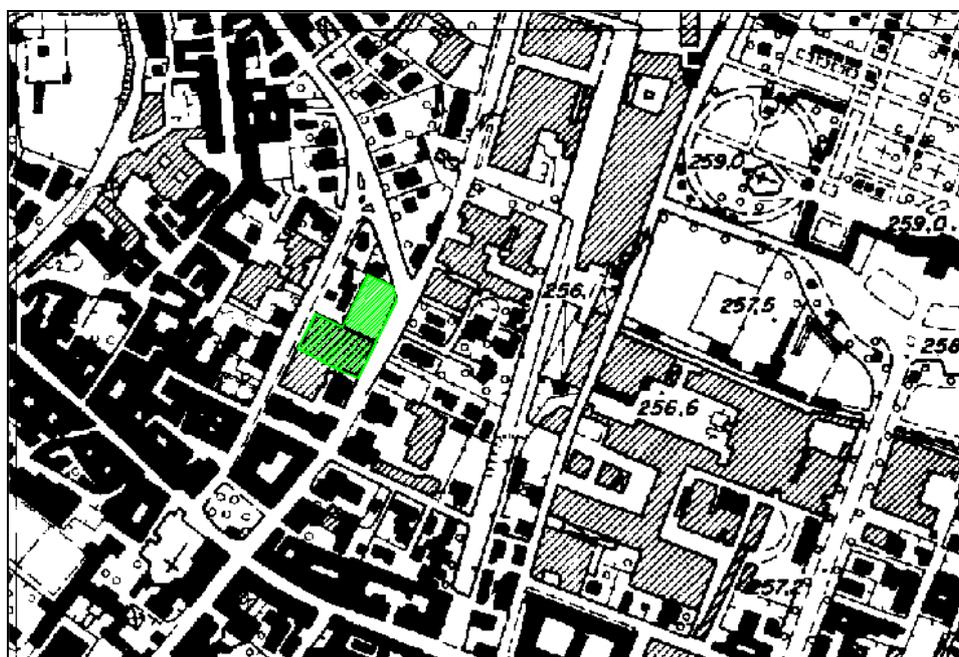


Operazione immobiliare Ne8 via Ghislandi, Bergamo

MAMMOLEGGIE MACCARINI S.R.L..

REALIZZAZIONE NUOVO COMPLESSO EDILIZIO A DESTINAZIONE RESIDENZIALE

TRA LE VIE V. GHISLANDI – A. NOLI – A. DA CALEPIO A BERGAMO



RELAZIONE GEOTECNICA

Gruppo di progettazione CityIn:

*Arch. Lucio Agazzi (Progettista Architettonico e D.L.);
Ing. Davide Arrigoni (Prog. e D.L. strutture);
Ing. Roberto Faletti (Prog. e D.L. impianti);
Ing. Lorenzo Signori (Coadiuvatore D.L. generale).*

Data:

Bergamo, 21-07-2016

Il professionista:

Dott. Geol. Pedrali Carlo
Via Crescenzi 65/L, 24123 Bergamo
Tel. 035-235559, Cell. 340-2392258
O.G.L. n.860

INDICE

1. PREMESSA	3
2. RIFERIMENTI NORMATIVI	4
3. INQUADRAMENTO GEOLOGICO GENERALE	4
3.1. Caratteristiche geologiche locali	4
3.2. Situazione idrogeologica locale	6
4. INQUADRAMENTO SISMICO	10
4.1. Definizione dell'azione sismica secondo le NTC 2008	10
5. CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA	15
6. VERIFICA AGLI STATI LIMITE	16
6.1. Verifica agli stati limite ultimi	17
7. VERIFICA A ROTTURA PER SCORRIMENTO	20
8. STIMA DEI CEDIMENTI	21
9. CONSIDERAZIONI CONCLUSIVE	26
9.1. Pericolosità sismica locale	26
9.2. Caratteristiche dei terreni presenti	26
9.3. Falda acquifera	27
9.4. Parametri di resistenza meccanica dei terreni	28
9.5. Indicazioni per le fondazioni	28
9.6. Modalità e prescrizioni per la stabilità dei fronti di scavo	29

La presente relazione è composta da 29 pagine di testo e da un allegato.

Bergamo 21/07/2016

Dott. Geol. Pedrali Carlo
O.G.L. 860

1. PREMESSA

La presente relazione riprende i risultati dell'indagine geologica - geofisica effettuata dallo scrivente per conto della società Mammoleggi & Maccarini S.r.l., in merito alla realizzazione di un nuovo complesso edilizio ad uso residenziale in sostituzione di un edificio storico con un ingombro in pianta di 1.567,55 mq su un lotto di circa 3.707,76 mq di estensione. L'area di proprietà si estende tra le vie Vittore Ghislandi – Alessandro Noli – Ambrogio da Calepio.

La soluzione progettuale ha una consistenza di circa 4.948 mq di superficie commerciale lorda di pavimento che potrà ospitare, appartamenti e uffici e che prevede, **due piani interrati** occupanti l'intera superficie di proprietà (3700 mq), con parcheggio ceduto al Comune, box privati, magazzini, cantine, locali di servizio e tecnici.

Saranno realizzati 3 corpi di fabbrica di 5 piani fuori terra per un'altezza complessiva di 16-17 metri. La profondità del pavimento del secondo piano interrato è prevista alla profondità di circa 6,5-6 metri rispetto al piano campagna attuale. Il piano di fondazione è previsto alla profondità di circa 7 metri.



Figura n.1 Ubicazione dell'area da Google Earth.

2. RIFERIMENTI NORMATIVI

Per la stesura della presente relazione si fa riferimento alla normativa nazionale e in particolare alle:

- Norme Tecniche delle Costruzioni (D.M. 14/01/2008);
- Istruzioni per l'applicazione delle "Norme Tecniche per le costruzioni" di cui al D.M. 14 gennaio 2008. Circolare del Consiglio Superiore Lavori Pubblici del 02/02/2008;
- **D.G.R.** n. 8/7374 del 28 maggio 2008 "Aggiornamento dei criteri ed indirizzi per la definizione della componente geologica, idrogeologica e sismica del Piano di Governo del Territorio, in attuazione dell'Art.57 comma 1 della l.r. 11 marzo 2005, n.12, approvati con d.g.r. 22 dicembre 2005, n.8/1566.";
- **D.G.R.** n. X/2129 11 luglio 2014 - Aggiornamento delle zone sismiche in Regione Lombardia.

3. INQUADRAMENTO GEOLOGICO GENERALE

La quota del piano campagna naturale dell'area d'intervento è di circa 254-255 m s.l.m. (da aereofotogrammetrico comunale).

3.1. Caratteristiche geologiche locali

L'area è pianeggiante o debolmente inclinata verso sudovest, non sono presenti fenomeni gravitativi di nessun tipo. La zona appartiene al Livello Fondamentale della Pianura ed è posta circa a 255 metri a sudest del torrente Morla.

La correlazione tra i risultati ottenuti dai sondaggi a c.c. e le verticali penetrometriche hanno consentito di ricostruire la seguente **sezione geologica semplificata**:

Maccarini & Mammoleggi, via Ghislandi 10, Bergamo														
prof. tà	N ₃₀										Nspt			prof. tà
	Pd A	Pd B	Pd C	Pd D	Pd 1	Pd 2	Pd 3	Pd 4	Pd 5	Pd 6*	S1	S2	S3	
0,3														0,3
0,6			1						2	3				0,6
0,9	3	5	2	2	2	3	2	3	2	2				0,9
1,2	4	4	3	2	5	4	3	4	3	2				1,2
1,5	7	11	2	3	4	3	7	6	3	2				1,5
1,8	6	7	4	8	8	6	8	6	5	3				1,8
2,1	4	6	7	5	5	4	12	7	10	7				2,1
2,4	6	5	7	4	4	5	9	7	12	9				2,4
2,7	8	5	9	7	4	5	7	5	7	5				2,7
3	4	5	6	5	4	5	6	9	5	4				3
3,3	7	4	4	6	4	4	6	8	5	4	12		30	3,3
3,6	7	3	4	6	3	5	5	7	5	6				3,6
3,9	8	4	2	4	6	4	6	9	6	7				3,9
4,2	10	6	3	5	8	3	3	8	7	11				4,2
4,5	6	10	2	3	7	2	4	15	9	9				4,5
4,8	6	6	3	3	4	2	3	9	5	5				4,8
5,1	6	7	3	2	4	4	4	9	11	6				5,1
5,4	8	6	3	3	6	3	2	9	12	5				5,4
5,7	7	8	3	4	7	3	2	12	8	4				5,7
6	4	5	2	7	4	37	1	9	9	3				6
6,3	5	4	4	7	5	59	4	7	6	3	6		4	6,3
6,6	6	3	2	9	16	39	6	7	6	2	6			6,6
6,9	9	2	4	11	11	44	9	7	7	7				6,9
7,2	11	2	3	6	58	100	8	20	7	3				7,2
7,5	6	2	100	7	17		10	21	6	6				7,5
7,8	6	5		7	51		11	53	5	3				7,8
8,1	10	3		6	100		6	100	6	3			R	8,1
8,4	100	4		5			8		5	4				8,4
8,7		8		6			8		4	3				8,7
9		7		15			5		4	3				9
9,3		6		7			5		3	52	28			9,3
9,6		6		5			4		3	100				9,6
9,9		11		7			4		3					9,9
10,2		39		20			9		3					10,2
10,5		57		31			11		7					10,5
10,8		100		8			13		7					10,8
11,1				7			14		18					11,1
11,4							8							11,4
11,7							6						31	11,7
12							11							12
12,3							13				80			12,3
12,6							15							12,6
12,9							27							12,9
13,2							39							13,2
13,5							100							13,5
														13,8
														14,1
														14,4
														14,7
														15
														15,3
														15,6

H2O	no	no	no	no	no	no	no	no	no	no
LEGENDA	strato 1 prefiori in terreno di riporto strato 2 limo argilloso strato 3 ghiaia con limo sabbioso argilloso strato 4 ghiaia e/con limo sabbiosa debil .argillosa strato 5 ghiaie con sabbie limose localmente cementate livello acqua di falda (assente) ipotesi quota imposta fondazioni									
	Pd 6* prova peggiore									

Tabella n.1 Risultati indagini in sito e ipotesi di correlazione laterale stratigrafica.

Per quanto riguarda le caratteristiche geologiche locali si fa riferimento a quanto sintetizzato nel capitolo conclusivo della relazione geologico-geofisica.

In relazione alle risultanze delle indagini in sito, la successione stratigrafica locale appare disomogenea, con variazioni laterali e verticali repentine dei parametri di resistenza meccanica.

La successione stratigrafica si può così riassumere a partire dalla superficie:

- **Strato 1:** da 0,0 a 0,6/0,9 metri, pavimentazione e strato di riporto sottostante ghiaioso, sabbioso, ciottoloso (massicciata) di spessore variabile;
- **Strato 2:** da 0,6/0,9 a 1,5/1,8 metri, orizzonte pedogenetico costituito da un limo argilloso consistente, colore bruno nocciola;
- **Strato 3:** da 1,5/1,8 a 6,3/8,4 metri, ghiaia con limo sabbioso argillosa, limo e ghiaia argillosa colore bruno nocciola o rosso mattone;
- **Strato 4:** a diverse profondità, ghiaia e/con limo sabbiosa non/debol. argillosa, da umida a molto umida di colore nocciola chiaro;
- **Strato 5:** da 6,0/8,4 a 10/11,0 metri **o assente**, si tratta di un livello (spessore medio 2-3 metri) ben addensato e localmente cementato di ghiaie con sabbie limose. Tale strato rappresenta un orizzonte permeabile che si incontra nella successione stratigrafica indagata;
- più in profondità e sino alla profondità massima indagata (15 m) si ripresentano orizzonti tipo **strato 3, strato 4 e strato 5**;
- oltre i 14-15 metri le stratigrafie dei pozzi della zona identificano un orizzonte spesso di **ghiaie e sabbie localmente cementate (conglomerati)** che si estendono sino alla profondità di 40-50 metri);
- segue un importante spessore (15 – 30 metri) di “**argille**” che ricoprono il substrato roccioso.

3.2. Situazione idrogeologica locale

Attorno all’area di studio sono presenti pozzi per acqua la cui stratigrafia ha consentito la ricostruzione della successione stratigrafica locale di riferimento. Procedendo dall’alto in profondità:

- da 0 fino a 6-7 metri limi con ghiaie argillosi;
- da 6-7 fino a 9-10 metri ghiaie e sabbie localmente cementate;
- da 9-10 fino a 14-15 metri limo con argilla e poca ghiaia;
- da 14-15 fino a 39-52 metri ghiaia con sabbia con livelli intercalati cementati (acquifero freatico regionale). Partendo da nord est si assiste all’ispessimento verso sud dell’acquifero (39 metri Loma, 52 metri Cesalpinia);
- da 39-52 a 67-70-87 metri, spessore in aumento verso sud, argille alla base dell’acquifero freatico regionale;
- locale orizzonte metrico ghiaioso di base;
- il substrato roccioso è presente ad una profondità di circa 70 metri, in aumento man mano ci si allontana dai rilievi collinari, quindi verso SE.

Correlando lateralmente i dati stratigrafici a disposizione si è ricostruito la seguente sezione idrogeologica.

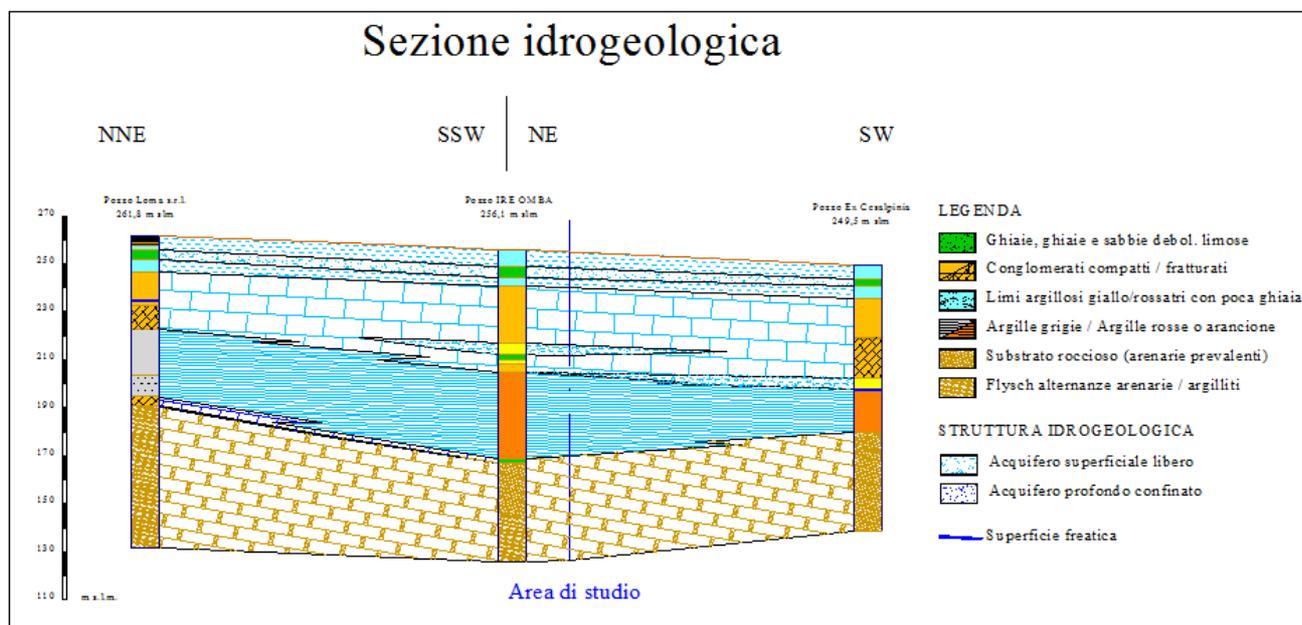


Figura n. 2 Sezione idrogeologica diretta NE-SW

Per quanto riguarda invece la circolazione idrica sotterranea, si fa riferimento alla documentazione bibliografica disponibile.

Secondo quanto riportato sulla carta idrogeologica (tavola SG 5, EUROGEO 2008) della componente geologica comunale, la direzione del flusso idrico sotterraneo è NNE-SSW, la superficie freatica relativa alla falda regionale è situata ad una ventina di metri di profondità dal piano campagna (circa 234 m s.l.m.). Il gradiente idraulico è di circa l'1,8 %.

Per la zona d'interesse non sono disponibili dati freaticometrici relativi alla falda freatica regionale. Gli unici sono:

- pozzo ex-O.T.E., posto all'ingresso di via Serassi, nel gennaio 1986 il livello freatico era situato a -18,5 da p.c. e nel luglio del 1986 a -22,5 m da p.c.;
- pozzo del Convento Frati Cappuccini Minori di via Cappuccini (posto 400 metri circa a SW dell'area in questione). Il livello statico in data 29/06/2016, è risultato situato a 42 metri di profondità da p.c..

Interpolando linearmente i due livelli: ex-OTE e Frati Cappuccini, si può stimare per l'area d'interesse, un livello freatico regionale posto ad una profondità approssimativa di circa -35 metri.

Per quanto riguarda l'oscillazione del livello freatico regionale in relazione all'andamento delle precipitazioni meteoriche, si riporta il grafico sottostante dove si può constatare, anche se il pozzo in oggetto è situato più a sud dell'area di studio, un'oscillazione plurimetrica della quota della superficie freatica (4-5 metri).

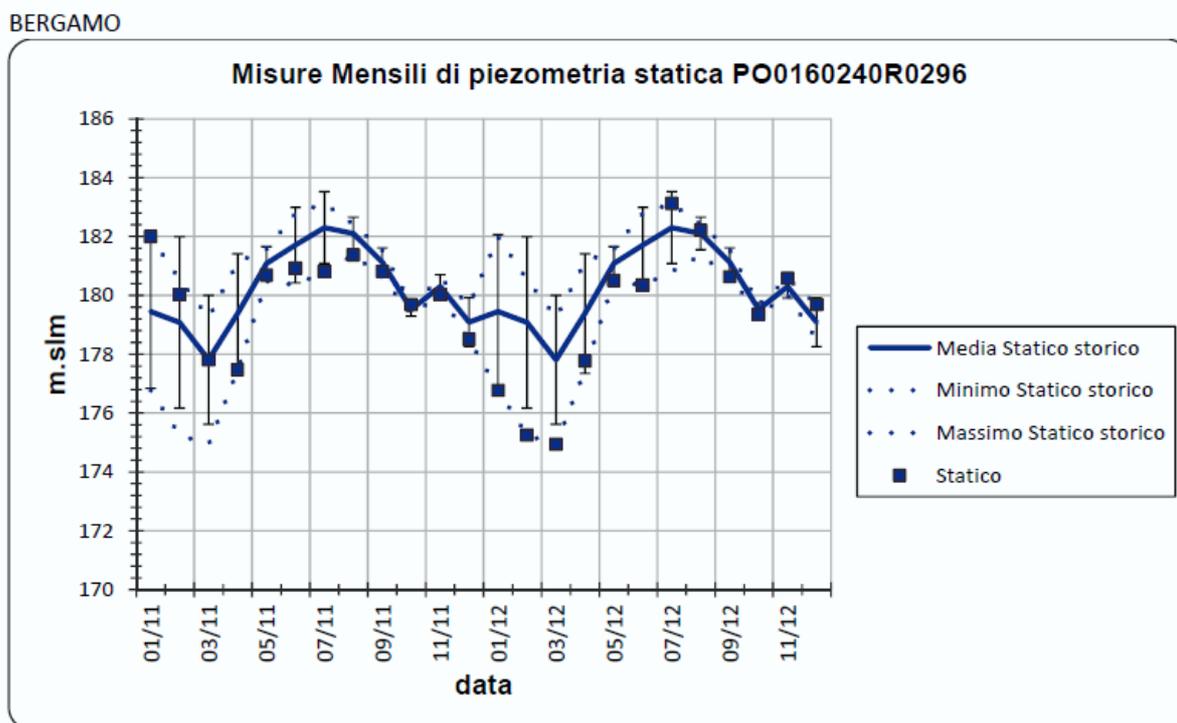


Figura n. 3 grafico tratto da “Stato delle acque sotterranee della Provincia di Bergamo, rapporto annuale 2012 ARPA Lombardia - Dipartimento di Bergamo (settembre 2013).

Nell'area d'indagine, alla luce dei controlli effettuati sinora, seguiti ad un periodo piovoso, si può affermare l'assenza di una falda di tipo sospeso nel primo orizzonte permeabile (7 - 11m) e sino alla profondità massima di 14,75 metri dal piano campagna attuale.

Per quanto riguarda il valore di permeabilità dei terreni in questione si riportano i dati relativi a prove di permeabilità condotte sul primo orizzonte permeabile individuato durante l'effettuazione dei sondaggi geognostici:

- la prima prova è stata effettuata nel sondaggio **S 1 tra i 6,0 e i 7,5 metri** di profondità (tratto della parete del foro di sondaggio non rivestita: 1,5 metri). La permeabilità calcolata (K sperim.) risulta superiore a $5,0 \cdot 10^{-3}$ m/s;
- la seconda prova è stata effettuata nel sondaggio **S 2 tra i 7,5 e gli 8,4 metri** di profondità (tratto della parete del foro di sondaggio a parete non rivestita: 0,9 metri). Il valore di permeabilità è risultato essere di $9,2 \cdot 10^{-3}$ m/s.

Il valore di permeabilità ottenuto in entrambi i casi risulta elevato.

- per quanto riguarda il valore di permeabilità dei terreni ghiaioso-limoso-sabbiosi debol. argillosi (strato 3 e 4), una prova di permeabilità a carico variabile effettuata in data 27/06/2016, ha dato un valore di $k = 2,78 \cdot 10^{-6}$ m/s.

4. INQUADRAMENTO SISMICO

4.1. Definizione dell'azione sismica secondo le NTC 2008

L'azione sismica locale viene definita, secondo quanto confermato dal progettista, con i seguenti parametri di input:

- ZONA SISMICA

Secondo la classificazione sismica regionale (D.G.R. n.X/2129 del 11/07/2014) l'area è classificata in **Zona Sismica 3**

- TIPO COSTRUZIONE (tabella n.2.4.I, Cap. 2.4.1.delle NTC)

Tipo di costruzione: 2

- VITA NOMINALE (V_N)

Tipo 2 “Opere ordinarie, ponti, opere infrastrutturali e dighe di dimensioni contenute o di importanza normale”. Vita Nominale $V_N \geq 50$ anni;

- CLASSE D'USO (Cap. 2.4.2 e Cap. 2.4.3 delle NTC)

Classe II: “Costruzioni il cui uso preveda normali affollamenti, senza contenuti pericolosi per l'ambiente e senza funzioni pubbliche e sociali essenziali. Industrie con attività non pericolose per l'ambiente. Ponti, opere infrastrutturali, reti viarie non ricadenti in Classe d'uso III o in Classe d'uso IV, reti ferroviarie la cui interruzione non provochi situazioni di emergenza. Dighe il cui collasso non provochi conseguenze rilevanti”. Coefficiente d'uso $C_u = 1.0$.

- PERIODO DI RIFERIMENTO ($V_R = V_n * C_u$)

Il periodo di riferimento per considerare le azioni sismiche sulla struttura è pertanto di $V_R = 50 * 1,0 = 50$ anni.

Fattore di struttura (q)

- per la comp. verticale dell'azione sismica il valore di q utilizzato, la norma cita che a meno di adeguate analisi giustificative, **q=1,5** (Capitolo 7.3.1 NTC-2008);
- per la comp. orizzontale, nel caso di struttura a pareti non accoppiate, il valore fornito dallo strutturista è di **q=2,40**;
- periodo proprio di vibrazione dell'edificio dal piano di fondazione: **T= 0,84 sec** (stimato con la formula **T=C*H^{3/4}**).

Pertanto, in relazione a quanto stabilito dalla normativa, si riportano i parametri sito-specifici determinati attraverso l'impiego del software predisposto dal Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici "Spettri - versione 1.0.3".

Comune di Bergamo
Da Spettri - NTC (vers. 1.0.3)
Consiglio Superiore Lavori Pubblici
per opera in Classe II con Vn=50 anni e Cu=1,0

	Coordinate ED50			
	latit.	45,69906	long.	9,685232
	Tr (anni)	Ag [g]	Fo (-)	Tc* (s)
Operatività (SLO)	30	0,030	2,437	0,197
Danno (SLD)	50	0,039	2,478	0,215
Salvaguardia vita (SLV)	475	0,111	2,417	0,271
Prevenzione collasso (SLC)	975	0,145	2,462	0,276

Tabella n.2 Parametri di spettro (NTC-2008). Con Tr= tempo di ritorno; a_g=accelerazione orizzontale massima in condizioni di campo libero su substrato di riferimento rigido orizzontale; F_o= valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale; T_c* = periodo d'inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale. .

L'indagine sismica condotta nell'area di studio ha consentito di attribuire la categoria di sottosuolo B ai terreni presenti in sito.

Il valore di V_{S30} ottenuto è di circa **503 m/s** se riferito al piano campagna attuale. Pertanto il sottosuolo è attribuibile alla **Categoria B**. Se si fa riferimento all'ipotesi del piano di fondazione a -7 metri, il valore di di V_{S30} sale a **685 m/s**.

Il valore del periodo fondamentale di vibrazione del terreno (T_o), considerando tutto lo spessore di depositi sino alla velocità di 800 m/s delle onde di taglio, è di **0,16 sec** se riferito al piano campagna attuale o di **0,09 sec** se riferito alla profondità fondazioni di -7,0 metri.

Le verifiche sismiche di secondo livello e di terzo livello riferite alla sola componente litologica, condotte secondo quanto stabilito sopra e dalla normativa regionale in materia, hanno consentito di verificare che, nell'ipotesi d'imposta del piano di fondazione a -7 metri dall'attuale superficie topografica, l'adozione dei parametri di normativa relativi alla categoria di sottosuolo B, risultano sufficientemente cautelativi nei confronti dell'azione sismica locale.

I modelli sismici locali adottati per le verifiche di terzo livello rispettivamente nei due casi di fondazione a piano campagna e di fondazione posta a -7 metri sono i seguenti:

sismostrato n.	profondità base strato da quota p.c. attuale m	natura terreno	densità t/mc	Vs m/s
1	0,8 - 1,1	pavimentazione + terreni di riporto	1,8	350
2	1,2 - 1,5	limo argilloso consistente	1,9 - 2,0	330
3	7,0 - 8,0	alternanze ghiaie con limo argillosi consistenti con ghiaie e/con limo sabbiose debil. argillosi molli	1,9	380
4	10 - 11	ghiaie con sabbie limose loc. cementate	2,0	430
5	15 - 16	alternanze ghiaie con limo argillosi consistenti con ghiaie e/con limo sabbiose debil. argillosi molli	2,0	570
7	19 - 20 ?	ghiaie con sabbie limose	2,0	740
8	>20	ghiaie con sabbie limose freq. cementate (conglomerati)	2,0 - 2,2	>800

sismostrato n.	profondità base strato da quota -7,0 m m	natura terreno	densità t/mc	Vs m/s
1	0 - 1	alternanze ghiaie con limo argillosi consistenti con ghiaie e/con limo sabbiose debil. argillosi molli	1,9	380
2	3 - 4	ghiaie con sabbie limose loc. cementate	2,0	430
3	8 - 9	alternanze ghiaie con limo argillosi consistenti con ghiaie e/con limo sabbiose debil. argillosi molli	2,0	570
4	12 - 13 ?	ghiaie con sabbie limose	2,0	740
5	>13	ghiaie con sabbie limose freq. cementate (conglomerati)	2,0 - 2,2	>800

Tabella n.3 Modello sismico locale a partire da p.c. e a -7 metri di profondità.

Pertanto si allegano i parametri sito specifici da adottare per la progettazione dell'opera in questione.

Tipo di elaborazione: Fondazioni

Parametri sismici

Sito in esame.

latitudine: 45,69906

longitudine: 9,685232

Classe: 2

Vita nominale: 50

Siti di riferimento

Sito 1 ID: 11379 Lat: 45,6734; Lon: 9,6309 Distanza: 5091,990

Sito 2 ID: 11380 Lat: 45,6757; Lon: 9,7023 Distanza: 2918,078

Sito 3 ID: 11158 Lat: 45,7256; Lon: 9,6991 Distanza: 3144,167

Sito 4 ID: 11157 Lat: 45,7234; Lon: 9,6277 Distanza: 5221,660

Parametri sismici

Categoria sottosuolo: B

Categoria topografica: T1

Periodo di riferimento: 50anni

Coefficiente cu: 1

Operatività (SLO):

Probabilità di superamento: 81 %

Tr: 30 [anni]

ag: 0,030 g

Fo: 2,437

Tc*: 0,197 [s]

Danno (SLD):

Probabilità di superamento: 63 %

Tr: 50 [anni]

ag: 0,039 g

Fo: 2,478

Tc*: 0,215 [s]

Salvaguardia della vita (SLV):

Probabilità di superamento: 10 %

Tr: 475 [anni]

ag: 0,111 g

Fo: 2,417

Tc*: 0,271 [s]

Prevenzione dal collasso (SLC):

Probabilità di superamento: 5 %

Tr: 975 [anni]

ag: 0,145 g

Fo: 2,462
Tc*: 0,276 [s]

Coefficienti Sismici

SLO:

Ss: 1,200
Cc: 1,520
St: 1,000
Kh: 0,007
Kv: 0,004
Amax: 0,351
Beta: 0,200

SLD:

Ss: 1,200
Cc: 1,500
St: 1,000
Kh: 0,009
Kv: 0,005
Amax: 0,454
Beta: 0,200

SLV:

Ss: 1,200
Cc: 1,430
St: 1,000
Kh: 0,032
Kv: 0,016
Amax: 1,305
Beta: 0,240

SLC:

Ss: 1,200
Cc: 1,420
St: 1,000
Kh: 0,042
Kv: 0,021
Amax: 1,709
Beta: 0,240

(Le coordinate espresse in questo file sono in ED50; tratto da Geostru software - www.geostru.com)

5. CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA

I risultati delle prove penetrometriche dinamiche effettuate, correlati tra loro e confrontati con la situazione stratigrafica locale, hanno consentito di ricavare i seguenti valori dei parametri di resistenza dei terreni:

Dati elaborati dalle prove penetrometriche											
strati	profondità base strato (m)	litologia prevalente	Valori medi parametri geotecnici								
			N_{spt} (medi)	γ (kg/dmc)	D_r (%)	ϕ'_m (°)	Cu_m (kg/cm ²)	c'_m (kg/cm ²)	E'_m (MPa)	Eed_m (MPa)	μ (-)
strato 1	0,6-0,9	prefori in terreno di riporto	"non caratterizzato"								
strato 2	1,5-1,8	limo argilloso	3 - 5	1,7 - 1,9	26 - 38	21 - 24	0,16 - 0,30	-	3,5 - 5,5	3,0 - 5,3	0,34 - 0,35
strato 3	6,3-8,4 + livelli più profondi	ghiaia con limo sabbioso argillosa	5 - 8	1,9 - 2,0	29 - 35	28 - 30	0,40 - 0,65	-	10,0 - 13,0	5,0 - 7,0	0,33 - 0,34
strato 4	intercalato a diversa prof. tà	ghiaia e/con limo sabbiosa debil .argillosa	3 - 4	1,8 - 1,9	19 - 20	24 - 27	0,24 - 0,30	-	9,0 - 9,2	3,5 - 4,3	0,34
strato 5	6,0-11,0 + livelli più profondi	ghiaie con sabbie limose localmente cementate	12 - 100	1,9 - 2,2	35 - 80	30 - 45	0,00	-	25 - 50	0,0	0,20 - 0,30

Tabella n.4 Valori medi dei parametri geotecnici.

strati	profondità base strato (m)	litologia prevalente	Valori caratteristici parametri geotecnici				
			ϕ'_k (°)	Cu_k (kg/cm ²)	c'_k (kg/cm ²)	E'_k (MPa)	Eed_k (MPa)
strato 2	1,5-1,8	limo argilloso	21	0,15	-	3,2	2,7
strato 3	6,3-8,4 + livelli più profondi	ghiaia con limo sabbioso argillosa	28	0,32	-	9,5	4,9
strato 4	intercalato a diversa prof. tà	ghiaia e/con limo sabbiosa debil .argillosa	25	0,16	-	8,4	2,7
strato 5	6,0-11,0 + livelli più profondi	ghiaie con sabbie limose localmente cementate	32	-	-	31,5	-

Tabella n.5 Valori caratteristici dei parametri geotecnici.

strati	profondità base strato (m)	litologia prevalente	Valori di progetto parametri geotecnici				
			ϕ'_d (°)	Cu_d (kg/cm ²)	c'_d (kg/cm ²)	$E'_d = E'_k$ (MPa)	$Eed_d = Eed_k$ (MPa)
strato 2	1,5-1,8	limo argilloso	17	0,11	-	3,2	2,7
strato 3	6,3-8,4 + livelli più profondi	ghiaia con limo sabbioso argillosa	23	0,23	-	9,5	4,9
strato 4	intercalato a diversa prof. tà	ghiaia e/con limo sabbiosa debil .argillosa	20	0,12	-	8,4	2,7
strato 5	6,0-11,0 + livelli più profondi	ghiaie con sabbie limose localmente cementate	27	-	-	31,5	-

Tabella n.6 Valori di progetto dei parametri geotecnici, ottenuti applicando i coefficienti riduttivi previsti dalla normativa per i parametri di resistenza del terreno.

Si sono tratte inoltre alcune considerazioni:

- i terreni presenti nell'area d'indagine risultano disomogenei sia verticalmente che lateralmente, le prove che hanno ottenuto i migliori risultati sono dislocate sul perimetro dell'area, mentre le mediocri risultano essere le prove interne all'area (Pd A; Pd B; Pd D; Pd 5 e Pd 6). La variazione laterale è rapida come nel caso del sondaggio S 1 e della prova subito a sud, la Pd B;

- i terreni presenti nel sito d'indagine (strato 2; strato 3 e strato 4) presentano un'abbondante matrice limo argillosa che determina un certo grado di coesione, tuttavia la struttura della maggior parte dei depositi è prevalentemente granulare (ghiaia 40-60%) come evidente dalle analisi granulometriche e dalla frazione passante ai 2 mm delle analisi chimiche (**Allegato 3**, Relazione geologico-geofisica). La frazione sabbiosa presente deriva essenzialmente dall'alterazione dei clasti di ghiaia imballata nei depositi. Il grado di coesione è estremamente variabile in quanto strettamente legato alla percentuale della frazione argillosa;
- gli orizzonti prevalentemente ghiaioso-limosi pressoché incoerenti, sciolti (strato 4) che compaiono anche in corrispondenza del piano d'imposta delle fondazioni, risultano frequentemente da umidi a molto umidi (contenuto di umidità naturale compreso tra L.P. e L.L. della frazione fine);
- lo strato 5 è granulare ed incoerente ed è costituito da ghiaie con sabbie limose da addensate a molto addensate. Sono presenti anche orizzonti decimetrici cementati (10-20 cm). Il conglomerato presenta matrice arenacea e cemento carbonatico.

6. VERIFICA AGLI STATI LIMITE

Le Norme Tecniche delle Costruzioni D.M. del 14/01/2008 prevedono la verifica agli stati limite ultimi (SLU) e di esercizio (SLE).

Verifica allo stato limite ultimo

$$\mathbf{Ed} \leq \mathbf{Rd} \quad (\text{condizione di verifica allo stato limite ultimo});$$

dove:

Ed: azione di progetto (valore della combinazione delle forze applicate in direzione normale al piano di posa);

Rd: resistenza di progetto (valore della forza normale al piano di posa che determina il raggiungimento del carico limite nei terreni di fondazione).

Per l'analisi del carico limite del complesso terreno-fondazione sono state effettuate le seguenti verifiche:

- allo SLU in condizioni statiche adottando l'Approccio 1 Combinazione 1 (DA1-C1);

- allo SLU in condizioni statiche adottando l'Approccio 1 Combinazione 2 (DA1-C2);
- allo SLV in condizioni sismiche adottando l'Approccio 1 Combinazione 2 (DA1-C2);

Per l'analisi del collasso per scorrimento della fondazione sul piano di posa, deve essere effettuata la relativa verifica.

$$V_{S,d} \leq F_{R,d} + E_{P,d} \quad (\text{condizione di verifica allo scorrimento});$$

dove:

$V_{S,d}$: valore della forza applicata in direzione parallela al piano di posa;

$F_{R,d}$: resistenza di calcolo dovuta all'adesione e all'attrito tra fondazione e terreno;

$E_{P,d}$: valore della resistenza laterale del terreno a lato fondazione ;

Verifica allo stato limite di esercizio

$$E_d \leq C_d \quad (\text{condizione di verifica allo stato limite di esercizio});$$

dove:

E_d : valore dell'effetto delle azioni di progetto (cedimenti calcolati);

C_d : valore limite dell'effetto delle azioni di progetto (cedimenti ammissibili).

Per l'analisi del carico di esercizio sono state effettuate le seguenti verifiche:

- allo SLE in condizioni statiche adottando le formule del metodo Edometrico, metodo di Schmertmann e di Burland & Burbidge.

6.1. Verifica agli stati limite ultimi

Secondo quanto richiesto dalla normativa, il calcolo della capacità portante del terreno è stato effettuato utilizzando le Norme Tecniche delle Costruzioni D.M. del 14/01/2008.

Secondo quanto in progetto si è ipotizzata una profondità minima di posa delle fondazioni attorno ai **7 metri** con un contrasto laterale minimo di terreno indisturbato per le fondazioni continue di **almeno 1,3-1,5 metri**.

Si sono ipotizzate fondazioni isolate e carichi normali applicati in asse alla fondazione.

Vista la profondità di fondazione non sono stati considerati effetti di sovrapposizione dei carichi indotti dalla presenza di fondazioni relative ai fabbricati adiacenti esistenti.

In fondazione non sono state considerate ne componenti orizzontali dei carichi ne momenti legati alla struttura ($H_x=0$; $H_y=0$; $M_x=0$; $M_y=0$);).

Per quanto riguarda il valore limite dei cedimenti allo stato limite di esercizio, non essendo stato indicato alcun valore di progetto, si è assunto come valore limite quello di 25 mm al quale fa generalmente riferimento la bibliografia tecnica.

Tali ipotesi andranno verificate dal progettista/strutturista degli edifici.

Viste le caratteristiche granulometriche dei terreni presenti sino alla profondità di circa 15 metri secondo quanto riportato nell'Allegato 3 della relazione geologico-geofisica, la verifica allo stato limite ultimo è stata condotta in condizioni drenate.

Il calcolo della capacità portante in condizioni statiche, è stato effettuato utilizzando per il calcolo della capacità portante le varie formulazioni note in bibliografia tra cui quella di Brinch-Hansen valida per fondazioni superficiali:

Il carico limite di progetto in **condizioni drenate** (cautelativamente $c'=0$) si calcola con:

$$q_{LIM} = 0,5 * \gamma' * B * N_{\gamma} * s_{\gamma} * i_{\gamma} * b_{\gamma} * g_{\gamma} + c' * N_c * s_c * d_c * i_c * b_c * g_c + q' * N_q * s_q * d_q * i_q * b_q * g_q$$

in cui:

- q_{LIM} capacità portante limite del terreno di fondazione (kPa);
- γ' : peso di volume effettivo (Mg/m^3);
- B : larghezza base di fondazione (m);
- c' : coesione efficace del terreno (kPa);
- q' : sovraccarico laterale (kPa);
- N_{γ} , N_c , N_q : fattori di capacità portante funzione di ϕ' (Vesic, 1975).
- s_{γ} , s_c , s_q : fattori di forma della fondazione;
- i_{γ} , i_c , i_q : fattori correttivi che tengono conto dell'inclinazione del carico;
- b_{γ} , b_c , b_q : fattori correttivi che tengono conto dell'inclinazione della base di fondazione;
- g_{γ} , g_c , g_q : fattori correttivi che tengono conto dell'inclinazione del piano campagna;
- d_c , d_q : fattori dipendenti dalla profondità del piano di posa.

Per quanto riguarda la riduzione del valore della capacità portante a causa di un possibile scuotimento sismico del terreno di fondazione, relativamente alla zona sismica di appartenenza, si sono utilizzati i 3 fattori riduttivi Z_q , Z_{γ} e Z_c (Paolucci e Pecker, 1995) applicati alla formula precedente.

I dati del modello geotecnico del sottosuolo sono stati inseriti nel programma di calcolo LoadCap della Geostru. Tale programma, definito un tipo di fondazione, le sue dimensioni e la profondità “ D ” del piano di posa, lo spessore del contrasto laterale ed inserite le caratteristiche meccaniche del terreno, determinati i valori medi di γ , di ϕ' , di resistenza al taglio non drenata e di tensione efficace al piano di posa, entro il range di profondità del bulbo d'influenza interessato dalla sovraccarico di fondazione.

Più precisamente viene calcolata la media pesata dei valori di γ , di ϕ' e di C_u in funzione della potenza dei singoli orizzonti stratigrafici riconosciuti, nella sezione verticale di terreno compresa tra la profondità D del piano di posa e “ $D+0.5B*\tan(\phi'/2)$ ”, con B uguale alla larghezza (lato minore) della fondazione. I calcoli di γ medio e della tensione efficace tengono conto del peso di volume alleggerito nel caso di terreni in falda.

E' stato determinato così il valore del carico limite al quale è stato applicato il coefficiente riduttivo per ottenere la resistenza di progetto (R_d).

Per la definizione dell'azione di progetto (E_d), sono state formulate ipotesi circa le combinazioni (cfr. allegato 1) delle azioni sia normali che tangenziali che dovranno essere verificate dal progettista.

I valori dei parametri di resistenza del terreno utilizzati per la valutazione della capacità portante sono quelli caratteristici ai quali sono applicati i coefficienti riduttivi previsti dalla normativa per la determinazione dei parametri di progetto (tabelle n. 5 e 6).

Gli spessori dei diversi strati si riferiscono cautelativamente ai risultati peggiori ottenuti dalle prove in sito (Pd 6 + sondaggio S3, cfr. tabella n.1).

Sono di seguito riportati i valori di capacità portante **massimi/minimi** calcolati con le formulazioni proposte dai diversi autori. Chiaramente i carichi indicati sono totali comprensivi quindi del peso della fondazione.

Fondazione continua di 1,0 m di lato posta a 8,0 m di prof.tà con contrasto laterale min. di 1,5 m

tipo verifica		autore	Rd (Kg/cmq)	Ed (Kg/cmq)	Rd>Ed
DA1-C1	senza sisma	Terzaghi	4,88	1,8	verificata
DA1-C2	senza sisma	Terzaghi	1,61	1,38	verificata

tipo verifica		autore	Rd (Kg/cmq)	Ed (Kg/cmq)	Rd>Ed
DA1-C2	sisma (max)	Meyerhof	1,75	1,4	verificata
DA1-C2	sisma (min)	Hansen	1,27	1,4	non verificata

Fondazione continua di 2,0 m di lato posta a 8,0 m di prof.tà con contrasto laterale min. di 1,2 m

tipo verifica		autore	Rd (Kg/cmq)	Ed (Kg/cmq)	Rd>Ed
DA1-C1	senza sisma	Hansen	6,53	2,09	verificata
DA1-C2	senza sisma	Hansen	2,01	1,61	verificata

tipo verifica		autore	Rd (Kg/cmq)	Ed (Kg/cmq)	Rd>Ed
DA1-C2	sisma (max)	Terzaghi	1,99	1,63	verificata
DA1-C2	sisma (min)	Hansen	1,44	1,63	non verificata

Platea di 20x33 m posta a 7,6 m di prof.tà con contrasto laterale min. di 7,6 m

tipo verifica		autore	Rd (Kg/cmq)	Ed (Kg/cmq)	Rd>Ed
DA1-C1	senza sisma	Hansen	36,9	1,89	verificata
DA1-C2	senza sisma	Hansen	11,19	1,45	verificata

tipo verifica		autore	Rd (Kg/cmq)	Ed (Kg/cmq)	Rd>Ed
DA1-C2	sisma (max)	Terzaghi	13,02	1,43	verificata
DA1-C2	sisma (min)	Meyerhof	7,35	1,43	verificata

Tabella n. 7 Verifica dell'ipotesi di carico di progetto.

7. VERIFICA A ROTTURA PER SCORRIMENTO

Come richiesto dalla normativa è stata effettuata anche la verifica di collasso allo scorrimento. Per il calcolo della resistenza dovuta all'adesione e all'attrito tra fondazione e terreno, si utilizza la seguente formula:

$$(1) \quad F_{R,d} = N_{sd} \tan \delta + c_a A'$$

nella quale:

- N_{sd} = è il valore di progetto della forza normale al piano di posa;
- δ = angolo di resistenza a taglio alla base del plinto al contatto tra terreno e fondazione ;
- c_a = adesione plinto-terreno ;
- A' = area della fondazione efficace, intesa, in caso di carichi eccentrici, come area ridotta al centro della quale è applicata la risultante.

Nel caso specifico, il contributo offerto dalla coesione è stato considerato cautelativamente nullo, così come la resistenza passiva della fondazione dovuta al terreno a lato della fondazione.

La verifica allo scorrimento risulta soddisfatta con un valore di taglio sismico allo SLV ipotizzato di circa il 10% del carico normale. Tale valore dovrà essere verificato dal progettista dell'opera (cfr. allegato 1).

8. STIMA DEI CEDIMENTI

Per quanto riguarda la stima dei cedimenti di terreni in corrispondenza del piano di fondazione, sono state utilizzate le formulazioni per il calcolo dei cedimenti proposte dai seguenti [metodi Edometrico di Schmertmann e di Burland & Burbidge](#).

Cedimenti edometrici (Terzaghi 1943)

Il calcolo dei cedimenti con l'approccio edometrico consente di valutare un cedimento di consolidazione di tipo monodimensionale, prodotto dalle tensioni indotte da un sovraccarico applicato in condizioni di espansione laterale impedita. Pertanto la stima effettuata con questo metodo va considerata come empirica, piuttosto che teorica.

Tuttavia la semplicità d'uso e la facilità di controllare l'influenza dei vari parametri che intervengono nel calcolo, ne fanno un metodo molto diffuso.

L'approccio edometrico nel calcolo dei cedimenti passa essenzialmente attraverso due fasi:

1. il calcolo delle tensioni verticali indotte alle varie profondità con l'applicazione della teoria dell'elasticità;
2. la valutazione dei parametri di compressibilità attraverso la prova edometrica.

In riferimento ai risultati della prova edometrica, il cedimento è valutato come:

$$\Delta H = H_0 \cdot RR \cdot \log \frac{\sigma'_{v0} + \Delta\sigma_v}{\sigma'_{v0}}$$

se si tratta di un terreno sovraconsolidato ($OCR > 1$), ossia se l'incremento di tensione dovuto all'applicazione del carico non fa superare la pressione di preconsolidazione σ'_p ($\sigma'_{v0} + \Delta\sigma_v < \sigma'_p$).

Se invece il terreno è normalconsolidato ($\sigma'_{v0} = \sigma'_p$), le deformazioni avvengono nel tratto di compressione ed il cedimento conseguente è valutato come:

$$\Delta H = H_0 \cdot CR \cdot \log \frac{\sigma'_{v0} + \Delta\sigma_v}{\sigma'_{v0}}$$

dove:

- *RR* Rapporto di ricompressione;
- *CR* Rapporto di compressione;
- H_0 spessore iniziale dello strato;
- σ'_{v0} tensione verticale efficace prima dell'applicazione del carico.
- $\Delta\sigma_v$ incremento di tensione verticale dovuto all'applicazione del carico.

In alternativa ai parametri *RR* e *CR* si fa riferimento al modulo edometrico E_{ed} o M_o in tal caso però occorre scegliere opportunamente il valore del modulo da utilizzare, tenendo conto dell'intervallo tensionale ($\sigma'_{v0} + \Delta\sigma_v$) significativo per il problema in esame.

$$\Delta H = \frac{H_0 \cdot \Delta\sigma_v}{E_{ed}}$$

L'applicazione corretta di questo tipo di approccio richiede:

- la suddivisione degli strati compressibili in una serie di piccoli strati di modesto spessore (< 2 m);
- la stima del modulo edometrico nell'ambito di ciascuno strato;
- il calcolo del cedimento come somma dei contributi valutati per ogni piccolo strato in cui è stato suddiviso il banco compressibile.

Il cedimento secondario è calcolato facendo riferimento alla relazione:

$$\Delta H_s = H_c \cdot C_\alpha \cdot \log \frac{T}{T_{100}}$$

in cui:

- H_C è l'altezza dello strato in fase di consolidazione;
- C_α è il coefficiente di consolidazione secondaria come pendenza nel tratto secondario della curva *cedimento-logaritmo tempo*;
- T è tempo in cui si vuole il cedimento secondario;
- T_{100} tempo necessario all'esaurimento del processo di consolidazione primaria.

Cedimenti secondo Schmertmann

Il metodo di calcolo dei cedimenti con Schmertmann (1970) correla la variazione del bulbo delle tensioni alla deformazione. Schmertmann ha quindi proposto di considerare un diagramma delle deformazioni di forma triangolare in cui la profondità alla quale si hanno deformazioni significative è assunta pari a $\cong 4B$, nel caso di fondazioni nastriformi, e pari a $\cong 2B$ per fondazioni quadrate o circolari.

Secondo tale approccio il cedimento si esprime attraverso la seguente espressione:

$$w = C_1 \cdot C_2 \cdot \Delta q \cdot \sum \frac{I_z \cdot \Delta z}{E}$$

nella quale:

- C_1 e C_2 sono due coefficienti correttivi;
Le espressioni dei due coefficienti C_1 e C_2 sono:

$$C_1 = 1 - 0.5 \cdot \frac{\sigma_{v0}}{\Delta q} > 0.5$$

che tiene conto della profondità del piano di posa;

$$C_2 = 1 + 0.2 \cdot \log \frac{t}{0.1}$$

che tiene conto delle deformazioni differite nel tempo per effetto secondario.

Nell'espressione t rappresenta il tempo, espresso in anni dopo il termine della costruzione, in corrispondenza del quale si calcola il cedimento.

- Δq rappresenta il carico netto applicato alla fondazione;
- I_z è un fattore di deformazione il cui valore è nullo a profondità di $2B$, per fondazione circolare o quadrata, e a profondità di $4B$ per la fondazione nastriforme.

Il valore massimo di I_z si verifica a una profondità rispettivamente pari a:

- $B/2$ per fondazione circolare o quadrata
 - B per fondazioni nastriformi
- e vale

$$I_{z \max} = 0.5 + 0.1 \cdot \left(\frac{\Delta q}{\sigma_{vi}} \right)^{0.5}$$

dove:

- σ'_{vi} rappresenta la tensione verticale efficace a profondità B/2 per fondazioni quadrate o circolari, e a profondità B per fondazioni nastriformi.
- E_i rappresenta il modulo di deformabilità del terreno in corrispondenza dello strato **i-esimo** considerato nel calcolo;
 - Δz_i rappresenta lo spessore dello strato **i-esimo**.

Cedimenti secondo Burland e Burbridge (1985)

Il metodo di Burland e Burbridge (1985) calcola il valore dei cedimenti immediati e a distanza di tempo in base al valore di N_{spt} ottenuti dalle prove penetrometriche dinamiche. Il risultato della prova penetrometrica dinamica viene correlato ad un indice di compressibilità I_c . L'espressione del cedimento proposta dai due autori è la seguente:

$$S = f_s \cdot f_H \cdot f_t \cdot \left[\sigma'_{v0} \cdot B^{0.7} \cdot I_c / 3 + (q' - \sigma'_{v0}) \cdot B^{0.7} \cdot I_c \right]$$

nella quale:

- q' = pressione efficace lorda (pressione di progetto);
 σ'_{v0} = tensione verticale efficace alla quota d'imposta della fondazione;
 B = larghezza della fondazione;
 I_c = indice di compressibilità;
 f_s, f_H, f_t = fattori correttivi che tengono conto rispettivamente della forma, dello spessore dello strato compressibile e del tempo, per la componente viscosa.

L'indice di compressibilità I_c è legato al valore medio " N_{AV} " di N_{spt} all'interno di una profondità significativa z :

$$I_c = \frac{1.706}{N_{AV}^{1.4}}$$

Le espressioni dei fattori correttivi $f_s, f_H, e f_t$ sono rispettivamente:

$$f_s = \left(\frac{1.25 \cdot L / B}{L / B + 0.25} \right)^2$$
$$f_H = \frac{H}{z_i} \left(2 - \frac{H}{z_i} \right)$$
$$f_t = \left(1 + R_3 + R \cdot \log \frac{t}{3} \right)$$

con:

t = tempo in anni > 3 (il tempo va messo nelle condizioni generali e lo utilizzano tutti i metodi, va da 1 a 20 anni);

R3 = costante pari a 0,3 per carichi statici e 0,7 per carichi dinamici;

R = 0,2 nel caso di carichi statici e 0,8 per carichi dinamici.

Con i dati e le assunzioni sopra menzionate, si ottengono i valori di cedimento illustrati nella seguente tabella:

Fondazione continua di 1,0 m posta a 8 m di prof.tà con contrasto laterale minimo di 1,5 m

	Ed Kg/cmq	Cedimento in mm
Edometrico	1,38	0*
Schertmann	1,38	0*
Burland e Burbidge	1,38	8,4

* Non si hanno cedimenti in quanto la fondazione risulta compensata.

Fondazione continua di 2,0 m posta a 8 m di prof.tà con contrasto laterale minimo di 1,2 m

	Ed Kg/cmq	Cedimento in mm
Edometrico	1,61	10
Schertmann	1,61	2
Burland e Burbidge	1,61	21

Platea 20x35 m posta a 7,5 m di prof.tà con contrasto laterale minimo di 7,5 m

	Ed Kg/cmq	Cedimento in mm
Edometrico	1,45	16,2
Schertmann	1,45	2,1
Burland e Burbidge	1,45	66

Tabella n.8 Valutazione dei cedimenti calcolati con Edometrici, Schertmann e Burland-Burbidge

9. CONSIDERAZIONI CONCLUSIVE

9.1. Pericolosità sismica locale

Per quanto riguarda l'aspetto sismico, il comune di Bergamo risulta in **zona sismica 3**.

L'indagine sismica ha consentito di attribuire ai terreni della zona, la categoria di sottosuolo B, con una V_{S30} di circa 503 m/s se riferita al piano campagna attuale ed una V_{S30} di 685 m/s ricalcolata alla profondità di -7,0 metri del piano d'imposta delle fondazioni.

Il valore del periodo fondamentale di vibrazione del terreno (T_0) ottenuto è di 0,16 sec se riferito al piano campagna attuale o di 0,09 sec se riferito alla profondità fondazioni di -7,0 metri.

La normativa regionale, in zona sismica 3, richiede la verifica di secondo livello per la valutazione del grado di protezione nei confronti dei fenomeni di amplificazione sismica locale, ottenuto adottando i parametri di normativa riferiti alla categoria di sottosuolo presente.

In caso il valore del fattore di amplificazione superi il valore di soglia stabilito per il Comune e la categoria di sottosuolo in esame, viene richiesta l'effettuazione anche del 3° livello di approfondimento sismico a conferma o meno del dato ottenuto con la procedura regionale semplificata.

Nel caso in questione essendo la superficie topografica suborizzontale, la sola amplificazione sismica possibile è quella di tipo litologico. Le verifiche di 2° e di 3° livello effettuate a -7 metri da piano campagna attuale hanno accertato il non superamento del valore di soglia, pertanto l'adozione dei parametri di norma relativi alla categoria B risulta sufficientemente cautelativa nei confronti dell'azione sismica.

9.2. Caratteristiche dei terreni presenti

Nella zona d'intervento, la successione stratigrafica appare disomogenea, con rapide variazioni sia laterali che verticali dei parametri di resistenza meccanica dei terreni. Nello specifico si fa riferimento allo **strato 4** che risulta presente sia sopra che sotto la quota prevista per il piano di fondazione (tabella n.1).

La risposta quindi ad un sovraccarico artificiale di questo terreno è nettamente diversa rispetto a quella che è in grado di fornire il livello di ghiaie con sabbie limose molto addensate e localmente cementate che possono trovarsi alla stessa quota ed a breve distanza.

Alla luce delle indagini in sito, soprattutto delle più scadenti (Pd 6, Pd B e S 3), la successione stratigrafica inserita nel programma di calcolo per la valutazione della capacità portante dei terreni è la seguente a partire dalla superficie:

- da 0 a 1,8 metri, riporto su orizzonte pedogenetico costituito da un limo argilloso consistente, colore bruno nocciola;
- da 1,8 a 6,3 metri, ghiaia con limo sabbioso argillosa addensata/consistente;
- da 6,3 a 9,0 metri ghiaia e/con limo sabbiosa non/debol. argillosa, da umida a molto umida sciolta/debol. consistente;
- da 9,0 a 11 metri ghiaia con sabbie ben addensate e localmente cementata;
- da 11,0 a 13 metri ghiaia con limo sabbioso argillosa addensata/consistente;
- da 13,0 a 15/16 metri ghiaia e/con limo sabbiosa non/debol. argillosa, da umida a molto umida sciolta/debol. consistente.

9.3. Falda acquifera

Nell'area d'indagine, allo scopo di individuare l'eventuale presenza di una falda di tipo sospeso o della falda freatica regionale, sono stati installati nei 3 fori di sondaggio altrettanti piezometri di lunghezza diversa. Nella prova penetrometrica Pd 6 è stato installato un micro piezometro di 9,6 metri di lunghezza.

Alla luce dei controlli effettuati sinora, seguiti ad un periodo piovoso, si può affermare l'assenza di una falda di tipo sospeso nel primo orizzonte permeabile e sino alla profondità massima di 14,75 metri dal piano campagna attuale.

E' stata riscontrata la presenza di acqua sul fondo (25 centimetri) del piezometro S 3 che potrebbe essere imputabile non necessariamente ad una falda di tipo sospeso ma più semplicemente al ristagno dell'acqua utilizzata per la calata dei rivestimenti. La ridotta permeabilità dei terreni circostanti ne impedisce la dispersione.

Pertanto sia per quanto riguarda il piano di fondazione che l'eventuale limite inferiore del diaframma perimetrale, se non spinto a profondità superiore ai 14 metri, non è stata riscontrata la presenza di acqua di falda.

Secondo la misurazione effettuata in data 29/06/2016 in corrispondenza del pozzo del Convento Frati Cappuccini Minori in via dei Cappuccini (posto 400 metri circa a SW dell'area in questione), il livello statico relativo alla falda freatica regionale è stato intercettato a 42 metri di profondità da p.c.. Interpolando gli unici dati di livello disponibili monte/valle, anche se rilevati in date diverse, si può stimare per l'area d'interesse, un livello freatico posto ad una profondità approssimativa di circa -35 metri. L'escursione del livello freatico nella zona risulta essere plurimetrico (4-5 metri).

9.4. Parametri di resistenza meccanica dei terreni

Per poter valutare la capacità portante dei terreni presenti nell'area in esame e per la progettazione del diaframma perimetrale che consentirà di rendere stabili i fronti di scavo sino a raggiungere la profondità prevista per la posa delle fondazioni, si deve fare riferimento alle **tabelle n. 4, 5 e 6**.

9.5. Indicazioni per le fondazioni

L'ipotesi del piano di fondazione situato alla profondità minima di -7 metri da p.c., determina l'adozione cautelativa dei parametri di resistenza relativi allo **strato 4** poco addensato/poco consistente (cfr. tabella 1). Vista l'assenza di acqua di falda non sono presenti sottospinte idrauliche.

Per quanto riguarda la capacità portante dei terreni in sito, vista l'eterogeneità sia laterale che verticale che li caratterizza, si è ipotizzato due soluzioni fondali di tipo superficiale in grado di reagire meglio rispetto ai comportamenti meccanici nettamente diversi dei terreni che potrebbero affiorare in corrispondenza del piano di fondazione (**strato 4 e strato 5**). Si propone quindi :

- reticolo di travi rovesce di 1-2 metri contrastate lateralmente da almeno **1,2-1,5 metri**. Tale soluzione è in grado di ridurre le problematiche legate ai cedimenti differenziali;
- platea continua sulla verticale della sagoma di ogni edificio fuori terra eventualmente abbinata a fondazioni continue per le zone meno caricate. Tale fondazione, consente di sfruttare meglio la capacità portante del terreno contrastando i cedimenti differenziali e per punzonamento provocati da una distribuzione non uniforme dei carichi provenienti dalla sovrastruttura.

I valori di capacità portante ottenuti, in condizioni drenate, sono riportati nella **tabella n. 7**.

Il valore di carico indicato nella tabella successiva (**tabella n.8**) induce cedimenti totali compatibili con le opere in progetto.

Per quanto riguarda le valutazioni di capacità portante e cedimenti si è cercato di scegliere profondità di imposta delle fondazioni, carichi unitari e cedimenti comparabili tra loro al fine di poter abbinare le due tipologie di fondazione.

In relazione alla tipologia dei terreni individuati in corrispondenza dell'ipotizzato piano di fondazione, si consiglia la rullatura del piano di fondazione, la posa di uno strato di materiale inerte da rullare anch'esso ed il getto di uno strato di magrone con annegata della rete elettrosaldata.

Gli scavi a sezione obbligata da effettuarsi per il raggiungimento della quota d'imposta delle fondazioni continue dovranno essere protetti con teli impermeabili in caso di precipitazioni intense

e/o prolungate.

Vi è la possibilità, vista la disomogeneità dei terreni alla quota del piano di fondazione di dover eseguire tratti di scavo in materiali granulari cementati.

9.6. Modalità e prescrizioni per la stabilità dei fronti di scavo

La costruzione del parcheggio richiede l'esecuzione di uno scavo di profondità pari a 7 m rispetto all'originario piano di campagna. La presenza di preesistenti edifici e infrastrutture viarie al contorno del perimetro di scavo, obbliga al sostegno delle pareti di scavo a partire dal piano campagna.

Il sostegno delle pareti dello scavo sarà garantito da un diaframma costituito da pannelli in calcestruzzo armato; per il calcolo delle spinte, il dimensionamento e le verifiche dell'opera di sostegno della parete di scavo si deve fare riferimento ai parametri riportati nelle tabelle n. 4, 5 e 6.

Bergamo, 21/07/2016

Dott. Geol. Pedrali Carlo
(O.G.L. n.860)

ALLEGATO 1
TABULATI DI CALCOLO

FONDAZIONE CONTINUA DI 1 METRO LARGHEZZA

DATI GENERALI

Azione sismica	NTC 2008
Zona	pianura
Lat./ Long. [WGS84]	45,698/9,684
Larghezza fondazione	1,0 m
Lunghezza fondazione	35,0 m
Profondità piano di posa	8,0 m
Altezza di incastro	1,5 m
Profondità falda	35,0 m
Sottofondazione...Sporgenza, Altezza	0,25/0,1 m

SISMA

Accelerazione massima (ag/g)	0,133
Effetto sismico secondo	Paolucci e Pecker (1997)
Coefficiente sismico orizzontale	0,032

Coefficienti sismici [N.T.C.]

Dati generali

Tipo opera:	2 - Opere ordinarie
Classe d'uso:	Classe II
Vita nominale:	50,0 [anni]
Vita di riferimento:	50,0 [anni]

Parametri sismici su sito di riferimento

Categoria sottosuolo:	B
Categoria topografica:	T1

S.L. Stato limite	TR Tempo ritorno [anni]	ag [m/s ²]	F0 [-]	TC* [sec]
S.L.O.	30,0	0,29	2,44	0,2
S.L.D.	50,0	0,38	2,48	0,22
S.L.V.	475,0	1,09	2,42	0,27
S.L.C.	975,0	1,42	2,46	0,28

Coefficienti sismici orizzontali e verticali

Opera: Stabilità dei pendii e Fondazioni

S.L. Stato limite	amax [m/s ²]	beta [-]	kh [-]	kv [sec]
S.L.O.	0,348	0,2	0,0071	0,0035
S.L.D.	0,456	0,2	0,0093	0,0047
S.L.V.	1,308	0,24	0,032	0,016
S.L.C.	1,704	0,24	0,0417	0,0209

STRATIGRAFIA TERRENO

Spessore strato [m]	Peso unità di volume [Kg/m³]	Peso unità di volume saturo [Kg/m³]	Angolo di attrito [°]	Coesione [Kg/cm²]	Coesione non drenata [Kg/cm²]	Modulo Elastico [Kg/cm²]	Modulo Edometrico [Kg/cm²]	Poisson	Coeff. consolidaz. primaria [cmq/s]	Coeff. consolidazione secondaria	Descrizione
1,8	1750,0	1900,0	21,0	0,1	0,15	32,0	27,0	0,34	0,0	0,0	limo argilloso
2,2	1850,0	1950,0	26,0	0,0	0,25	80,0	45,0	0,33	0,0	0,0	ghiaie con limo debil. argillose
2,3	1950,0	2050,0	28,0	0,0	0,32	95,0	49,0	0,33	0,004	0,005	ghiaie con limo argillose
1,2	1850,0	1900,0	25,0	0,0	0,15	84,0	27,0	0,34	0,0	0,0	ghiaia e limo sabbioso
1,5	1850,0	1900,0	25,0	0,0	0,16	84,0	27,0	0,34	0,0	0,0	ghiaia con limo sabbioso
2,0	1950,0	2000,0	32,0	0,0	0,0	310,0	0,0	0,28	0,0	0,0	ghiaia con sabbia limosa
2,0	1900,0	2000,0	28,0	0,0	0,32	95,0	49,0	0,33	0,0	0,0	ghiaia con limo argillosa
2,0	1850,0	2000,0	25,0	0,0	0,16	84,0	27,0	0,34	0,0	0,0	ghiaie e sabbie con limo
1,0	1900,0	2000,0	25,0	0,0	0,15	84,0	27,0	0,33	0,0	0,0	ghiaie e sabbie con limo

Carichi di progetto agenti sulla fondazione

Nr.	Nome combinazioni	Pressione normale di progetto [Kg/cm²]	N [Kg]	Mx [Kg·m]	My [Kg·m]	Hx [Kg]	Hy [Kg]	Tipo
1	A1+M1+R1 (Stru)	1,80	630000,00	0,00	0,00	0,00	0,00	Progetto
2	A2+M2+R2 (Geo)	1,38	483000,00	0,00	0,00	0,00	0,00	Progetto
3	A2+M2+R2 (Sisma)	1,40	490000,00	0,00	0,00	50770,00	0,00	Progetto
4	S.L.E. (statico)	1,38	483000,00	0,00	0,00	0,00	0,00	Servizio
5	S.L.D. (dinamico)	1,39	486500,00	0,00	0,00	26760,00	0,00	Servizio

Sisma + Coeff. parziali parametri geotecnici terreno + Resistenze

Nr	Correzione Sismica	Tangente angolo di resistenza al taglio	Coesione efficace	Coesione non drenata	Peso Unità volume in fondazione	Peso unità volume copertura	Coeff. Rid. Capacità portante verticale	Coeff. Rid. Capacità portante orizzontale
1	No	1	1	1	1	1	1	1
2	No	1,25	1,25	1,4	1	1	1,8	1,1
3	Si	1,25	1,25	1,4	1	1	1,8	1,1

4	No	1	1	1	1	1	1	1
5	Si	1	1	1	1	1	1	1

CARICO LIMITE FONDAZIONE COMBINAZIONE...A2+M2+R2 (Sisma)

Autore: HANSEN (1970)

Carico limite [Qult]	2,28 Kg/cm ²
Resistenza di progetto[Rd]	1,27 Kg/cm ²
Tensione [Ed]	1,4 Kg/cm ²
Fattore sicurezza [Fs=Qult/Ed]	1,63
Condizione di verifica [Ed<=Rd]	Non verificata

COEFFICIENTE DI SOTTOFONDAZIONE BOWLES (1982)

Costante di Winkler 0,91 Kg/cm³

A1+M1+R1 (Stru)

Autore: HANSEN (1970) (Condizione drenata)

=====	
Fattore [Nq]	10,66
Fattore [Nc]	20,72
Fattore [Ng]	6,76
Fattore forma [Sc]	1,0
Fattore profondità [Dc]	1,55
Fattore inclinazione carichi [Ic]	1,0
Fattore inclinazione pendio [Gc]	1,0
Fattore inclinazione base [Bc]	1,0
Fattore forma [Sq]	1,02
Fattore profondità [Dq]	1,43
Fattore inclinazione carichi [Iq]	1,0
Fattore inclinazione pendio [Gq]	1,0
Fattore inclinazione base [Bq]	1,0
Fattore forma [Sg]	0,98
Fattore profondità [Dg]	1,0
Fattore inclinazione carichi [Ig]	1,0
Fattore inclinazione pendio [Gg]	1,0
Fattore inclinazione base [Bg]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zq]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	1,0
=====	
Carico limite	5,24 Kg/cm ²
Resistenza di progetto	5,24 Kg/cm ²

Condizione di verifica [Ed<=Rd] Verificata

Autore: TERZAGHI (1955) (Condizione drenata)

=====	
Fattore [Nq]	12,72
Fattore [Nc]	25,13
Fattore [Ng]	9,7
Fattore forma [Sc]	1,0
Fattore forma [Sg]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zq]	1,0

Fattore correzione sismico inerziale [zg] 1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zc] 1,0

=====
Carico limite 4,88 Kg/cm²
Resistenza di progetto 4,88 Kg/cm²

Condizione di verifica [Ed<=Rd] Verificata

=====
Autore: MEYERHOF (1963) (Condizione drenata)

=====
Fattore [Nq] 10,66
Fattore [Nc] 20,72
Fattore [Ng] 6,77
Fattore forma [Sc] 1,02
Fattore profondità [Dc] 2,67
Fattore inclinazione carichi [Ic] 1,0
Fattore forma [Sq] 1,01
Fattore profondità [Dq] 1,84
Fattore inclinazione carichi [Iq] 1,0
Fattore forma [Sg] 1,01
Fattore profondità [Dg] 1,84
Fattore inclinazione carichi [Ig] 1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zq] 1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zg] 1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zc] 1,0

=====
Carico limite 7,23 Kg/cm²
Resistenza di progetto 7,23 Kg/cm²

Condizione di verifica [Ed<=Rd] Verificata

=====
Autore: VESIC (1975) (Condizione drenata)

=====
Fattore [Nq] 10,66
Fattore [Nc] 20,72
Fattore [Ng] 10,88
Fattore forma [Sc] 1,02
Fattore profondità [Dc] 1,48
Fattore inclinazione carichi [Ic] 1,0
Fattore inclinazione pendio [Gc] 1,0
Fattore inclinazione base [Bc] 1,0
Fattore forma [Sq] 1,02
Fattore profondità [Dq] 1,43
Fattore inclinazione carichi [Iq] 1,0
Fattore inclinazione pendio [Gq] 1,0
Fattore inclinazione base [Bq] 1,0
Fattore forma [Sg] 0,98
Fattore profondità [Dg] 1,0
Fattore inclinazione carichi [Ig] 1,0
Fattore inclinazione pendio [Gg] 1,0
Fattore inclinazione base [Bg] 1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zq] 1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zg] 1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zc] 1,0

Carico limite 5,8 Kg/cm²
Resistenza di progetto 5,8 Kg/cm²

Condizione di verifica [Ed<=Rd] Verificata

=====

Autore: Brinch - Hansen 1970 (Condizione drenata)

=====

Fattore [Nq]	10,66
Fattore [Nc]	20,72
Fattore [Ng]	9,01
Fattore forma [Sc]	1,02
Fattore profondità [Dc]	1,48
Fattore inclinazione carichi [Ic]	1,0
Fattore inclinazione pendio [Gc]	1,0
Fattore inclinazione base [Bc]	1,0
Fattore forma [Sq]	1,02
Fattore profondità [Dq]	1,43
Fattore inclinazione carichi [Iq]	1,0
Fattore inclinazione pendio [Gq]	1,0
Fattore inclinazione base [Bq]	1,0
Fattore forma [Sg]	0,99
Fattore profondità [Dg]	1,0
Fattore inclinazione carichi [Ig]	1,0
Fattore inclinazione pendio [Gg]	1,0
Fattore inclinazione base [Bg]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zq]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	1,0

=====

Carico limite 5,54 Kg/cm²
Resistenza di progetto 5,54 Kg/cm²

Condizione di verifica [Ed<=Rd] Verificata

=====

A2+M2+R2 (Geo)

Autore: HANSEN (1970) (Condizione drenata)

=====

Fattore [Nq]	6,7
Fattore [Nc]	15,27
Fattore [Ng]	3,19
Fattore forma [Sc]	1,0
Fattore profondità [Dc]	1,55
Fattore inclinazione carichi [Ic]	1,0
Fattore inclinazione pendio [Gc]	1,0
Fattore inclinazione base [Bc]	1,0
Fattore forma [Sq]	1,02
Fattore profondità [Dq]	1,44
Fattore inclinazione carichi [Iq]	1,0
Fattore inclinazione pendio [Gq]	1,0
Fattore inclinazione base [Bq]	1,0
Fattore forma [Sg]	0,98
Fattore profondità [Dg]	1,0
Fattore inclinazione carichi [Ig]	1,0
Fattore inclinazione pendio [Gg]	1,0

Fattore inclinazione base [Bg]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zq]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	1,0

Carico limite	3,15 Kg/cm ²
Resistenza di progetto	1,75 Kg/cm ²

Condizione di verifica [Ed<=Rd] Verificata

Autore: TERZAGHI (1955) (Condizione drenata)

Fattore [Nq]	7,81
Fattore [Nc]	18,24
Fattore [Ng]	5,32
Fattore forma [Sc]	1,0
Fattore forma [Sg]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zq]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	1,0

Carico limite	2,9 Kg/cm ²
Resistenza di progetto	1,61 Kg/cm ²

Condizione di verifica [Ed<=Rd] Verificata

Autore: MEYERHOF (1963) (Condizione drenata)

Fattore [Nq]	6,7
Fattore [Nc]	15,27
Fattore [Ng]	3,11
Fattore forma [Sc]	1,02
Fattore profondità [Dc]	2,54
Fattore inclinazione carichi [Ic]	1,0
Fattore forma [Sq]	1,01
Fattore profondità [Dq]	1,77
Fattore inclinazione carichi [Iq]	1,0
Fattore forma [Sg]	1,01
Fattore profondità [Dg]	1,77
Fattore inclinazione carichi [Ig]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zq]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	1,0

Carico limite	4,09 Kg/cm ²
Resistenza di progetto	2,27 Kg/cm ²

Condizione di verifica [Ed<=Rd] Verificata

Autore: VESIC (1975) (Condizione drenata)

Fattore [Nq]	6,7
Fattore [Nc]	15,27
Fattore [Ng]	5,74

Fattore forma [Sc]	1,02
Fattore profondità [Dc]	1,51
Fattore inclinazione carichi [Ic]	1,0
Fattore inclinazione pendio [Gc]	1,0
Fattore inclinazione base [Bc]	1,0
Fattore forma [Sq]	1,02
Fattore profondità [Dq]	1,44
Fattore inclinazione carichi [Iq]	1,0
Fattore inclinazione pendio [Gq]	1,0
Fattore inclinazione base [Bq]	1,0
Fattore forma [Sg]	0,98
Fattore profondità [Dg]	1,0
Fattore inclinazione carichi [Ig]	1,0
Fattore inclinazione pendio [Gg]	1,0
Fattore inclinazione base [Bg]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zq]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	1,0

Carico limite 3,5 Kg/cm²
Resistenza di progetto 1,94 Kg/cm²

Condizione di verifica [Ed<=Rd] Verificata

Autore: Brinch - Hansen 1970 (Condizione drenata)

Fattore [Nq]	6,7
Fattore [Nc]	15,27
Fattore [Ng]	4,25
Fattore forma [Sc]	1,02
Fattore profondità [Dc]	1,51
Fattore inclinazione carichi [Ic]	1,0
Fattore inclinazione pendio [Gc]	1,0
Fattore inclinazione base [Bc]	1,0
Fattore forma [Sq]	1,01
Fattore profondità [Dq]	1,44
Fattore inclinazione carichi [Iq]	1,0
Fattore inclinazione pendio [Gq]	1,0
Fattore inclinazione base [Bq]	1,0
Fattore forma [Sg]	0,99
Fattore profondità [Dg]	1,0
Fattore inclinazione carichi [Ig]	1,0
Fattore inclinazione pendio [Gg]	1,0
Fattore inclinazione base [Bg]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zq]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	1,0

Carico limite 3,29 Kg/cm²
Resistenza di progetto 1,83 Kg/cm²

Condizione di verifica [Ed<=Rd] Verificata

A2+M2+R2 (Sisma)

Autore: HANSEN (1970) (Condizione drenata)

Fattore [Nq]	6,7
Fattore [Nc]	15,27
Fattore [Ng]	3,19
Fattore forma [Sc]	1,0
Fattore profondità [Dc]	1,55
Fattore inclinazione carichi [Ic]	0,73
Fattore inclinazione pendio [Gc]	1,0
Fattore inclinazione base [Bc]	1,0
Fattore forma [Sq]	1,0
Fattore profondità [Dq]	1,44
Fattore inclinazione carichi [Iq]	0,77
Fattore inclinazione pendio [Gq]	1,0
Fattore inclinazione base [Bq]	1,0
Fattore forma [Sg]	1,0
Fattore profondità [Dg]	1,0
Fattore inclinazione carichi [Ig]	0,69
Fattore inclinazione pendio [Gg]	1,0
Fattore inclinazione base [Bg]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zq]	0,97
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	0,97
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	0,99

Carico limite	2,28 Kg/cm ²
Resistenza di progetto	1,27 Kg/cm ²

Condizione di verifica [Ed<=Rd] **Non verificata**

Autore: TERZAGHI (1955) (Condizione drenata)

Fattore [Nq]	7,81
Fattore [Nc]	18,24
Fattore [Ng]	5,32
Fattore forma [Sc]	1,0
Fattore forma [Sg]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zq]	0,97
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	0,97
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	0,99

Carico limite	2,81 Kg/cm ²
Resistenza di progetto	1,56 Kg/cm ²

Condizione di verifica [Ed<=Rd] **Verificata**

Autore: MEYERHOF (1963) (Condizione drenata)

Fattore [Nq]	6,7
Fattore [Nc]	15,27
Fattore [Ng]	3,11
Fattore forma [Sc]	1,02
Fattore profondità [Dc]	2,54
Fattore inclinazione carichi [Ic]	0,87
Fattore forma [Sq]	1,01

Fattore profondità [Dq]	1,77
Fattore inclinazione carichi [Iq]	0,87
Fattore forma [Sg]	1,01
Fattore profondità [Dg]	1,77
Fattore inclinazione carichi [Ig]	0,5
Fattore correzione sismico inerziale [zq]	0,97
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	0,97
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	0,99

Carico limite	3,14 Kg/cm ²
Resistenza di progetto	1,75 Kg/cm ²

Condizione di verifica [Ed<=Rd] Verificata

Autore: VESIC (1975) (Condizione drenata)

Fattore [Nq]	6,7
Fattore [Nc]	15,27
Fattore [Ng]	5,74
Fattore forma [Sc]	1,0
Fattore profondità [Dc]	1,51
Fattore inclinazione carichi [Ic]	0,77
Fattore inclinazione pendio [Gc]	1,0
Fattore inclinazione base [Bc]	1,0
Fattore forma [Sq]	1,0
Fattore profondità [Dq]	1,44
Fattore inclinazione carichi [Iq]	0,81
Fattore inclinazione pendio [Gq]	1,0
Fattore inclinazione base [Bq]	1,0
Fattore forma [Sg]	1,0
Fattore profondità [Dg]	1,0
Fattore inclinazione carichi [Ig]	0,72
Fattore inclinazione pendio [Gg]	1,0
Fattore inclinazione base [Bg]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zq]	0,97
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	0,97
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	0,99

Carico limite	2,65 Kg/cm ²
Resistenza di progetto	1,47 Kg/cm ²

Condizione di verifica [Ed<=Rd] Verificata

Autore: Brinch - Hansen 1970 (Condizione drenata)

Fattore [Nq]	6,7
Fattore [Nc]	15,27
Fattore [Ng]	4,25
Fattore forma [Sc]	1,02
Fattore profondità [Dc]	1,51
Fattore inclinazione carichi [Ic]	0,79
Fattore inclinazione pendio [Gc]	1,0
Fattore inclinazione base [Bc]	1,0
Fattore forma [Sq]	1,01
Fattore profondità [Dq]	1,44

Fattore inclinazione carichi [Iq]	0,81
Fattore inclinazione pendio [Gq]	1,0
Fattore inclinazione base [Bq]	1,0
Fattore forma [Sg]	0,99
Fattore profondità [Dg]	1,0
Fattore inclinazione carichi [Ig]	0,72
Fattore inclinazione pendio [Gg]	1,0
Fattore inclinazione base [Bg]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zq]	0,97
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	0,97
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	0,99

Carico limite	2,53 Kg/cm ²
Resistenza di progetto	1,4 Kg/cm ²

Condizione di verifica [Ed<=Rd] Verificata

VERIFICA A SCORRIMENTO (A2+M2+R2 (Sisma))

Adesione terreno fondazione	0 Kg/cm ²
Angolo di attrito terreno fondazione	19 °
Frazione spinta passiva	0 %
Resistenza di progetto	122705,8 Kg
Sollecitazione di progetto	50770 Kg

Condizione di verifica [Ed<=Rd] Verificata

CEDIMENTI PER OGNI STRATO

***Cedimento edometrico calcolato con: Metodo consolidazione monodimensionale di Terzaghi**

Pressione normale di progetto	1,39 Kg/cm ²
Cedimento dopo T anni	15,0 anni
Distanza	1,98 m
Angolo	82,52°
Cedimento totale	0 cm

Z: Profondità media dello strato; Dp: Incremento di tensione; Wc: Cedimento consolidazione; Ws: Cedimento secondario; Wt: Cedimento totale.

Strato	Z (m)	Tensione (Kg/cm ²)	Dp (Kg/cm ²)	Metodo	Wc (cm)	Ws (cm)	Wt (cm)
5	8,5	1,578	0	Edometrico	0	--	0
6	10	0	0	Schmertmann	0	--	0
7	12	2,25	0	Edometrico	0	--	0
8	14	2,625	0	Edometrico	0	--	0
9	15,5	2,905	0	Edometrico	0	--	0

CEDIMENTI ELASTICI

Pressione normale di progetto	1,39 Kg/cm ²
Spessore strato	4,4 m
Profondità substrato roccioso	0,0 m
Modulo Elastico	84,0 Kg/cm ²
Coefficiente di Poisson	0,34

Coefficiente di influenza I1	0,77
Coefficiente di influenza I2	0,14
Coefficiente di influenza Is	0,84
=====	
Cedimento al centro della fondazione	-0,14 mm
=====	
Coefficiente di influenza I1	0,54
Coefficiente di influenza I2	0,15
Coefficiente di influenza Is	0,62
Cedimento al bordo	-0,05 mm
=====	

CEDIMENTI BURLAND E BURBIDGE

Pressione normale di progetto	1,39 Kg/cm ²
Tempo	15,0 anni
Profondità significativa Zi (m)	2,3 m
Media dei valori di N _{spt} all'interno di Zi	7,8
Fattore di forma fs	1,54
Fattore strato compressibile fh	1
Fattore tempo ft	1,44
Indice di compressibilità	0,096
Cedimento	8,367 mm
=====	

FONDAZIONE CONTINUA DI 2 METRI LARGHEZZA

DATI GENERALI

Azione sismica	NTC 2008
Zona	pianura
Lat./ Long. [WGS84]	45,698/9,684
Larghezza fondazione	2,0 m
Lunghezza fondazione	35,0 m
Profondità piano di posa	8,0 m
Altezza di incastro	1,2 m
Profondità falda	35,0 m
Sottofondazione...Sporgenza, Altezza	0,1/0,1 m

SISMA

Accelerazione massima (ag/g)	0,133
Effetto sismico secondo	Paolucci e Pecker (1997)
Coefficiente sismico orizzontale	0,032

Coefficienti sismici [N.T.C.]

Dati generali

Tipo opera:	2 - Opere ordinarie
Classe d'uso:	Classe II
Vita nominale:	50,0 [anni]
Vita di riferimento:	50,0 [anni]

Parametri sismici su sito di riferimento

Categoria sottosuolo:	B
Categoria topografica:	T1

S.L. Stato limite	TR Tempo ritorno [anni]	ag [m/s ²]	F0 [-]	TC* [sec]
S.L.O.	30,0	0,29	2,44	0,2
S.L.D.	50,0	0,38	2,48	0,22
S.L.V.	475,0	1,09	2,42	0,27
S.L.C.	975,0	1,42	2,46	0,28

Coefficienti sismici orizzontali e verticali

Opera: Stabilità dei pendii e Fondazioni

S.L. Stato limite	amax [m/s ²]	beta [-]	kh [-]	kv [sec]
S.L.O.	0,348	0,2	0,0071	0,0035
S.L.D.	0,456	0,2	0,0093	0,0047
S.L.V.	1,308	0,24	0,032	0,016
S.L.C.	1,704	0,24	0,0417	0,0209

STRATIGRAFIA TERRENO

Spessore strato [m]	Peso unità di volume [Kg/m ³]	Peso unità di volume saturo [Kg/m ³]	Angolo di attrito [°]	Coesione [Kg/cm ²]	Coesione non drenata [Kg/cm ²]	Modulo Elastico [Kg/cm ²]	Modulo Edometrico [Kg/cm ²]	Poisson	Coeff. consolidaz. primaria [cmq/s]	Coeff. consolidazione secondaria	Descrizione
1,8	1750,0	1900,0	21,0	0,1	0,15	32,0	27,0	0,34	0,0	0,0	limo argilloso
2,2	1850,0	1950,0	26,0	0,0	0,25	80,0	45,0	0,33	0,0	0,0	ghiaie con limo debol. argillose
2,3	1950,0	2050,0	28,0	0,0	0,32	95,0	49,0	0,33	0,004	0,005	ghiaie con limo argillose
1,2	1850,0	1900,0	25,0	0,0	0,15	84,0	27,0	0,34	0,0	0,0	ghiaia e limo sabbioso
1,5	1850,0	1900,0	25,0	0,0	0,16	84,0	27,0	0,34	0,0	0,0	ghiaia con limo sabbioso
2,0	1950,0	2000,0	32,0	0,0	0,0	310,0	0,0	0,28	0,0	0,0	ghiaia con sabbia limosa
2,0	1900,0	2000,0	28,0	0,0	0,32	95,0	49,0	0,33	0,0	0,0	ghiaia con limo argillosa
2,0	1850,0	2000,0	25,0	0,0	0,16	84,0	27,0	0,34	0,0	0,0	ghiaie e sabbie con limo
1,0	1900,0	2000,0	25,0	0,0	0,15	84,0	27,0	0,33	0,0	0,0	ghiaie e sabbie con limo

Carichi di progetto agenti sulla fondazione

Nr.	Nome combinazioni	Pressione normale di progetto [Kg/cm ²]	N [Kg]	Mx [Kg·m]	My [Kg·m]	Hx [Kg]	Hy [Kg]	Tipo
1	A1+M1+R1 (Stru)	2,09	1463000,00	0,00	0,00	0,00	0,00	Progetto
2	A2+M2+R2 (Geo)	1,61	1127000,00	0,00	0,00	0,00	0,00	Progetto
3	A2+M2+R2 (Sisma)	1,63	1141000,00	0,00	0,00	118700,00	0,00	Progetto
4	S.L.E. (statico)	1,61	1127000,00	0,00	0,00	0,00	0,00	Servizio
5	S.L.D. (dinamico)	1,62	1134000,00	0,00	0,00	62370,00	0,00	Servizio

Sisma + Coeff. parziali parametri geotecnici terreno + Resistenze

Nr	Correzione Sismica	Tangente angolo di resistenza al taglio	Coesione efficace	Coesione non drenata	Peso Unità volume in fondazione	Peso unità volume copertura	Coeff. Rid. Capacità portante verticale	Coeff. Rid. Capacità portante orizzontale
1	No	1	1	1	1	1	1	1
2	No	1,25	1,25	1,4	1	1	1,8	1,1

3	Si	1,25	1,25	1,4	1	1	1,8	1,1
4	No	1	1	1	1	1	1	1
5	Si	1	1	1	1	1	1	1

CARICO LIMITE FONDAZIONE COMBINAZIONE...A2+M2+R2 (Sisma)

Autore: HANSEN (1970)

Carico limite [Qult]	2,58 Kg/cm ²
Resistenza di progetto[Rd]	1,44 Kg/cm ²
Tensione [Ed]	1,63 Kg/cm ²
Fattore sicurezza [Fs=Qult/Ed]	1,59
Condizione di verifica [Ed<=Rd]	Non verificata

COEFFICIENTE DI SOTTOFONDAZIONE BOWLES (1982)

Costante di Winkler 1,03 Kg/cm³

A1+M1+R1 (Stru)

Autore: HANSEN (1970) (Condizione drenata)

=====

Fattore [Nq]	14,0
Fattore [Nc]	24,93
Fattore [Ng]	10,17
Fattore forma [Sc]	1,0
Fattore profondità [Dc]	1,52
Fattore inclinazione carichi [Ic]	1,0
Fattore inclinazione pendio [Gc]	1,0
Fattore inclinazione base [Bc]	1,0
Fattore forma [Sq]	1,03
Fattore profondità [Dq]	1,39
Fattore inclinazione carichi [Iq]	1,0
Fattore inclinazione pendio [Gq]	1,0
Fattore inclinazione base [Bq]	1,0
Fattore forma [Sg]	0,98
Fattore profondità [Dg]	1,0
Fattore inclinazione carichi [Ig]	1,0
Fattore inclinazione pendio [Gg]	1,0
Fattore inclinazione base [Bg]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zq]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	1,0

=====

Carico limite	6,53 Kg/cm ²
Resistenza di progetto	6,53 Kg/cm ²

Condizione di verifica [Ed<=Rd] Verificata

=====

Autore: TERZAGHI (1955) (Condizione drenata)

=====

Fattore [Nq]	16,9
Fattore [Nc]	30,49
Fattore [Ng]	14,21
Fattore forma [Sc]	1,0
Fattore forma [Sg]	1,0

Fattore correzione sismico inerziale [zq]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	1,0

Carico limite	6,7 Kg/cm ²
Resistenza di progetto	6,7 Kg/cm ²

Condizione di verifica [Ed<=Rd] Verificata

Autore: MEYERHOF (1963) (Condizione drenata)

Fattore [Nq]	14,0
Fattore [Nc]	24,93
Fattore [Ng]	10,36
Fattore forma [Sc]	1,03
Fattore profondità [Dc]	2,2
Fattore inclinazione carichi [Ic]	1,0
Fattore forma [Sq]	1,02
Fattore profondità [Dq]	1,6
Fattore inclinazione carichi [Iq]	1,0
Fattore forma [Sg]	1,02
Fattore profondità [Dg]	1,6
Fattore inclinazione carichi [Ig]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zq]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	1,0

Carico limite	8,55 Kg/cm ²
Resistenza di progetto	8,55 Kg/cm ²

Condizione di verifica [Ed<=Rd] Verificata

Autore: VESIC (1975) (Condizione drenata)

Fattore [Nq]	14,0
Fattore [Nc]	24,93
Fattore [Ng]	15,64
Fattore forma [Sc]	1,04
Fattore profondità [Dc]	1,42
Fattore inclinazione carichi [Ic]	1,0
Fattore inclinazione pendio [Gc]	1,0
Fattore inclinazione base [Bc]	1,0
Fattore forma [Sq]	1,03
Fattore profondità [Dq]	1,39
Fattore inclinazione carichi [Iq]	1,0
Fattore inclinazione pendio [Gq]	1,0
Fattore inclinazione base [Bq]	1,0
Fattore forma [Sg]	0,98
Fattore profondità [Dg]	1,0
Fattore inclinazione carichi [Ig]	1,0
Fattore inclinazione pendio [Gg]	1,0
Fattore inclinazione base [Bg]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zq]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	1,0

=====
Carico limite 7,63 Kg/cm²
Resistenza di progetto 7,63 Kg/cm²

Condizione di verifica [Ed<=Rd] Verificata
=====

Autore: Brinch - Hansen 1970 (Condizione drenata)

=====
Fattore [Nq] 14,0
Fattore [Nc] 24,93
Fattore [Ng] 13,56
Fattore forma [Sc] 1,03
Fattore profondità [Dc] 1,42
Fattore inclinazione carichi [Ic] 1,0
Fattore inclinazione pendio [Gc] 1,0
Fattore inclinazione base [Bc] 1,0
Fattore forma [Sq] 1,03
Fattore profondità [Dq] 1,39
Fattore inclinazione carichi [Iq] 1,0
Fattore inclinazione pendio [Gq] 1,0
Fattore inclinazione base [Bq] 1,0
Fattore forma [Sg] 0,98
Fattore profondità [Dg] 1,0
Fattore inclinazione carichi [Ig] 1,0
Fattore inclinazione pendio [Gg] 1,0
Fattore inclinazione base [Bg] 1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zq] 1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zg] 1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zc] 1,0
=====

Carico limite 7,21 Kg/cm²
Resistenza di progetto 7,21 Kg/cm²

Condizione di verifica [Ed<=Rd] Verificata
=====

A2+M2+R2 (Geo)

Autore: HANSEN (1970) (Condizione drenata)

=====
Fattore [Nq] 8,35
Fattore [Nc] 17,62
Fattore [Ng] 4,6
Fattore forma [Sc] 1,0
Fattore profondità [Dc] 1,52
Fattore inclinazione carichi [Ic] 1,0
Fattore inclinazione pendio [Gc] 1,0
Fattore inclinazione base [Bc] 1,0
Fattore forma [Sq] 1,03
Fattore profondità [Dq] 1,41
Fattore inclinazione carichi [Iq] 1,0
Fattore inclinazione pendio [Gq] 1,0
Fattore inclinazione base [Bq] 1,0
Fattore forma [Sg] 0,98
Fattore profondità [Dg] 1,0
Fattore inclinazione carichi [Ig] 1,0
=====

Fattore inclinazione pendio [Gg]	1,0
Fattore inclinazione base [Bg]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zq]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	1,0

Carico limite	3,61 Kg/cm ²
Resistenza di progetto	2,01 Kg/cm ²

Condizione di verifica [Ed<=Rd] Verificata

Autore: TERZAGHI (1955) (Condizione drenata)

Fattore [Nq]	9,85
Fattore [Nc]	21,21
Fattore [Ng]	7,21
Fattore forma [Sc]	1,0
Fattore forma [Sg]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zq]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	1,0

Carico limite	3,68 Kg/cm ²
Resistenza di progetto	2,05 Kg/cm ²

Condizione di verifica [Ed<=Rd] Verificata

Autore: MEYERHOF (1963) (Condizione drenata)

Fattore [Nq]	8,35
Fattore [Nc]	17,62
Fattore [Ng]	4,54
Fattore forma [Sc]	1,03
Fattore profondità [Dc]	2,09
Fattore inclinazione carichi [Ic]	1,0
Fattore forma [Sq]	1,01
Fattore profondità [Dq]	1,55
Fattore inclinazione carichi [Iq]	1,0
Fattore forma [Sg]	1,01
Fattore profondità [Dg]	1,55
Fattore inclinazione carichi [Ig]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zq]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	1,0

Carico limite	4,38 Kg/cm ²
Resistenza di progetto	2,44 Kg/cm ²

Condizione di verifica [Ed<=Rd] Verificata

Autore: VESIC (1975) (Condizione drenata)

Fattore [Nq]	8,35
Fattore [Nc]	17,62

Fattore [Ng]	7,8
Fattore forma [Sc]	1,03
Fattore profondità [Dc]	1,47
Fattore inclinazione carichi [Ic]	1,0
Fattore inclinazione pendio [Gc]	1,0
Fattore inclinazione base [Bc]	1,0
Fattore forma [Sq]	1,03
Fattore profondità [Dq]	1,41
Fattore inclinazione carichi [Iq]	1,0
Fattore inclinazione pendio [Gq]	1,0
Fattore inclinazione base [Bq]	1,0
Fattore forma [Sg]	0,98
Fattore profondità [Dg]	1,0
Fattore inclinazione carichi [Ig]	1,0
Fattore inclinazione pendio [Gg]	1,0
Fattore inclinazione base [Bg]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zq]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	1,0

Carico limite 4,26 Kg/cm²
Resistenza di progetto 2,37 Kg/cm²

Condizione di verifica [Ed<=Rd] Verificata

Autore: Brinch - Hansen 1970 (Condizione drenata)

Fattore [Nq]	8,35
Fattore [Nc]	17,62
Fattore [Ng]	6,13
Fattore forma [Sc]	1,03
Fattore profondità [Dc]	1,47
Fattore inclinazione carichi [Ic]	1,0
Fattore inclinazione pendio [Gc]	1,0
Fattore inclinazione base [Bc]	1,0
Fattore forma [Sq]	1,02
Fattore profondità [Dq]	1,41
Fattore inclinazione carichi [Iq]	1,0
Fattore inclinazione pendio [Gq]	1,0
Fattore inclinazione base [Bq]	1,0
Fattore forma [Sg]	0,98
Fattore profondità [Dg]	1,0
Fattore inclinazione carichi [Ig]	1,0
Fattore inclinazione pendio [Gg]	1,0
Fattore inclinazione base [Bg]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zq]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	1,0

Carico limite 3,93 Kg/cm²
Resistenza di progetto 2,18 Kg/cm²

Condizione di verifica [Ed<=Rd] Verificata

A2+M2+R2 (Sisma)

Autore: HANSEN (1970) (Condizione drenata)

Fattore [Nq]	8,35
Fattore [Nc]	17,62
Fattore [Ng]	4,6
Fattore forma [Sc]	1,0
Fattore profondità [Dc]	1,52
Fattore inclinazione carichi [Ic]	0,73
Fattore inclinazione pendio [Gc]	1,0
Fattore inclinazione base [Bc]	1,0
Fattore forma [Sq]	1,0
Fattore profondità [Dq]	1,41
Fattore inclinazione carichi [Iq]	0,77
Fattore inclinazione pendio [Gq]	1,0
Fattore inclinazione base [Bq]	1,0
Fattore forma [Sg]	1,0
Fattore profondità [Dg]	1,0
Fattore inclinazione carichi [Ig]	0,69
Fattore inclinazione pendio [Gg]	1,0
Fattore inclinazione base [Bg]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zq]	0,97
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	0,97
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	0,99
Carico limite	2,58 Kg/cm ²
Resistenza di progetto	1,44 Kg/cm ²

Condizione di verifica [Ed<=Rd] Non verificata

Autore: TERZAGHI (1955) (Condizione drenata)

Fattore [Nq]	9,85
Fattore [Nc]	21,21
Fattore [Ng]	7,21
Fattore forma [Sc]	1,0
Fattore forma [Sg]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zq]	0,97
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	0,97
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	0,99
Carico limite	3,58 Kg/cm ²
Resistenza di progetto	1,99 Kg/cm ²

Condizione di verifica [Ed<=Rd] Verificata

Autore: MEYERHOF (1963) (Condizione drenata)

Fattore [Nq]	8,35
Fattore [Nc]	17,62
Fattore [Ng]	4,54
Fattore forma [Sc]	1,03

Fattore profondità [Dc]	2,09
Fattore inclinazione carichi [Ic]	0,87
Fattore forma [Sq]	1,01
Fattore profondità [Dq]	1,55
Fattore inclinazione carichi [Iq]	0,87
Fattore forma [Sg]	1,01
Fattore profondità [Dg]	1,55
Fattore inclinazione carichi [Ig]	0,54
Fattore correzione sismico inerziale [zq]	0,97
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	0,97
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	0,99

Carico limite	3,19 Kg/cm ²
Resistenza di progetto	1,77 Kg/cm ²

Condizione di verifica [Ed<=Rd] Verificata

Autore: VESIC (1975) (Condizione drenata)

Fattore [Nq]	8,35
Fattore [Nc]	17,62
Fattore [Ng]	7,8
Fattore forma [Sc]	1,0
Fattore profondità [Dc]	1,47
Fattore inclinazione carichi [Ic]	0,78
Fattore inclinazione pendio [Gc]	1,0
Fattore inclinazione base [Bc]	1,0
Fattore forma [Sq]	1,0
Fattore profondità [Dq]	1,41
Fattore inclinazione carichi [Iq]	0,81
Fattore inclinazione pendio [Gq]	1,0
Fattore inclinazione base [Bq]	1,0
Fattore forma [Sg]	1,0
Fattore profondità [Dg]	1,0
Fattore inclinazione carichi [Ig]	0,72
Fattore inclinazione pendio [Gg]	1,0
Fattore inclinazione base [Bg]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zq]	0,97
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	0,97
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	0,99

Carico limite	3,2 Kg/cm ²
Resistenza di progetto	1,78 Kg/cm ²

Condizione di verifica [Ed<=Rd] Verificata

Autore: Brinch - Hansen 1970 (Condizione drenata)

Fattore [Nq]	8,35
Fattore [Nc]	17,62
Fattore [Ng]	6,13
Fattore forma [Sc]	1,03
Fattore profondità [Dc]	1,47
Fattore inclinazione carichi [Ic]	0,8
Fattore inclinazione pendio [Gc]	1,0

Fattore inclinazione base [Bc]	1,0
Fattore forma [Sq]	1,02
Fattore profondità [Dq]	1,41
Fattore inclinazione carichi [Iq]	0,81
Fattore inclinazione pendio [Gq]	1,0
Fattore inclinazione base [Bq]	1,0
Fattore forma [Sg]	0,98
Fattore profondità [Dg]	1,0
Fattore inclinazione carichi [Ig]	0,72
Fattore inclinazione pendio [Gg]	1,0
Fattore inclinazione base [Bg]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zq]	0,97
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	0,97
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	0,99

Carico limite	2,98 Kg/cm ²
Resistenza di progetto	1,66 Kg/cm ²

Condizione di verifica [Ed<=Rd] Verificata

VERIFICA A SCORRIMENTO (A2+M2+R2 (Sisma))

Adesione terreno fondazione	0 Kg/cm ²
Angolo di attrito terreno fondazione	19 °
Frazione spinta passiva	0 %
Resistenza di progetto	285729,3 Kg
Sollecitazione di progetto	118700 Kg

Condizione di verifica [Ed<=Rd] Verificata

CEDIMENTI PER OGNI STRATO

***Cedimento edometrico calcolato con: Metodo consolidazione monodimensionale di Terzaghi**

Pressione normale di progetto	1,62 Kg/cm ²
Cedimento dopo T anni	15,0 anni
Distanza	0,26 m
Angolo	353,75°
Cedimento totale	1,01 cm

Z: Profondità media dello strato; Dp: Incremento di tensione; Wc: Cedimento consolidazione; Ws: Cedimento secondario; Wt: Cedimento totale.

Strato	Z (m)	Tensione (Kg/cm ²)	Dp (Kg/cm ²)	Metodo	Wc (cm)	Ws (cm)	Wt (cm)
5	8,5	1,578	0,13	Edometrico	0,48	--	0,48
6	10	0	0	Schmertmann	0,02	0,01	0,03
7	12	2,25	0,045	Edometrico	0,1823	--	0,1823
8	14	2,625	0,031	Edometrico	0,2266	--	0,2266
9	15,5	2,905	0,025	Edometrico	0,091	--	0,091

CEDIMENTI ELASTICI

Pressione normale di progetto	1,62 Kg/cm ²
Spessore strato	4,4 m
Profondità substrato roccioso	0,0 m
Modulo Elastico	84,0 Kg/cm ²
Coefficiente di Poisson	0,34

Coefficiente di influenza I1	0,65
Coefficiente di influenza I2	0,14
Coefficiente di influenza Is	0,72

Cedimento al centro della fondazione	4,41 mm
--------------------------------------	---------

Coefficiente di influenza I1	0,43
Coefficiente di influenza I2	0,15
Coefficiente di influenza Is	0,5
Cedimento al bordo	1,54 mm

CEDIMENTI BURLAND E BURBIDGE

Pressione normale di progetto	1,62 Kg/cm ²
Tempo	15,0
Profondità significativa Zi (m)	2,302
Media dei valori di N _{spt} all'interno di Zi	7,8
Fattore di forma fs	1,519
Fattore strato compressibile fh	1
Fattore tempo ft	1,44
Indice di compressibilità	0,096
Cedimento	21,107 mm

FONDAZIONE PLATEA 20x33 METRI (EDIFICIO PIU' A NORD)

DATI GENERALI

Azione sismica	NTC 2008
Zona	pianura
Lat./ Long. [WGS84]	45,698/9,684
Larghezza fondazione	20,0 m
Lunghezza fondazione	33,0 m
Profondità piano di posa	7,6 m
Altezza di incastro	7,6 m
Profondità falda	35,0 m

SISMA

Accelerazione massima (ag/g)	0,133
Effetto sismico secondo	Paolucci e Pecker (1997)
Coefficiente sismico orizzontale	0,032

Coefficienti sismici [N.T.C.]

Dati generali

Tipo opera:	2 - Opere ordinarie
Classe d'uso:	Classe II
Vita nominale:	50,0 [anni]
Vita di riferimento:	50,0 [anni]

Parametri sismici su sito di riferimento

Categoria sottosuolo:	B
Categoria topografica:	T1

S.L. Stato limite	TR Tempo ritorno [anni]	ag [m/s ²]	F0 [-]	TC* [sec]
S.L.O.	30,0	0,29	2,44	0,2
S.L.D.	50,0	0,38	2,48	0,22
S.L.V.	475,0	1,09	2,42	0,27
S.L.C.	975,0	1,42	2,46	0,28

Coefficienti sismici orizzontali e verticali

Opera: Stabilità dei pendii e Fondazioni

S.L. Stato limite	amax [m/s ²]	Beta [-]	kh [-]	kv [sec]
S.L.O.	0,348	0,2	0,0071	0,0035
S.L.D.	0,456	0,2	0,0093	0,0047
S.L.V.	1,308	0,24	0,032	0,016
S.L.C.	1,704	0,24	0,0417	0,0209

STRATIGRAFIA TERRENO

Spessore strato [m]	Peso unità di volume [Kg/m³]	Peso unità di volume saturo [Kg/m³]	Angolo di attrito [°]	Coesione [Kg/cm²]	Coesione non drenata [Kg/cm²]	Modulo Elastico [Kg/cm²]	Modulo Edometrico [Kg/cm²]	Poisson	Coeff. consolidaz. primaria [cmq/s]	Coeff. consolidazione secondaria	Descrizione
1,8	1750,0	1900,0	21,0	0,1	0,15	32,0	27,0	0,34	0,0	0,0	limo argilloso
2,2	1850,0	1950,0	26,0	0,0	0,25	80,0	45,0	0,33	0,0	0,0	ghiaie con limo debil. argillose
2,3	1950,0	2050,0	28,0	0,0	0,32	95,0	49,0	0,33	0,004	0,005	ghiaie con limo argillose
1,2	1850,0	1900,0	25,0	0,0	0,15	84,0	27,0	0,34	0,0	0,0	ghiaia e limo sabbioso
1,5	1850,0	1900,0	25,0	0,0	0,16	84,0	27,0	0,34	0,0	0,0	ghiaia con limo sabbioso
2,0	1950,0	2000,0	32,0	0,0	0,0	310,0	0,0	0,28	0,0	0,0	ghiaia con sabbia limosa
2,0	1900,0	2000,0	28,0	0,0	0,32	95,0	49,0	0,33	0,0	0,0	ghiaia con limo argillosa
2,0	1850,0	2000,0	25,0	0,0	0,16	84,0	27,0	0,34	0,0	0,0	ghiaie e sabbie con limo
10,0	1900,0	2000,0	25,0	0,0	0,15	84,0	27,0	0,33	0,0	0,0	ghiaie e sabbie con limo

Carichi di progetto agenti sulla fondazione

Nr.	Nome combinazioni	Pressione normale di progetto [Kg/cm²]	N [Kg]	Mx [Kg·m]	My [Kg·m]	Hx [Kg]	Hy [Kg]	Tipo
1	A1+M1+R1 (Stru)	1,89	12474000,00	0,00	0,00	0,00	0,00	Progetto
2	A2+M2+R2 (Geo)	1,45	9570000,00	0,00	0,00	0,00	0,00	Progetto
3	A2+M2+R2 (Sisma)	1,47	9702000,00	0,00	0,00	1004160,00	0,00	Progetto
4	S.L.E. (statico)	1,45	9570000,00	0,00	0,00	0,00	0,00	Servizio
5	S.L.D. (dinamico)	1,46	9636000,00	0,00	0,00	529980,00	0,00	Servizio

Sisma + Coeff. parziali parametri geotecnici terreno + Resistenze

Nr	Correzione Sismica	Tangente angolo di resistenza al taglio	Coesione efficace	Coesione non drenata	Peso Unità volume in fondazione	Peso unità volume copertura	Coef. Rid. Capacità portante verticale	Coef. Rid. Capacità portante orizzontale
1	No	1	1	1	1	1	1	1
2	No	1,25	1,25	1,4	1	1	1,8	1,1
3	Si	1,25	1,25	1,4	1	1	1,8	1,1

4	No	1	1	1	1	1	1	1
5	Si	1	1	1	1	1	1	1

CARICO LIMITE FONDAZIONE COMBINAZIONE...A2+M2+R2 (Sisma)

Autore: MEYERHOF (1963)

Carico limite [Qult]	13,22 Kg/cm ²
Resistenza di progetto[Rd]	7,35 Kg/cm ²
Tensione [Ed]	1,47 Kg/cm ²
Fattore sicurezza [Fs=Qult/Ed]	9,0
Condizione di verifica [Ed<=Rd]	Verificata

COEFFICIENTE DI SOTTOFONDAZIONE BOWLES (1982)

Costante di Winkler 5,29 Kg/cm³

A1+M1+R1 (Stru)

Autore: HANSEN (1970) (Condizione drenata)

Fattore [Nq]	12,21
Fattore [Nc]	22,7
Fattore [Ng]	8,3
Fattore forma [Sc]	1,33
Fattore profondità [Dc]	1,15
Fattore inclinazione carichi [Ic]	1,0
Fattore inclinazione pendio [Gc]	1,0
Fattore inclinazione base [Bc]	1,0
Fattore forma [Sq]	1,3
Fattore profondità [Dq]	1,12
Fattore inclinazione carichi [Iq]	1,0
Fattore inclinazione pendio [Gq]	1,0
Fattore inclinazione base [Bq]	1,0
Fattore forma [Sg]	0,76
Fattore profondità [Dg]	1,0
Fattore inclinazione carichi [Ig]	1,0
Fattore inclinazione pendio [Gg]	1,0
Fattore inclinazione base [Bg]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zq]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	1,0

Carico limite	36,9 Kg/cm ²
Resistenza di progetto	36,9 Kg/cm ²

Condizione di verifica [Ed<=Rd] Verificata

Autore: TERZAGHI (1955) (Condizione drenata)

Fattore [Nq]	14,65
Fattore [Nc]	27,65
Fattore [Ng]	11,83
Fattore forma [Sc]	1,0
Fattore forma [Sg]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zq]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	1,0

Carico limite	43,09 Kg/cm ²
Resistenza di progetto	43,09 Kg/cm ²

Condizione di verifica [Ed<=Rd] Verificata

Autore: MEYERHOF (1963) (Condizione drenata)

Fattore [Nq]	12,21
Fattore [Nc]	22,7
Fattore [Ng]	8,38
Fattore forma [Sc]	1,31
Fattore profondità [Dc]	1,12
Fattore inclinazione carichi [Ic]	1,0
Fattore forma [Sq]	1,16
Fattore profondità [Dq]	1,06
Fattore inclinazione carichi [Iq]	1,0
Fattore forma [Sg]	1,16
Fattore profondità [Dg]	1,06
Fattore inclinazione carichi [Ig]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zq]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	1,0

Carico limite	40,64 Kg/cm ²
Resistenza di progetto	40,64 Kg/cm ²

Condizione di verifica [Ed<=Rd] Verificata

Autore: VESIC (1975) (Condizione drenata)

Fattore [Nq]	12,21
Fattore [Nc]	22,7
Fattore [Ng]	13,04
Fattore forma [Sc]	1,33
Fattore profondità [Dc]	1,13
Fattore inclinazione carichi [Ic]	1,0
Fattore inclinazione pendio [Gc]	1,0
Fattore inclinazione base [Bc]	1,0
Fattore forma [Sq]	1,3
Fattore profondità [Dq]	1,12
Fattore inclinazione carichi [Iq]	1,0
Fattore inclinazione pendio [Gq]	1,0
Fattore inclinazione base [Bq]	1,0
Fattore forma [Sg]	0,76
Fattore profondità [Dg]	1,0
Fattore inclinazione carichi [Ig]	1,0
Fattore inclinazione pendio [Gg]	1,0
Fattore inclinazione base [Bg]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zq]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	1,0

Carico limite	42,43 Kg/cm ²
Resistenza di progetto	42,43 Kg/cm ²

Condizione di verifica [Ed<=Rd] Verificata
=====

Autore: Brinch - Hansen 1970 (Condizione drenata)
=====

Fattore [Nq]	12,21
Fattore [Nc]	22,7
Fattore [Ng]	11,06
Fattore forma [Sc]	1,29
Fattore profondità [Dc]	1,13
Fattore inclinazione carichi [Ic]	1,0
Fattore inclinazione pendio [Gc]	1,0
Fattore inclinazione base [Bc]	1,0
Fattore forma [Sq]	1,27
Fattore profondità [Dq]	1,12
Fattore inclinazione carichi [Iq]	1,0
Fattore inclinazione pendio [Gq]	1,0
Fattore inclinazione base [Bq]	1,0
Fattore forma [Sg]	0,82
Fattore profondità [Dg]	1,0
Fattore inclinazione carichi [Ig]	1,0
Fattore inclinazione pendio [Gg]	1,0
Fattore inclinazione base [Bg]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zq]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	1,0

Carico limite 41,55 Kg/cm²
Resistenza di progetto 41,55 Kg/cm²
=====

Condizione di verifica [Ed<=Rd] Verificata
=====

A2+M2+R2 (Geo)

Autore: HANSEN (1970) (Condizione drenata)
=====

Fattore [Nq]	7,47
Fattore [Nc]	16,39
Fattore [Ng]	3,84
Fattore forma [Sc]	1,28
Fattore profondità [Dc]	1,15
Fattore inclinazione carichi [Ic]	1,0
Fattore inclinazione pendio [Gc]	1,0
Fattore inclinazione base [Bc]	1,0
Fattore forma [Sq]	1,24
Fattore profondità [Dq]	1,12
Fattore inclinazione carichi [Iq]	1,0
Fattore inclinazione pendio [Gq]	1,0
Fattore inclinazione base [Bq]	1,0
Fattore forma [Sg]	0,76
Fattore profondità [Dg]	1,0
Fattore inclinazione carichi [Ig]	1,0
Fattore inclinazione pendio [Gg]	1,0
Fattore inclinazione base [Bg]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zq]	1,0

Fattore correzione sismico inerziale [zg] 1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zc] 1,0

=====
Carico limite 20,15 Kg/cm²
Resistenza di progetto 11,19 Kg/cm²

Condizione di verifica [Ed<=Rd] Verificata

=====
Autore: TERZAGHI (1955) (Condizione drenata)

=====
Fattore [Nq] 8,76
Fattore [Nc] 19,65
Fattore [Ng] 6,22
Fattore forma [Sc] 1,0
Fattore forma [Sg] 1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zq] 1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zg] 1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zc] 1,0

=====
Carico limite 24,15 Kg/cm²
Resistenza di progetto 13,42 Kg/cm²

Condizione di verifica [Ed<=Rd] Verificata

=====
Autore: MEYERHOF (1963) (Condizione drenata)

=====
Fattore [Nq] 7,47
Fattore [Nc] 16,39
Fattore [Ng] 3,76
Fattore forma [Sc] 1,26
Fattore profondità [Dc] 1,11
Fattore inclinazione carichi [Ic] 1,0
Fattore forma [Sq] 1,13
Fattore profondità [Dq] 1,06
Fattore inclinazione carichi [Iq] 1,0
Fattore forma [Sg] 1,13
Fattore profondità [Dg] 1,06
Fattore inclinazione carichi [Ig] 1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zq] 1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zg] 1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zc] 1,0

=====
Carico limite 21,11 Kg/cm²
Resistenza di progetto 11,73 Kg/cm²

Condizione di verifica [Ed<=Rd] Verificata

=====
Autore: VESIC (1975) (Condizione drenata)

=====
Fattore [Nq] 7,47
Fattore [Nc] 16,39
Fattore [Ng] 6,69
Fattore forma [Sc] 1,28
Fattore profondità [Dc] 1,14

Fattore inclinazione carichi [Ic]	1,0
Fattore inclinazione pendio [Gc]	1,0
Fattore inclinazione base [Bc]	1,0
Fattore forma [Sq]	1,24
Fattore profondità [Dq]	1,12
Fattore inclinazione carichi [Iq]	1,0
Fattore inclinazione pendio [Gq]	1,0
Fattore inclinazione base [Bq]	1,0
Fattore forma [Sg]	0,76
Fattore profondità [Dg]	1,0
Fattore inclinazione carichi [Ig]	1,0
Fattore inclinazione pendio [Gg]	1,0
Fattore inclinazione base [Bg]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zq]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	1,0

Carico limite	24,25 Kg/cm ²
Resistenza di progetto	13,47 Kg/cm ²

Condizione di verifica [Ed<=Rd] Verificata

Autore: Brinch - Hansen 1970 (Condizione drenata)

Fattore [Nq]	7,47
Fattore [Nc]	16,39
Fattore [Ng]	5,11
Fattore forma [Sc]	1,26
Fattore profondità [Dc]	1,14
Fattore inclinazione carichi [Ic]	1,0
Fattore inclinazione pendio [Gc]	1,0
Fattore inclinazione base [Bc]	1,0
Fattore forma [Sq]	1,22
Fattore profondità [Dq]	1,12
Fattore inclinazione carichi [Iq]	1,0
Fattore inclinazione pendio [Gq]	1,0
Fattore inclinazione base [Bq]	1,0
Fattore forma [Sg]	0,82
Fattore profondità [Dg]	1,0
Fattore inclinazione carichi [Ig]	1,0
Fattore inclinazione pendio [Gg]	1,0
Fattore inclinazione base [Bg]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zq]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	1,0

Carico limite	22,37 Kg/cm ²
Resistenza di progetto	12,43 Kg/cm ²

Condizione di verifica [Ed<=Rd] Verificata

A2+M2+R2 (Sisma)

Autore: HANSEN (1970) (Condizione drenata)

Fattore [Nq]	7,47
Fattore [Nc]	16,39
Fattore [Ng]	3,84
Fattore forma [Sc]	1,0
Fattore profondità [Dc]	1,15
Fattore inclinazione carichi [Ic]	0,73
Fattore inclinazione pendio [Gc]	1,0
Fattore inclinazione base [Bc]	1,0
Fattore forma [Sq]	1,0
Fattore profondità [Dq]	1,12
Fattore inclinazione carichi [Iq]	0,77
Fattore inclinazione pendio [Gq]	1,0
Fattore inclinazione base [Bq]	1,0
Fattore forma [Sg]	1,0
Fattore profondità [Dg]	1,0
Fattore inclinazione carichi [Ig]	0,69
Fattore inclinazione pendio [Gg]	1,0
Fattore inclinazione base [Bg]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zq]	0,97
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	0,97
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	0,99

Carico limite	13,64 Kg/cm ²
Resistenza di progetto	7,58 Kg/cm ²

Condizione di verifica [Ed<=Rd] Verificata

Autore: TERZAGHI (1955) (Condizione drenata)

Fattore [Nq]	8,76
Fattore [Nc]	19,65
Fattore [Ng]	6,22
Fattore forma [Sc]	1,0
Fattore forma [Sg]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zq]	0,97
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	0,97
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	0,99

Carico limite	23,44 Kg/cm ²
Resistenza di progetto	13,02 Kg/cm ²

Condizione di verifica [Ed<=Rd] Verificata

Autore: MEYERHOF (1963) (Condizione drenata)

Fattore [Nq]	7,47
Fattore [Nc]	16,39
Fattore [Ng]	3,76
Fattore forma [Sc]	1,26
Fattore profondità [Dc]	1,11
Fattore inclinazione carichi [Ic]	0,87
Fattore forma [Sq]	1,13
Fattore profondità [Dq]	1,06
Fattore inclinazione carichi [Iq]	0,87
Fattore forma [Sg]	1,13

Fattore profondità [Dg]	1,06
Fattore inclinazione carichi [Ig]	0,52
Fattore correzione sismico inerziale [zq]	0,97
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	0,97
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	0,99
=====	
Carico limite	13,22 Kg/cm ²
Resistenza di progetto	7,35 Kg/cm ²
=====	
Condizione di verifica [Ed<=Rd]	Verificata
=====	

Autore: VESIC (1975) (Condizione drenata)

Fattore [Nq]	7,47
Fattore [Nc]	16,39
Fattore [Ng]	6,69
Fattore forma [Sc]	1,0
Fattore profondità [Dc]	1,14
Fattore inclinazione carichi [Ic]	0,81
Fattore inclinazione pendio [Gc]	1,0
Fattore inclinazione base [Bc]	1,0
Fattore forma [Sq]	1,0
Fattore profondità [Dq]	1,12
Fattore inclinazione carichi [Iq]	0,84
Fattore inclinazione pendio [Gq]	1,0
Fattore inclinazione base [Bq]	1,0
Fattore forma [Sg]	1,0
Fattore profondità [Dg]	1,0
Fattore inclinazione carichi [Ig]	0,75
Fattore inclinazione pendio [Gg]	1,0
Fattore inclinazione base [Bg]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zq]	0,97
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	0,97
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	0,99
=====	
Carico limite	18,85 Kg/cm ²
Resistenza di progetto	10,47 Kg/cm ²
=====	
Condizione di verifica [Ed<=Rd]	Verificata
=====	

Autore: Brinch - Hansen 1970 (Condizione drenata)

Fattore [Nq]	7,47
Fattore [Nc]	16,39
Fattore [Ng]	5,11
Fattore forma [Sc]	1,26
Fattore profondità [Dc]	1,14
Fattore inclinazione carichi [Ic]	0,83
Fattore inclinazione pendio [Gc]	1,0
Fattore inclinazione base [Bc]	1,0
Fattore forma [Sq]	1,22
Fattore profondità [Dq]	1,12
Fattore inclinazione carichi [Iq]	0,84
Fattore inclinazione pendio [Gq]	1,0
Fattore inclinazione base [Bq]	1,0

Fattore forma [Sg]	0,82
Fattore profondità [Dg]	1,0
Fattore inclinazione carichi [Ig]	0,75
Fattore inclinazione pendio [Gg]	1,0
Fattore inclinazione base [Bg]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zq]	0,97
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	0,97
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	0,99

Carico limite	17,52 Kg/cm ²
Resistenza di progetto	9,74 Kg/cm ²

Condizione di verifica [Ed<=Rd] Verificata

VERIFICA A SCORRIMENTO (A2+M2+R2 (Sisma))

Adesione terreno fondazione	0 Kg/cm ²
Angolo di attrito terreno fondazione	19 °
Frazione spinta passiva	0 %
Resistenza di progetto	2429576 Kg
Sollecitazione di progetto	1004160 Kg

Condizione di verifica [Ed<=Rd] Verificata

CEDIMENTI PER OGNI STRATO

***Cedimento edometrico calcolato con: Metodo consolidazione monodimensionale di Terzaghi**

Pressione normale di progetto	1,45 Kg/cm ²
Cedimento dopo T anni	15,0 anni
Distanza	0,16 m
Angolo	322,74°
Cedimento totale	1,62 cm

Z: Profondità media dello strato; Dp: Incremento di tensione; Wc: Cedimento consolidazione; Ws: Cedimento secondario; Wt: Cedimento totale.

Strato	Z (m)	Tensione (Kg/cm ²)	Dp (Kg/cm ²)	Metodo	Wc (cm)	Ws (cm)	Wt (cm)
5	8,3	1,541	0,039	Edometrico	0,2022	--	0,2022
6	10	0	0	Schmertmann	0	--	0
7	12	2,25	0,038	Edometrico	0,1539	--	0,1539
8	14	2,625	0,036	Edometrico	0,2644	--	0,2644
9	20	3,76	0,027	Edometrico	0,9992	--	0,9992

CEDIMENTI ELASTICI

Pressione normale di progetto	1,45 Kg/cm ²
Spessore strato	4,4 m
Profondità substrato roccioso	0,0 m
Modulo Elastico	114,197 Kg/cm ²
Coefficiente di Poisson	0,33

Coefficiente di influenza I1	0,09
Coefficiente di influenza I2	0,1

Coefficiente di influenza Is	0,14
=====	
Cedimento al centro della fondazione	4,03 mm
=====	
Coefficiente di influenza I1	0,03
Coefficiente di influenza I2	0,07
Coefficiente di influenza Is	0,06
Cedimento al bordo	0,91 mm
=====	

CEDIMENTI BURLAND E BURBIDGE

Pressione normale di progetto	1,45 Kg/cm ²
Tempo	15,0 anni
Profondità significativa Zi (m)	2,302 m
Media dei valori di N _{spt} all'interno di Zi	7,8
Fattore di forma fs	1,178
Fattore strato compressibile fh	1
Fattore tempo ft	1,44
Indice di compressibilità	0,096
Cedimento	66,36 mm
=====	