

Comune di Fano



Provincia di Pesaro Urbino

Oggetto:

**LAVORI DI STRAORDINARIA MANUTENZIONE CON
MESSA IN SICUREZZA ED EFFICIENTAMENTO ENERGETICO
DEGLI IMMOBILI “CASAL BRIGNANO” E “CASA FERRI”
DI PROPRIETA' DEL COMUNE DI FANO**

Progetto Esecutivo (comprensivo di studio di fattibilità)

Elaborato:

8.6

**RELAZIONE GEOTECNICA
“CASA FERRI”**

Committente:

COMUNE DI FANO

Via San Francesco d'Assisi, 76
61032 – Fano (PU)

R.U.P. Ing. Federico Fabbri

Fano, 09.08.2021

I tecnici

F.to digitalmente

Ing. Matteo Anniballi

Ing. Giovanni Marangoni

indice

1. GENERALITA'	3
2. STRATIGRAFIA.....	3
3. CARATTERISTICHE SISMICHE DELL'AREA	4
3.1. PREMESSA	4
3.2. CATEGORIA DI SOTTOSUOLO E CONDIZIONI TOPOGRAFICHE.....	4
4. VERIFICHE GEOTECNICHE DELLE FONDAZIONI (GEO) "FABBRICATO PRINCIPALE" 5	
4.1. COLLASSO PER CARICO LIMITE DELL'INSIEME FONDAZIONE-TERRENO	5
4.1.1. INTERAZIONE TERRENO STRUTTURA ALLA WINKLER.....	5
4.1.2. CAPACITÀ PORTANTE DEL TERRENO	6
4.1.3. VERIFICA DI COLLASSO PER CARICO LIMITE DELL'INSIEME FONDAZIONE-TERRENO.....	6
4.1.4. COLLASSO PER SCORRIMENTO SUL PIANO DI POSA	7
4.1.5. STABILITÀ GLOBALE.....	7

1. GENERALITA'

Per la caratterizzazione e modellazione geotecnica del suolo si sono effettuate le seguenti prove:

- N.1 prova penetrometrica statica con punta meccanica (CPT);
- N.1 indagine sismica passiva a stazione singola HVRS.

In occasione della verifica tecnica della sicurezza strutturale, vulnerabilità sismica e rischio sismico di immobili di proprietà del Comune di Fano – Scheda n.07 – “vallato”, redatta in data 15/01/2021 dallo Studio AE3 – ANNIBALLI MARANGONI.

2. STRATIGRAFIA

La ricostruzione stratigrafica è stata effettuata mediante l'esecuzione nel periodo di Ottobre 2020 di n. 1 prova penetrometrica dinamica continua con maglio pesante tipo Emilia (DPSH).

Nel complesso, al di sotto di un orizzonte superficiale di terreno di riporto (spessore di circa 0.5 m) l'area risulta essere caratterizzata dalla presenza di una coltre di origine alluvionale, in superficie (primi 4 m) prevalentemente limoso-sabbiosa e/o limoso-argillosa molto consistente e ghiaioso-sabbiosa addensata, in profondità.

Strato 1: (dal p.c. fino a 0.5 m di profondità)

Terreno di riporto, limoso-argilloso o limoso-sabbioso, molto consistente con ciottoli e frammenti di laterizi sparsi.

- | | | |
|--------------------------|-----------------|-------------------|
| - Peso di volume, | $\gamma = 19.0$ | kN/m ³ |
| - Indice N ₂₀ | = 4-7 | colpi/20cm |

Strato 2: (da 0.5 m sino a 4.4 m di profondità)

Limo argilloso e limo sabbioso molto consistente, di colore marrone chiaro.

- | | | |
|-------------------------------------|-------------------------|-------------------|
| - Peso di volume, | $\gamma = 19.0$ | kN/m ³ |
| - Indice N ₂₀ | = 9-15 | colpi/20cm |
| - Resistenza al taglio non drenata, | $c_u = 120 \div 200$ | kPa |
| - Angolo di resistenza al taglio, | $\varphi' = 25 \div 27$ | ° |
| - Coesione intercetta, | $c' = 15 \div 20$ | kPa |
| - Modulo di deformazione, | $M_0 = 6 \div 15$ | MPa |

Strato 3: (da 4.4 m di profondità in poi)

Ghiaia sabbiosa e sabbia ghiaiosa, addensata.

- | | | |
|-----------------------------------|-------------------------|-------------------|
| - Peso di volume, | $\gamma = 19.0$ | kN/m ³ |
| - Indice N ₂₀ | = 29->50 | colpi/20cm |
| - Angolo di resistenza al taglio, | $\varphi' = 35 \div 40$ | ° |
| - Modulo di deformazione, | $M_0 = 40 \div 60$ | MPa |

Sulla base dei dati geognostici in possesso non risulta sia presente la superficie piezometrica della falda a profondità tali da interferire con le strutture fondazionali del fabbricato.

3. CARATTERISTICHE SISMICHE DELL'AREA

3.1. PREMESSA

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 $S_e(T)$, con riferimento a prefissate probabilità di eccedenza P_{VR} , nel periodo di riferimento V_R .

Ai fini della presente normativa le forme spettrali sono definite, per ciascuna delle probabilità di superamento nel periodo di riferimento P_{VR} , a partire dai valori dei seguenti parametri su sito di riferimento rigido orizzontale:

- a_g = accelerazione orizzontale massima al sito;
- F_0 = valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale;
- T^*_c = periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale.

3.2. CATEGORIA DI SOTTOSUOLO E CONDIZIONI TOPOGRAFICHE

Ad integrazione dei dati stratigrafici in possesso, nel periodo di Ottobre 2020, è stata eseguita n. 1 prova sismica passiva a stazione singola HVSR (Horizontal to Vertical Spectral Ratio) al fine di stimare il profilo della velocità delle onde di taglio V_s e calcolare il valori della velocità equivalente di propagazione delle onde di taglio ($V_{s,eq}$) in funzione della determinazione della categoria di sottosuolo di fondazione come previsto dalle Norme Tecniche per le Costruzioni (D.M. 17.01.2018).

La velocità equivalente delle onde di taglio $V_{s,eq}$ viene definita dall'espressione:

$$V_{s,eq} = \frac{H}{\sum_{i=1,N} \frac{h_i}{V_{s,i}}} \quad [m/s]$$

dove H (≤ 30 m) è la profondità del substrato sismico e h_i e $V_{s,i}$, sono gli spessori e le velocità dei singoli strati.

Per depositi con profondità H del substrato sismico ($V_s > 800$ m/s) superiore a 30 m, la velocità equivalente delle onde di taglio $V_{s,eq}$ è definita dal parametro $V_{s,30}$, considerando le proprietà degli strati di terreno fino alla profondità di 30 m.

Nel caso in esame, in assenza del "bedrock sismico" a profondità inferiori a 30 m, la velocità equivalente delle onde di taglio è risultata essere $V_{s,30} > 327$ m/s.

Ai fini della definizione dell'azione sismica di progetto, in assenza della valutazione dell'effetto della risposta sismica locale sulla base di analisi specifiche è possibile fare riferimento ad una metodologia semplificata basata sulle categorie di sottosuolo di riferimento (Tabella 3.2.II delle N.T.C. 2018) e sulle categorie topografiche (Tabella 3.2.III delle N.T.C. 2018).

Categoria di sottosuolo di fondazione

(Tabella 3.2.II N.T.C. 2018)

Categoria	Descrizione
A	<i>Ammassi rocciosi affioranti o terreni molto rigidi</i> caratterizzati da valori di velocità delle onde di taglio superiori a 800 m/s, eventualmente comprendenti in superficie terreni di caratteristiche meccaniche più scadenti con spessore massimo pari a 3 m.
B	<i>Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti</i> , caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 360 m/s e 800 m/s.

C	Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti con profondità del substrato superiori a 30 m, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 180 m/s e 360 m/s.
D	Depositi di terreni a grana grossa scarsamente addensati o di terreni a grana fina scarsamente consistenti, con profondità del substrato superiori a 30 m, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 100 e 180 m/s.
E	Terreni con caratteristiche e valori di velocità equivalente riconducibili a quelle definite per le categorie C o D, con profondità del substrato non superiore a 30 m.

Sulla base della velocità $V_{s,30} > 327$ m/s scaturita dall'esecuzione della prova HVSR, il profilo stratigrafico del suolo di fondazione dell'intervento in progetto può essere inquadrato cautelativamente nella **categoria C**.

Condizioni topografiche

(Tabella 3.2.III e Tabella 3.2.V N.T.C. 2018)

Categoria	Caratteristiche della superficie topografica	Ubicazione dell'opera o dell'intervento	S_T
T1	Superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media $i \leq 15^\circ$	---	1.0
T2	Pendii con inclinazione media $i > 15^\circ$	In corrispondenza della sommità del pendio	1.2
T3	Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media $15^\circ \leq i \leq 30^\circ$	In corrispondenza della cresta di un rilievo con pendenza media minore o uguale a 30°	1.2
T4	Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media $i > 30^\circ$	In corrispondenza della cresta di un rilievo con pendenza media maggiore di 30°	1.4

In relazione all'andamento morfologico locale, con riferimento alla precedente tabella, è possibile classificare il sito di interesse come **categoria T1**.

4. VERIFICHE GEOTECNICHE DELLE FONDAZIONI (GEO) “FABBRICATO PRINCIPALE”

Le verifiche di tipo geotecnico condotte sulle fondazioni del corpo di fabbrica, sono:

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

4.1. COLLASSO PER CARICO LIMITE DELL'INSIEME FONDAZIONE-TERRENO

4.1.1. INTERAZIONE TERRENO STRUTTURA ALLA WINKLER

Per le valutazioni dell'interazione tra le strutture di fondazione ed il terreno, il terreno di fondazione può essere caratterizzato mediante l'assunzione di un modulo di reazione verticale unitario pari a:

$$K_{\text{unit}} \geq 30000 \text{ kN/m}^3 = 0,03 \text{ N/mm}^3$$

4.1.2. CAPACITÀ PORTANTE DEL TERRENO

Dati fondazione			
Tipologia fondazione (P=plinto ; N=nastriforme)	Tipologia	N	-
Base fondazione	B	0.60	m
Profondità piano di posa	D	1.20	m
Lunghezza fondazione	L	5.00	m
Inclinazione del piano di posa della fondazione (base inclinata)	η	0.00	°
Dati caratteristici del terreno			
Peso specifico del terreno	$\gamma_{t,k}$	19.00	kN/m ³
Angolo di attrito interno	$\phi_{,k}$	0.0	°
Coesione	c_{uk}	150	kN/m ²
Inclinazione del terreno (fondazione su pendio)	β	0	°
Dati di progetto del terreno Metodo M1 (tabella 6.2.II DM08)			
Peso specifico del terreno	γ_M	1.00	$\gamma_{t,d}$ 19.00 kN/m ³
Angolo di attrito interno	$\phi_{\phi'}$	1.00	$\phi_{,d}$ 0.0 °
Coesione	$\gamma_{cu}; \gamma_{c'}$	1.00	$c_{,ud}$ 150 kN/m ²
Coefficienti parziali resistenza Metodo R3 (tabella 6.4.I DM08)			
Coefficiente di sicurezza capacità portante	γ_R	2.3	-
Inclinazione del carico sulla verticale	θ	0.0	°
Coefficiente per il calcolo del modulo di reazione	C	40	-

RISULTATI

Portata ultima secondo teoria di:	Terzaghi	Qult(T)	880	kN/m ²
Portata ultima secondo teoria di:	Meyerhof	Qult(M)	1128	kN/m ²
Portata ultima secondo teoria di:	Hansen	Qult(H)	1154	kN/m ²
Portata di progetto secondo teoria di:	Terzaghi	Qamm(T)	382	kN/m ²
Portata di progetto secondo teoria di:	Meyerhof	Qamm(M)	490	kN/m ²
Portata di progetto secondo teoria di:	Hansen	Qamm(H)	502	kN/m ²
Portata di progetto media:		Q _{R,d}	458	kN/m ²

Per fondazioni superficiali di tipo nastriforme, è possibile, cautelativamente, assumere una capacità portante di progetto, ad una profondità di circa 0,80m dal piano campagna, pari a:

- **Capacità del terreno** **R_d = 450 kN/m²**

4.1.3. VERIFICA DI COLLASSO PER CARICO LIMITE DELL'INSIEME FONDAZIONE-TERRENO

La verifica della sicurezza e delle prestazioni, ai sensi del punto DM 17.01.2018, è condotta verificando che per ogni stato limite ultimo che preveda il raggiungimento della resistenza del terreno (GEO), deve essere rispettata la condizione $E_d \leq R_d$.

Dai punti precedenti e dai risultati ottenuti dalle analisi, riportati in forma completa nell'**Allegato A2**, si evince che:

- Il valore massimo di progetto dell'azione (condizioni statiche) $E_d = 167 \text{ kN/m}^2$
- Il valore di progetto della resistenza $R_d = 450 \text{ kN/m}^2$

Pertanto, essendo il valore massimo di progetto (E_d) minore del valore di progetto della resistenza (R_d), la verifica in oggetto è da ritenersi soddisfatta.

La verifica della sicurezza e delle prestazioni, ai sensi del punto DM 17.01.2018, in condizioni sismiche è stata valutata con analisi dinamica lineare amplificando le azioni con un coefficiente pari a 1,1. I risultati di tale analisi sono riportati nella relazione di calcolo e relativi allegati.

Di seguito si riporta una sintesi dei risultati ottenuti, con il relativo indicatore di rischio sismico.

Analisi Sismica Dinamica Modale [§7.8.1.5.3] Verifiche di sicurezza per Edifici in Muratura	Confronto fra Capacita' e Domanda - Indicatori di rischio Valore obiettivo di (zeta,E) = 0.800					
SLU di salvaguardia della Vita (SLV) Verifica di Resistenza (RES) Ed.esistente, CU III: obbligatoria	VN = 50 anni, PGA,DLV = 0.292 g - TR,DLV = 712 anni - P,VR, DLV = 10 % Indicatori di rischio (zeta,E),SLV					
SL di tipo geotecnico (GEO): Capacità portante del terreno e Scorrimento sul piano di posa [§6.4.2.1, §7.2.5]	PGA,CLV (g)	TR,CLV (anni)	PVR,CLV (%)	PGA,CLV / PGA,DLV	TR,CLV / TR,DLV	VN,CLV (anni)
0.919	⇒ 0.263	493	14.114	0.901	0.692	35

Risultati analisi dinamica sismica – Coefficienti di sicurezza (>1 verificato)

4.1.4. COLLASSO PER SCORRIMENTO SUL PIANO DI POSA

Si omette tale verifica, in quanto non significativa per la struttura in oggetto.

4.1.5. STABILITÀ GLOBALE

Si omette tale verifica, in quanto non significativa per la struttura in oggetto.