



MINISTERO
DELLE INFRASTRUTTURE
E DELLA MOBILITÀ
SOSTENIBILI



E.N.A.C
ENTE NAZIONALE per
L'AVIAZIONE CIVILE

Committente Principale



AEROPORTO INTERNAZIONALE DI FIRENZE AMERIGO
VESPUCCI

Opera

MASTERPLAN AEROPORTUALE 2035

Titolo Documento

Duna Antirumore
Relazione Strutturale Terre Armate

Livello di Progetto

PROGETTO DI FATTIBILITÀ TECNICO-ECONOMICA

| | | | | |
|------|-----|----------------|-------|--|
| LIV | REV | DATA EMISSIONE | SCALA | CODICE FILE |
| PFTE | 00 | Ottobre 2022 | N/A | FLR-MPL-PFTE-DUN1-012-ST-RT_Duna Rel Str |
| | | | | TITOLO RIDOTTO |
| | | | | Duna Rel Str |

| | | | | | |
|-----|---------|-----------------|---------|------------|-------------|
| | | | | | |
| 00 | 10/2022 | Prima Emissione | TAE | F. Bosi | L. Tenerani |
| REV | DATA | DESCRIZIONE | REDATTO | VERIFICATO | APPROVATO |

| | | |
|--|--|--|
| <p>COMMITTENTE PRINCIPALE</p>  <p>ACCOUNTABLE MANAGER Dott. Vittorio Fanti</p> | <p>GRUPPO DI PROGETTAZIONE</p>  <p>DIRETTORE TECNICO Ing. Lorenzo Tenerani Ordine degli Ingegneri di Massa Carrara n°631</p> | <p>SUPPORTI SPECIALISTICI</p> <p>PROGETTAZIONE SPECIALISTICA</p> <p>Ing. Lorenzo Tenerani Ordine degli Ingegneri di Massa Carrara n°631</p> |
|--|--|--|

POST HOLDER PROGETTAZIONE AD INTERIM

Dott. Vittorio Fanti
i

POST HOLDER MANUTENZIONE

Ing. Nicola D'ippolito

POST HOLDER AREA DI MOVIMENTO

Geom. Luca Ermini

RESPONSABILE INTEGRAZIONE PRESTAZIONI SPECIALISTICHE

Arch. Filippo Bosi
Ordine degli Architetti di Firenze N°9004

CONSULENZA SPECIALISTICA



PROGETTISTA SPECIALISTICO
Dott. Agr. ELENA LANZI



Dott. Agr. ANDREA VATTERONI



1. CRITERI PROGETTUALI

Il progetto in argomento riguarda la realizzazione di una duna in terra, per la protezione dal rumore dell'area del Polo Scientifico di Sesto Fiorentino

Per la realizzazione del rilevato sono necessari circa 335.600 m³ in opera di terre provenienti, per la maggior parte, da interventi di escavazione nell'ambito del Master Plan aeroportuale e, in parte, da approvvigionamento esterno. È stato stimato nell'elaborato specialistico redatto da Dynatest Italy srl che il rilevato potrebbe subire dei cedimenti nel tempo.

Sfruttando i risultati ottenuti dalle prove edometriche, integrati con i dati desunti dalle CPT, è stato possibile calcolare il cedimento a seguito del carico indotto dall'opera in terra.

Ai fini della valutazione del bacino di influenza relativo all'entità dei cedimenti, questi sono stati determinati in corrispondenza di specifiche sezioni di calcolo ottenendo i risultati riportati nella Tabella 1, in funzione della distanza.

Tabella 1 Stima entità dei cedimenti

| Sezione | tratto di rif. | q [kPa] | Δh_i [m] | | | | | | | | t [anni] |
|---------|----------------|---------|------------------|---------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|----------|
| | | | Duna | X=-B/4m | X=0m | X=5m | X=10m | X=15m | X=20m | X=30m | |
| A-A' | C | 157.10 | 0.930 | 0.893 | 0.691 | 0.218 | 0.093 | 0.046 | 0.024 | 0.008 | 83.03 |
| B-B' | C | 156.23 | 0.936 | 0.899 | 0.691 | 0.219 | 0.094 | 0.046 | 0.024 | 0.008 | 83.03 |
| C-C' | C | 175.62 | 1.062 | 1.021 | 0.766 | 0.256 | 0.113 | 0.056 | 0.030 | 0.011 | 83.03 |
| D-D' | B | 175.62 | 1.088 | 1.045 | 0.785 | 0.270 | 0.119 | 0.059 | 0.032 | 0.011 | 61.27 |
| E-E' | B | 175.62 | 1.088 | 1.045 | 0.785 | 0.270 | 0.119 | 0.059 | 0.032 | 0.011 | 61.27 |
| F-F' | B | 175.62 | 1.088 | 1.045 | 0.785 | 0.270 | 0.119 | 0.059 | 0.032 | 0.011 | 61.27 |
| G-G' | A | 175.59 | 0.966 | 0.928 | 0.697 | 0.239 | 0.106 | 0.053 | 0.028 | 0.010 | 23.72 |
| H-H' | A | 175.62 | 0.966 | 0.928 | 0.709 | 0.251 | 0.118 | 0.065 | 0.040 | 0.022 | 23.72 |
| I-I'_DX | A | 121.06 | 0.860 | 0.841 | 0.568 | 0.188 | 0.087 | 0.047 | 0.028 | 0.014 | 23.72 |
| I-I'_SX | A | 121.90 | 0.875 | 0.865 | 0.567 | 0.185 | 0.084 | 0.043 | 0.024 | 0.009 | 23.72 |
| L-L'_DX | A | 102.25 | 0.780 | 0.752 | 0.500 | 0.157 | 0.069 | 0.035 | 0.019 | 0.007 | 23.72 |
| L-L'_SX | A | 87.39 | 0.715 | 0.71 | 0.451 | 0.138 | 0.061 | 0.031 | 0.017 | 0.007 | 23.72 |

Come mostra la tabella 1, in corrispondenza della duna il cedimento massimo atteso è dell'ordine di 1.1 m dall'attuale piano campagna. In via conservativa è stato considerato ai fini della stabilità e resistenza delle opere, un cedimento massimo di -1.8 dal piano campagna attuale. La soluzione progettuale per la gestione dei cedimenti prevede l'installazione di geodreni verticali in grado di risolvere il problema del tempo di consolidazione, quando questo risulta eccessivo. Nel caso di specie, invece che fare un precarico è stato optato per realizzare direttamente la terra rinforzata essendo una struttura flessibile che per la durata del processo di consolidazione subirà degli assestamenti differenziali. Sono state quindi pertanto svolte le verifiche sulle terre armate nelle seguenti configurazioni per ogni sezione rappresentativa dell'opera in terra:

- Termine costruzione (inizio processo di consolidazione)
- Termine consolidazione (cedimenti avvenuti)

Nella configurazione a termine del processo di consolidazione sono stati validati i risultati di calcolo ottenuti mediante il software GRETA14 di AZTEC e mediante il software di calcolo GGU-STABILITY.

Per mantenere la sommità della duna ad un'altezza di 10 m sopra il piano campagna in modo da garantire, nel tempo, l'assolvimento della funzione di barriere antirumore, è stata assunta una configurazione progettuale che consenta il rialzamento dell'opera nel tempo in base ai cedimenti effettivamente avvenuti a termine del processo di consolidazione, fino ad un massimo di 3 strati di terra rinforzata di 60 cm ognuno.

Nella tabella che segue sono riportati i volumi di terreno necessari alla realizzazione dell'opera al termine della costruzione e dopo che sono avvenuti 60, 120 e 180 cm di cedimento.

Tabella 2 Tabella volumi della duna in relazione ai cedimenti attesi

| FASE | Volume [m ³] |
|------------------|--------------------------|
| Fine costruzione | 335599.80 |
| +60 cm | 338993.59 |
| +120 cm | 342387.38 |
| +180 cm | 345781.16 |

2. NORMATIVA DI RIFERIMENTO

Le normative di riferimento sono:

- Legge nr. 64 del 02/02/1974.
- Provvedimenti per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche.
- D.M. LL.PP. del 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 e il collaudo delle opere di sostegno delle terre e delle opere di fondazione.
- D.M. 16 Gennaio 1996
- Norme Tecniche per le costruzioni in zone sismiche
- Circolare Ministero LL.PP. 15 Ottobre 1996 N. 252 AA.GG./S.T.C.
- Istruzioni per l'applicazione delle Norme Tecniche di cui al D.M. 9 Gennaio 1996
- Circolare Ministero LL.PP. 10 Aprile 1997 N. 65/AA.GG.
- Istruzioni per l'applicazione delle Norme Tecniche per le costruzioni in zone sismiche di cui al D.M. 16 Gennaio 1996
- Norme Tecniche per le Costruzioni 2018 (D.M. 17 Gennaio 2018)

3. NTC 2018: VITA NOMINALE, CLASSE D'USO E PERIODO DI RIFERIMENTO

La vita nominale dell'opera è assunta pari a 50 anni come per le opere ordinarie di cui alla Tab.2.4.1 dell'art. 2.4.1. delle NTC. La classe d'uso della costruzione è la II di cui all'art. 2.4.1 delle NTC e il coefficiente d'uso $C_u=1$ in base alla tab. 2.4.II, art. 2.4.3 delle NTC. Il periodo di riferimento per l'azione sismica è dunque $V_r=50$ anni.

Il sito oggetto d'intervento è posizionato alle seguenti coordinate:

- **LATITUDINE:** 43.805556
- **LONGITUDINE:** 11.195714

Pertanto ai fini della determinazione dell'azione sismica ai sensi dell'art. 3.2 delle NTC sono stati determinati, per ciascuna delle probabilità di superamento i parametri seguenti.

In particolare come previsto dall'art. 7.1 delle NTC sono stati considerati i seguenti stati limite:

| <u>STATO LIMITE D'ESERCIZIO</u> | <u>STATO LIMITE ULTIMO</u> |
|---------------------------------|----------------------------|
| SLD: $a_g = 0.551$ | SLV: $a_g = 1.288$ |
| $F_o = 2.586$ | $F_o = 2.398$ |
| $T_c^* = 0.266$ | $T_c^* = 0.301$ |

La categoria del suolo è la C.

La categoria topografica è la T4.

4. INQUADRAMENTO GEOLOGICO, GEOTECNICO E CARATTERISTICHE DEI RINFORZI

4.1 INQUADRAMENTO GEOLOGICO

Caratteri geologici

Seppure nello spessore di terreno limitato ai primi 2÷3 m esistono frequenti eteropie/variazioni litologiche sia verticali che orizzontali, il sottosuolo dell'area in oggetto può essere suddiviso, ai fini della modellazione geologica, in tre strati individuati mediante l'analisi litologica e stratigrafica, integrando i dati dei sondaggi con le analisi granulometriche e le prove penetrometriche (in particolare sulla base delle caratteristiche geomeccaniche evidenziate dalle CPT). Dall'alto verso il basso è possibile schematizzare la seguente successione:

- da 0,00 a 0,80÷1,40 m da p.c.: argilla con limo e, subordinatamente limo con argilla, debolmente sabbioso, con grado di consistenza da scarso a medio per la frazione coesiva (con grado di addensamento da medio a alto per la frazione granulare);
- da 0,80÷1,40 m a 2,00÷3,60 da p.c.: argilla con limo, talvolta debolmente sabbiosa, più raramente debolmente ghiaiosa, con grado di consistenza da basso a medio per la frazione coesiva (con scarso grado di addensamento);
- da 2,00÷3,60 m a 5,00 ÷ 8,20 m da p.c.: argilla con limo, talvolta debolmente sabbiosa, con grado di consistenza per la frazione coesiva da medio a elevato (grado di addensamento medio-basso).
- da 5,00÷8,20 m a (almeno) 20,00 m da p.c.: argilla con limo, subordinatamente limo con argilla debolmente sabbioso, con medio-alto grado di consistenza per la frazione coesiva (con medio-basso grado di addensamento).

4.2 MODELLO GEOTECNICO

Caratteristiche del sottosuolo

Il sottosuolo presente al di sotto del rilevato è stato suddiviso in 4 settori con caratteristiche geotecniche differenti come descritto nella Figura 1. In Figura 1 sono anche indicate (in rosso) le sezioni di cui verrà effettuata la verifica.

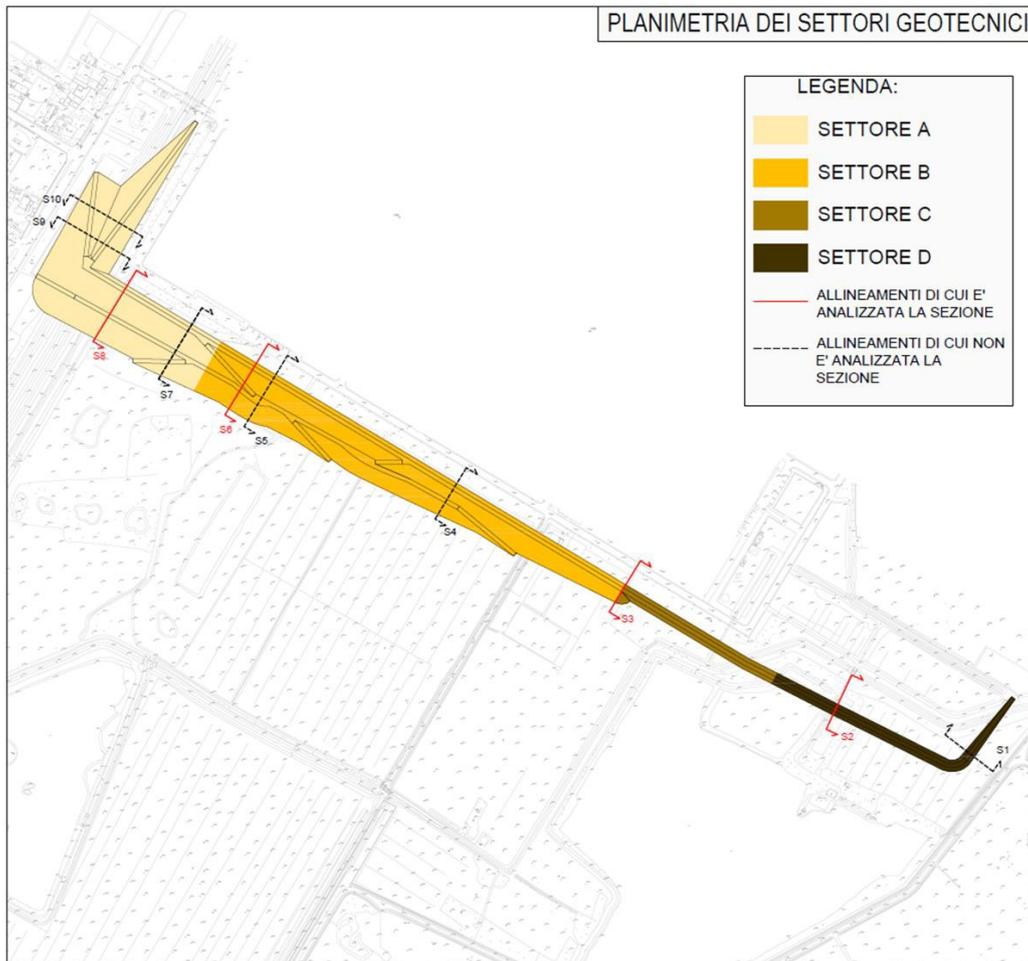


Figura 1 Divisione del sottosuolo in zone con caratteristiche geotecniche omogenee

Partendo dalle indagini geognostiche e geofisiche redatte da Terra e Opere srl è stata ricostruita la caratterizzazione geotecnica della situazione litostratigrafica dell'area in studio.

Di seguito si riportano i parametri geotecnici, in termini di valori caratteristici come indicato nelle NTC (6.2.2), determinati per gli orizzonti fisico-meccanici principali individuati Figura 1 per le 4 zone.

• **SETTORE A**

| Tipo terreno | da [m] | a [m] | γ [kN/m ³] | φ [°] | c [kN/m ²] |
|--------------|--------|-------|-------------------------------|---------------|------------------------|
| terreno | | | 21.1 | 23.3 | 7.2 |
| strato 1 | 0 | 1 | 19.2 | 27 | 7.4 |
| strato 2 | 1 | 3 | 19.2 | 27.28 | 7.4 |
| strato 3 | 3 | 5 | 18.7 | 29.24 | 11.6 |
| strato 4 | 5 | 20 | 19.9 | 20.8 | 20.6 |

• **SETTORE B**

| Tipo terreno | da [m] | a [m] | γ [kN/m ³] | φ [°] | c [kN/m ²] |
|--------------|--------|-------|-------------------------------|---------------|------------------------|
| terreno | | | 21.1 | 23.3 | 7.2 |
| strato 1 | 0 | 1 | 19 | 26.08 | 15.1 |
| strato 2 | 1 | 3 | 19.38 | 22.6 | 11.6 |
| strato 3 | 3 | 5 | 19.1 | 19.4 | 11.6 |
| strato 4 | 5 | 20 | 18.9 | 21.9 | 12.5 |

• **SETTORE C**

| Tipo terreno | da [m] | a [m] | γ [kN/m ³] | φ [°] | c [kN/m ²] |
|--------------|--------|-------|-------------------------------|---------------|------------------------|
| terreno | | | 21.1 | 23.3 | 7.2 |
| strato 1 | 0 | 1 | 19.5 | 17.9 | 22.8 |
| strato 2 | 1 | 3 | 19.15 | 17.8 | 22.8 |
| strato 3 | 3 | 5 | 19.15 | 28.34 | 9.15 |
| strato 4 | 5 | 20 | 19.73 | 30.49 | 18.65 |

• **SETTORE D**

| Tipo terreno | da [m] | a [m] | γ [kN/m ³] | φ [°] | c [kN/m ²] |
|--------------|--------|-------|-------------------------------|---------------|------------------------|
| terreno | | | 21.1 | 23.3 | 7.2 |
| strato 1 | 0 | 1 | 18.8 | 20.3 | 14.3 |
| strato 2 | 1 | 3 | 20.1 | 27.02 | 20.16 |
| strato 3 | 3 | 5 | 19.6 | 17.4 | 6.7 |
| strato 4 | 5 | 20 | 20.4 | 26.1 | 24.8 |

Caratteristiche del rilevato

Partendo dalle indagini geognostiche e geofisiche redatte del Dott. Geol. Cotroneo è stata ricostruita la caratterizzazione geotecnica del terreno che costituisce il rilevato.

Di seguito si riportano i parametri geotecnici, in termini di valori caratteristici come indicato nelle NTC (6.2.2).

| γ [kN/m ³] | φ [°] | c [kN/m ²] |
|-------------------------------|---------------|------------------------|
| 21 | 23.3 | 7.2 |

4.3 CARATTERISTICHE RINFORZI

Alcune porzioni del rilevato vengono armate con rinforzi che hanno le caratteristiche descritte in tabella.

| MATERIALE | Pult [kN/m] | Rfcreep [-] | fm11 [-] | fm12 [-] | fm21 [-] | fm22 [-] | Pa [kN/m] |
|-----------------|-------------|-------------|----------|----------|----------|----------|-----------|
| ROBUTEC® 130/25 | 130 | 0,66 | 1,00 | 1,17 | 1,20 | 1,14 | 65,90 |
| FORTRAC® 110 T | 110 | 0,704 | 1,00 | 1,26 | 1,15 | 1,05 | 58,53 |
| FORTRAC® 80 T | 80 | 0,704 | 1,00 | 1,26 | 1,15 | 1,04 | 42,98 |
| FORTRAC® 55 T | 55 | 0,704 | 1,00 | 1,26 | 1,15 | 1,07 | 28,72 |

- Pa : tensione di progetto;
- Pult [kN/m]: tensione nominale di rottura istantanea (a breve termine);
- Rfcreep : fattore di riduzione per creep considerando una vita utile di 120 anni;
- fm11 : fattore di riduzione per la variabilità della produzione;
- fm11 = 1,00 dal momento che la Huesker Synthetic GmbH è azienda certificata ISO 9001:2008 ed i
- valori della resistenza ultima sono valori caratteristici (secondo quanto previsto dal British Standard);
- fm12 : fattore di riduzione per estrapolazione dei dati (considerando una vita utile di 120 anni);
- fm21 : fattore di riduzione per danneggiamento meccanico (considerando come materiale di riempimento sabbia);
- fm22 : fattore di riduzione per effetti ambientali (considerando pH 4,0 ÷ 9,0);

La disposizione dei vari tipi di rinforzo è rappresentata in figura. Le verifiche verranno effettuate sia nella configurazione a cedimenti non avvenuti sia nella configurazione a cedimenti avvenuti mantenendo in entrambi i casi lo schema del sottosuolo come si presenta a cedimenti non avvenuti questa soluzione risulta essere fortemente a favore di sicurezza.

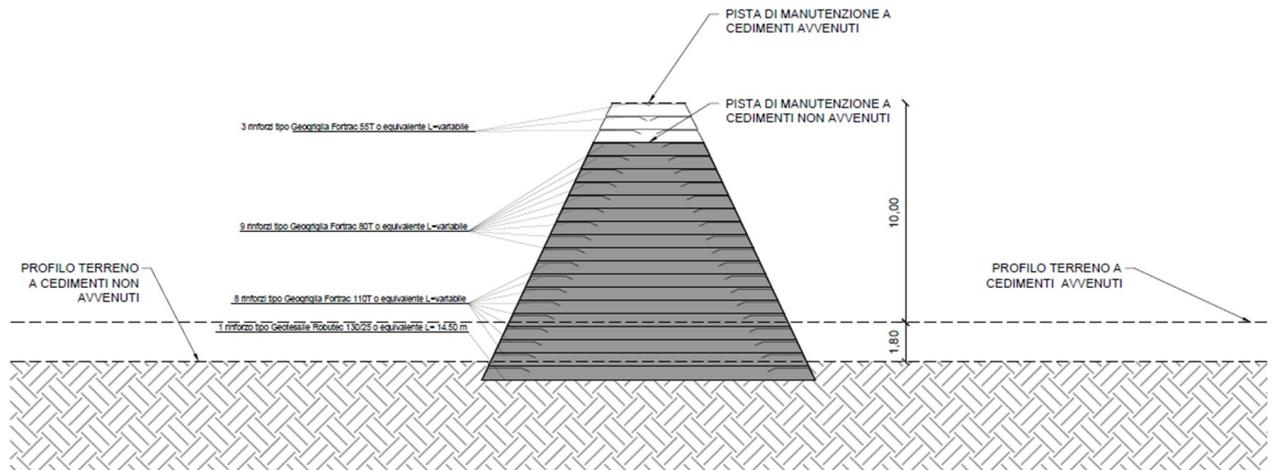


Figura 2 Disposizione rinforzi

5. VERIFICHE

5.1 ANALISI DI STABILITÀ – FONDAMENTI TEORICI E DESCRIZIONE METODI DI CALCOLO

Calcolo della spinta sulla parete

Valori caratteristici e valori di calcolo

Effettuando il calcolo tramite le NTC 2018 è necessario fare la distinzione fra i parametri caratteristici ed i valori di calcolo (o di progetto) sia delle azioni che delle resistenze.

I valori di calcolo si ottengono dai valori caratteristici mediante l'applicazione di opportuni coefficienti di sicurezza parziali γ . In particolare si distinguono combinazioni di carico di tipo A1-M1 nelle quali vengono incrementati i carichi permanenti e lasciati inalterati i parametri di resistenza del terreno e combinazioni di carico di tipo A2-M2 nelle quali vengono ridotti i parametri di resistenza del terreno e lasciati inalterati i carichi.

Operando in tal modo si ottengono valori delle spinte (azioni) maggiorate e valori di resistenza ridotti e pertanto nelle verifiche globali è possibile fare riferimento a coefficienti di sicurezza unitari.

Metodo di Culmann

Il metodo di Culmann adotta le stesse ipotesi di base del metodo di Coulomb. La differenza sostanziale è che mentre Coulomb considera un terrapieno con superficie a pendenza costante e carico uniformemente distribuito (il che permette di ottenere una espressione in forma chiusa per il coefficiente di spinta) il metodo di Culmann consente di analizzare situazioni con profilo di forma generica e carichi sia concentrati che distribuiti comunque disposti. Inoltre, rispetto al metodo di Coulomb, risulta più immediato e lineare tener conto della coesione del masso spingente. Il metodo di Culmann, nato come metodo essenzialmente grafico, si è evoluto per essere trattato mediante analisi numerica (noto in questa forma come metodo del cuneo di tentativo).

Come il metodo di Coulomb anche questo metodo considera una superficie di rottura rettilinea.

I passi del procedimento risolutivo sono i seguenti:

- si impone una superficie di rottura (angolo di inclinazione ρ rispetto all'orizzontale) e si considera il cuneo di spinta delimitato dalla superficie di rottura stessa, dalla parete su cui si calcola la spinta e dal profilo del terreno;
- si valutano tutte le forze agenti sul cuneo di spinta e cioè peso proprio (W), carichi sul terrapieno, resistenza per attrito e per coesione lungo la superficie di rottura (R e C) e resistenza per coesione lungo la parete (A);

- dalle equazioni di equilibrio si ricava il valore della spinta S sulla parete.

Questo processo viene iterato fino a trovare l'angolo di rottura per cui la spinta risulta massima.

La convergenza non si raggiunge se il terrapieno risulta inclinato di un angolo maggiore dell'angolo d'attrito del terreno.

Nei casi in cui è applicabile il metodo di Coulomb (profilo a monte rettilineo e carico uniformemente distribuito) i risultati ottenuti col metodo di Culmann coincidono con quelli del metodo di Coulomb.

Le pressioni sulla parete di spinta si ricavano derivando l'espressione della spinta S rispetto all'ordinata z . Noto il diagramma delle pressioni è possibile ricavare il punto di applicazione della spinta.

Spinta in presenza di sisma

Per tener conto dell'incremento di spinta dovuta al sisma si fa riferimento al metodo di Mononobe-Okabe (cui fa riferimento la Normativa Italiana).

La Normativa Italiana suggerisce di tener conto di un incremento di spinta dovuto al sisma nel modo seguente.

Detta ε l'inclinazione del terrapieno rispetto all'orizzontale e β l'inclinazione della parete rispetto alla verticale, si calcola la spinta S' considerando un'inclinazione del terrapieno e della parete pari a

$$\varepsilon' = \varepsilon + \theta$$

$$\beta' = \beta + \theta$$

dove $\theta = \arctg(k_h/(1 \pm k_v))$ essendo k_h il coefficiente sismico orizzontale e k_v il coefficiente sismico verticale, definito in funzione di k_h .

In presenza di falda a monte, θ assume le seguenti espressioni:

- Terreno a bassa permeabilità:
 - $\theta = \arctg[(\gamma_{sat}/(\gamma_{sat}-\gamma_w))*(k_h/(1 \pm k_v))]$
- Terreno a permeabilità elevata:
 - $\theta = \arctg[(\gamma/(\gamma_{sat}-\gamma_w))*(k_h/(1 \pm k_v))]$

Detta S la spinta calcolata in condizioni statiche l'incremento di spinta da applicare è espresso da

$$\Delta S = AS' - S$$

dove il coefficiente A vale

$$A = \frac{\cos^2(\beta + \theta)}{\cos^2\beta \cos\theta}$$

In presenza di falda a monte, nel coefficiente A si tiene conto dell'influenza dei pesi di volume nel calcolo di θ .

Adottando il metodo di Mononobe-Okabe per il calcolo della spinta, il coefficiente A viene posto pari a 1.

Tale incremento di spinta è applicato a metà altezza della parete di spinta nel caso di forma rettangolare del diagramma di incremento sismico, allo stesso punto di applicazione della spinta statica nel caso in cui la forma del diagramma di incremento sismico è uguale a quella del diagramma statico.

Oltre a questo incremento bisogna tener conto delle forze d'inerzia orizzontali e verticali che si destano per effetto del sisma. Tali forze vengono valutate come

$$F_{iH} = k_h W \quad F_{iV} = \pm k_v W$$

dove W è il peso del muro, del terreno soprastante la mensola di monte ed i relativi sovraccarichi e va applicata nel baricentro dei pesi.

Il metodo di Culmann tiene conto automaticamente dell'incremento di spinta. Basta inserire nell'equazione risolutiva la forza d'inerzia del cuneo di spinta. La superficie di rottura nel caso di sisma risulta meno inclinata della corrispondente superficie in assenza di sisma.

Verifiche

Verifica a ribaltamento

La verifica a ribaltamento consiste nel determinare il momento risultante di tutte le forze che tendono a fare ribaltare il muro (momento ribaltante M_r) ed il momento risultante di tutte le forze che tendono a stabilizzare il muro (momento stabilizzante M_s) rispetto allo spigolo a valle della fondazione e verificare che il rapporto M_s/M_r sia maggiore di un determinato coefficiente di sicurezza η_r .

Deve quindi essere verificata la seguente disequaglianza

$$M_s / M_r \geq \eta_r$$

Il momento ribaltante M_r è dato dalla componente orizzontale della spinta S , dalle forze di inerzia del muro e del terreno gravante sulla fondazione di monte (caso di presenza di sisma) per i rispettivi bracci. Nel momento stabilizzante interviene il peso del muro (applicato nel baricentro) ed il peso del terreno gravante sulla fondazione di monte. Per quanto riguarda invece la componente verticale della spinta essa sarà stabilizzante se l'angolo d'attrito terra-muro δ è positivo, ribaltante se δ è negativo. δ è positivo quando è il terrapieno che scorre rispetto al muro, negativo quando è il muro che tende a scorrere rispetto al terrapieno (questo può essere il caso di una spalla da ponte gravata da carichi notevoli). Se sono presenti dei tiranti essi contribuiscono al momento stabilizzante.

Questa verifica ha significato solo per fondazione superficiale e non per fondazione su pali.

Verifica a scorrimento

Per la verifica a scorrimento del muro lungo il piano di fondazione deve risultare che la somma di tutte le forze parallele al piano di posa che tendono a fare scorrere il muro deve essere minore di tutte le forze, parallele al piano di scorrimento, che si oppongono allo scivolamento, secondo un certo coefficiente di sicurezza. La verifica a scorrimento risulta soddisfatta se il rapporto fra la risultante delle forze resistenti allo scivolamento F_r e la risultante delle forze che tendono a fare scorrere il muro F_s risulta

maggiore di un determinato coefficiente di sicurezza η_s

$$F_r / F_s \geq \eta_s$$

Le forze che intervengono nella F_s sono: la componente della spinta parallela al piano di fondazione e la componente delle forze d'inerzia parallela al piano di fondazione.

La forza resistente è data dalla resistenza d'attrito e dalla resistenza per adesione lungo la base della fondazione. Detta N la componente normale al piano di fondazione del carico totale gravante in fondazione e indicando con δ_f l'angolo d'attrito terreno- fondazione, con c_a l'adesione terreno- fondazione e con B_r la larghezza della fondazione reagente, la forza resistente può esprimersi come

$$F_r = N \operatorname{tg} \delta_f + c_a B_r$$

La Normativa consente di computare, nelle forze resistenti, una aliquota dell'eventuale spinta dovuta al terreno posto a valle del muro. In tal caso, però, il coefficiente di sicurezza deve essere aumentato opportunamente. L'aliquota di spinta passiva che si può considerare ai fini della verifica a scorrimento non può comunque superare il 50 per cento.

Per quanto riguarda l'angolo d'attrito terra-fondazione, δ_f , diversi autori suggeriscono di assumere un valore di δ_f pari all'angolo d'attrito del terreno di fondazione.

Verifica al carico limite

Il rapporto fra il carico limite in fondazione e la componente normale della risultante dei carichi trasmessi dal muro sul terreno di fondazione deve essere superiore a η_q . Cioè, detto Q_u , il carico limite ed R la risultante verticale dei carichi in fondazione, deve essere:

$$Q_u / R \geq \eta_q$$

Terzaghi ha proposto la seguente espressione per il calcolo della capacità portante di una fondazione superficiale.

$$q_u = cN_c S_c + qN_q + 0.5B\gamma N_\gamma S_\gamma$$

La simbologia adottata è la seguente:

- c coesione del terreno in fondazione;
- ϕ angolo di attrito del terreno in fondazione;
- γ peso di volume del terreno in fondazione; B
larghezza della fondazione;
- D profondità del piano di posa;
- q pressione geostatica alla quota del piano di posa.

I fattori di capacità portante sono espressi dalle seguenti relazioni:

$$N_q = \frac{e^{2(0.75\pi - \phi/2)\text{tg}(\phi)}}{2\cos^2(45 + \phi/2)}$$

$$N_c = (N_q - 1)\text{ctg}\phi$$

$$N_\gamma = \frac{\text{tg}\phi}{2} \left(\frac{K_{p\gamma}}{\cos^2\phi} - 1 \right)$$

I fattori di forma s_c e s_γ che compaiono nella espressione di q_u dipendono dalla forma della fondazione. In particolare valgono 1 per fondazioni nastriformi o rettangolari allungate e valgono rispettivamente 1.3 e 0.8 per fondazioni quadrate.

termine $K_{p\gamma}$ che compare nell'espressione di N_γ non ha un'espressione analitica. Pertanto si assume per N_γ l'espressione proposta da Vesic

$$N_\gamma = 2(N_q + 1)\text{tg}\phi$$

Verifica alla stabilità globale

La verifica alla stabilità globale del complesso muro+terreno deve fornire un coefficiente di sicurezza non inferiore a η_g

Viene usata la tecnica della suddivisione a strisce della superficie di scorrimento da analizzare. La superficie di scorrimento viene supposta circolare e determinata in modo tale da non avere intersezione con il profilo del muro o con i pali di fondazione. Si determina il minimo coefficiente di sicurezza su una maglia di centri di dimensioni 10x10 posta in prossimità della sommità del muro. Il numero di strisce è pari a 50.

Si adotta per la verifica di stabilità globale il metodo di Bishop.

Il coefficiente di sicurezza nel metodo di Bishop si esprime secondo la seguente formula:

$$\eta = \frac{\sum_i \left(\frac{c_i b_i + (W_i - u_i b_i) \text{tg}\phi_i}{m} \right)}{\sum_i W_i \sin\alpha_i}$$

dove il termine m è espresso da

$$m = \left(1 + \frac{\sum_{i=1}^n \frac{W_i \cdot \tan \phi_i}{c_i + \phi_i \cdot u_i}}{\eta} \right) \cos \alpha_i$$

In questa espressione n è il numero delle strisce considerate, b_i e α_i sono la larghezza e l'inclinazione della base della striscia i -esima rispetto all'orizzontale, W_i è il peso della striscia i -esima, c_i e ϕ_i sono le caratteristiche del terreno (coesione ed angolo di attrito) lungo la base della striscia ed u_i è la pressione neutra lungo la base della striscia.

L'espressione del coefficiente di sicurezza di Bishop contiene al secondo membro il termine m che è funzione di η . Quindi essa viene risolta per successive approssimazioni assumendo un valore iniziale per η da inserire nell'espressione di m ed iterare fin quando il valore calcolato coincide con il valore assunto.

Verifiche interne

Le verifiche interne riguardano la determinazione del non superamento delle resistenze date dai rinforzi per i meccanismi di:

- **scorrimento diretto;**
- **sfilamento;**
- **resistenza a trazione.**

Con S verrà indicata la spinta agente alla quota del rinforzo considerato.

La verifica a scorrimento diretto consiste nell'assicurare una lunghezza del rinforzo tale da scongiurare lo scivolamento del blocco di terra rinforzata al di sopra del rinforzo stesso. La resistenza allo scorrimento lungo un elemento di rinforzo è data dalla seguente espressione:

$$\tau_{\text{scor}} = \sigma'_v f_{ds} \tan \phi'$$

con f_{ds} coeff. di resistenza allo scorrimento.

In termini di forza si ha:

$$T_{\text{scor}} = L_{\text{scor}} \times B \times \tau_{\text{scor}}$$

L_{scor} : Lunghezza del rinforzo;

B : Larghezza del rinforzo (pari ad 1 metro). La

verifica è soddisfatta se:

$$T_{\text{scor}}/S \geq FS_{\text{scor}}$$

La verifica a sfilamento consiste nell'assicurare una lunghezza del rinforzo tale da scongiurare lo sfilamento del rinforzo dalla terra rinforzata. La resistenza allo sfilamento lungo un elemento di rinforzo è data dalla seguente espressione:

$$\tau_{\text{sfil}} = \sigma'_v \times f_{\text{po}} \times \tan$$

ϕ' con f_{po} coeff. di resistenza allo sfilamento.

In termini di forza si ha:

$$T_{\text{sfil}} = L_{\text{sfil}} \times B \times 2 \tau_{\text{sfil}}$$

L_{sfil} : Lunghezza del rinforzo;

B : Larghezza del rinforzo (pari ad 1 metro). La

verifica è soddisfatta se:

$$T_{\text{sfil}}/S \geq FS_{\text{sfil}}$$

La verifica a trazione consiste nell'assicurare che la tensione nel rinforzo non superi quella ammissibile. La verifica è soddisfatta se:

$$P / T \geq FS_{\text{traz}}$$

con P resistenza ammissibile impiegata per il dimensionamento:

$$P = LTDS / (FS_{\text{giunzione}} \times FS_{\text{chimico}} \times FS_{\text{biologico}} \times FS_{\text{danni}})$$

ambientali) $LTDS$: resistenza di progetto a lungo termine;

T : sforzo agente nel rinforzo.

La *verifica del risvolto* consiste nel prevenire spancamenti della facciata. La resistenza allo scorrimento del risvolto è data dalla seguente espressione:

$$\tau_{\text{scor,risv}} = \sigma'_v f_{\text{ds}} \tan$$

ϕ' con f_{ds} coeff. di resistenza allo scorrimento.

In termini di forza si ha:

$$T_{\text{scor,risv}} = L_{\text{risv}} \times B \times \tau_{\text{scor,risv}}$$

L_{risv} : Lunghezza del rinforzo;

B : Larghezza del rinforzo (pari ad 1 metro).

La verifica è soddisfatta se:

$$T_{\text{scor,risv}}/S \geq FS_{\text{scor}}$$

Verifiche composte

Le verifiche composte riguardano la ricerca dei cinematismi di rottura che riguardano l'insieme terreno rinforzi. Il programma analizza delle famiglie di superfici circolari.

Il calcolo del fattore di sicurezza della superficie circolare è effettuato con il metodo delle strisce tenendo conto del contributo di resistenza dei rinforzi contenuti.

5.2 SINTESI DEI RISULTATI

Si riporta una sintesi dei fattori di sicurezza (solo per GRETA 14) nella tabella e nel grafico che seguono.

| SEZIONE | FASE | GRETA14 | | | | | | |
|---------|----------|----------|------|------|---------|------|------|------|
| | | INTERNE | | | ESTERNE | | | |
| | | Fsc | Fsf | Ftr | r | s | c | st |
| S2 | NON A. | 1.24 | 2.48 | 2.48 | 8.48 | 3.38 | 5.82 | 1.46 |
| S2 | AVVENUTI | - | - | - | 7.8 | 2.93 | 5.17 | 1.39 |
| S3 | NON A. | 1.35 | 2.7 | 2.7 | 4.54 | 1.45 | 2.86 | 1.43 |
| S3 | AVVENUTI | - | - | - | 4.11 | 1.32 | 2.79 | 1.51 |
| S6 | NON A. | 1.32 | 2.63 | 2.63 | 3.86 | 1.41 | 6.4 | 1.27 |
| S6 | AVVENUTI | 1.13 | 1.26 | 1.12 | 3.22 | 1.19 | 6.18 | 1.29 |
| S8 | NON A. | 1.1 1 | 2.22 | 2.64 | 3.78 | 1.3 | 7.99 | 1.31 |
| S8 | AVVENUTI | 1.13 | 2.26 | 2.12 | 3.13 | 1.11 | 7.87 | 1.23 |

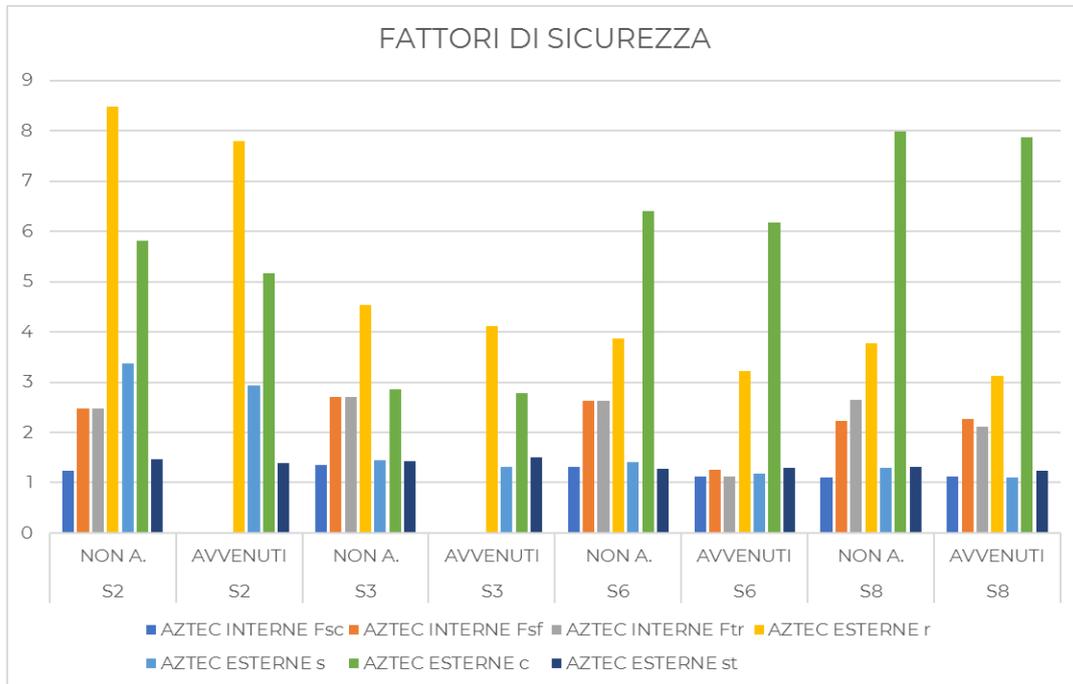


Figura 3 Fattori di sicurezza interni ed esterni

Con i simboli indicati in tabella.

| | |
|-----|--|
| Fsc | Fattore di sicurezza a scorrimento |
| Fsf | Fattore di sicurezza a sfilamento |
| Ftr | Fattore di sicurezza a trazione |
| r | Coefficiente di sicurezza a ribaltamento |
| s | Coefficiente di sicurezza a scorrimento |
| c | Coefficiente di sicurezza a carico limite |
| st | Coefficiente di sicurezza di stabilità globale |