



# COMUNE DI TAURASI

## PROVINCIA DI AVELLINO



### RIQUALIFICAZIONE DELL'EDILIZIA RESIDENZIALE PUBBLICA DEL COMUNE DI TAURASI (AV): MESSA IN SICUREZZA SISMICA ED EFFICIENTAMENTO ENERGETICO DI ALLOGGI ERP E RIQUALIFICAZIONE DEGLI SPAZI PUBBLICI DI PERTINENZA

Livello di Progettazione		Fattibilità Tecnica ed Economica	Elaborato	RELAZIONE GEOTECNICA E SULLE FONDAZIONI
		Definitivo	STR.06	
	■	Esecutivo		

#### Elenco Elaborati:

##### PROGETTO ANTISISMICO

- ☐ **STR.01** RELAZIONE TECNICA GENERALE DI CALCOLO DELLE STRUTTURE
- ☐ **STR.02** RELAZIONE SULLA MODELLAZIONE SISMICA
- ☐ **STR.03** RILIEVI, INDAGINI E LIVELLO DI CONOSCENZA - RELAZIONE SUI MATERIALI
- ☐ **STR.04** RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE
- ☐ **STR.05** RELAZIONE GEOLOGICA
- ☒ **STR.06** RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE  
RELAZIONE GEOTECNICA E SULLE FONDAZIONI
- ☐ **STR.07** TABULATO DI CALCOLO STRUTTURALE  
TABULATO DI CALCOLO GEOTECNICO  
SINTESI GRAFICA DEI RISULTATI
- ☐ **STR.08** PIANO DI MANUTENZIONE
- ☐ **STR.09** PIANTE DEL RILIEVO DELLO STATO DI FATTO
- ☐ **STR.10** PIANTE DEL PROGETTO CON DETTAGLI ESECUTIVI
- ☐ **STR.11** DIMENSIONI STRUTTURALI ED ONERI

Visti per l'accettazione

#### Il richiedente

Amministrazione Comunale di Taurasi  
via del Convento 1, 83030 Taurasi (AV)  
C.F. 81000670646

Il Sindaco  
dott. Antonio Tranfaglia

#### Il Progettista

\_\_\_\_\_  
ing. Giuseppe Camuso

Luogo e data	Taurasi, dicembre 2022
--------------	------------------------

Aggiornamento	00
---------------	----

## **RELAZIONE GEOTECNICA**

**OGGETTO:** *RIQUALIFICAZIONE DELL'EDILIZIA RESIDENZIALE PUBBLICA DEL COMUNE DI TAURASI (AV): MESSA IN SICUREZZA SISMICA ED EFFICIENTAMENTO ENERGETICO DI ALLOGGI ERP E RIQUALIFICAZIONE DEGLI SPAZI PUBBLICI DI PERTINENZA*  
*- LAVORI DI MIGLIORAMENTO SISMICO -*

### **STRUTTURE IN MURATURA**

<b>COMMITTENTE</b>	COMUNE DI TAURASI (AV)
<b>UBICAZIONE</b>	VIA CONCEZIONE SNC
<b>COMUNE</b>	TAURASI (AV)
<b>COORD. MEDIE GEOGRAFICHE</b>	LONG. EST: 14.95484 ° LAT. NORD: 41.00967 °
<b>DATI CATASTALI</b>	TAURASI, FOGLIO 10 P.LLA 12 SUB. 4-5-6
<b>ALTITUDINE</b>	370 m s.l.m.m.
<b>DEST. D'USO</b>	RESIDENZIALE (CLASSE D'USO II)
<b>SUOLO TIPO</b>	B ( $V_{s,eq}=373$ m/s)
<b>CAT. TOPOGR.</b>	T1
<b>PROGETTISTA STRUTTURE</b>	ING. GIUSEPPE CAMUSO
<b>ELABORAZIONE</b>	DICEMBRE 2022
<b>SOFTWARE</b>	CDSWin – S.T.S. SOFTWARE TECNICO SCIENTIFICO S.r.l.; S. AGATA LI BATTIATI (CT) Italia – LICENZA N. 35437

## RELAZIONE GEOTECNICA

### 1. Premessa

La presente relazione geotecnica e sulle fondazioni si basa sulla relazione geologica redatta dalla geologa dott.ssa Marisa La Selva ed allegata al presente progetto.

La verifica delle strutture di fondazione sarà improntata a garantire:

- Sicurezza rispetto a fenomeni di rottura per carico limite del terreno di fondazione;
- Limitazione dei cedimenti assoluti e differenziali;
- Piena funzionalità delle strutture;
- Resistenza della struttura di fondazione alle sollecitazioni cui è chiamata a rispondere.

### 2. Normativa di riferimento

I calcoli sono condotti nel pieno rispetto della normativa vigente e, in particolare, la normativa cui viene fatto riferimento nelle fasi di calcolo, verifica e progettazione è costituita dalle Norme Tecniche per le Costruzioni, emanate con il D.M. 17/01/2018 pubblicato nel suppl. 8 G.U. 42 del 20/02/2018, nonché la Circolare del Ministero Infrastrutture e Trasporti 2019 “Istruzioni per l’applicazione delle nuove norme tecniche per le costruzioni”.

Per il calcolo delle strutture in oggetto si adotteranno i criteri della Geotecnica e della Scienza delle Costruzioni.

### 3. Capacità portante di fondazioni superficiali

La verifica della capacità portante consiste nel confronto tra la pressione verticale di esercizio in fondazione e la pressione limite per il terreno, valutata secondo Brinch-Hansen:

$$q_{lim} = q \cdot N_q \cdot Y_q \cdot i_q \cdot d_q \cdot b_q \cdot g_q \cdot s_q + c \cdot N_c \cdot Y_c \cdot i_c \cdot d_c \cdot b_c \cdot g_c \cdot s_c + \frac{1}{2} \cdot G \cdot B' \cdot N_g \cdot Y_g \cdot i_g \cdot b_g \cdot s_g$$

dove

Caratteristiche geometriche della fondazione:

q = carico sul piano di fondazione

B = lato minore della fondazione

L = lato maggiore della fondazione

D = profondità della fondazione

$\alpha$  = inclinazione base della fondazione

G = peso specifico del terreno

B' = larghezza di fondazione ridotta = B - 2 e<sub>B</sub>

L' = lunghezza di fondazione ridotta = L - 2 e<sub>L</sub>

Caratteristiche di carico sulla fondazione:

H = risultante delle forze orizzontali

N = risultante delle forze verticali

e<sub>B</sub> = eccentricità del carico verticale lungo B

e<sub>L</sub> = eccentricità del carico verticale lungo L

F<sub>H<sub>B</sub></sub> = forza orizzontale lungo B

F<sub>H<sub>L</sub></sub> = forza orizzontale lungo L

Caratteristiche del terreno di fondazione:

$\beta$  = inclinazione terreno a valle

c = c<sub>u</sub> = coesione non drenata (condizioni U)

c = c' = coesione drenata (condizioni D)

$\gamma$  = peso specifico apparente (condizioni U)

$\gamma = \gamma'$  = peso specifico sommerso (condizioni D)

$\phi = 0$  = angolo di attrito interno (condizioni U)

$\phi = \phi'$  = angolo di attrito interno (condizioni D)

Fattori di capacità portante:

$$Nq = \tan^2\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\phi}{2}\right) \exp(\pi + \tan \phi) \quad (\text{Prandtl-Cauchy-Meyerhof})$$

$$Ng = 2(Nq + 1) \tan \phi \quad (\text{Vesic})$$

$$Nc = \frac{Nq - 1}{\tan \phi} \quad \text{in condizioni D} \quad (\text{Reissner-Meyerhof})$$

$N_c = 5,14$  in condizioni U

Indici di rigidezza (condizioni D):

$$I_r = \frac{G}{c' + q' \tan \phi} = \text{indice di rigidezza}$$

$q'$  = pressione litostatica efficace alla profondità  $D + \frac{B}{2}$

$$G = \frac{E}{2(1 + \mu)} = \text{modulo elastico tangenziale}$$

$E$  = modulo elastico normale

$\mu$  = coefficiente di Poisson

$$I_{cr} = \frac{1}{2} \exp \left[ \frac{3,3 - 0,45 \frac{B}{L}}{\tan(45 - \frac{\phi'}{2})} \right] = \text{indice di rigidezza critico}$$

Coefficienti di punzonamento (Vesic):

$$Y_q = Y_g = \exp \left[ \left( 0,6 \frac{B}{L} - 4,4 \right) \tan \phi' + \frac{3,07 \sin \phi' \log(2I_r)}{1 + \sin \phi'} \right] \text{ in condizioni drenate, per } I_r \leq I_{cr}$$

$$Y_c = Y_q - \frac{1 - Y_q}{N_q \times \tan \phi'}$$

Coefficienti di inclinazione del carico (Vesic):

$$i_g = \left( \frac{1 - H}{N + B \times L \times c' \times \cot \phi'} \right)^{m+1}$$

$$i_q = \left( \frac{1 - H}{N + B \times L \times c' \times \cot \phi'} \right)^m$$

$$i_c = i_q - \frac{1 - i_q}{N_c \times \tan \phi'} \quad \text{in condizioni D}$$

$$i_c = 1 - \frac{m \times H}{B \times L \times c_u \times N_c} \quad \text{in condizioni U}$$

essendo:

$$m = m_B \cos^2 \Theta + m_L \sin^2 \Theta$$

$$mB = \frac{2 + \frac{B'}{L'}}{1 + \frac{B'}{L'}} \quad mL = \frac{2 + \frac{L'}{B'}}{1 + \frac{L'}{B'}} \quad \Theta = \tan^{-1} \frac{Fh \times B}{Fh \times L}$$

Coefficienti di affondamento del piano di posa (Brinch-Hansen):

$$\begin{aligned} dq &= 1 + 2 \tan \phi (1 - \sin \phi)^2 \arctg \frac{D}{B'} && \text{per } D > B' \\ dq &= 1 + 2 \frac{D}{B'} \tan \phi (1 - \sin \phi)^2 && \text{per } D \leq B' \\ dc &= dq - \frac{1 - dq}{Nc \times \tan \phi} && \text{in condizioni D} \\ dc &= 1 + 0,4 \arctan \frac{D}{B'} && \text{per } D > B' \text{ in condizioni U} \\ dc &= 1 + 0,4 \frac{D}{B'} && \text{per } D \leq B' \text{ in condizioni U} \end{aligned}$$

Coefficienti di inclinazione del piano di posa:

$$\begin{aligned} bg &= \exp(-2,7 \alpha \tan \phi) \\ bc &= bq = \exp(-2 \alpha \tan \phi) && \text{in condizioni D} \\ bc &= 1 - \frac{\alpha}{147} && \text{in condizioni U} \\ bq &= 1 && \text{in condizioni U)} \end{aligned}$$

Coefficienti di inclinazione del terreno di fondazione:

$$\begin{aligned} gc &= gq = \sqrt{1 - 0,5 \tan \beta} && \text{in condizioni D} \\ gc &= 1 - \frac{\beta}{147} && \text{in condizioni U} \\ gq &= 1 && \text{in condizioni U} \end{aligned}$$

Coefficienti di forma (De Beer):

$$\begin{aligned} sg &= 1 - 0,4 \frac{B'}{L'} \\ sq &= 1 + \frac{B'}{L'} \tan \phi \\ sc &= 1 + \frac{B'}{L'} \frac{Nq}{Nc} \end{aligned}$$

#### 4. Calcolo dei cedimenti

Il calcolo viene eseguito sulla base della conoscenza delle tensioni nel sottosuolo.

$$\mu = \int \frac{\sigma(z)}{E} dz$$

essendo

$E$  = modulo elastico o edometrico

$\sigma(z)$  = tensione verticale nel sottosuolo dovuta all'incremento di carico  $q$

La distribuzione delle tensioni verticali viene valutata secondo l'espressione di Steinbrenner, considerando la pressione agente uniformemente su una superficie rettangolare di dimensioni  $B$  e  $L$ :

$$\sigma(z) = \frac{q}{4\pi} \left[ \frac{2 \times M \times N \times \sqrt{V} \times (V+1)}{V(V+V1)} + \left| \arctan \frac{2 \times M \times N \times \sqrt{V}}{V-V1} \right| \right]$$

con:

$$M = B / z$$

$$N = L / z$$

$$V = M^2 + N^2 + 1$$

$$V1 = (M \times N)^2$$

#### 5. Calcolo non lineare delle fondazioni

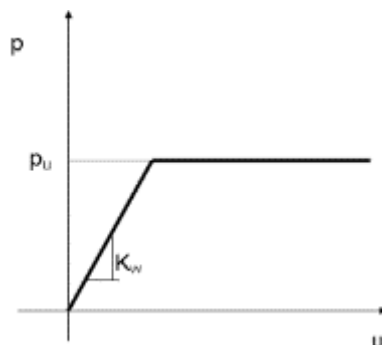
Con le nuove norme tecniche sulle costruzioni la verifica agli S.L.U. delle fondazioni risulta particolarmente onerosa, in particolare nel caso di azioni sismiche rilevanti.

Questo rende difficoltosa l'applicazione in forma automatica del classico modello rigido plastico in quanto non risulta spesso chiaro a quale porzione dell'intero sistema fondale ci si debba riferire nella scrittura dell'equilibrio limite. Tale metodo, inoltre, non è applicabile nel caso di platee di forma generica.

Tale impostazione risulta infatti chiaramente legata ad un approccio di calcolo 'manuale' che necessita di valutazioni di tipo ingegneristico che mal si adattano ad un approccio di tipo numerico.

Per potere ovviare a tale limite si è implementato un tipo di verifica in cui la modellazione agli elementi finiti dell'intera struttura di fondazione può essere costituita, nella forma più generale, da travi rovesce, plinti, pali e platee e quindi dal terreno.

In particolare gli elementi strutturali vengono modellati in campo elastico lineare mentre il terreno viene modellato come un letto di molle non lineari e non reagenti a trazione il cui legame costitutivo, per una area di impronta unitaria, è rappresentato dal diagramma seguente:



Il legame di tipo elastoplastico reagente a sola compressione è ottenuto utilizzando come rigidità all'origine la costante di Winkler del terreno e come resistenza il valore della capacità portante ultima calcolata con le normali teorie di Brinch-Hansen e Vesic. Il modello così ottenuto è in grado di tenere in conto dell'eterogeneità del terreno in maniera puntuale. A questo punto viene condotta un'analisi non lineare a controllo di forza incrementando le azioni agenti fino ad ottenere il collasso della fondazione.

Al fine di verificare la compatibilità delle deformazioni del terreno, che in campo plastico possono diventare molto elevate, con la effettiva capacità di redistribuzione della fondazione, durante l'analisi viene limitata la rotazione tra i vari punti della stessa. Il raggiungimento di una prefissata rotazione ultima individua il criterio per la determinazione del moltiplicatore di collasso.

Tale modalità di analisi risulta descritta anche nel codice FEMA 356, codice di indubbio valore internazionale, a cui può farsi riferimento come previsto dal Cap. 12 del D.M. 17.01.2018.



## 6. Analisi geomorfologica

Dai dati dedotti dall'analisi geologica presente nell'allegato specifico, si osserva come l'area in esame ricade nel foglio 432 "Benevento".

Dal punto di vista geologico – strutturale, l'intero territorio rientra in un settore dell'Appennino Meridionale la cui genesi è strettamente connessa alle fasi tettoniche che si sono susseguite nel tempo; il risultato che ne deriva è dovuto in seguito all'accavallamento di unità tettoniche meso – cenozoiche appartenenti a due domini sedimentari differenti.

In particolare, l'area di studio ricade all'interno delle seguenti formazioni litologiche:

- Depositi eluvio-colluviali (Olocene)

Al fine di avere informazioni litostratigrafiche del sito in oggetto riguardanti il volume significativo relativo all'interazione suolo – struttura, è stata condotta un'indagine specifica dalla quale è emerso che l'area in oggetto risulta posizionata ad una quota di circa 365 m s.l.m., in una vasta zona mediamente inclinata verso sud-ovest, con una pendenza certamente inferiore al 10%.

Dal punto di vista morfologico, la presenza di argille di substrato e le lievi pendenze conferiscono al sito buone garanzie di stabilità.

Il fabbricato in oggetto ricade, in base alla Carta degli scenari di rischio, scala 1:25.000 ed alle Norme di Attuazione del Piano Stralcio per l'Assetto Idrogeologico - Rischio di frana, dell'Autorità di Bacino Distrettuale dell'Appennino Meridionale, che ha competenza per tale territorio, e per il TITOLO II – (Norme d'uso del suolo: Divieti e prescrizioni), secondo l'Art. 13, in Aree di possibile ampliamento dei fenomeni franosi cartografati all'interno, ovvero di fenomeni di primo distacco (C1).

Tuttavia, le lievi pendenze, la completa urbanizzazione della zona, il limitato sviluppo dell'erosione lineare concentrata soprattutto nelle linee di impluvio, gli aspetti geologici ed i caratteri morfologici generali fanno definire l'area in esame come "sufficientemente stabile" ed idonea ad ospitare gli interventi previsti, atti ad aumentare il livello di sicurezza strutturale delle unità immobiliari esistenti.

Dalla campagna di indagini, sono stati desunti i parametri geotecnici, di seguito riassunti:

*Peso dell'unità di volume  $\gamma = 1.7 \text{ g/cm}^3$ ;*

*Angolo di attrito interno  $\Phi = 29^\circ$ ;*

*Coesione drenata  $c' = 0.26 \text{ Kg/cm}^2$ ;*

### 6.1. Caratterizzazione sismica

Dall'analisi dei dati emerse dalla prova sismica effettuata, si evince che la classificazione del sottosuolo, ai fini sismici e secondo D.M. 17.01.2018, è valutata a mezzo del parametro  $V_{s,eq}$ . Le indagini effettuate, mirate alla valutazione della velocità delle onde di taglio ( $V_{s,eq}$ ), permettono di classificare il profilo stratigrafico, ai fini della determinazione dell'azione sismica, di categoria **C** essendo:

$$v_{s,eq} = \frac{30}{\sum_{i=1}^N \frac{h_i}{v_{s,i}}} = 373,00 \text{ m/s}$$

Sottosuolo di categoria **B** corrisponde a *[Depositi di sabbie o ghiaie molto addensate o di argille molto consistenti con spessori di diverse decine di metri, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 360 m/sec e 800 m/sec]*.

Inoltre, dalle suddette indagini è stata ipotizzata la presenza di falda ad una profondità di 4.00-5.00 m dal piano campagna ma si esclude la possibilità di liquefazione per la natura coesiva dei terreni.

Ai sensi del §3.2.2 del D.M. 17.01.2018 si intende valutare l'effetto della risposta sismica locale mediante l'approccio semplificato, basato sull'individuazione della categoria del sottosuolo di riferimento, secondo la tab.3.2.II.

Per l'area di studio si può quindi assumere un coefficiente di amplificazione topografica **T1** corrispondente a valori di acclività mediamente inferiori a  $15^\circ$  alla quale è associato un coefficiente di amplificazione topografica unitario:  $S_T=1$ .

Tutto ciò è giustificato dai risultati presenti nell'analisi geologica allegata.

## 7. Verifiche di sicurezza

I calcoli e le verifiche delle strutture di fondazione sono condotti con il metodo semiprobabilistico agli stati limite, secondo quanto previsto nel DM 17.01.2018, in particolare le verifiche di sicurezza agli SLU e quelle in condizioni di esercizio SLE vengono effettuate nel rispetto delle seguenti indicazioni

### 7.1. S.L.U.

Per ogni stato limite ultimo deve essere rispettata la condizione:

$$E_d \leq R_d$$

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

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

Ovvero

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

Con  $\gamma_E = \gamma_F$ , e dove  $R_d$  è il valore di progetto della resistenza del sistema geotecnico:

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

Effetto delle azioni e resistenza sono espresse in funzione delle azioni di progetto  $\gamma_F F_k$ , dei parametri di progetto  $\frac{X_k}{\gamma_M}$  e della geometria di progetto  $a_d$ .

La verifica della suddetta condizione deve essere effettuata impiegando 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 R3).

I diversi gruppi di coefficienti parziali sono scelti considerando il c.d. approccio 2, inserito nell'ambito di due approcci progettuali ed alternativi.

APPROCCIO 1:

- COMBINAZIONE 1: (A1+M1+R1)
- COMBINAZIONE 2: (A2+M2+R2)

APPROCCIO 2:

- (A1+M1+R1)

### 7.2.S.L.E.

Per ogni stato limite deve essere rispettata la condizione:

$$Ed \leq Cd$$

Dove  $Ed$  è il valore di progetto dell'azione o dell'effetto delle azioni e  $Cd$  è il valore prescritto limite dell'effetto delle azioni. Quest'ultimo deve essere stabilito in funzione del comportamento della struttura in elevazione.

## 8. Sintesi del calcolo

### Tabellina riassuntiva della portanza

	VALORE	STATUS
Sigma Terreno Massima (kg/cmq)	2.6	
Coeff. di Sicurezza Portanza Globale	2.53	VERIFICATO
Coeff. di Sicurezza Scorrimento	4.45	VERIFICATO
Cedimento Elastico Massimo (cm)	1.05	
Cedimento Edometrico Massimo (cm)	1.05	
Cedimento Residuo Massimo (cm)	NON CALCOLATO	

## **RELAZIONE SULLE FONDAZIONI**

**OGGETTO:** *RIQUALIFICAZIONE DELL'EDILIZIA RESIDENZIALE PUBBLICA DEL COMUNE DI TAURASI (AV): MESSA IN SICUREZZA SISMICA ED EFFICIENTAMENTO ENERGETICO DI ALLOGGI ERP E RIQUALIFICAZIONE DEGLI SPAZI PUBBLICI DI PERTINENZA*  
**- LAVORI DI MIGLIORAMENTO SISMICO -**

### **STRUTTURE IN MURATURA**

<b>COMMITTENTE</b>	COMUNE DI TAURASI (AV)
<b>UBICAZIONE</b>	VIA CONCEZIONE SNC
<b>COMUNE</b>	TAURASI (AV)
<b>COORD. MEDIE GEOGRAFICHE</b>	LONG. EST: 14.95484 ° LAT. NORD: 41.00967 °
<b>DATI CATASTALI</b>	TAURASI, FOGLIO 10 P.LLA 12 SUB. 4-5-6
<b>ALTITUDINE</b>	370 m s.l.m.m.
<b>DEST. D'USO</b>	RESIDENZIALE (CLASSE D'USO II)
<b>SUOLO TIPO</b>	B ( $V_{s,eq}=373$ m/s)
<b>CAT. TOPOGR.</b>	T1
<b>PROGETTISTA STRUTTURE</b>	ING. GIUSEPPE CAMUSO
<b>ELABORAZIONE</b>	DICEMBRE 2022
<b>SOFTWARE</b>	CDSWin – S.T.S. SOFTWARE TECNICO SCIENTIFICO S.r.l.; S. AGATA LI BATTIATI (CT) Italia – LICENZA N. 35437

**RELAZIONE SULLE FONDAZIONI**

La struttura in oggetto è di remota epoca di realizzazione e da un'indagine in situ è emerso che il sistema fondale è di tipo "a graticcio" con trave in muratura lapidea dello spessore fino a 90 cm ed altezza variabile fino al piano di posa.

Allo stato attuale, constatato il buono stato di conservazione dei materiali, non essendo stati rilevati dissesti (in atto o stabilizzati) né quadri fessurativi e meccanismi di danno (in grado di compromettere la stabilità dell'edificio dal punto di vista globale e locale), non si ravvisano particolari esigenze sulle verifiche delle fondazioni.

Inoltre, queste risultano in "buono stato" di conservazione dato che i recenti interventi di consolidamento del 1998-2001 interessarono anche le opere di fondazione dato che furono effettuate iniezioni di malta e stilature dei giunti.

Pertanto, se ne attesta la piena compatibilità con l'uso in essere e con gli interventi di progetto, che altresì non alterano sensibilmente il sistema tensionale in fondazione.