



**Città di Castel Maggiore
(Bologna)**

3° Settore LL.PP. e Ambiente
Servizio Lavori Pubblici
Tel.051/63.86.749 -Fax 051/63.86.800
lavori.pubblici@comune.castel-maggiore.bo.it
comune.castelmaggiore@cert.provincia.bo.it

**PROGETTO ESECUTIVO
REALIZZAZIONE POLO SICUREZZA
IN VIA NERUDA - VIA UNGARETTI**

<i>Progettista architettonico:</i>	Masiello Ing. Nicola	<i>Collaboratori:</i>	Capone Ing. Carmine Calanca P.I.E. Simonetta Alboni P.A. Gilberto Tolomelli Ing. j. Claudio
<i>Progettista e D.L. strutture:</i>	Giovannini Ing. Paolo sgLab s.a.s. - Bologna	<i>Collaboratori:</i>	Dalmonte Ing. Cristian sgLab s.a.s. - Bologna
<i>Progettista e D.L. imp. elettrici:</i>	Rivizzigno Ing. Marcello L studio Rivizzigno - Forlì	<i>Collaboratori:</i>	Piamonti Per. Ind. Alessio
<i>Progettista e D.L. imp. meccanici:</i>	Rivizzigno P.I. Niccola studio Rivizzigno - Forlì	<i>Collaboratori:</i>	Bacalu Per. Ind. Jan
<i>Coord. sicurezza progettazione:</i>	Masiello Ing. Nicola		
<i>RUP:</i>	Campana Geom. Lucia		

Oggetto:

**PROGETTO STRUTTURALE
RELAZIONE SPECIALISTICA**

Scala:

Data: gennaio 2017

Elaborato n.:

ST-RS

INDICE

1. RELAZIONE GEOLOGICA	2
2. RELAZIONE SULLE STRUTTURE.....	2
2.1. Parametri di progetto	2
<i>2.1.1. Azione sismica</i>	<i>2</i>
<i>2.2.2. Carichi permanenti</i>	<i>3</i>
<i>2.2.3. Carichi variabili.....</i>	<i>3</i>
<i>2.2.4. Azione della neve.....</i>	<i>4</i>
<i>2.2.5. Azione del vento.....</i>	<i>4</i>
2.2. Criteri di progettazione e di modellazione.....	5
2.3. Metodo di analisi	8
2.4. Criteri di verifica in presenza di azione sismica.....	8
3. RELAZIONE GEOTECNICA	8

1. RELAZIONE GEOLOGICA

Le caratteristiche del terreno di fondazione sono state dedotte sulla base delle indagini geognostiche e geofisiche effettuate sull'area interessata dall'intervento. I risultati di dette indagini sono riportati nella *Relazione Geologica e Geotecnica* redatta dal Dott. Geol. Mario Casadio nel dicembre del 2016.

2. RELAZIONE SULLE STRUTTURE

L'intervento in oggetto riguarda la **realizzazione di una nuova caserma dei carabinieri** nel Comune di Castel Maggiore (BO), in via Pablo Neruda (angolo via Giuseppe Ungaretti).

2.1. Parametri di progetto

2.1.1. Azione sismica

Per la costruzione in esame, ubicata nel comune di Castel Maggiore (coordinate geografiche del sito: 11,3556 E; 44,5794 N), sono stati considerati i seguenti valori di *vita nominale, classe d'uso e periodo di riferimento*:

- $V_N = 100$ anni (opere di importanza strategica);
- Classe d'uso IV (costruzioni con funzioni pubbliche o strategiche importanti);
- $C_U = 2,0$ (Classe IV).

Per quanto riguarda le categorie di sottosuolo e topografica, si assume:

- Categoria di sottosuolo: C;
- Categoria topografica: T1.

L'azione sismica è stata determinata per tutti gli stati limite previsti dalla normativa per costruzioni di Classe IV (SLV, SLD con $\eta = 2/3$, SLO).

In particolare, per quanto riguarda lo stato limite di salvaguardia della vita (SLV), in accordo con la Tabella 7.4.I del D.M. 14-01-2008, trattandosi di strutture a telaio con più piani e più campate, regolari in pianta ed in altezza, progettate in CD"B", si è assunto:

- $q_0 = 3,0 \cdot \alpha_u / \alpha_1$;
- $\alpha_u / \alpha_1 = 1,3$;
- $K_R = 1,0$.

Il valore del **fattore di struttura** considerato nell'analisi è quindi:

$$q = q_0 \cdot K_R = 3,0 \cdot \alpha_u / \alpha_1 \cdot K_R = 3,0 \cdot 1,3 \cdot 1,0 = \mathbf{3,9}$$

Si rimanda alla *Relazione sulla modellazione sismica concernente la "pericolosità sismica di base" del sito di costruzione* (paragrafo 3.3) per la determinazione degli spettri di risposta.

Si osservi che, per la struttura a pareti non accoppiate degli ambienti di massima sicurezza, si è invece assunto $q_0 = 3,0$; $\alpha_0 = 1,4 \rightarrow k_w = 0,8$; $K_R = 1,0$ e, quindi, $q = q_0 \cdot k_w \cdot K_R = 3,0 \cdot 0,8 \cdot 1,0 = \mathbf{2,4}$.

2.2.2. Carichi permanenti

COPERTO

Peso proprio solaio in predalles (H = 26+4 cm).....	385 kg/m ²
Massetto per pendenze.....	100 kg/m ²
Impermeabilizzazione	5 kg/m ²
Intonaco.....	30 kg/m ²
Impianti.....	200 kg/m ²
Totale.....	720 kg/m²

PRIMO PIANO

Peso proprio solaio in predalles (H = 26+4 cm).....	385 kg/m ²
Incidenza tramezzi.....	160 kg/m ²
Sottofondo	120 kg/m ²
Pavimento in gres	40 kg/m ²
Controsoffitto	30 kg/m ²
Totale.....	735 kg/m²

PIANO TERRA

Peso proprio igloo.....	10 kg/m ²
Soletta in c.a. (sp. 5 cm)	125 kg/m ²
Impermeabilizzazione	5 kg/m ²
Sottofondo	65 kg/m ²
Pavimento in gres	40 kg/m ²
Incidenza tramezzi.....	160 kg/m ²
Totale.....	405 kg/m²

CARICHI SU RAMPE E PIANEROTTOLI

Carichi permanenti non strutturali sulle rampe	250 kg/m ²
Carichi permanenti non strutturali sui pianerottoli.....	100 kg/m ²

TAMPONAMENTO ESTERNO

Blocchi forati Poroton (sp. 35 cm)	245 kg/m ²
Cartongesso	15 kg/m ²
Intonaco interno	30 kg/m ²
Intonaco esterno	30 kg/m ²
Totale.....	320 kg/m²

N.B. Per tener conto delle aperture, nel modello di calcolo è stato applicato un carico ridotto pari a 280 kg/m².

2.2.3. Carichi variabili

Sono stati considerati i seguenti valori (e categorie) dei carichi variabili:

- Coperto: 50 kg/m² (Cat. H1)

- Primo piano: 200 kg/m² (Cat. A)
- Piano terra: 300 kg/m² (Cat. B2)
- Scale comuni: 400 kg/m² (Cat. C2)

2.2.4. Azione della neve

Dati di progetto:

- Zona II – Mediterranea;
- $a_s \leq 200$ m;
- $q_{sk} = 150$ kg/m².

Coefficiente di forma per $0^\circ \leq \alpha \approx 15^\circ \leq 30^\circ$:

$$\mu_1 = 0,8$$

Coefficiente di esposizione per topografia normale:

$$C_E = 1,0$$

Coefficiente termico in assenza di uno studio specifico:

$$C_t = 1$$

Carico neve:

$$q_s = \mu_1 \cdot q_{sk} \cdot C_E \cdot C_t = 120 \text{ kg/m}^2$$

Il carico neve così determinato corrisponde ad un periodo di ritorno di 50 anni, mentre per la costruzione in esame $T_R = 100$ anni. Poiché né il D.M. 14-01-2008, né la Circolare n. 617 del 02-02-2009 forniscono indicazioni per correggere l'azione della neve in funzione del periodo di ritorno, si ritiene coerente applicare la stessa amplificazione percentuale prevista per l'azione del vento, per la quale si ha:

$$\alpha_R = 0,75 \cdot \{1 - 0,2 \cdot \ln[-\ln(1 - 1/T_R)]\}^{1/2} = 1,04$$

Il coefficiente α_R modifica l'azione del vento in ragione del suo quadrato:

$$\alpha_R^2 = 1,04^2 = 1,0816$$

Il carico neve corrispondente ad un periodo di ritorno di 100 anni viene quindi assunto pari a:

$$q_s = 120 \cdot 1,0816 = \mathbf{130 \text{ kg/m}^2}$$

2.2.5. Azione del vento

La pressione del vento è data dall'espressione:

$$p = q_b \cdot C_e \cdot C_p \cdot C_d$$

Si adottano i seguenti valori di progetto:

- Zona 2 – Emilia Romagna;
- Altitudine inferiore a 750 m (a_0) $\rightarrow v_b = 25$ m/s.

Essendo v_b riferita ad un periodo di ritorno di 50 anni ed essendo, per la costruzione in esame, $T_R = 100$ anni, la velocità di riferimento deve essere amplificata mediante il coefficiente α_R , come prescritto al § C3.3.2 della Circolare n. 617 del 02.02.2009:

$$\alpha_R = 0,75 \cdot \{1 - 0,2 \cdot \ln[-\ln(1 - 1/T_R)]\}^{1/2} = 1,04$$

Pertanto:

$$v_b(T_R) = \alpha_R \cdot v_b = 1,04 \cdot 25 = 26 \text{ m/s}$$

da cui:

$$q_b = 1/2 \cdot \rho \cdot v_b^2 = 1/2 \cdot 1,25 \cdot 26^2 = 422,5 \text{ N/m}^2 = 42,3 \text{ kg/m}^2$$

Il coefficiente di esposizione risulta pari a:

$$c_e(z) = k_r^2 \cdot c_t \cdot \ln(z/z_0) \cdot [7 + c_t \cdot \ln(z/z_0)] \quad \text{per } z \geq z_{\min}$$

$$c_e(z) = c_e(z_{\min}) \quad \text{per } z < z_{\min}$$

Essendo:

- Zona 2;
- Rugosità del terreno di classe "B";
- Categoria di esposizione IV;

si ha:

$$k_r = 0,22;$$

$$z_0 = 0,30 \text{ m};$$

$$z_{\min} = 8 \text{ m}.$$

Assumendo poi $c_t = 1$, si ha, essendo $z \leq z_{\min} = 8,00 \text{ m}$:

$$c_e(z_{\min}) = 1,634$$

I coefficienti aerodinamici risultano pari a:

$$c_{pe} = +0,8 \quad \text{per gli elementi sopravvento con } \alpha > 60^\circ$$

$$c_{pe} = -0,4 \quad \text{per gli elementi sopravvento con } 0^\circ \leq \alpha \leq 20^\circ \text{ e per quelli sottovento}$$

$$c_{pi} = \pm 0,2 \quad \text{per costruzioni aventi una parete con aperture di superficie minore di 1/3 di quella totale}$$

Il coefficiente dinamico c_d si assume pari a 1. Pertanto, a meno di c_p , si ha:

$$p = q_b \cdot c_e \cdot c_d = 42,3 \cdot 1,634 \cdot 1 \approx 70 \text{ kg/m}^2$$

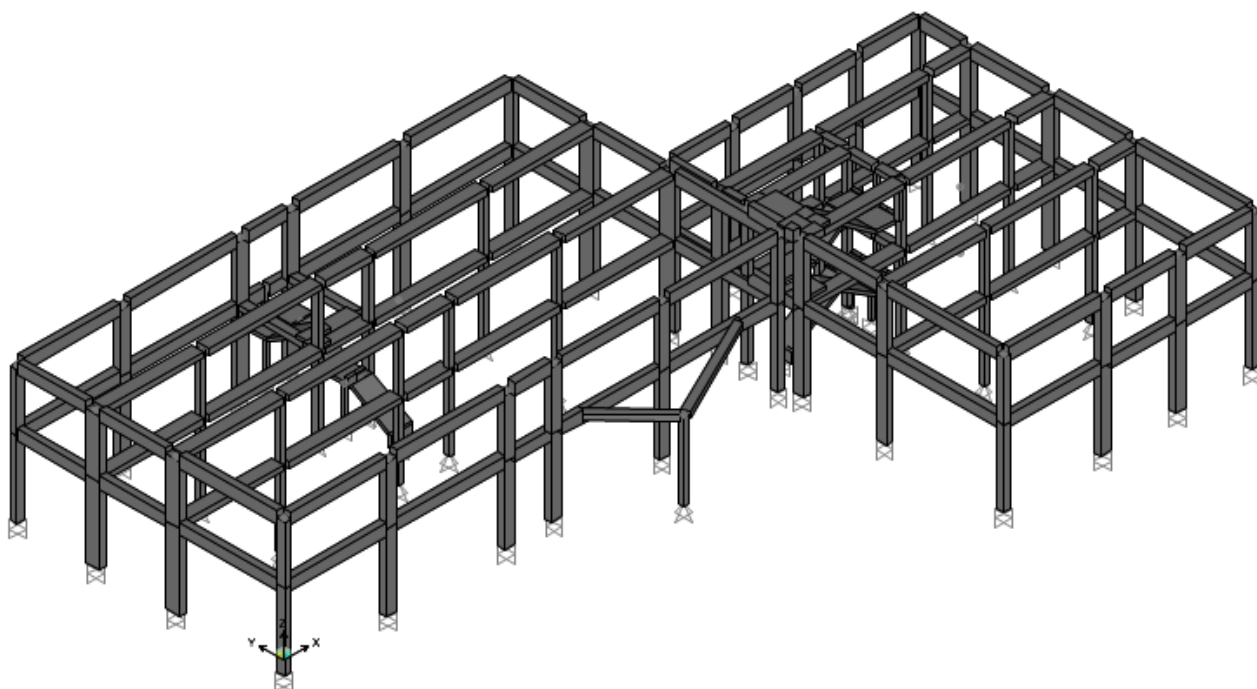
2.2. Criteri di progettazione e di modellazione

La struttura, avente comportamento strutturale dissipativo, è stata progettata in Classe di duttilità bassa (CD"B"). Al fine di assicurare alla struttura un comportamento dissipativo e duttile evitando rotture fragili e la formazione di meccanismi instabili impreveduti, si è fatto ricorso ai procedimenti tipici della **gerarchia delle resistenze**.

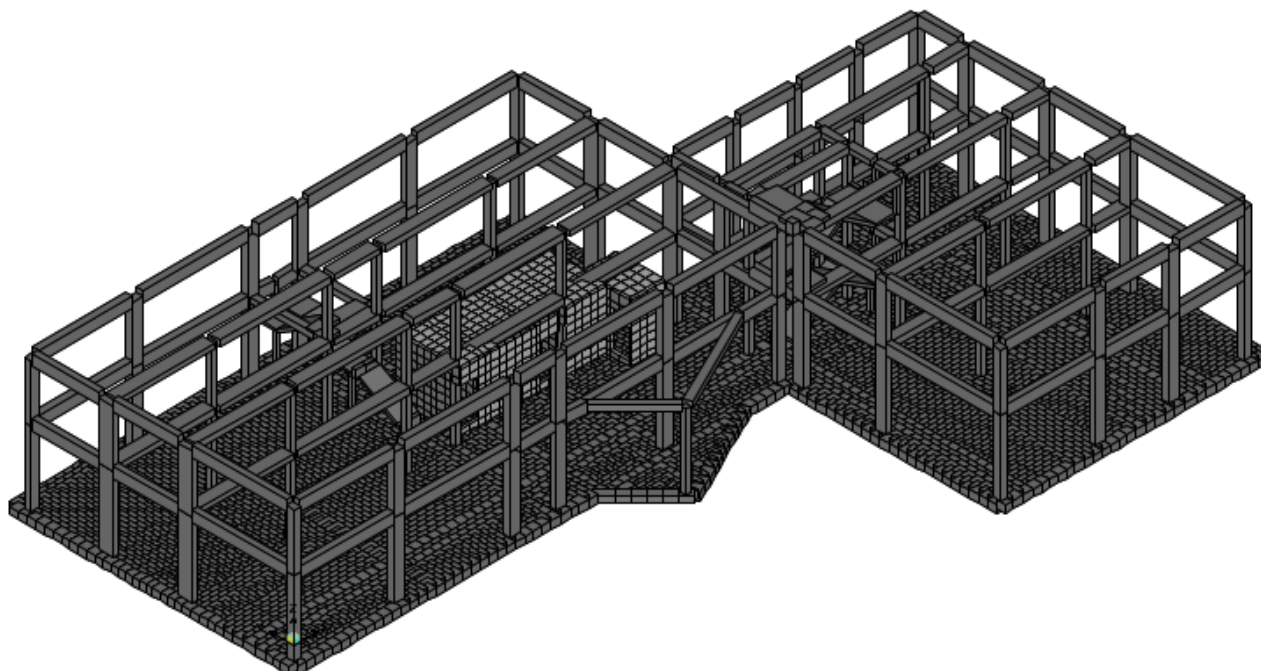
Allo scopo di conseguire la regolarità strutturale sia in pianta, sia in altezza (requisito fondamentale per un buon comportamento sismico delle strutture), e quindi di rispettare le condizioni di cui al § 7.2.2 del D.M. 14-01-2008, il fabbricato, avente pianta complessiva a L, è stato suddiviso in due edifici a pianta rettangolare, separati da idoneo giunto sismico.

Per quanto riguarda la modellazione, sono stati elaborati **2 modelli di calcolo**: uno per il dimensionamento delle strutture di elevazione (comprendente entrambi gli edifici, seppur separati strutturalmente), considerate incastrate alla base; uno per il dimensionamento delle strutture di fondazione, comprendente la platea, schematizzata su molle alla Winkler.

I modelli sono riferiti ad un sistema di coordinate globale X-Y-Z, avente l'asse Z verticale, con +Z rivolto verso l'alto, e gli assi X e Y approssimativamente paralleli alle direzioni Est-Ovest e Nord-Sud.



Modello di calcolo per il dimensionamento delle strutture di elevazione.



Modello di calcolo per il dimensionamento delle strutture di fondazione.

Tutti gli elementi strutturali sono stati schematizzati con elementi monodimensionali tipo “frame”, compresa la platea di fondazione, schematizzata come un reticolo di travi di larghezza pari a 50 cm.

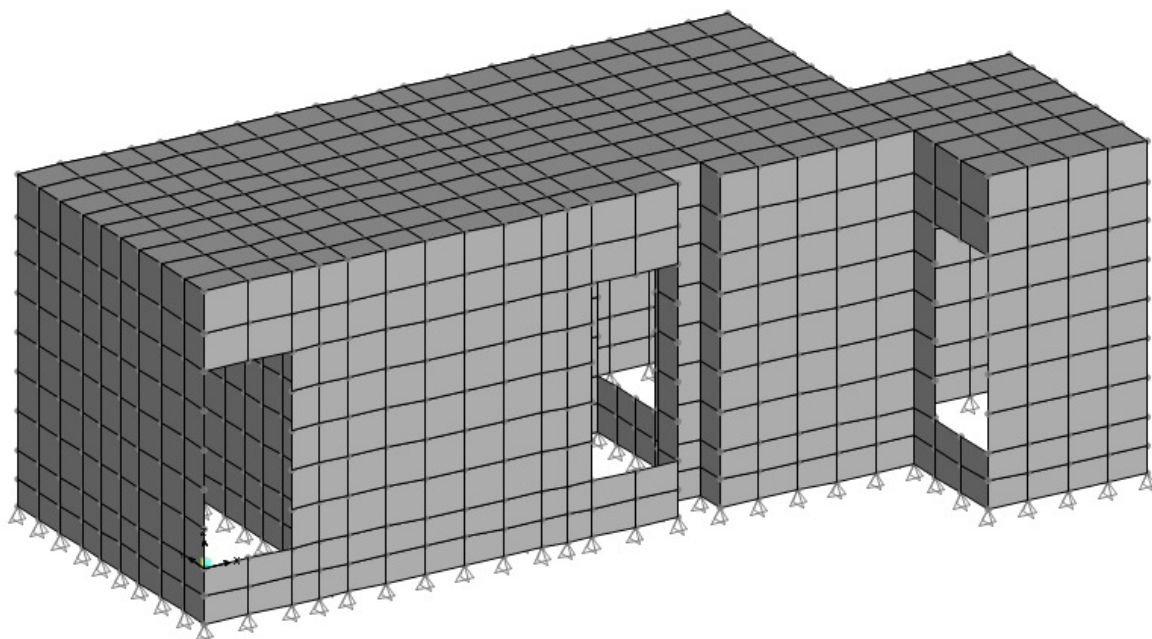
Gli orizzontamenti, avendo soletta in c.a. di 40 mm di spessore, sono stati considerati infinitamente rigidi nel loro piano.

I pilastri interni sono stati considerati “secondari” e pertanto schematizzati come bielle: sia la rigidezza che la resistenza di tali elementi sono state così ignorate nell’analisi della risposta e tali elementi sono stati quindi progettati per resistere ai soli carichi verticali. Il contributo alla rigidezza totale sotto azioni orizzontali di tali elementi secondari non supera il 15% della analoga rigidezza degli elementi principali, rispettando così quanto previsto dal § 7.2.3 del D.M. 14-01-2008.

Nel modello di calcolo comprensivo della platea di fondazione, agli elementi bidimensionali che la schematizzano sono state applicate molle di rigidezza pari a 5 kg/cm^3 , come indicato nella *Relazione Geologica e Geotecnica* redatta dal Dott. Geol. Mario Casadio nel dicembre del 2016.

Gli effetti dell’eccentricità accidentale del centro di massa sono stati determinati mediante l’applicazione di carichi statici costituiti da momenti torcenti di valore pari alla risultante orizzontale della forza agente al piano, ricavata dall’analisi, moltiplicata per l’eccentricità accidentale del baricentro delle masse rispetto alla sua posizione di calcolo, assunta pari a 0,05 volte la dimensione dell’edificio misurata perpendicolarmente alla direzione di applicazione dell’azione sismica.

Per quanto riguarda la struttura indipendente a pareti destinata ad accogliere gli ambienti di massima sicurezza è stato elaborato un modello di calcolo, in cui tutti gli elementi strutturali sono stati schematizzati con elementi bidimensionali tipo “shell”.



Modello di calcolo della struttura a pareti destinata ad accogliere gli ambienti di massima sicurezza.

2.3. Metodo di analisi

Gli effetti delle azioni statiche sono stati valutati mediante un'**analisi statica lineare**, quelli dell'azione sismica mediante un'**analisi dinamica lineare**.

2.4. Criteri di verifica in presenza di azione sismica

Come previsto dalla normativa vigente (§ 7.3.6 del D.M. 14-01-2008), le verifiche nei confronti degli **stati limite ultimi** degli elementi strutturali, degli elementi non strutturali e degli impianti sono state effettuate in termini di resistenza e di duttilità.

In particolare, per tutti gli elementi strutturali è stato verificato che il valore di progetto di ciascuna sollecitazione (E_d) fosse inferiore al corrispondente valore della resistenza di progetto (R_d). Per questi elementi sono state applicate le regole di progetto specifiche e di gerarchia delle resistenze indicate dalla normativa vigente per la tipologia strutturale in questione (strutture a telaio), garantendo così che i singoli elementi strutturali e la struttura nel suo insieme possiedano una duttilità coerente con il fattore di struttura q adottato.

Le verifiche nei confronti degli **stati limite di esercizio** degli elementi strutturali, degli elementi non strutturali e degli impianti sono state effettuate in termini di resistenza, di contenimento del danno e di mantenimento della funzionalità (§ 7.3.7 del D.M. 14-01-2008).

In particolare, essendo la costruzione di Classe IV, al fine di limitare i danneggiamenti strutturali, per tutti gli elementi strutturali è stato verificato che il valore di progetto di ciascuna sollecitazione (E_d) calcolato in presenza delle azioni sismiche corrispondenti allo SLD ed attribuendo ad η il valore di $2/3$, sia inferiore al corrispondente valore della resistenza di progetto (R_d) calcolato secondo le regole specifiche indicate con riferimento alle situazioni eccezionali.

Inoltre si è verificato che l'azione sismica di progetto non produca danni agli elementi costruttivi senza funzione strutturale tali da rendere temporaneamente non operativa la costruzione, controllando che gli spostamenti interpiano ottenuti dall'analisi in presenza dell'azione sismica di progetto relativa allo SLO siano inferiori ai $2/3$ dei limiti indicati per le costruzioni di Classe I e II.

Per quanto riguarda infine le strutture di fondazione, le verifiche sono state effettuate amplificando l'azione sismica (ridotta del fattore q) con un $\gamma_{Rd} = 1,1$ (CD"B"), come stabilito dal § 7.2.5 del D.M. 14-01-2008.

3. RELAZIONE GEOTECNICA

Le strutture di fondazione sono costituite da un'unica platea in c.a. di 40 cm di spessore, comune ad entrambi gli edifici, posta 1 m al di sotto del piano di campagna.

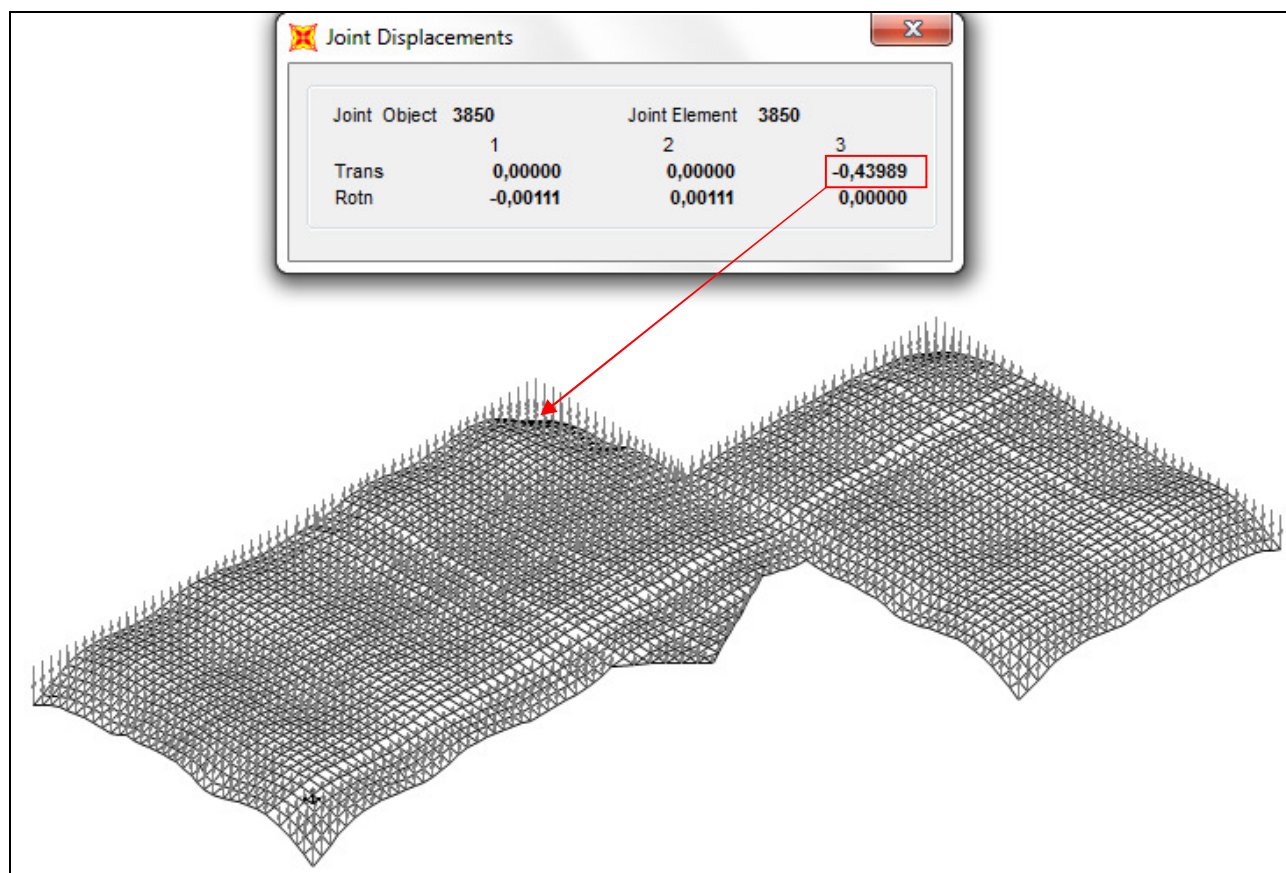
Le caratteristiche del terreno di fondazione sono state dedotte sulla base delle indagini geognostiche e geofisiche effettuate sull'area interessata dall'intervento. I risultati di dette indagini sono riportati nella *Relazione Geologica e Geotecnica* redatta dal Dott. Geol. Mario Casadio nel dicembre del 2016.

Dalla relazione citata si evince che sulla base delle indagini eseguite e dell'elaborazione dati non emergono vincoli ostativi alla realizzazione del progetto. Geologicamente l'area è formata da depositi denominati AES8 che sono costituiti da depositi di rottura arginale prevalentemente coerenti appartenenti al Pleistocene superiore – Olocene. Lo strato più superficiale, dal p.d.c. a 1,8 m di profondità, è costituito da terreno vegetale e di riporto, al di sotto del quale, fino ad una profondità variabile tra i 3,2 m e i 5 m dal p.d.c., si trovano argille compatte, seguite, fino ad una profondità variabile tra i 18 m e i 20 m dal p.d.c., da argille sabbiose e limose, al di sotto delle quali è stato rinvenuto uno strato di sabbia.

La falda è stata trovata nei fori di prova a profondità variabile tra 1,85 e 2,20 m dal piano campagna attuale. Il rischio di liquefazione è praticamente nullo. Dal punto di vista sismico il terreno appartiene alla classe C.

Per quanto riguarda la resistenza di progetto del terreno, nel caso di verifica mediante “Approccio 2”, la succitata relazione indica, per una fondazione a platea, un valore pari a **5,43 kg/cm²**. Tale valore, molto elevato, è dovuto alla presenza di uno strato sovraconsolidato (argille compatte) immediatamente al di sotto della fondazione. La costante di Winkler è invece stimata in circa 5 kg/cm³.

Si riporta nella figura seguente, la configurazione deformata più significativa della platea di fondazione, con indicato il massimo abbassamento.



Essendo $\delta_{\max} = 0,44 \text{ cm}$ e $k = 5 \text{ kg/cm}^3$, la massima pressione sul terreno è pari a $k \cdot \delta_{\max} = 2,20 \text{ kg/cm}^2$, molto inferiore al valore limite di $5,43 \text{ kg/cm}^2$.