



REGIONE AUTONOMA FRIULI VENEZIA GIULIA

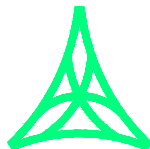
DIREZIONE CENTRALE
INFRASTRUTTURE, MOBILITA', PIANIFICAZIONE TERRITORIALE E LAVORI PUBBLICI

SOGGETTO DELEGATARIO:

PROGETTAZIONE:



FRIULI venezia giulia
STRaDE S.p.A.



S.p.A. AUTOVIE VENETE

34123 TRIESTE - Via V. Locchi, 19 - tel. 040/3189111
Società soggetta all'attività di direzione e coordinamento da parte di
Friulia S.p.A. - Finanziaria Regionale Friuli-Venezia Giulia

CONCESSIONARIA AUTOSTRADE
A4 VENEZIA - TRIESTE
A23 PALMANOVA - UDINE
A28 PORTOGRUARO - CONEGLIANO

COLLEGAMENTO TRA LA S.S. 13 PONTEBBANA E LA A23 TANGENZIALE SUD DI UDINE (II LOTTO)

AGGIORNAMENTO PROGETTO DEFINITIVO dd.14.12.2006

OPERE D'ARTE MINORI

Opera n°26: Muri in terra verde rinforzata:
Relazione tecnica e di calcolo

TEMATICA

H

N. ALLEGATO e SUB.ALL.

10.01 . 00

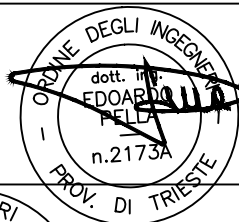
| REV. | DATA | DESCRIZIONE | DF REDATTO | FA VERIFICATO | EP APPROVATO |
|------|----------|-------------|---------------|------------------|-----------------|
| 3 | | | | | |
| 2 | | | | | |
| 1 | | | | | |
| 0 | 30/08/12 | EMISSIONE | | | |

COORDINAMENTO E PROGETTAZIONE GENERALE:

S.p.A. AUTOVIE VENETE :

dott. ing. Edoardo PELLA

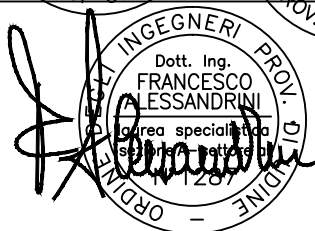
dott. ing. Stefano DI SANTOLO



PROGETTAZIONE SPECIALISTICA:

Strutture :

dott. ing. Francesco ALESSANDRINI



IL CAPO COMMESSA:

dott. ing. Edoardo PELLA

IL DIRETTORE DELL'AREA OPERATIVA:

dott. ing. Enrico RAZZINI

IL RESPONSABILE UNICO DEL PROCEDIMENTO:

NOME FILE:
1207H1001000.doc
1207H1001000.pdf

DATA PROGETTO:
30.08.2012

312TN

CODICE MASTRO

12

ANNO

07

N.PROGETTO

0

REVISIONE

INDICE

| | | |
|-----------|---|-----------|
| 1. | GENERALITÀ | 3 |
| 2. | NORMATIVE DI RIFERIMENTO | 4 |
| 3. | CARATTERISTICHE DEI MATERIALI..... | 5 |
| 4. | CARATTERISTICHE DEL TERRENO DI FONDAZIONE | 6 |
| 4.1. | CARATTERISTICHE DI PROGETTO DEL TERRENO | 6 |
| 5. | DATI DI CALCOLO | 7 |
| 6. | ANALISI DEI CARICHI..... | 8 |
| 6.1. | CARICHI PERMANENTI..... | 8 |
| 6.2. | CARICHI MOBILI..... | 8 |
| 6.3. | SPINTA DELLE TERRE | 8 |
| 6.3.1. | AZIONI SISMICHE SULLE STRUTTURE DI SOSTEGNO DELLE TERRE | 8 |
| 6.3.2. | INCREMENTO SISMICO DELLE SPINTE DEL TERRENO..... | 8 |
| 7. | ANALISI DELLE OPERE DI RINFORZO..... | 9 |
| 7.1.1. | VERIFICA GEOGRIGLIA..... | 9 |
| 7.1.2. | VERIFICA DI STABILITÀ..... | 10 |
| 7.1.3. | VERIFICA A SLITTAMENTO | 11 |
| 8. | ELABORATI DI CALCOLO..... | 13 |

1. GENERALITÀ

La presente relazione di calcolo fornisce l'analisi delle opere di sostegno eseguite in terra rinforzata, previste dal Progetto Preliminare del "Collegamento Viario tra la s.s. n°13 e la A23 (s.s. n°56) - Tangenziale Sud di Udine", Il lotto, dalla s.s. n°13 alla s.s. n° 353.

La tipologia di rinforzo oggetto della presente relazione è adottata per garantire la stabilità di alcuni tratti delle scarpate in trincea, relative sia all'asse viario principale di progetto, sia ad assi secondari.

Il rinforzo della scarpata è eseguito con geogriglia, disposte ad interasse verticale costante all'interno del singolo blocco di rinforzo, efficacemente ancorate oltre la zona attiva di spinta.

In particolare le scarpate oggetto di intervento presentano un'altezza non superiore a 8.0m, con inclinazione della superficie pari a circa 64° rispetto il piano orizzontale (pendenza 1:2), e banca intermedia avente larghezza di 1.00m e posta circa alla quota di 4.50m dal piano di posa inferiore.

La costruzione del manufatto avviene per strati orizzontali, di spessore variabile da 0.35m a 0.50m, in corrispondenza dei quali si dispone la geogriglia; il terreno costituente la scarpata oggetto di rinforzo dovrà essere opportunamente compattato, in modo da raggiungere le caratteristiche geotecniche di progetto.

La geogriglia ha il compito di trattenere il terreno, assorbendone la spinta orizzontale con un meccanismo resistente per attrito.

Le opere in progetto sono situate in zona sismica di tipo 2, ai sensi dell'Ordinanza del P.C.M. n. 3274/03 e successive modifiche ed integrazioni. Il terreno appartiene generalmente alla categoria B, "*Depositi di sabbie o ghiaie molto addensate o argille molto consistenti*".

Alla presente relazione sono allegati gli elaborati di output di tutti i calcoli automatici eseguiti, ai quali si rimanda per tutti i calcoli specifici che non risultassero esplicitamente da quanto riportato nel proseguo della presente relazione.

Alla presente relazione sono allegate le tavole di progetto, alle quali si rimanda per una descrizione più completa e dettagliata delle opere previste.

Il calcolo di seguito riportato è stato redatto sulla base dell'OPCM 3274 (2003), del DM 16/01/1996 e, per gli aspetti mancanti, dell'EC7. L'aggiornamento/controllo di adeguatezza alle normative vigenti (NTC 2008) viene redatto a parte sul documento "Aggiornamento relazione tecnica e di calcolo" allegato al progetto.

2. NORMATIVE DI RIFERIMENTO

La presente relazione è redatta in conformità alle seguenti Leggi e Normative:

- a) L. 5 novembre 1971 n. 1086 - "Norme per la disciplina delle opere di conglomerato cementizio armato, normale e precompresso ed a struttura metallica".
- b) D.M. LL. PP. 09 gennaio 1996 - "Norme tecniche per il calcolo, l'esecuzione ed il collaudo delle strutture in cemento armato, normale e precompresso e per le strutture metalliche".
- c) CIRC. LL. PP. 15 ottobre 1996 n. 252 - "Istruzioni per l'applicazione delle <<Norme tecniche per il calcolo, l'esecuzione ed il collaudo delle strutture in cemento armato, normale e precompresso e per le strutture metalliche>> di cui al D.M. 09/01/1996".
- d) D.M. 16 gennaio 1996 - "Norme tecniche relative ai Criteri generali per la verifica di sicurezza delle costruzioni e dei carichi e sovraccarichi".
- e) Circolare n° 156AA.GG./STC. del 04.07.1996 del Min. LL.PP. "Istruzioni per l'applicazione delle <<Norme Tecniche relative ai criteri generali per la verifica di sicurezza delle costruzioni e dei carichi e sovraccarichi>> di cui al D.M. 16/01/1996".
- f) D.M. 11 marzo 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".
- g) D.M. 2 agosto 1980 - "Criteri generali e prescrizioni tecniche per la progettazione, esecuzione e collaudo di ponti stradali".
- h) D.M. 4 maggio 1990 - "Aggiornamento alle norme tecniche per la progettazione, esecuzione e collaudo di ponti stradali".
- i) Circ. LL.PP. n. 34233 del 25 febbraio 1991- "Istruzioni relative alla normativa tecnica dei ponti stradali".
- j) Legge 2 febbraio 1974 n. 64 - "Provvedimenti per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche".
- k) D.M. 16 gennaio 1996 - "Norme tecniche per le costruzioni in zone sismiche".
- l) Ordinanza del P.C.M. n. 3274 del 20 marzo 2003 "Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e di normative tecniche per le costruzioni in zona sismica", come modificata ed integrata dall'Ordinanza del P.C.M. n. 3316 del 2 ottobre 2003, e succ. modif. ed integr.
- m) Delibera Giunta Regionale n. 2325 in data 01 agosto 2003 "Recepimento dell'ordinanza del presidente del Consiglio dei Ministri n. 3274 del 20 marzo 2003"
- n) Eurocodice 7 – Progettazione geotecnica

3. CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

Geogriglia:

Si impiega una geogriglia tessile ad alta tenacità per rinforzo terreni, avente le seguenti caratteristiche minime:

Materiale per strati inferiori:

- resistenza a trazione longitudinale $R_L \geq 80 \text{ kN/m}$
- resistenza a trazione trasversale $R_T \geq 30 \text{ kN/m}$

Materiale per strati superiori:

- resistenza a trazione longitudinale $R_L \geq 40 \text{ kN/m}$
- resistenza a trazione trasversale $R_T \geq 30 \text{ kN/m}$

Acciaio da c.a.:

Per gli elementi in acciaio (in barre od in rete) si impiega un acciaio in barre ad aderenza migliorata del tipo:

Fe B 44 k

controllato in stabilimento, con caratteristiche di resistenza:

$$f_{\text{caratt. snerv.}} = 430 \text{ N/mm}^2$$

con tensioni di progetto pari a:

- verifiche allo stato limite ultimo ($\gamma_m=1.15$) $f_{yd}=373 \text{ N/mm}^2$
 - verifiche allo stato limite esercizio ($\gamma_m=1.00$) $\sigma_s = 300 \text{ N/mm}^2$ (nelle c.c. rara e quasi permanente)
- che soddisfino i seguenti rapporti minimi:

$$\begin{aligned} \varepsilon_{su,k} &> 8\% \\ 1.15 < f_t / f_y &< 1.35 \\ (f_{y,eff} / f_{y,nom}) &< 1.25 \end{aligned}$$

4. CARATTERISTICHE DEL TERRENO DI FONDAZIONE

L'area oggetto della realizzazione delle opere appartiene ai terreni della media pianura friulana (depositi alluvionali del Würmiano), compresa tra i conoidi del torrente Corno e del torrente Cormor; è caratterizzata da depositi ghiaiosi con sabbie e presenza estremamente limitata di materiale più fino (limi); lo strato di alterazione superficiale, agricolo o naturale, è di spessore modesto (30÷60cm) ed essenzialmente di natura limosa.

Sulle zone in cui si prevede la realizzazione delle opere sono state condotte numerose indagini geognostiche, che hanno confermato la natura essenzialmente incoerente del terreno e le ottime caratteristiche geotecniche; sono emerse infatti situazioni pressoché omogenee di ghiaie e sabbie debolmente limose con ciottoli, compatte fin dai primi metri di profondità.

La falda acquifera non è stata intercettata dai diversi sondaggi eseguiti lungo l'asse viario di progetto, che si sono protratti fino a profondità variabile dai 10 ai 25m.

Il suolo di fondazione è classificabile, ai sensi di quanto prescritto dall'O.P.C.M. 3274 e succ. integr. e modif., come appartenente alla categoria B.

Si descrivono nel seguito le caratteristiche geotecniche del terreno di fondazione (esistente), e del terreno necessario per la realizzazione del rilevato in terra rinforzata.

Terreno esistente: ghiaie compatte con sabbia (da -1.0m dal p.c. a -10.0m circa dal p.c.)

Peso di volume: $\gamma = 19 \text{ kN/m}^3$
Angolo di attrito: $\Phi = 35^\circ$
Coesione: $c = 0.0 \text{ kN/m}^2$

Terreno per rilevato:

Peso di volume: $\gamma = 19 \text{ kN/m}^3$
Angolo di attrito: $\Phi = 36^\circ$
Coesione: $c = 0.0 \text{ kN/m}^2$

4.1. CARATTERISTICHE DI PROGETTO DEL TERRENO

Le verifiche di stabilità che verranno eseguite (slittamento, capacità portante, ribaltamento) sono calcolate in conformità a quanto proposto dall'Eurocodice 7, il quale prevede dei coefficienti di amplificazione delle azioni dovute ai carichi accidentali, e dei coefficienti sulle caratteristiche del materiale (terreno). Nel caso specifico, per terreni granulari non coesivi, si riduce l'angolo di attrito interno secondo la seguente relazione:

$$\tan(\Phi_d) = \tan(\Phi)/1.25$$

La capacità portante è calcolata, relativamente allo strato di terreno sul quale insiste la struttura, mediante la formula di Hansen nella sua espressione per terreni incoerenti, per fondazione nastriforme orizzontale con carico verticale centrato:

$$\sigma_{lim} = q \cdot N_q \cdot s_q \cdot d_q + 0.5 \cdot B \cdot \gamma \cdot N_\gamma \cdot s_\gamma \cdot d_\gamma$$

con il significato dei termini classico di letteratura, dove i coefficienti N_q e N_γ valgono:

$$N_q = 16.92 (\Phi_d=29.3^\circ)$$

$$N_\gamma = 20.08 (\Phi_d=29.3^\circ)$$

Si assume nei calcoli seguenti, una profondità di posa D di 0.50m, e una base di fondazione B variabile, in funzione delle dimensioni che verranno considerate poi per le verifiche.

Si ottengono quindi i seguenti risultati:

Blocco rinforzato, con base B= 4.20m $q_u=695 \text{ kPa}$

Blocco rinforzato, con base B= 5.50m $q_u=860 \text{ kPa}$

5. DATI DI CALCOLO

Gli interventi di rinforzo sono eseguiti su pendii aventi pendenza 1:2, ed altezza complessiva massima di calcolo di 8.00m

Si riassumono, nel seguito, i principali dati geometrici e di calcolo della struttura:

| | |
|--|--------|
| Numero di blocchi in terra rinforzata..... | 2 |
| Altezza del blocco (1)..... | 3.50 m |
| Altezza del blocco (2)..... | 4.50 m |
| Larghezza del blocco (1)..... | 4.20 m |
| Larghezza del blocco (2)..... | 5.50 m |
| Interasse massimo strati del blocco (1)..... | 0.50 m |
| Interasse massimo strati del blocco (2)..... | 0.45 m |

6. ANALISI DEI CARICHI

6.1. CARICHI PERMANENTI

Il peso del terreno adottato per i calcoli è quello definito nel precedente cap. 4; si assume perciò:

$$\gamma_{\text{rilevato}} = 19.0 \text{ kN/m}^3 \quad \text{per il terreno del rilevato}$$

6.2. CARICHI MOBILI

L'azione dovuta ai carichi mobili è assimilata ad un sovraccarico uniformemente distribuito di 20 kN/m^2 .

6.3. SPINTA DELLE TERRE

La spinta delle terre dovuta ai carichi permanenti si sviluppa sulla superficie delle opere a contatto con il terreno. Le caratteristiche del terreno considerate nei calcoli sono quelle introdotte al capitolo 4. della presente relazione, relativamente agli strati di terreno indicati.

L'incremento di spinta con la profondità è regolato dalla nota formula:

$$\sigma = \sigma_o + h \cdot \gamma \cdot k_a$$

con k_a coefficiente di spinta attiva per i vari strati di terreno considerati.
 σ_o sovraccarico agente sul terrapieno a monte della struttura

L'incremento di spinta dovuto a carichi accidentali "q" agenti sul terrapieno a monte delle strutture di sostegno si traduce in una pressione orizzontale uniformemente distribuita sul muro pari a:

$$\sigma_q = q \cdot k_a$$

con k_a coefficiente di spinta attiva per i vari strati di terreno considerati.

6.3.1. Azioni sismiche sulle strutture di sostegno delle terre

Gli interventi di rinforzo sono eseguiti su pendii ubicati nei diversi comuni interessati dal progetto generale del nuovo asse viario.

Ai sensi dell'Ordinanza del P.C.M. n. 3274 del 20 marzo 2003, e succ. modif. ed integr., le aree d'intervento sono classificate come zona sismica 2, avente accelerazione al suolo a_g/g di 0.25. Il terreno, visto quanto riportato al p.to 4., è di tipo B; si assume per γ_i , considerato il tipo di opere, un valore pari a 1.0.

6.3.2. Incremento sismico delle spinte del terreno

La spinta indotta dal terreno a monte della struttura di sostegno (flessibile) viene calcolato come somma di tre contributi, come di seguito riportato:

$$\begin{aligned} E_{d1} &= \frac{1}{2} \gamma' K H^2 \\ E_{d2} &= \pm \frac{1}{2} \gamma' K k_v H^2 \\ E_{d3} &= E_{ws} \end{aligned}$$

con:

γ' : peso specifico del terreno, ovvero differenza tra il peso specifico del terreno saturo ed il peso specifico dell'acqua, a seconda delle caratteristiche della falda;

K: coefficiente di spinta, attiva o passiva, del terreno (statico + dinamico);

H: altezza del muro di sostegno;

k_v : coefficiente sismico verticale, pari a:

$$k_v = \frac{1}{2} [S a_g / g] / r$$

$r = 1$ per opere di sostegno che non ammettono spostamenti;

$r = 2$ per opere di sostegno che ammettono spostamenti.

E_{ws} : spinta idrostatica dell'acqua a monte.

7. ANALISI DELLE OPERE DI RINFORZO

Gli interventi di rinforzo oggetto della presente relazione sono relative alle scarpate del terreno necessarie per la realizzazione della viabilità (principale o secondaria) di progetto.

La struttura in terra rinforzata è realizzata per strati, di spessore di 0.50m circa; ad ogni strato si dispone un geotessile di adeguate caratteristiche meccaniche, allo scopo di garantire la stabilità interna del manufatto.

Si riportano di seguito le verifiche del rinforzo (geogriglia), e le verifiche di stabilità globale del manufatto; queste ultime vengono svolte in conformità a quanto proposto dall'EC7.

7.1.1. Verifica geogriglia

Le verifiche del rinforzo coinvolgono la resistenza del materiale sotto l'effetto di sollecitazioni assiali di trazione, e la resistenza allo sfilamento dal terreno.

La struttura del rilevato presenta un'altezza complessiva di calcolo di 8.0m dal piano di fondazione: si suddivide la struttura in 2 blocchi di terra rinforzata, caratterizzati da una diversa lunghezza del nastro di geotessile; si considerano le seguenti combinazioni di carico:

- spinta del terreno in condizioni drenate;
- spinta del terreno in condizioni sismiche.

Le verifiche di stabilità sono eseguite considerando le seguenti combinazioni di carico:

C1 1.0 G + 1.3 Q c.c. non sismica

C2 1.0 G + 1.0 Ed c.c. sismica

nelle quali "G" rappresenta gli effetti delle azioni permanenti, e "Q" gli effetti delle azioni accidentali.

- blocco 1: da quota +0.00m a +4.50m dal p.c.
 $H_{rif}=8.00m$ $L_{blocco}=0.7 H \approx 5.50m$
Rinforzo: geogriglia ad interasse $i=0.45m$, con resistenza a trazione di 80 kN/m
Coefficiente di attrito $f=0.8 \cdot \tan(30.2) = 0.465$ in condizioni d'esercizio (c.c. C1)
Coefficiente di attrito $f= \tan(30.2) = 0.581$ in condizioni sismiche (c.c. C2)
 $\Phi_d = 30^\circ.2$ coesione = 0.0 kPa

La sollecitazione massima di trazione si rileva nello strato inferiore, e l'azione allo stato limite ultimo risulta pari a 33 kN/m a strato. Il fattore di sicurezza risulta pari a 1.64.

La forza massima di aderenza, necessaria per garantire l'ancoraggio, è determinata con la nota relazione di Coulomb, assumendo i parametri sopra riportati; la lunghezza d'ancoraggio minima è pari a 0.68m, calcolata imponendo l'uguaglianza tra l'azione sollecitazione di estrazione e la reazione di ancoraggio. Quest'ultimo è effettuato al di là della zona attiva dell'opera di sostegno, il cui spessore è valutata in 0.3 H: si determina perciò una lunghezza minima di 3.10m circa.

In condizioni di carico sismiche l'azione di trazione agente sul singolo strato, per metro lineare, è pari a 47.6 kN/m, che porta ad un coefficiente di sicurezza di 1.12; la lunghezza d'ancoraggio necessaria risulta pari a 1.05m.

- blocco 2: da +4.50m a +8.00m dal p.c.
 $H_{rif}=8.00m$ $L_{blocco}=4.20m$
Rinforzo: geogriglia ad interasse $i=0.50m$, con resistenza a trazione di 40 kN/m, da +4.50m a +8.00m dal p.c.
Coefficiente di attrito $f=0.8 \cdot \tan(30.2) = 0.465$ in condizioni d'esercizio (c.c. C1)
Coefficiente di attrito $f= \tan(30.2) = 0.581$ in condizioni sismiche (c.c. C2)
 $\Phi_d = 30^\circ.2$ coesione = 0.0 kPa

La sollecitazione massima di trazione si rileva nello strato inferiore, e l'azione allo stato limite ultimo risulta pari a 13.2 kN/m a strato. Il fattore di sicurezza risulta pari a 1.77.

La forza massima di aderenza, necessaria per garantire l'ancoraggio, è determinata con la nota relazione di Coulomb, assumendo i parametri sopra riportati; la lunghezza d'ancoraggio minima è pari a 0.72m circa, calcolata imponendo l'uguaglianza tra l'azione sollecitazione di estrazione e la reazione di ancoraggio. Quest'ultimo è effettuato al di là della zona attiva dell'opera di sostegno, il cui spessore è valutata in 0.3 H: si determina perciò una lunghezza minima di 1.77m circa.

In condizioni di carico sismiche è necessario distinguere due situazioni: nella prima non si considera la presenza di terreno a tergo del manufatto: in tal caso l'azione sismica è quella dovuta all'inerzia dello strato, e viene affidata completamente al geotessile. Risulta così una sollecitazione di 19.1 kN/m (fattore di sicurezza di 1.2) ed una lunghezza di ancoraggio minima di 2.60m.

Il secondo caso prevede la presenza di terreno a monte del manufatto: la resistenza a scorrimento dello strato di terreno, sollecitato dalle forze inerziali dovute alla sua massa e dalla spinta (statica e dinamica) del terreno a monte vanno confrontate con la resistenza a scorrimento dell'intero strato: in questo caso si rileva una lunghezza minima della base di 4.14m, inferiore alla larghezza dello strato L. Si osserva che questa distinzione di casi non è stata fatta per i blocchi inferiori poiché il peso proprio dovuto al terreno sovrastante garantisce in maniera adeguata la stabilità a scorrimento, mentre per quest'ultimo blocco ci si trova ad avere degli strati con ridotto carico verticale (stabilizzante) e spinte orizzontali che risultano indipendenti dal carico verticale agente sulla strato.

7.1.2. Verifica di stabilità

Si verifica di seguito la stabilità globale del manufatto nei confronti dello scorrimento e del ribaltamento; si verifica inoltre la stabilità del pendio considerando delle possibili superfici di slittamento. Si prende in considerazione la stabilità dei due blocchi già descritti al p.to precedente.

Blocco 1 + Blocco 2

H struttura = 8.00m

Combinazione di carico C1 (condizioni drenate)

Momento stabilizzante: -3351 kNm/m

Momento sollecitante: +595 kNm/m

Eccentricità (rispetto lo spigolo a valle): -3.75 m

L'eccentricità è tale per cui la risultante è interna alla sezione, e quindi risulta soddisfatta la verifica a ribaltamento; la pressione massima sul terreno è pari a 131 kPa.

Spinta orizzontale massima sul manufatto

$F_{SD,h} = 223 \text{ kN/m}$

Forza resistente orizzontale:

$F_{RD,H} = N_{vert} \cdot 0.8 \tan(\Phi_d) = 341 \text{ kN/m} > F_{SD,h}$

Combinazione di carico C2 (nella combinazione di carico più gravosa)

Momento stabilizzante: -3351 kNm/m

Momento sollecitante: +1503 kNm/m

Eccentricità (rispetto lo spigolo a valle): -2.73 m

L'eccentricità è tale per cui la risultante è interna alla sezione, e quindi risulta soddisfatta la verifica a ribaltamento; la pressione massima sul terreno è pari a 127 kPa.

Spinta orizzontale massima sul manufatto

$F_{SD,h} = 380 \text{ kN/m}$

Forza resistente orizzontale:

$F_{RD,H} = N_{vert} \cdot \tan(\Phi_d) = 393 \text{ kN/m} > F_{SD,h}$

Blocco 1

H struttura = 3.50m

Combinazione di carico C1 (condizioni drenate)

Momento stabilizzante: -772 kNm/m

Momento sollecitante: +79 kNm/m

Eccentricità (rispetto lo spigolo a valle): -2.60 m

L'eccentricità è tale per cui la risultante è interna alla sezione, e quindi risulta soddisfatta la verifica a ribaltamento; la pressione massima sul terreno è pari a 109 kPa.

Spinta orizzontale massima sul manufatto

$F_{SD,h} = 68 \text{ kN/m}$

Forza resistente orizzontale:

$F_{RD,H} = N_{vert} \cdot 0.8 \tan(\Phi_d) = 123 \text{ kN/m} > F_{SD,h}$

Combinazione di carico C2 (nella combinazione di carico più gravosa)

Momento stabilizzante: -772 kNm/m

Momento sollecitante: +333 kNm/m

Eccentricità (rispetto lo spigolo a valle): -1.90 m

L'eccentricità è tale per cui la risultante è interna alla sezione, e quindi risulta soddisfatta la verifica a ribaltamento; la pressione massima sul terreno è pari a 71 kPa.

Spinta orizzontale massima sul manufatto

$$F_{SD,h} = 134 \text{ kN/m}$$

Forza resistente orizzontale:

$$F_{RD,H} = N_{vert} \cdot \tan(\Phi_d) = 135 \text{ kN/m} > F_{SD,h}$$

7.1.3. Verifica a slittamento

La verifica a slittamento è condotta con il software STAP della ditta Aztec; il programma permette la definizione geometrica del pendio, e la sua caratterizzazione dal punto di vista geotecnico, dando la possibilità di inserire elementi esterni (tiranti, terra rinforzata, pali,..) che possono modificare la stabilità del terreno.

Nel caso in esame è stata inserita la forma del pendio, definendo la zona rinforzata, considerando la sezione trasversale più sollecitata; sono stati inseriti gli elementi "terra armata" (indicati con "blocco l" nelle figure seguenti) ai quali è stata associata la sola resistenza a trazione.

Il programma va alla ricerca della superficie di slittamento critica, una volta definiti alcuni parametri di vincolo: nell'analisi eseguita sono stati considerati alcuni punti notevoli ed è stato richiesto che la superficie di slittamento passasse per detti punti.

Si riportano di seguito i risultati principali dell'analisi; per maggiori dettagli si rimanda all'ultimo capitolo, nel quale sono inseriti i tabulati di calcolo.

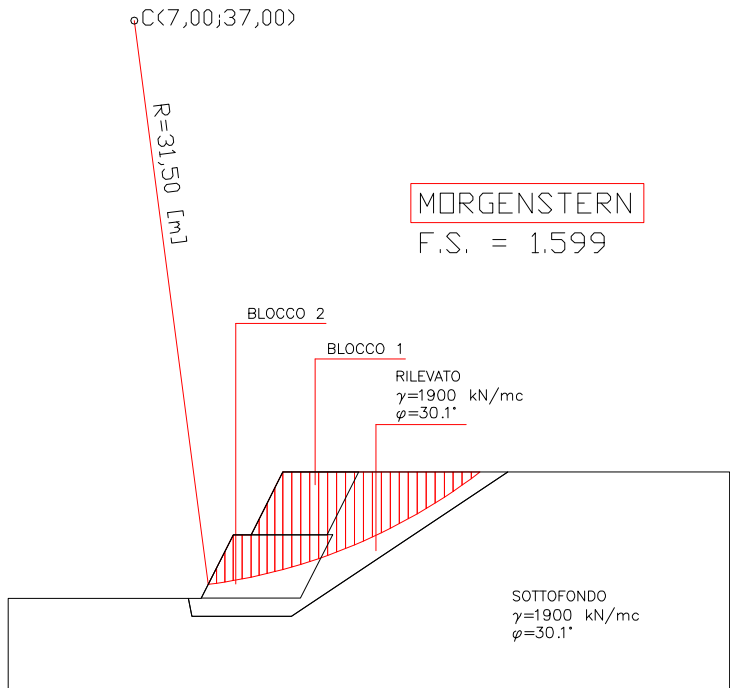
Le caratteristiche del terreno vengono ridotte assumendo un coefficiente sul materiale pari a 1.25 ($\tan \Phi_d = \tan \Phi / 1.25$); i valori assunti risultano:

| | | |
|-------------------------|-------------------|-----------------------|
| terreno del sottofondo: | $\Phi = 35^\circ$ | $\Phi_d = 29.3^\circ$ |
| terreno del rilevato: | $\Phi = 36^\circ$ | $\Phi_d = 30.2^\circ$ |

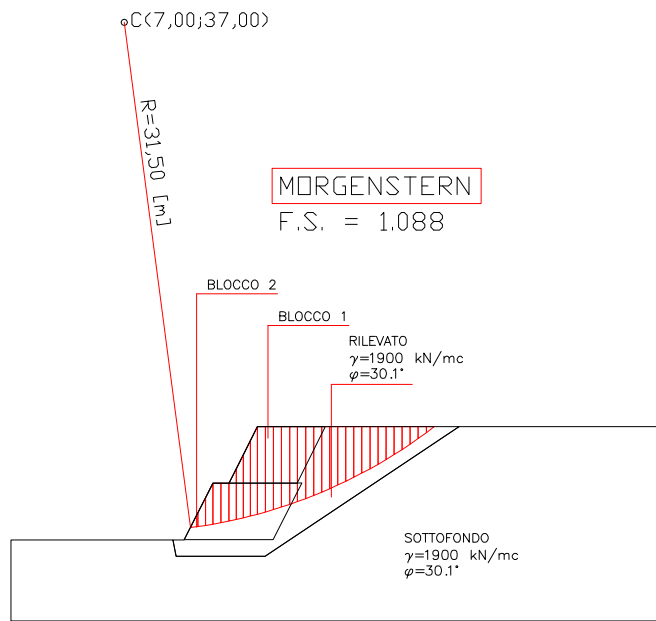
L'analisi è condotta assumendo il metodo di calcolo proposto da Morgenstern, e considerando una superficie di scorrimento circolare. I coefficienti di sicurezza (rapporto tra la forza di scorrimento sollecitante e quella resistente) così determinati devono essere maggiori di 1.00.

In condizioni sismiche le caratteristiche del terreno vengono ridotte come sopra esposto; alla massa del terreno viene associata un'accelerazione orizzontale sismica di 0.156g, mentre l'accelerazione verticale è di 0.078g.

Si riportano nelle figure seguenti le superfici di slittamento critiche ottenute dalle analisi, distinte nei due casi riportati, in condizioni d'esercizio (c.c. C1) e sismiche (c.c. C2).



VERIFICA DI STABILITA' IN
CONDIZIONI DI ESERCIZIO



VERIFICA DI STABILITA' IN
CONDIZIONI SISMICHE
 $C_x=15.6\%$
 $C_z=7.8\%$

8. ELABORATI DI CALCOLO

Gli elaborati dei calcoli eseguiti con il calcolatore elettronico sono riportati in formato digitale in allegato separato. In particolare si riportano:

1. tabulato di input ed output dell'analisi di stabilità del pendio oggetto di rinforzo, valutata in condizioni di esercizio;
2. tabulato di input ed output dell'analisi di stabilità del pendio oggetto di rinforzo, valutata in condizioni sismiche.