



COMUNE DI
FIRENZE



DIREZIONE AMBIENTE

MANUTENZIONE STRAORDINARIA in GIARDINI PUBBLICI DEL QUARTIERE 1: GIARDINO DI BORGO ALLEGRI e GIARDINO DI CARRAIA

Responsabile Unico del Procedimento:

Ing. Mirko Leonardi

Progettisti:



P.A. Andrea Barberio
Geom. Giovanni Cansella
Arch. Lucia Chellini

Collaboratori:

I.T. Silvia Baldi
AT Rodrigo Diodati
Ing. Marco Gori
A.T. Mauro Muscas
Dott. Geol. Alessandra Pippi
A.T. Simone Sabatini
I.A. Marisa Sabbia

Coordinatore della sicurezza progettazione:

P.A. Andrea Barberio

Collaborazione amministrativa:

Ufficio Amm.vo Direzione 23

RELAZIONE CALCOLO DELLE STRUTTURE



COMUNE DI FIRENZE

PROGETTO DI UNA PLATEA DI FONDAZIONE

A3 - RELAZIONE TECNICA GENERALE

A4 - Relazione sui materiali

A8 – Relazione di calcolo

Progettista:

Ing. Marco Gori

Ordine Ingegneri di Firenze n° 3546

30 maggio 2014

PLANIMETRIA GENERALE

La presente relazione di calcolo si riferisce alla realizzazione di una platea di fondazione in c.a. per la realizzazione di una struttura prefabbricata in legno per il Centro sociale nel Giardino di Borgo Allegri, nel Comune di Firenze. Tale intervento è compreso tra quelli previsti per la riqualificazione del Giardino medesimo, consistenti, tra l'altro, nella demolizione di un manufatto precario e la realizzazione di un nuovo manufatto destinato allo stesso scopo ma collocato in uno spazio attiguo. L'area di intervento è localizzata dalla seguente planimetria generale.



La platea in questione è costituita da una struttura in cemento armato gettato in opera, circa 1,00 metro sotto il piano di campagna con uno spessore pari a 40 cm.

NORMATIVA DI RIFERIMENTO

Il progetto della platea in c.a. viene condotto nei riguardi degli stati limite di esercizio e degli stati limite ultimi, ipotizzando un comportamento elastico lineare dei materiali, nel rispetto della normativa vigente:

1. Legge n. 1086 del 5/11/1971 Norme per la disciplina delle opere di conglomerato cementizio armato, normale e precompresso ed a struttura metallica.
2. Legge n.64 - 02/02/1974 Provvedimenti per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche.
3. DM 14 gennaio 2008 Norme Tecniche per le Costruzioni.
4. Circolare Applicativa 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.
5. Legge regionale n° 1 del 3/01/2005 Norme per il governo del territorio.
6. DPR n° 380 del 6/06/2001 Testo unico delle disposizioni legislative e regolamentari in materia edilizia.

A4 RELAZIONE SUI MATERIALI

Nella relazione delle opere descritte è previsto l'utilizzo dei seguenti materiali:

- per i getti in fondazione ed elevazione in calcestruzzo, con classe di resistenza Rck 350, classe d'esposizione XC2, classe di consistenza S3, diametro minimo degli inerti 20 mm;
- per la armature degli elementi in c.a. acciaio in barre ad aderenza migliorata (controllato in stabilimento) del tipo B450C con tensione caratteristica di snervamento $f_{ynom} = 4500 \text{ kg/cm}^2$ e tensione caratteristica di rottura $f_{tnom} = 5400 \text{ kg/cm}^2$.

A3 RELAZIONE TECNICA GENERALE

Le caratteristiche delle opere descritte nella presente relazione sono riconducibili ad un manufatto autonomo ubicato nel Comune di Firenze, Borgo Allegri.

L'intervento ha l'obiettivo di realizzare la platea di fondazione per un prefabbricato in legno per il Centro anziani, previa demolizione della preesistente costruzione.

In relazione alle caratteristiche dei manufatti esistenti ed alla modesta entità delle opere di nuova realizzazione, si ritiene poter escludere l'introduzione di verifiche di carattere geotecnico.

Si tratta di una struttura in c.a. gettato in opera, costituita da una soletta orizzontale di fondazione.

Le dimensioni della platea sono:

Larghezza della platea 570 cm

Lunghezza 1000 cm

Spessore della fondazione. 40 cm

Calcolo pericolosità sismica

In rispetto della Normativa sulle costruzioni attualmente vigente, **Decreto Ministero LL.PP. 14 Gennaio 2008**, in relazione alla valutazione della pericolosità sismica e di conseguenza dell'intensità del sisma di progetto, è la definizione della classe di appartenenza dell'edificio oggetto di studio.

I parametri sismici di pericolosità sismica si ottengono per un periodo di ritorno assegnato (TR). Il periodo di ritorno viene valutato in funzione della "Vita di Riferimento" (VR) ed in base alla corrispondente probabilità del suo superamento allo stato limite che si intende verificare.

La "Vita di Riferimento" viene calcolata in funzione della "Vita Nominale" e del "Coefficiente d'uso" (CU):

- Vita Nominale: Indica il numero di anni nel quale la struttura deve poter essere usata per lo scopo per cui è stata progettata. La tabella seguente, in funzione del tipo di opera (provvisoria, ordinaria, grande), fornisce la durata della vita nominale dell'edificio (VN).

TIPO DI COSTRUZIONE		Vita Nominale VN (in anni)
1	Opere provvisorie - Opere provvisionali - Strutture in fase costruttiva	≤ 10
2	Opere ordinarie, ponti, opere infrastrutturali e dighe di dimensioni contenute o di importanza normale	≥ 50
3	Grandi opere, ponti, opere infrastrutturali e dighe di grandi dimensioni o di importanza strategica	≥ 100

- Le classe di uso sono invece definite in base al livello di affollamento degli edifici o al loro interesse strategico. Nel nostro caso la classe di uso dell'edificio è la **CLASSE II**: costruzioni il cui uso preveda normali affollamenti.

Quindi si ottiene un Periodo di Riferimento VR pari a:

$$V_R = V_N \cdot C_U = 50 \text{ anni}$$

Di conseguenza possiamo riassumere i parametri di pericolosità sismica di riferimento per il calcolo degli spettri di progetto dell'edificio oggetto di studio.

ANALISI DEI CARICHI

Peso proprio delle pareti della struttura prefabbricata in legno:

$$(9,00 \cdot 4,70 \cdot 1,00 \text{ KN/m}^2) = 42,30 \text{ KN}$$

Peso proprio della copertura della struttura prefabbricata in legno:

$$(9,00 \cdot 4,70 \cdot 2,00 \text{ KN/m}^2) = 84,60 \text{ KN}$$

Carico di esercizio per neve sulla copertura:

$$q_s \text{ (carico neve sulla copertura [N/mq])} = m_i \cdot q_{sk} \cdot C_E \cdot C_t = 0,80 \text{ KN/mq}$$
$$(9,00 \cdot 4,70 \cdot 0,80 \text{ KN/m}^2) = 33,84 \text{ KN}$$

$$p \text{ (pressione del vento [N/mq])} = q_b \cdot C_e \cdot C_p \cdot C_d = 0,447 \text{ KN/mq}$$
$$(9,00 \cdot 4,70 \cdot 0,447 \text{ KN/m}^2) = 18,91 \text{ KN}$$

$$\text{Carico di esercizio sulla platea } (9,00 \cdot 4,70 \cdot 2,00 \text{ KN/m}^2) = 84,60 \text{ KN}$$

Peso proprio G della platea:

$$G = \gamma_c \cdot b \cdot l \cdot s = (10,00 \cdot 5,70 \cdot 0,40) \text{ m}^3 \cdot 25 \text{ kN/m}^3 = \underline{570,00 \text{ KN}}$$

$$\text{Carico totale: } N + G = 834,25 \text{ KN}$$

Essendo A l'area della platea, il carico sul terreno risulta quindi:

$$q = (N+G)/A = 834250,00 / (1000,00 \cdot 570,00) = 1,46 \text{ N/cm}^2$$

Combinazione delle azioni

Le combinazioni utilizzate ai fini della determinazione delle azioni sulle strutture sono quelle indicate dalle norme vigenti; in particolare, in funzione della tipologia di verifica da effettuarsi, si combinano le azioni secondo coefficienti di sicurezza differenti, come da tabella seguente.

– Combinazione fondamentale, generalmente impiegata per gli stati limite ultimi (SLU):

$$\gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_P \cdot P + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1} + \gamma_{Q2} \cdot \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \gamma_{Q3} \cdot \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots$$

– Combinazione caratteristica (rara), generalmente impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) irreversibili, da utilizzarsi nelle verifiche alle tensioni ammissibili di cui al § 2.7:

$$G_1 + G_2 + P + Q_{k1} + \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots$$

– Combinazione frequente, generalmente impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) reversibili:

$$G_1 + G_2 + P + \psi_{11} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} + \dots$$

– Combinazione quasi permanente (SLE), generalmente impiegata per gli effetti a lungo termine:

$$G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} + \dots$$

con i seguenti coefficienti:

		Coefficiente γ_F	EQU	A1 STR	A2 GEO
Carichi permanenti	favorevoli	γ_{G1}	0,9	1,0	1,0
	sfavorevoli		1,1	1,3	1,0
Carichi permanenti non strutturali ⁽¹⁾	favorevoli	γ_{G2}	0,0	0,0	0,0
	sfavorevoli		1,5	1,5	1,3
Carichi variabili	favorevoli	γ_{Q1}	0,0	0,0	0,0
	sfavorevoli		1,5	1,5	1,3

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

– Combinazione fondamentale (SLU):

$$1,3 \cdot 7,50 + 1,5 \cdot 0,84 + 1,5 \cdot 4,00$$

– Combinazione caratteristica rara (SLE):

$$7,50 + 0,84 + 4,00$$

– Combinazione frequente, generalmente impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) reversibili:

$$7,50 + 0,84 + 0,7 \cdot 4,00$$

– Combinazione quasi permanente (SLE), generalmente impiegata per gli effetti a lungo termine:

$$7,50 + 0,84 + 0,6 \cdot 4,00$$

Relazione sulle fondazioni

Si tratta di una fondazione a platea in c.a. sulla quale è impostata la struttura prefabbricata in legno.

Le verifiche da eseguire sono le seguenti:

1. Stato limite ultimo di collasso per carico limite dell'insieme fondazione-terreno;
2. Stato limite ultimo di raggiungimento della resistenza negli elementi strutturali;
3. Stato limite di esercizio: controllo dei cedimenti e verifica della compatibilità con i requisiti prestazionali della struttura.

Le verifiche allo stato limite ultimo per scorrimento e stabilità globale non si ritengono significative in quanto la nuova fondazione è posata su un piano orizzontale.

La presente relazione è stata elaborata sulla base dei dati riportati nella relazione geologico-geotecnica redatta dal geologo dott. P. Rubellini.

Per la caratterizzazione della stratigrafia si rimanda al documento suddetto.

Stato limite ultimo di collasso per carico limite dell'insieme fondazione-terreno

Ai fini del calcolo del carico limite sul terreno di fondazione si adottano i seguenti parametri geotecnici corrispondenti al litotipo A.

$\gamma = 1700 \text{ Kg/mc}$ (peso di volume naturale terreno)

$C_u = 0 \text{ Kg/cm}^2$ (resistenza al taglio non drenata)

$\phi = 30^\circ$ (angolo d'attrito)

Il terreno, per il dimensionamento delle fondazioni, è schematizzato alla "Winkler", con un coefficiente di sottofondo per le azioni statiche $K = 2,0 \text{ kg/cm}^3$, tenendo conto delle opere di sbancamento che permetteranno di impostare le fondazioni sullo strato di tipo "C" sopra citato.

Nello svolgimento dei vari conteggi è stata considerata l'interazione terreno-struttura.

Per le fondazioni il carico limite dell'insieme fondazione-terreno è di seguito calcolato in relazione all'effettiva sezione della platea, impostate ad una quota non inferiore a $h=100 \text{ cm}$ dal piano campagna.

Per il calcolo della portanza della fondazione si utilizza l'equazione di Terzaghi:

$$q_{\text{lim}} = c \cdot N_c + \gamma \cdot D \cdot N_q + 0,5 \cdot \gamma \cdot B \cdot N_\gamma$$

Assumendo per i fattori adimensionali N_c , N_q , N_γ i valori proposti da Meyerhof in base ai parametri geotecnici sopra riportati si ottiene:

$N_c = 0$

$N_q = 18,4$

$N_\gamma = 15,1$

Si utilizza l'approccio 2 previsto al punto 6.4.3.1 delle NTC, coefficienti parziali A1 M1 R3.

Risulta:

$B = 100 \text{ cm}$ $q_{\text{lim}} = 100,82 \text{ N/cm}^2$

Suddetti valori risultano sempre maggiori dei valori massimi ottenuti dal calcolo.

Stato limite ultimo di raggiungimento della resistenza negli elementi strutturali

Per quanto riguarda la verifica della platea in c.a., la resistenza di progetto R_d risulta sempre superiore all'effetto delle azioni E_d .

Stato limite di esercizio controllo dei cedimenti

Il cedimento immediato si manifesta durante la realizzazione dell'opera e non comporta nessun tipo di problema né alle strutture né agli impianti.

Il cedimento a lungo termine o edometrico si manifesta con tempi diversi a seconda del valore del coefficiente di consolidazione del terreno.

Il cedimento totale è pari a: $\Delta H = H_0 \cdot m_v \cdot \Delta P$

Dove: H_0 = spessore iniziale dello strato

m_v = coefficiente di compressibilità volumetrica

ΔP = incremento di pressione in mezzeria di ogni strato

Ai fini del calcolo dei cedimenti si adottano i seguenti parametri geotecnici:

$m_v = 0,007$ cmq/kg coefficiente di compressibilità volumetrica

$E' = 150$ cmq/kg modulo di compressione edometrica

In maniera semplificata:

$H_0 = 2 \times 100 = 200$ cm

$m_v = 0,007$ cmq/kg

$\Delta P = 0,20$ kg/cmq

$\Delta H = 200 \times 0,007 \times 0,20 = 0,28$ cm (ca. 2/3 di cedimento saranno scontati durante la costruzione).