



COMUNE DI BOMPORTO Provincia di Modena

Programma delle Opere Pubbliche e dei Beni Culturali danneggiati dagli eventi sismici del 20 e 29 maggio 2012, Piani annuali 2013 - 14 -15 - 16 - 18 Opere Pubbliche, Allegato D/1 Edilizia scolastica ed Università Ordinanza 47/2014 – Intervento n° ord. 7009

REALIZZAZIONE DELLA NUOVA PALESTRA SCOLASTICA DI BOMPORTO

Via De Andrè - via Verdi, Bomporto (MO)

PROGETTO ESECUTIVO

Committente

Comune di Bomporto
Via per Modena, 7
41030 Bomporto (MO)

**Responsabile Unico del
Procedimento RUP**

Ing. Pasquale Lo Fiego

Supporto al RUP

Arch. Elena Zaccarelli

**Progettazione Esecutiva
Architettonica e Strutturale**

Ing. Claudio Serafini
TecnicaMente
Via Stelvio, 17 - 41122 - Modena
www.tecnicamente-mo.it

**Progettazione Impianti Tecnologici**

P.I. Gian Luca Gatti
P.I. Andrea Costanzini
Via Berna n°6/D - Sassuolo (MO)
e-mail gattigl@studiogattigl.it

Studio Gatti GL Srl
Progettazione Impianti Tecnologici

OPERE STRUTTURALI

RELAZIONE OPERE DI FONDAZIONE

PE.RS_03

DATA: 20.05.2019

RELAZIONE SULLE OPERE DI FONDAZIONE

La presente relazione di calcolo si riferisce alle opere di fondazione realizzate in cemento armato gettato in opera, realizzate con plinti isolati collegati mediante cordoli e travi continue.

Ogni plinto presenta un bicchiere in cui va ad incastrarsi il pilastro della struttura in elevazione.

Più in particolare, come si evince dai grafici di progetto, si hanno n. 1 plinti, tutti del tipo superficiale, cioè poggianti direttamente sul terreno.

La struttura di base dei plinti, il cui piano di posa è stato posto alla profondità di 2.25 m, risulta di forma parallelepipedica a pinta rettangolare.

L'altezza di tutti i plinti basamenti delle fondazioni a plinto è di 0.70 m.

Il bicchiere è costituito da un elemento ad anello con foro centrale di alloggiamento a pinta rettangolare. Spessore dell'anello, dimensioni ed altezza del bicchiere sono riportati nel seguito della relazione.

CARICHI AGENTI

I carichi agenti sui plinti di fondazione sono stati individuati calcolando la parte in elevazione per le diverse condizioni di carico. Sui plinti (e sui bicchieri) agiscono le sollecitazioni trasmesse dai pilastri e vengono nel seguito trattati tenendo conto della loro combinazione più sfavorevole.

TIPO DI ANALISI SVOLTA

Le caratteristiche di sollecitazione prodotte nella struttura di fondazione (plinti) dai carichi agenti (sollecitazioni trasmesse dai pilastri) sono state determinate mediante un'analisi elastica lineare. Le sollecitazioni trasmesse dai pilastri tengono già conto dell'effetto del sisma. Infatti l'analisi della struttura in elevazione è stata svolta con lo spettro di progetto di normativa, tenendo conto del fattore di struttura q .

I carichi sono stati combinati in modo da ottenere le massime caratteristiche di sollecitazione sugli elementi strutturali. Le verifiche delle sezioni sono state effettuate utilizzando le formule standard della Tecnica delle Costruzioni o le formule espressamente indicate nella normativa.

ORIGINE E CARATTERISTICHE DEI CODICI DI CALCOLO

Per la risoluzione degli schemi di calcolo sono stati utilizzati i principi della Scienza delle Costruzioni.

In corrispondenza della base di un plinto si ha soluzione di continuità strutturale essendo affidata al solo contatto l'unione fra il calcestruzzo ed il terreno; inoltre non si può considerare il terreno resistente a trazione. Pertanto il calcolo delle tensioni alla base del plinto va condotto come per i materiali non resistenti a trazione.

Si possono verificare tre casi di sollecitazione:

- 1) Sforzo normale centrato
In tal caso il diagramma delle tensioni sarà costante e la tensione massima sul terreno sarà pari ad N/A dove N è lo sforzo normale trasmesso dal pilastro ed A è l'area della base del plinto;
- 2) Sforzo normale eccentrico con eccentricità contenuta nel terzo medio (nocciolo centrale d'inerzia)
In tal caso si avrà una tensione massima pari a $N/A + M/W$ ed una tensione minima pari a $N/A - M/W$, dove W è il modulo di resistenza, che per sezioni rettangolari vale $W = BH^2/6$;
- 3) Sforzo normale eccentrico con eccentricità tale che il centro di pressione risulta esterno al nocciolo d'inerzia
In tal caso, essendo il centro di pressione centro relativo dell'area reagente rispetto all'asse neutro, si dovrà supporre che il centro di pressione coincida con il terzo medio dell'area reagente; il diagramma delle tensioni è triangolare ed il suo andamento viene determinato da: $s_{max} = 2N/(3Bu)$.

Occorre verificare la resistenza del terreno facendo in modo che la tensione massima dovuta alle sollecitazioni sia minore di quella ammissibile del terreno. Secondo il paragrafo 6.2.5.1 delle norme tecniche, la verifica nei confronti degli stati limite ultimi va condotta verificando che:

$$Ed \leq Rd$$

dove Ed è il valore di progetto dell'azione ed Rd è il valore di progetto della resistenza del terreno.

La resistenza Rd si determina in modo analitico riferendosi al valore caratteristico dei parametri geotecnici di resistenza, dividendoli per un coefficiente parziale di sicurezza; si può determinare, altresì, con misure dirette tenendo sempre conto di coefficienti parziali.

Per il modello teorico si è assunta la struttura del plinto suddivisa in pianta in 4 elementi trapezoidali, con altrettanti tagli (ideali) verticali effettuati secondo le congiungenti i vertici del quadrato di base con i corrispondenti vertici del pilastro. Si ottengono così 4 mensole, ciascuna incastrata con la base del pilastro.

Questo schema rende immediata la determinazione delle caratteristiche della sollecitazione se si assumono valide le seguenti ipotesi:

- Che le deformazioni del plinto siano molto più piccole di quelle del piano di posa e che quindi la distribuzione delle pressioni sia uniforme (questa ipotesi, anche se non rispondente al vero, è tuttavia a vantaggio di statica);
- Che sia nullo l'attrito tra plinto e piano di posa e che siano, cioè, consentite liberamente le deformazioni della superficie inferiore del plinto.

Il momento flettente all'attacco della mensola col pilastro si determina caricando la mensola stessa col diagramma delle pressioni del terreno e trascurando il peso del plinto. Noto il momento flettente, sono applicabili, per la sezione d'incastro, le formule di verifica e di progetto valide per la sezione rettangolare.

Si effettua la verifica a taglio nella cosiddetta sezione critica, posta alla distanza h dalla sezione d'incastro della mensola. Il taglio di progetto in questa sezione deve essere minore del taglio limite in assenza di armature V_{rdl} .

Per il taglio, è opportuno disporre sempre armature capaci di assorbire tutto l'effetto tangenziale (sagomati), anche quando il valore della tensione tangenziale assume valori modesti che secondo le norme potrebbero essere affidati solo al conglomerato. In ogni caso è sempre opportuno sagomare le barre di acciaio che non siano più necessarie a flessione ed aggiungere cavalli sotto il pilastro per creare una diffusione più uniforme dell'armatura nella massa di conglomerato.

Con plinti estesi, anche per migliorare la resistenza a taglio, conviene addensare l'armatura di flessione nella zona sottostante al pilastro, e ciò ravvicinando le barre per un tratto centrale, fermo restando la quantità totale. Ciò non è richiesto per i plinti alti per i quali l'armatura può essere equamente distanziata.

Un'ultima verifica che va effettuata è quella a punzonamento. Si deve, cioè verificare che il pilastro, trasmettendo una forza concentrata, non sprofondi nel plinto. Al pari della verifica a taglio, si definisce un'area critica. Occorre calcolare la forza di taglio come somma dei carichi agenti all'esterno del perimetro critico e si verifica che sia inferiore al taglio limite in assenza di armature V_{rdl} . Se non si verifica questa condizione bisogna calcolare l'armatura di punzonamento con la formula $A_{sw} = V_{sd} / (0,7 f_{yd})$.

In assenza di armature bisogna comunque verificare che lo sforzo di taglio sul perimetro p del pilastro sia minore di V_{rd2} .

Può capitare che la distanza tra il bordo del pilastro ed il bordo del plinto sia minore di $1,5 h$, cioè che il perimetro critico ricada fuori dal perimetro del plinto.

Si può supporre che l'altezza sia talmente grande rispetto al pilastro che la verifica sia automaticamente soddisfatta.

Vale comunque, sempre la verifica che lo sforzo sul perimetro del pilastro deve essere minore di V_{rd2} .

INQUADRAMENTO GEOTECNICO

Le indagini geotecniche e/o documentali effettuate, hanno permesso di assegnare al sito di edificazione la classificazione sismica **C**, con una portata come indicato di seguito.

Per ulteriori dettagli si rimanda alla relazione geologica-geotecnica (ALLEGATO 5) redatta dal Dott. Geol :

PIER LUIGI DALLARI

Per ulteriori dettagli si rimanda alla relazione geologica e geotecnica, in allegato 6, redatta dal Dott. Geol. **PIER LUIGI DALLARI**

Caratteristiche dei terreni:

Pressione media di contatto (SLE)

$$K_{t,am} = 1.07 \text{ Kg/cm}^2$$

Coefficiente di sicurezza

$$\gamma_{\tau\alpha} = 3$$

Pressione media di rottura (SLU)

$$K_{t,r} = 3.20 \text{ Kg/cm}^2$$

Approccio di calcolo

$$A2$$

Coefficiente di sicurezza

$$\gamma_{\tau\alpha} = 2.30$$

Pressione media di calcolo (SLU)

$$K_{t,d} = 1.39 \text{ Kg/cm}^2$$

Verifiche geotecniche

condizioni :

non DRENATE

Peso di volume

$$\gamma_T = 18 \text{ KN/m}^3$$

Angolo attrito

$$\phi' = 21$$

Coesione efficace

$$c = - \text{ Kg/cm}^2$$

Modulo di deformazione

$$E_{yk} = 100 \text{ kg/cm}^2$$

Liquefazione e addensamento:

Secondo le indicazioni Normative, deve essere verificato che i terreni di fondazione siano esenti da rischi di cedimenti permanenti causati da fenomeni di liquefazione o eccessivo addensamento in caso di terremoto.

Il fenomeno della liquefazione, causato dalla progressiva riduzione delle tensioni efficaci nel corso di un terremoto, può verificarsi solo in terreni prevalentemente sabbiosi sotto falda, limitatamente ai primi 10-15 m dalla superficie; in particolare sono potenzialmente liquefacibili i terreni costituenti depositi superficiali, sciolti e saturi, che presentano granulometria delle sabbie fini e medie con contenuto in limi variabile generalmente dallo 0 al 25% e grado di addensamento medio-basso.

Per il sito in edificazione non si riscontra detta patologia.