



**COMUNE DI
VARALLO POMBIA**



PROVINCIA DI NOVARA



REGIONE PIEMONTE

D.M. 14 gennaio 2008

"NORME TECNICHE PER LE COSTRUZIONI"

Consulenza geologica

Studio Geologico EPIFANI dr. FULVIO
Via XX Settembre, 73 – 28041 ARONA (NO)
tel. 0322/241531 - fax 0322/48422
e-mail fulvio.epifani@tin.it

dott. geol. Fulvio Epifani



dott. geol. Alberto Rech



**COSTRUZIONE DI CENTRO DI
COTTURA CON ANNESSA MENSA
SCOLASTICA IN VIA LANA
- PROGETTO ESECUTIVO -**

codice lavoro

File

Relazione.doc

Scala

Emissione

Novembre 2009

RELAZIONE GEOLOGICO-TECNICA

Committente

AMMINISTRAZIONE COMUNALE
Via Simonetta, 3
28040 VARALLO POMBIA (NO)



revisione	oggetto	data	controllato
1			
2			
3			

SOMMARIO

1	PREMESSA	2
1.1	NORMATIVA DI RIFERIMENTO	2
2	TIPOLOGIA E CARATTERISTICHE DEI TERRENI DI FONDAZIONE	3
3	CARATTERIZZAZIONE SISMICA	4
4	DETERMINAZIONE DEL CARICO LIMITE DI FONDAZIONI SU TERRENI	8
5	CARATTERISTICHE SISMICHE E STRATIGRAFICHE DEL SITO	11
6	COMMENTO DEI DATI OTTENUTI.....	13

1 PREMESSA

L'Amministrazione Comunale di Varallo Pombia intende realizzare un nuovo centro cottura con annessa mensa scolastica, a servizio gli edifici scolastici esistenti.

Lo scrivente redigeva nel mese di Ottobre 2007 la relazione geologico-tecnica di supporto al progetto preliminare e successivamente, nel mese di Giugno 2008, un'integrazione alla relazione presentata.

Veniva ora richiesto, dai tecnici progettisti, di redigere una relazione geologica e geotecnica a supporto del Progetto Esecutivo in base a quanto previsto dalla nuova normativa vigente.

1.1 NORMATIVA DI RIFERIMENTO

La relazione integrativa in oggetto è quindi redatta in base a quanto ottemperato da:

- **Decreto Ministeriale** 14 gennaio 2008 *“Norme tecniche per le costruzioni”*;
- **Circolare 2 febbraio 2009, n. 617 C.S.LL.PP.** *“Istruzioni per l'applicazione delle «Nuove norme tecniche per le costruzioni» di cui al decreto ministeriale 14 gennaio 2008”*.

2 TIPOLOGIA E CARATTERISTICHE DEI TERRENI DI FONDAZIONE

I risultati dell'indagine geognostica, realizzata nel Maggio 2007 a mezzo di prove penetrometriche dinamiche, evidenziano la presenza di uno strato di depositi loessici limoso-sabbiosi aventi uno spessore variabile da 2,10 a 2,40 m. Le caratteristiche di tali materiali risultano geotecnicamente scadenti ($1 < N_{30} < 4$) e sono indice di un valore di portanza limitato. Al di sotto di tale strato si è rilevata la presenza di sabbie e ghiaie mediamente addensate, caratterizzate da caratteristiche geotecniche discrete ($8 < N_{30} < 22$).

Appare dunque evidente la necessità di impostare le opere di fondazione su materiali più grossolani e compatti, costituiti quindi da sabbie e ghiaie, che possano garantire un valore di portanza adeguato e cedimenti indotti compatibili alla tipologia di opera in progetto.

Si ricorda come per i dettagli riguardanti l'indagine geognostica e la parametrizzazione geotecnica dei terreni si dovrà necessariamente fare riferimento alla relazione geologico-tecnica, redatta dallo scrivente nel mese di Ottobre 2007.

3 CARATTERIZZAZIONE SISMICA

Il Comune di Varallo Pombia è inserito nella zona 4 della classificazione sismica. Si è innanzitutto proceduto a sviluppare l'analisi sismica specifica relativa all'area in esame.

Si è innanzitutto proceduto ad individuare la posizione dell'area al fine della definizione degli spettri di risposta relativi alla stessa: attraverso queste elaborazioni verranno definiti gli spettri di risposta rappresentativi delle componenti, orizzontali e verticali, delle azioni sismiche di progetto per il sito specifico.

La definizione di questi spettri, relativi a uno specifico Stato Limite, è articolata in tre fasi:

- **FASE 1** – individuazione della pericolosità del sito, sulla base dei risultati del progetto S1-INGV
- **FASE 2** – scelta della strategia di progettazione
- **FASE 3** – Determinazione dell'azione di progetto

FASI 1 E 2

Si è innanzitutto proceduto all'individuazione geografica del sito: le variabili che devono essere introdotte sono la classe dell'edificio e la vita nominale dello stesso.

Nel caso in esame, trattandosi di un centro cottura con annessa mensa scolastica, l'edificio è stato cautelativamente ascritto alla classe III *“Costruzioni il cui uso preveda affollamenti significativi. Industrie con attività pericolose per l'ambiente. Reti viarie extraurbane non ricadenti in classe IV. Ponti e reti ferroviarie la cui interruzione non provochi situazioni di emergenza. Dighe rilevanti per le conseguenze di un loro eventuale collasso.”* (rif. punto C2.4.2. della Circolare n. 617 del 27/02/2009) ed è stata considerata, cautelativamente, una vita nominale pari a 100 anni. Si ricorda che per Vita Nominale s'intende la *“durata alla quale deve farsi espresso riferimento in sede progettuale, con riferimento alla durabilità delle costruzioni, nel dimensionare le strutture e i particolari costruttivi, nella scelta dei materiali delle varie applicazioni e delle misure protettive per garantire il mantenimento della resistenza e della funzionalità”*.

Le azioni sismiche su ciascuna costruzione vengono valutate in relazione a un periodo di riferimento V_R che si ricava, per ciascun tipo di costruzione, moltiplicandone la vita nominale V_N per il coefficiente d'uso C_U . Tale parametro riveste notevole importanza in quanto è utilizzato per valutare, fissata la probabilità di superamento P_{VR} corrispondente allo stato limite considerato, il tempo di ritorno (T_R) dell'azione sismica cui fare riferimento per la verifica.

$$V_R = V_N \cdot C_U$$

dove Il valore del coefficiente d'uso C_U è definito al variare della classe d'uso, secondo quanto riportato nella sottostante tabella:

CLASSE D'USO	I	II	III	IV
COEFFICIENTE C_U	0,7	1,0	1,5	2,0

Nel caso in esame si ottiene:

$$VR = 50 \cdot 1,5 = 75 \text{ anni}$$

Si ricorda inoltre come SLO e SLD appartengano agli “stati limite di esercizio”, mentre SLV e SLC fanno parte degli “stati limite ultimi”.

- Stato limite di Operatività (SLO): a seguito del terremoto la costruzione nel suo complesso, includendo gli elementi strutturali, quelli non strutturali, le apparecchiature rilevanti alla sua funzione, non deve subire danni ed interruzioni d'uso significativi.

- Stato Limite di Danno (SLD): a seguito del terremoto la costruzione nel suo complesso, includendo gli elementi strutturali, quelli non strutturali, le apparecchiature rilevanti alla sua funzione, subisce danni tali da non mettere a rischio gli utenti e da non compromettere significativamente la capacità di resistenza e di rigidezza nei confronti delle azioni verticali e orizzontali, mantenendosi immediatamente utilizzabile pur nell'interruzione d'uso di parte delle apparecchiature.

- Stato Limite di Salvaguardia (SLV): a seguito del terremoto, la costruzione subisce rotture e crolli dei componenti non strutturali ed impiantistici e significativi danni dei componenti strutturali cui si associa una perdita significativa di rigidezza nei confronti delle azioni orizzontali. La costruzione conserva invece una parte della sua rigidezza per azioni verticali e un margine di sicurezza nei confronti del collasso per azioni sismiche orizzontali.

- Stato limite di prevenzione del collasso (SLC): a seguito del terremoto, la costruzione subisce gravi danni rotture e crolli dei componenti non strutturali ed impiantistici e danni molto gravi dei componenti strutturali; la costruzione conserva ancora un margine di sicurezza per azioni verticali e un margine di sicurezza nei confronti del collasso per azioni orizzontali.

Nella tabella seguente si riportano, per ogni stato limite, i dati ottenuti dai calcoli effettuati:

STATO LIMITE	Tr	A _g	F _o	T _c *
	[anni]	[g]	-	[s]
Operatività (SLO)	45	0,017	2,548	0,166
Danno (SLD)	75	0,021	2,520	0,200
Salvaguardia vita (SLV)	712	0,042	2,643	0,291
Prevenzione collasso (SLC)	1462	0,050	2,710	0,309
Periodo di riferimento per l'azione sismica	75			

FASE 3

Come condizione di riferimento è stato scelto lo *Stato Limite di prevenzione del Collasso (SLC)*, che rappresenta la condizione più cautelativa.

Una volta scelto lo Stato Limite, verranno effettuati i calcoli dei parametri sismici caratteristici del

sito **ag**, **Fo** e **Tc***, che corrispondono rispettivamente alla “*accelerazione massima prevista al sito*”, al “*fattore massimo di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale*” e al “*periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale*”.

In funzione delle condizioni al contorno sopra descritte, si sono ottenuti i seguenti parametri caratteristici:

PARAMETRI	VALORI
a_g (g)	0,050
Fo	2,710
Tc* (s)	0,309

Per quanto concerne la categoria di sottosuolo, si ritiene che lo stesso sia ascrivibile alla Categoria **C** “*Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fine mediamente consistenti* con spessori >30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di $V_{s,30}$ $180\text{m/s} \div 360\text{m/s}$ (ovvero $15 < N_{SPT,30} < 50$ nei terreni a grana grossa e $70 < c_{u,30} < 250\text{kPa}$ nei terreni a grana fine)”.

Il fatto di ascrivere il terreno sul quale insisterà l’opera in progetto alla “**categoria C**” è dovuto ai risultati dell’indagine geognostica del effettuata nel mese di maggio 2007 e ai numerosi dati disponibili relativi ad indagini pregresse.

CATEGORIA	DESCRIZIONE
A	<i>Ammassi rocciosi affioranti o terreni molto rigidi</i> caratterizzati da valori di $V_{s,30} > 800\text{m/s}$, eventualmente comprendenti in superficie uno strato di alterazione con spessore massimo pari a 3 m.
B	<i>Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fine molto consistenti</i> con spessori $>30\text{m}$, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di $360\text{m/s} < V_{s,30} < 800\text{m/s}$ (ovvero $N_{SPT,30} > 50$ nei terreni a grana grossa e $c_{u,30} > 250\text{kPa}$ nei terreni a grana fine).
C	<i>Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fine mediamente consistenti</i> con spessori $>30\text{m}$, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di $V_{s,30}$ $180\text{m/s} \div 360\text{m/s}$ (ovvero $15 < N_{SPT,30} < 50$ nei terreni a grana grossa e $70 < c_{u,30} < 250\text{kPa}$ nei terreni a grana fine).
D	<i>Depositi di terreni a grana grossa scarsamente addensati o di terreni a grana fine scarsamente consistenti</i> con spessori $>30\text{m}$, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di $V_{s,30} < 180\text{m/s}$ (ovvero $N_{SPT,30} < 15$ nei terreni a grana grossa e $c_{u,30} < 70\text{kPa}$ nei terreni a grana fine).
E	<i>Terreni dei sottosuoli di tipo C o D per spessore non superiore a 20 m</i> , posti sul substrato di riferimento (con $V_s > 800\text{m/s}$).
S1	Depositi di terreni caratterizzati da valori di $V_{s,30} < 100\text{m/s}$ (ovvero $10 < c_{u,30} < 20\text{kPa}$), che includono uno strato di almeno 8 m di terreni a grana fine di bassa consistenza, oppure che includono almeno 3 m di torba o di argille altamente organiche.
S2	Depositi di terreni suscettibili di liquefazione, di argille sensitive o qualsiasi altra categoria di sottosuolo non classificabile nei tipi precedenti.

Per quanto riguarda la categoria topografica, si dovrà fare riferimento alla tabella proposta in seguito:

CATEGORIA	CARATTERISTICHE DELLA SUPERFICIE TOPOGRAFICA
T1	Superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media $i=15^\circ$
T2	Pendii con inclinazione media $i>15^\circ$
T3	Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media $15^\circ < i < 30^\circ$
T4	Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media $i>30^\circ$

In base a quanto osservato durante il sopralluogo effettuato, l'area è ascrivibile alla categoria *T1* "Superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media $i \leq 15^\circ$ ".

I parametri correttivi determinati sono quindi i seguenti:

PARAMETRI	VALORI
Amplificazione stratigrafica (Ss)	1,50
Coeff. funzione della categoria suolo (Cc)	1,55
Amplificazione topografica (St)	1,00

Dalle elaborazioni effettuate si sono ottenuti, per condizioni di SLC, i seguenti valori di coefficiente sismico:

COEFFICIENTE SISMICO ORIZZONTALE $k_h = 0,014$

COEFFICIENTE SISMICO VERTICALE $k_v = 0,007$

4 DETERMINAZIONE DEL CARICO LIMITE DI FONDAZIONI SU TERRENI

Formula Brich-Hansen (EC7-EC8)

Affinché una fondazione possa resistere il carico di progetto con sicurezza nei riguardi della rottura generale, per tutte le combinazioni di carico relative allo SLU (stato limite ultimo), deve essere soddisfatta la seguente disuguaglianza:

$$V_d \leq R_d$$

dove V_d è il carico di progetto allo SLU, normale alla base della fondazione, comprendente anche il peso della fondazione stessa; mentre R_d è il carico limite di progetto della fondazione nei confronti di carichi normali, tenendo conto anche dell'effetto di carichi inclinati o eccentrici.

Nella valutazione analitica del carico limite di progetto R_d si devono considerare le situazioni a breve e a lungo termine nei terreni a grana fine.

Il carico limite di progetto in condizioni non drenate si calcola come:

$$R/A' = (2 + \pi) c_u s_c i_c + q$$

dove:

$A' = B' L' \rightarrow$ area della fondazione efficace di progetto, intesa, in caso di carico eccentrico, come l'area ridotta al cui centro viene applicata la risultante del carico.

$c_u \rightarrow$ Coesione non drenata.

$q \rightarrow$ Pressione litostatica totale sul piano di posa.

$s_c \rightarrow$ Fattore di forma

$s_c = 1 + 0,2 (B'/L')$ per fondazioni rettangolari

$s_c = 1,2$ per fondazioni quadrate o circolari.

$i_c \rightarrow$ Fattore correttivo per l'inclinazione del carico dovuta ad un carico H.

$$i_c = 0,5 \left(1 + \sqrt{1 - H/A' c_u} \right)$$

Per le condizioni drenate il carico limite di progetto è calcolato come segue:

$$R/A' = c' \cdot N_c \cdot s_c \cdot i_c + q' \cdot N_q \cdot s_q \cdot i_q + 0,5 \cdot \gamma' \cdot B' \cdot N_\gamma \cdot s_\gamma \cdot i_\gamma$$

dove:

$$N_q = e^{\pi \tan \phi'} \tan^2 (45 + \phi' / 2)$$

$$N_c = (N_q - 1) \cot \phi'$$

$$N_\gamma = 2(N_q + 1) \tan \phi'$$

I Fattori di forma sono:

$$s_q = 1 + (B'/L') \tan \phi' \quad \text{per forma rettangolare}$$

$$s_q = 1 + \tan \phi' \quad \text{per forma quadrata o circolare}$$

$$s_\gamma = 1 - 0,3(B'/L') \quad \text{per forma rettangolare}$$

$s_\gamma = 0,7$ per forma quadrata o circolare

$s_c = (s_q \cdot N_q - 1) / (N_q - 1)$ per forma rettangolare, quadrata o circolare.

I Fattori inclinazione risultante dovuta a un carico orizzontale H parallelo a L' sono:

$$i_q = i_\gamma = 1 - H / (V + A' \cdot c' \cdot \cot \phi')$$

$$i_c = (i_q N_q - 1) / (N_q - 1)$$

I Fattori inclinazione risultante dovuta a un carico orizzontale H parallelo a B'

$$i_q = [1 - 0,7H / (V + A' \cdot c' \cdot \cot \phi')]^3$$

$$i_\gamma = [1 - H / (V + A' \cdot c' \cdot \cot \phi')]^3$$

$$i_c = (i_q \cdot N_q - 1) / (N_q - 1)$$

Oltre ai fattori correttivi di cui sopra, sono considerati quelli complementari della profondità del piano di posa e dell'inclinazione del piano di posa e del piano campagna (Hansen).

Verifica a slittamento

In conformità con i criteri di progetto allo SLU, la stabilità di un plinto di fondazione deve essere verificata rispetto al collasso per slittamento oltre a quello per rottura generale. Rispetto al collasso per slittamento la resistenza viene valutata come somma di una componente dovuta all'adesione e una dovuta all'attrito fondazione-terreno; la resistenza laterale derivante dalla spinta passiva del terreno può essere messa in conto secondo una percentuale indicata dell'utente.

La resistenza di calcolo per attrito e adesione è valutata secondo l'espressione:

$$F_{Rd} = N_{sd} \cdot \tan \delta + c_a \cdot A'$$

nella quale N_{sd} è il valore di calcolo della forza verticale, δ è l'angolo di resistenza a taglio alla base del plinto, c_a è l'adesione plinto-terreno e A' è l'area della fondazione efficace, intesa, in caso di carichi eccentrici, come area ridotta al centro della quale è applicata la risultante.

Fattori correttivi sismici

Per tener conto degli effetti inerziali indotti dal sisma sulla determinazione del qlim vengono introdotti i fattori correttivi z:

$$z_q = \left(1 - \frac{k_h}{\tan \phi}\right)^{0,35}$$

$$z_c = 1 - 0,32 \cdot k_h$$

$$z_\gamma = z_q$$

dove $k_h = \frac{S \cdot a_a}{g}$ è il *coefficiente sismico orizzontale*.

Cedimenti di Burland e Burbidge

Qualora si disponga di dati ottenuti da prove penetrometriche dinamiche per il calcolo dei cedimenti è possibile fare affidamento al metodo di Burland e Burbidge (1985), nel quale viene correlato un indice di compressibilità I_c al risultato N della prova penetrometrica dinamica.

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;

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 NAV di N_{spt} all'interno di una profondità significativa z :

$$I_c = \frac{1,706}{N_{AV}^{1,4}}$$

Per quanto riguarda i valori di N_{spt} da utilizzare nel calcolo del valore medio NAV va precisato che i valori vanno corretti, per sabbie con componente limosa sotto falda e $N_{spt} > 15$, secondo l'indicazione di Terzaghi e Peck (1948)

$$N_c = 15 + 0,5 (N_{spt} - 15)$$

dove N_c è il valore corretto da usare nei calcoli.

Per depositi ghiaiosi o sabbioso-ghiaiosi il valore corretto è pari a:

$$N_c = 1,25 N_{spt}$$

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 ;

R_3 = 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.

5 CARATTERISTICHE SISMICHE E STRATIGRAFICHE DEL SITO

In questo paragrafo verranno analizzate le condizioni sismiche e stratigrafiche del sito, che saranno necessarie per procedere ai successivi calcoli.

AZIONE SISMICA

Parametri di riferimento su sito rigido orizzontale

Accelerazione orizzontale massima al sito di riferimento rigido (a_g): 0,050 g

Valore massimo fattore di amplificazione spettro in accelerazione orizzontale (F_0): 2,710

Periodo di inizio tratto a velocità costante spettro in accelerazione orizzontale (T_c): 0,309 sec

Parametri di Zona

Categoria sottosuolo C

Categoria topografica T1

Coefficienti

Amplificazione stratigrafica (S_s)	1,50
Coef. funzione categoria suolo (C_c)	1,55
Amplificazione topografica (S_t)	1,00
Accelerazione orizzontale massima attesa al sito (a_{max})	0,737 m/sec ²
Accelerazione massima (ag/g)	0,075
Coefficiente riduzione acceler. massima attesa al sito (β_s)	0,18
Coefficiente sismico orizzontale (k_o)	0,014
Coefficiente sismico verticale (k_v)	0,007

STRATIGRAFIA E PARAMETRAZIONE GEOTECNICA

Come accennato in premessa, per la caratterizzazione stratigrafica del sito verrà fatto riferimento ai risultati delle prove penetrometriche realizzate durante l'indagine geognostica.

Per le verifiche allo stato limite sarà necessario fare riferimento ai valori di angolo di attrito caratteristico ($\Phi'K$), ottenuti secondo la seguente formula:

$$\Phi'K = \Phi'm (1 - 1,645 \cdot V_0^\circ)$$

dove:

- $\Phi'm$: valore medio del parametro geotecnico;
- V_0° : coefficiente di variazione, ottenuto dal rapporto tra deviazione standard e parametro medio;
- 1,645: valore fissato dall'EC7, corrispondente a una probabilità di non superamento del 5% in una distribuzione Gaussiana.

Si ricorda che per valore caratteristico si intende *“quel valore a cui è fissata la probabilità di non superamento e rappresenta la soglia al di sotto della quale si colloca non più del 5% dei valori desumibili da una serie illimitata di prove”*.

Nella tabella seguente vengono riassunti i parametri geotecnici utilizzati nelle successive elaborazioni:

MATERIALE	Φ' K [°]	γ_d [t/mc]	C [kg/cmq]
Suolo e loess	26,8°	1,5	0,0
Ghiaie e sabbie med. addensate	27,3°	1,8	0,0
Limi sabbiosi	26,8°	1,6	0,0
Ghiaie e sabbie addensate	32,8°	1,9	0,0

6 COMMENTO DEI DATI OTTENUTI

Per lo sviluppo dei calcoli è stato impiegato il software LOADCAP realizzato dalla Società GEOSTRU s.r.l.: la metodologia di calcolo utilizzata è, come descritto nel capitolo precedente, quella proposta da Brinch-Hansen.

In base alla tipologia di opera e ai dati forniti dal tecnico progettista, sono stati effettuati i calcoli relativi ad una fondazione continua di larghezza.

Dati generali

Larghezza fondazione	0,8 m
Lunghezza fondazione	14,0 m
Profondità piano di posa	2,4 m
Inclinazione pendio	pianeggiante

E' stato sottoposto a verifica un carico di progetto, agente sulla fondazione, pari a **160 kN/m²**.

=====

Per l'elaborazione dei calcoli, si è innanzitutto scelto di considerare l'approccio 1 con entrambe le combinazioni.

Nome combinazione	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
A1+M1+R1	Sì	1	1	1	1	1	1	1
A2+M2+R2	Sì	1,25	1,25	1,4	1	1	1,8	1,1

Utilizzando la combinazione A1+M1+R1 si ottiene un valore di pressione ammissibile, coincidente con la Resistenza di progetto, pari a 770,44 kN/mq, da cui, considerando un carico di progetto pari a 160 kN/mq, si ottiene un fattore di sicurezza pari a 4,82.

Nella combinazione A2+M2+R2, che tiene conto, come detto, della correzione geotecnica e del fattore delle resistenze, il valore di pressione limite ottenuto è stato pari a 451,71 kN/mq, con una Resistenza di progetto pari a 250,95 kN/mq. Ipotizzando sempre il medesimo carico di progetto, la situazione risulta verificata, con un fattore di sicurezza pari a 2,82.

=====

Si è successivamente proceduto a considerare l'approccio 2.

Nome combinazione	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
A1+M1+R3	Sì	1	1	1	1	1	2,3	1,1

Si è così ottenuto un valore di pressione ammissibile pari a 770,44 KN/mq, con una Resistenza di progetto pari a 334,97 kN/mq, da cui, considerando un carico di progetto sempre pari a 160 KN/mq, si ottiene un fattore di sicurezza pari a 4,81.

=====

Sono stati poi calcolati i cedimenti indotti dal carico di progetto, utilizzando il metodo di Burland e Burbidge; i parametri utilizzati sono i seguenti:

Pressione normale di progetto	160,0 kN/m ²
Tempo	30,0
Profondità significativa Zi (m)	1,63
Media dei valori di Nspt all'interno di Zi	17
Fattore di forma fs	1,519
Fattore strato compressibile fh	1,000
Fattore tempo ft	1,5
Indice di compressibilità	0,032
Cedimento	8,563 mm

Il cedimento massimo calcolato è pari a 8,563 mm.