



GIANCARLO CECCANTI  
MARCO FOLINI  
GIAMPAOLO MARIANNELLI  
TOMMASO CANTINI

## **COMUNE DI FIRENZUOLA**

Realizzazione di una tettoia in legno lamellare ad uso ricreativo in prossimità del campo sportivo A. Adalberti.

### **Relazione geotecnica**

## Premessa

Il presente lavoro viene eseguito a supporto della progettazione di una tettoia in legno lamellare per lo svolgimento di attività ricreative in prossimità del campo sportivo Adelmo Adalberti nel comune di Firenzuola. L'area di intervento ricade nel foglio catastale 178 particella 333 e vi si accede da piazza G. Garibaldi.

Le considerazioni che seguono fanno riferimento a quanto esposto in sede di Relazione Geologica.

## Normativa di riferimento

Il presente lavoro è redatto in ottemperanza alle seguenti normative:

- D.M. 17/1/2018 “Aggiornamento delle Norme Tecniche delle Costruzioni”;
- D.M. 14/1/08 “Norme Tecniche per le Costruzioni”;
- Circ. C.S.LL.PP. n. 617/09 “Istruzioni per l'applicazione delle Norme Tecniche per le Costruzioni”;
- D.P.G.R 9/07/09 n° 36/R;
- Eurocodice 7.1 1997 “Progettazione Geotecnica – Regole generali”;
- Eurocodice 7.2 2002 “Progettazione Geotecnica – Progettazione assistita da prove di laboratorio”;
- Eurocodice 7.3 2002 “Progettazione Geotecnica – Progettazione assistita con prove in situ”;
- Eurocodice 8 UNI ENV 1998 “Resistenza sismica delle strutture – parte 5”;
- O.P.C.M. 3274/03 e successive modifiche ed integrazioni;
- D.G.R.T. n° 431/06 “Riclassificazione sismica del territorio regionale: attuazione del DM 14.09.05 e OPCM 3519/06”
- PGRA “Piano Gestione Rischio Alluvioni”, approvato con delibera del Comitato Istituzionale n. 235 del 3 marzo 2016;
- Regolamento Urbanistico Comunale;
- Piano Strutturale Comunale.

## Caratteristiche di progetto

L'intervento di progetto rientra nel piano di manutenzione straordinaria previsto per il campo da calcio nel centro sportivo A. Adalberti nel centro abitato di Firenzuola. Si tratta della realizzazione di una tettoia in legno lamellare per lo svolgimento di attività ricreativa. La tettoia verrà realizzata aperta su due lati in quanto è previsto un utilizzo stagionale estivo; tuttavia si prevede la possibilità di chiudere i due lati aperti con un successivo intervento per avere un locale sfruttabile anche nelle altre stagioni. La struttura sarà coibentata secondo la normativa e dotata solo di impianto elettrico per l'illuminazione; non si prevede la presenza di altri impianti.

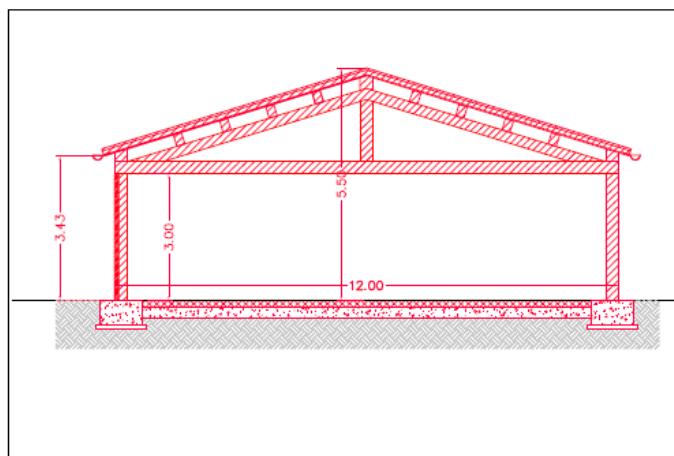


Figura 1 – schema dell'opera

La base della nuova struttura sarà costituita da due fondazioni nastriformi 50x80H sui lati lunghi del fabbricato attestate ad 1 metro di profondità dal piano di campagna e n° tre cordoli (estremamente rigidi) 30 x60 H disposti in senso trasversale. Sarà anche mantenuta la soletta in calcestruzzo armato, esistente proprio sotto l'attuale piano calpestio.

#### DATI GENERALI

Normativa	NTC 2018
Larghezza fondazione	0.5 m
Lunghezza fondazione	24.0 m
Profondità piano di posa	0.9 m
Profondità falda	0.1

#### SISMA

Accelerazione massima (ag/g)	0.309
Effetto sismico secondo	Paolucci e Pecker (1997)
Coefficiente sismico orizzontale	0.0866

#### Coefficienti sismici [N.T.C.]

##### Dati generali

Tipo opera:	2 - Opere ordinarie
Classe d'uso:	Classe III
Vita nominale:	50.0 [anni]
Vita di riferimento:	75.0 [anni]

##### Parametri sismici su sito di riferimento

Categoria sottosuolo:	C
Categoria topografica:	T1

S.L. Stato limite	TR Tempo ritorno [anni]	ag [m/s <sup>2</sup> ]	F0 [-]	TC* [sec]
S.L.O.	45.0	0.78	2.43	0.26
S.L.D.	75.0	0.98	2.42	0.27
S.L.V.	712.0	2.22	2.46	0.31
S.L.C.	1462.0	2.75	2.51	0.32

#### Coefficienti sismici orizzontali e verticali

Opera: Stabilità dei pendii e Fondazioni

S.L. Stato limite	amax [m/s <sup>2</sup> ]	beta [-]	kh [-]	kv [sec]
S.L.O.	1.17	0.2	0.0239	0.0119
S.L.D.	1.47	0.2	0.03	0.015
S.L.V.	3.0322	0.28	0.0866	0.0433
S.L.C.	3.5136	0.28	0.1003	0.0502

#### Caratterizzazione geotecnica

La campagna di indagini svolta appositamente ha permesso di delineare il modello geotecnico su cui impostare le verifiche di sicurezza. La stratigrafia presente nell'area di studio è caratterizzata da un deposito sedimentario, con spessore di circa 20 m, posto al tetto della formazione caotica (argille e



calcari) AVC che nell'area costituisce il bedrock geotecnico.

Il cuneo sedimentario è caratterizzato prevalentemente da un deposito argilloso di ambiente palustre-lacustre, la quale presenta depositi alluvionali più grossolani al tetto ed alla base.

Il passaggio dai depositi alluvionali a quello palustro-lacustri è stato riconosciuto sia dalle prove CPT, sia dalla MASW che evidenzia un repentino aumento della velocità delle onde di taglio Vs a profondità di 20m circa.

Di seguito il quadro dei parametri caratteristici utilizzati nelle verifiche agli stati limite:

Prof. (m)	Unità geotecniche	parametri caratteristici TETTOIA				
		$\gamma$ [KN/m <sup>3</sup> ]	$\phi$ [°]	C [kPa]	Cu [kPa]	E [kPa]
0.0 – 1.0	unità 1 – livello di riporto	18.5	23			6200
1.0 – 4.6	unità 2 – livello argilloso limoso	19.5	21	12	40	7000
4.6 – 8.0	unità 3 – livello sabbioso limoso	18.5	27			13000

### Determinazione dei valori di progetto

Il valore di progetto della resistenza  $R_d$  può essere determinato per via analitica attraverso i valori caratteristici  $f_k$  dei parametri di resistenza al taglio del terreno, coesione e angolo di attrito interno partendo dai valori medi.

I valori di progetto di  $c'$ ,  $c_u$ ,  $\gamma$  e  $\Phi'$  da adottare per le varie combinazioni, si ottengono dividendo i valori caratteristici per un coefficiente riduttivo parziale  $\gamma_M$  della Tab. 6.2.II.

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

Parametro	Grandezza alla quale applicare il coefficiente parziale	Coefficiente parziale $\gamma_M$	(M1)	(M2)
Tangente dell'angolo di resistenza al taglio	$\tan \varphi'_k$	$\gamma_{\varphi'}$	1,0	1,25
Coesione efficace	$c'_k$	$\gamma_{c'}$	1,0	1,25
Resistenza non drenata	$c_{uk}$	$\gamma_{cu}$	1,0	1,4
Peso dell'unità di volume	$\gamma_Y$	$\gamma_Y$	1,0	1,0

per cui si avrà:

- $\tan \Phi'_d = \tan \Phi'_k / \gamma_M$
- $c'_d = c'_k / \gamma_M$
- $\gamma_d = \gamma_k / \gamma_M$

### Verifiche di sicurezza

Le verifiche eseguite mediante analisi di interazione terreno-struttura o con metodi semplificati devono sempre rispettare le condizioni di equilibrio e congruenza e la compatibilità con i criteri di resistenza del terreno. E' necessario inoltre considerare la dipendenza della spinta dei terreni dallo spostamento dell'opera. Nelle verifiche di sicurezza devono essere presi in considerazione tutti i meccanismi di *stato limite ultimo*, sia a breve sia a lungo termine.

Gli stati limite ultimi delle fondazioni superficiali si riferiscono allo sviluppo di meccanismi di collasso determinati dalla mobilitazione della resistenza del terreno e al raggiungimento della resistenza degli elementi strutturali che compongono la fondazione stessa.

Con riguardo alle verifiche nei confronti degli Stati Limite Ultimi (SLU) per ognuno di essi deve essere rispettata la condizione:

$$Ed \leq Rd$$



dove  $E_d$  è il valore di progetto dell'azione o dell'effetto dell'azione:

$$E_d = E \left[ \gamma_F F_k; \frac{X_k}{\gamma_M}; a_d \right]$$

e  $R_d$  è il valore di progetto della resistenza del sistema geotecnico:

$$R_d = \frac{1}{\gamma_R} R \left[ \gamma_F F_k; \frac{X_k}{\gamma_M}; a_d \right]$$

Gli effetti delle azioni e la resistenza sono espressi in funzione delle azioni di progetto, dei parametri geotecnici di progetto e della geometria di progetto.

La verifica di detta condizione deve essere effettuata utilizzando diverse combinazioni di gruppi di coefficienti parziali, rispettivamente definiti per le azioni (A1 e A2), per i parametri geotecnici (M1 e M2) e per le resistenze (R1, R2 e R3).

Una volta calcolata la resistenza di progetto  $R_d$  utilizzando il parametri geotecnici ottenuti nelle varie combinazioni (M1, M2), a questa si applica un coefficiente parziale  $\gamma_R$  che opera direttamente sulla resistenza del sistema, in funzione del tipo di verifica e della combinazione (R1, R2 o R3).

Nelle verifiche allo stato limite ultimo (SLU) le fondazioni superficiali devono essere verificate almeno con riferimento a meccanismi di rottura per:

- carico limite
- scorrimento sul piano di posa
- stabilità globale

Le verifiche devono essere effettuate almeno nei confronti dei seguenti stati limite, accertando che la condizione [6.2.1] sia soddisfatta per ogni stato limite considerato:

#### SLU di tipo geotecnico (GEO)

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

#### SLU di tipo strutturale (STR)

- raggiungimento della resistenza negli elementi strutturali.

La verifica di stabilità globale deve essere effettuata, analogamente a quanto previsto nel § 6.8, secondo la Combinazione 2 (A2+M2+R2) dell'Approccio 1, tenendo conto dei coefficienti parziali riportati nelle Tabelle 6.2.I e 6.2.II per le azioni e i parametri geotecnici e nella Tab. 6.8.I per le resistenze globali.

Le rimanenti verifiche devono essere effettuate applicando la combinazione (A1+M1+R3) di coefficienti parziali prevista dall'Approccio 2, tenendo conto dei valori dei coefficienti parziali riportati nelle Tabelle 6.2.I, 6.2.II e 6.4.I.

Nelle verifiche nei confronti di SLU di tipo strutturale (STR), il coefficiente  $\gamma_R$  non deve essere portato in conto.

Il valore di progetto delle azioni  $E_d$  nei due approcci è calcolata considerando i coefficienti parziali di Tab. 6.2.I



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

	Effetto	Coefficiente Parziale $\gamma_F$ (o $\gamma_E$ )	EQU	(A1)	(A2)
Carichi permanenti $G_1$	Favorevole	$\gamma_{G1}$	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevole		1,1	1,3	1,0
Carichi permanenti $G_2^{(1)}$	Favorevole	$\gamma_{G2}$	0,8	0,8	0,8
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3
Azioni variabili Q	Favorevole	$\gamma_Q$	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3

<sup>(1)</sup> Per i carichi permanenti  $G_2$  si applica quanto indicato alla Tabella 2.6.I. Per la spinta delle terre si fa riferimento ai coefficienti  $\gamma_{G1}$

mentre i coefficienti parziali  $\gamma_R$  che operano direttamente sulla resistenza del sistema sono definiti in Tab. 6.4.I

**Tab. 6.4.I – Coefficienti parziali  $\gamma_R$  per le verifiche agli stati limite ultimi di fondazioni superficiali**

Verifica	Coefficiente parziale (R3)
Carico limite	$\gamma_R = 2,3$
Scorrimento	$\gamma_R = 1,1$

### Verifiche agli stati limite ultimi (SLU)

La struttura in oggetto viene verificata considerando una fondazione nastriforme di larghezza pari a 50 cm, fondata a 0.8 m di profondità; a favore della sicurezza è stata considerata la presenza della falda a piano campagna. I carichi permanenti strutturali agenti alla base delle fondazioni sono stati calcolati a partire dalle specifiche fornite dal progettista.

I carichi, opportunamente combinati, hanno dato i seguenti valori:

Carichi di progetto agenti sulla fondazione

Nr.	Nome combinazione	Pressione normale di progetto [kN/m <sup>2</sup> ]	N [kN]	Mx [kN·m]	My [kN·m]	Hx [kN]	Hy [kN]	Tipo
1	A1+M1+R3	77.00	924.00	0.00	0.00	0.00	0.00	Progetto
2	SISMA	45.00	540.00	0.00	0.00	109.00	106.50	Progetto
3	S.L.E.	57.00	684.00	0.00	0.00	0.00	0.00	Servizio
4	S.L.D.	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	Servizio

### Condizioni statiche

#### **Carico limite delle fondazioni**

Per il calcolo della capacità portante in condizioni drenate è stata utilizzata, in tutte le verifiche, la formula di Brinch-Hansen (1.1). Nell'uso dell'espressione trinomia per la valutazione del carico limite i valori di progetto dei parametri di resistenza ( $c'_d, \Phi'_d$ ) devono essere impiegati sia per la determinazione dei fattori di capacità portante  $N_c, N_q, N_y$ , sia per la determinazione dei coefficienti correttivi, ove tali coefficienti intervengano.

$$R_d = (c' N_c s_c d_c i_c b_c g_c + \gamma D N_q s_q d_q i_q b_q g_q + 0.5 \gamma B N_y s_y i_y b_y g_y) / \gamma_R \quad [1.1]$$

dove:

$N_c, N_q, N_y$  = fattori di capacità portante dipendenti dall'angolo di attrito  $\Phi'$ ;

$s_c, s_q, s_y$  = fattori di forma della fondazione;



$i_c, i_q, i_y$  = fattori correttivi che tengono conto dell'inclinazione del carico;  
 $b_c, b_q, b_y$  = fattori correttivi che tengono conto dell'inclinazione della base della fondazione;  
 $g_c, g_q, g_y$  = fattori correttivi che tengono conto dell'inclinazione del piano campagna;  
 $d_c, d_q$  = fattori correttivi che dipendono dalla profondità del piano di posa.

La verifica in condizioni statiche viene effettuata secondo l'Approccio 2 (A1+M1+R3)

APPROCCIO 2	Ed (kPa)	Rd (kPa)	verifica
A1 +M1 + R3	77	114	✓

### **Condizioni sismiche**

Le verifiche effettuate per le condizioni statiche per i meccanismi di rottura descritti precedentemente devono essere eseguite anche per le *condizioni sismiche* facendo riferimento allo SLV e utilizzando la combinazione sismica.

In condizioni sismiche si utilizza la seguente combinazione sismica sia per gli stati limite ultimi che per quelli di esercizio considerando i coefficienti parziali sulle azioni unitari:

$$E + G_1 + G_2 + \psi_{21} \cdot Q_{k1}$$

### ***Carico limite delle fondazioni***

La verifica in condizioni sismiche viene effettuata utilizzando la combinazione sismica:

	Ed (kPa)	Rd (kPa)	verifica
Combinazione sismica	45	63	✓

### ***Verifica allo scorrimento***

In conformità con i criteri di progetto, la stabilità di una 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 ed adesione è valutata secondo l'espressione:

$$FR_d = Nsd \tan\delta + ca A'$$

nella quale  $Nsd$  è il valore di calcolo della forza verticale,  $\delta$  è l'angolo di resistenza a taglio alla base del plinto,  $ca$  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.

Per la definizione delle azioni orizzontali, oltre ai carichi orizzontali deve essere preso in considerazione anche il cosiddetto *taglio sismico* dato dal rapporto tra il carico verticale agente sulla fondazione per il  $Khi$  definito come il valore dell'ordinata dello spettro di progetto per la componente orizzontale dello SLV.

	Ed (kN)	Rd (kN)	verifica
Combinazione sismica	152	197	✓

### ***Verifiche agli stati limite di esercizio (SLE) - Verifica dei sedimenti***

In riferimento alle azioni sismiche l'opera di fondazione deve essere verificata oltre che nel rispetto dello stato limite ultimo anche dello stato limite di esercizio. In particolare, devono essere valutati gli spostamenti permanenti indotti dal sisma, verificando che essi siano accettabili per la fondazione e siano compatibili con la funzionalità dell'intera opera. I valori delle proprietà meccaniche



da utilizzare nelle verifiche sono quelli caratteristici e i coefficienti parziali sulle azioni e sui parametri di resistenza sono sempre unitari.

I terreni subiscono deformazioni che provocano spostamenti del piano di posa (cedimenti); deve quindi essere verificata la condizione:

$$E_d \leq C_d$$

con:

- $E_d$ : valore di progetto dell'azione o degli effetti dell'azione;
- $C_d$ : valore limite dell'effetto delle azioni (spostamenti e deformazioni che possono compromettere la funzionalità della struttura)

#### CEDIMENTI PER OGNI STRATO

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

Pressione normale di progetto 57 kN/m<sup>2</sup>

Cedimento totale	0.63 cm
------------------	---------

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

Strato	Z (m)	Tensione (kN/m <sup>2</sup> )	Dp (kN/m <sup>2</sup> )	Metodo	Wc (cm)	Ws (cm)	Wt (cm)
2	0.95	9.589	47.559	Edometrico	0.1018	--	0.1018
3	2.8	28.321	7.894	Edometrico	0.4572	--	0.4572
4	6.3	62.297	2.781	Edometrico	0.0742	--	0.0742

Considerando la presenza dei due elementi di fondazione trasversali e la soletta in cls armato esistente, l'effetto di ripartizione dei carichi abbasserà ulteriormente i cedimenti massimi attesi.

#### Conclusioni

Per quanto sopra esposto, anche alla luce delle verifiche effettuate, si ritiene che l'intervento di progetto sia compatibile oltre che con le caratteristiche geomorfologiche ed idrogeologiche dell'area, anche con quelle geologico-tecniche e geomeccaniche dei terreni di fondazione.

Si rimarca la necessità di effettuare un'adeguata regimazione delle acque superficiali ed anche di evitare appoggi parziali su termini di diversa consistenza che potrebbero dar luogo a cedimenti maggiori di quelli calcolati o a cedimenti differenziali.

Firenze, maggio 2018

