



COMUNE DI LIZZANO



REV.	DATA	DESCRIZIONE	NOTE
0	LUGLIO 2023	Emissione	

LAVORI DI COSTRUZIONE DI UNA MENSA PER LA SCUOLA PRIMARIA E DELL'INFANZIA ANNA FRANK

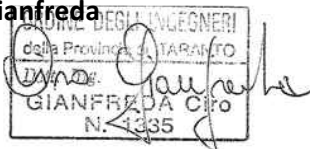
PROGETTISTA



GITECNA S.r.l.

Società di ingegneria con SGQ certificata
UNI EN ISO 9001:2015 KIWA CERMET n. 11015-A
Via C. Giovinazzi n. 3, 74123 - Taranto

Ing. **Ciro Gianfreda**



COMMITTENTE

COMUNE DI LIZZANO

Corso Vittorio Emanuele, 54, 74020 Lizzano TA

Sindaco: Dott.ssa Lucia Palombella

R. U. P.

Arch. Rosanna Borsci

PROGETTO DEFINITIVO-ESECUTIVO AGGIORNATO

CODIFICA ELABORATO

22 008 | 01 | RT | 07 | 00

DATA

LUGLIO 2023

SCALA

OGGETTO ELABORATO

RELAZIONE GEOTECNICA E DELLE FONDAZIONI

REDATTO

Dott.ssa A. Lenti

CONTROLLATO

Ing. C. Gianfreda

APPROVATO

Ing. C. Gianfreda

INDICE

1. DESCRIZIONE GENERALE DELL'OPERA	2
2. NORMATIVA DI RIFERIMENTO	2
3. INDAGINI E CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA	2
3.1 PROVE EFFETTUATE E CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA	2
3.2 IDROGEOLOGIA	4
3.3 PROBLEMATICHE RISCONTRATE	4
4. MODELLAZIONE GEOTECNICA E PERICOLOSITÀ SISMICA DEL SITO	4
4.1 MODELLAZIONE GEOTECNICA	4
4.2 PERICOLOSITÀ SISMICA	4
5. SCELTA TIPOLOGICA DELLE OPERE DI FONDAZIONE	6
6. VERIFICHE DI SICUREZZA	6
6.1 CARICO LIMITE FONDAZIONI DIRETTE	7
6.2 FATTORI CORRETTIVI AL CARICO LIMITE IN PRESENZA DI SISMA	11
7. STIMA DEI CEDIMENTI DELLE FONDAZIONI	15
7.1 CALCOLO DELL'INCREMENTO DELLE TENSIONI	16
7.2 DISTRIBUZIONE DELLE FORZE AL CONTATTO DEL PIANO DI POSA	17
7.3 CALCOLO DEI CEDIMENTI	17
7.4 CALCOLO DELLE DISTORSIONI ANGOLARI	19
8. VERIFICA A SCORRIMENTO SUL PIANO DI POSA	20

1. DESCRIZIONE GENERALE DELL'OPERA

La presente relazione geotecnica riguarda le indagini, la caratterizzazione e modellazione geotecnica del "volume significativo" per le opere in esame e valuta l'interazione struttura/terreno ai fini del dimensionamento delle relative fondazioni.

Questa relazione è stata redatta sulla base dei dati risultanti dalle prove eseguite in sito e dai risultati riportati nella relazione geologica.

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:

Circolare 21 gennaio 2019, n. 7 C.S.LL.PP. (G.U. Serie Generale n. 35 del 11/02/2019 - Suppl. Ord. n. 5)

Istruzioni per l'applicazione dell'«Aggiornamento delle "Norme tecniche per le costruzioni"» di cui al decreto ministeriale 17 gennaio 2018.

Eurocodice 7 - "Progettazione geotecnica" - EN 1997-1 per quanto non in contrasto con le disposizioni del D.M. 2018 *"Norme Tecniche per le Costruzioni"*.

3. INDAGINI E CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA

Il progetto e la verifica delle opere di fondazione è stato eseguito considerando le caratteristiche meccaniche del terreno di fondazione caratterizzato nella relazione geologica.

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	γ_{Ts}	K ₁			ϕ	c_u	c'	E_d	E_{cu}	Terreni	
			K _{1X}	K _{1Y}	K _{1Z}						A _{S-B}	ST_P
	[N/m ³]	[N/m ³]	[N/cm ³]	[N/cm ³]	[N/cm ³]	[°]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[N/mm ²]		
Terreno di riporto												
T001	14.000	14.000	12	12	60	14	0,000	0,000	5	0	0,000	NO
Calcareniti depositi marini terrazzati												
T002	17.000	17.000	24	24	120	32	0,000	0,020	180	0	0,000	NO
Calcere scarsamente fratturato												
T003	24.000	24.000	100	100	1000	40	0,000	0,000	25.000	0	0,000	NO

LEGENDA:



Terreni

N _{TRN}	γ _T	γ _{TS}	K ₁			φ	c _u	c'	E _d	E _{cu}	A _{S-B}	ST_P
			K _{1X}	K _{1Y}	K _{1Z}							
	[N/m ³]	[N/m ³]	[N/cm ³]	[N/cm ³]	[N/cm ³]	[°]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[N/mm ²]		
N _{TRN}	Numero identificativo del terreno.											
γ _T	Peso specifico del terreno.											
γ _{TS}	Peso specifico saturo del terreno.											
K ₁	Valori della costante di Winkler riferita alla piastra Standard di lato b = 30 cm nelle direzioni degli assi del riferimento globale X (K _{1X}), Y (K _{1Y}), e Z (K _{1Z}).											
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.											
ST_P	[SI]: Il terreno è usato nella valutazione delle spinte a tergo delle pareti/muri controterra; [NO]: Il terreno NON è usato nella valutazione delle spinte a tergo delle pareti/muri controterra.											

STRATIGRAFIE
Stratigrafie

N _{TRN}	Q _i	Q _f	Cmp. S.	Add	ΔE _d
	[m]	[m]			
[S001]-Stratigrafia terreno Lizzano					
T001	0,40	-0,30	incoerente	sciolto	nulla
T002	-0,30	-4,30	coerente	denso	nulla
T003	-4,30	INF	coerente	denso	nulla

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.
Add	Addensamento dello strato.
ΔE _d	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").

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

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

La **profondità o altezza significativa** del volume di calcolo del terreno, usata nelle varie verifiche geotecniche svolte dal programma, come già precedentemente accennato, è funzione del parametro **Multiplo della dimensione significativa della fondazione (m_{df})**.

Per le fondazioni di tipo *travi continue* la profondità significativa h_{vs} del volume di calcolo è pari a:

$$h_{vs} = b \cdot m_{df};$$

dove b è la larghezza della fondazione.

Per le fondazioni di tipo *platea o a plinti* la profondità significativa h_{vs} del volume di calcolo è pari a:

$$h_{vs} = d_m \cdot m_{df};$$

dove d_m è la media delle dimensioni della base di impronta della platea o del plinto.

Nella seguente tabella sono riportati i valori attribuibili al parametro m_{df} ed il valore predefinito proposto dal programma.

Tipo di fondazione	Range di valori possibili di m_{df}	Valore predefinito di m_{df}
Travi continue	[1; 3]	3
Platee e plinti	[1; 3]	2

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 PERICOLOSITÀ SISMICA DEL SITO

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

A [A - Ammassi rocciosi affioranti o terreni molto rigidi], basandosi sulla valutazione della velocità delle onde di taglio (VS30) e/o del numero di colpi dello Standard Penetration Test (NSPT) e/o della resistenza non drenata equivalente (Cu_{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 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. 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 DI PERICOLOSITÀ SISMICA DELLA STRUTTURA PRINCIPALE

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 + C]	S	N	A	NO	SI	5

LEGENDA:



Dati generali analisi sismica

Ang	NV	CD	MP	Dir	TS	EcA	IrTemp	C.S.T.	RP	RH	ξ
[°]											[%]
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] = 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 intelaiate monopiano; Muratura: [P] = un solo piano - [PP] = più di un piano - [C-P/MP] = muratura in pietra e/o mattoni pieni - [C-BAS] = muratura in blocchi artificiali con percentuale di foratura > 15%; 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.										
IrTemp	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 con caratteristiche e valori di velocità equivalente riconducibili a quelle definite per le categorie C o D.										
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 COMPORTAMENTO

Fattori di comportamento						
Dir	q'	q	q_0	K_R	α_u/α_1	k_w
X	-	3,150	3,150	1,00	1,05	-
Y	-	3,150	3,150	1,00	1,05	-
Z	-	1,500	-	-	-	-

LEGENDA:

q'	Fattore di riduzione dello spettro di risposta sismico allo SLU ridotto (Fattore di comportamento ridotto - relazione C7.3.1 circolare NTC)
q	Fattore di riduzione dello spettro di risposta sismico allo SLU (Fattore di comportamento).
q_0	Valore di base (comprensivo di k_w).
K_R	Fattore riduttivo funzione della regolarità in altezza : pari ad 1 per costruzioni regolari in altezza, 0,8 per costruzioni non regolari in altezza, e 0,75 per costruzioni in muratura esistenti non regolari in altezza (§ C8.5.5.1)..
α_u/α_1	Rapporto di sovrarresistenza.
k_w	Fattore di riduzione di q_0 .

Stato Limite	T_r	a_g/g	Amplif. Stratigrafica		F_0	F_v	T^*_c	T_B	T_c	T_D
	[t]		S_s	C_c			[s]	[s]	[s]	[s]
SLO	60	0,0302	1,000	1,000	2,397	0,563	0,301	0,100	0,301	1,721
SLD	101	0,0367	1,000	1,000	2,513	0,650	0,340	0,113	0,340	1,747
SLV	949	0,0650	1,000	1,000	2,993	1,030	0,443	0,148	0,443	1,860
SLC	1950	0,0746	1,000	1,000	3,152	1,162	0,482	0,161	0,482	1,898

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.
F_0	Valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale.
F_v	Valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione verticale.
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.

Stato Limite	T_r	a_g/g	Amplif. Stratigrafica		F_0	F_v	T^*_c	T_B	T_c	T_D
			S_s	C_c						
	[t]						[s]	[s]	[s]	[s]
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	100	40.391667	17.447500	67	T1	1,00

LEGENDA:
CI Ed Classe dell'edificio

 V_N Vita nominale ([t] = anni).

 V_R Periodo di riferimento. [t] = anni.

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 è consona 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 G_2 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 γ_M	M1	M2
Tangente dell'angolo di resistenza a taglio	$\tan \varphi_k$	$\gamma_{\varphi'}$	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:

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

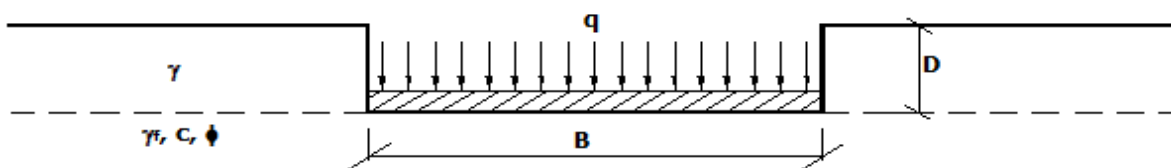
e_B = eccentricità parallela al lato di dimensione B ;

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

e_L = eccentricità parallela al lato di dimensione L ;

con $B' \leq L'$.

dove:


Calcolo dei fattori N_c , N_q , N_g

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:

 $K_p = \tan^2 \left(45 + \frac{\phi}{2} \right)$ 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:

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

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;

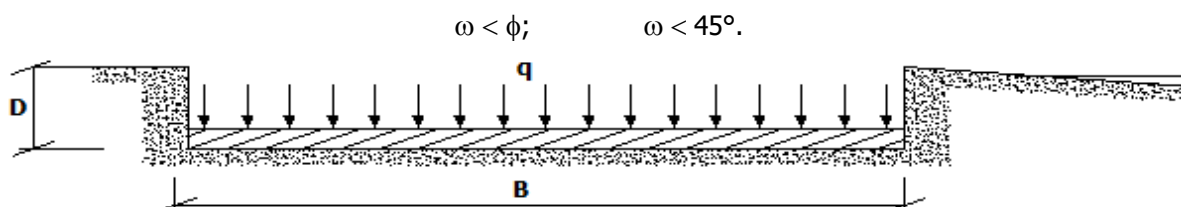
V = componente verticale dei carichi agente sul piano di posa della fondazione.

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:



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

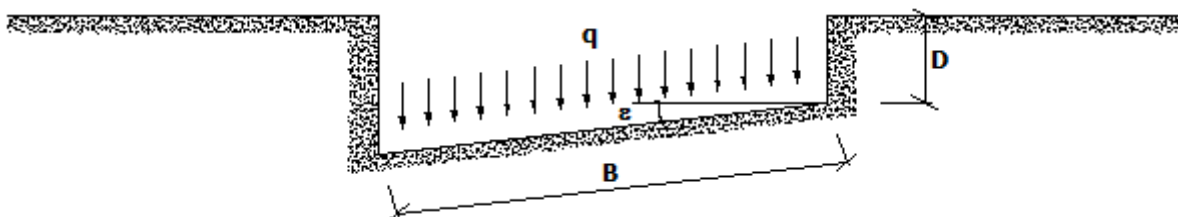
Calcolo dei fattori di inclinazione del piano di posa g_c, g_q, g_γ

 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 ψ_c , ψ_q , ψ_γ

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 ψ_c , ψ_q , ψ_γ sono inferiori all'unità; ciò accade quando l'indice di rigidità I_r si mantiene inferiore al valore critico:

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

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

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 il coefficiente sismico K_{hi} è calcolato come rapporto fra forza orizzontale e verticale, variabile quindi per ogni combinazione di carico sismica.

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 – STRUTTURA PRINCIPALE

Verifiche Carico Limite fondazioni dirette allo SLU															
Id _{Fnd}	CS	C. Terzaghi		R _{tz}	Z _{P,cmp}	Z _{Fid}	Cmp T	per N_q	per N_c	per N_γ	N_q	N_c	N_γ	Q_{Ed}	$Q_{d,Rd}$
		L _x	L _y												
		[m]	[m]	[°]	[m]	[m]								[N/mm ²]	[N/mm ²]
Plinto 15	6,17	1,40	1,40	0,00	1,20	-	Coesivo	1,98	2,02	0,58	27,16	39,77	37,04	0,196	1,208
Plinto 13	5,15	1,40	1,40	0,00	1,20	-	Coesivo	2,03	2,07	0,60	27,16	39,77	37,04	0,241	1,240
Plinto 12	2,15	1,40	1,60	0,00	1,20	-	Coesivo	1,63	1,66	0,81	28,65	41,34	39,67	0,468	1,006
Plinto 9	2,70	1,40	1,40	0,00	1,73	-	Coesivo	1,67	1,69	0,76	30,70	43,47	43,32	0,472	1,277
Plinto 7	1,95	1,40	1,40	0,00	1,73	-	Coesivo	1,53	1,54	0,67	30,70	43,47	43,32	0,594	1,160
Plinto 5	2,64	1,40	1,40	0,00	2,48	-	Coesivo	1,64	1,66	0,73	36,68	49,52	54,29	0,681	1,799
Plinto 2	12,68	1,40	1,40	0,00	2,48	-	Coesivo	1,91	1,94	0,49	36,68	49,52	54,29	0,169	2,141
Plinto 4	10,87	1,40	1,40	0,00	2,48	-	Coesivo	1,88	1,90	0,47	36,68	49,52	54,29	0,193	2,096
Plinto 6	10,28	1,40	1,40	0,00	2,48	-	Coesivo	1,88	1,90	0,47	36,68	49,52	54,29	0,204	2,095
Plinto 8	7,16	1,40	1,40	0,00	1,73	-	Coesivo	1,75	1,78	0,45	30,70	43,47	43,32	0,190	1,359
Plinto 10	8,61	1,40	1,40	0,00	1,73	-	Coesivo	1,95	1,99	0,56	30,70	43,47	43,32	0,178	1,528
Plinto 11	10,29	1,40	1,40	0,00	1,73	-	Coesivo	1,97	2,01	0,57	30,70	43,47	43,32	0,150	1,545
Plinto 29	4,25	1,40	1,40	0,00	1,20	-	Coesivo	1,80	1,84	0,66	27,16	39,77	37,04	0,259	1,100
Plinto 26	2,78	1,40	1,40	0,00	1,20	-	Coesivo	1,79	1,82	0,73	27,16	39,77	37,04	0,389	1,082
Plinto 25	1,99	1,60	1,40	0,00	1,20	-	Coesivo	1,80	1,83	0,74	28,65	41,34	39,67	0,550	1,096

Verifiche Carico Limite fondazioni dirette allo SLU

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]	
Plinto 27	2,39	1,40	1,40	0,00	1,20	-	Coesivo	1,77	1,80	0,74	27,16	39,77	37,04	0,447	1,070	NO
Plinto 28	3,57	1,40	1,40	0,00	1,20	-	Coesivo	1,72	1,75	0,73	27,16	39,77	37,04	0,291	1,040	NO
Plinto 20	6,79	1,40	1,40	0,00	1,20	-	Coesivo	1,99	2,03	0,58	27,16	39,77	37,04	0,179	1,217	NO
Plinto 14	4,92	1,40	1,40	0,00	1,20	-	Coesivo	2,00	2,05	0,59	27,16	39,77	37,04	0,249	1,225	NO
Plinto 3	3,41	1,40	1,40	0,00	2,48	-	Coesivo	1,57	1,59	0,68	36,68	49,52	54,29	0,506	1,722	NO
Plinto 1	3,39	1,60	1,40	0,00	2,48	-	Coesivo	1,60	1,62	0,79	38,01	50,84	56,79	0,585	1,979	NO
Plinto 23	4,04	1,00	1,00	0,00	1,20	-	Coesivo	2,02	2,07	0,60	23,18	35,49	30,21	0,277	1,120	NO
Plinto 24	5,23	1,00	1,00	0,00	1,20	-	Coesivo	1,96	2,01	0,59	23,18	35,49	30,21	0,208	1,087	NO
Plinto 19	5,23	1,00	1,00	0,00	1,20	-	Coesivo	1,96	2,01	0,59	23,18	35,49	30,21	0,208	1,087	NO
Plinto 18	4,02	1,00	1,00	0,00	1,20	-	Coesivo	2,01	2,06	0,60	23,18	35,49	30,21	0,277	1,114	NO
Plinto 21	8,89	1,40	1,40	0,00	1,20	-	Coesivo	1,98	2,02	0,59	27,16	39,77	37,04	0,136	1,209	NO
Plinto 16	19,58	1,40	1,40	0,00	1,20	-	Coesivo	1,87	1,90	0,56	27,16	39,77	37,04	0,058	1,134	NO
Plinto 22	4,61	1,00	1,00	0,00	1,20	-	Coesivo	1,97	2,02	0,59	23,18	35,49	30,21	0,237	1,090	NO
Plinto 17	4,61	1,00	1,00	0,00	1,20	-	Coesivo	1,97	2,02	0,59	23,18	35,49	30,21	0,237	1,090	NO

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	
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.

VERIFICHE CARICO LIMITE FONDAZIONI DIRETTE ALLO SLU - PARETI
Verifiche Carico Limite fondazioni dirette allo SLU

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]	
Platea 1	71,17	4,65	1,81	90,00	2,81	-	Coesivo	1,29	1,30	0,60	46,79	59,33	73,76	0,030	2,158	NO
Platea 2	12,45	4,23	0,60	90,00	2,28	-	Coesivo	1,28	1,29	0,81	37,69	50,52	56,19	0,107	1,338	NO
Platea 3	NS	12,67	11,46	90,00	3,56	-	Coesivo	1,30	1,30	0,34	60,92	72,38	102,53	0,007	4,537	NO

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	
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.

VERIFICHE CARICO LIMITE FONDAZIONI DIRETTE ALLO SLU – MURO DI CONTENIMENTO

Verifiche Carico Limite fondazioni dirette allo SLU

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]	
Platea 1	1,00	2,30	0,90	180,00	5,00	52,40	NON Coesivo	0,01	0,00	0,00	64,20	75,31	109,41	0,026	0,026	NO

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	
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.

VERIFICHE CARICO LIMITE FONDAZIONI DIRETTE ALLO SLD – STRUTTURA PRINCIPALE
Verifiche Carico Limite fondazioni dirette allo SLD

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]	
Plinto 15	10,85	1,40	1,40	0,00	1,20	-	Coesivo	1,93	2,00	0,56	27,16	39,77	37,04	0,140	1,517	NO
Plinto 13	9,33	1,40	1,40	0,00	1,20	-	Coesivo	1,97	2,04	0,58	27,16	39,77	37,04	0,166	1,546	NO
Plinto 12	3,83	1,40	1,60	0,00	1,20	-	Coesivo	1,61	1,65	0,80	28,65	41,34	39,67	0,333	1,274	NO
Plinto 9	4,90	1,40	1,40	0,00	1,73	-	Coesivo	1,65	1,70	0,75	30,70	43,47	43,32	0,332	1,625	NO
Plinto 7	3,62	1,40	1,40	0,00	1,73	-	Coesivo	1,54	1,57	0,67	30,70	43,47	43,32	0,414	1,498	NO
Plinto 5	4,87	1,40	1,40	0,00	2,48	-	Coesivo	1,64	1,67	0,73	36,68	49,52	54,29	0,474	2,305	NO
Plinto 2	23,22	1,40	1,40	0,00	2,48	-	Coesivo	1,92	1,95	0,49	36,68	49,52	54,29	0,118	2,743	NO
Plinto 4	20,42	1,40	1,40	0,00	2,48	-	Coesivo	1,90	1,93	0,48	36,68	49,52	54,29	0,133	2,721	NO
Plinto 6	19,46	1,40	1,40	0,00	2,48	-	Coesivo	1,90	1,93	0,48	36,68	49,52	54,29	0,140	2,721	NO
Plinto 8	13,59	1,40	1,40	0,00	1,73	-	Coesivo	1,77	1,81	0,46	30,70	43,47	43,32	0,130	1,764	NO
Plinto 10	16,25	1,40	1,40	0,00	1,73	-	Coesivo	1,95	2,00	0,56	30,70	43,47	43,32	0,121	1,959	NO
Plinto 11	19,30	1,40	1,40	0,00	1,73	-	Coesivo	1,98	2,02	0,57	30,70	43,47	43,32	0,103	1,979	NO
Plinto 29	7,32	1,40	1,40	0,00	1,20	-	Coesivo	1,76	1,85	0,63	27,16	39,77	37,04	0,187	1,366	NO
Plinto 26	4,89	1,40	1,40	0,00	1,20	-	Coesivo	1,73	1,79	0,70	27,16	39,77	37,04	0,275	1,347	NO
Plinto 25	3,45	1,60	1,40	0,00	1,20	-	Coesivo	1,74	1,80	0,71	28,65	41,34	39,67	0,395	1,362	NO
Plinto 27	4,24	1,40	1,40	0,00	1,20	-	Coesivo	1,72	1,77	0,71	27,16	39,77	37,04	0,315	1,336	NO
Plinto 28	6,20	1,40	1,40	0,00	1,20	-	Coesivo	1,66	1,73	0,70	27,16	39,77	37,04	0,209	1,295	NO
Plinto 20	11,91	1,40	1,40	0,00	1,20	-	Coesivo	1,95	2,02	0,57	27,16	39,77	37,04	0,129	1,537	NO
Plinto 14	8,87	1,40	1,40	0,00	1,20	-	Coesivo	1,97	2,04	0,58	27,16	39,77	37,04	0,175	1,551	NO
Plinto 3	6,28	1,40	1,40	0,00	2,48	-	Coesivo	1,57	1,60	0,68	36,68	49,52	54,29	0,352	2,212	NO
Plinto 1	6,16	1,60	1,40	0,00	2,48	-	Coesivo	1,58	1,61	0,77	38,01	50,84	56,79	0,404	2,488	NO
Plinto 23	7,14	1,00	1,00	0,00	1,20	-	Coesivo	1,96	2,04	0,58	23,18	35,49	30,21	0,196	1,402	NO
Plinto 24	9,16	1,00	1,00	0,00	1,20	-	Coesivo	1,88	1,96	0,57	23,18	35,49	30,21	0,147	1,342	NO
Plinto 19	9,16	1,00	1,00	0,00	1,20	-	Coesivo	1,88	1,96	0,57	23,18	35,49	30,21	0,147	1,342	NO
Plinto 18	7,14	1,00	1,00	0,00	1,20	-	Coesivo	1,96	2,04	0,58	23,18	35,49	30,21	0,196	1,402	NO
Plinto 21	15,34	1,40	1,40	0,00	1,20	-	Coesivo	1,91	1,99	0,57	27,16	39,77	37,04	0,099	1,512	NO
Plinto 16	36,15	1,40	1,40	0,00	1,20	-	Coesivo	1,89	1,94	0,56	27,16	39,77	37,04	0,041	1,478	NO
Plinto 22	8,11	1,00	1,00	0,00	1,20	-	Coesivo	1,90	1,98	0,56	23,18	35,49	30,21	0,168	1,358	NO
Plinto 17	8,11	1,00	1,00	0,00	1,20	-	Coesivo	1,90	1,98	0,56	23,18	35,49	30,21	0,168	1,358	NO

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.

Verifiche Carico Limite fondazioni dirette allo SLD

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]	

Cmp T Classificazione del comportamento del terreno ai fini del calcolo.

C. Coefficienti correttivi per la formula di Terzaghi.

Terzaghi

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.

VERIFICHE CARICO LIMITE FONDAZIONI DIRETTE ALLO SLD - PARETI
Verifiche Carico Limite fondazioni dirette allo SLD

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]	
Platea 1	NS	4,65	1,81	90,00	2,81	-	Coesivo	1,30	1,30	0,60	46,79	59,33	73,76	0,023	2,776	NO
Platea 2	20,65	4,23	0,60	90,00	2,28	-	Coesivo	1,29	1,29	0,81	37,69	50,52	56,19	0,083	1,713	NO
Platea 3	NS	12,67	11,46	90,00	3,56	-	Coesivo	1,64	1,65	0,54	60,92	72,38	102,53	0,007	7,654	NO

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

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.

VERIFICHE CARICO LIMITE FONDAZIONI DIRETTE ALLO SLD – MURO DI CONTENIMENTO
Verifiche Carico Limite fondazioni dirette allo SLD

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]	
Platea 1	16,69	2,30	0,90	180,00	5,00	52,40	NON Coesivo	0,09	0,00	0,01	64,20	75,31	109,41	0,023	0,383	NO

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

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

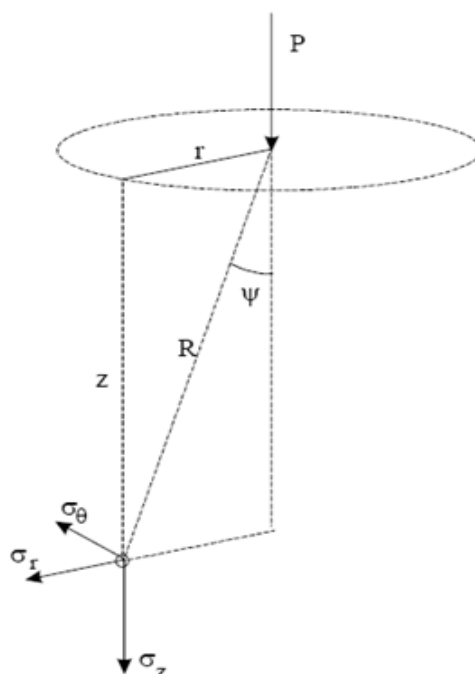
I valori delle tensioni radiali s_r e tangenti s_θ , proiettati sugli assi X e Y , diventano:

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

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

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.





7.2 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 FX, FY, FZ 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 (FZ) 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.

7.3 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

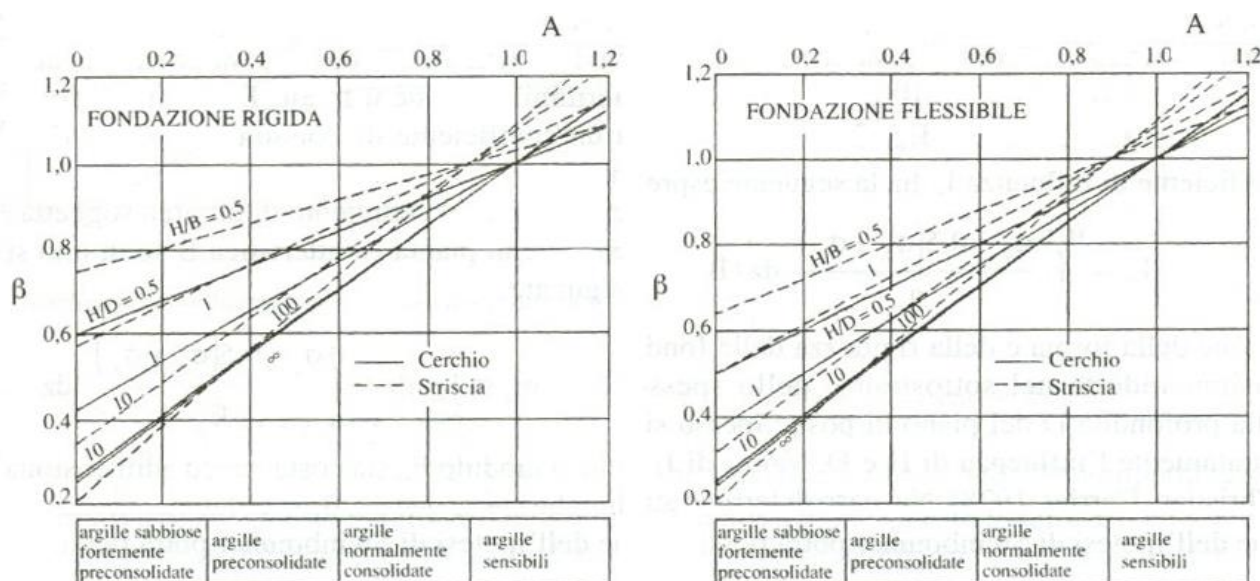
Il metodo edometrico fornisce il cedimento a lungo termine, NON consentendo di valutare il cedimento iniziale. Calcolato l'incremento di tensioni $\Delta\sigma$ nei vari strati, ognuno di spessore H_i e modulo $E_{ed,i}$, il cedimento edometrico risulta pari a:

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

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:

$$w_f = w_0 + w_c.$$

7.4 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 – STRUTTURA PRINCIPALE

Geotecnica - Verifiche dei cedimenti differenziali				
Idw	IdΔw	$(L/\Delta W)_{i-f}$	$(L/\Delta W)_{lim}$	CS
001	C0021-C0007	NS	200	NS
002	C0020-C0008	48.737,91	200	NS
003	C0006-C0009	NS	200	NS
004	C0005-C0010	NS	200	NS
005	C0004-C0011	NS	200	NS
006	C0011-C0012	NS	200	NS
007	C0003-C0002	NS	200	NS
008	C0002-C0019	NS	200	NS

Geotecnica - Verifiche dei cedimenti differenziali

Id_w	Id_{Δw}	(L/ΔW)_{i-f}	(L/ΔW)_{lim}	CS
009	C0019-C0001	NS	200	NS
010	C0029-C0025	39.510,14	200	NS
011	C0025-C0024	NS	200	NS
012	C0018-C0026	29.170,58	200	NS
013	C0028-C0022	37.247,64	200	NS
014	C0022-C0023	NS	200	NS
015	C0015-C0014	NS	200	NS
016	C0014-C0016	NS	200	NS
017	C0016-C0017	NS	200	NS
018	C0017-C0013	NS	200	NS
019	C0021-C0020	NS	200	NS
020	C0020-C0006	10.782,01	200	53,91
021	C0005-C0004	36.515,22	200	NS
022	C0003-C0015	NS	200	NS
023	C0007-C0008	37.887,81	200	NS
024	C0010-C0012	37.491,10	200	NS
025	C0019-C0016	NS	200	NS
026	C0001-C0018	32.660,19	200	NS
027	C0018-C0017	NS	200	NS
028	C0027-C0026	30.028,09	200	NS
029	C0026-C0013	26.915,99	200	NS
030	C0024-C0023	NS	200	NS
031	C0029-C0028	NS	200	NS

LEGENDA:

Id_w Identificativo del Punto Significativo (punto in cui viene calcolato il cedimento).
Id_{Δw} Identificativo del cedimento differenziale.
(L/ΔW)_{i-f} Distorsione angolare ([NS] = Non Significativo - per valori di (L/ΔW)_{i-f} maggiori o uguali di 50.000).
(L/ΔW)_{lim} Distorsione angolare limite.
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).

GEOTECNICA - VERIFICHE DEI CEDIMENTI DIFFERENZIALI - PARETI
Geotecnica - Verifiche dei cedimenti differenziali

Id_w	Id_{Δw}	(L/ΔW)_{i-f}	(L/ΔW)_{lim}	CS
001	C0020-C0022	NS	200	NS
002	C0021-C0023	NS	200	NS
003	C0002-C0003	NS	200	NS
004	C0012-C0013	19.781,75	200	98,91
005	C0022-C0023	NS	200	NS
006	C0021-C0024	NS	200	NS
007	C0001-C0002	NS	200	NS
008	C0013-C0014	NS	200	NS

LEGENDA:

Id_w Identificativo del Punto Significativo (punto in cui viene calcolato il cedimento).
Id_{Δw} Identificativo del cedimento differenziale.
(L/ΔW)_{i-f} Distorsione angolare ([NS] = Non Significativo - per valori di (L/ΔW)_{i-f} maggiori o uguali di 50.000).
(L/ΔW)_{lim} Distorsione angolare limite.
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).

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 $FRD1$, 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 $FRD2$, 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 $FRD3$ 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. 2018).

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

GEOTECNICA - VERIFICHE A SCORRIMENTO – STRUTTURA PRINCIPALE

Geotecnica - Verifiche a scorrimento									
Elm	Dir	N_{Ed}	M_{Ed}	V_{Ed}	F_{RD1}	F_{RD2}	F_{RD3}	F_{RD}	CS
		[N]	[N-m]	[N]	[N]	[N]	[N]	[N]	
Plinto 15	B	256.037	-5.284	-14.088	145445	34007	53196	232648	16,51
	L	258.245	-4.406	9.940	146699	34410	53196	234305	23,57
Plinto 13	B	283.365	-5.293	-14.088	160969	34683	53196	248848	17,66
	L	284.468	-5.796	14.022	161596	34379	53196	249170	17,77
Plinto 12	B	333.344	-9.339	-22.892	189360	22081	53196	264637	11,56
	L	333.000	124.694	-18.817	189165	21546	62062	272772	14,50
Plinto 9	B	337.525	-6.784	-16.093	191735	16259	63250	271244	16,85
	L	326.600	117.921	12.058	185529	17023	63250	265802	22,04
Plinto 7	B	307.240	-6.785	-16.093	174532	16029	63250	253811	15,77
	L	314.901	121.664	-10.432	178884	15894	63250	258028	24,73
Plinto 5	B	367.604	6.762	22.610	208822	16161	77477	302460	13,38
	L	355.572	130.883	9.568	201987	16881	77477	296345	30,97
Plinto 2	B	290.876	4.758	17.397	165236	34696	77477	277408	15,95
	L	255.528	4.464	-11.095	145156	34362	77477	256994	23,16
Plinto 4	B	325.676	4.759	17.397	185004	34742	77477	297223	17,08
	L	297.795	3.530	-8.186	169166	34648	77477	281291	34,36
Plinto 6	B	360.476	4.760	17.397	204773	34779	77477	317029	18,22
	L	355.106	-2.996	9.568	201723	34856	77477	314056	32,82
Plinto 8	B	301.639	2.209	9.179	171350	35109	63250	269709	29,38
	L	297.257	4.177	-10.432	168861	34554	63250	266665	25,56
Plinto 10	B	337.811	3.944	12.058	191898	34803	63250	289951	24,05
	L	344.748	-5.512	12.371	195839	34729	63250	293817	23,75

Geotecnica - Verifiche a scorrimento

Elm	Dir	N _{Ed}	M _{Ed}	V _{Ed}	F _{RD1}	F _{RD2}	F _{RD3}	F _{RD}	CS
		[N]	[N-m]	[N]	[N]	[N]	[N]	[N]	
Plinto 11	B	326.931	2.285	9.220	185717	35096	63250	284062	30,81
	L	326.535	-3.943	12.058	185492	34926	63250	283668	23,53
Plinto 29	B	284.730	51.243	20.251	161745	16819	53196	231759	11,44
	L	279.159	-77.189	11.428	158580	17477	53196	229253	20,06
Plinto 26	B	309.102	6.860	20.250	175589	21024	53196	249809	12,34
	L	318.506	-88.503	14.023	180931	21197	53196	255324	18,21
Plinto 25	B	346.106	-55.440	27.048	196610	16116	62062	274787	10,16
	L	359.041	-128.178	22.741	203958	15583	53196	272736	11,99
Plinto 27	B	299.124	6.896	20.251	169921	21359	53196	244476	12,07
	L	305.353	-83.899	10.557	173460	21494	53196	248149	23,51
Plinto 28	B	291.294	6.858	20.250	165473	21654	53196	240323	11,87
	L	292.982	-80.448	9.922	166432	21492	53196	241120	24,30
Plinto 20	B	281.419	5.758	17.128	159864	34574	53196	247633	14,46
	L	281.397	-4.433	9.922	159851	34532	53196	247579	24,95
Plinto 14	B	267.566	-5.287	-14.088	151994	34306	53196	239496	17,00
	L	270.253	-4.614	10.537	153521	34425	53196	241141	22,89
Plinto 3	B	234.203	7.059	22.610	133042	16170	77477	226689	10,03
	L	225.177	88.102	-8.186	127915	15359	77477	220750	26,97
Plinto 1	B	276.633	9.042	29.039	157145	12936	90390	260471	8,97
	L	253.951	127.786	-14.166	144260	11064	77477	232801	16,43
Plinto 23	B	101.538	-1.177	-3.154	57680	17382	35464	110526	35,04
	L	101.409	-1.200	2.827	57607	17359	35464	110429	39,06
Plinto 24	B	97.237	-1.177	-3.154	55237	17268	35464	107968	34,23
	L	96.721	-1.362	3.300	54944	17260	35464	107667	32,63
Plinto 19	B	90.660	-1.038	-2.750	51501	17258	35464	104222	37,90
	L	89.708	-1.360	3.300	50960	17233	35464	103657	31,41
Plinto 18	B	94.963	-1.039	-2.750	53945	17380	35464	106789	38,83
	L	94.394	-1.200	2.827	53622	17338	35464	106424	37,65
Plinto 21	B	268.933	-6.239	-16.800	152771	33742	53196	239709	14,27
	L	269.989	-4.905	11.428	153371	33622	53196	240188	21,02
Plinto 16	B	252.496	-5.500	-14.705	143434	33765	53196	230394	15,67
	L	252.449	-4.905	11.512	143407	33595	53196	230197	20,00
Plinto 22	B	105.834	-1.176	-3.154	60120	17487	35464	113072	35,85
	L	106.094	-1.028	2.349	60268	17452	35464	113184	48,18
Plinto 17	B	99.258	-1.038	-2.750	56385	17492	35464	109341	39,76
	L	99.081	-1.029	2.349	56284	17439	35464	109187	46,48

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 ≥ 100; [VNR]= Verifica Non Richiesta; Informazioni aggiuntive sulla condizione: [V] = statica; [E] = eccezionale; [S] = sismica; [N] = sismica non lineare).
N_{Ed}, M_{Ed}, V_{Ed}	Sollecitazioni di progetto.

GEOTECNICA - VERIFICHE A SCORRIMENTO - PARETI
Geotecnica - Verifiche a scorrimento

Elm	Dir	N _{Ed}	M _{Ed}	V _{Ed}	F _{RD1}	F _{RD2}	F _{RD3}	F _{RD}	CS
		[N]	[N-m]	[N]	[N]	[N]	[N]	[N]	
Platea 1	B	149.996	-11.611	2.705	85207	139833	50390	275430	NS
	L	149.996	-460	25.467	85207	139833	129528	354568	13,92
Platea 2	B	114.990	-343	595	65322	45177	23189	133688	NS
	L	114.990	759	7.182	65322	45177	164620	275118	38,31
Platea 3	B	698.163	-628.932	186.074	396601	1505769	223350	2125720	11,42
	L	909.477	1.166.452	-220.377	516640	1905660	246967	2669268	12,11

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.

Geotecnica - Verifiche a scorrimento										
Elm	Dir	N _{Ed}	M _{Ed}	V _{Ed}	F _{RD1}	F _{RD2}	F _{RD3}	F _{RD}	CS	
		[N]	[N-m]	[N]	[N]	[N]	[N]	[N]	[N]	
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).									

Taranto, Luglio 2023

Il tecnico
Ing. Ciro Gianfreda

