



# REGIONE AUTONOMA FRIULI VENEZIA GIULIA

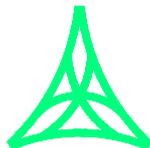
DIREZIONE CENTRALE  
INFRASTRUTTURE, MOBILITA', PIANIFICAZIONE TERRITORIALE E LAVORI PUBBLICI

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°25: Muri in terra armata  
Relazione tecnica e di calcolo

TEMATICA

**H**

N. ALLEGATO e SUB.ALL.

**09.01 . 00**

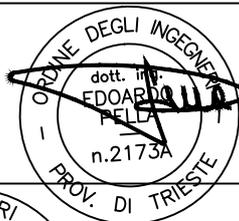
REV.	DATA	DESCRIZIONE	DF REDATTO	FA VERIFICATO	EP APPROVATO
3					
2					
1					
0	30/08/12	EMISSIONE			

COORDINAMENTO E PROGETTAZIONE GENERALE:

S.p.A. AUTOVIE VENETE :

dott. ing. Edoardo PELLA

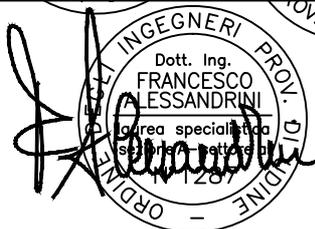
dott. ing. Stefano DI SANTOLO



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:  
1207H0901000.doc  
1207H0901000.pdf

DATA PROGETTO:  
**30.08.2012**

**312TN**

CODICE MASTRO

**12**

ANNO

**07**

N.PROGETTO

**0**

REVISIONE

## INDICE

<b>1.</b>	<b>GENERALITÀ .....</b>	<b>3</b>
<b>2.</b>	<b>NORMATIVE DI RIFERIMENTO .....</b>	<b>4</b>
<b>3.</b>	<b>CARATTERISTICHE DEI MATERIALI.....</b>	<b>5</b>
<b>4.</b>	<b>CARATTERISTICHE DEL TERRENO DI FONDAZIONE .....</b>	<b>6</b>
4.1.	CARATTERISTICHE DI PROGETTO DEL TERRENO .....	6
<b>5.</b>	<b>DATI DI CALCOLO .....</b>	<b>8</b>
<b>6.</b>	<b>ANALISI DEI CARICHI.....</b>	<b>9</b>
6.1.	CARICHI PERMANENTI.....	9
6.2.	CARICHI MOBILI.....	9
6.3.	SPINTA DELLE TERRE .....	9
6.3.1.	AZIONI SISMICHE SULLE STRUTTURE DI SOSTEGNO DELLE TERRE .....	9
6.3.2.	INCREMENTO SISMICO DELLE SPINTE DEL TERRENO.....	9
<b>7.</b>	<b>ANALISI DELLE OPERE DI RINFORZO.....</b>	<b>10</b>
7.1.	TRATTO 1 (OPERA 1) .....	10
7.1.1.	VERIFICA SEZIONE TIPO 1 .....	10
7.1.1.1.	Verifica armature di rinforzo.....	10
7.1.1.2.	Verifica di stabilità.....	11
7.1.1.3.	Verifica a slittamento .....	11
7.1.2.	VERIFICA SEZIONE TIPO 2 .....	12
7.1.2.1.	Verifica armature di rinforzo.....	12
7.1.2.2.	Verifica di stabilità.....	13
7.1.2.3.	Verifica a slittamento .....	13
7.1.3.	VERIFICA SEZIONE TIPO 3 .....	14
7.1.3.1.	Verifica armature di rinforzo.....	14
7.1.3.2.	Verifica di stabilità.....	15
7.1.3.3.	Verifica a slittamento .....	15
7.2.	TRATTO 2 (OPERA 8) .....	16
7.3.	TRATTO 3 (OPERA 19) .....	17
<b>8.</b>	<b>ELABORATI DI CALCOLO.....</b>	<b>18</b>

## 1. GENERALITÀ

La presente relazione di calcolo fornisce l'analisi delle opere di rinforzo del rilevato stradale, eseguite col metodo denominato "terra armata", 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 del rilevato della viabilità di progetto.

Il rinforzo del rilevato è eseguito posizionando delle armature metalliche all'interno del terreno, disposte con direzione ortogonale al paramento esterno del manufatto. Sulla superficie esterna del paramento, avente inclinazione sull'orizzontale di 90° circa, si dispongono dei pannelli cruciformi in c.a., ai quali si collegano le armature di rinforzo.

La metodologia di intervento, standardizzata, prevede delle piastre di dimensioni massime di circa 1.50m (nelle due direzioni), alle quali vengono fissate 4 barre d'armatura. Queste ultime sono costituite da piatti in acciaio, di sezione 45x5mm, dotate di dentini trasversali allo scopo di incrementare il coefficiente di attrito terreno/armatura.

Il terreno di riporto, di adeguate caratteristiche geotecniche, viene costipato e compattato in strati di circa 0.375m, in modo da permettere la graduale realizzazione del paramento verticale.

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.

<p>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.</p>
---

## 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

#### Calcestruzzo delle piastre del paramento:

Si impiega un calcestruzzo di classe minima (resistenza cubica caratteristica a 28 gg.):

$$R_{ck} = 37 \text{ MPa} \quad (\text{C30/37})$$

con tensioni di progetto pari a:

- verifiche allo stato limite ultimo ( $\gamma_m=1.6$ )  
 $f_{cd}=18.1 \text{ N/mm}^2$        $f_{ctd}=1.26 \text{ N/mm}^2$
- verifiche allo stato limite esercizio ( $\gamma_m=1.0$ )  
 $\sigma_{cls} = 17.4 \text{ N/mm}^2$  (nella c.c. rara)  
 $\sigma_{cls} = 13.0 \text{ N/mm}^2$  (nella c.c. quasi permanente)

confezionato secondo le caratteristiche della **classe di esposizione XC3** come definite dalla Norma ENV 206, con **classe di consistenza S4**.

#### 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 soddisfisi i seguenti rapporti minimi:

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

#### Acciaio per le armature di rinforzo:

Si adotta acciaio laminato del tipo Fe 520, controllato in stabilimento, con le seguenti caratteristiche meccaniche:

tensione di rottura a trazione	$f_{\text{rott.}} \geq 510 \text{ N/mm}^2$
tensione di snervamento	$f_{\text{snerv.}} \geq 355 \text{ N/mm}^2$
allungamento % a rottura	$\geq 22 \%$

#### Bulloni di fissaggio per le armature di rinforzo:

Per la connessione tra le armature e gli attacchi dei pannelli in c.a. si adottano bulloni classe 10.9, conformi alle norme UNI 3740/6, con le seguenti caratteristiche meccaniche:

tensione di rottura a trazione	$f_{\text{rott.}} \geq 1000 \text{ N/mm}^2$
tensione di snervamento	$f_{\text{snerv.}} \geq 900 \text{ N/mm}^2$
allungamento % a rottura	$\geq 9 \%$

## 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 ghiaiosa.

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 pressochè omogenee di ghiaie e sabbie debolmente limose con ciottoli, compatte fin dai primi metri di profondità.

La falda acquifera non è mai stata intercettata nei diversi sondaggi che sono stati eseguiti lungo il tracciato dell'asse viario.

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 (capacità portante, slittamento, 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  $N_\gamma$  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  $B= 2.80\text{m}$  ..... $q_u=517\text{ kPa}$   
Blocco rinforzato, con base  $B= 4.30\text{m}$  ..... $q_u=700\text{ kPa}$   
Blocco rinforzato, con base  $B= 6.00\text{m}$  ..... $q_u=920\text{ kPa}$

## 5. DATI DI CALCOLO

Gli interventi di rinforzo sono eseguiti su 3 zone del rilevato dell'asse viario principale di progetto; l'altezza della zona di intervento varia da 6.40m a 7.50m, mentre resta costante per tutte lo spessore medio degli strati di terreno, pari a 0.375m.

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

### Tratto 1

Altezza dell'intervento ..... 3.50 m

Lunghezza delle armature metalliche ..... 2.80 m

### Tratto 2

Altezza dell'intervento ..... 5.30 m

Lunghezza delle armature metalliche ..... 4.30 m

### Tratto 3

Altezza dell'intervento ..... 7.50 m

Lunghezza delle armature metalliche ..... 6.00 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  $20 \text{ kN/m}^2$ .

### 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.  
 $\sigma_o$  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, integrata e modificata dall'Ordinanza del P.C.M. n. 3316 del 2 ottobre 2003, 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  $\gamma_i$ , 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 delle 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:

$\gamma'$ : 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 relativi ad alcuni tratti del rilevato stradale dell'asse viario principale di progetto.

La struttura in terra armata è realizzata per strati, di spessore di 0.375m circa; si dispongono delle piastre di armatura, di sezione pari a 45x5mm, ad interasse verticale ed orizzontale di 0.75m; il paramento esterno è rivestito con pannelli cruciformi in c.a., collegato alle piastre d'armatura, aventi dimensioni massime di 1.50x1.50m.

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

### 7.1. TRATTO 1 (OPERA 1)

La porzione di rilevato interessata all'intervento è quella che si sviluppa in prossimità dell'opera 1 (svincolo con la S.S. n.13); l'altezza massima del manufatto su cui si va ad operare è di 7.10m circa, e lo sviluppo longitudinale è di circa 165m (su ambo i lati del rilevato, e da ambo le parti dell'opera 1), come meglio evidenziato negli elaborati grafici.

Si individuano tre sezioni tipo, di altezza costante, sulle quali si andranno ad eseguire le verifiche di stabilità e di resistenza degli elementi; le dimensioni caratteristiche sono le seguenti:

tipo 1:	altezza massima	H=3.50m
	lunghezza armature	L=2.80m
tipo 2:	altezza massima	H=5.30m
	lunghezza armature	L=4.30m
tipo 3:	altezza massima	H=7.50m
	lunghezza armature	L=6.00m

#### 7.1.1. Verifica sezione tipo 1

##### 7.1.1.1. Verifica armature di rinforzo

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 3.50m dal piano di fondazione: 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, "Q" gli effetti delle azioni accidentali e "E<sub>d</sub>" l'azione sismica.

Si riportano di seguito le principali caratteristiche dell'intervento di rinforzo:

H <sub>rif</sub> =3.50m	L <sub>blocco</sub> = 0.8 H ≈ 2.80m
Rinforzo:	armature in acciaio, con resistenza a trazione a rottura di 100 kN
Coefficiente di attrito f=0.8·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)
Φ <sub>d</sub> = 30°.2	coesione = 0.0 kPa

Nella c.c. C1 la sollecitazione massima di trazione si rileva nello strato inferiore, e l'azione allo stato limite ultimo risulta pari a 18.8 kN/m a strato. Il fattore di sicurezza risulta pari a 2.88.

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 0.78m 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 complessiva minima delle piastre di ancoraggio di 1.83m 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 all'armatura di rinforzo. Risulta così una sollecitazione di 19.9 kN/m (fattore di sicurezza di 2.7) ed una lunghezza di ancoraggio minima di 0.70m.

Il secondo caso prevede la presenza di terreno a monte del "blocco" rinforzato: 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 di 1.07m (a cui sommare 0.3H), inferiore alla larghezza dello strato L.

### 7.1.1.2. Verifica di stabilità

Si verifica di seguito la stabilità globale del manufatto nei confronti dello scorrimento e del ribaltamento, assimilando il blocco rinforzato ad un muro di sostegno a gravità; si verifica inoltre la stabilità del rilevato considerando delle possibili superfici di slittamento.

#### Combinazione di carico C1 (condizioni drenate)

Momento stabilizzante: -260 kNm/m

Momento sollecitante: +108 kNm/m

Eccentricità (rispetto lo spigolo a valle): -0.82 m

L'eccentricità è tale per cui la risultante è interna alla sezione, e quindi risulta soddisfatta la verifica a ribaltamento; la pressione massima è pari a 151 kPa.

Spinta orizzontale massima sul manufatto

$F_{SD,h} = 76 \text{ kN/m}$

Forza resistente orizzontale:

$F_{RD,H} = N_{vert} \cdot 0.8 \tan(\Phi_d) = 87 \text{ kN/m} > F_{SD,h}$

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

Momento stabilizzante: -260 kNm/m

Momento sollecitante: +133 kNm/m

Eccentricità (rispetto lo spigolo a valle): -0.75 m

L'eccentricità è tale per cui la risultante è interna alla sezione, e quindi risulta soddisfatta la verifica a ribaltamento; la pressione massima è pari a 154 kPa.

Spinta orizzontale massima sul manufatto

$F_{SD,h} = 90 \text{ kN/m}$

Forza resistente orizzontale:

$F_{RD,H} = N_{vert} \cdot \tan(\Phi_d) = 100 \text{ kN/m} > F_{SD,h}$

### 7.1.1.3. 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 stato inserita la forma del rilevato, definendo la zona rinforzata, considerando la sezione trasversale più sollecitata; sono stati inseriti gli elementi "terra armata" 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.

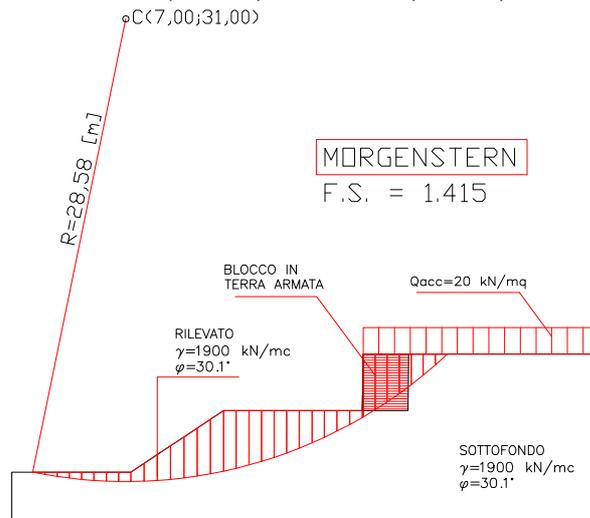
Le caratteristiche del terreno vengono ridotte assumendo un coefficiente sul materiale pari a 1.25 ( $\tan \Phi_d = \tan \Phi / 1.25$ ); i valori assunti risultano:

terreno del rilevato:  $\Phi = 36^\circ$   $\Phi_d = 30.2^\circ$

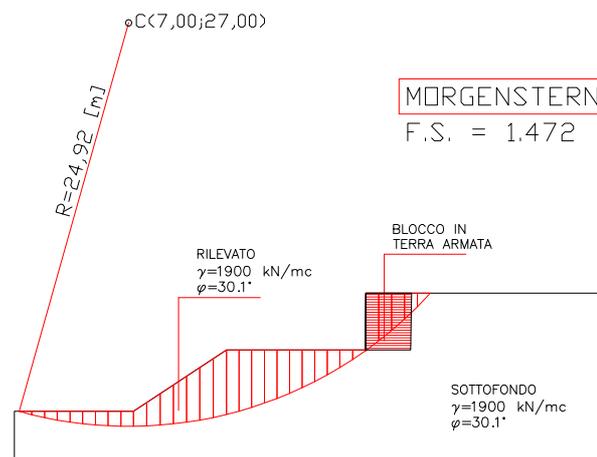
L'analisi è condotta assumendo il metodo di calcolo proposto da Morgenstern, e considerando una superficie di scorrimento circolare. I coefficienti di sicurezza (rapporto tra la forza di scorrimento sollecitante e quella resistente) così determinati devono essere maggiori di 1.00.

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 D'ESERCIZIO



VERIFICA DI STABILITA' IN  
CONDIZIONI SISMICHE

$C_x = 15.6\%$   
 $C_z = 7.8\%$

## 7.1.2. Verifica sezione tipo 2

### 7.1.2.1. Verifica armature di rinforzo

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 5.30m dal piano di fondazione; si considerano le combinazioni di carico illustrate al paragrafo precedente.

Le principali caratteristiche dell'intervento di rinforzo sono:

$H_{rif} = 5.30m$        $L_{blocco} = 0.8 H \approx 4.30m$

Rinforzo: armature in acciaio, con resistenza a trazione a rottura di 100 kN

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

Nella c.c. C1 la sollecitazione massima di trazione si rileva nello strato inferiore, e l'azione allo stato limite ultimo risulta pari a 29.4 kN/m a strato. Il fattore di sicurezza risulta pari a 2.00.

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 0.87m 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 complessiva minima delle piastre di ancoraggio di 2.46m 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 all'armatura di rinforzo. Risulta così una sollecitazione di 31.5 kN/m (fattore di sicurezza di 1.8) ed una lunghezza di ancoraggio minima di 1.00m.

Il secondo caso prevede la presenza di terreno a monte del "blocco" rinforzato: 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 di 1.60m (a cui va sommato 0.3H), inferiore alla larghezza dello strato L.

### 7.1.2.2. Verifica di stabilità

Si verifica di seguito la stabilità globale del manufatto nei confronti dello scorrimento e del ribaltamento, assimilando il blocco rinforzato ad un muro di sostegno a gravità; si verifica inoltre la stabilità del rilevato considerando delle possibili superfici di slittamento.

#### Combinazione di carico C1 (condizioni drenate)

Momento stabilizzante: -931 kNm/m

Momento sollecitante: +307 kNm/m

Eccentricità (rispetto lo spigolo a valle): -1.45 m

L'eccentricità è tale per cui la risultante è interna alla sezione, e quindi risulta soddisfatta la verifica a ribaltamento; la pressione massima è pari a 200 kPa.

Spinta orizzontale massima sul manufatto

$F_{SD,h} = 149 \text{ kN/m}$

Forza resistente orizzontale:

$F_{RD,H} = N_{vert} \cdot 0.8 \tan(\Phi_d) = 200 \text{ kN/m} > F_{SD,h}$

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

Momento stabilizzante: -931 kNm/m

Momento sollecitante: +464 kNm/m

Eccentricità (rispetto lo spigolo a valle): -1.18 m

L'eccentricità è tale per cui la risultante è interna alla sezione, e quindi risulta soddisfatta la verifica a ribaltamento; la pressione massima è pari a 227 kPa.

Spinta orizzontale massima sul manufatto

$F_{SD,h} = 208 \text{ kN/m}$

Forza resistente orizzontale:

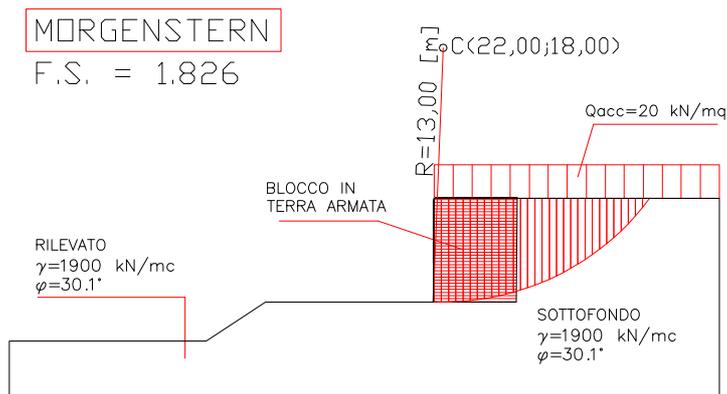
$F_{RD,H} = N_{vert} \cdot \tan(\Phi_d) = 231 \text{ kN/m} > F_{SD,h}$

### 7.1.2.3. Verifica a slittamento

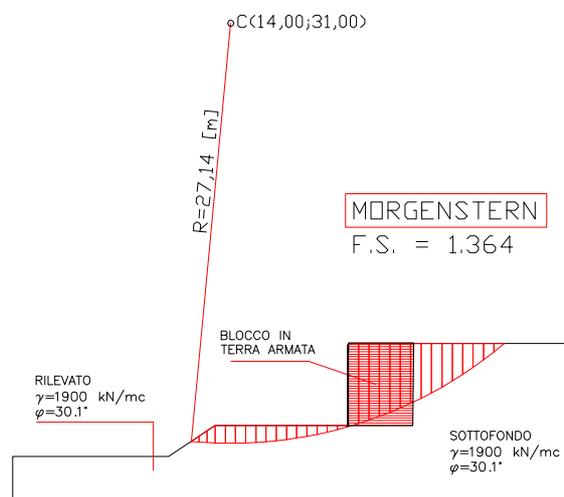
La verifica a slittamento è condotta con il software STAP della ditta Aztec, le cui caratteristiche sono state sommariamente descritte nel paragrafo precedente.

Analogamente a quanto fatto in precedenza, 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  
D'ESERCIZIO



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

### 7.1.3. Verifica sezione tipo 3

#### 7.1.3.1. Verifica armature di rinforzo

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 7.50m dal piano di fondazione; si considerano le combinazioni di carico illustrate al paragrafo precedente.

Le principali caratteristiche dell'intervento di rinforzo sono:

$H_{rif}=7.50m$        $L_{blocco}=0.8 H \approx 6.00m$

Rinforzo: armature in acciaio, con resistenza a trazione a rottura di 100 kN

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

Nella c.c. C1 la sollecitazione massima di trazione si rileva nello strato inferiore, e l'azione allo stato limite ultimo risulta pari a 40.2 kN/m a strato. Il fattore di sicurezza risulta pari a 1.44.

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 0.90m 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 complessiva minima delle piastre di ancoraggio di 3.15m 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 all'armatura di rinforzo. Risulta così una sollecitazione di 44.0 kN/m (fattore di sicurezza di 1.35) ed una lunghezza di ancoraggio minima di 1.23m.

Il secondo caso prevede la presenza di terreno a monte del "blocco" rinforzato: 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 di 2.06m (a cui va sommato 0.3H), inferiore alla larghezza dello strato L.

### 7.1.3.2. Verifica di stabilità

Si verifica di seguito la stabilità globale del manufatto nei confronti dello scorrimento e del ribaltamento, assimilando il blocco rinforzato ad un muro di sostegno a gravità; si verifica inoltre la stabilità del rilevato considerando delle possibili superfici di slittamento.

#### Combinazione di carico C1 (condizioni drenate)

Momento stabilizzante: -2565 kNm/m

Momento sollecitante: +680 kNm/m

Eccentricità (rispetto lo spigolo a valle): -2.21 m

L'eccentricità è tale per cui la risultante è interna alla sezione, e quindi risulta soddisfatta la verifica a ribaltamento; la pressione massima è pari a 256 kPa.

Spinta orizzontale massima sul manufatto

$F_{SD,h} = 247 \text{ kN/m}$

Forza resistente orizzontale:

$F_{RD,H} = N_{vert} \cdot 0.8 \tan(\Phi_d) = 396 \text{ kN/m} > F_{SD,h}$

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

Momento stabilizzante: -2565 kNm/m

Momento sollecitante: +1306 kNm/m

Eccentricità (rispetto lo spigolo a valle): -1.60 m

L'eccentricità è tale per cui la risultante è interna alla sezione, e quindi risulta soddisfatta la verifica a ribaltamento; la pressione massima è pari a 330 kPa.

Spinta orizzontale massima sul manufatto

$F_{SD,h} = 414 \text{ kN/m}$

Forza resistente orizzontale:

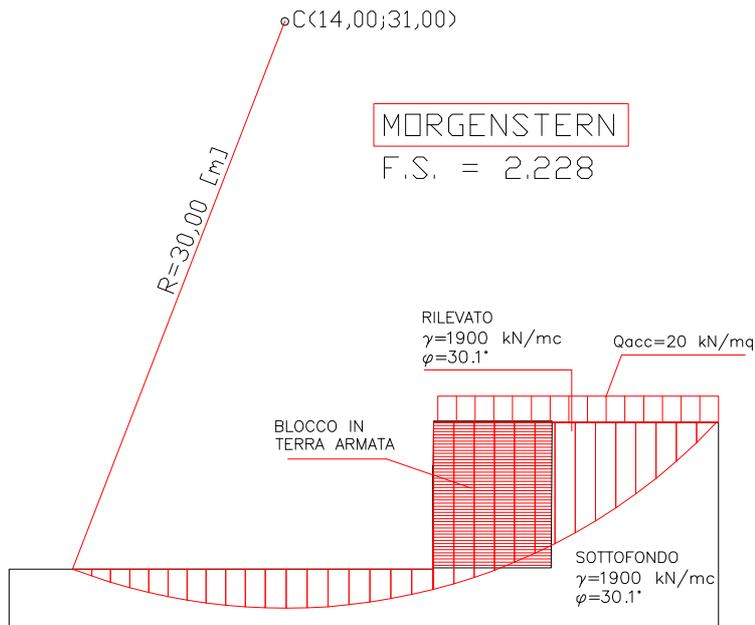
$F_{RD,H} = N_{vert} \cdot \tan(\Phi_d) = 456 \text{ kN/m} > F_{SD,h}$

### 7.1.3.3. Verifica a slittamento

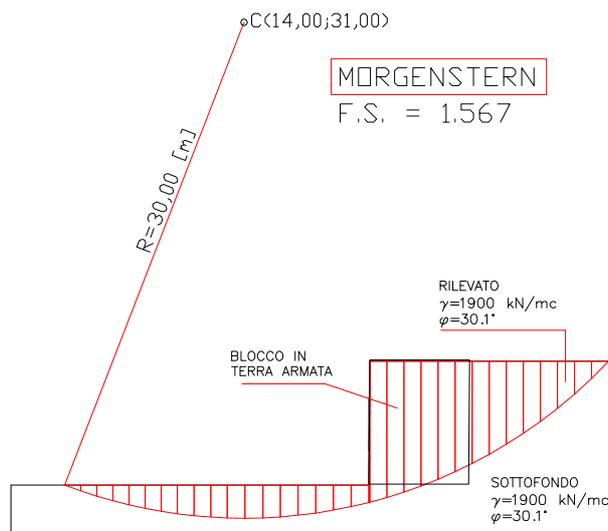
La verifica a slittamento è condotta con il software STAP della ditta Aztec, le cui caratteristiche sono state sommariamente descritte nel paragrafo precedente.

Analogamente a quanto fatto in precedenza, 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  
D'ESERCIZIO



VERIFICA DI STABILITA' IN CONDIZIONI  
SISMICHE  
Cx=15.6%  
Cz=7.8%

## 7.2. TRATTO 2 (OPERA 8)

La porzione di rilevato interessata all'intervento è quella che si sviluppa in prossimità dell'opera 8 (svincolo con la S.P. n.10); l'altezza massima del manufatto su cui si va ad operare è di 6.90m circa, e lo sviluppo longitudinale varia da 163m a 188m (su ambo i lati del rilevato, e da ambo le parti dell'opera 8), come meglio evidenziato negli elaborati grafici.

Si individuano tre sezioni tipo, di altezza costante, sulle quali si andranno ad eseguire le verifiche di stabilità e di resistenza degli elementi; le dimensioni caratteristiche sono le seguenti:

tipo 1:	altezza massima	H=3.50m
	lunghezza armature	L=2.80m

tipo 2:	altezza massima	H=5.30m
	lunghezza armature	L=4.30m
tipo 3:	altezza massima	H=7.50m
	lunghezza armature	L=6.00m

Le tipologie sopra descritte sono analoghe a quelle presentate e verificate al p.to 7.1, al quale si rimanda per le verifiche delle tre tipologie di rinforzo.

### **7.3. TRATTO 3 (OPERA 19)**

La porzione di rilevato interessata all'intervento è quella che si sviluppa in prossimità dell'opera 19 (svincolo con la S.S. n.353); l'altezza massima del manufatto su cui si va ad operare è di 7.00m circa, e lo sviluppo longitudinale varia da 131m a 158m (su ambo i lati del rilevato, e da ambo le parti dell'opera 19), come meglio evidenziato negli elaborati grafici.

Si individuano tre sezioni tipo, di altezza costante, sulle quali si andranno ad eseguire le verifiche di stabilità e di resistenza degli elementi; le dimensioni caratteristiche sono le seguenti:

tipo 1:	altezza massima	H=3.50m
	lunghezza armature	L=2.80m
tipo 2:	altezza massima	H=5.30m
	lunghezza armature	L=4.30m
tipo 3:	altezza massima	H=7.50m
	lunghezza armature	L=6.00m

Le tipologie sopra descritte sono analoghe a quelle presentate e verificate al p.to 7.1, al quale si rimanda per le verifiche delle tre tipologie di rinforzo.

## **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, per ogni tipologia di rilevato analizzata nei precedenti capitoli:

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