COMUNE DI BRUSCIANO

(Città Metropolitana di Napoli)

PIANO URBANISTICO ATTUATIVO

C.E.R. 7 – Via G. Saragat

A5. – Relazione geo tecnica fondazioni

I committenti	***I progettisti***
Maione Luigi _____	Geom. Salvatore Romano
DEMA Costruzioni S.r.l._____	
Terracciano Antonio_____	
Terracciano Maria _____	Arch. Otello Sgueglia
Terracciano Giacomo _____	
Caliendo Salvatore _____	

COMUNE DI BRUSCIANO

(Città Metropolitana)

Piano Urbanistico Attuativo - C.E.R. 7 – Via G. SARAGAT

PROPRIETARI:

1) ***Terracciano Antonio*** *nato a NAPOLI (Na) il 18/08/1978,* ***LISBO Terracciano Maria*** *nata a BRUSCIANO (Na) il 12/09/1972 e* ***Terracciano Giacomo*** *nato a BRUSCIANO (Na) il 13/10/1970, sono comproprietari, ciascuno per 1/3 del lotto di terreno identificato catastalmente al Foglio 4 P.lla 3577 ricadente nel comparto edificatorio C.E.R. 7 – Via G. Saragat;*

2) ***Maione Luigi*** *nato a BRUSCIANO (Na) il 05/02/1939 è proprietario del lotto di terreno identificato catastalmente al Foglio 4 P.lle 21-2712-2751-2752-2753-2754, ricadente nel comparto edificatorio C.E.R. 7 – Via G. Saragat;*

3) ***DEMA Ccostruzioni S.r.l.*** *con sede in Marigliano (Na) alla via Pontecitra n° 66 è proprietaria del lotto di terreno identificato catastalmente al Foglio 3 P.lla 141, ricadente nel comparto edificatorio C.E.R. 7 – Via G. Saragat;*

4) ***CALIENDO SALVATORE*** *nato a Mariglianella Na) il 04/10/1950 è di proprietario del lotto di terreno identificato catastalmente al Foglio 4 P.lla 3576, ricadente nel comparto edificatorio C.E.R. 7 – Via G. Saragat;*

RELAZIONE SULLE FONDAZIONI
INDAGINI IN SITO

Le indagini in sito sono state estese a quella porzione di sottosuolo che può interagire con le strutture dei fabbricati da realizzarsi. Questa porzione è definita volume significativo, ovvero quel volume di terreno che con le sue proprietà influenza in modo apprezzabile il comportamento dell'opera in progetto.

Il "volume significativo" viene distinto in volume geotecnico significativo e volume sismico significativo.

Il Volume geotecnico significativo può essere ricondotto alla porzione di sottosuolo in cui l'incremento di pressione indotto dall'intervento è maggiore del 10% della pressione litostatica efficace.

Il Volume sismico significativo è invece definito dalle Normative vigenti in materia nella misura di 30 metri sotto il piano fondazionale. Con l'aggiornamento della normativa per caratterizzare il terreno in una delle "categorie di suolo di fondazione" non si tiene conto più dei 30 metri ma sulla base della velocità equivalente (Vseq) DM 17/01/2018.

$$V_{S,eq} = \frac{H}{\sum_{i=1}^{N} \frac{h_i}{V_{S,i}}} \qquad [3.2.1]$$

con:

h_i	spessore dell'i-esimo strato;
$V_{S,i}$	velocità delle onde di taglio nell'i-esimo strato;
N	numero di strati;
H	profondità del substrato, definito come quella formazione costituita da roccia o terreno molto rigido, caratterizzata da Vs non inferiore a 800 m/s.

Se il substrato rigido (ovvero il substrato sismico con velocità delle Vs > 800 m/sec) risulta a profondità < 30 metri, il volume sismico significativo può limitarsi al raggiungimento del contatto copertura/substrato (approfondendo comunque il volume per alcuni metri al di sotto del contatto).

Le indagini effettuato hanno riguardato le seguenti attività:

- Osservazione diretta e rilevamento geologico sull'area in oggetto;
- n.2 sondaggio stratigrafico spinto fino all profondità di 30,00 mt dal p.c.;
- n.2 prelievo campioni e successive prove di laboratorio geotecnico;
- n.6 prove prove penetrometiche dinamiche pesanti (DPSH);
- n.2 prospezione sismiche tipo MASW;

L'ubicazione delle indagini geognostiche è riportata nell'elaborato 02 (G.02), mentre le

stratigrafie dei sondaggi nonché le risultanze delle indagini sono riportati nell'elaborato 10 (DG.02) dello studio geologico redatto dal dott. Geol. Carmine NEGRI CERCIELLO.

Per una analisi dettagliata si consulti la relazione geologica allegata - Elaborato 11 (D.01).

CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA DEI TERRENI

Visionati ed interpretati i risultati delle indagini ultimate e reperite si è proceduto alla ricostruzione della stratigrafia del sito in esame.

In particolare a partire dal piano di campagna, considerando i sondaggi stratigrafici eseguiti su una vasta aerea, sono presenti i seguenti strati:

- terreno vegetale per uno spessore di 0,8 - 1,30 mt;
- cinerite poco addensata per uno spessore di 1,20 - 1,50 mt;
- limo sabbioso con rade pomici e/o sabbia per uno spessore di circa 2,00 mt;
- pomici in matrice sabbiosa e/o sabbiosa limosa per uno spessore di circa 1,00 mt;
- paleosuolo limoso e/limoso sabbioso con rade pomici per uno spessore di circa 1,00 mt;
- sequenza di pomici in matrice sabbiosa per uno spessore di circa 3,00 mt
- roccia lavica tefritica leucitica bollosa e fratturata nella parte superiore. Presenza di sottili livelli sabbiosi grossolani di spessore circa 10 mt;
- piroclastite sabbiosa e/o limo-sabbiosa con rare pomici, di colore giallastro, spessore 2,00 mt;
- cappellaccio tufaceo, spessore 1,00 mt
- tufo degradato a tratti litoide vacuolare, di colore giallastro passante ad un colore grigio scuro nella parte inferiore di spessore circa 10 mt.

Dal punto di vista idrogeologico la presenza della falda idrica sotterranea è stata rilevata intorno ai 4,00 mt di profondità a partire dalla quota del piano campagna.

Una volta completata l'analisi dei dati per ricostruire le caratteristiche stratigrafiche e per definire le proprietà meccaniche dei diversi terreni, si è reso opportuno operate una sintesi delle diverse configurazioni ottenute, al fine di pervenire ad un "modello" unico, valido a caratterizzare l'intero sottosuolo. In particolare si è fatto riferimento fino alla profondità massima di rifiuto strumentale delle prove dpsh, tenendo conto anche del fatto che le fondazioni dei corpi di fabbrica a realizzarsi saranno del tipo superficiale e costituite da platee comprendenti piastre in c.a.. Nella tabella seguente sono riportate le unità geotecniche individuate.

UNITÀ GEOTECNICHE

Strato	Prof. Strato (m)	N	γ (t/m^3)	γ_s (t/m^3)	Φ (°)	E_d (Kg/cm^2)	E_y (Kg/cm^2)	n	G (Kg/cm^2)	D_r (%)	Interpretazione Stratigrafica
1	1,20	**4**	1,49	1,88	**27**	35	31	0,35	233	20-40	Terreno vegetale
2	2,60	**12**	1,79	1,93	**31**	52	94	0,33	657	40-60	Limo con sabbia
3	4,00	**2**	1,42	1,87	**25**	32	18	0,35	139	<20	Paleosuolo

Strato	Prof. Strato (m)	N	γ (t/m^3)	γ_s (t/m^3)	Φ (°)	E_d (Kg/cm^2)	E_y (Kg/cm^2)	n	G (Kg/cm^2)	D_r (%)	Interpretazione Stratigrafica
4	4,60	**4**	1,51	1,89	**27**	36	35	0,34	256	20-40	Limo
5	5,80	**20**	1,66	2,08	**32**	54	104	0,33	694	40-60	Sabbia limosa
6	7,20	**13**	1,70	2,04	**31**	49	83	0,33	577	40-60	Limo con sabbia
7	7,80	**31**	2,01	2,30	**34**	74	181	0,31	1214	60-80	Sabbia ghiaiosa
8	8,40	**3**	1,47	1,88	**25**	35	27	0,35	207	<20	Limo
9	10,80	**23**	1,98	2,38	**33**	67	153	0,32	1042	40-60	Sabbia limosa
10	11,20	**3**	1,45	1,87	**25**	34	24	0,35	179	<20	Limo
11	12,20	**47**	2,15	2,50	**37**	91	249	0,29	1648	60-80	Sabbia con ghiaia

LEGENDA: *N = numero medio di colpi della prova SPT; γ = peso unità di volume (t/m^3); γ_s = peso unità di volume saturo (t/m^3); φ = angolo di attrito interno (°); E_d = modulo edometrico (kg/cm^2); E_y = modulo di Young (kg/cm^2); n = modulo di Poisson; G = Modulo di taglio (kg/cm^2); D_r = densità relativa (%).*

Le analisi di laboratorio per i campioni prelevati a 3,00 m di profondità (terreni fondali), confermano la presenza di terreni limo-sabbiosi e sabbio-limosi con piccole percentuali di ghiaia, un peso di volume naturale di 1,53-1,73 g/cm^3 circa, un indice dei vuoti "e" compreso tra 0,80-1,37, porosità P compresa tra 45-58% e un grado di saturazione S che si aggira intorno a 80-90%. Per quanto riguarda la deformabilità, abbiamo un angolo di attrito interno (φ) variabile da 27° a 28° circa e una coesione (c) molto bassa di circa 0,025-0,030 Kg/cm^2.

La presenza della falda a circa 4,00 mt dal p.c. introduce una breve considerazione sulla liquefazione, fenomeno di riduzione della resistenza al taglio per incremento di pressione interstiziale che si verifica in terreni granulari saturi, inducendo:

- deformazioni permanenti significative;
- condizioni di tensioni efficaci pressoché nulle con conseguente perdita di resistenza al taglio.

Essa dipende sostanzialmente dall'intensità del sisma, dalle condizioni di saturazione del terreno, dalle sue caratteristiche di resistenza e granulometria.

Nella realz. geologica è stata effettuata una breve analisi della liquefazione basata sui valori della prova SPT, il cui metodo semplificato di calcolo del potenziale di liquefazione adottato è quello di Seed e Idriss (1971), dove la resistenza del deposito alla liquefazione viene quindi valutata in termini di fattore di resistenza alla liquefazione:

FS = CRR / CSR

dove CRR (Cyclic Resistance Ratio) indica la resistenza del terreno agli sforzi di taglio ciclico e CSR (Cyclic Stress Ratio) la sollecitazione di taglio massima indotta dal sisma.
Se FS ≤ 1 si ha liquefazione e se FS > 1 non si ha liquefazione (approccio deterministico).
Per quanto riguarda la liquefazione, anche se i litotipi in questione hanno una frazione sabbiosa preponderante, il coefficiente Uc tende a valori elevati, indice di terreni molto assortiti, infatti una curva granulometrica tipo, tenderebbe ad un asintoto orizzontale, fuori dal range di possibile liquefazione, difatti i terreni in falda presentano tutti un fattore Fs >1.

Fattore di liquefazione Fs secondo Seed & Idriss

Prof. Strato (m)	Litotipo	Fs
1,20	Terreno vegetale	---
2,60	Limo con sabbia	---
4,00	Paleosuolo	---
4,60	Limo	1,58
5,80	Sabbia limosa	3,72
7,20	Limo con sabbia	2,24
7,80	Sabbia ghiaiosa	4,29
8,40	Limo	1,58
10,80	Sabbia limosa	5,67
11,20	Limo	1,57
12,20	Sabbia con ghiaia	>10

VALUTAZIONE DELLA VELOCITÀ DI PROPAGAZIONE DELLE ONDE DI TAGLIO

Sulla base della conoscenza del modello geologico di sito (vedi Studio Geologico redatto dal dott. NEGRI CERCIELLO), in ossequio alle disposizioni citate nel paragrafo 3.2.2. del DM 17 gennaio 2018, la risposta sismica locale può essere valutata, ai fini della definizione dell'azione sismica, utilizzando un approccio semplificato, che prevede la classificazione del suolo secondo specifiche categorie. Queste sono state definite attraverso l'indagine sismica MASW che ha consentito di ricavare il valore della velocità delle onde trasversali in profondità a partire dal piano di posa delle fondazioni previste, utilizzando la formula [3.2.1] descritta in precedenza.

È però d'uopo precisare che poiché nel sito in esame i risultati dell'indagine sismica eseguita evidenziano che non è stato intercettato un bedrock sismico (caratterizzato da Vs maggiori di 800 m/sec) la stima del Vs equivalente in questo caso si riconduce alla stima del parametro (V_{S30}) così come già proposto nel DM 14 gennaio 2008. In particolare, la V_{S30} è calcolata mediante la seguente espressione:

$$Vs_{30} = \frac{30}{\sum_{i=1,\ N} \frac{h_i}{V_i}} \qquad (1)$$

con hi = spessore dello strato i-esimo; Vi = velocità dell'onda di taglio i-esima e N = numero degli strati.

VALUTAZIONE DELLA CATEGORIA SISMICA DEL SOTTOSUOLO

Le categorie di suolo previste dalla normativa (DM 2018) sono riportate nella seguente tabella.

Categorie Suoli di fondazione per approccio semplificato (da D.M. 17 gennaio 2018)

Categoria	Caratteristiche della superficie topografica
A	*Ammassi rocciosi affioranti o terreni molto rigidi* caratterizzati da valori di velocità delle onde di taglio superiori a 800 m/s, eventualmente comprendenti in superficie terreni di caratteristiche meccaniche più scadenti con spessore massimo pari a 3 m.
B	*Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti*, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 360 m/s e 800 m/s.
C	*Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti* con profondità del substrato superiori a 30 m, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 180 m/s e 360 m/s.
D	*Depositi di terreni a grana grossa scarsamente addensati o di terreni a grana fina scarsamente consistenti*, con profondità del substrato superiori a 30 m, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 100 e 180 m/s.
E	*Terreni con caratteristiche e valori di velocità equivalente riconducibili a quelle definite per le categorie C o D*, con profondità del substrato non superiore a 30 m.

In riferimento a tale schema di sottosuolo è stato calcolato il parametro V_{s30} da cui abbiamo ottenuto le seguenti categoria di suolo di fondazione riportate in tabella:

Categorie ottenute (da D.M. 17 gennaio 2018).

Profilo sismico	**V_{s30}**	Categoria di suolo
1	317	C
2	307	C

I dati ottenuti circa i suoli di fondazione indicano che l'intorno significativo individuato per il CER 7, ricade nella "categoria C" con un fattore di incremento (fattore correttivo come da normativa) pari a 1,25.

Categoria di suolo di fondazione C

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

Categori topografica T1

Pendii con inclinazione media i < 15°.

CONSIDERAZIONI SUL CALCOLO DEL CARICO LIMITE

Prima di intraprendere il calcolo del carico limite, occorre analizzare i possibili meccanismi

di rottura a cui può essere soggetta una fondazione diretta, quale è quella utilizzata per realizzare edifici residenziali in oggetto. Tali meccanismi dipendono sostanzialmente dalle caratteristiche meccaniche del terreno di fondazione, dalla quota di imposta, dalla forma della fondazione, e dal tipo di carico che la fondazione trasmette.

Il carico limite rappresenta il più piccolo valore del carico che produce la rottura del complesso terreno-opera di fondazione. La rottura per carico limite di una fondazione diretta può avvenire per rottura generale o per punzona mento.

Il meccanismo di rottura generale, è caratterizzato dalla formazione di una superficie di scorrimento ben definite, che partendo dalla fondazione, si sviluppano fino al piano di campagna. Il terreno sottostante rifluisce lateralmente e verso l'alto. In questo caso in adiacenza alla fondazione si osserva un sollevamento del terreno e l'emergere delle superfici di scorrimento. Con questo meccanismo dal diagramma carico-cedimenti si ricava un comportamento del terreno del tipo fragile, ed il carico limite è individuato come punto massimo o come asintoto della curva.

Il meccanismo di rottura per punzonamento, è caratterizzato dall'assenza di una superficie di scorrimento ben definita, ed è governato dalla compressibilità del terreno sottostante il quale per effetto di una riduzione di porosità, si comprime ed in superficie si osserva uno spostamento verso il basso del terreno circostante la fondazione. Ad un meccanismo di questo tipo corrisponde un comportamento del terreno di tipo plastico con incrudimento, i cedimenti crescono con gradualità all'aumentare del carico senza consentire una precisa individuazione del carico limite.

Infine il tipo di rottura che segna il passaggio dei due precedenti è la rottura di tipo locale che costituisce un meccanismo intermedio.

La teoria seguita per analizzare il meccanismo e dovuta al Vesic, che ha studiato il fenomeno assimilando il terreno ad un mezzo elasto-plastico, e la rottura per carico limite all'espansione di una cavità cilindrica.

Il fenomeno è retto da un indice di rigidezza che assume la seguente espressione:

$$I_r = \frac{G}{c + \sigma \, x tg\varphi}$$

con:

G = modulo di elasticità trasversale terreno;

Ϭ = tensione normale media assunta pari alla pressione effettiva litostatica a profondità (D+B/2);

φ = angolo di attrito.

La rottura per punzonamento si verifica quando l'indice di rigidezza si mantiene minore di un valore critico:

$$I_{crit}=\frac{1}{2}e^{((3.3-0.45B/L)ctg(45°-\varphi/2))}$$

Il verificarsi della rottura per punzonamento comporta il calcolo dei coefficienti correttivi Ψ_q, Ψ_c, Ψ_y, detti coefficienti di punzonamento, funzione di I_r, ϕ, e del rapporto B/L da aggiungere alla relazione di Terzaghi che assume la seguente espressione:

$$q_{lim} = \zeta_c N_c c \psi_c + \zeta_q \psi_q N_q D_f \gamma_1 + \zeta_\gamma \psi_\gamma N_\gamma b \gamma_2$$

essendo:

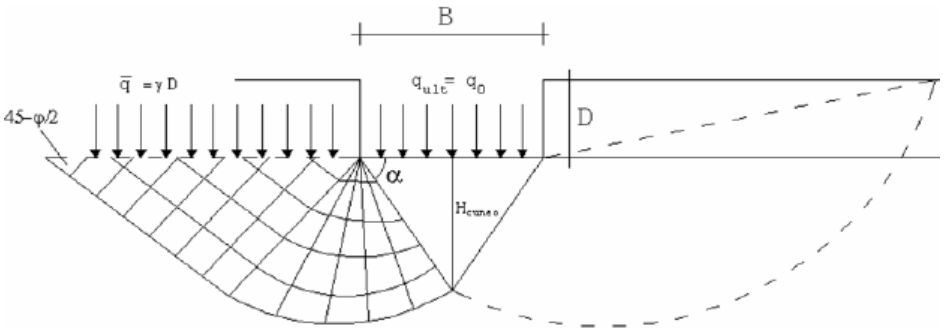
ζ_c, ζ_q e ζ_γ = coefficienti correttivi per la forma della fondazione;

c = coesione del terreno;

D_f = distanza del piano di posa delle fondazioni dall'ultimo piano di calpestio;

b = semi-larghezza della base;

N_c, N_q e N_γ = fattori adimensionali di capacità portante a rottura generale.



Schema di calcolo per carico limite

VERIFICHE NEI CONFRONTI DEGLI STATI LIMITE ULTIMI (SLU)

Le verifiche di sicurezza per il sistema di fondazione superficiale adottato sono state eseguite nel rispetto dei punti 6.4.2 (azioni gravitazionali) e 7.11.5.3.1 (azioni sismiche) del D.M. Infrastrutture 17/01/2018. In particolare si sono fatte verifiche sia agli stati limite ultimi (SLU) che agli stati limite di esercizio (SLE). In particolare, per gli SLU le verifiche sono state effettuate nei confronti dei seguenti stati limite:

SLU di tipo geotecnico (GEO):

- Collasso per carico limite dell'insieme fondazione-terreno;
- Collasso per scorrimento sul piano di posa;
- Stabilità globale.

SLU di tipo strutturale (STR):

- Raggiungimento della resistenza negli elementi strutturali.

Per quanto attiene gli SLE si è verificato che i valori degli spostamenti e delle distorsioni

sono compatibili con i requisiti prestazionali della struttura in elevazione.

Nel caso in esame si prevede una fondazione superficiale continua costituita da una platea in c.a. dello spessore di almeno 60 cm, posta ad una profondità rispetto al allo 0,00 di progetto di circa 2.50 mt, considerando anche i 10 cm di magrone. Il piano di posa della fondazione superficiale ricade pertanto nel terzo strato di terreno che si estende dalla profondità di 2,00 m fino a 4,00 mt dal piano campagna; esso comprende limi sabbiosi. Per queste ultime si assume conservativamente un angolo di attrito pari a $\phi = 27°$ ed un peso specifico di $\gamma = 1,6$ g/cmc (1600 kg/mc).

Il calcolo delle fondazioni dei corpi di fabbrica a realizzarsi viene effettuato nel rispetto delle indicazioni riportate al punto 6.2.3 (Verifiche della sicurezza e delle prestazioni) e del punto 7.11.5 (Fondazioni) delle D.M. 17.01.2018. In particolare, trattandosi di fondazioni superficiali, si considerano come stati limiti ultimi quelli che si riferiscono alla mobilitazione della resistenza del terreno e al raggiungimento della resistenza degli elementi strutturali che compongono la fondazione stessa.

Le verifiche sono condotte secondo l'Approccio 2, considerando le seguenti combinazioni:

- Combinazione: (A1+M1+R3);

I valori dei coefficienti parziali (γ_{G1}, γ_{G2} e γ_{Qi}) da utilizzare per la azioni (A1) sono ricavati dalla Tabella 2.6.I del D.M. 11.01.2018 per i carichi permanenti, carichi permanenti non strutturali e per i carichi variabili.

Per i coefficienti parziali (γ_M) per i parametri geotecnica del terreno (M1) si fa riferimento a quanto riportato nella Tabella 6.2.II del D.M. 17.01.2018. In particolare si utilizzano i coefficienti relativi alla tangente dell'angolo di resistenza al taglio ($\gamma_{\phi'}$) e quelli relativi al peso dell'unità di volume (γ_γ). I valori dei coefficienti parziali per le resistenze (γ_R) sono riportati nella Tabella 6.4.I. del D.M. 17.01.2018.

Tabella 6.2.I – Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni.

CARICHI	EFFETTO	Coefficiente parziale γ_F (o γ_E)	EQU	(A1) STR	(A2) GEO
Permanenti	Favorevole	γ_{G1}	0.9	1.0	1.0
	Sfavorevole		1.1	1.3	1.0
Permanenti non strutturali (1)	Favorevole	γ_{G2}	0.0	0.0	0.0
	Sfavorevole		1.5	1.5	1.3
Variabili	Favorevole	γ_{Qi}	0.0	0.0	0.0
	Sfavorevole		1.5	1.5	1.3

(1) Nel caso in cui i carichi permanenti non strutturali (ad es. i carichi permanenti portati) siano compiutamente definiti, si potranno adottare gli stessi coefficienti validi per le azioni permanenti.

Tabella 6.2.II – Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno.

PARAMETRO	GRANDEZZA ALLA QUALE APPLICARE IL COEFFICIENTE PARZIALE	COEFFICIENTE PARZIALE γ_M	(M1)	(M2)
Tangente dell'angolo di resistenza al taglio	$\tan \phi'_k$	$\gamma_{\phi'}$	1.0	1.25
Coesione efficace	c'_k	$\gamma_{c'}$	1.0	1.25
Resistenza non drenata	c_{uk}	γ_{cu}	1.0	1.40
Peso dell'unità di volume	γ	γ_γ	1.0	1.00

Tabella 6.4.I – Coefficienti parziali γ_R per le verifiche agli stati limiti di fondazioni superficiali.

VERIFICA	COEFFICIENTE PARZIALE (R1)	COEFFICIENTE PARZIALE (R2)	COEFFICIENTE PARZIALE (R3)
Capacità portante	$\gamma_R = 1.0$	$\gamma_R = 1.8$	$\gamma_R = 2.3$
Scorrimento	$\gamma_R = 1.0$	$\gamma_R = 1.1$	$\gamma_R = 1.1$

Per il calcolo del carico limite della piastra di fondazione si può utilizzare la formula di tricotomia di Terzaghi:

$$q_{lim} = \zeta c \, Nc \, c \, \psi c + \zeta q \, \psi q \, Nq \, Df \, \gamma 1 + \zeta \gamma \, \psi \gamma N \gamma \, b \gamma 2$$

dove:

ζ_c, ζ_q e ζ_γ = coefficienti correttivi per la forma della fondazione; c = coesione del terreno;

Df = distanza del piano di posa delle fondazioni dall'ultimo piano di calpestio;

b = semi-larghezza della base

N_c, N_q *e* N_γ sono i fattori adimensionali di capacità portante a rottura generale considerati ricavati, in condizione del valore conservativo φ'.

Ai fini del calcolo del carico limite si considera conservativamente φ_1' = 27°. Dalle tabelle, in funzione dell'angolo di attrito si ricavano i seguenti coefficienti:

N_c= 25.80 N_q= 14.72 N_γ=16.72.

I coefficienti di forma assumono la seguente espressione per fondazioni rettangolari con L>B:

$$\zeta_c=1+(B/L)(Nq/Nc); \quad \zeta_q=1+(B/L)\,tg; \quad \zeta_\gamma=1-0.4 \times B/L$$

Per i diversi corpi di fabbrica si ha che $I_r < I_{crit}$ pertanto si ha la rottura per punzonamento. Si ottiene pertanto un carico limite minimo pari a q_{lim} = 9.0 daN/cmq ed adottando un coefficiente di sicurezza η=2.3 si ottiene il carico di esercizio

$$q_{ese}=9.00/2.3= 3.91 daN/cmq$$

Tale carico di esercizio dovrà essere confrontato con i valori delle sollecitazioni prodotte sul terreno dalle sovrastrutture in condizioni statiche e sismiche considerando pertanto le combinazioni di carico allo SLU (condizione statica) ed SLV (combinazione sismica). È consigliabile avere una pressione massima sul terreno non superiore a 3.0 daN/cmq, in modo da avere un coefficiente di sicurezza minimo pari a

$$\gamma_R = q_{lim} / q_{SLU} = 9.00 / 3.00 = 3.00 > 2.30$$

Pertanto in conseguenza di quanto riportato in precedenza ed in virtù anche del contenuto della relazione geologica, si ritiene il sistema fondale di tipo diretto adottato sia idoneo a trasmettere i carichi della sovrastruttura sul terreno. Valutazioni più accurate ed affidabili del carico limite del sistema terreno-piastra in c.a. proposto saranno oggetto delle relazioni geotecniche e relativo calcolo delle fondazioni per ciascuno dei corpi di fabbrica ricadenti sui lotti oggetto di intervento.

VERIFICHE NEI CONFRONTI DEGLI STATI LIMITE DI ESERCIZIO (SLE)

Dopo aver calcolato il carico limite per il sistema di fondazioni, resta da analizzare il comportamento del sistema terreno-fondazione-sovrastruttura sotto i carichi di esercizio. In teoria il sistema da analizzare è formato da tre componenti mutuamente interagenti quali il sottosuolo, la fondazione e la struttura in elevazione. In altre parole, le sollecitazioni e le deformazioni che si instaurano nelle varie fasi della costruzione e dell'esercizio dipendono non solo dalle caratteristiche del terreno, ma anche da quelle della sovrastruttura e del terreno circostante, o meglio dalla interazione delle une rispetto alle altre. Inoltre lo stato di sollecitazione e di spostamento, può evolvere nel tempo per lunghi periodi finché non viene raggiunta una condizione finale che può differire anche sostanzialmente da quella iniziale. La fondazione superficiale utilizzata (platea in c.a.) ha una rigidezza flessionale tale da soddisfare i requisiti normativi; essa risulta inoltre compatibile con la funzionalità della sovrastruttura.

Brusciano, lì maggio /2024

I progettisti

Geom. Domenico Ruggiero

Arch. Otello Sgueglia