



DIREZIONE CENTRALE PATRIMONIO

Servizio P.R.M. (Progettazione Realizzazione Manutenzione) Patrimonio Comunale

TITOLO PROGETTO

"Riqualificazione della casa di riposo Signoriello" inerente il Programma Operativo Nazionale "Città Metropolitane 2014 - 2020" (PON METRO) - Azione 4.1.1 "Realizzazione e Recupero alloggi" - Asse 4 "Infrastrutture per l'inclusione sociale".

PROGETTO ESECUTIVO

TITOLO ELABORATO:

**Relazione Geotecnica
CASTELLETTO**

CODICE ELABORATO:

IS - RGC

SCALA:

/

DATA:

Settembre 2018

PROGETTO ARCHITETTONICO E IMPIANTISTICO

Ing. Giuseppe Di Nuzzo

Arch. Fabio Ferriero

Ing. Giovanni Toscano

Arch. Roberto Viscogliosi

PROGETTO STRUTTURALE

S.IN.T.E.C. s.r.l.

IL R.U.P.:

Arch. Guglielmo Pescatore

IL DIRIGENTE:

Ing. Francesco Cuccari



FSC

Fondo per lo Sviluppo
e la Coesione

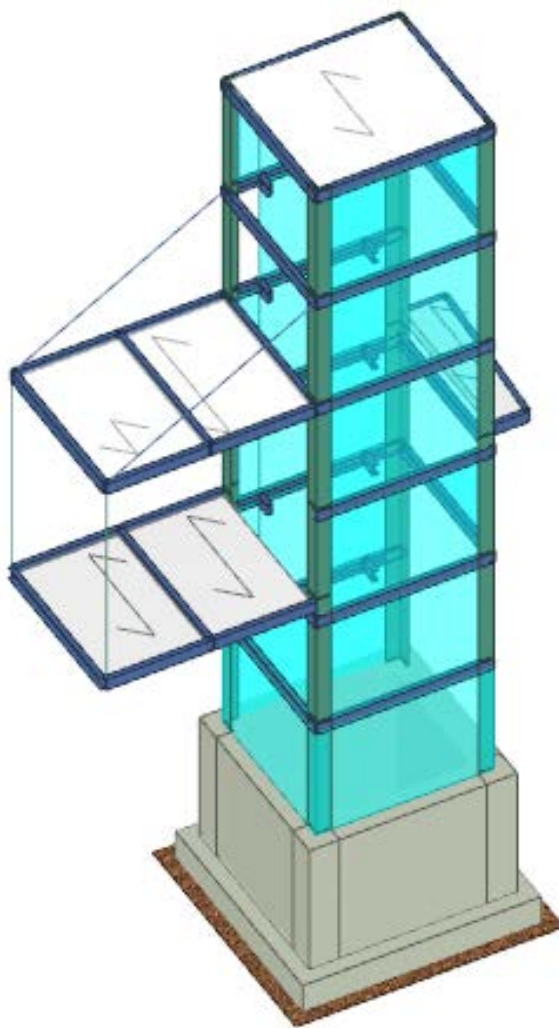


RELAZIONE GEOTECNICA

Progetto per la realizzazione di un impianto ascensore nel Comune di Napoli

1. DESCRIZIONE DELLE OPERE DI PROGETTO

L'opera oggetto della presente relazione consiste nella realizzazione di una piattaforma elevatrice per persone al fine del superamento delle barriere architettoniche all'interno della corte centrale del fabbricato. Il castelletto ascensore ed i pianerottoli di fermata saranno realizzati tutti con profilati angolari ad L150x150x16 ed UPN 120 in acciaio tipo S275. Le chiusure perimetrali del vano ascensore saranno realizzate con vetro antinfortunistico di idoneo spessore.



Vista assonometrica castelletto ascensore



FSC

Fondo per lo Sviluppo
e la Coesione



La chiusura in vetro interesserà tutti e quattro i lati del castelletto.

Le fondazioni dell'ascensore saranno di tipo dirette su platea in conglomerato cementizio armato da 30 cm di spessore di dimensioni in pianta pari a circa 2,3 m x 2,3 m con piano di posa posto ad una profondità pari a 1,7 m dal p.c.

La fossa di finecorsa è realizzata mediante pareti in conglomerato cementizio armato dallo spessore di 30 cm e altezza di 1,4 m dall'estradosso della platea.

L'accesso al primo livello presenta una copertura leggera in plexiglass, collegata mediante cavi a trefoli RND dal diametro di 20mm in acciaio tipo S275 al castelletto ed al pianerottolo di accesso al primo livello.

In sommità l'ascensore presenta una copertura leggera in lamiera metallica.

L'ascensore collega 3 livelli del fabbricato per una corsa totale di 4 m. L'altezza complessiva dell'incastellatura è di 7,5 m.

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

D. M. Infrastrutture Trasporti 17 gennaio 2018 (G.U. 20 febbraio 2018 n. 42 - Suppl. Ord.)

"Norme tecniche per le Costruzioni"

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:



FSC

Fondo per lo Sviluppo
e la Coesione



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”

UNI 11104:2004

UNI EN 206-1:2006

UNI EN 197

3. INDAGINI GEOGNOSTICHE

In considerazione dell'intervento da realizzare che consiste in un'opera di modesta rilevanza strutturale (art.12, comma 3, Regolamento Regionale n.4/2010) si è ritenuto opportuno ricavare i dati geotecnici necessari nel seguente modo:

- n. 1 **saggio geognostico** eseguito nell'area in esame fino alla prof. di 10 m. dal p.c.
- n. 2 **prova penetrometriche** dinamica continua eseguite nella corte interna dell'edificio in data 27 luglio 2018 con penetrometro dinamico pesante (DPSH63) costruito dalla Compaq S.r.l.
- n. 1 **indagine sismica MASW** eseguita nell'area in esame;

Si riporta di seguito un'immagine rappresentativa dell'ubicazione delle indagini:



4. CARATTERISTICHE GEOLOGICHE DEL LUOGO

Per la ricostruzione del modello litografico del sottosuolo relativo all'area in esame è stata utilizzata la stratigrafia del saggio geognostico, delle prova penetrometriche dinamiche pesanti e della prova sismica Masw.

Le indagini hanno fornito risultati in linea con la geologia della zona caratterizzata da una successione di piroclastiti eterometriche

Il sottosuolo della zona in esame può essere classificata come suolo di tipo B.

Più in dettaglio la serie stratigrafica ha evidenziato, a partire dal piano campagna, la seguente sequenza stratigrafica:

STRATIGRAFIA						
		Profondità raggiunta 10m	Quota Ass. P.C. 105m s.l.m.	Cantiere Istituto G. Signorile		
Scala (mt)	Litologia	Descrizione	Quota	S.P.T.	Campioni	Falda
1		Strato bituminoso e massetto in calcestruzzo	0.60			
2		Piroclastiti sabbioso limose di colore bruno con inclusi litici e pomice millimetrici				
3						
4		Piroclastiti sabbioso limose di colore grigiastro con pomice millimetriche	3.90			
5						
6		Piroclastiti sabbioso-ghiaiose di colore marroncino	5.60			
7						
8						
9						
10			10.00			
Campioni: S-Pareti Sottili, O-Osterberg, M-Mazier, R-Rimaneggiato, Rs-Rimaneggiato da SPT Prove SPT: PA-Punta Aperta, PC-Punta Chiusa						

5. IDROGEOLOGIA

- sono assenti falde idriche a profondità significative nei riguardi della tipologia dell'intervento in progetto. La falda è presente alla profondità superiore di 15 m.
- sono assenti cavità, disturbi tettonici e geologici e interferenze negative con i sottoservizi vari.

6. CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA DEL SOTTOSUOLO

- **STRATO A) Terreno di riporto (da 0,00 m. a 1 m. dal p.c)**
- **STRATO B) Piroclastite sabbioso limoso (da 1 m. a 6 m. dal p.c.)**

Dall'elaborazione dei dati ottenuti dalle prove questi terreni presentano le seguenti caratteristiche geotecniche:

- | | |
|-------------------------------|----------------------------------|
| - peso unità di volume | (Puv) = 16,6 kN/mc; |
| - peso unità di volume saturo | (Puvs) = 18,1 kN/mc; |
| - modulo edometrico | (Ed) = 48,7 Kg/cm ² ; |
| - angolo d'attrito | (Fi) = 27,0°; |
| - coesione | C' = 0,048 kg/cm ² ; |
| - densità relativa | (Dr) = 32 %; |
| - modulo di Young | (Ey) = 20,6 Kg/cm ² ; |
| - coefficiente di Poisson | (Ni) = 0.35; |
| - modulo | Ko = 0,42 Kg/cm ² ; |
| - velocità delle onde S | Vs = 422 m/s |

- **STRATO C) Piroclastite sabbioso ghiaioso (da 6 a 13,00 m. dal p.c.)**

Dall'elaborazione dei dati ottenuti dalle prove questi terreni presentano le seguenti caratteristiche geotecniche:

- | | |
|-------------------------------|-----------------------------------|
| - peso unità di volume | (Puv) = 18,5 kN/mc; |
| - peso unità di volume saturo | (Puvs) = 19,1 kN/mc; |
| - modulo edometrico | (Mo) = 105,2 kg/cm ² ; |
| - angolo d'attrito | (Fi) = 32,35°; |
| - coesione | C' = 0,20 kg/cm ² ; |
| - densità relativa | (Dr) = 63 %; |
| - coefficiente di Poisson | (Ni) = 0.33; |
| - modulo di Young | (Ey) = 125 kg/cm ² ; |
| - modulo | Ko = 3,2 Kg/cm ² ; |
| - velocità delle onde S | Vs = 422m/s |

7. DEFINIZIONE DEL VOLUME SIGNIFICATIVO DI TERRENO INTERESSATO

La determinazione del volume significativo è stata eseguita considerando le dimensioni in pianta e la profondità del piano di posa della platea di fondazione, in quanto, secondo i meccanismi di rottura alla Terzaghi, il volume di terreno influenzato dalle sollecitazioni è pari alla profondità di posa più due volte la dimensione minima della platea di fondazione. In definitiva, essendo lo spessore della platea di collegamento pari a 30 cm, l'altezza dal piano campagna 140 cm, la larghezza della platea 227 cm, si ottiene che la profondità di terreno interessata dalle fondazioni è di circa 6,20 m dal piano campagna.

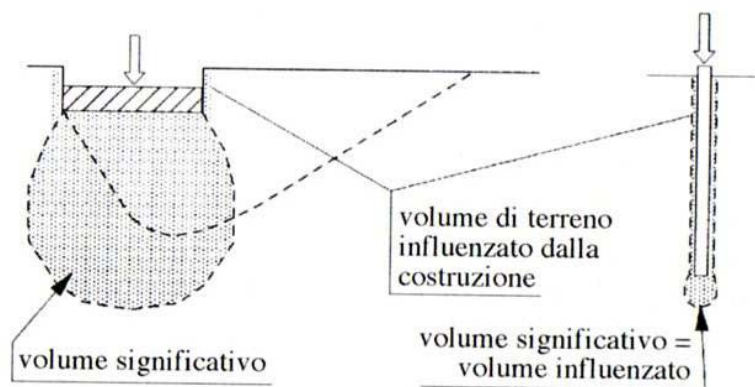


Fig.12.2 del libro “FONDAZIONI” del prof. Carlo Viggiani : Volume significativo e volume di terreno influenzato dalla costruzione per una fondazione diretta e per un palo

In conclusione si stabilisce che il volume significativo di terreno interessato dalle fondazione ha una forma in pianta quadrata di 2,37 m x 2,27 m ed una profondità di circa 6 m dal piano campagna. Considerando che lo scavo interessa il primo 1,7 m dal piano campagna lo strato di terreno interessato è esclusivamente lo STRATO B – PIROCLASTITE SABBIOSA LIMOSA.

8. PROBLEMATICHE RISCONTRATE

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

Nel sottosuolo non è stata riscontrata la presenza di cavità.

In riferimento alla suscettibilità alla liquefazione, risulta che **i terreni non sono liquefacibili**. Ai sensi delle nuove Norme tecniche per le Costruzioni, la verifica a liquefazione può essere omessa, quando si manifesti almeno uno dei seguenti casi:

1. eventi sismici attesi di magnitudo M inferiore a 5;
2. accelerazioni massime attese al piano campagna in assenza di manufatti (condizioni di campo libero) minori di $0,1g$;
3. profondità media stagionale della falda superiore a 15 m dal piano campagna, per piano campagna sub-orizzontale e strutture con fondazioni superficiali;
4. depositi costituiti da sabbie pulite con resistenza penetrometrica normalizzata $(N_1)_{60} > 30$ oppure $q_{c1N} > 180$ dove $(N_1)_{60}$ è il valore della resistenza determinata in prove penetrometriche dinamiche (Standard Penetration Test) normalizzata ad una tensione efficace verticale di 100 kPa e q_{c1N} è il valore della resistenza determinata in prove penetrometriche statiche (Cone Penetration Test) normalizzata ad una tensione efficace verticale di 100 kPa;
5. distribuzione granulometrica esterna alle zone indicate nella Figura 7.11.1(a) nel caso di terreni con coefficiente di uniformità $U_c < 3,5$ ed in Figura 7.11.1(b) nel caso di terreni con coefficiente di uniformità $U_c > 3,5$.

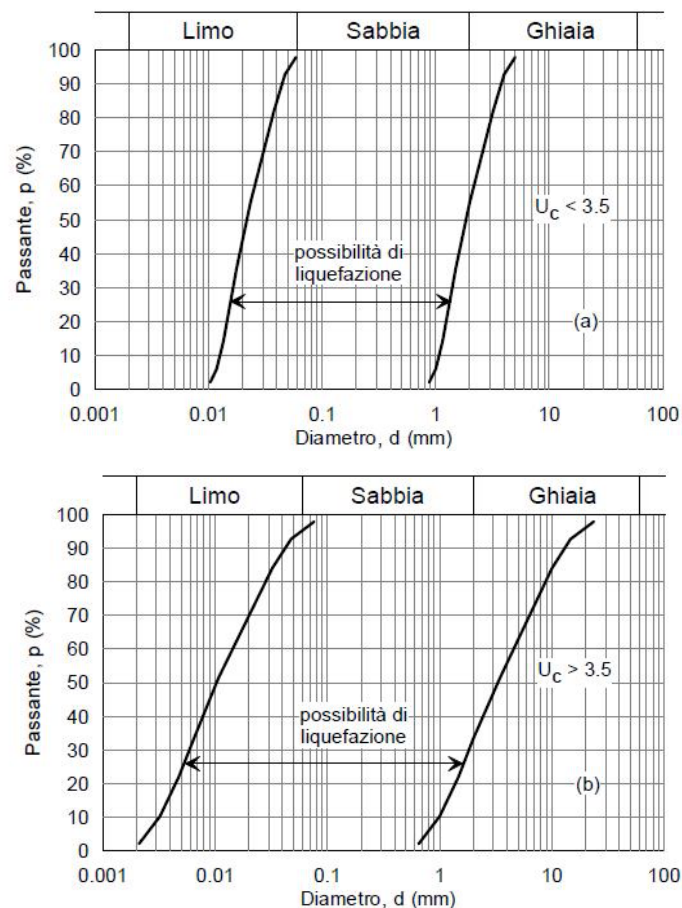


Figura 7.11.1 – Fusi granulometrici di terreni suscettibili di liquefazione.

Valutata la situazione stratigrafica e idrogeologica è da escludere che si verifichino fenomeni di liquefazione.

9. CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA, MODELLAZIONE GEOTECNICA E PERICOLOSITA' SISMICA DEL SITO

In accordo con quanto suggerito dalla Geol. Anna Maria Mascolo a pag.34 della relazione geologica “All.1 – Relazione geologica” si è classificato il profilo stratigrafico, ai fini della determinazione dell'azione sismica, di categoria:

[C – Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti con spessori superiori a 30m, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 180 m/s e 360 m/s.].

basandosi sulla valutazione della velocità delle onde di taglio (VS30).

Tutti i parametri che caratterizzano i terreni di fondazione sono riportati nei seguenti paragrafi.

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			φ	c _u	c'	E _d	E _{cu}	A _{S-B}
		K _X	K _Y	K _Z						
	[N/m ³]	[N/cm ³]	[N/cm ³]	[N/cm ³]	[°]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	
Piroclastiti sabbioso limose										
T001	18,100	20	20	60	27	0.000	4.800	30	0	0.000

LEGENDA:

N _{TRN}	Numero identificativo del terreno.
γ _T	Peso specifico del terreno.
K	Valori della costante di sottofondo del terreno nelle direzioni degli assi del riferimento globale X (K _X), Y (K _Y), e Z (K _Z).
φ	Angolo di attrito del terreno.
c _u	Coesione non drenata.
c'	Coesione efficace.

Terreni

N_{TRN}	γ_T	K			ϕ	c_u	c'	E_d	E_{cu}	A_{S-B}
		K_X	K_Y	K_Z						
	[N/m ³]	[N/cm ³]	[N/cm ³]	[N/cm ³]	[°]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	

E_d Modulo edometrico.

E_{cu} Modulo elastico in condizione non drenate.

A_{S-B} Parametro "A" di Skempton-Bjerrum per pressioni interstiziali.

Il valore delle caratteristiche geotecniche è stato desunto dai risultati delle prove eseguite considerando il valore medio di ogni strato di terreno, così come modellato, interessato dal volume significativo della fondazione

10. 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.

11. 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 _{Temp}	C.S.T.	RP	RH	ξ
[°]											[%]
0	30	B	ac	X	[T 1C]	N	N	C	NO	NO	5
				Y	[T 1C]						

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.

Dati generali analisi sismica

Ang	NV	CD	MP	Dir	TS	EcA	Ir _{tmp}	C.S.T.	RP	RH	ξ
[°]											[%]

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] = Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti - [D] = Depositi di terreni a grana grossa scarsamente addensati o di terreni a grana fina scarsamente consistenti - [E] = Terreni dei sottosuoli di tipo C o D per spessore non superiore a 20 m - [S1] = Depositi di terreni caratterizzati da valori di $V_{s,30}$ inferiori a 100 m/s (ovvero $10 < c_{u,30} < 20$ kPa), che includono uno strato di almeno 8 m di terreni a grana fina di bassa consistenza, oppure che includono almeno 3 m di torba o di argille altamente organiche - [S2] = Depositi di terreni suscettibili di liquefazione, di argille sensitive o qualsiasi altra categoria di sottosuolo non classificabile nei tipi precedenti.

RP Regolarità in pianta: [SI] = Struttura regolare - [NO] = Struttura non regolare.

RH Regolarità in altezza: [SI] = Struttura regolare - [NO] = Struttura non regolare.

ξ Coefficiente viscoso equivalente.

NOTE [-] = Parametro non significativo per il tipo di calcolo effettuato.

12. 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

13. MODALITA' COSTRUTTIVE

Le fondazioni dirette saranno realizzate secondo gli ordinari metodi della tecnica delle costruzioni procedendo a:

- Scavo di sbancamento sino a quota di fondazione;
- Getto di uno strato di 10 cm di spessore di magrone in cls ;

- Messa in opera dell'armatura e getto delle fondazioni;

14. 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.

15. CARICO LIMITE FONDAZIONI DIRETTE

La formula del carico limite esprime l'equilibrio fra il carico applicato alla fondazione e la resistenza limite del terreno. Il carico limite è dato dalla seguente espressione:

$$q_{lim} = c \cdot N_c \cdot s_c \cdot d_c \cdot i_c \cdot g_c \cdot b_c \cdot \psi_c + q \cdot N_q \cdot s_q \cdot d_q \cdot i_q \cdot g_q \cdot b_q \cdot \psi_q + \frac{1}{2} \cdot B \cdot \gamma_f \cdot N_\gamma \cdot s_\gamma \cdot d_\gamma \cdot i_\gamma \cdot g_\gamma \cdot b_\gamma \cdot \psi_\gamma$$

in cui:

c = coesione del terreno al disotto del piano di posa della fondazione;

$q = \gamma \cdot D$ = pressione geostatica in corrispondenza del piano di posa della fondazione;

γ = peso unità di volume del terreno al di sopra del piano di posa della fondazione;

D = profondità del piano di posa della fondazione;

B = dimensione caratteristica della fondazione, che corrisponde alla larghezza della suola;

L = Lunghezza della fondazione;

γ_f = peso unità di volume del terreno al disotto del piano di posa della fondazione;

N_c, N_q, N_γ = fattori di capacità portante;

s, d, i, g, b, ψ = coefficienti correttivi.

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

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

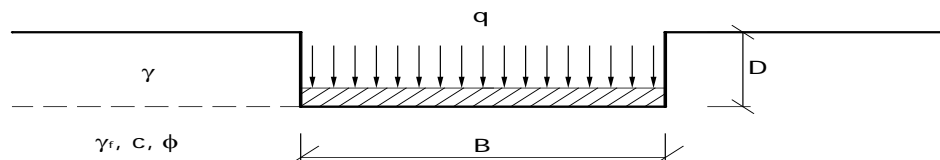
$$L' = L - 2 \cdot e_L$$

dove:

e_B = eccentricità parallela al lato di dimensione B ;

e_L = eccentricità parallela al lato di dimensione L

con $B' \leq L'$.



Calcolo dei fattori N_c, N_q, N_γ

Terreni puramente coesivi	Terreni dotati di attrito e coesione
---------------------------	--------------------------------------

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

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 $(c \neq 0, \phi \neq 0)$
$s_c = 1 + \frac{B'}{(2 + \pi)L'}$	$s_c = 1 + \frac{N_q B'}{N_c L'}$
$s_q = 1$	$s_q = 1 + \frac{B'}{L'} \tan \phi$
$s_\gamma = 1 - 0.4 \frac{B'}{L'}$	$s_\gamma = 1 - 0.4 \frac{B'}{L'}$

con $B'/L' < 1$.

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

Si definisce il seguente parametro:

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

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

Terreni puramente coesivi $(c \neq 0, \phi = 0)$	Terreni dotati di attrito e coesione $(c \neq 0, \phi \neq 0)$
$d_c = 1 + 0.4 \cdot k$	$d_c = d_q - \frac{1 - d_q}{N_c \cdot \tan \phi}$

$d_q = 1$	$d_q = 1 + 2 \tan \phi (1 - \sin \phi)^2 \cdot k$
$d_\gamma = 1$	$d_\gamma = 1$

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

Si definisce il seguente parametro:

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

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

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

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.

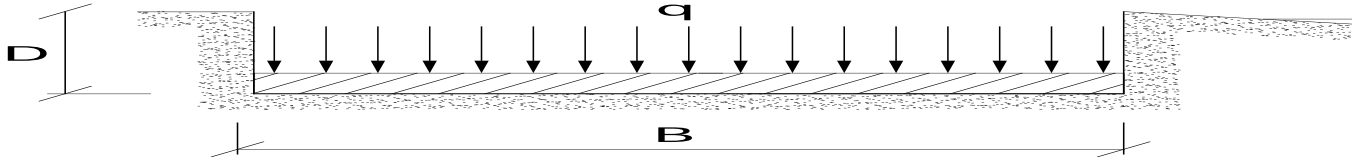
Calcolo dei fattori di inclinazione del piano di campagna b_c , b_q , b_γ

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

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

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

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



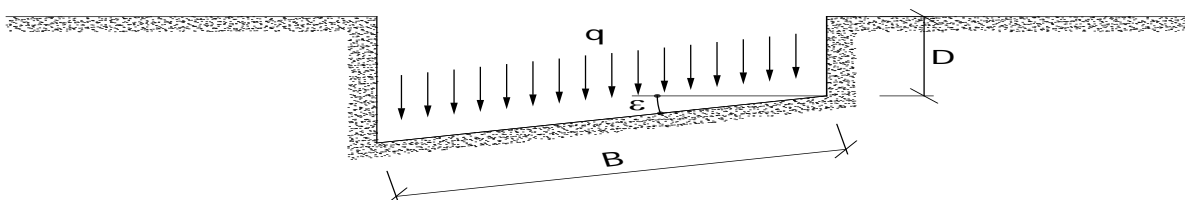
Calcolo dei fattori di inclinazione del piano di posa g_c , g_q , g_γ

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

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

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

$$\varepsilon < 45^\circ$$



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

Si definisce l'indice di rigidità del terreno come:

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

dove:

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

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

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 rigidezza I_r si mantiene inferiore al valore critico:

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

Terreni puramente coesivi ($c \neq 0$, $\phi = 0$)	Terreni dotati di attrito e coesione ($c \neq 0$, $\phi \neq 0$)
$\psi_c = 0.32 + 0.12 \frac{B'}{L'} + 0.6 \cdot \text{Log}(I_r)$	$\psi_c = \psi_q - \frac{1 - \psi_q}{N_c \cdot \tan \phi}$
$\psi_q = 1$	$\psi_q = \exp \left\{ \left(0.66 \frac{B'}{L'} - 4.4 \right) \tan \phi + \frac{3.07 \cdot \sin \phi \cdot \text{Log}(2I_r)}{1 + \sin \phi} \right\}$
$\psi_\gamma = 1$	$\psi_\gamma = \psi_q$

Calcolo del carico limite in condizioni non drenate

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

$$q_{lim} = (2 + \pi) c_u \cdot s_c \cdot d_c \cdot i_c \cdot g_c \cdot b_c + q + \frac{1}{2} \gamma_{sat} \cdot B \cdot N_\gamma \cdot s_\gamma$$

dove:

c_u = coesione non drenata;

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

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 ($\phi = 0$).

16. 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:

$$q_{lim} = c \cdot N_c \cdot s_c \cdot d_c \cdot i_c \cdot g_c \cdot b_c \cdot \psi_c \cdot z_c + q \cdot N_q \cdot s_q \cdot d_q \cdot i_q \cdot g_q \cdot b_q \cdot \psi_q \cdot z_q + \frac{1}{2} B \cdot \gamma_f \cdot N_\gamma \cdot s_\gamma \cdot d_\gamma \cdot i_\gamma \cdot g_\gamma \cdot b_\gamma \cdot \psi_\gamma \cdot z_\gamma \cdot c_\gamma$$

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} , valutabile con i riferimenti normativi specificati per i pendii (circolare esplicativa § C 7.11.5.3.1). In tal modo è possibile esprimere il K_{hk} (§ 7.11.3.5.2, NTC 2018) come:

$$k_{hk} = \beta_s \frac{S_s \cdot S_T \cdot a_g}{g}$$

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 tabella 7.11.I del DM 17/01/2018:

Tab. 7.11.I – DM 17/01/2018

	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_\square è stato, pertanto, determinato con la seguente relazione:

Terreni puramente coesivi ($c \neq 0, \phi = 0$)	Terreni dotati di attrito e coesione ($c \neq 0, \phi \neq 0$)
$c_\square = 1$	$c_\gamma = \left(1 - \frac{k_{hk}}{tg\phi}\right)^{0.45}$ se $\frac{k_h}{t \phi} < 1$, altrimenti $c_\square = 0$

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 $z_c = 0$ $z_\gamma = z_q = \left(1 - \frac{k_{hi}}{\text{tg}\phi}\right)^{0.35}$ se $\frac{k_h}{t \phi} < 1$, altrimenti $z_\gamma = z_q = 0$

dove:

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

$$k_{hi} = \frac{S_s \cdot S_T \cdot a_g}{g}$$

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 SLV per $T = 0$ ed è indipendente dalle combinazioni di carico.

17. 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. Nel caso in esame il coefficiente parziale di sicurezza γ_R , come indicato nella tabella 6.4.I delle NTC 2018, è stato assunto pari a:

$$\gamma_R = 2.3.$$

Si precisa che, nella sottostante tabella:

- la coppia Q_{Max} 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_σ* ”, 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:

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

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

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

VERIFICHE CARICO LIMITE FONDAZIONI DIRETTE ALLO SLU

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	NS	2.37	2.28	0.00	1.70	-	NON Coesivo	0.48	0.39	0.15	13.2 0	23.9 4	14.4 7	0.030	19.35 2	N O

LEGENDA:

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

VERIFICHE CARICO LIMITE FONDAZIONI DIRETTE ALLO SLD

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	2.37	2.28	0.00	1.70	-	NON Coesivo	0.44	0.36	0.15	13.2 0	23.9 4	14.4 7	0.038	23.10 4	N O

LEGENDA:

- Id_{Fnd}** Descrizione dell'oggetto di fondazione al quale è riferita la verifica.
- CS** Coefficiente di sicurezza ([NS] = Non Significativo se CS ≥ 100; [VNR]= Verifica Non Richiesta; Informazioni aggiuntive

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]]	

sulla condizione: [V] = statica; [E] = eccezionale; [S] = sismica; [N] = sismica non lineare).

L_{x/y} Dimensioni dell'elemento di fondazione.

R_{tz} Angolo compreso tra l'asse X e il lato più lungo del minimo rettangolo che delimita il poligono della platea.

Z_{P.cmp} Profondità di posa dell'elemento di fondazione dal piano campagna.

Z_{Fld} Profondità della falda dal piano campagna.

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

C. Coefficienti correttivi per la formula di Terzaghi.

Terzaghi

hi

Q_{Ed} Carico di progetto sul terreno.

Q_{Rd} Resistenza di progetto del terreno.

R_f [SI] = elemento con presenza di rinforzo; [NO] = elemento senza rinforzo.

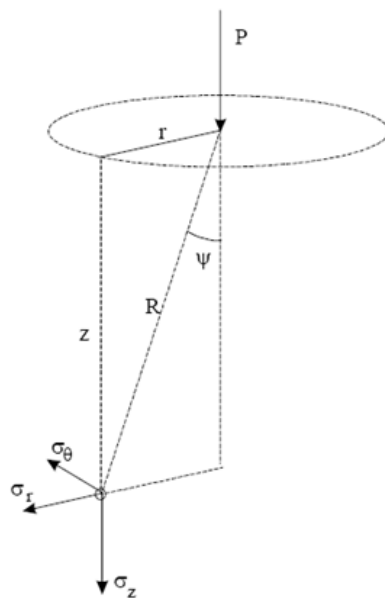
18. STIMA DEI CEDIMENTI DELLE FONDAZIONI

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.

19. 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:

$$\begin{aligned}\sigma_z &= \frac{3 \cdot P}{2 \cdot \pi} \cdot \frac{z^3}{R^5} \\ \sigma_r &= -\frac{P}{2 \cdot \pi \cdot R^2} \cdot \left[-\frac{3 \cdot r^2 \cdot z}{R^3} + \frac{(1 - 2 \cdot \nu) \cdot R}{(R + z)} \right] \\ \sigma_\theta &= -\frac{(1 - 2 \cdot \nu) \cdot P}{2 \cdot \pi \cdot R^2} \cdot \left[\frac{z}{R} - \frac{R}{(R + z)} \right] \\ \tau_{rz} &= \frac{3 \cdot P}{2 \cdot \pi} \cdot \frac{z^2 \cdot r}{R^5}\end{aligned}$$

dove:

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

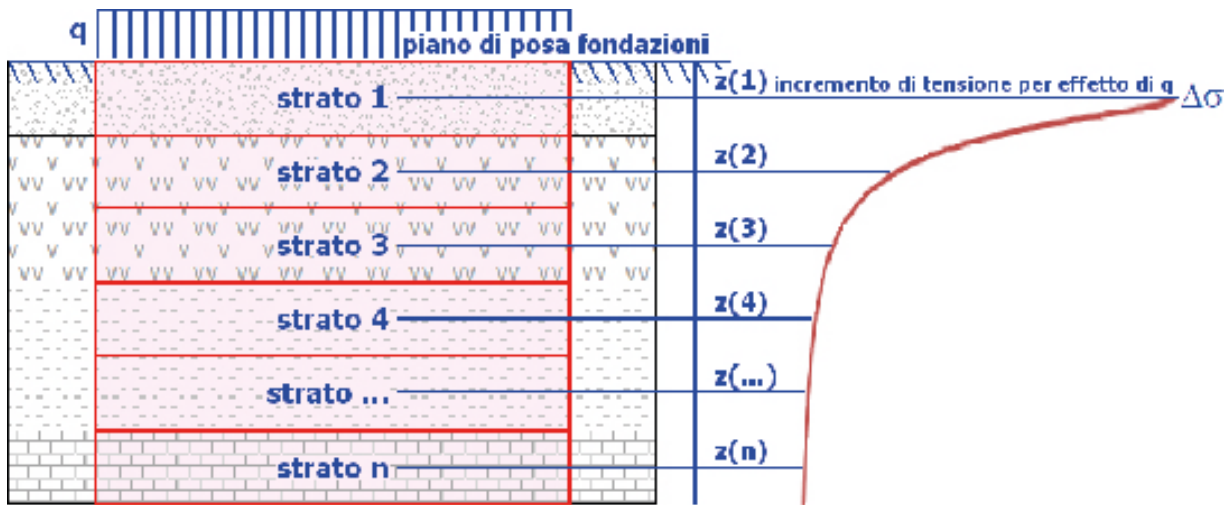
I valori delle tensioni radiali σ_r e tangenti σ_θ , proiettati sugli assi X e Y, diventano:

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

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

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.



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.

20. 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_o) 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

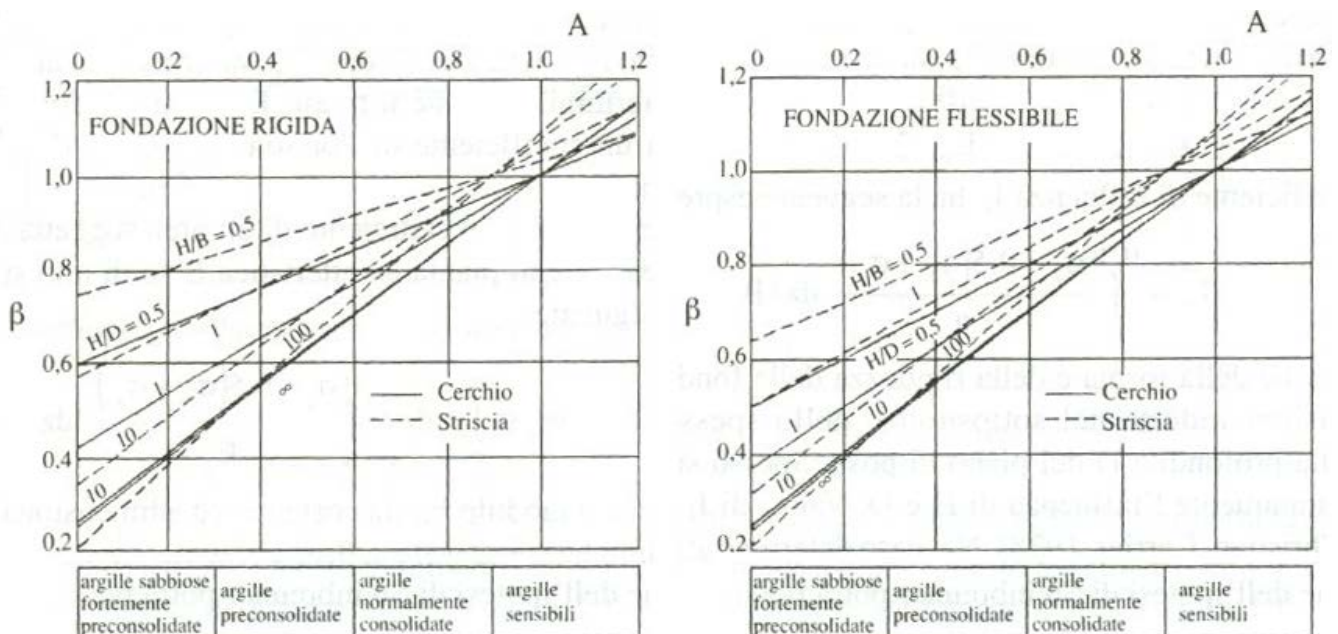
Il metodo edometrico fornisce il cedimento a lungo termine, NON consentendo di valutare il cedimento iniziale. Calcolato l'incremento di tensioni $\Delta\sigma$ nei vari strati, ognuno di spessore H_i e modulo $E_{ed,i}$, il cedimento edometrico risulta pari a:

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

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:

$$w_c = \beta w_{ed}$$

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 consolidamento del terreno come indicato nella seguente tabella.

Grado di consolidamento 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:

$$w_0 = \frac{qB}{E_u} I_w$$

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:

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

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 consolidamento 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 consolidamento del terreno (OCR)	$I_p < 0.3$	$0.3 < I_p < 0.5$	$I_p > 0.5$
basso	800	400	200
normale	800	400	200
poco sovraconsolidato	500	300	150

Molto sovraconsolidato	300	200	100
------------------------	-----	-----	-----

Il cedimento finale è pari a:

$$w_f = w_o + w_c.$$

21. CALCOLO DELLE DISTORSIONI ANGOLARI

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

$$\beta_{ij} = \frac{\Delta w_{ij}}{L_{ij}}$$

dove:

Δw_{ij} è il cedimento differenziale tra i punti i e j;

L_{ij} è la 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	$Id_{\Delta w}$	$(L/\Delta w)_{i-f}$	$(L/\Delta w)_{lim}$	CS
001	C0003-C0002	2,198.34	200	10.99
002	C0004-C0001	2,322.81	200	11.61
003	C0003-C0004	NS	200	NS
004	C0002-C0001	6,274.51	200	31.37

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

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} . È 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} . È 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. Nel caso in esame il coefficiente parziale di sicurezza γ_R , come indicato nella tabella 6.4.I delle NTC 2018, è stato assunto pari a:

$$\gamma_R = 1.1.$$

Sia nel tabulato che nella tabella seguente si riporta l'esito della suddetta verifica.

GEOTECNICA - VERIFICHE A SCORRIMENTO

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	184,582	19,767	4,462	85499	16002721	5753793	21842014	NS
	L	172,330	-29,766	4,302	87807	21289479	8391686	29768972	NS

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]	

LEGENDA:

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

22. CONCLUSIONI

La modellazione del suolo è stata definita a partire dalle indicazioni e dalle indagini riportate nella relazione geologica sopra richiamata. Il terreno di fondazione è modellato con un modello alla Winkler come un letto di molle elastiche.

Il volume significativo interessato dalle fondazioni è stato calcolato considerando le indicazioni riportate in letteratura ed in particolare quelle del prof. Carlo Viggiani nel libro Fondazioni.

Le verifiche eseguite in merito alla stabilità globale e locale del suolo per le strutture oggetto della presente relazione hanno dato esito positivo per le fondazione in oggetto, pertanto le strutture risultano verificate rispetto alla crisi locale e globale in ogni loro parte sia per forze statiche che per sollecitazione sismica nel rispetto dei D.M. Min. LL. PP. 17 Gennaio 2018.

Napoli, Settembre 2018

Il tecnico