

Comune di Barletta
Provincia di Provincia di Barletta-Andria-Trani

**RELAZIONE GEOTECNICA GENERALE
E DELLE FONDAZIONI**

OGGETTO: Relazione geotecnica relativa al progetto "COMUNE DI
BARLETTA PROGETTO DI MIGLIORAMENTO SISMICO DEL CORPO DI
FABBRICA DESTINATO A SPOGLIATOIO A SERVIZIO DELLO STADIO
COMUNALE "L. SIMEONE"
Spogliatoio dello stadio comunale "L. Simeone"

COMMITTENTE: Amministrazione comunale di Barletta
Canosa, 03/07/2017

IL DIRIGENTE
Arch. Donato LAMACCHIA

Il Progettista

(ing. Sabino flora)

PROVINCIA DI BARLETTA-ANDRIA-TRANI
SETTORE 7 - SERVIZIO EDILIZIA SISMICA
AUTORIZZAZIONE n.

15/4/2017

AMMINISTRATIVO

TECNICO

Il Direttore dei Lavori

Il Collaudatore

(...)

(...)

STUDIO TECNICO ING. S. FLORA
via Pilo 4 - 76012 Canosa di P. (BT)
3480852518 - saflora@libero.it

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 14 gennaio 2008 (G.U. 4 febbraio 2008 n. 29 - Suppl. Ord.)

"Norme tecniche per le Costruzioni".

Inoltre, in mancanza di specifiche indicazioni, ad integrazione della norma precedente e per quanto con esse non in contrasto, sono state utilizzate le indicazioni contenute nella:

Circolare 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

Terreni										
N _{TRN}	γ_T	K _x	K _y	K _z	ϕ	c _u	c'	E _d	E _{cu}	A _{s-s}
	[N/m ³]	[N/cm ³]	[N/cm ³]	[N/cm ³]	[°]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	
sabbie limose										
T001	18 000	40	40	80	32	0,000	0,000	25	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.

N_{TRN}	γ	K_x	K_y	K_z	ϕ	c_u	c'	E_d	E_{cu}	A_{S-B}
	[N/m ³]	[N/cm ³]	[N/cm ³]	[N/cm ³]	[°]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	
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.									

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").

$$\text{Parametro "J"} = \frac{\sum_{i=1}^n [\text{Parametro "J" (strato, i)} \cdot \text{Spessore (strato, i)}]}{\text{Profondità significativa}}$$

con $i = 1, \dots, n$ (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

Le indagini effettuate, permettono di classificare il profilo stratigrafico, ai fini della determinazione dell'azione sismica, di categoria:

B [B - Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti], 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 successivi paragrafi.

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 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.

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. 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 _{tmp}	C.S.T.	RP	RH	ξ
[°]											
0	78	-	muOld	X Y	[P] [P]	S	-	B	NO	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 e' 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] = Bassa - [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 intelaiate 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_{tmp}** 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] = 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 20 m - [S1] = Depositati 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] = Depositati 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. X				Dir. Y				Fattori di struttura	
q	q ₀	α_u/α_1	K _w	q	q ₀	α_u/α_1	K _w	Dir. Z	q
3,000	3,00	1,50	-	3,000	3,00	1,50	-		1,500

LEGENDA:

- q** Fattore di riduzione dello spettro di risposta sismico allo SLU (Fattore di struttura).
- q₀** Valore di base.
- α_u/α_1** Rapporto di sovrarresistenza.
- 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
	[t]		S _s	C _c		[s]	[s]	[s]	[s]
SLO	45	0,0451	1,200	1,414	2,547	0,285	0,134	0,403	1,780
SLD	75	0,0584	1,200	1,379	2,536	0,323	0,148	0,445	1,834
SLV	712	0,1683	1,200	1,326	2,524	0,393	0,174	0,521	2,273
SLC	1462	0,2337	1,172	1,314	2,442	0,412	0,180	0,541	2,535

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.

Cl Ed	V _R	V _R	Lat.	Long.	Q ₀	CTop	S _T
	[t]	[t]	[°ssdc]	[°ssdc]	[m]		
3	50	75	41.3183	16.2875	15	T1	1,00

LEGENDA:**Cl Ed** Classe dell'edificio.**Lat.** Latitudine geografica del sito.**Long.** Longitudine geografica del sito.**Q₀** Altitudine geografica del sito.**CTop** 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 par. 2.6.1 del D.M. 14/01/2008, 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. 14/01/2008.

Tabella 6.2.I - Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni [D.M. 14/01/2008]

CARICHI	EFFETTO	Coefficiente parziale γ_F (o γ_E)	A1 (STR)	A2 (GEO)
Permanenti	Favorevole	γ_{G1}	1,00	1,00
	Sfavorevole		1,30	1,00
Permanenti non strutturali	Favorevole	γ_{G2}	0,00	0,00
	Sfavorevole		1,50	1,30
Variabili	Favorevole	γ_Q	0,00	0,00
	Sfavorevole		1,50	1,30

I valori di resistenza del terreno sono stati ridotti tramite i coefficienti della colonna M1 definiti nella tabella 6.2.II del D.M. 14/01/2008.

Tabella 6.2.II - Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno [EN 1997-1:2005 (EC7)]

PARAMETRO GEOTECNICO	Grandezza alla quale applicare il coefficiente parziale	Coefficiente parziale γ_M	M1	M2
Angolo di attrito	$\tan \phi_k$	$\gamma_{\phi'}$	1,00	1,25
Coesione efficace	c'_k	$\gamma_{c'}$	1,00	1,25
Coesione non drenata	c_{uk}	γ_{cu}	1,00	1,40
Peso dell'unità di volume	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. 14/01/2008 per le fondazioni superficiali.

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:

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

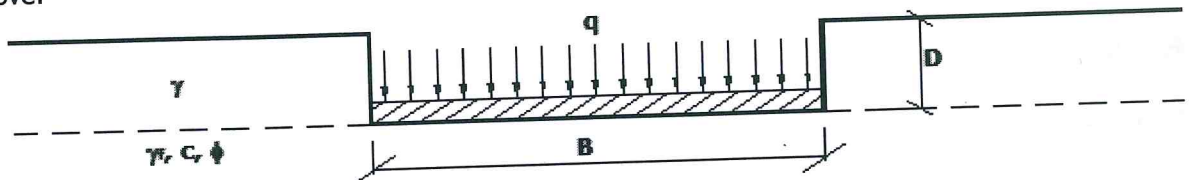
e_B = eccentricità parallela al lato di dimensione B ;

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

e_L = 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 ($c \neq 0, \phi \neq 0$)
$N_c = 2 + \pi$	$N_c = (N_q - 1) \cdot \cot \phi$
$N_q = 1$	$N_q = K_p \cdot e^{\pi \tan \phi}$
$N_\gamma = 0$ se $\omega = 0$	$N_\gamma = 2 \cdot (N_q + 1) \cdot \tan \phi$
$N_\gamma = -2 \cdot \sin \omega$ se $\omega \neq 0$	

dove:

$k_p = \tan^2 \left(45 + \frac{\phi}{2} \right)$ 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 ($c \neq 0, \phi \neq 0$)
$s_c = 1 + \frac{B'}{(2 + \pi) \cdot L'}$	$s_c = 1 + \frac{N_q}{N_c} \cdot \frac{B'}{L'}$
$s_q = 1$	$s_q = 1 + \frac{B'}{L'} \cdot \tan \phi$
$s_\gamma = 1 - 0.40 \cdot \frac{B'}{L'}$	$s_\gamma = 1 - 0.40 \cdot \frac{B'}{L'}$

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:

$$m = m_B = \frac{2 + B/L}{1 + B/L} \quad \text{se la forza H è parallela alla direzione trasversale della fondazione}$$

$$m = m_L = \frac{2 + L/B}{1 + L/B} \quad \text{se la forza H è parallela alla direzione longitudinale della fondazione}$$

$$m = m_\theta = m_L \cdot \cos^2 \theta + m_B \cdot \sin^2 \theta \quad \text{se la forza H forma un angolo } \theta \text{ con la direzione longitudinale della fondazione}$$

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.

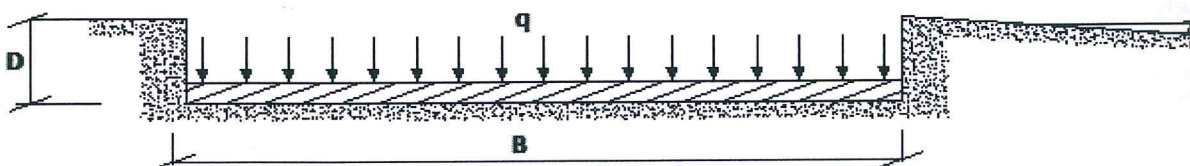
Calcolo dei fattori di inclinazione del piano di campagna b_c , b_q , b_γ

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:

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

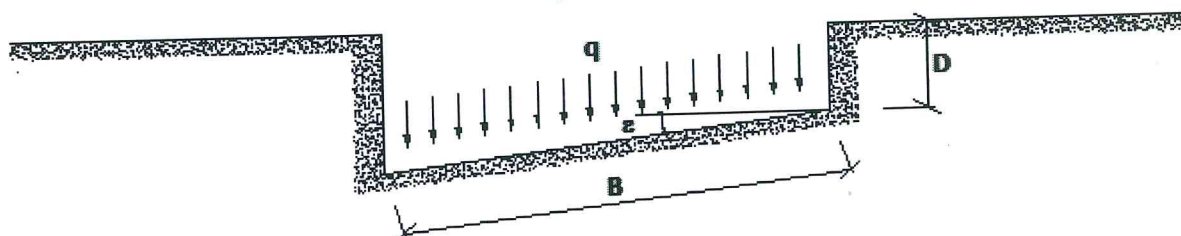
**Calcolo dei fattori di inclinazione del piano di posa g_c , g_q , g_γ**

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:

$$\varepsilon < 45^\circ$$



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:

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

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 (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:

$$I_r < I_{r, \text{crit}} = \frac{1}{2} \cdot e^{\left[\left(3.3 - 0.45 \frac{B}{L} \right) \cdot \cot \left(45 - \frac{\phi}{2} \right) \right]}$$

Terreni puramente coesivi ($c \neq 0, \phi = 0$)	Terreni dotati di attrito e coesione ($c \neq 0, \phi \neq 0$)
$\psi_c = 0.32 + 0.12 \cdot \frac{B'}{L'} + 0.6 \cdot \text{Log}(I_r)$	$\psi_c = \psi_q - \frac{1 - \psi_q}{N_c \cdot \tan \phi}$
$\psi_q = 1$	$\psi_q = e^{\left\{ \left(0.6 \cdot \frac{B'}{L'} - 4.4 \right) \tan \phi + \frac{3.07 \cdot \sin \phi \cdot \text{Log}(2 \cdot I_r)}{1 + \sin \phi} \right\}}$
$\psi_\gamma = 1$	$\psi_\gamma = \psi_q$

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 :

$$r_\gamma = 1 - 0.25 \cdot \text{Log}(B/2) \quad \text{con } B \geq 2 \text{ m}$$

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 " $B \cdot N_\gamma$ " 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**).

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.

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. 14/01/2008).

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

Verifiche Carico Limite fondazioni dirette allo SLU

Verifiche Carico Limite Fondazioni dirette																	
Id _{Fnd}	CS	L _x	L _y	Rt _z	Z _{p,comp}	Z _{Fid}	Cmp T	C. Terzaghi							Q _{Ed}	Q _{Rd}	R _d
								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 P26-10b	23,24	5,38	0,45	0,00	1,00	-	NON Coesivo	1,40	0,00	0,96	23,18	35,49	30,21	0,013	0,305	N	
Trave 9b-P27	2,49	5,78	0,45	0,00	0,35	-	NON Coesivo	1,28	0,00	0,97	23,18	35,49	30,21	0,053	0,133	O	
Trave 8b-9b	3,08	3,22	0,45	0,00	0,35	-	NON Coesivo	1,32	0,00	0,94	23,18	35,49	30,21	0,044	0,134	N	
Trave 7b-8b	3,09	2,87	0,45	0,00	0,35	-	NON Coesivo	1,33	0,00	0,94	23,18	35,49	30,21	0,044	0,135	N	
Trave 6b-7b	3,14	1,94	0,45	0,00	0,35	-	NON Coesivo	1,39	0,00	0,91	23,18	35,49	30,21	0,044	0,137	N	
Trave P25-P28	6,67	3,74	0,60	0,00	1,00	-	NON Coesivo	1,42	0,00	0,93	23,18	35,49	30,21	0,048	0,323	N	
Trave P27-P29	3,03	1,08	0,60	0,00	1,00	-	NON Coesivo	1,98	0,00	0,65	23,18	35,49	30,21	0,134	0,405	N	
Trave P24-P27	6,75	3,55	0,60	0,00	1,00	-	NON Coesivo	1,43	0,00	0,93	23,18	35,49	30,21	0,048	0,325	N	
Trave 3b-G2	1,49	3,33	0,60	0,00	1,00	-	NON Coesivo	1,92	0,00	0,66	23,18	35,49	30,21	0,266	0,396	N	
Trave 3b-4a	5,49	2,22	0,45	0,00	0,35	-	NON Coesivo	1,25	0,00	0,64	23,18	35,49	30,21	0,021	0,113	N	
Trave 4b-5a	5,91	2,22	0,45	0,00	0,35	-	NON Coesivo	1,57	0,00	0,79	23,18	35,49	30,21	0,024	0,142	N	

Verifiche Carico Limite fondazioni dirette allo SLU

Id.Fnd	CS	L _x	L _y	Rt _z	Z _{p,cmp}	Z _{fld}	Cmp T	C. Terzaghi						Q _{ed}	Q _{rd}	R _f
								per	per	per	N _q	N _c	N _y			
		[m]	[m]	[°]	[m]	[m]		N _q	N _c	N _y				[N/mm ²]	[N/mm ²]	
Trave G2-4b	1,32	2,82	0,60	0,00	1,00	-	NON Coesivo	1,85	0,00	0,69	23,18	35,49	30,21	0,290	0,384	N
Trave G5-G7	17,84	5,29	0,50	0,00	1,00	-	NON Coesivo	1,38	0,00	0,95	23,18	35,49	30,21	0,017	0,307	O
Trave G4-G5	9,21	5,29	0,50	0,00	0,35	-	NON Coesivo	1,26	0,00	0,95	23,18	35,49	30,21	0,015	0,136	N
Trave P30-P31	2,85	0,29	0,60	0,00	-	-	-	-	-	-	-	-	-	0,140	0,400	N
Trave P28-P30	4,55	0,90	0,60	0,00	-	-	-	-	-	-	-	-	-	0,088	0,400	N
Trave P30-P32	3,32	6,42	0,50	0,00	0,35	-	NON Coesivo	1,25	0,00	0,97	23,18	35,49	30,21	0,041	0,137	N
Fondazione Muratura P7-2b	24,26	0,33	0,75	0,00	1,00	-	NON Coesivo	1,60	0,00	0,82	23,18	35,49	30,21	0,015	0,364	N
Fondazione Muratura P8-P9	8,39	2,23	0,75	0,00	1,00	-	NON Coesivo	1,52	0,00	0,87	23,18	35,49	30,21	0,042	0,352	N
Fondazione Muratura P9-P10	6,95	12,82	0,75	0,00	1,00	-	NON Coesivo	1,30	0,00	0,98	23,18	35,49	30,21	0,046	0,323	N
Fondazione Muratura P8-P7	7,21	3,23	0,75	0,00	1,00	-	NON Coesivo	1,44	0,00	0,91	23,18	35,49	30,21	0,047	0,342	N
Fondazione Muratura P8-P25	5,77	9,24	0,75	0,00	1,00	-	NON Coesivo	1,32	0,00	0,97	23,18	35,49	30,21	0,056	0,326	N
Fondazione Muratura P12-P13	7,51	3,04	0,75	0,00	1,00	-	NON Coesivo	1,45	0,00	0,90	23,18	35,49	30,21	0,046	0,343	N
Fondazione Muratura P3-P10	7,71	3,93	0,75	0,00	1,00	-	NON Coesivo	1,42	0,00	0,92	23,18	35,49	30,21	0,044	0,339	N
Fondazione Muratura P1-P3	8,57	2,55	0,75	0,00	1,00	-	NON Coesivo	1,49	0,00	0,88	23,18	35,49	30,21	0,041	0,349	N
Fondazione Muratura P4-P6	6,35	2,60	0,75	0,00	1,00	-	NON Coesivo	1,49	0,00	0,88	23,18	35,49	30,21	0,055	0,349	N
Fondazione Muratura P2-P4	7,13	2,67	0,75	0,00	1,00	-	NON Coesivo	1,48	0,00	0,89	23,18	35,49	30,21	0,049	0,347	N
Fondazione Muratura P1-P2	7,76	5,02	0,75	0,00	1,00	-	NON Coesivo	1,38	0,00	0,94	23,18	35,49	30,21	0,043	0,333	N
Fondazione Muratura 1b-P2	14,13	0,33	0,75	0,00	1,00	-	NON Coesivo	1,60	0,00	0,83	23,18	35,49	30,21	0,026	0,363	N
Fondazione Muratura P5-P6	6,39	2,58	0,75	0,00	1,00	-	NON Coesivo	1,50	0,00	0,88	23,18	35,49	30,21	0,055	0,349	N
Fondazione Muratura P13-P21	7,94	2,91	0,75	0,00	1,00	-	NON Coesivo	1,46	0,00	0,89	23,18	35,49	30,21	0,043	0,345	N
Fondazione Muratura 3a-P14	4,91	2,23	0,75	0,00	1,00	-	NON Coesivo	1,82	0,00	0,71	23,18	35,49	30,21	0,080	0,394	N
Fondazione Muratura P22-P21	6,21	1,30	0,75	0,00	1,00	-	NON Coesivo	1,71	0,00	0,77	23,18	35,49	30,21	0,061	0,378	N
Fondazione Muratura P15-9a	4,90	1,38	0,75	0,00	1,00	-	NON Coesivo	1,76	0,00	0,74	23,18	35,49	30,21	0,079	0,385	N
Fondazione Muratura P17-P16	6,80	2,44	0,75	0,00	1,00	-	NON Coesivo	1,52	0,00	0,87	23,18	35,49	30,21	0,052	0,352	N
Fondazione Muratura	4,59	0,96	0,75	0,00	1,00	-	NON Coesivo	2,04	0,00	0,60	23,18	35,49	30,21	0,092	0,423	N

Verifiche Carico Limite fondazioni dirette allo SLU

Id _{Fnd}	CS	L _x	L _y	Rt _z	Z _{p.cmp}	Z _{fnd}	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	[N/mm ²]	[N/mm ²]	
		[m]	[m]	[°]	[m]	[m]										
P18-P17																
Fondazione	5,05	3,58	0,75	0,00	1,00	-	NON	1,44	0,00	0,91	23,1	35,4	30,2	0,067	0,341	N
Muratura							Coesivo				8	9	1			O
P25-P26																
Fondazione	7,18	5,00	0,75	0,00	1,00	-	NON	1,38	0,00	0,94	23,1	35,4	30,2	0,046	0,333	N
Muratura							Coesivo				8	9	1			O
P3-P4																
Fondazione	6,32	10,78	0,75	0,00	1,00	-	NON	1,31	0,00	0,97	23,1	35,4	30,2	0,051	0,324	N
Muratura							Coesivo				8	9	1			O
P7-P26																
Fondazione	8,91	1,22	0,75	0,00	1,00	-	NON	1,78	0,00	0,73	23,1	35,4	30,2	0,044	0,388	N
Muratura							Coesivo				8	9	1			O
P21-P20																
Fondazione	6,46	2,23	0,75	0,00	1,00	-	NON	1,53	0,00	0,86	23,1	35,4	30,2	0,055	0,354	N
Muratura							Coesivo				8	9	1			O
P14-P19																
Fondazione	13,9	0,94	0,75	0,00	1,00	-	NON	1,98	0,00	0,63	23,1	35,4	30,2	0,030	0,414	N
Muratura	5						Coesivo				8	9	1			O
P18-7a																
Fondazione	12,1	0,88	0,75	0,00	1,00	-	NON	1,93	0,00	0,66	23,1	35,4	30,2	0,034	0,408	N
Muratura	0						Coesivo				8	9	1			O
9a-P22																
Fondazione	4,92	1,23	0,75	0,00	1,00	-	NON	1,86	0,00	0,69	23,1	35,4	30,2	0,081	0,399	N
Muratura							Coesivo				8	9	1			O
P16-P15																
Fondazione	3,41	3,66	0,75	0,00	0,40	-	NON	1,30	0,00	0,92	23,1	35,4	30,2	0,051	0,175	N
Muratura							Coesivo				8	9	1			O
P12-P23																
Fondazione	2,41	1,51	0,75	0,00	0,40	-	NON	1,55	0,00	0,78	23,1	35,4	30,2	0,075	0,181	N
Muratura							Coesivo				8	9	1			O
P20-P24																
Fondazione	2,06	1,11	0,75	0,00	0,40	-	NON	1,73	0,00	0,68	23,1	35,4	30,2	0,090	0,185	N
Muratura							Coesivo				8	9	1			O
7a-P19																
Fondazione	3,32	2,29	0,75	0,00	0,40	-	NON	1,39	0,00	0,87	23,1	35,4	30,2	0,053	0,177	N
Muratura							Coesivo				8	9	1			O
P10-P11																
Fondazione	3,41	3,07	0,75	0,00	0,40	-	NON	1,38	0,00	0,87	23,1	35,4	30,2	0,052	0,177	N
Muratura							Coesivo				8	9	1			O
P11-3a																
Fondazione	2,59	0,87	0,75	0,00	0,40	-	NON	1,84	0,00	0,61	23,1	35,4	30,2	0,073	0,188	N
Muratura							Coesivo				8	9	1			O
P13-4a																
Fondazione	3,47	6,15	0,75	0,00	0,40	-	NON	1,24	0,00	0,95	23,1	35,4	30,2	0,050	0,174	N
Muratura							Coesivo				8	9	1			O
4a-5a																
Fondazione	3,44	3,60	0,75	0,00	0,40	-	NON	1,30	0,00	0,92	23,1	35,4	30,2	0,051	0,175	N
Muratura							Coesivo				8	9	1			O
5a-P14																
Fondazione	4,39	5,01	0,75	0,00	0,40	-	NON	1,26	0,00	0,94	23,1	35,4	30,2	0,040	0,175	N
Muratura							Coesivo				8	9	1			O
P9-P12																

LEGENDA:

- Id_{Fnd}** Descrizione dell'oggetto di fondazione al quale è riferita la verifica.
CS Coefficiente di sicurezza ([NS] = Non Significativo per valori di CS >= 100; [VNR] = Verifica Non Richiesta).
L_{x/y} Dimensioni dell'elemento di fondazione.
Rt_z 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_{fnd} 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 Carico di progetto sul terreno.
Q_{Ed} Resistenza di progetto del terreno.
Q_{Rd} [SI] = elemento con presenza di rinforzo; [NO] = elemento senza rinforzo.
R_f

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

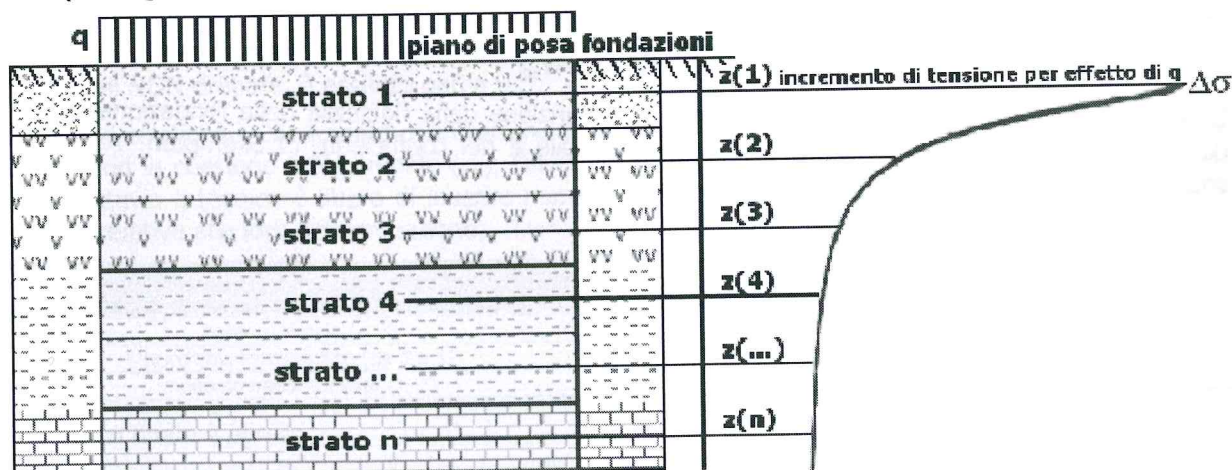
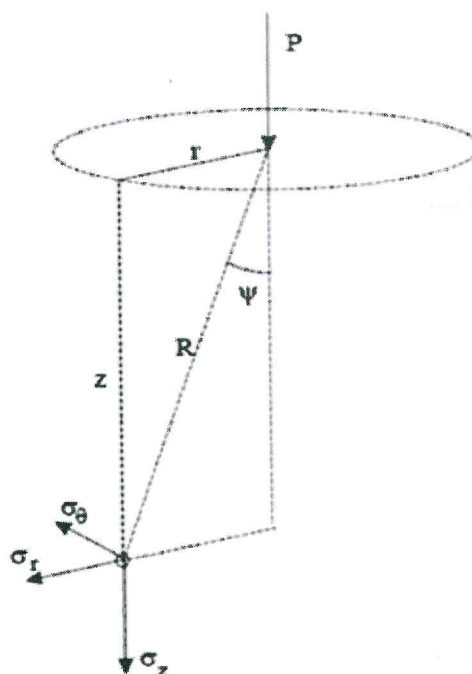
I valori delle tensioni radiali σ_r e tangenti σ_θ , proiettati sugli assi X e Y , diventano:

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

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

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

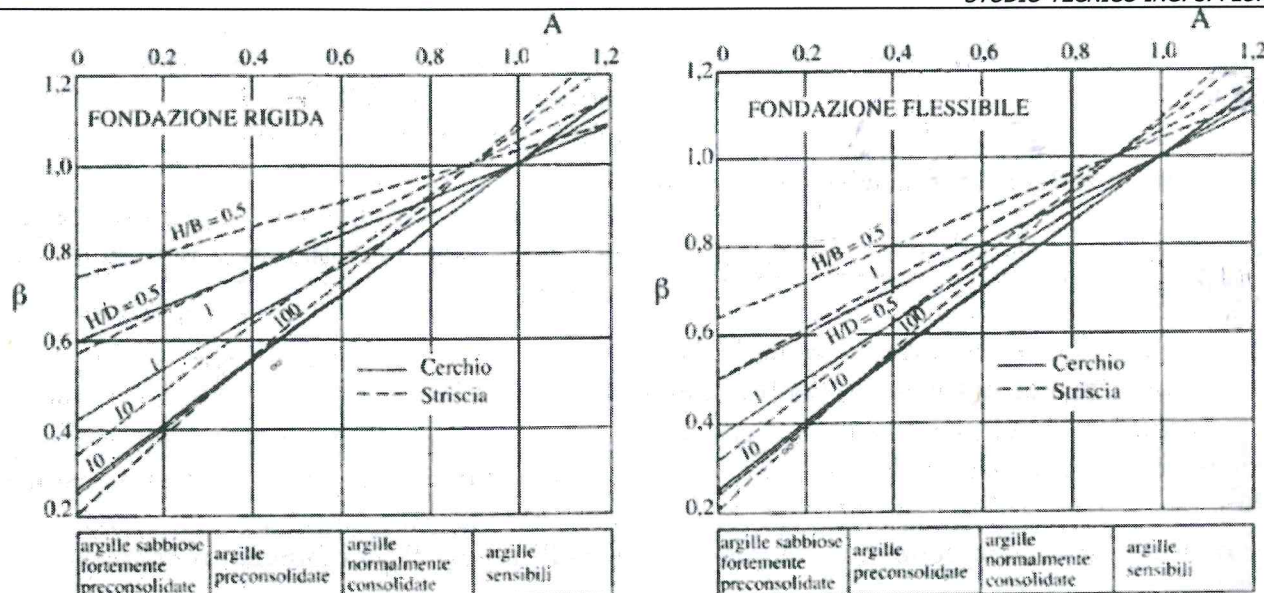
Il metodo edometrico fornisce il cedimento a lungo termine, NON consentendo di valutare il cedimento iniziale. Calcolato l'incremento di tensioni $\Delta\sigma$ nei vari strati, ognuno di spessore H_i e modulo $E_{ed,i}$, il cedimento edometrico risulta pari a:

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

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	$0,75 \div 1,50$
normale	$0,50 \div 1,00$
poco sovraconsolidato	$0,20 \div 0,50$
molto sovraconsolidato	$0,00 \div 0,25$

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:

$$w_f = w_0 + w_c.$$

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_{AW}	$(L/\Delta W)_{H}$	$(L/\Delta W)_{lim}$	CS
001	C0011-C0002	2 585,80	200	12,93
002	C0002-C0010	2 680,34	200	13,40
003	C0010-C0009	1 377,41	200	6,89
004	C0007-C0031	6 333,97	200	31,67
005	C0031-C0026	1 956,60	200	9,78
006	C0026-C0027	1 158,26	200	5,79
007	C0017-C0013	8 600,32	200	43,00
008	C0013-C0014	30 289,83	200	NS
009	C0014-C0015	3 734,53	200	18,67
010	C0024-C0022	11 551,44	200	57,76
011	C0022-C0023	NS	200	NS
012	C0004-C0003	20 784,79	200	NS
013	C0003-C0002	14 380,89	200	71,90
014	C0026-C0034	34 686,47	200	NS
015	C0034-C0021	2 447,98	200	12,24
016	C0001-C0035	14 546,65	200	72,73
017	C0035-C0020	7 279,58	200	36,40
018	C0020-C0021	1 197,22	200	5,99
019	C0060-C0071	14 666,07	200	73,33
020	C0071-C0066	16 648,65	200	83,24
021	C0057-C0097	6 051,90	200	30,26
022	C0097-C0063	22 743,49	200	NS
023	C0073-C0075	1 908,60	200	9,54
024	C0075-C0064	19 106,79	200	95,53
025	C0108-C0130	3 195,72	200	15,98
026	C0130-C0046	2 297,46	200	11,49
027	C0046-C0047	11 060,76	200	55,30
028	C0047-C0043	9 176,06	200	45,88
029	C0043-C0044	6 943,20	200	34,72
030	C0044-C0042	5 449,65	200	27,25
031	C0042-C0050	2 492,41	200	12,46
032	C0050-C0041	9 202,25	200	46,01
033	C0054-C0056	7 853,18	200	39,27
034	C0056-C0055	2 113,16	200	10,57
035	C0055-C0016	9 610,11	200	48,05
036	C0016-C0018	10 364,75	200	51,82
037	C0018-C0080	6 351,99	200	31,76
038	C0105-C0111	2 693,22	200	13,47
039	C0111-C0089	11 209,92	200	56,05
040	C0089-C0091	6 774,56	200	33,87
041	C0091-C0086	NS	200	NS
042	C0086-C0088	3 175,61	200	15,88
043	C0088-C0087	2 638,47	200	13,19
044	C0087-C0116	9 494,17	200	47,47
045	C0116-C0084	5 537,20	200	27,69
046	C0084-C0085	18 905,07	200	94,53
047	C0085-C0081	28 136,30	200	NS
048	C0081-C0083	7 476,24	200	37,38
049	C0083-C0077	3 382,79	200	16,91
050	C0077-C0103	5 275,16	200	26,38
051	C0103-C0102	3 238,20	200	16,19
052	C0102-C0125	12 459,06	200	62,30
053	C0125-C0011	6 173,16	200	30,87
054	C0011-C0122	1 467,07	200	7,34
055	C0122-C0118	1 205,65	200	6,03

Geotecnica - Verifiche dei cedimenti differenziali

Id_w	$Id_{\Delta w}$	$(L/\Delta w)_{i-f}$	$(L/\Delta w)_{lim}$	CS
056	C0006-C0094	5 943,49	200	29,72
057	C0094-C0001	27 280,79	200	NS
058	C0060-C0062	27 557,37	200	NS
059	C0062-C0057	2 101,78	200	10,51
060	C0057-C0059	9 773,30	200	48,87
061	C0059-C0046	4 249,29	200	21,25
062	C0066-C0068	7 917,48	200	39,59
063	C0068-C0063	2 517,96	200	12,59
064	C0063-C0065	2 827,89	200	14,14
065	C0065-C0064	5 349,39	200	26,75
066	C0073-C0109	2 174,81	200	10,87
067	C0109-C0108	9 176,99	200	45,88
068	C0108-C0015	NS	200	NS
069	C0015-C0080	NS	200	NS
070	C0080-C0106	2 724,94	200	13,62
071	C0106-C0105	4 090,28	200	20,45
072	C0041-C0100	4 873,27	200	24,37
073	C0100-C0001	9 428,23	200	47,14
074	C0042-C0053	5 006,63	200	25,03
075	C0053-C0006	4 757,50	200	23,79
076	C0043-C0141	1 486,25	200	7,43
077	C0141-C0054	3 852,50	200	19,26
078	C0054-C0119	3 800,71	200	19,00
079	C0119-C0118	3 522,16	200	17,61
080	C0055-C0078	2 192,11	200	10,96
081	C0078-C0077	8 162,05	200	40,81

LEGENDA:

Id_w	Identificativo del Punto Significativo (punto in cui viene calcolato il cedimento).
$Id_{\Delta w}$	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 per valori di CS ≥ 100 ; [VNR] = Verifica Non Richiesta).

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.

Inoltre, 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. 14/01/2008).

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 P26-10b	B	70 195	-527	4 720	43863	0	90923	134785	28,56
	L	71 543	-3 310	-5 430	44705	0	5914	50619	9,32
Trave 9b-P27	B	70 386	1 780	-20 794	43982	0	20028	64010	3,08
	L	72 020	5 456	-20 659	45003	0	1212	46215	2,24
Trave 8b-9b	B	37 893	744	-7 543	23678	0	11597	35275	4,68
	L	40 280	479	7 302	25170	0	1259	26429	3,62
Trave 7b-8b	B	32 369	392	-3 071	20226	0	10123	30350	9,88
	L	34 028	-83	2 605	21263	0	1236	22499	8,64
Trave 6b-7b	B	23 067	410	-2 884	14414	0	6863	21277	7,38
	L	22 320	44	-3 669	13947	0	1241	15188	4,14
Trave P25-P28	B	62 477	-4 997	15 058	39040	0	60469	99509	6,61
	L	63 776	-15 255	-14 654	39852	0	8022	47874	3,27
Trave P27-P29	B	19 629	-491	2 457	12266	0	17325	29591	12,04
	L	19 416	-802	-2 213	12132	0	8005	20138	9,10
Trave P24-P27	B	57 884	-2 376	13 612	36170	0	56224	92394	6,79
	L	58 220	-15 519	-12 681	36380	0	7918	44298	3,49
Trave 3b-G2	B	65 055	756	-3 921	40651	0	55743	96394	24,58
	L	66 146	-1 098	4 193	41333	0	8350	49683	11,85
Trave G3-3a	B	8 953	623	1 075	5594	0	6593	12187	11,34
	L	8 621	3 495	-958	5387	0	4352	9739	10,17
Trave 3b-4a	B	26 561	-198	2 021	16597	0	6483	23081	11,42
	L	26 459	4 024	1 989	16533	0	1020	17554	8,83
Trave G1-3b	B	63 634	760	-4 009	39763	0	54895	94658	23,61
	L	64 323	1 392	4 129	40193	0	8349	48542	11,76
Trave 4b-5a	B	25 152	200	-2 033	15717	0	6484	22200	10,92
	L	25 564	3 671	-2 182	15974	0	1020	16994	7,79
Trave G2-4b	B	55 765	724	-3 578	34846	0	47065	81911	22,89
	L	54 797	1 310	-3 570	34241	0	8330	42571	11,92
Trave G8-P32	B	6 271	-692	795	3919	0	4918	8837	11,12
	L	6 066	1 536	-908	3790	0	3663	7453	8,21
Trave G5-G7	B	72 068	1 540	-15 731	45033	0	90839	135872	8,64
	L	78 142	-744	16 037	48829	0	6667	55496	3,46
Trave G4-G5	B	67 195	1 724	-17 474	41988	0	19285	61273	3,51
	L	71 772	-142	16 061	44848	0	1414	46262	2,88
Trave P30-P31	B	4 705	140	704	2940	0	889	3829	5,44
	L	4 707	-152	-656	2941	0	1483	4424	6,74
Trave P28-P30	B	17 517	-144	1 973	10946	0	3264	14209	7,20
	L	17 604	-252	-1 860	11000	0	1802	12803	6,88
Trave P30-P32	B	82 660	-1 955	-41 596	51652	0	21821	73473	1,77
	L	81 492	-4 139	-46 761	50922	0	1328	52250	1,12
Trave G6-G8	B	87 635	-4 405	6 373	54760	0	18472	73232	11,49
	L	89 676	3 960	-7 363	56036	0	1764	57800	7,85
Trave P26-G6	B	7 070	-1 891	930	4418	0	1252	5670	6,10
	L	7 630	-1 519	-1 080	4768	0	789	5557	5,14
Trave 5b-G1	B	6 083	53	-328	3801	0	928	4729	14,42
	L	6 124	46	330	3827	0	1761	5588	16,93
Trave 4b-G3	B	63 127	-291	4 717	39446	0	12305	51751	10,97
	L	61 120	-377	-4 383	38192	0	1774	39966	9,12
Fondazione P7-2b	Muratura B	10 461	-51	733	6537	0	6754	13291	18,13
	L	10 668	-653	-742	6666	0	13295	19961	26,90
Fondazione P8-P9	Muratura B	51 579	1 600	-4 676	32230	0	39088	71318	15,25
	L	53 138	-220	5 021	33204	0	11373	44577	8,88
Fondazione P9-P10	Muratura B	306 656	1 443	-25 260	191620	0	239186	430806	17,05
	L	321 052	-14 897	28 836	200616	0	12116	212732	7,38
Fondazione	Muratura B	73 222	-1 988	7 023	45754	0	57747	103501	14,74

COMUNE DI BARLETTA PROGETTO DI MIGLIORAMENTO SISMICO DEL CORPO DI FABBRICA DESTINATO A SPOGLIATOIO A SERVIZIO DELLO STADIO COMUNALE "L. SIMEONE"

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
P8-P7	L	74 980	2 387	-7 282	46853	0	11611	58463	8,03
Fondazione P8-P25	Muratura B	216 430	-1 472	17 810	135240	0	170351	305591	17,16
	L	220 389	-25 193	19 633	137714	0	11977	149691	7,62
Fondazione P12-P13	Muratura B	66 024	1 353	-6 133	41256	0	50989	92245	15,04
	L	65 257	-7 624	5 820	40777	0	10904	51681	8,88
Fondazione P3-P10	Muratura B	87 883	4 494	-16 688	54915	0	67761	122677	7,35
	L	87 444	9 910	15 529	54641	0	11019	65660	4,23
Fondazione P1-P3	Muratura B	62 539	1 938	-10 360	39079	0	45328	84407	8,15
	L	58 954	1 454	8 867	36839	0	11220	48059	5,42
Fondazione P4-P6	Muratura B	57 331	1 370	-10 175	35824	0	47435	83259	8,18
	L	62 208	3 688	10 261	38872	0	11659	50531	4,92
Fondazione P2-P4	Muratura B	58 194	930	-11 296	36364	0	45562	81926	7,25
	L	60 247	1 351	10 646	37647	0	10890	48537	4,56
Fondazione P1-P2	Muratura B	116 415	4 446	-21 883	72744	0	90967	163711	7,48
	L	120 626	372	-24 961	75375	0	11779	87154	3,49
Fondazione 1b-P2	Muratura B	10 440	-36	-1 255	6524	0	6705	13229	10,54
	L	10 529	704	1 143	6579	0	13335	19914	17,42
Fondazione P5-P6	Muratura B	63 034	222	-6 550	39388	0	46842	86230	13,17
	L	58 033	2 155	-6 116	36263	0	11790	48053	7,86
Fondazione P13-P21	Muratura B	59 730	-999	5 792	37323	0	45210	82533	14,25
	L	60 231	167	-6 064	37637	0	10089	47725	7,87
Fondazione 3a-P14	Muratura B	48 231	-5 788	-10 268	30138	0	39828	69966	6,81
	L	49 544	3 592	-11 379	30959	0	10301	41259	3,63
Fondazione P22-P21	Muratura B	31 093	1 290	-3 579	19429	0	22475	41904	11,71
	L	32 024	1 314	-3 556	20011	0	11204	31215	8,78
Fondazione P15-9a	Muratura B	35 554	478	-3 417	22217	0	25635	47852	14,01
	L	36 807	-298	3 397	23000	0	11265	34264	10,09
Fondazione P17-P16	Muratura B	56 229	657	-5 869	35136	0	45829	80965	13,80
	L	57 679	376	5 345	36042	0	12184	48226	9,02
Fondazione P18-P17	Muratura B	25 112	165	-2 094	15692	0	17508	33200	15,86
	L	25 641	34	1 818	16022	0	11898	27920	15,36
Fondazione P25-P26	Muratura B	79 910	10 041	-20 899	49933	0	63368	113301	5,42
	L	76 797	-9 326	-20 465	47988	0	11028	59016	2,88
Fondazione P3-P4	Muratura B	107 677	2 649	-23 603	67284	0	82986	150270	6,37
	L	106 614	-1 094	-25 420	66620	0	10780	77400	3,04
Fondazione P7-P26	Muratura B	243 843	-4 065	20 446	152370	0	197100	349470	17,09
	L	251 822	432	23 953	157356	0	11873	169229	7,06
Fondazione P21-P20	Muratura B	32 193	1 012	-3 474	20116	0	22433	42549	12,25
	L	32 616	-513	-3 398	20381	0	11865	32246	9,49
Fondazione P14-P19	Muratura B	44 461	-3 991	-7 742	27782	0	38835	66618	8,60
	L	44 539	3 088	-9 409	27831	0	10123	37954	4,03
Fondazione P5-P11	Muratura B	17 353	-2 393	-3 319	10843	0	11895	22738	6,85
	L	18 479	-688	3 233	11547	0	8497	20044	6,20
Fondazione P18-7a	Muratura B	24 846	-84	2 495	15526	0	17837	33363	13,37
	L	25 326	75	-2 087	15825	0	12123	27948	13,39
Fondazione 9a-P22	Muratura B	25 050	-204	-2 395	15653	0	16370	32023	13,37

COMUNE DI BARLETTA PROGETTO DI MIGLIORAMENTO SISMICO DEL CORPO DI FABBRICA DESTINATO A SPOGLIATOIO A SERVIZIO DELLO STADIO COMUNALE "L. SIMEONE"

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
	L	25 918	-108	2 426	16195	0	11544	27739	11,43
Fondazione P16-P15	Muratura B	31 877	1 308	-3 014	19919	0	23189	43108	14,30
	L	32 865	1 104	2 900	20536	0	11774	32310	11,14
Fondazione P12-P23	Muratura B	79 843	-264	6 959	49891	0	16438	66329	9,53
	L	82 848	1 616	7 657	51769	0	2900	54669	7,14
Fondazione P24-P23	Muratura B	13 829	238	-1 328	8641	0	2270	10911	8,21
	L	13 620	-421	-1 256	8511	0	3265	11776	9,37
Fondazione P20-P24	Muratura B	36 470	797	-4 594	22789	0	7032	29821	6,49
	L	36 342	-523	-4 405	22709	0	3001	25710	5,84
Fondazione 7a-P19	Muratura B	21 793	-1 041	3 131	13618	0	4783	18400	5,88
	L	22 203	393	-2 554	13874	0	2737	16611	6,50
Fondazione P10-P11	Muratura B	43 251	307	-5 354	27026	0	8303	35329	6,60
	L	41 191	4 525	-5 175	25739	0	2348	28087	5,43
Fondazione P11-3a	Muratura B	63 745	-5 412	-16 696	39832	0	13545	53377	3,20
	L	67 202	-4 961	-17 112	41992	0	2648	44641	2,61
Fondazione P13-4a	Muratura B	23 621	924	-1 710	14760	0	3768	18528	10,83
	L	23 451	-500	1 668	14654	0	2812	17466	10,47
Fondazione Muratura 4a-5a	B	142 732	-1 259	12 195	89189	0	28835	118024	9,68
	L	143 071	3 578	-11 797	89401	0	3046	92446	7,84
Fondazione 5a-P14	Muratura B	72 531	2 328	8 151	45322	0	15107	60430	7,41
	L	71 854	10 898	-7 066	44899	0	2666	47565	6,73
Fondazione P9-P12	Muratura B	112 648	-1 110	10 540	70390	0	22008	92398	8,77
	L	111 780	-4 883	10 478	69848	0	2850	72698	6,94

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 per valori di CS >= 100; [VNR]= Verifica Non Richiesta).

N_{Ed}, M_{Ed}, V_{Ed}

Sollecitazioni di progetto.

Canosa, 03/07/2017

Il progettista strutturale

ing. Sabino flora

Per presa visione, il direttore dei lavori



Per presa visione, il collaudatore