REGIONE LOMBARDIA	PROVINCIA DI MANTOVA	COMUNE DI PORTO MANTOVANO

PROGETTO ESECUTIVO

AMPLIAMENTO DELLE STRUTTURE SPORTIVE ALLA CA' ROSSA

Progettazione architettonica
ing. Renato Buttini (sulla base del progetto definitivo redatto dall'arch. Matteo Leorati)

collaboratori
ing. Dario Buttini
geom. Mara Sanfelici
arch. Isabella Bonato

Geologia e Difesa del suolo
STUDIO GDS di De Togni D. e Gabrielli F.

Acustica
arch. Moreno Tonini

Progettazione strutturale
ing. Stefano Mazzocchi

Progetto della sicurezza
ing. Renato Buttini

Progettazione impianti
Studio associato Perlini

Progettazione antincendio
Studio associato Perlini

GEOLOGIA E DIFESA DEL SUOLO

Oggetto:

RELAZIONE GEOTECNICA SULLE INDAGINI, CARATTERIZZAZIONE E MODELLAZIONE DEL VOLUME SIGNIFICATIVO DI TERRENO

timbro e firma

doc. 02 GEO

Revisioni

N°	DESCRIZIONE	DATA
0	Emissione	Agosto 2021
1	Revisione	Gennaio 2022
2		-
3		-
4		-
5		-

LABOR OMNIA VINCIT VERGILIUS

STUDIO TECNICO ING. RENATO BUTTINI
PIAZZA MOZZARELLI N.10 - 46100 MANTOVA
TEL. E FAX 0376/220746
EMAIL:BUTTINI.RENATO54@GMAIL.COM

A termini di legge questo disegno non può essere riprodotto o ceduto a terzi senza nostro preventivo consenso scritto

STUDIO G.D.S. di De Togni D. e Gabrielli F.
Studio Associato di GEOLOGIA e DIFESA del SUOLO
Via La Marchesa, 3– 41037 MIRANDOLA (MO)
Tel.: 339.407.3066 – 335.577.1941 – E-mail: info@studiogds.com

PROVINCIA DI MANTOVA

COMUNE DI PORTO MANTOVANO

PROGETTO PER L'AMPLIAMENTO DELLE STRUTTURE SPORTIVE ALLA CA' ROSSA IN LOCALITA' BANCOLE NEL TERRITORIO COMUNALE DI PORTO MANTOVANO

COMMITTENZA:

COMUNE DI PORTO MANTOVANO

Strada Cisa n. 112 – 46047 PORTO MANTOVANO

RELAZIONE GEOTECNICA SULLE INDAGINI, CARATTERIZZAZIONE E MODELLAZIONE DEL VOLUME SIGNIFICATIVO DI TERRENO

ai sensi

D.M. 17 Gennaio 2018 – D.P.R. 5 Giugno 2001, n. 328

IL GEOLOGO

DANIELE DE TOGNI

IL GEOLOGO

FRANCESCO GABRIELLI

MIRANDOLA, NOVEMBRE 2019

INDICE

1 - PREMESSA…….……..... Pag. 2

2 - NORMATIVA DI RIFERIMENTO……...……..… Pag. 3

3 - DESCRIZIONE DEL PROGRAMMA DI INDAGINI……. Pag. 3

4 - CARATTERIZZAZIONE GEOMECCANICA E MODELLO GEOTECNICO……. Pag. 4

5 - VERIFICA DELLA SICUREZZA E DELLE PRESTAZIONI.…….…… Pag. 13

6 - DESCRIZIONE DELL'AZIONE SISMICA……..…….…….. Pag. 15

7 - FONDAZIONI SUPERFICIALI – VERIFICHE GEOTECNICHE…..... Pag. 25

7.1 Premessa…….…….…….……..……. Pag. 25

7.2 Verifica alla capacità portante SLU – Condizioni statiche……...…… Pag. 25

7.3 Verifica alla capacità portante SLV – Condizioni dinamiche…….…….…… Pag. 27

7.4 Verifiche agli stati limite di esercizio SLE……..……...…..…… Pag. 28

8 - DETERMINAZIONE MODULI DI REAZIONE DEL TERRENO…….……... Pag. 30

9 - CONCLUSIONI……..……..…….…….. Pag. 31

1. PREMESSA

La presente relazione è stata redatta in conformità al D.M. 17/01/2018 (aggiornamento alle NTC o Norme Tecniche per le Costruzioni) a supporto del progetto per gli interventi di ampliamento delle strutture sportive alla Cà Rossa in località Bancole nel territorio comunale di Porto Mantovano.

Nello specifico, in ottemperanza a quanto contenuto nei paragrafi 6.2 "Articolazione del progetto" e 7.11.2 "Caratterizzazione geotecnica a fini sismici" delle NTC verranno considerati i seguenti aspetti:

1. descrizione del programma delle indagini e delle prove geotecniche e geofisiche;
2. caratterizzazione della pericolosità sismica di base del sito oggetto dell'intervento;
3. definizione della categoria sismica del sottosuolo mediante definizione delle Vs30;
4. caratterizzazione fisica e meccanica dei terreni di fondazione, definizione del modello geotecnico di sottosuolo e dei valori caratteristici dei parametri geotecnici;
5. stabilità nei confronti della liquefazione.

Per quanto riguarda la ricostruzione del modello geologico del sottosuolo indagato si rimanda alla relazione sulla modellazione geologica.

Per la definizione del modello geotecnico relativo ai terreni che costituiscono il volume significativo si è fatto riferimento esclusivamente alla campagna geognostica eseguita nel mese di Ottobre 2019, consistita nell'esecuzione di n. 03 prove penetrometriche statiche eseguite con punta meccanica (CPT), spinte alla profondità massima di 18 metri dal piano campagna.
Per la classificazione dei terreni di fondazione sono state eseguite due misure a stazione singola del microtremore sismico, mediante una strumentazione quale il tomografo portatile denominato TROMINO® che ha permesso di definire la frequenza fondamentale di risonanza del sottosuolo, oltre a stimare in maniera rapida la stratigrafia superficiale e le V_s, associata ad un'indagine MASW per la definizione delle V_{s30} e della categoria sismica del sottosuolo, come richiesto dalle normative vigenti.

Le verifiche della sicurezza e delle prestazioni vengono eseguite utilizzando il metodo degli stati limite per le opere di fondazione, in ottemperanza a quanto contenuto nel paragrafo 6.4 "Opere di fondazione" del D.M. 17 Gennaio 2018.

2. NORMATIVA DI RIFERIMENTO

La realizzazione del presente studio è stata eseguita in ottemperanza alle indicazioni fornite dalla normativa vigente con particolare riferimento alle seguenti norme:

DECRETO MINISTERIALE 17 GENNAIO 2018

Aggiornamento delle "Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni".

D.P.R. 5 Giugno 2001, n. 328

Articolo 41 – Attività professionali

"punto c) le indagini geognostiche e l'esplorazione del sottosuolo anche con metodi geofisici; le indagini e consulenze geologiche ai fini della relazione geologica per le opere di ingegneria civile mediante la costruzione del modello geologico-tecnico; la programmazione e progettazione degli interventi geologici e la direzione dei lavori relativi, finalizzati alla redazione della relazione geologica…;"

"punto e) le indagini e la relazione geotecnica…".

3. DESCRIZIONE DEL PROGRAMMA DELLE INDAGINI

Al fine di definire lo schema litostratigrafico, geotecnico ed idrogeologico del primo sottosuolo e in ottemperanza al D.M. 17 Gennaio 2018, è stata eseguita una campagna di indagini geognostiche così articolata:

- tre prove penetrometriche di tipo statico con punta meccanica CPT, spinte sino alla profondità massima di 18,0 metri dal piano campagna per i tipi di terreno indagato e per il tipo di intervento in progetto tale profondità è stata ritenuta sufficiente ai fini del concetto di "volume significativo"; all'interno del perforo è stata eseguito il rilievo della falda freatica, mediante l'utilizzo di freatimetro;
- per la definizione della pericolosità sismica di base del sito, ai sensi del § 3.2 Aggiornamento delle N.T.C., è stata eseguita un'indagine geofisica basata sulla misura del rumore sismico (microtremore) del sottosuolo, mediante l'utilizzo di strumentazione tromografica portatile, finalizzata alla stima delle frequenze fondamentali di risonanza del sottosuolo e dell'amplificazione sismica del sito mediante il rapporto HVSR;
- per la definizione della V_{S30} è stata eseguita un'indagine geofisica MASW, basata sull'analisi della propagazione delle onde superficiali, ed in particolare delle onde di Rayleigh.

Il suddetto programma di indagini risulta essere adeguato e sufficiente per l'esecuzione degli interventi di progetto, in relazione anche alla rilevanza dell'intervento e alle condizioni geologiche e geotecniche osservate.

4. CARATTERIZZAZIONE GEOMECCANICA E MODELLO GEOTECNICO

Il sottosuolo dell'area interessata dall'intervento in progetto è caratterizzato dalla presenza di terreni continentali sabbiosi, limosi e cretosi, che dal punto di vista stratigrafico sono ricompresi in un intervallo di tempo che va dall'Interglaciale Mindel-Riss al Postglaciale Würm.

Si tratta di depositi prevalentemente sabbioso-limosi, sabbiosi e limoso-sabbiosi che costituiscono la maggior parte dei depositi rinvenibili nelle aree più prossime alla città di Mantova, riconducibili ai depositi tipici del livello fondamentale della pianura.

Questi terreni sono costituiti da sabbie medio-fini siliceo-calcaree, spesso ferrettizzate, presenti in percentuale variabile dal 46 al 90%, accompagnate da una frazione limosa (10÷40%) e in misura minore anche da una frazione argillosa (1÷18%).

Localmente, nei primi quattro metri di profondità, si possono riscontrare livelli ed orizzonti caratterizzati dalla presenza di ghiaie a percentuali consistenti di sabbie con piccola frazione limosa; i clasti più grossolani sono costituiti dal punto di vista petrografico, prevalentemente da calcari e calcari con selce, mentre più ridotta è la presenza di rocce ignee (porfidi) e metamorfiche (gneiss e micacisti).

Le indagini in sito eseguite hanno evidenziato un profilo stratigrafico omogeneo sull'intera area, a testimonianza di assenza di eteropie litologiche importanti; la successione stratigrafica risulta essere caratterizzata da depositi prevalentemente a comportamento granulare/incoerenti con valori di Ic < 2,60, ad esclusione di livelli di spessore massimo pari a 1,50-2,00 metri, contraddistinti da depositi con Ic > 2,60, compresi tra 2,60 e 3,20, costituiti da limi argillosi ed argilla limosa.

Nello specifico, il profilo stratigrafico individuato, presenta fino alla profondità di circa 6,00 metri, depositi granulari costituiti fino alla profondità di 2,00-2,40 metri, da ghiaie con percentuali consistenti di sabbie e limo subordinato, caratterizzati da valori di resistenza alla penetrazione qc compresa tra 150 e 300 kg/cmq, mentre, in profondità, i depositi divengono marcatamente sabbioso-limosi, talora argillosi, con valori di qc compresi tra 100 e 150 kg/cmq.

Al di sotto, e fino alla profondità di 9,50/10,00 metri dal piano esecuzione delle prove, si riscontra una fitta alternanza di livelli con comportamento coesivo costituiti da limi argillosi ed argille limose (qc compreso tra 10 e 24 kg/cmq), di consistenza plastica, e livelli limoso-sabbiosi mediamente addensati (qc compresi tra 30 e 160 kg/cmq), con valori di Ic compresi tra 2,20 e 2,90.

Da tale quota e fino alla massima profondità investigata (18 metri), si rinvengono depositi con comportamento geotecnico di tipo granulare/incoerente (Ic compreso tra 2,20 e 2,60), costituiti da sabbia limosa mediamente addensata, caratterizzati da valori di qc compresi tra 30 e 100 kg/cmq.

Nel dettaglio è possibile ricostruire la seguente successione stratigrafica del sottosuolo, escludendo i primi 40/60 cm circa costituiti da materiale di riporto e/o pedogenizzati:

Unità A – da 0,40/0,60 metri a 2,00/2,40 metri da p.c.

Depositi granulare/incoerenti di tipo dilatante

Classificazione di Searle – Ghiaia con sabbia debolmente limosa da mediamente addensata ad addensata

Classificazione di Robertson (1990) - I_c (indice di comportamento) è compreso tra 1,40 e 1,90: tale deposito è classificabile come sabbia (da sabbia pulita a sabbia limosa). I valori di contenuto di fine espresso in percentuale FC% (Robertson et alii, 1988) sono compresi tra 5 e 10%;

Unità B – da 2,00/2m40 metri a 5,60/5,80 metri da p.c.

Depositi granulare/incoerenti con comportamento di tipo dilatante

Classificazione di Searle – Sabbia limosa e sabbia argilloso-limosa mediamente addensata.

Classificazione di Robertson (1990) - I_c (indice di comportamento) è compreso tra 2,10 e 2,70: tale deposito è classificabile come miscela di sabbia (da sabbia limosa a limo sabbioso).

I valori di contenuto di fine FC% sono compresi tra 12 e 38%.

Unità C – da 5,60/5,80 metri a 9,40/10,00 metri da p.c.

Depositi misto coesivi e granulare/incoerenti con comportamento di tipo contrattivo

Classificazione di Searle – Alternanza di livelli limoso-sabbiosi mediamente addensati e limoso-argillosi ed argilloso-limosi di consistenza plastica.

Classificazione di Robertson (1990) - I_c (indice di comportamento) è compreso tra 2,20 e 3,20: tale deposito è classificabile come miscela di sabbia (da sabbia limosa a limo sabbioso) nei termini granulari e miscela di limo (da limo argilloso ad argilla limosa) nei termini coesivi. I valori di contenuto di fine FC% sono compresi tra 7 e 19%.

Unità D – da 9,40/10,00 metri a 18,00 metri da p.c.

Depositi granulare/incoerenti con comportamento di tipo dilatante

Classificazione di Searle – Sabbia e sabbia limosa mediamente addensata.

Classificazione di Robertson (1990) - I_c (indice di comportamento) è compreso tra 2,00 e 2,50: tale deposito è classificabile come miscela di sabbia (da sabbia limosa a limo sabbioso). I valori di contenuto di fine FC% sono compresi tra 12 e 35%.

Il modello geologico ha evidenziato altresì:

- la falda freatica all'interno dei perfori penetrometrici non è stata riscontrata fino alla profondità di 2,55 metri dal piano campagna, in quanto gli stessi si presentavano franati ma senza presenza di acqua di infiltrazione.

Le indagini eseguite sia sul sito di progetto sia nelle aree contermini consentono di rilevare la presenza di una piezometria media nell'area con il livello variabile tra 4 e 5 metri dal piano calpestio.

- il sito nel complesso è da ritenersi stabile nei confronti dei fenomeni di dinamica geomorfologica.

In base alle precedenti osservazioni, in considerazione anche della tipologia dell'intervento in progetto, non si ravvisano significativi problemi geotecnici relativi alle caratteristiche delle fondazioni e alla loro interazione con il terreno. *Eventuali interventi sulle fondazioni, dovranno poggiare ad almeno -1,00 metri dall'attuale piano campagna.*
Al di sotto del piano delle fondazioni si dovrà posizionare uno strato di conglomerato magro, alquanto addensato e compattato, potente circa 0,20 metri. Sullo strato di conglomerato magro andranno poi basate le strutture di fondazione".

I dati di resistenza alla punta e laterale della prova CPT consentono di ricavare tessiture e proprietà meccaniche del sottosuolo attraversato.
I valori di resistenza unitaria locale di punta Rp e laterale Rl possono essere empiricamente correlati, oltre alla granulometria, anche ad alcune delle caratteristiche geotecniche del terreno indagato; i dati ricavati da tali correlazioni sono riportati nei tabulati allegati ove si è altresì schematizzata le successioni stratigrafiche.
Con riferimento ai vari strati di terreno individuati nella sezione precedente, vengono prese in esame le principali caratteristiche geotecniche dei terreni desunte dai risultati delle prove condotte in sito. Sono riportate distintamente per le formazioni coesive e incoerenti le proprietà fisiche, meccaniche e deformative ricavate dalla rielaborazione delle prove geotecniche.

Formazioni Coesive

Caratteristiche Meccaniche - *Resistenza al taglio non drenata*
Per la determinazione delle caratteristiche meccaniche in particolare per la resistenza al taglio non drenata Cu, si è fatto riferimento ai risultati delle prove in situ CPT. La resistenza al taglio non drenata Cu può essere determinata a partire dalla resistenza di punta Qc, rilevata dalla prova CPT, mediante la relazione:

$$Cu = \frac{Q_c - \sigma_{v0}}{N}$$

essendo: Qc resistenza di punta misurata nel corso delle prova penetrometrica;
σ_{v0} pressione verticale totale;
N fattore di capacità portante (pari a 15 per i terreni normalconsolidati).

Coesione drenata
Nella tabella seguente, il valore della coesione c' è stata calcolata sulla base della relazione di Sellontou et al. (1989): **c' = α * tan (φ)**

Tabella 5.6. Valori di *a* e *ϕ'* riportati da Senneset et al. (1989)

Terreno	*a* (kPa)	*ϕ'* (°)	N_m	B_q
Argilla soffice	5-10	19-24	1-3	0,8-1,0
Argila media	10-20	19-29	3-5	0,6-0,8
Argilla compatta	20-50	27-31	5-8	0,3-0,6
Limo soffice	0-5	27-31	5-30	0-0,4
Limo medio	5-15	29-33		
Limo compatto	15-30	31-35		
Sabbia sciolta	0	29-33	30-100	< 0,1
Sabbia media	10-20	31-37		
Sabbia densa	20-50	35-42		
Terreni OC	> 50	38-45	100	< 0

Caratteristiche Deformative

I parametri di compressibilità e il grado di consolidazione OCR, sono stati ricavati dall'analisi dei risultati delle prove penetrometriche CPT, utilizzando le correlazioni empiriche di Ladd & Foot e di Mitchell, rispettivamente per la determinazione del grado di sovraconsolidazione (O.C.R.) e del modulo di elasticità confinato o drenato (Ed).

Grado di sovraconsolidazione

In assenza di specifiche prove di laboratorio atte a determinare il grado di consolidazione (O.C.R.) delle formazioni litostratigrafiche presenti nell'area, è stata utilizzata la correlazione empirica di Ladd & Fott, Ladd & Altri (1977), normalmente utilizzata in letteratura, espressa attraverso la seguente relazione:

$$\frac{C_U}{\sigma'_v} \cong \alpha \cdot OCR^{0.8}$$

adottando per Cu i valori ricavati dalle prove penetrometriche ed α = 0,23 nel caso di terreni normalconsolidati. Dall'esame del rapporto tra Cu/ σ'_v, evidenzia la presenza in sito di formazioni coesive normal consolidate.

Modulo edometrico

Il modulo di elasticità edometrico è stato calcolato con il metodo di Mitchell e Gardner (1975), sulla base dei risultati delle prove penetrometriche CPT, attraverso la seguente relazione:

$$E_d = \alpha \cdot Q_C$$

dove è un coefficiente variabile in funzione del tipo di terreno, secondo la Tabella seguente.

Terreno	Qc (Mpa)	
CL	> 0.7 0.7 - 2 > 2	5 3.5 1.7
ML	< 2 > 2	2 4.5
MH-OH	\	4
OL-OH	\	4

Formazioni incoerenti

Caratteristiche Meccaniche – *Angolo d'attrito*

Per quanto riguarda le formazioni incoerenti, vista la ben nota difficoltà del recupero di campioni indisturbati, sono stati utilizzati i risultati delle prove geotecniche in sito (CPT).

Per la determinazione dell'angolo d'attrito si è utilizzato il metodo di correlazione di Caquot:

$$\varphi = 9.8 + 4.96 \cdot \ln(Q_C/\sigma_{v0})$$

Per confronto nel grafico seguente vengono riportati anche i valori calcolati con le correlazioni di De Beer e Durgunouglu-Mitchell.

Caratteristiche Deformative – *Modulo di Elasticità*

Con riferimento ai risultati delle prove penetrometriche statiche con punta elettrica CPT, il modulo di elasticità o di Young (E) è stato determinato in accordo alla teoria di Schmertmann:

$$E = 2.5\ Qc\ (kg/cm^2)$$

Di seguito, si riportano i **valori caratteristici** dei parametri geotecnici, ai sensi del D.M. 14 Gennaio 2008, evidenziando che, per la stima degli stessi, sono state utilizzate le seguenti metodologie:

Parametro c_u (coesione non drenata)

Parametro E (modulo di Young)

Parametro M_0 (modulo edometrico)

è stata utilizzata la metodologia di Cox, con intervallo di confidenza della media della distribuzione log-normale:

$$L_{1-\alpha}(\bar{Y}, S^2) = \bar{Y} + \frac{S^2}{2} \pm z_{1-\alpha/2} * \sqrt{\frac{S^2}{n} + \frac{S^4}{2(n-1)}}$$

dove: $\bar{Y}$ è il valore medio del dataset con distribuzione log-normale;
z è la distribuzione normale standardizzata;
t è il valore della distribuzione di Student ad n-1 gradi di libertà;
S è la deviazione standard del campione;
n il numero di dati.

Parametro φ (angolo di attrito)

$$x_k = \bar{x} \pm t_{n-1}^{0.95}\left(\frac{s}{\sqrt{n-1}}\right)$$

dove:
x_k è il valore caratteristico desiderato;
x con barra il valore medio (ignoto) della popolazione, ipotizzato essere uguale al valore medio del campione;
t è il valore della distribuzione di student ad n-1 gradi di libertà con probabilità u = 95% (ossia, 1-α = 0.95 o alternativamente, α = 0.05);
s è la deviazione standard del campione;
n il numero di dati.

Parametro γ (densità naturale)

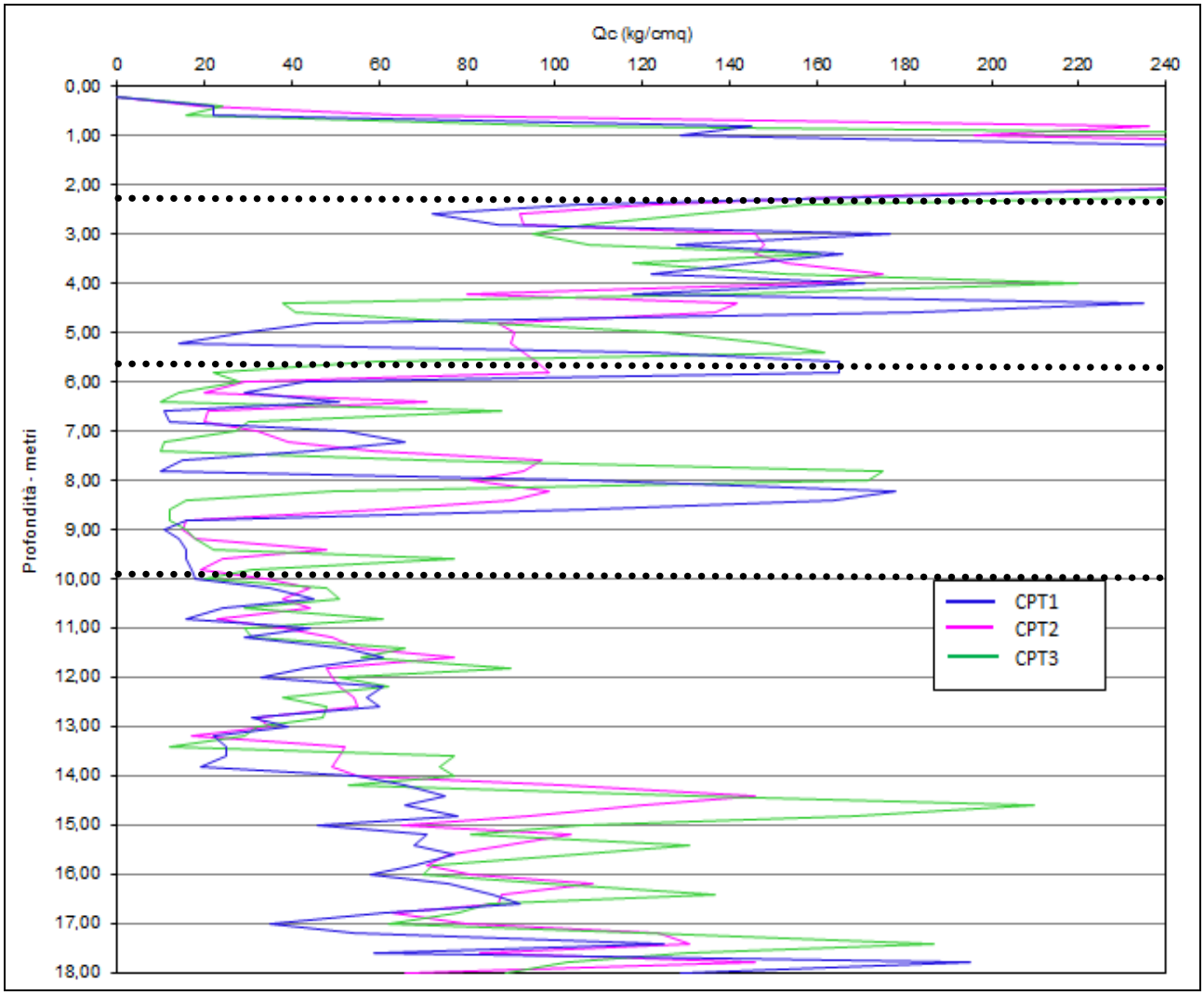
Il valore caratteristico è stato definito tramite la statistica della varianza nota per un solo dato:

$$x_k = \bar{x} \pm z_{0.05}\left(\frac{\sigma}{\sqrt{n}}\right) \approx \bar{x} \pm 1.645 \cdot \left(\frac{\sigma}{\sqrt{n}}\right)$$

dove:
x_k è il valore caratteristico desiderato;
x con barra il valore medio della popolazione, ipotizzato essere uguale al valore medio del campione;
z è la distribuzione normale standardizzata;
σ è la deviazione standard della popolazione;
n è la numerosità del campione.

L'analisi comparativa dei segnali delle prove penetrometriche (Rp con la profondità) evidenzia la possibilità di unire le verticali in un unico processo aleatorio (raggruppamento di segnali statisticamente omogenei) poiché i segnali costituiscono distinte realizzazioni dello stesso processo.

I dati provenienti da tali prove possono pertanto essere trattati congiuntamente per la definizione del modello geotecnico.



Il modello geotecnico individuato è sintetizzato nelle seguenti tabelle (si esclude dallo studio la parte più superficiale costituita da materiale di riporto):

Unità A – da 0,40/0,60 m a 2,00/2,40 m da p.c.

Ghiaia con percentuale consistente di sabbia e matrice limosa, addensata

Parametri geotecnici	Simbolo	Unità	Valore medio	Valore caratteristico
Resistenza alla punta	Rp	kg/cm^2	248	193
Peso di volume naturale	γ	t/m^3	2,01	1,97
Angolo di attrito	Φ	°	36,8	35,5
Modulo di deformazione elastico non drenato	E_u	kg/cm^2	488	409
Modulo edometrico	M_o	kg/cm^2	587	458

Modulo di Poisson	μ **	-	0,25	/
Modulo di Young	E	kg/cm^2	618	489

Unità B – da 2,00/2,40 m a 5,60/5,80 m da p.c.

Sabbia limosa da mediamente addensata ad addensata

Parametri geotecnici	Simbolo	Unità	Valore medio	Valore caratteristico
Resistenza alla punta	Rp	kg/cm^2	132	102
Peso di volume naturale	γ	t/m^3	1,98	1,97
Angolo di attrito	Φ	°	34,1	32,9
Modulo di deformazione elastico drenato	E'	kg/cm^2	291	203
Modulo edometrico	M_o	kg/cm^2	335	256
Modulo di Poisson	μ **	-	0,30	/
Modulo di Young	E	kg/cm^2	316	265

Unità C – da 5,60/5,80 m a 9,40/10,00 m da p.c.

Alternanza di livelli limoso sabbiosi e sabbioso limosi mediamente addensati e limoso argillosi di consistenza plastica

Parametri geotecnici	Simbolo	Unità	Valore medio	Valore caratteristico
Resistenza alla punta	Rp	kg/cm^2	44	24
Peso di volume naturale	γ	t/m^3	1,95	1,91
Coesione non drenata	cu	kg/cm^2	0,72	0,61
Angolo di attrito	Φ	°	26,9	24,1
Coesione	c'	kg/cm^2	0,08	0,06
Modulo di deformazione elastico drenato	E'	kg/cm^2	423	365
Modulo edometrico	M_o	kg/cm^2	51	47
Modulo di Poisson	μ **	-	0,35	/
Modulo di Young	E	kg/cm^2	163	96

Unità D – da 9,40/10,00 m a 18,00 m da p.c.

Sabbia limosa, sabbia e limo sabbioso mediamente addensati

Parametri geotecnici	Simbolo	Unità	Valore medio	Valore caratteristico
Resistenza alla punta	Rp	kg/cm^2	62	48
Peso di volume naturale	γ	t/m^3	1,97	1,94
Angolo di attrito	Φ	°	31,9	30,6
Modulo di deformazione elastico drenato	E'	kg/cm^2	179	119
Modulo edometrico	M_o	kg/cm^2	210	145
Modulo di Poisson	μ **	-	0,35	/
Modulo di Young	E	kg/cm^2	248	192

**valore medio di letteratura (Jamolkoswki et al., 1994; Lo Presti, 1995; Mayne e Poulos, 1999)

I valori caratteristici sono rappresentativi di una situazione di compensazione delle zone deboli e forti del terreno, poiché è prevista una struttura di fondazione rigida. Tali valori non possono essere estesi a priori a fondazioni non rigide, a meno che lo spessore di influenza della fondazione non sia grande in relazione alla scala di fluttuazione dei parametri geomeccanici.

Nelle valutazioni che il progettista deve svolgere per pervenire ad una scelta corretta dei valori caratteristici, appare giustificato il riferimento a valori prossimi ai valori medi quando nello stato limite considerato è coinvolto un elevato volume di terreno, con possibile compensazione delle eterogeneità o quando la struttura a contatto con il terreno è dotata di rigidezza sufficiente a trasferire le azioni dalle zone meno resistenti a quelle più resistenti.

Al contrario, valori caratteristici prossimi ai valori minimi dei parametri geotecnici appaiono più giustificati nel caso in cui siano coinvolti modesti volumi di terreno, con concentrazione delle deformazioni fino alla formazione di superfici di rottura nelle porzioni di terreno meno resistenti del volume significativo, o nel caso in cui la struttura a contatto con il terreno non sia in grado di trasferire forze dalle zone meno resistenti a quelle più resistenti a causa della sua insufficiente rigidezza. La scelta di valori caratteristici prossimi ai valori minimi dei terreni; basti pensare, ad esempio, all'effetto delle discontinuità sul valore operativo della resistenza non drenata.

Una migliore approssimazione nella valutazione dei valori caratteristici può essere ottenuta operando le opportune medie dei valori dei parametri geotecnici nell'ambito di piccoli volumi di terreno, quando questi assumano importanza per lo stato limite considerato.

5. VERIFICHE DELLA SICUREZZA E DELLE PRESTAZIONI

Le verifiche di sicurezza sono state svolte utilizzando i metodi basati sul concetto di coefficiente di sicurezza parziale introdotto in Europa dagli Eurocodici ma previsto ora anche dalla Norma nazionale (Decreto Ministeriale del 17 Gennaio 2018).

In base a tale metodo, ogni singola causa di incertezza, sulle sollecitazioni, sui materiali, sugli schemi di calcolo viene pesata con un apposito coefficiente, detto appunto di sicurezza parziale, che è proporzionato alla influenza ed al grado di incertezza di norma attribuibili al parametro considerato. La Norma nazionale prevede di definire l'accelerazione sismica al suolo sulla base di una mappatura del territorio italiana dell'INGV. Dall'attuale MAPPA DI PERICOLOSITÀ SISMICA del territorio nazionale l'accelerazione massima orizzontale al suolo nel sito in questione è compresa tra $\mathbf{a_g = 0.075g \div 0.125g}$; tale valore è stato quindi assunto come valore dell'accelerazione di riferimento per il dimensionamento delle strutture in progetto nelle verifiche in condizioni sismiche. Le verifiche di sicurezza sono state svolte facendo riferimento:

• agli Stati Limite Ultimi (SLU) e agli Stati Limite di Esercizio (SLE) per quanto riguarda le condizioni statiche;

• agli Stati Limite di Salvaguardia della Vita (SLV) e agli Stati Limite di Danno (SLD) per quanto riguarda le condizioni pseudostatiche.

Verifiche nei confronti degli stati limite ultimi (SLU e SLV)

Per ogni stato limite ultimo è stato verificato il rispetto della condizione:

$$\mathbf{Ed \leq Rd}$$

dove:

Ed è il valore della azione (o dell'effetto dell'azione) di progetto e **Rd** è il valore di progetto della resistenza del sistema geotecnico. Gli effetti delle azioni di progetto possono essere calcolati applicando il coefficiente di sicurezza parziale, o direttamente sulle azioni o sull'effetto finale:

$$Ed = E(\gamma_F F_k, X_k/\gamma_M, a_d)$$

$$Ed = \gamma_E E(F_k, X_k/\gamma_M, a_d)$$

Il Decreto Ministeriale del 2018 fornisce un solo gruppo di valori numerici, valido sia per γ_F che per γ_E.

Le resistenze Rd, possono essere calcolate in modi distinti che si differenziano per come agisce il coefficiente di sicurezza parziale: sulle azioni, sull'effetto delle azioni o su entrambe.

L'entità delle azioni influenza infatti anche i valori delle resistenze geotecniche:

$$Rd = R(\gamma_F F_k, X_k/\gamma_M, a_d)/\gamma_R$$

Il Decreto Ministeriale 17.01.2018 propone per alcune opere geotecniche approcci alternativi (Approccio 1 e Approccio 2), per altre un solo approccio; fornisce inoltre per ciascuna combinazione prevista i coefficienti parziali definiti per le azioni (A1-A2), per i parametri geotecnici (M1-M2) e per le resistenze (R1-R2-R3).

Nel presente progetto, per le **fondazioni superficiali assunte (continua nastriforme)**, si è utilizzato:

– **Approccio 2:** ***(A1+M1+R3)***

sia per i carichi verticali che per quelli orizzontali i fattori parziali di sicurezza assumono i valori indicati nelle seguenti tabelle.

CARICHI	EFFETTO	COEFFICIENTI PARZIALI	**A1**	**A2**
Permanenti	Sfavorevoli	γ_{G1}	1,3	1,0
	Favorevoli	γ_{G1}	1,0	1,0
Permanenti non strutturali	Sfavorevoli	γ_{G2}	1,5	1,3
	Favorevoli	γ_{G2}	0	0
Variabili	Sfavorevoli	γ_{Qi}	1,5	1,3
	Favorevoli	γ_{Qi}	0	0

TABELLA 1 – COEFFICIENTI PARZIALI SULLE AZIONI CARATTERISTICHE (O SULL'EFFETTO DELLE AZIONI CARATTERISTICHE) γ_F **(O** γ_E**)**

PARAMETRO	GRANDEZZA A CUI SI APPLICA IL COEFFICIENTE PARZIALE	COEFFICIENTI PARZIALI	**M1**	**M2**
Tangente della resistenza al taglio	tg φ'	$\gamma_{\varphi'}$	1,0	1,25
Coesione efficace	c'	$\gamma_{c'}$	1,0	1,25
Resistenza non drenata	c_u	γ_{cu}	1,0	1,4
Peso dell'unità di volume	γ	γ_γ	1,0	1,0

TABELLA 2 – COEFFICIENTI PARZIALI SUI PARAMETRI CARATTERISTICI DEL TERRENO: γ_M

VERIFICA	COEFFICIENTE PARZIALE **R1**	COEFFICIENTE PARZIALE **R2**	COEFFICIENTE PARZIALE **R3**
Capacità portante	γ_R = 1,0	γ_R = 1,8	γ_R = 2,3
Scorrimento	γ_R = 1,0	γ_R = 1,1	γ_R = 1,1

TABELLA 3 – COEFFICIENTI PARZIALI SULLE RESISTENZE AGLI STATI ULTIMI DI FONDAZIONI SUPERFICIALI: γ_R

Nell'ambito delle verifiche in condizioni sismiche si ricorda che le azioni vengono combinate senza amplificare i carichi permanenti ed utilizzando il coefficiente di combinazione ψ_{2j} per i carichi variabili, come previsto al paragrafo 3.2.4. della Norma del 2018.

Verifiche delle prestazioni (SLE e SLD)

In relazione alla struttura in elevazione è stato verificato che il valore di progetto dell'effetto delle azioni Ed risultasse minore del valore di progetto limite dell'effetto delle azioni Cd, esplicitando pertanto le prestazioni attese per l'opera stessa e confrontandole con le prescrizioni relative agli spostamenti compatibili.

Per ciascun stato limite di esercizio in condizioni statiche e per lo stato limite di danno in condizioni sismiche deve infatti essere rispettata la condizione:

$$\mathbf{Ed \leq Cd}$$

dove Ed è il valore di progetto dell'effetto delle azioni e Cd è il prescritto valore limite dell'effetto delle azioni. Quest'ultimo deve essere stabilito in funzione del comportamento della struttura in elevazione.

6. DEFINIZIONE DELL'AZIONE SISMICA

Sulla base delle disposizione previste dalle Norme Tecniche per le Costruzioni si definiscono per l'opera in progetto i seguenti parametri sismici.

- Accelerazione orizzontale massima attesa sul bedrock, ag/g = 0,106716g;
- Accelerazione orizzontale massima attesa nel sito, Amax = ag/g * Ss * St = 0,160074g.

Coordinate Geografiche della località in esame (ED50)°	
Longitudine:	10,801471
Latitudine:	45,204174
VITA DELLA STRUTTURA	
Vita Nominale dell'opera:	V_N = 50 anni
Classe d'uso:	III
Coefficiente d'uso:	C_u = 1.50
Periodo di riferimento per le azioni sismiche strutturali:	$V_R = V_N \times C_u$ = 75 anni
CARATTERISTICHE SISMICHE DEL SITO	
Topografia:	T1
Coefficiente topografico:	S_T = 1.0
Categoria di suolo:	C
Coefficiente stratigrafico:	S_S = 1.50

Azioni sismiche

Le azioni sismiche di progetto, in base alle quali valutare il rispetto dei diversi stati limite considerati, si definiscono a partire dalla "pericolosità sismica di base" del sito di costruzione.

Essa costituisce l'elemento di conoscenza primario per la determinazione delle azioni sismiche.

La pericolosità sismica è definita in termini di accelerazione orizzontale massima attesa a_g in condizioni di campo libero su sito di riferimento rigido con superficie topografica orizzontale (di categoria A), nonché di ordinate dello spettro di risposta elastico in accelerazione ad essa corrispondente Se (T), con riferimento a prefissate probabilità di eccedenza PVR nel periodo di riferimento VR.

Ai fini delle N.T.C. le forme spettrali sono definite, per ciascuna delle probabilità di superamento nel periodo di riferimento PVR, a partire dai valori dei seguenti parametri su sito di riferimento rigido orizzontale:

- a_g accelerazione orizzontale massima al sito;
- F_o valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontal;
- T^*_c periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale.

Stati limite e relative probabilità di superamento

Nei confronti delle azioni sismiche gli stati limite, sia di esercizio che ultimi, sono individuati riferendosi alle prestazioni della costruzione nel suo complesso, includendo gli elementi strutturali, quelli non strutturali e gli impianti. Gli stati limite di esercizio sono:

- **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 ed orizzontali, mantenendosi immediatamente utilizzabile pur nell'interruzione d'uso di parte delle apparecchiature.

Gli stati limite ultimi sono:

- **Stato Limite di salvaguardia della Vita (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 resistenza e 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 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 ed un esiguo margine di sicurezza nei confronti del collasso per azioni orizzontali.

Le probabilità di superamento nel periodo di riferimento R VP , cui riferirsi per individuare l'azione sismica agente in ciascuno degli stati limite considerati, sono riportate nella successiva tabella.

Stati Limite		P_{V_R} : Probabilità di superamento nel periodo di riferimento V_R
Stati limite di esercizio	SLO	81%
	SLD	63%
Stati limite ultimi	SLV	10%
	SLC	5%

Le azioni sismiche di progetto, in base alle quali valutare il rispetto dei diversi stati limite considerati, si definiscono a partire dalla "pericolosità sismica di base" individuata dalle condizioni stratigrafiche e topografiche del sito.

In riferimento all'ubicazione dell'area indagata e sulla base delle scelte effettuate, i parametri sismici risultano i seguenti:

Parametri sismici su sito di riferimento

S.L. Stato limite	TR[anni] Tempo ritorno	ag [g]	F0 [-]	TC* [sec]
S.L.O.	45,0	0,039	2,546	0,250
S.L.D.	75,0	0,049	2,511	0,273
S.L.V.	712,0	0,116	2,543	0,293
S.L.C.	1462,0	0,150	2,513	0,296

Coefficienti sismici orizzontali e verticali

S.L. Stato limite	Ss	Cc	St	Amax [g]	beta [-]	Kh [-]	Kv [sec]
S.L.O.	1,50	1,66	1,00	0,577	0,20	0,012	0,006
S.L.D.	1,50	1,61	1,00	0,716	0,20	0,015	0,008
S.L.V.	1,50	1,57	1,00	1,701	0,24	0,042	0,021
S.L.C.	1,47	1,76	1,00	2,160	0,24	0,053	0,027

La pericolosità sismica di base costituisce l'elemento di conoscenza primario per la determinazione delle azioni sismiche. La determinazione è stata eseguita secondo l'approccio semplificato previsto dal § 3.2.2 delle N.T.C., con i seguenti risultati:

Categoria di sottosuolo

Ai fini della definizione dell'azione sismica di progetto, si rende necessario valutare l'effetto della risposta sismica locale mediante specifiche analisi. In assenza di tali analisi, per la definizione dell'azione sismica si può fare riferimento ad un approccio semplificato che si basa sull'individuazione di categorie di sottosuolo di

fondazione (D.M. 17 Gennaio 2018). Da normativa, le categorie di sottosuolo di fondazione specifiche risultano:

CATEGORIA	DESCRIZIONE
A	***Formazioni litoidi o terreni omogenei molto rigidi***, caratterizzati da valori di Vs30 superiori a 800 m/s, comprendenti eventuali strati di alterazione superficiale di spessore massimo pari a 3 m;
B	***Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fine molto consistenti***, con spessori di diverse decine di metri, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di Vs30 compresi tra 360 e 800 m/s;
C	***Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fine mediamente consistenti***, con spessori variabili da diverse decine fino a centinaia di metri, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di Vs30 compresi tra 180 e 360 m/s;
D	***Depositi di terreni a grana grossa scarsamente addensati o terreni a grana fine scarsamente consistenti***, con spessori superiori a 30 metri, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di Vs30 < 180 m/s;
E	***Profili di terreno costituiti da strati superficiali alluvionali***, con valori di Vs30 simili a quelli dei tipi C o D e spessore compreso tra 5 e 20 m, giacenti su di un substrato di materiale più rigido con Vs30 > 800m/s.

Fatta salva la necessità della caratterizzazione geotecnica dei terreni nel volume significativo, ai fini della identificazione della categoria di sottosuolo, la classificazione si effettua in base ai valori della velocità equivalente Vs,30 di propagazione delle onde di taglio (definita successivamente) entro i primi 30 m di profondità.

Per queste cinque categorie di sottosuolo, le azioni sismiche sono definite al § 3.2.3 delle presenti norme. Dalla ricostruzione del quadro dei profili sismostratigrafici emersi dal seguente studio, si ritiene opportuno inserire il sito in oggetto di studio nella **Categoria C** "*Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fine mediamente consistenti, con spessori variabili da diverse decine fino a centinaia di metri, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di Vs30 compresi tra 180 e 360 m/s".*

Amplificazione topografica

Gli effetti di amplificazione topografica di verificano quando le condizioni locali sono rappresentate da morfologie superficiali più o meno articolate e da irregolarità topografiche in generale; tali condizioni favoriscono la focalizzazione delle onde sismiche in prossimità della cresta del rilievo a seguito di fenomeni di riflessione sulla superficie libera e di interazione fra il campo d'onda incidente e quello diffratto.

Tale amplificazione è condizionata dalle caratteristiche geometriche del rilievo (quali il fattore di forma *H/L*), che devono essere tali per cui la lunghezza d'onda incidente λ sia comparabile con la semilarghezza

L/2 della base dell'irregolarità; lungo i fianchi del rilievo l'interazione tra onde incidenti ed onde diffratte produce rapide variazioni in ampiezza e frequenza delle onde sismiche generando un complesso campo di spostamenti con alternanza di amplificazioni ed attenuazioni che possono dare luogo a marcati movimenti differenziali.

Tabella 3.2.IV – *Categorie topografiche*

Categoria	Caratteristiche della superficie topografica
T1	Superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media i ≤ 15°
T2	Pendii con inclinazione media i > 15°
T3	Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media 15° ≤ i ≤ 30°
T4	Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media i > 30°

Per tener conto delle condizioni topografiche e in assenza di specifiche analisi di risposta sismica locale, si utilizzano i valori del **coefficiente topografico S_T** riportati nella Tabella 3.2.VI (D.M.17 Gennaio 2018), in funzioni delle categorie topografiche definite in ξ 3.2.2 (D.M. 17 Gennaio 2018) e dell'ubicazione dell'opera.

Le sotto esposte categorie topografiche si riferiscono a configurazioni geometriche prevalentemente bidimensionali, creste o dorsali allungate, e devono essere considerate nella definizione dell'azione sismica se di altezza maggiore a 30 metri.

Sulla base della morfologia del sito indagato pressoché pianeggiante e pertanto, con inclinazioni inferiori al valore soglia di i = 15°, gli **effetti topografici possono essere trascurati** in quanto la superficie topografica, poiché il sito è ubicato in una ampia area pianeggiante, può essere classificata come appartenente alla **categoria T1:**

"*Superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media i ≤ 15°*"

Tabella 3.2.VI – *Valori massimi del coefficiente di amplificazione topografica* S_T

Categoria topografica	Ubicazione dell'opera o dell'intervento	S_T
T1	-	1,0
T2	In corrispondenza della sommità del pendio	1,2
T3	In corrispondenza della cresta del rilievo	1,2
T4	In corrispondenza della cresta del rilievo	1,4

Per tale categoria si assume quale valore del **coefficiente di amplificazione topografica S_T = 1,0**.

Spettro di risposta elastico in accelerazione della componente orizzontale

Lo spettro di risposta elastico in accelerazione della componente verticale è definito dalle espressioni seguenti:

$0 \le T < T_B$ $$S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o \cdot \left[\frac{T}{T_B} + \frac{1}{\eta \cdot F_o}\left(1 - \frac{T}{T_B}\right)\right]$$

$T_B \le T < T_C$ $$S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o$$

$T_C \le T < T_D$ $$S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o \cdot \left(\frac{T_C}{T}\right)$$

$T_D \le T$ $$S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o \cdot \left(\frac{T_C T_D}{T^2}\right)$$

nelle quali T e S_e sono, rispettivamente, periodo di vibrazione ed accelerazione spettrale orizzontale.

- S è il coefficiente che tiene conto della categoria di sottosuolo e delle condizioni topografiche mediante la relazione seguente $S = S_T \cdot S_S$ essendo S_S il coefficiente di amplificazione stratigrafica e S_T il coefficiente di amplificazione topografica;
- η è il fattore che altera lo spettro elastico per coefficienti di smorzamento viscosi convenzionali ξ diversi dal 5%, mediante la relazione $\eta = \sqrt{10/(5+\zeta)} \ge 0{,}55$, dove ξ (espresso in percentuale) è valutato sulla base di materiali, tipologia strutturale e terreno di fondazione;
- F_o è il fattore che quantifica l'amplificazione spettrale massima, su sito di riferimento rigido orizzontale, ed ha valore minimo pari a 2,2;
- T^*_C è il periodo corrispondente all'inizio del tratto a velocità costante dello spettro, dato da $T_C = C_C \cdot T^*_C$ dove T^*_C è un coefficiente funzione della categoria di sottosuolo;
- T_B è il periodo corrispondente all'inizio del tratto dello spettro ad accelerazione costante, $T_B = T_C/3$;
- T_D è il periodo corrispondente all'inizio del tratto a spostamento costante dello spettro, espresso in secondi mediante la relazione: $T_D = 4{,}0 \cdot \frac{a_g}{g} + 1{,}6$.

Per categorie speciali di sottosuolo, per determinati sistemi geotecnici o se si intenda aumentare il grado di accuratezza nella previsione dei fenomeni di amplificazione, le azioni sismiche da considerare nella progettazione possono essere determinate mediante più rigorose analisi di risposta sismica locale.

Queste analisi presuppongono un'adeguata conoscenza delle proprietà geotecniche dei terreni e, in particolare, delle relazioni sforzi-deformazioni in campo ciclico, da determinare mediante specifiche indagini e prove.

In mancanza di tali determinazioni, per le componenti orizzontali del moto e per le categorie di sottosuolo di fondazione definite nel § 3.2.2 delle NTC18, la forma spettrale su sottosuolo di categoria A è modificata

attraverso il coefficiente stratigrafico SS , il coefficiente topografico ST e il coefficiente CC che modifica il valore del periodo TC .

Amplificazione stratigrafica

Per sottosuolo di categoria A i coefficienti S_S e C_C valgono 1.

Per le categorie di sottosuolo B, C, D ed E i coefficienti S_S e C_C possono essere calcolati, in funzione dei valori di F_O e T^*_C relativi al sottosuolo di categoria A, mediante le espressioni fornite nella tabella sottostante, nelle quali g è l'accelerazione di gravità ed il tempo è espresso in secondi.

Categoria sottosuolo	S_S	C_C
A	1,00	1,00
B	$1,00 \le 1,40 - 0,40 \cdot F_o \cdot \frac{a_g}{g} \le 1,20$	$1,10 \cdot (T_C^*)^{-0,20}$
C	$1,00 \le 1,70 - 0,60 \cdot F_o \cdot \frac{a_g}{g} \le 1,50$	$1,05 \cdot (T_C^*)^{-0,33}$
D	$0,90 \le 2,40 - 1,50 \cdot F_o \cdot \frac{a_g}{g} \le 1,80 \cdot$	$1,25 \cdot (T_C^*)^{-0,50}$
E	$1,00 \le 2,00 - 1,10 \cdot F_o \cdot \frac{a_g}{g} \le 1,60$	$1,15 \cdot (T_C^*)^{-0,40}$

Spettro di risposta elastico in accelerazione della componente verticale

Lo spettro di risposta elastico in accelerazione della componente verticale è definito dalle espressioni seguenti:

$0 \le T < T_B$ $$S_{ve}(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_v \cdot \left[\frac{T}{T_B} + \frac{1}{\eta \cdot F_v}\left(1 - \frac{T}{T_B}\right)\right]$$

$T_B \le T < T_C$ $$S_{ve}(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_v$$

$T_C \le T < T_D$ $$S_{ve}(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_v \cdot \left(\frac{T_C}{T}\right)$$

$T_D \le T$ $$S_{ve}(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_v \cdot \left(\frac{T_C \cdot T_D}{T^2}\right)$$

nelle quali T e Sve sono, rispettivamente, periodo di vibrazione ed accelerazione spettrale verticale e Fv è il fattore che quantifica l'amplificazione spettrale massima, in termini di accelerazione orizzontale massima del terreno ag su sito di riferimento rigido orizzontale, mediante la relazione:

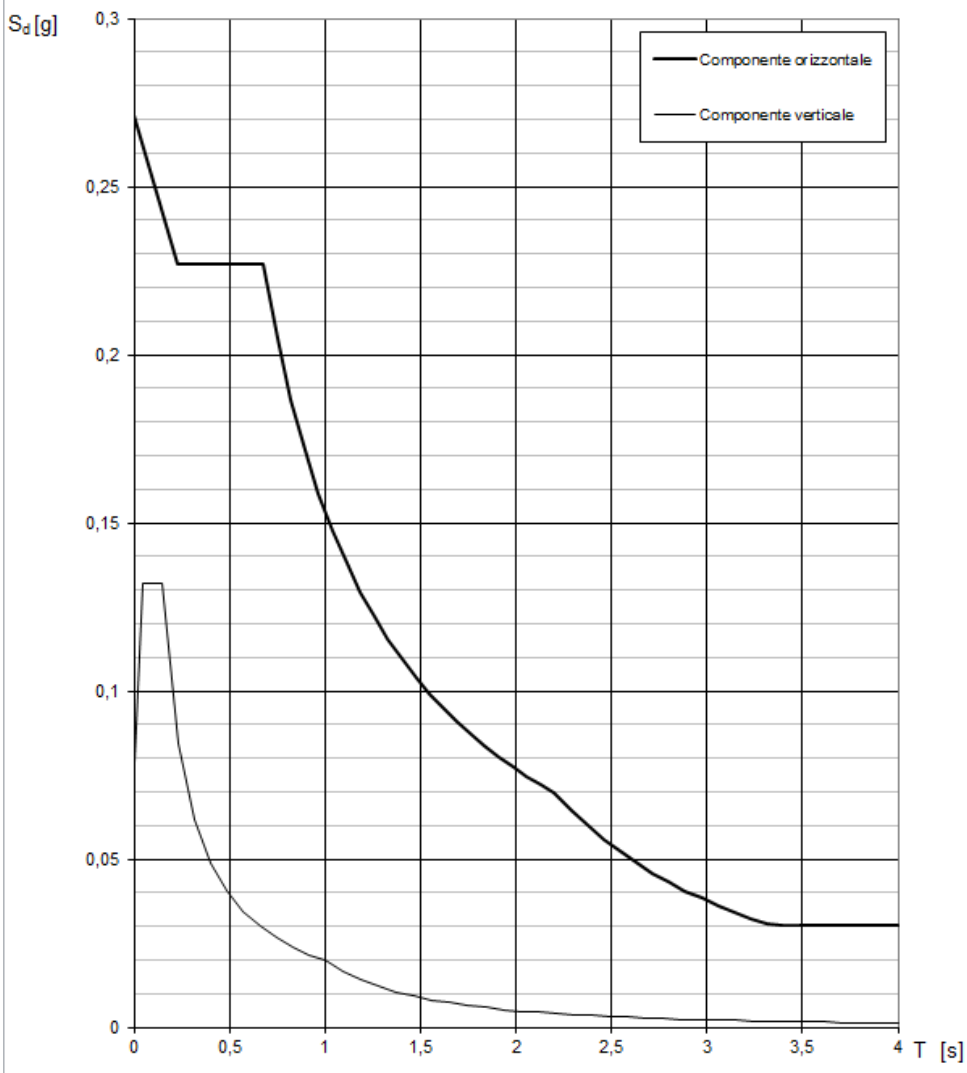
$$F_v = 1,35 \cdot F_o \cdot \left(\frac{a_g}{g}\right)^{0,5}$$

I valori di ag, Fo, S, η sono gli stessi definiti per le componenti orizzontali; i valori di S_S, T_B, T_C e T_D, salvo più accurate determinazioni, sono quelli riportati di seguito:

Categoria di sottosuolo	S_S	T_B	T_C	T_D
A, B, C, D, E	1,0	0,05 s	0,15 s	1,0 s

Per tener conto delle condizioni topografiche, in assenza di specifiche analisi si utilizzano i valori del coefficiente topografico S_T.

Spettri di risposta (componenti orizz. e vert.) per lo stato limite: SLV



La verifica dell'idoneità del programma, l'utilizzo dei risultati da esso ottenuti sono onere e responsabilità esclusiva dell'utente. Il Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici non potrà essere ritenuto responsabile dei danni risultanti dall'utilizzo dello stesso.

Parametri e punti dello spettro di risposta orizzontale per lo stato limite SLV

Parametri indipendenti

STATO LIMITE	SLV
a_g	0,151 g
F_o	2,509
T_C^*	0,294 s
S_S	1,800
C_C	2,306
S_T	1,000
q	3,000

Parametri dipendenti

S	1,800
η	0,333
T_B	0,226 s
T_C	0,678 s
T_D	2,202 s

Espressioni dei parametri dipendenti

$S = S_S \cdot S_T$ (NTC-07 Eq. 3.2.5)

$\eta = \sqrt{10/(5+\xi)} \geq 0,55;\ \eta = 1/q$ (NTC-07 Eq. 3.2.6; §. 3.2.3.5)

$T_B = T_C / 3$ (NTC-07 Eq. 3.2.7)

$T_C = C_C \cdot T_C^*$ (NTC-07 Eq. 3.2.8)

$T_D = 4,0 \cdot a_g / g + 1,6$ (NTC-07 Eq. 3.2.9)

Espressioni dello spettro di risposta (NTC-07 Eq. 3.2.4)

$0 \leq T < T_B$ | $S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o \cdot \left[\frac{T}{T_B} + \frac{1}{\eta \cdot F_o}\left(1 - \frac{T}{T_B}\right)\right]$

$T_B \leq T < T_C$ | $S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o$

$T_C \leq T < T_D$ | $S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o \cdot \left(\frac{T_C}{T}\right)$

$T_D \leq T$ | $S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o \cdot \left(\frac{T_C T_D}{T^2}\right)$

Lo spettro di progetto $S_d(T)$ per le verifiche agli Stati Limite Ultimi è ottenuto dalle espressioni dello spettro elastico $S_e(T)$ sostituendo η con 1/q, dove q è il fattore di struttura. (NTC-07 § 3.2.3.5)

Punti dello spettro di risposta

	T [s]	Se [g]
	0,000	0,271
T_B ←	0,226	0,227
T_C ←	0,678	0,227
	0,750	0,205
	0,823	0,187
	0,895	0,172
	0,968	0,159
	1,041	0,148
	1,113	0,138
	1,186	0,130
	1,258	0,122
	1,331	0,115
	1,404	0,109
	1,476	0,104
	1,549	0,099
	1,621	0,095
	1,694	0,091
	1,767	0,087
	1,839	0,084
	1,912	0,080
	1,985	0,077
	2,057	0,075
	2,130	0,072
T_D ←	2,202	0,070
	2,288	0,065
	2,374	0,060
	2,459	0,056
	2,545	0,052
	2,630	0,049
	2,716	0,046
	2,802	0,043
	2,887	0,041
	2,973	0,038
	3,058	0,036
	3,144	0,034
	3,230	0,032
	3,315	0,031
	3,401	0,030
	3,486	0,030
	3,572	0,030
	3,658	0,030
	3,743	0,030
	3,829	0,030
	3,914	0,030
	4,000	0,030

Parametri e punti dello spettro di risposta verticale per lo stato limite: SLV

Parametri indipendenti

STATO LIMITE	SLV
a_{gv}	0,079 g
S_S	1,000
S_T	1,000
q	1,500
T_B	0,050 s
T_C	0,150 s
T_D	1,000 s

Parametri dipendenti

F_V	1,314
S	1,000
η	0,667

Espressioni dei parametri dipendenti

$S = S_S \cdot S_T$ (NTC-07 Eq. 3.2.5)

$\eta = 1/q$ (NTC-07 §. 3.2.3.5)

$F_v = 1{,}35 \cdot F_o \cdot \left(\frac{a_g}{g}\right)^{0,5}$ (NTC-07 Eq. 3.2.11)

Espressioni dello spettro di risposta (NTC-07 Eq. 3.2.10)

$0 \le T < T_B$ | $S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_v \cdot \left[\frac{T}{T_B} + \frac{1}{\eta \cdot F_o}\left(1 - \frac{T}{T_B}\right)\right]$

$T_B \le T < T_C$ | $S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_v$

$T_C \le T < T_D$ | $S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_v \cdot \left(\frac{T_C}{T}\right)$

$T_D \le T$ | $S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_v \cdot \left(\frac{T_C T_D}{T^2}\right)$

Punti dello spettro di risposta

	T [s]	Se [g]
	0,000	0,271
T_B	0,050	0,227
T_C	0,150	0,227
	0,235	0,205
	0,320	0,187
	0,405	0,172
	0,490	0,159
	0,575	0,148
	0,660	0,138
	0,745	0,130
	0,830	0,122
	0,915	0,115
T_D	1,000	0,109
	1,094	0,104
	1,188	0,099
	1,281	0,095
	1,375	0,091
	1,469	0,087
	1,563	0,084
	1,656	0,080
	1,750	0,077
	1,844	0,075
	1,938	0,072
	2,031	0,070
	2,125	0,065
	2,219	0,060
	2,313	0,056
	2,406	0,052
	2,500	0,049
	2,594	0,046
	2,688	0,043
	2,781	0,041
	2,875	0,038
	2,969	0,036
	3,063	0,034
	3,156	0,032
	3,250	0,031
	3,344	0,030
	3,438	0,030
	3,531	0,030
	3,625	0,030
	3,719	0,030
	3,813	0,030
	3,906	0,030
	4,000	0,030

7. FONDAZIONI SUPERFICIALI – VERIFICHE GEOTECNICHE

7.1 Premessa

Le problematiche geotecniche di maggior rilievo sono sostanzialmente legate alla valutazione della capacità portante del terreno di fondazione e al calcolo dei cedimenti, che debbono essere contenuti e ammissibili dalle strutture in essere.

La capacità portante è intesa come la resistenza limite di un terreno, la quale è funzione della natura del sottosuolo e delle caratteristiche geometriche della fondazione; tale resistenza è il valore limite della pressione trasmessa dalla fondazione oltre il quale si verifica la completa rottura del terreno.

Di seguito si andranno a sviluppare i calcoli, finalizzati ad una valutazione del grado di affidabilità che i terreni potranno offrire una volta che saranno oggetto di intervento edificatorio.

Si evidenziano nella seguente tabella i valori caratteristici ottenuti ed impiegati nell'elaborazione dei calcoli, sulla base della geometria della fondazione adottata e delle sue interazioni coi terreni, ottenuti facendo riferimento ai parametri delle Unità che saranno coinvolte dal carico fondale:

Fondazione continua nastriforme	Peso di volume γ	Angolo di attrito interno φ° (phi°)	Coesione drenata c'	Coesione non drenata c_u
Valore caratteristico Xk	**1,90 t/mq**	**36,00**	**0,00 t/mq**	**0,00 t/mq**

Nelle verifiche geotecniche, in assenza di dati progettuali si è adottata una tipologia di fondazione di tipo continua nastriforme impostata alla profondità di 100 cm, di larghezza B variabile compresa tra 80 e 120 cm.

7.2 Verifica della capacità portante SLU – Condizioni statiche

Adottando la geometria della fondazione sopra menzionata, la profondità del cuneo di rottura al di sotto del piano di posa, dipende dall'angolo di attrito interno e della larghezza della fondazione, come peraltro rilevabile dalla relazione di Meyerhof (1953):

$$\mathbf{H = 0{,}5 \cdot B \cdot tg\,(45° + \varphi/2)}$$

dove: H = profondità cui si spinge il cuneo di rottura solidale con la fondazione;

B = larghezza della fondazione;

φ° = angolo di attrito interno.

Quindi, facendo riferimento alla relazione di Meyerhof, ipotizzando un angolo di attrito ϕ=36°, con un valore della larghezza B della fondazione pari a 100 cm, H assume il valore di 0,98 metri.

Il calcolo della portanza del terreno di fondazione è stato effettuato in funzione del tipo di rottura possibile correlato direttamente dalla compressibilità dello stesso; nel caso particolare, per la presenza di terreni a comportamento prevalentemente coesivo e nella condizione non drenata, si prevede una situazione di *rottura generale del terreno*.

La verifica a capacità portante è eseguita utilizzando la formula generale di Brinch-Hansen (1970), che può essere impiegata per qualunque tipo di terreno e per profondità di posa fino a D = 4 · B.

La relazione proposta da Brinch-Hansen, comprensiva di fattori correttivi di forma, di approfondimento, per carichi inclinati, per fondazione su pendio e per fondazioni con base ruotata, è la seguente:

$$\mathbf{q_{lim} = c_u \cdot N_c \cdot s_c \cdot d_c \cdot i_c \cdot b_c \cdot g_c + q_0 \cdot N_q \cdot s_q \cdot d_q \cdot i_q \cdot b_q \cdot g_q + 0{,}5 \cdot B \cdot \gamma \cdot N_\gamma \cdot s_\gamma \cdot d_\gamma \cdot i_\gamma \cdot b_\gamma \cdot g_\gamma}$$

essendo:

$\mathbf{c_u}$ = coesione non drenata;

$\mathbf{q_0 = \gamma \cdot D_f}$ = peso del terreno asportato per lo scavo di fondazione;

B = larghezza della fondazione;

$\mathbf{N_c, N_q, N_\gamma}$ = coefficienti di capacità portante;

γ = peso di volume del terreno;

$\boldsymbol{\varphi°}$ **=** angolo di attrito interno.

I fattori correttivi utilizzati sono presentati nella seguente tabella:

- s = fattori di forma, pari a:
  - $s_\gamma = (1 - 0.4\ B/L)$
  - $s_q = 1 + (\text{sen}\ \phi'\ B/L)$
  - $s_c = s_q$ per $\phi' > 25°$
  - $s_c = (s_q N_q - 1) / (N_q - 1)$ per $\phi' < 25°$
  - $s_c° = 0.2\ B/L$
  - essendo L il lato maggiore della fondazione.

- d = fattori di profondità, pari a:
  - $d_\gamma = 1$
  - $d_q = 1 + 2\ \text{tg}\ \phi'\ (1 - \text{sen}\ \phi')^2\ D/B$
  - $d_q = 1 + 2\ \text{tg}\ \phi'\ (1 - \text{sen}\ \phi')^2\ \text{arctg}\ D/B$
  - $d_c = (d_q\ s_q\ N_q - 1) / (N_q - 1)$
  - $d_c° = 0.4\ D/B$ per $D/B < 1$
  - $dc° = 0.4\ \text{arctg}\ D/B$ per $D/B > 1$

- b = fattori di inclinazione della base della fondazione, pari a:
  - $b_\gamma = e^{-2.7\,\alpha\,\text{tg}\,\phi'}$
  - $b_q = e^{-2\,\alpha\,\text{tg}\,\phi'}$
  - $b_c = b_q$
  - $b_c° = \alpha° / 147°$
  - essendo α l'angolo di inclinazione della base della fondazione.

- g = fattori inclinazione del piano di campagna, pari a:
  - $g_\gamma = g_q = (1 - 0.5\ \text{tg}\ \beta)^5$
  - $g_c = g_q$
  - $g_c° = \beta°/147°$
  - essendo β l'angolo di inclinazione del piano campagna.

- i = fattori di inclinazione del carico, pari a:
  - $i_c = i_q$
  - $i_c° = 0.5 - 0.5\ [\ 1 - H / (B\ L\ c_u)\ ]^{0.5}$
  - $i_q = (1 - 0.5\ H / (N + B\ L\ c'\ \text{cotg}\ \phi'))^5$
  - $i_\gamma = (1 - 0.7\ H / (N + B\ L\ c'\ \text{cotg}\ \phi'))^5$

La verifica alla capacità portante è stata eseguita nelle sole condizioni drenate, ponendo uguale a zero il contributo della coesione, per il comportamento di tipo granulare del terreno di fondazione.

Si segnala che nelle verifiche geotecniche, per l'elevata rigidezza del terreno di sedime nel primo metro e mezzo, sovrapposto a depositi meno addensati e compatti, al fine di evitare rotture nel terreno per punzonamento, nonché per tenere conto di possibili fenomeni di plasticizzazione locale immediatamente al di sotto della fondazione, che riducono di fatto la resistenza mobilizzabile del terreno, si è adottato quale parametri di resistenza al taglio, un valore ridotto dell'angolo di attrito, e, pertanto non pari al valore caratteristico dell'angolo di picco ma pari a quello caratteristico dell'angolo di deformazione a volume costante.

Angolo di attrito interno φcv° a volume costante (phi°)	Coesione drenata c'	Coesione non drenata c_u
31,1	0,00 t/mq	0,00t/mq

La falda freatica posizionata esternamente alla zona di influenza del cuneo di rottura, ha implicato nelle verifiche di non considerare attivi gli effetti riduttivi della stessa sulla capacità portante.

I risultati dei calcoli effettuati vengono riportati nel seguente prospetto, in cui con D_f viene indicata la profondità del piano di posa delle fondazioni:

SLU - Condizioni statiche – APPROCCIO 2

Condizioni drenate – Verifiche a breve termine

D_f = 1.00 metri

B = 0.80 m → q_{lim} = 555 kPa → Rd = 241 kPa

B = 1.00 m → q_{lim} = 578 kPa → Rd = 251 kPa

B = 1.20 m → q_{lim} = 606 kPa → Rd = 263 kPa

7.3 Verifica della capacità portante SLV – Condizioni dinamiche

La verifica alla capacità portante in condizioni dinamiche allo Stato Limite di salvaguardia della Vita (SLV) è stato condotto secondo quanto disposto nel cap. 7.11.5. del D.M. 17 Gennaio 2018.

Per le fondazioni superficiali l'azione del sisma si traduce in accelerazioni nel sottosuolo (effetto cinematico) e nella fondazione, per l'azione delle forze d'inerzia generate nella strutture in elevazione (effetto inerziale).

La verifica in combinazione sismica costituisce sicuramente una condizione penalizzante rispetto alla combinazione statica.

La verifica è stata svolta con un foglio di calcolo che rispetta i suggerimenti delle NTC e della Circolare, utilizzando la classica formula di Brinch-Hansen, sviluppata secondo i suggerimenti di Bowles e con aggiunta del coefficiente $\mathbf{z_i}$ che tiene conto degli effetti inerziali indotti dal sisma (Paolucci & Pecker, 1997).

Pertanto, considerando la presenza di terreni a comportamento coesivo ed i fattori correttivi, la formula si riduce a:

$$q_{lim} = c_u \cdot N_c \cdot s_c \cdot d_c \cdot i_c \cdot b_c \cdot g_c \cdot z_c + q_0 \cdot N_q \cdot s_q \cdot d_q \cdot i_q \cdot b_q \cdot g_q \cdot z_\gamma$$

dove: $z_q = z_\gamma = (1 - k_h / tg\varphi)^{0.35}$;

$z_c = 1 - 0.32\ k_h$

Per effettuare le verifiche agli stati limite in condizioni dinamiche, si devono determinare i valori dei coefficienti sismici orizzontale e verticale Kh e Kv, definiti secondo le relazioni:

- $k_h = \beta s \cdot Amax/g$
- $k_v = 0.5 \cdot k_h$

dove: **βs =** coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito.

I risultati delle verifiche sono mostrati nel prospetto seguente.

SLV - Condizioni sismiche – APPROCCIO 2

D_f = 1.00 metri

B = 0.80 m → q_{lim} = 429 kPa → Rd = 186 kPa

B = 1.00 m → q_{lim} = 439 kPa → Rd = 190 kPa

B = 1.20 m → q_{lim} = 454 kPa → Rd = 197 kPa

7.4 Verifiche agli stati limite di esercizio SLE

Il fattore limitante nel caso dello SLE è rappresentato, nella situazione di opera di fondazione, dal cedimento massimo compatibile con la funzionalità dell'opera. Nella verifica si sono utilizzati carichi ipotetici, in attesa di ricevere dallo Strutturista i carichi reali trasmessi dall'opera. Pertanto, i valori ottenuti sono da considerarsi indicativi, non utilizzabili nella progettazione definitiva. Per le tipologie di fondazione adottate si è assunto quale valore del cedimento massimo assoluto il valore di 2,50 cm (Sowers, 1962).

Tipo di movimento	Fattore di limitazione		Valore ammissibile
Cedimento (cm)	Collegamento a reti di servizi Accessibilità		15 ÷ 30 30 ÷ 60
	Probabilità di cedimenti differenziali	*Murature portanti* *Strutture intelaiate* *Ciminiere, silos*	2.5 ÷ 5 5 ÷ 10 7.5 ÷ 30

Valori ammissibili di alcuni parametri di deformazione delle strutture secondo Sowers (1962)

In relazione alle condizioni sopra impostate è stato valutato il valore di resistenza allo stato limite di esercizio (SLE). La determinazione dei carichi verificati sulla base dei cedimenti indotti dalla struttura in

previsione allo SLE, è stata eseguita sulla base della *teoria dell'elasticità di Boussinesq*, che considera il terreno di fondazione come uno spazio semiinfinito elastico-lineare, omogeneo ed isotropo, ed area di carico flessibile poggiante sul limite superiore del semispazio. La valutazione dei cedimenti attesi, di tipo monodimensionale prodotti da tensioni indotte da carichi applicati in condizioni di espansione laterale impedita, ha previsto la stima dei contributi dovuti a fenomeni immediati e alla consolidazione. Una volta calcolate le tensioni verticali indotte alle varie profondità dalla presenza del sovraccarico, usando la teoria dell'elasticità in condizioni piane, la valutazione dei cedimenti è stata effettuata con appositi fogli di calcolo. In merito ai parametri di deformabilità, si è fatto riferimento ai risultati della prova penetrometrica statica eseguita. Il calcolo dei cedimenti è stato eseguito mediante l'applicazione del metodo illustrato da Paul Mayne, Harry Poulos (1999) in "*Approximate displacement influence factors for elastic shallow foundations*" (Journal of geotechinacal and geoenvironmental engineering, June 1999); la relazione utilizzata è la seguente:

$$\Delta H_i = q \cdot B\,[(1-\nu^2)/E] \cdot i$$

in cui:

q = carico applicato alla fondazione trasmesso al terreno;

B = larghezza della fondazione;

ν = modulo di Poisson del terreno;

E = modulo elastico del terreno (modulo di Young);

i = coefficiente di forma correlato al piano di imposta, dimensioni e spessore fondazione.

Fondazione nastriforme	B = 80 cm	B = 100 cm	B = 120 cm
CPT1 Cedimenti	2,49 cm	2,50 cm	2,50 cm
CPT2 Cedimenti	2,38 cm	2,37 cm	2,38 cm
CPT3 Cedimenti	2,38 cm	2,40 cm	2,41 cm
Carico verticale agente	272 kN	280 kN	289 kN

I cedimenti totali assoluti stimati agli SLE risultano essere accettabili, dalla bibliografia geotecnica e compatibili con le strutture in oggetto.

I calcoli precedentemente esposti hanno comunque valore indicativo ed andranno verificati dal Tecnico Progettista sulla base della distribuzione geometrica delle fondazioni e dei reali carichi trasmessi dalla

struttura. Pertanto, **al fine di contenere i cedimenti attesi entro i valori ammissibili suddetti, i carichi massimi agenti sulle fondazioni devono essere inferiori a quelli indicateinella tabella sopra riportata**.

In merito alla valutazione dei cedimenti differenziali e del rapporto di inflessione, inteso come il rapporto tra il cedimento differenziale / distanza di interasse, Δ/L, si è considerato il valore di abbassamento in corrispondenza di ciascuna verticale di indagine, per lo spessore di terreni nel quale la pressione residua è risultata superiore al 10% del carico geostatico, in funzione dell'effetto sommatoria dei bulbi di pressione, poiché al di sotto di tale valore le tensioni indotte dalle fondazioni che contribuiscono al cedimento sono praticamente trascurabili rispetto a quelle determinate dai terreni in sito.
Sulla base della verifica dei cedimenti assoluti, è stato possibile stimare il cedimento differenziale massimo Δ'h pari a 0,11 cm; sulla base di una distanza di interasse pilastro-pilastro pari a 8,00 metri, il valore del rapporto di inflessione risulta pari a $1,37*10^{-4}$.
I valori del rapporto di inflessione ottenuti sono accettabili per strutture in muratura come quelle in progetto, poiché minori rispetto al limite di ammissibilità della scala orientativa delle distorsioni che provocano determinanti effetti fornita da Bjerrum (limite di inizio delle prime fessurazioni: $\beta \leq 1/300 = 3,33*10^{-3}$).
Si ricorda che il carico di progetto allo S.L.E. non dovrà provocare un cedimento superiore a quello limite stimato dal progettista e, come indicato nelle "Norme tecniche per il progetto sismico di opere di fondazione e di sostegno dei terreni", sarà necessario realizzare una fondazione di rigidezza tale da trasmettere al terreno nel modo più uniforme possibile le azioni localizzate ricevute dalla sovrastruttura ed assorbire le eventuali tensioni dovute a possibili cedimenti differenziali.

8. MODULO DI REAZIONE DEL TERRENO

Determinazione dei moduli di reazione del terreno

Spring stiffness and Coefficient of subgrade reaction according to Pais and Kausel, 1988

As illustrated in the NIST GCR 12-917-21 publication (2012)

Coefficiente di WINKLER verticale in condizioni statiche e dinamiche

(Frequenza struttura ipotizzata pari a 4 Hz)

Dati di input

		INPUT
Foundation semiwidth, B	cm	**100**
Foundation semilenght, L>=B	cm	**1250**
Foundation depth, D	cm	**100**
Poisson modulus	-	**0,25**

Static shear modulus, **G** (Ki)	daNcm^{-2}	**900**
Static shear modulus, **G** (Kii)	daNcm^{-2}	**900**
Dynamic shear modulus, **G** (Ki)	daNcm^{-2}	**550**
Dynamic shear modulus, **G** (Kii)	daNcm^{-2}	**550**
Shear wave velocity, Vs	ms^{-1}	**250**
Density, ρ	KNm^{-3}	**19**
Frequency of structure, Hz	Hz	**4**

Dati di output

		STATIC	DYNAMIC
		Kz	Kz
Stiffness	daNcm^{-1}	**3384560**	**2038541**
Winkler	daNcm^{-3}	**6,8**	**4,1**
		Ky	Ky
Stiffness	daNcm^{-1}	**3433821**	**2098446**
Winkler	daNcm^{-3}	**6,9**	**4,2**
		Kx	Kx
Stiffness	daNcm^{-1}	**2757577**	**1685186**
Winkler	daNcm^{-3}	**5,5**	**3,4**

Pertanto, i valori calcolati nelle tre direzioni sono i seguenti:

Coefficiente di WINKLER in condizioni statiche compreso tra 5,50 e 6,90 kg/cmc

Coefficiente di WINKLER in condizioni dinamiche compreso tra 3,40 e 4,20 kg/cmc

Coefficiente di WINKLER orizzontale in condizioni statiche e dinamiche

Per la definizione del modulo di Winkler orizzontale si è fatto riferimento alla relazione suggerita da Bowles (1991) per la quale:

$$\mathbf{K_{w,h} = 2\ K_{w,v}}$$

Pertanto, i valori calcolati nelle tre direzioni sono i seguenti:

Coefficiente di WINKLER orizzontale in condizioni statiche compreso tra 11,00 e 13,80 kg/cmc.

Coefficiente di WINKLER orizzontale in condizioni dinamiche compreso tra 6,80 e 8,40 kg/cmc.

9. CONCLUSIONI

Riassumendo quanto esposto nella presente relazione riguardante le verifiche di stabilità geotecnica delle fondazioni, relativamente al progetto per gli interventi di ampliamento delle strutture sportive alla Cà Rossa

in località Bancole nel territorio comunale di Porto Mantovano, in assenza di dati strutturali in merito alla geometria delle fondazioni e dei carichi da essa trasmessa al sottosuolo, si è presa in considerazione un sistema fondale costituito da una fondazione continua nastriforme di larghezza B variabile compresa tra 80 e 120 cm, impostata alla profondità di 100 cm dal piano indagine.

Dalle verifiche geotecniche condotte mediante l'applicazione dell'Approccio 2, ai sensi della normativa vigente, eseguite in condizioni drenate, in quanto i terreni interessati dall'applicazione del sovraccarico sono costituiti da depositi grossolani a comportamento granulare/incoerente, è emerso che tale dimensionamento permette di garantire una resistenza di progetto **Rd** in **condizioni statiche (SLU)** di:

Condizioni drenate – Verifiche a breve termine

D_f = 1.00 metri

B = 0.80 m → q_{lim} = 555 kPa → Rd = 241 kPa

B = 1.00 m → q_{lim} = 578 kPa → Rd = 251 kPa

B = 1.20 m → q_{lim} = 606 kPa → Rd = 263 kPa

In **condizioni dinamiche (SLV)** si sono ottenuti i seguenti valori di resistenza:

D_f = 1.00 metri

B = 0.80 m → q_{lim} = 429 kPa → Rd = 186 kPa

B = 1.00 m → q_{lim} = 439 kPa → Rd = 190 kPa

B = 1.20 m → q_{lim} = 454 kPa → Rd = 197 kPa

Non disponendo dei carichi indotti dal peso della struttura e della relativa fondazione, a titolo orientativo, per la stima dei valori del cedimento assoluto si sono assunti come carichi di esercizio quelli che determinano, sulle basi della tipologia e dimensionamento delle strutture di fondazione, i valori di cedimento massimo inferiori al valore soglia imposto pari a **2,50 cm**. Per la fondazione adottata si sono ottenuti i seguenti valori di cedimento di tipo elastico, indotti dalle pressioni indicate in tabella:

Fondazione nastriforme	B = 80 cm	B = 100 cm	B = 120 cm
CPT1 Cedimenti	2,49 cm	2,50 cm	2,50 cm
CPT2 Cedimenti	2,38 cm	2,37 cm	2,38 cm
CPT3 Cedimenti	2,38 cm	2,40 cm	2,41 cm
Carico verticale agente	272 kN	280 kN	289 kN

Ogni condizione operativa o strutturale che differirà dalle suddette valutazioni dovrà essere opportunamente verificata. Le valutazioni teoriche relative ai cedimenti differenziali hanno evidenziato valori compatibili con le strutture in progetto.

Si segnala che, come prescritto nelle *Norme tecniche per il progetto sismico di opere di fondazione e di sostegno dei terreni*: "…la rigidezza della fondazione deve essere tale da trasmettere al terreno nel modo più uniforme possibile le azioni localizzate ricevute dalla sovrastruttura".

Si suggerisce, in fase di scavo, la presenza del geologo in cantiere per verificare l'eventuale presenza di difformità stratigrafiche situazioni di criticità in contrasto con quanto rilevato nelle presenti indagini.

GEOLOGO
DANIELE DE TOGNI

GEOLOGO
FRANCESCO GABRIELLI