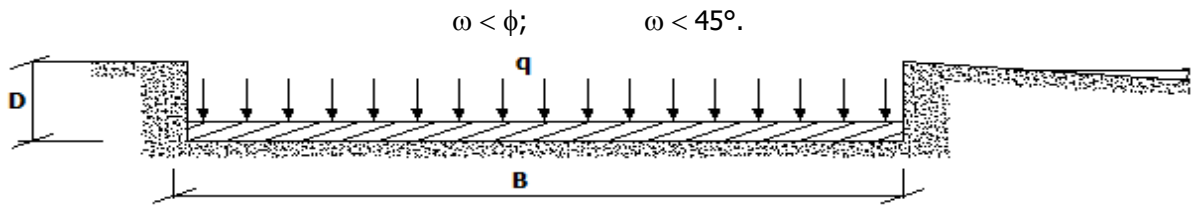
Calcolo dei fattori di inclinazione del piano di campagna b_c, b_q, b_γ

Indicando con ω la pendenza del piano campagna, si ha:

Terreni puramente coesivi ($c \neq 0, \phi = 0$)	Terreni dotati di attrito e coesione ($c \neq 0, \phi \neq 0$)
$b_c = 1 - \frac{2 \cdot \omega}{(2 + \pi)}$	$b_c = b_q - \frac{1 - b_q}{N_c \cdot \tan \phi}$

$b_q = (1 - \tan \omega)^2 \cdot \cos \omega$	$b_q = (1 - \tan \omega)^2 \cdot \cos \omega$
$b_\gamma = b_q / \cos \omega$	$b_\gamma = b_q / \cos \omega$

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

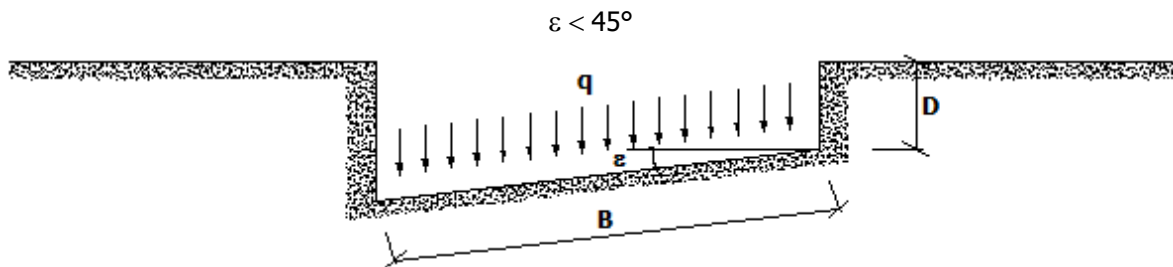


Calcolo dei fattori di inclinazione del piano di posa g_c, g_q, g_γ

Indicando con ε la pendenza del piano di posa della fondazione, si ha:

Terreni puramente coesivi ($c \neq 0, \phi = 0$)	Terreni dotati di attrito e coesione ($c \neq 0, \phi \neq 0$)
$g_c = 1 - \frac{2 \cdot \varepsilon}{(2 + \pi)}$	$g_c = g_q - \frac{1 - g_q}{N_c \cdot \tan \phi}$
$g_q = 1$	$g_q = (1 - \varepsilon \cdot \tan \phi)^2$
$g_\gamma = 1$	$g_\gamma = g_q$

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



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

Si definisce l'indice di rigidità del terreno come:

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

dove:

$$G = \frac{E}{2 \cdot (1 + \nu)}$$

= 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 (a vantaggio di sicurezza);

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 rigidità I_r si mantiene inferiore al valore critico:

$$I_r < I_{r,crit} = \frac{1}{2} \cdot e^{\left[\left(3,3 - 0,45 \frac{B}{L} \right) \cot \left(45 - \frac{\phi}{2} \right) \right]}$$

Terreni puramente coesivi ($c \neq 0, \phi = 0$)	Terreni dotati di attrito e coesione ($c \neq 0, \phi \neq 0$)
$\psi_c = 0,32 + 0,12 \cdot \frac{B'}{L'} + 0,6 \cdot \text{Log}(I_r)$	$\psi_c = \psi_q - \frac{1 - \psi_q}{N_c \cdot \tan \phi}$
$\psi_q = 1$	$\psi_q = e^{\left\{ \left(0,6 \frac{B'}{L'} - 4,4 \right) \tan \phi + \frac{3,07 \cdot \sin \phi \cdot \text{Log}(2 \cdot I_r)}{1 + \sin \phi} \right\}}$
$\psi_\gamma = 1$	$\psi_\gamma = \psi_q$

Correzione per fondazione tipo piastra

Bowles, al fine di limitare il contributo del termine " $B \cdot N_\gamma$ ", che per valori elevati di B porterebbe ad ottenere valori del carico limite prossimi a quelli di una fondazione profonda, propone il seguente fattore di riduzione r_γ :

$$r_\gamma = 1 - 0,25 \cdot \log(B/2) \quad \text{con } B \geq 2 \text{ m}$$

Nella tabella sottostante sono riportati una serie di valori del coefficiente r_γ al variare della larghezza dell'elemento di fondazione.

B [m]	2	2.5	3	3.5	4	5	10	20	100
r_γ	1,00	0,97	0,95	0,93	0,92	0,90	0,82	0,75	0,57

Questo coefficiente assume particolare importanza per fondazioni larghe con rapporto D/B basso, caso nel quale il termine "B·N_γ" è predominante.

Calcolo del carico limite in condizioni non drenate

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

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

dove:

c_u = coesione non drenata;

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

N.B: Nel calcolo in condizioni non drenate (situazione molto rara per un terreno incoerente) si assume, sempre e comunque, che l'angolo di attrito ϕ sia nullo ($\phi = 0$).

6.2 Fattori correttivi al 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**). L'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.

La formula generale del carico limite si modifica nel seguente modo:

$$q_{lim} = c \cdot N_c \cdot s_c \cdot d_c \cdot i_c \cdot g_c \cdot b_c \cdot \Psi_c \cdot Z_c + q \cdot N_q \cdot s_q \cdot d_q \cdot i_q \cdot g_q \cdot b_q \cdot \Psi_q \cdot Z_q + \frac{B'}{2} \cdot \gamma_f \cdot N_\gamma \cdot s_\gamma \cdot d_\gamma \cdot i_\gamma \cdot g_\gamma \cdot b_\gamma \cdot \Psi_\gamma \cdot r_\gamma \cdot Z_\gamma \cdot c_\gamma$$

in cui, oltre ai termini già precedentemente indicati, si sono introdotti i seguenti termini:

Z_c, Z_q, Z_γ = coefficienti correttivi dovuti all'effetto inerziale;

c_γ = coefficiente correttivo dovuto all'effetto cinematico.

Calcolo del fattore correttivo dovuto all'effetto cinematico c_γ

L'effetto cinematico modifica il solo coefficiente N_γ in funzione del coefficiente sismico K_{hk} che è pari a:

$$K_{hk} = \beta_s \cdot S_s \cdot S_T \cdot a_g/g;$$

dove:

β_s = coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito;

g = accelerazione di gravità;

S_s = coefficiente di amplificazione stratigrafica;

S_T = coefficiente di amplificazione topografica;

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

I valori di β_s sono riportati nella seguente tabella:

	CATEGORIA DI SOTTOSUOLO	
	A	B,C,D,E
	β_s	β_s
$0,2 < a_g(g) \leq 0,4$	0,30	0,28
$0,1 < a_g(g) \leq 0,2$	0,27	0,24
$a_g(g) \leq 0,1$	0,20	0,20

Il fattore correttivo dovuto all'effetto cinematico c_γ è stato, pertanto, determinato con la seguente relazione:

Terreni puramente coesivi ($c \neq 0, \phi = 0$)	Terreni dotati di attrito e coesione ($c \neq 0, \phi \neq 0$)
---	---

$c_\gamma = 1$	$c_\gamma = \left(1 - \frac{K_{hk}}{\tan \phi}\right)^{0.45}$ se $\frac{K_{hk}}{\tan \phi} < 1$, altrimenti $c_\gamma = 0$
----------------	---

Calcolo dei fattori correttivi dovuti all'effetto inerziale z_c, z_q, z_γ

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

Tali effetti correttivi vengono valutati con la teoria di **Paolucci - Pecker** attraverso le seguenti relazioni:

Terreni puramente coesivi ($c \neq 0, \phi = 0$)	Terreni dotati di attrito e coesione ($c \neq 0, \phi \neq 0$)	
$Z_c = Z_q = Z_\gamma = 1$	$Z_c = 1 - 0,32 \cdot K_{hi}$ se $Z_c > 0$	altrimenti $z_c = 0$
	$z_\gamma = z_q = \left(1 - \frac{K_{hi}}{\tan \phi}\right)^{0.35}$ se $\frac{K_{hi}}{\tan \phi} < 1$	altrimenti $z_\gamma = z_q = 0$

dove:

K_{hi} è ricavato dallo spettro di progetto allo SLV attraverso la relazione:

$$K_{hi} = S_s \cdot S_T \cdot a_g / g;$$

i cui termini sono stati precedentemente precisati.

Si fa notare che il coefficiente sismico K_{hi} coincide con l'ordinata dello spettro di progetto allo SLU per $T = 0$ ed è indipendente dalle combinazioni di carico.

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 $Q_{d,Rd}$, di cui nella tabella seguente, è da intendersi come il valore di progetto della resistenza R_d , ossia il rapporto fra il carico limite q_{lim} (calcolato come sopra esposto) ed il valore del coefficiente parziale di sicurezza γ_R relativo alla capacità portante del complesso terreno-fondazione, in relazione all'approccio utilizzato. Nel caso in esame il coefficiente parziale di sicurezza γ_R è stato assunto pari a 2,3 (tabella 6.4.I del D.M. 2018).

Si precisa che, nella sottostante tabella:

- la coppia Q_{Ed} e $Q_{d,Rd}$ è relativa alla combinazione di carico, fra tutte quelle esaminate, che da luogo al minimo coefficiente di sicurezza (CS);
- nelle colonne "**per N_q , per N_c e per N_γ** ", relative ai "**Coef. Cor. Terzaghi**", viene riportato il prodotto tra i vari coefficienti correttivi presenti nell'espressione generale del carico limite. Ad esempio si è posto:

$$\text{Coef. Cor. Terzaghi per } N_q = s_q \cdot d_q \cdot i_q \cdot g_q \cdot b_q \cdot \psi_q \cdot z_q$$

$$\text{Coef. Cor. Terzaghi per } N_c = s_c \cdot d_c \cdot i_c \cdot g_c \cdot b_c \cdot \psi_c \cdot z_c$$

$$\text{Coef. Cor. Terzaghi per } N_\gamma = s_\gamma \cdot d_\gamma \cdot i_\gamma \cdot g_\gamma \cdot b_\gamma \cdot \psi_\gamma \cdot r_\gamma \cdot z_\gamma \cdot c_\gamma$$

VERIFICHE CARICO LIMITE FONDAZIONI DIRETTE ALLO SLU

Id _{Fnd}	CS	L _x	L _y	R _{tz}	Z _{P.cmp}	Z _{Fid}	Cmp T	Verifiche Carico Limite fondazioni dirette allo SLU							Q _{Ed}	Q _{Rd}	R _f		
								C. Terzaghi			N _q	N _c	N _γ	Q _{Ed}				Q _{Rd}	R _f
								per N _q	per N _c	per N _γ									
		[m]	[m]	[°]	[m]	[m]							[N/mm ²]	[N/mm ²]					
Trave 11-12	1,53	6,40	1,50	0,00	0,70	-	NON Coesivo	0,13	0,00	0,08	20,6 3	32,6 7	25,9 9	0,019	0,029	N O N O N O N O N O N			
Trave 7-8	1,37	6,40	1,50	0,00	0,70	-	NON Coesivo	0,13	0,00	0,08	20,6 3	32,6 7	25,9 9	0,021	0,029	N O N O N O N O N O N			
Trave 9-10	1,52	6,40	1,50	0,00	0,70	-	NON Coesivo	0,13	0,00	0,08	20,6 3	32,6 7	25,9 9	0,019	0,029	N O N O N O N O N O N			
Trave 10-11	1,51	6,40	1,50	0,00	0,70	-	NON Coesivo	0,13	0,00	0,08	20,6 3	32,6 7	25,9 9	0,019	0,029	N O N O N O N O N O N			
Trave 8-9	1,52	6,40	1,50	0,00	0,70	-	NON Coesivo	0,13	0,00	0,08	20,6 3	32,6 7	25,9 9	0,019	0,029	N O N O N O N O N O N			
Trave 6-12	1,26	6,30	1,50	0,00	0,70	-	NON Coesivo	0,13	0,00	0,07	20,6 3	32,6 7	25,9 9	0,023	0,029	N O N O N O N O N O N			
Trave 5-6	1,23	6,40	1,50	0,00	0,70	-	NON Coesivo	0,13	0,00	0,07	20,6 3	32,6 7	25,9 9	0,023	0,029	N O N O N O N O N O N			
Trave 4-5	1,22	6,40	1,50	0,00	0,70	-	NON Coesivo	0,13	0,00	0,08	20,6 3	32,6 7	25,9 9	0,023	0,029	N O N O N O N O N O N			

Id _{Fnd}	CS	L _x	L _y	R _{tz}	Z _{p.cmp}	Z _{Fld}	Cmp T	C. Terzaghi						Q _{Ed}	Q _{Rd}	R _f
								per N _q	per N _c	per N _γ	N _q	N _c	N _γ			
		[m]	[m]	[°]	[m]	[m]							[N/mm ²]	[N/mm ²]		
Trave 3-4	1,23	6,40	1,50	0,00	0,70	-	Coesivo NON	0,13	0,00	0,08	3 20,6 3	7 32,6 7	9 25,9 9	0,023	0,029	O N O N O N O N O
Trave 2-3	1,23	6,40	1,50	0,00	0,70	-	Coesivo NON	0,13	0,00	0,08	3 20,6 3	7 32,6 7	9 25,9 9	0,023	0,029	O N O N O N O N O
Trave 1-2	1,16	6,40	1,50	0,00	0,70	-	Coesivo NON	0,13	0,00	0,07	3 20,6 3	7 32,6 7	9 25,9 9	0,025	0,029	O N O N O N O N O
Trave 1-7	1,12	6,30	1,50	0,00	0,70	-	Coesivo NON	0,13	0,00	0,07	3 20,6 3	7 32,6 7	9 25,9 9	0,025	0,028	O N O N O N O N O
Trave 2-8	1,21	6,30	1,50	0,00	0,70	-	Coesivo NON	0,13	0,00	0,08	3 20,6 3	7 32,6 7	9 25,9 9	0,024	0,029	O N O N O N O N O
Trave 3-9	1,22	6,30	1,50	0,00	0,70	-	Coesivo NON	0,13	0,00	0,08	3 20,6 3	7 32,6 7	9 25,9 9	0,024	0,030	O N O N O N O N O
Trave 4-10	1,22	6,30	1,50	0,00	0,70	-	Coesivo NON	0,13	0,00	0,08	3 20,6 3	7 32,6 7	9 25,9 9	0,024	0,030	O N O N O N O N O
Trave 5-11	1,21	6,30	1,50	0,00	0,70	-	Coesivo NON	0,13	0,00	0,08	3 20,6 3	7 32,6 7	9 25,9 9	0,024	0,030	O N O N O N O N O

LEGENDA:

- Id_{Fnd}** Descrizione dell'oggetto di fondazione al quale è riferita la verifica.
- CS** Coefficiente di sicurezza ([NS] = Non Significativo se CS ≥ 100; [VNR]= Verifica Non Richiesta; Informazioni aggiuntive sulla condizione: [V] = statica; [E] = eccezionale; [S] = sismica; [N] = sismica non lineare).
- L_{x/y}** Dimensioni dell'elemento di fondazione.
- R_{tz}** Angolo compreso tra l'asse X e il lato più lungo del minimo rettangolo che delimita il poligono della platea.
- Z_{p.cmp}** Profondità di posa dell'elemento di fondazione dal piano campagna.
- Z_{Fld}** Profondità della falda dal piano campagna.
- Cmp T** Classificazione del comportamento del terreno ai fini del calcolo.
- C.** Coefficienti correttivi per la formula di Terzaghi.
- Terzaghi**
- hi**
- Q_{Ed}** Carico di progetto sul terreno.
- Q_{Rd}** Resistenza di progetto del terreno.
- R_f** [SI] = elemento con presenza di rinforzo; [NO] = elemento senza rinforzo.

7 - STIMA DEI CEDIMENTI DELLE FONDAZIONI

I cedimenti delle fondazioni superficiali sono il risultato (l'integrale) delle deformazioni verticali del terreno sottostante la fondazione. Queste deformazioni sono conseguenti ad un'alterazione dello stato di tensione nel sottosuolo imputabile a vari motivi quali il carico trasmesso dalle strutture di fondazione, variazioni del regime delle pressioni neutre nel sottosuolo, vibrazioni indotte, scavi eseguiti nei pressi della fondazione.

Nel calcolo eseguito dal software vengono stimati i cedimenti prodotti dai carichi trasmessi dalla fondazione, che sono sempre presenti, e ne è stata valutata l'ammissibilità in condizioni di esercizio.

7.1 Calcolo dell'incremento delle tensioni

Gli incrementi di tensione indotti nel sottosuolo, dai carichi applicati in superficie, sono stati valutati mediante la teoria di Boussinesq, che definisce lo stato di tensione e deformazione indotto in un semispazio elastico da una forza concentrata P agente normalmente al suo piano limite (figura sottostante).

Gli incrementi di tensione nel sottosuolo, che generano i cedimenti, espressi in un sistema di coordinate cilindriche θ, z, r, sono determinate attraverso le seguenti relazioni:

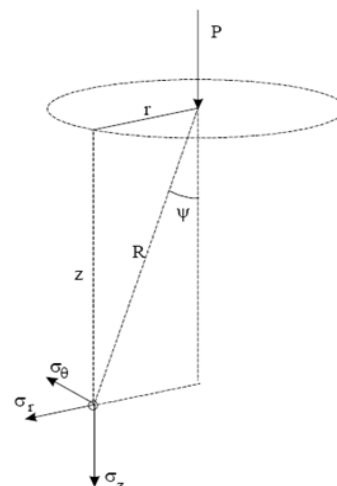
$$\sigma_z = \frac{3 \cdot P}{2 \cdot \pi} \cdot \frac{z^3}{R^5}$$

$$\sigma_r = -\frac{P}{2 \cdot \pi \cdot R^2} \cdot \left[-\frac{3 \cdot r^2 \cdot z}{R^3} + \frac{(1 - 2 \cdot \nu) \cdot R}{(R + z)} \right]$$

$$\tau_{rz} = \frac{3 \cdot P}{2 \cdot \pi} \cdot \frac{z^2 \cdot r}{R^5}$$

$$\sigma_\theta = -\frac{(1 - 2 \cdot \nu) \cdot P}{2 \cdot \pi \cdot R^2} \cdot \left[\frac{z}{R} - \frac{R}{(R + z)} \right]$$

dove $R = \sqrt{r^2 + z^2}$.



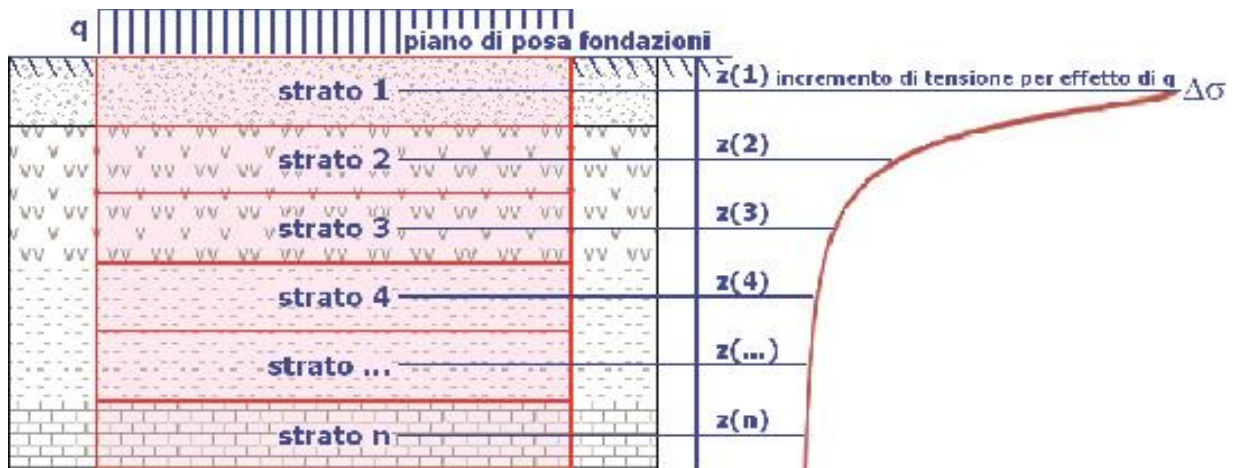
I valori delle tensioni radiali σ_r e tangenti σ_θ , proiettati sugli assi X e Y, diventano:

$$\sigma_x = \sigma_r \cdot \cos(\alpha) - \sigma_\theta \cdot \sin(\alpha);$$

$$\sigma_y = \sigma_r \cdot \sin(\alpha) + \sigma_\theta \cdot \cos(\alpha);$$

dove α è l'angolo formato dal raggio r con l'asse X.

Gli incrementi di tensione sono stati calcolati, per ogni combinazione di carico allo SLE e allo SLD, al centro di strati elementari (substrati) con cui si è discretizzato il sottosuolo in corrispondenza di ogni verticale di calcolo (vedi figura sottostante). L'altezza adottata per il substrato è di 100 cm.



Distribuzione delle forze al contatto del piano di posa

Per poter affrontare il problema in maniera generale, l'area di impronta della fondazione viene discretizzata in areole elementari sufficientemente piccole e si sostituisce all'azione ripartita, competente ad ogni singola areola, un'azione concentrata equivalente. Il terreno a contatto con la fondazione viene corrispondentemente discretizzato in elementi elastici, detti bounds, che lavorano nelle tre direzioni principali XYZ. Le fondazioni trasmettono agli elementi bounds le azioni provenienti dal calcolo in elevazione e su tale modello il solutore determina le azioni F_x, F_y, F_z agenti sul singolo bound. Inizialmente si ritiene il bound elastico e bidirezionale, ossia reagente anche a trazione, e in tale ipotesi viene condotto un calcolo lineare. Se, per effetto di eccentricità, si hanno bounds reagenti a trazione, si ridefinisce il legame costitutivo nell'ipotesi di assenza di resistenza a trazione e si effettua un calcolo NON lineare in cui sono definite aree di contatto parzializzate e vengono esclusi i bounds a trazione.

Attraverso questo procedimento, effettuato per tutte le combinazioni di carico, sono note le reazioni dei bounds compressi e quindi le forze (F_z) da cui calcolare gli incrementi di tensione nel sottosuolo in una serie di punti significativi.

Per ogni verticale in cui si è calcolato il cedimento, l'incremento di tensione nel sottosuolo è stato calcolato sommando gli effetti di tutte le forze elementari.

Inoltre, è stato considerato il decremento di tensione dovuto allo scavo, in modo da sottrarre all'intensità del carico applicato il valore della tensione litostatica agente sul piano di posa prima della realizzazione della fondazione.

7.2 Calcolo dei cedimenti

Noti gli incrementi di tensione nei vari strati, per il calcolo dei cedimenti viene adottato il metodo edometrico di Terzaghi, distinguendo tra terreni a grana grossa e terreni a grana fine.

• **Terreni a grana grossa**

Per questi terreni i cedimenti si estinguono immediatamente per cui il cedimento iniziale (w_0) coincide con quello finale (w_f).

In tal caso, per il calcolo del cedimento, sarebbe indispensabile far ricorso a procedimenti empirici che utilizzano i risultati di prove in sito.

Viste le difficoltà e l'incertezza nella stima di specifici parametri geotecnici, il cedimento è stato valutato utilizzando il metodo edometrico.

• **Terreni a grana fina**

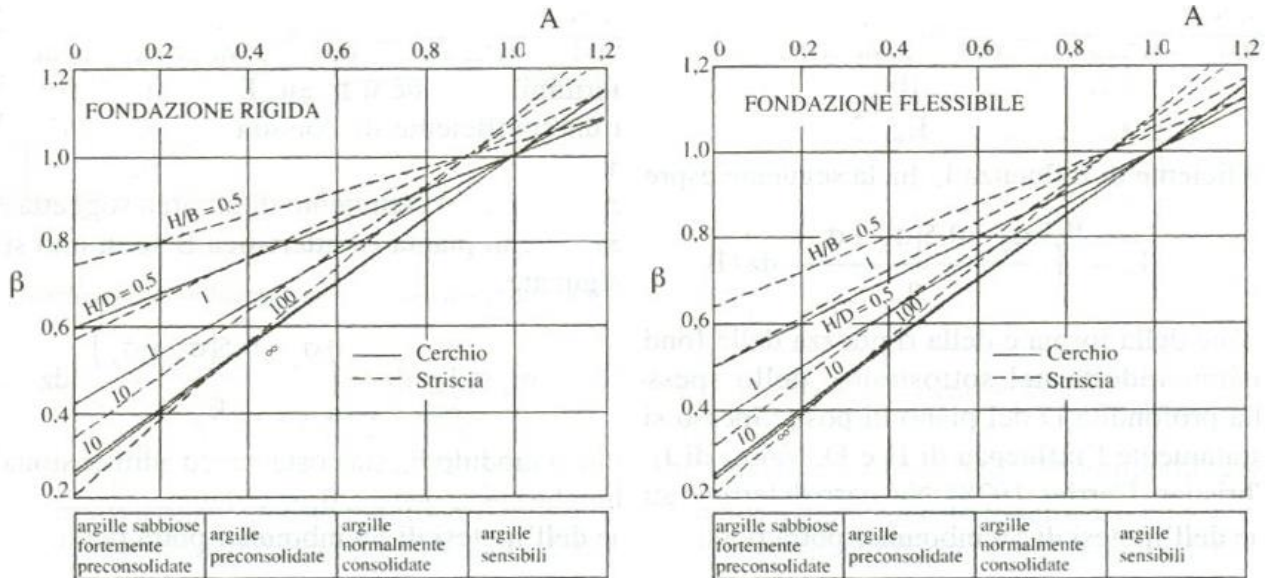
Il metodo edometrico fornisce il cedimento a lungo termine, NON consentendo di valutare il cedimento iniziale. Calcolato l'incremento di tensioni $\Delta\sigma$ nei vari strati, ognuno di spessore H_i e modulo $E_{ed,i}$, il cedimento edometrico risulta pari a:

$$w_{ed} = \sum_i \frac{\Delta\sigma_i}{E_{ed,i}} \cdot H_i$$

Per la stima del cedimento di consolidazione si utilizza il metodo di Skempton e Bjerrum che esprime tale cedimento come un'aliquota di quello edometrico, pertanto:

$$W_c = \beta \cdot W_{ed}$$

I valori del coefficiente β sono riportati in grafici in funzione della rigidezza della fondazione, della forma della fondazione, dello spessore dello strato deformabile e del coefficiente di Skempton "A" (vedi figura sottostante).



Il coefficiente "A" di Skempton può essere ricavato in funzione del grado di consolidazione del terreno come indicato nella seguente tabella.

Grado di consolidazione del terreno	$A_{Skempton}$
basso	0,75 ÷ 1,50
normale	0,50 ÷ 1,00
poco sovraconsolidato	0,20 ÷ 0,50
molto sovraconsolidato	0,00 ÷ 0,25

Il software utilizza il valore medio degli intervalli indicati. Tuttavia il tecnico è libero di inserire manualmente tali parametri qualora siano state fatte indagini specifiche relative alla loro determinazione.

Il cedimento iniziale w_0 è calcolato con la teoria dell'elasticità in termini di tensioni totali secondo la seguente espressione:

$$w_0 = \frac{q \cdot B}{E_u} \cdot I_w$$

in cui:

- E_u è il modulo di elasticità NON drenato;
- q è il carico (medio ripartito) sulla fondazione;
- B è la larghezza caratteristica della fondazione,
- I_w è il coefficiente di influenza.

Il coefficiente di influenza I_w ha la seguente espressione:

$$I_w = \int_0^{H/B} \frac{\sigma_z - 0.5 \cdot (\sigma_x + \sigma_y)}{q} dz/B$$

in cui H è lo spessore dello strato deformabile e le σ_x e σ_y sono calcolate con un coefficiente di Poisson che, in condizioni NON drenate, è assunto pari a 0,5.

Il modulo di elasticità NON drenato di un terreno può essere ricavato dalla seguente tabella in cui è messo in relazione con la coesione NON drenata (c_u), l'indice di plasticità (I_p) e il grado di consolidazione del terreno

(OCR). Tuttavia il tecnico è libero di inserire manualmente tali parametri qualora siano state fatte indagini specifiche relative alla loro determinazione.

Rapporto $K_u = (E_u/c_u)$			
Grado di consolidazione del terreno (OCR)	$I_p < 0,3$	$0,3 < I_p < 0,5$	$I_p > 0,5$
basso/normale (< 3)	800	400	200
poco sovraconsolidato (da 3 a 5)	500	300	150
molto sovraconsolidato (> 5)	300	200	100

Il cedimento finale è pari a:

$$W_f = W_o + W_c.$$

7.3 Calcolo delle distorsioni angolari

Noti i cedimenti in un certo numero di punti significativi, è possibile calcolare le distorsioni angolari (β) come:

$$\beta_{ij} = \Delta W_{ij}/L_{ij};$$

dove:

ΔW_{ij} : cedimento differenziale tra i punti i e j;

L_{ij} : distanza tra la coppia di punti i e j.

Sia nel tabulato che nelle tabelle seguenti, per comodità di lettura, sono riportati i valori inversi delle distorsioni angolari, confrontati con il valore inverso della distorsione ammissibile compatibile con la funzionalità dell'intera opera.

GEOTECNICA - VERIFICHE DEI CEDIMENTI DIFFERENZIALI

Geotecnica - Verifiche dei cedimenti differenziali				
Id _w	Id _{Δw}	$(L/\Delta W)_{i-f}$	$(L/\Delta W)_{lim}$	CS
001	C0011-C0013	2.089,98	200	10,45
002	C0013-C0015	9.621,51	200	48,11
003	C0015-C0017	23.500,79	200	NS
004	C0017-C0019	37.471,75	200	NS
005	C0019-C0021	2.127,01	200	10,64
006	C0003-C0004	3.034,87	200	15,17
007	C0004-C0005	49.449,23	200	NS
008	C0005-C0006	23.491,09	200	NS
009	C0006-C0001	10.255,39	200	51,28
010	C0001-C0002	3.014,13	200	15,07
011	C0021-C0003	3.891,49	200	19,46
012	C0019-C0004	2.500,97	200	12,50
013	C0017-C0005	2.460,56	200	12,30
014	C0015-C0006	2.460,46	200	12,30
015	C0013-C0001	2.500,61	200	12,50
016	C0011-C0002	3.986,10	200	19,93

LEGENDA:

Id_w Identificativo del Punto Significativo (punto in cui viene calcolato il cedimento).

Id_{Δw} Identificativo del cedimento differenziale.

$(L/\Delta W)_{i-f}$ Distorsione angolare ([NS] = Non Significativo - per valori di $(L/\Delta W)_{i-f}$ maggiori o uguali di 50.000).

$(L/\Delta W)_{lim}$ Distorsione angolare limite.

CS Coefficiente di sicurezza ([NS] = Non Significativo se $CS \geq 100$; [VNR]= Verifica Non Richiesta; Informazioni aggiuntive sulla condizione: [V] = statica; [E] = eccezionale; [S] = sismica; [N] = sismica non lineare).

8 - VERIFICA A SCORRIMENTO SUL PIANO DI POSA

La verifica a scorrimento sul piano di posa della fondazione, eseguita allo SLU (SLV), consiste nel confronto fra la forza agente parallelamente al piano di scorrimento (azione, F_d) e la resistenza (R_d), ossia la risultante delle tensioni tangenziali limite sullo stesso piano, sommata, in casi particolari, alla risultante delle tensioni limite agenti sulle superfici laterali della fondazione.

La resistenza R_d della fondazione allo scorrimento è data dalla somma di tre componenti:

1) Componente dovuta all'attrito F_{RD1} , pari a:

$$F_{RD1} = N_d \cdot \tan \phi;$$

dove:

N_d = carico efficace di progetto, normale alla base della fondazione;

ϕ = angolo di resistenza a taglio (d'attrito) del terreno a contatto con la fondazione.

2) Componente dovuta all'adesione F_{RD2} , pari a:

$$F_{RD2} = A' \cdot c;$$

dove:

A' = superficie efficace della base della fondazione;

c = coesione del terreno, pari alla coesione efficace (c') in condizioni drenate o alla coesione non drenata (c_u) in condizioni non drenate.

3) Componente dovuta all'affondamento F_{RD3} della fondazione. Tale eventuale contributo resistente è dovuto alla spinta passiva che si genera sul lato verticale della fondazione quando le forze orizzontali la spingono contro lo scavo (incasso).

Si evidenzia che nel caso in cui lo sforzo normale sia di trazione i primi due contributi vengono annullati., nel caso in cui il terreno sia dotato di coesione non drenata e attrito, il programma esegue la verifica a scorrimento ignorando il contributo dovuto all'attrito terra-fondazione e calcola l'aliquota dovuta all'adesione con riferimento alla coesione non drenata.

Si precisa che il valore relativo alla colonna F_{Rd} , di cui nella tabella seguente, è da intendersi come il valore di progetto della resistenza allo scorrimento R_d , ossia il rapporto fra la resistenza ed il valore del coefficiente parziale di sicurezza γ_R relativo allo scorrimento della struttura di fondazione su piano di posa, in relazione all'approccio utilizzato. Nel caso in esame il coefficiente parziale di sicurezza γ_R è stato assunto pari a **1,10** (tabella 6.4.I del D.M. 2018).

Sia nei "Tabulati di calcolo" che nella tabella seguente si riporta l'esito della suddetta verifica.

GEOTECNICA - VERIFICHE A SCORRIMENTO

Geotecnica - Verifiche a scorrimento

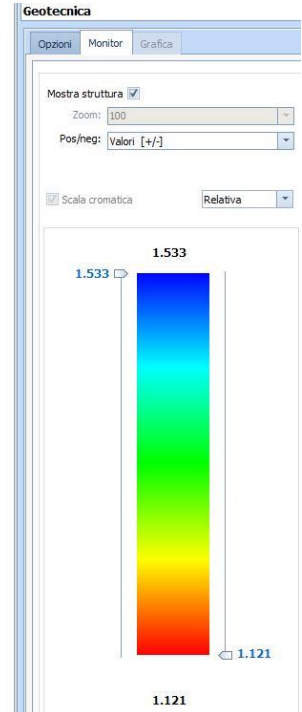
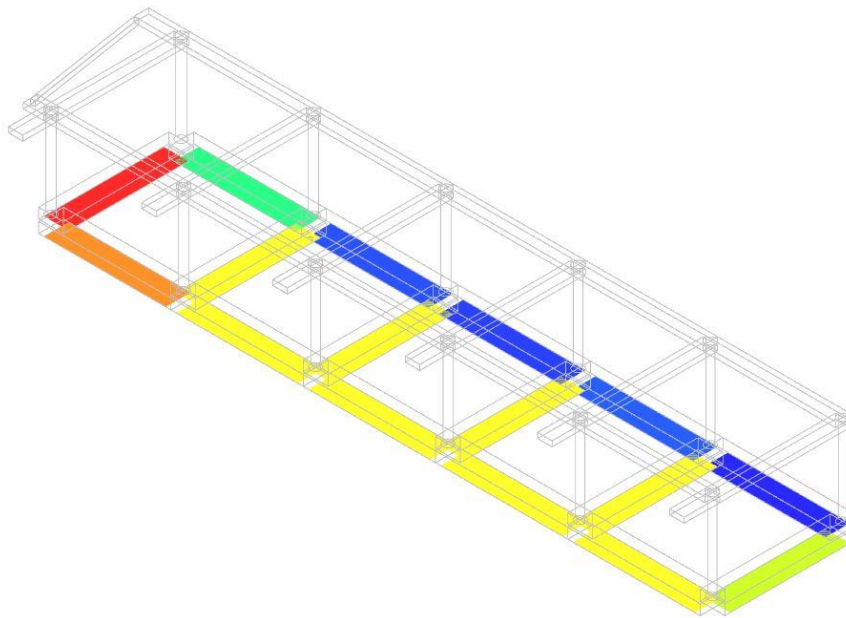
Elm	Dir	N_{Ed} [N]	M_{Ed} [N-m]	V_{Ed} [N]	F_{RD1} [N]	F_{RD2} [N]	F_{RD3} [N]	F_{RD} [N]	CS
Trave 11-12	B	64.657	-510	63.119	38850	0	31075	69925	1,11
	L	120.076	4.681	-69.313	72149	0	5827	77975	1,12
Trave 7-8	B	79.961	-1.015	64.836	48045	0	31075	79120	1,22
	L	135.875	-2.174	69.085	81642	0	5827	87468	1,27
Trave 9-10	B	80.025	309	53.915	48084	0	31638	79721	1,48
	L	151.843	-277	-69.321	91236	0	5932	97169	1,40
Trave 10-11	B	72.817	-11	58.530	43753	0	31638	75390	1,29
	L	136.784	-275	-69.321	82188	0	5932	88120	1,27
Trave 8-9	B	80.723	-257	59.413	48503	0	31638	80141	1,35
	L	145.219	3.608	69.074	87256	0	5932	93188	1,35
Trave 6-12	B	165.980	10.096	-65.736	99731	0	29998	129729	1,97
	L	183.852	-51.169	66.321	110469	0	5714	116183	1,75
Trave 5-6	B	120.366	4.953	-64.390	72323	0	31075	103398	1,61
	L	178.153	7.273	-67.301	107045	0	5827	112872	1,68
Trave 4-5	B	129.250	4.279	-58.602	77661	0	31638	109299	1,87
	L	195.633	-74	-67.307	117548	0	5932	123480	1,83
Trave 3-4	B	136.301	3.805	-52.750	81898	0	31638	113536	2,15
	L	210.685	-86	-67.307	126592	0	5932	132524	1,97
Trave 2-3	B	136.725	4.479	-59.437	82153	0	31638	113790	1,91
	L	202.854	3.413	67.067	121887	0	5932	127819	1,91
Trave 1-2	B	135.180	5.434	-66.077	81224	0	31075	112299	1,70
	L	192.730	-4.727	67.070	115804	0	5827	121630	1,81
Trave 1-7	B	184.318	-10.698	65.628	110749	0	29998	140747	2,14
	L	201.999	-51.085	68.425	121373	0	5714	127087	1,86
Trave 2-8	B	172.454	-6.399	65.626	103621	0	27265	130886	1,99
	L	181.624	-36.569	61.810	109131	0	5193	114324	1,85
Trave 3-9	B	178.825	-6.403	65.626	107449	0	27265	134714	2,05
	L	181.260	-37.233	55.211	108912	0	5193	114105	2,07
Trave 4-10	B	175.388	6.243	-65.730	105384	0	27265	132649	2,02
	L	177.954	-37.156	54.823	106926	0	5193	112119	2,05
Trave 5-11	B	162.488	6.242	-65.730	97633	0	27265	124898	1,90
	L	171.812	-36.583	60.562	103235	0	5193	108428	1,79

LEGENDA:

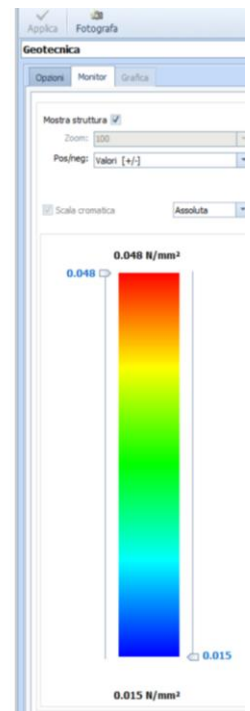
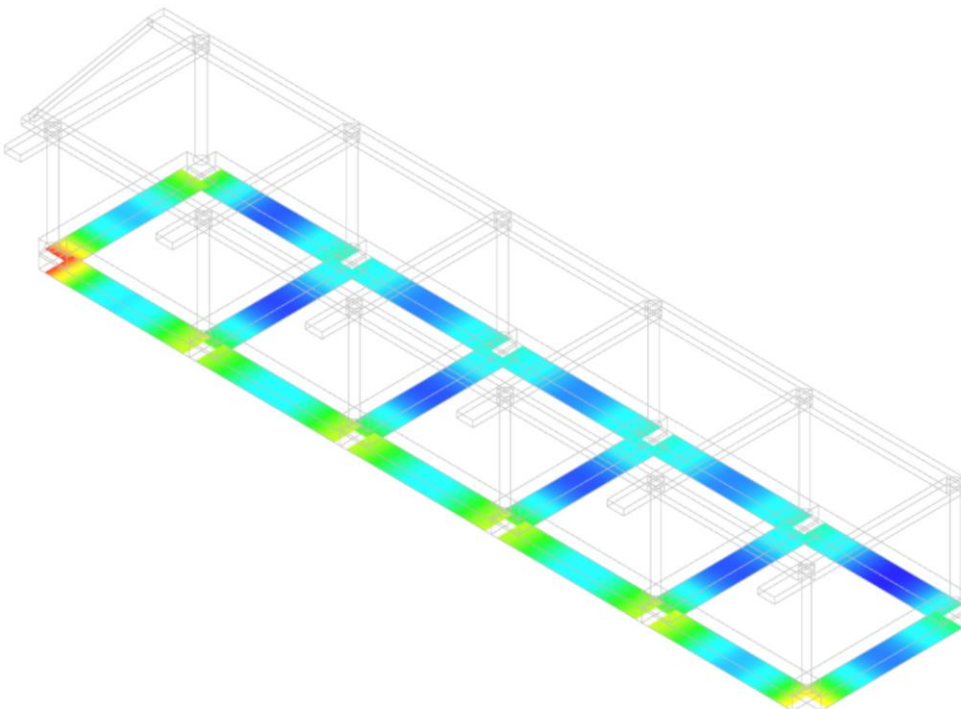
Elm	Elemento di fondazione su cui si esegue la verifica.
Dir	Direzione di verifica: per Plinti [B]= asse locale 2; [L]= asse locale 3. Per Winkler [B]= asse locale 3; [L]= asse locale 1. Per Platee [B]= asse globale Y; [L]= asse globale X.
F_{RD1}	Aliquota di resistenza allo scorrimento per attrito terra-fondazione.
F_{RD2}	Aliquota di resistenza allo scorrimento per adesione.
F_{RD3}	Aliquota di resistenza allo scorrimento per affondamento.
F_{RD}	Resistenza allo scorrimento.
CS	Coefficiente di sicurezza ([NS] = Non Significativo se $CS \geq 100$; [VNR]= Verifica Non Richiesta; Informazioni aggiuntive sulla condizione: [V] = statica; [E] = eccezionale; [S] = sismica; [N] = sismica non lineare).

Elm	Dir	N_{Ed}	M_{Ed}	V_{Ed}	F_{RD1}	F_{RD2}	F_{RD3}	F_{RD}	CS
N_{Ed}, M_{Ed}, V_{Ed}		Sollecitazioni di progetto.							

MAPPE DI INVILUPPO STRUTTURA DI FONDAZIONE



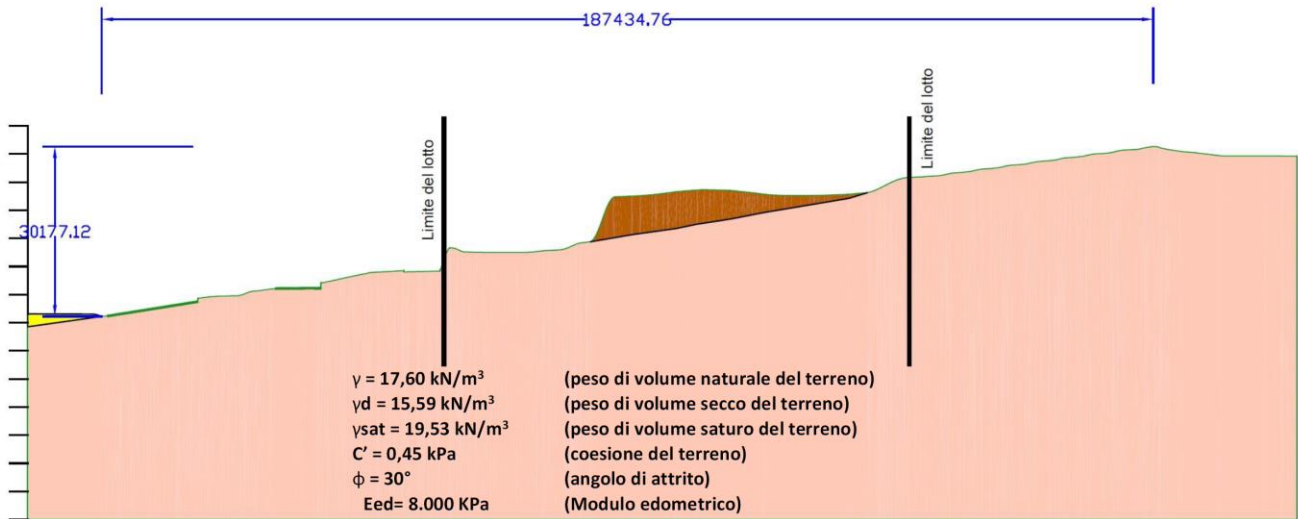
VERIFICHE CARICO LIMITE FONDAZIONI DIRETTE ALLO SLU: Coefficiente di sicurezza CS






TENSIONI SUL TERRENO PER EFFETTO SEI CARICHI STATICI

SEZIONE GEOTECNICA

SEZIONE GEOLOGICA SCHEMATICA - Scala 1 : 1.000



-  Terreno di riporto costituito da sabbia limoso-argillosa di colore marrone chiaro con presenza di ghiaia, ciottoli e frammenti di laterizi
-  Depositi alluvionali recenti e depositi di piana litorale (Limi, sabbie e ghiaie)
-  Alternanza di livelli di sabbia in matrice argillosa o limoso-argillosa, con presenza di ciottoli e ghiaia passante, intorno ai 20 m di profondità rispetto al p.c., a sabbia limosa e sabbia argillosa di colore marrone chiaro

Pendenza media $i = 30,18 \text{ m} / 187,43 \text{ m} = 16,1\%$ $\alpha = 9^\circ + 10^\circ$