

COMUNE DI CETARA



TORRENTE CETUS VALLONE AFFLUENTE LAVORI DI SISTEMAZIONE IDRAULICA 1° LOTTO



PROGETTO ESECUTIVO

PROGETTISTA: Ing. Fabio Mastellone di Castelvetero

ELABORATO:

Relazione Geotecnica

ALLEGATO:

A5.1

SCALA:

—

DATA:

DICEMBRE 2020

EMESSO PER: REV. —

REV.:

—

REDAZIONE:

Geom. D. Mele

VERIFICA:

Ing. P. Mastellone

APPROVAZIONE:

Ing. F. Mastellone

INTERVENTO n. 4:
CONFLUENZA IN DX TORRENTE CETUS

**RELAZIONE GEOTECNICA
SCATOLARE**

INDICE

| | | |
|-----------|--|----------|
| 1. | CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA..... | 1 |
| 1.1. | NORMATIVE DI RIFERIMENTO | 1 |
| 1.2. | CARATTERI GEOLOGICI ED UNITÀ LITOTECNICHE | 1 |
| 1.3. | CARATTERIZZAZIONE GEO-LITOLOGICA DEI TERRENI | 2 |
| 1.4. | CARATTERISTICHE GEOTECNICHE DEI TERRENI..... | 3 |
| 2. | VERIFICHE GEOTECNICHE..... | 4 |
| 2.1. | MATERIALI IMPIEGATI | 4 |
| 2.2. | VERIFICA DELLA CAPACITÀ PORTANTE DEL TERRENO DI FONDAZIONE | 4 |
| 2.2.1. | <i>Calcolo del carico limite del terreno</i> | <i>6</i> |

1. Caratterizzazione geotecnica

1.1. Normative di riferimento

- D.M. 17/01/2018 “Norme tecniche per le costruzioni”;
- Circolare esplicativa 21/01/2019 “Istruzioni per l’applicazione dell’«Aggiornamento delle “Norme tecniche per le costruzioni”» di cui al decreto ministeriale 17 gennaio 2018.”;
- D.M. 11/03/1988 “Norme tecniche riguardanti le indagini sui terreni e sulle rocce, la stabilità dei pendii naturali e delle scarpate, i criteri generali e le prescrizioni per la progettazione, l’esecuzione ed il collaudo delle opere di sostegno delle terre e delle opere di fondazione”.

1.2. Caratteri geologici ed unità litotecniche

Il Comune di Cetara è ubicato lungo la Costa Amalfitana, che si sviluppa lungo il versante sud dei Monti Lattari. I Monti Lattari costituiscono una dorsale carbonatica bordata da faglie a prevalente andamento est-ovest. I terreni del substrato sono riferibili alle rocce dolomitiche e calcaree della piattaforma campano-lucana, spesso ricoperte e mascherate da termini detritico-alluvionali e piroclastici. Le rocce posseggono spessori superiori ai mille metri e sono di età Giurassica e Triassica. La dorsale è costituita da un insieme di blocchi monoclinali, variamente dislocati e ruotati, che prevalentemente immergono verso i quadranti settentrionali. Si è generata a seguito di una serie di faglie a prevalente rigetto verticale, legate alle diverse fasi della neotettonica compressiva e distensiva miopleistocenica e plioleistocenica. Il Comune di Cetara insiste in una Valle coincidente con il bacino idrografico del Vallone Cetus (o Vallone Grande), che ha direzione nordovest-sudest. La Valle ad est è delimitata dal Monte Falerio o Falezzi, a nord dai Monti del Demanio e ad ovest da Monte del Lavoratore.

Le aree interessate dagli interventi:

- non presentano evidenti segni di dissesti in atto. Si individuano solo forme morfologiche riconducibili a pregresse colate di fango, oggi da ritenere quiescenti (V. Carta Geomorfologica e Carta dei Dissesti);

- lo schema stratigrafico del comprensorio è costituito da dolomie triassiche ricoperte da piroclastiti ed alluvioni (V. Carta Geolitologica e Sezioni Geologiche);

- lo spessore della coltre piroclastica e detritica a copertura della roccia dolomitica varia da pochi decimetri, in corrispondenza della porzione più acclive dei versanti, ad alcune decine di metri, nella fascia pedemontana e nel fondo-valle (V. Carta delle Coperture e Sezioni Geologiche).

Gli interventi in progetto consistono nella sistemazione e consolidamento del fondo dell’asta torrentizia e delle sponde, previa pulizia dalla vegetazione infestante. Per la loro realizzazione non si prevedono grossi movimenti di terra e saranno realizzati in modo da ridurre al minimo l’impatto ambientale.

La natura e le caratteristiche del terreno non lasciano prevedere particolari problemi.

Eventuali opere in calcestruzzo dovranno essere adeguatamente dimensionate, in funzione delle caratteristiche geotecniche dei terreni ed opportunamente posizionate, in relazione alla morfologia dei luoghi. Particolare attenzione va fatta nelle zone in cui eventualmente si dovesse prevedere di realizzare la riprofilatura dell'alveo mediante l'abbassamento del fondo e la protezione delle sponde. In tali zone va verificata la stabilità dei fronti e va anche verificata la stabilità degli eventuali tagli durante l'esecuzione delle opere.

1.3. Caratterizzazione geo-litologica dei terreni

Sono state analizzate le informazioni morfologiche emerse dallo studio geologico e le indagini geognostiche pregresse.

I terreni investigati sono caratterizzati da discrete caratteristiche geomeccaniche, che migliorano sensibilmente con la profondità.

L'insieme dei dati stratigrafici e geotecnici è stato comparato e verificato con le indagini che supportano lo studio del PRG del Comune di Cetara.

Tale analisi ha consentito, inoltre, di desumere le caratteristiche dei terreni, nelle condizioni più sfavorevoli, come riportato in *Tabella 1.1*.

| Categoria | Caratteristiche della superficie topografica |
|-----------|---|
| A | <i>Ammassi rocciosi affioranti o terreni molto rigidi 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.</i> |
| B | <i>Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti, 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.</i> |
| C | <i>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.</i> |

Tabella 1.1 – Categorie di sottosuolo riportate nelle N.T.C. 2018

Per quanto attiene alle condizioni topografiche, in relazione all'andamento morfologico e in assenza di specifiche analisi di risposta sismica locale, si può assumere per il sito oggetto di intervento una categoria topografica di tipo *T1*, le cui caratteristiche sono riportate in *Tabella 1.2*.

| Categoria | Caratteristiche della superficie topografica |
|-----------|---|
| T1 | Superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media $i \leq 15^\circ$ |
| T2 | Pendii con inclinazione media $i > 15^\circ$ |
| T3 | Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media $15^\circ \leq i \leq 30^\circ$ |
| T4 | Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media $i > 30^\circ$ |

Tabella 1.2 – Categorie topografiche riportate nelle N.T.C. 2018

Infine, in merito alla verifica di suscettibilità alla liquefazione dei terreni, in base alle considerazioni riportate nella *relazione geologica*, si può affermare che per il sito in esame la probabilità di occorrenza del suddetto fenomeno è inesistente.

1.4. Caratteristiche geotecniche dei terreni

In base a quanto emerge dalla *relazione geologica* e alle considerazioni riportate nel paragrafo 1.3, per la caratterizzazione media dei litotipi esistenti nel sottosuolo si possono assumere i seguenti parametri geotecnici:

| TERRENI DI ORIGINE PIROCLASTICO ELUVIO COLLUVIALE SABBIOSI – LIMOSI (1,00 m – 8,00 m) | | | |
|--|---------|------------------|--------------------------------------|
| LIMO SABBIOSO | | | Definizione granulometrica |
| $\gamma =$ | 19 | kN/m^3 | Peso dell'unità di volume di terreno |
| $\varphi' =$ | 27 | ° | Angolo di attrito interno |
| $c =$ | 0,00 | kPa | Coesione drenata |
| $D_R =$ | 20-40 | % | Densità relativa |
| $E_d =$ | 40 – 60 | kg/cm^2 | Modulo edometrico |
| Consistenza: media | | | |

Tabella 1.6 – Caratterizzazione geotecnica del terreno di rinfianco

| TERRENI DI ORIGINE PIROCLASTICO ELUVIO COLLUVIALE SABBIOSI – LIMOSI (da 8,00 m) | | | |
|--|---------|------------------|--------------------------------------|
| ARGILLE SILTOSE | | | Definizione granulometrica |
| $\gamma =$ | 19 | kN/m^3 | Peso dell'unità di volume di terreno |
| $\varphi' =$ | 29 | ° | Angolo di attrito interno |
| $c =$ | 0,00 | kPa | Coesione drenata |
| $E_d =$ | 60 – 80 | kg/cm^2 | Modulo edometrico |
| $K =$ | 3 | kg/cm^3 | Costante di sottofondo |
| Consistenza: buona | | | |

Tabella 1.7 – Caratterizzazione geotecnica del terreno di fondazione

2. Verifiche geotecniche

Al fine di ottemperare a quanto stabilito nelle N.T.C. 2018, con lo scopo di poter correttamente eseguire le verifiche geotecniche secondo l'Approccio 2 – Combinazione 1 per analisi di tipo GEO, vengono utilizzati i valori caratteristici e di progetto dei parametri geotecnici dei terreni di fondazione individuati nel Capitolo 1.

2.1. Materiali impiegati

Si riportano le caratteristiche meccaniche del calcestruzzo e dell'acciaio impiegati per le membrature dello scatolare in progetto, compresa la struttura di fondazione.

| CALCESTRUZZO C32/40 | | | |
|---------------------|------------------------------------|----------|---|
| $R_{ck} =$ | 40 | N/mm^2 | Resistenza cubica caratteristica |
| $f_{ck} =$ | $0,83 R_{ck} = 33,2$ | N/mm^2 | Resistenza cilindrica caratteristica |
| $f_{cm} =$ | $f_{ck} + 8 N/mm^2 = 41,20$ | N/mm^2 | Resistenza cilindrica media |
| $f_{cd} =$ | $0,85 f_{ck}/\gamma_c = 18,81$ | N/mm^2 | Resistenza cilindrica di progetto |
| $f_{ctm} =$ | $0,3 f_{ck}^{2/3} = 3,10$ | N/mm^2 | Resistenza cilindrica media a trazione |
| $f_{ctk} =$ | $0,7 f_{ctm} = 2,17$ | N/mm^2 | Resistenza caratteristica a trazione |
| $f_{ctd} =$ | $f_{ctk}/\gamma_c = 1,45$ | N/mm^2 | Resistenza di progetto a trazione |
| $f_{ctfm} =$ | $1,2 f_{ctm} = 3,72$ | N/mm^2 | Resistenza media a trazione per flessione |
| $\sigma_t =$ | $f_{ctm}/1,2 = 2,58$ | N/mm^2 | Tensione di trazione |
| $E =$ | $22000(f_{cm}/10)^{0,3} = 33642,8$ | N/mm^2 | Modulo elastico |
| $\epsilon_{cu} =$ | 0,0035 | | Deformazione ultima |

Tabella 2.1 – Caratteristiche meccaniche del calcestruzzo

| ACCIAIO B450/C | | | |
|-------------------|-----------------------|----------|---------------------------------------|
| $f_{sk} =$ | 540 | N/mm^2 | Tensione caratteristica a rottura |
| $f_{yk} =$ | 450 | N/mm^2 | Tensione caratteristica a snervamento |
| $f_{syd} =$ | $f_{yk}/1,15 = 391,3$ | N/mm^2 | Tensione di snervamento di calcolo |
| $E_s =$ | 210000 | N/mm^2 | Modulo di elasticità normale |
| $\epsilon_{su} =$ | 0,0675 | | Deformazione ultima |

Tabella 2.2 – Caratteristiche meccaniche dell'acciaio

2.2. Verifica della capacità portante del terreno di fondazione

Considerando la tipologia di struttura in esame, ai fini della verifica della portanza del terreno stesso, non si ritengono significativi gli squilibri dovuti a spinte orizzontali non simmetriche o ad azioni orizzontali applicate alla sommità dello scatolare quali frenatura o sisma. Pertanto, nel seguito le pressioni agenti sul terreno di fondazione vengono calcolate in presenza dei soli carichi verticali, vale a dire:

- peso proprio della sezione scatolare;
- peso del terreno di ricoprimento e pavimentazione stradale;
- carichi accidentali da traffico veicolare;
- peso del ricoprimento interno allo scatolare, senza tenere in conto la presenza di azioni orizzontali

La verifica di collasso per raggiungimento del carico limite dell'insieme fondazione-terreno viene di seguito svolta tramite l'approccio A2 (A1+M1+R3, par. 6.4.2.1 delle N.T.C. 2018) e viene effettuata per un'unica combinazione di carico, in grado di massimizzare il carico verticale agente. Inoltre, viene considerata la situazione in cui è presente la falda sino alla quota della massicciata, al fine di produrre una ulteriore penalizzazione del carico limite.

In relazione al tipo di opera in oggetto, vale a dire un ponte carrabile, i coefficienti parziali di sicurezza per le combinazioni agli Stati Limite Ultimi sono stati attinti dalla Tabella 5.1.V delle N.T.C. 2018, riportata di seguito, mentre i valori dei coefficienti parziali dei parametri geotecnici del terreno di fondazione sono stati desunti dalla Tabella 6.2.II della medesima normativa. Infine, i coefficienti parziali relativi alle resistenze, per le verifiche agli Stati Limite Ultimi di fondazioni superficiali, sono stati attinti dalla Tabella 6.4.I delle N.T.C. 2018, come di seguito riportato.

| | | Coefficiente | EQU ^(a) | A1 | A2 |
|--|-------------|---|---------------------|---------------------|------|
| Azioni permanenti g_1 e g_3 | favorevoli | γ_{G1} e γ_{G3} | 0,90 | 1,00 | 1,00 |
| | sfavorevoli | | 1,10 | 1,35 | 1,00 |
| Azioni permanenti non strutturali ⁽²⁾ g_2 | favorevoli | γ_{G2} | 0,00 | 0,00 | 0,00 |
| | sfavorevoli | | 1,50 | 1,50 | 1,30 |
| Azioni variabili da traffico | favorevoli | γ_Q | 0,00 | 0,00 | 0,00 |
| | sfavorevoli | | 1,35 | 1,35 | 1,15 |
| Azioni variabili | favorevoli | γ_{Qi} | 0,00 | 0,00 | 0,00 |
| | sfavorevoli | | 1,50 | 1,50 | 1,30 |
| Distorsioni e presollecitazioni di progetto | favorevoli | $\gamma_{\epsilon 1}$ | 0,90 | 1,00 | 1,00 |
| | sfavorevoli | | 1,00 ⁽³⁾ | 1,00 ⁽⁴⁾ | 1,00 |
| Ritiro e viscosità, Cedimenti vincolari | favorevoli | $\gamma_{\epsilon 2}$, $\gamma_{\epsilon 3}$, $\gamma_{\epsilon 4}$ | 0,00 | 0,00 | 0,00 |
| | sfavorevoli | | 1,20 | 1,20 | 1,00 |

Tabella 2.3 – Coefficienti parziali di sicurezza A1 per le combinazioni di carico agli S.L.U.

| Parametro | Grandezza alla quale applicare il coefficiente parziale | Coefficiente parziale γ_M | (M1) | (M2) |
|--|---|----------------------------------|------|------|
| Tangente dell'angolo di resistenza al taglio | $\tan \phi'_k$ | $\gamma_{\phi'}$ | 1,0 | 1,25 |
| Coesione efficace | c'_k | $\gamma_{c'}$ | 1,0 | 1,25 |
| Resistenza non drenata | c_{uk} | γ_{cu} | 1,0 | 1,4 |
| Peso dell'unità di volume | γ_γ | γ_γ | 1,0 | 1,0 |

Tabella 2.4 – Coefficienti parziali di sicurezza M1 per le combinazioni di carico agli S.L.U.

| Verifica | Coefficiente parziale |
|---------------|-----------------------|
| | (R3) |
| Carico limite | $\gamma_R = 2,3$ |
| Scorrimento | $\gamma_R = 1,1$ |

Tabella 2.5 – Coefficienti parziali di sicurezza R3 per le combinazioni di carico agli S.L.U.

2.2.1. Calcolo del carico limite del terreno

Per il calcolo del carico limite del terreno, occorre in primo luogo identificare il meccanismo di rottura, che può essere di tipo generale, per punzonamento o locale.

Il meccanismo di rottura, in genere, dipende dalle caratteristiche del terreno di fondazione e dalla configurazione geometrica della struttura di fondazione. Nel caso in esame, per individuare il tipo di rottura si utilizza il *Criterio di Vesic*, il quale si basa sul calcolo di un *indice di rigidezza* così valutato:

$$I_r = \frac{G}{\tau_{lim}} = \frac{G}{c' + \sigma' \tan \varphi'}$$

dove:

- $G = E/2(1 + \nu)$ è il modulo di elasticità tangenziale;
- τ_{lim} è la resistenza allo scorrimento ad una profondità media, posta pari a $(D + B/2)$, in modo tale da considerare l'estensione del bulbo delle tensioni al di sotto del piano di fondazione. In particolare, le quantità D e B rappresentano rispettivamente la profondità del piano di posa della fondazione rispetto al piano campagna e la larghezza della fondazione nella direzione longitudinale.
- $\sigma' = \gamma (D + B/2)$ è la tensione verticale efficace alla profondità media di $D + B/2$.

L'indice di rigidezza I_r così calcolato va confrontato con l'*indice di rigidezza critico*, valutato come segue:

$$I_{rc} = \frac{1}{2} e^{\left[(3,3 - 0,45 B/L) / \tan\left(\frac{\pi}{4} \frac{\varphi'}{2}\right) \right]}$$

dove L è la lunghezza della fondazione nella direzione trasversale.

In particolare:

- se risulta $I_r \geq I_{rc}$ la rottura sarà di tipo generale;
- se risulta $I_r < I_{rc}$ la rottura avverrà per punzonamento o sarà di tipo locale.

Nell'ipotesi di rottura di tipo generale, il carico limite può essere calcolato con alcune formule che provengono dall'equilibrio limite, la più semplice delle quali è la *formula di Terzaghi*:

$$q_{lim} = q N_q + c' N_c + \frac{1}{2} \gamma B N_\gamma$$

dove N_q , N_c , N_γ sono detti *coefficienti di capacità portante* e sono calcolati in funzione dell'angolo di attrito del terreno, φ' .

Questa relazione considera il carico limite di collasso come una funzione di tre termini che, nell'espressione su riportata, rappresentano rispettivamente un'aliquota dovuta al sovraccarico laterale della fondazione, un termine coesivo e un termine dovuto al peso proprio del terreno.

La formula di Terzaghi, tuttavia, è utilizzabile laddove risultino soddisfatte una serie di ipotesi semplificative quali:

- il piano di posa orizzontale;
- il piano campagna orizzontale;
- il carico verticale e centrato;
- il legame costitutivo del terreno di tipo rigido perfettamente plastico;
- fondazioni nastroformi per le quali si considera un problema di deformazione piana.

In realtà, queste ipotesi non si verificano sempre tutte contemporaneamente, per questo motivo si preferisce utilizzare la *formula di Brinch-Hansen*, che prevede alcuni coefficienti correttivi per tener conto delle condizioni reali in cui si trova la fondazione:

$$q_{lim} = q N_q d_q s_q i_q b_q g_q + c' N_c d_c s_c i_c b_c g_c + \frac{1}{2} \gamma B N_\gamma s_\gamma i_\gamma b_\gamma g_\gamma$$

dove:

- d_q, d_c coefficienti di profondità;
- s_q, s_c, s_γ coefficienti di forma;
- i_q, i_c, i_γ coefficienti che tengono conto della presenza di un eventuale carico inclinato;
- b_q, b_c, b_γ coefficienti che considerano la presenza di un piano di posa inclinato;
- g_q, g_c, g_γ coefficienti che tengono conto dell'inclinazione del piano campagna.

L'obiettivo finale è di determinare il *coefficiente di sicurezza* nei riguardi del carico limite del complesso fondazione-terreno:

$$F.S. = \frac{q_{lim}}{q_{eser}};$$

se tale coefficiente risulta maggiore dell'unità, laddove per entrambi i carichi siano stati considerati i valori di progetto, la verifica della capacità portante del terreno di fondazione può considerarsi soddisfatta.

Per quanto detto, in primo luogo occorre calcolare il carico di progetto che grava sulla fondazione, secondo la combinazione che massimizza il valore della risultante delle azioni verticali:

$$q_{Ed} = \gamma_g \cdot (g_{1k} + g_{2k}) + \gamma_q g_k = 86,19 kN/m^2$$

dove vengono considerati come carichi permanenti strutturali e non strutturali il peso proprio dello scatolare in c.a., il carico relativo alla pavimentazione stradale (comprensivo dello strato di allettamento e del massetto di calcestruzzo non solidale) e il carico del terreno all'interno dello scatolare, in condizioni di completa saturazione, mentre si considera come carico accidentale il contributo equivalente generato dal traffico veicolare.

Il passo successivo è quello di valutare il meccanismo di rottura attraverso il succitato criterio di Vesic. In particolare, avendo ricavato da valori di letteratura un *Modulo di Young*, per argille siltose come quelle che costituiscono il terreno di fondazione, pari a 15 MPa, ed un *Coefficiente di Poisson* pari a $\nu = 0,45$ in condizioni di totale saturazione, risulta, per il caso in esame:

$$G = \frac{E}{2(1 + \nu)} = 5,17 \text{ MPa}.$$

Pertanto, risulta:

$$I_r = \frac{G}{\tau_{\text{lim}}} = 88,11$$

dove:

$$\tau_{\text{lim}} = \sigma' \tan \varphi' = 58,71 \text{ kN/m}^2;$$

$$\sigma' = \gamma' (D + B/2) = 105,9 \text{ kN/m}^2.$$

Si calcola, così, l'indice di rigidezza critico:

$$I_{rc} = \frac{1}{2} e^{\left[(3,3 - 0,45 B/L) / \tan\left(\frac{\pi - \varphi'}{4}\right) \right]} = 49,36.$$

Essendo $I_r > I_{rc}$, il meccanismo di rottura sarà di tipo generale.

A questo punto, si valuta il valore del carico limite con la formula di *Brinch-Hansen* particolarizzata per il caso in esame, considerando che il terreno è privo di coesione ($c' = 0$), il piano di posa della fondazione è orizzontale ($b_q = b_\gamma = 1$), il carico è centrato e verticale ($i_q = i_\gamma = 1$) mentre il piano campagna presenta un'inclinazione $\omega = 3^\circ$.

La formula di *Brinch-Hansen* allora si semplifica come segue:

$$q_{\text{lim}} = q N_q d_q s_q g_q + \frac{1}{2} \gamma' B N_\gamma s_\gamma i_\gamma g_\gamma$$

dove:

$$q = \gamma_{\text{sat}} D = 104,42 \text{ kN/m}^2;$$

$$N_q = e^{\pi \tan \varphi' \tan^2 \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi'}{4} \right)} = 16,44;$$

$$N_\gamma = 2 \cdot (N_q - 1) \cdot \tan \varphi' = 17,12;$$

$$d_q = 1 + 2 \tan \varphi' (1 - \sin \varphi')^2 \frac{D}{B} = 1,20;$$

$$s_q = s_\gamma = 1 + 0,1 \frac{1 + \sin \varphi' B}{1 - \sin \varphi' L} = 1,38;$$

$$g_q = g_\gamma = (1 - \tan \omega)^2 = 0,90.$$

Le caratteristiche geometriche della fondazione sono le seguenti:

| B [m] | D [m] | L [m] |
|-----------------|-----------------|-----------------|
| 6,61 | 4,54 | 5,00 |

Tabella 2.6 – Caratteristiche geometriche della fondazione superficiale

Il carico limite della fondazione in esame sarà:

$$q_{lim} = 3866,29 \text{ kN/m}^2;$$

mentre il suo valore di progetto sarà:

$$q_{lim,Ed} = \frac{q_{lim}}{\gamma_R} = \frac{3866,29 \text{ kN/m}^2}{2,30} = 1681,00 \text{ kN/m}^2.$$

Pertanto, il coefficiente di sicurezza nei confronti della capacità portante del terreno di fondazione sarà:

$$F. S. = \frac{q_{lim,Ed}}{q_{eser,Ed}} = 19,50.$$

La verifica risulta ampiamente soddisfatta.