

COMUNE DI GENOVA

CONVENZIONE TRA COMUNE DI GENOVA E SOCIETA' INFRASTRUTTURE
RECUPERO ENERGIA I.R.E. S.P.A. PER LA PROGETTAZIONE DELLA
"SISTEMAZIONE IDRAULICA DEL TRATTO DI VALLE DEL RIO DENEGA", DELL'
"ADEGUAMENTO IDRAULICO DELLA RETE DI SMALTIMENTO DELLE ACQUE
PIOVANE INTERESSANTI L'IMPIANTO SPORTIVO LAGO FIGOI" E DELLA
"SISTEMAZIONE IDRAULICA DEL TRATTO TERMINALE DEL RIO
FINOCCHIARA", INCLUSE ATTIVITA' ACCESSORIE

Attività:

SISTEMAZIONE IDRAULICA DEL TRATTO URBANIZZATO
DEL RIO FINOCCHIARA DAL CIVICO 5 AL CIVICO 25B DI VIA FINOCCHIARA

Oggetto:

PROGETTO DEFINITIVO

Titolo:

RELAZIONE TECNICA SULLE STRUTTURE

Doc. n: I0057B\ESE\DEF\GNR\R003

Timbro e firma



Rev.	Data	Sez.	Pag.	Redatto	Controllato	Approvato	Descrizione
1	18/09/17	9	27	AM	FB	SB	Per Emissione

SOMMARIO

1	PREMESSA.....	4
2	RIFERIMENTI NORMATIVI	4
3	CARATTERISTICHE GENERALI	5
3.1	DESCRIZIONE DEGLI INTERVENTI.....	5
3.2	MODELLO PER LA VALUTAZIONE DELLA SICUREZZA.....	5
3.3	MATERIALI UTILIZZATI	6
3.3.1	acciaio	6
3.3.2	calcestruzzi per getti in opera	6
3.3.3	materiali per gabbioni.....	6
4	CENNI TEORICI SULLA METODOLOGIA DI CALCOLO APPLICATA.....	7
4.1	MURI DI SOSTEGNO.....	7
4.1.1	metodo di culman	8
4.1.2	spinta in presenza di sisma.....	8
4.1.3	verifica a ribaltamento.....	10
4.1.4	verifica a scorrimento.....	10
4.1.5	verifica al carico limite.....	11
4.1.6	verifica alla stabilita' globale	13
4.2	GABBIONI	14
4.2.1	generalita'	14
4.2.2	analisi di stabilita' generale	14
4.2.3	metodo di bishop semplificato.....	15
4.2.4	metodo di janbu semplificato	16
4.2.5	considerazioni generali	16
5	ANALISI DEI CARICHI	17
5.1	CARICHI E SOVRACCARICHI	17
5.2	COMBINAZIONI	17
6	DATI SISMICI	18
7	PARAMETRI RELATIVI AL TERRENO	19
7.1	STRATIGRAFIA E PARAMETRI GEOTECNICI.....	19
7.1.1	valori di calcolo	19
8	MANUFATTI DI PROGETTO.....	20

8.1	muri in c.a. tradizionale	20
8.1.1	sezione tipo "a"	20
8.1.2	sezione tipo "b"	22
8.2	CORDOLO INTERVENTO 8.....	23
8.3	GABBIONATE	23
9	CONCLUSIONI.....	27

1 PREMESSA

La presente relazione descrive le strutture portanti dell'intervento di sistemazione idraulica del rio Finocchiara a monte dell'abitato di Quezzi, nel tratto compreso tra il civico 5 ed il civico 25B di via Finocchiara.

Vista la difficoltà di accesso all'area e ai ristretti spazi in alveo si sono ridotte il più possibili le opere strutturali in calcestruzzo sostituite dove possibile con gabbionate da realizzare con materiale litoide prelevato direttamente dall'alveo.

I muri di calcestruzzo saranno di tipo tradizionale ed il calcestruzzo, salvo particolari accorgimenti dell'Impresa Appaltatrice, verrà confezionato direttamente sul luogo di posa seguendo un prefissato mix design o utilizzando materiali premiscelati in sacchi a prestazione garantita.

Il presente elaborato fa parte del Progetto Definitivo dell'intervento, come previsto dal D.P.R. 5 ottobre 2010, n. 207, art. 26 comma 1 lett. c), ed è finalizzato all'individuazione e descrizione della tipologia strutturale prescelta ed alla redazione del computo metrico estimativo.

2 RIFERIMENTI NORMATIVI

- D.M. 16 Gennaio 1996
Norme Tecniche relative ai 'Criteri generali per la verifica di sicurezza delle costruzioni e dei carichi e sovraccarichi
- 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
- DM 14/01/2008
Norme Tecniche per le Costruzioni di seguito semplicemente indicate con l'acronimo NTC2008 o semplicemente NTC.
- Circolare Ministero LL.PP. 2 Febbraio 2009 N. 617.
Istruzioni per l'applicazione delle "Nuove norme tecniche per le costruzioni" di cui al D.M. 14 Gennaio 2008.
- Le strutture in acciaio vengono verificate secondo le *norme DIN 18800.*
- UNI EN 14844

Prodotti prefabbricati di calcestruzzo (elementi prefabbricati).

- UNI EN 206-1 2006

Calcestruzzo – specificazione, prestazione, produzione e conformità.

- UNI EN 13669

Regole comuni per prodotti prefabbricati di calcestruzzo.

3 CARATTERISTICHE GENERALI

3.1 DESCRIZIONE DEGLI INTERVENTI

Le opere strutturali sono finalizzate alla sistemazione idraulica del rio mediante il rifacimento di alcuni tratti delle arginature.

Strutturalmente le opere possono essere divise nelle seguenti tipologie:

- Muri di sostegno in c.a. tradizionali;
- Opere di sostegno costituite da gabbioni.

Tali opere, divise per sezioni tipologiche sono illustrate nella tavola grafica T4.

Tali opere, situate lungo il tratto in oggetto del corso d'acqua sono interventi puntuali indipendenti non complementari fra loro, è perciò che potranno essere eseguiti senza un predefinito ordine temporale.

3.2 MODELLO PER LA VALUTAZIONE DELLA SICUREZZA

L'intervento ricade nel comune di Genova classificato zona sismica 3 dalla D.G.R. 17/03/17 n. 216 avente come oggetto "OPCM 3519/2006 Aggiornamento classificazione sismica del territorio della Regione Liguria".

Il tipo di intervento è, ai sensi del D.M. 14/01/08, nuova struttura ed è soggetto al deposito del progetto completo degli allegati richiesti presso lo Sportello Unico dell'Edilizia, il tipo di denuncia è "CA+ZS" opera in zona sismica (art. 93 DPR 380/01) con struttura in conglomerato cementizio armato, normale e precompresso o in struttura metallica (art. 65 DPR 380/01).

Per la modellazione delle strutture sono stati individuati il sistema strutturale, i materiali costruttivi e lo stato di sollecitazione.

La modellazione del terreno è stata desunta dalla relazione geologica, parte integrante del presente progetto definitivo, a firma del geol. Andrea Robbiano dello studio Associato di geologia tecnica e ambientale dottori geologi Giacomo Canepa & Andrea Robbiano.

Per la modellazione delle strutture e per la loro successiva soluzione sono stati utilizzati i software di calcolo Max 10 della Aztec Informatica che consente il progetto e verifica di opere di sostegno tradizionali con il metodo degli elementi finiti in campo monodimensionale e il software CPG Wall che consente la verifica dei meccanismi di rottura interna e della stabilità globale di muri realizzati con gabbioni a scatola.

3.3 MATERIALI UTILIZZATI

Tutti i materiali ed i prodotti per uso strutturale devono essere conformi a quanto contenuto nelle Norme Tecniche per le Costruzioni (NTC) in particolare al capitolo 11. Sono di seguito elencati i principali materiali previsti dal presente progetto:

3.3.1 ACCIAIO

- Per le armature di opere in C.A. è previsto acciaio in barre ad aderenza migliorata di classe B 450C (Ex feB44k Controllato);
- Per le armature dei micropali è previsto acciaio di qualità S355 JR.

3.3.2 CALCESTRUZZI PER GETTI IN OPERA

Calcestruzzo strutturale conforme alla norma EN 206, UNI 11104 e alle NTC:

- Calcestruzzo magro classe di resistenza C12/15 (Rck 15 MPa);
- Opere in c.a. classe di resistenza C35/45 (Rck 45 MPa);
- Malta per getto micropali tipo R425.

3.3.3 MATERIALI PER GABBIONI

La tecnologia dei gabbioni chiodati (sistema che abbina gabbioni e chiodatura del terreno) rappresenta un efficace strumento geotecnico che permette di realizzare opere miste di sostegno-rinforzo. La struttura di sostegno a gravità in gabbioni è abbinata ad elementi di ripartizione e distribuzione delle sollecitazioni. L'elemento di ripartizione è studiato per lavorare solidalmente con chiodature di rinforzo dei terreni (chiodi o barre autoperforanti) per rendere solidale l'opera a gravità con l'elemento di chiodatura.

La struttura di rinforzo in profilato di ferro zincato ha forma specificamente studiata per lavorare come elemento a trave orizzontale. L'elemento di rinforzo a trave orizzontale presenta un foro in corrispondenza dell'incrocio delle diagonali della parete posteriore del gabbione, attraverso il quale praticare e far passare l'elemento di chiodatura del terreno. Per le caratteristiche stesse di assemblaggio e costruzione del gabbione l'intera struttura lavora, grazie alle legature e agli elementi di connessione interni, come muro monolitico chiodato.

Tale tecnologia realizza un presidio geotecnico drenante che presenta caratteristiche di lavoro come muro a gravità e caratteristiche di miglioramento geotecnico del terreno attraverso la resistenza a taglio e trazione offerta dalle chiodature. Anche l'opera in gabbioni riceve un notevole miglioramento geotecnico nei confronti di possibili meccanismi di rottura per scivolamento e rottura globale.

In generale i gabbioni a scatola sono strutture prismatiche realizzate in rete metallica a doppia torsione con maglia esagonale tipo 8x10 (UNI EN 10223-3). I gabbioni sono riempiti in opera con pietrame per creare una struttura flessibile, permeabile e monolitica. Il filo utilizzato nella produzione del gabbione a scatola è in acciaio dolce trafilato a freddo con rivestimento in bagno galvanico a caldo in lega di Zinco e Alluminio (ZN.AL5%). Successivamente alla galvanizzazione può essere applicato sul filo, mediante estrusione in fase di produzione, un rivestimento in polimero plastico per consentire una maggiore protezione e durabilità in ambienti particolarmente aggressivi (Linee guida per la certificazione di idoneità tecnica all'impiego e l'utilizzo di prodotti in rete metallica a doppia torsione. Con. Sup. LLPP – Settembre 2013). I gabbioni da impiegare dovranno essere certificati con Marcatura CE in conformità della norma europea ETA 09-0413.

Le caratteristiche del filo utilizzato saranno le seguenti:

- Resistenza a trazione – i fili utilizzati per la produzione dei gabbioni e del filo di legatura dovranno avere una resistenza a trazione compresa tra 350-550 N/mm² (UNI EN 10223-3 e Linee Guida Cons. Sop. LLPP Settembre 2013).
- Allungamento – non deve essere inferiore al 10%. In conformità alle UNI EN 12223-3. I test devono essere effettuati su di un campione di almeno 25 cm di lunghezza.
- Rivestimento galvanico a caldo ZN.AL5% - le quantità minime di lega ZN.AL devono soddisfare le disposizioni delle UNI EN 10244-2.
- Adesione del rivestimento galvanico – secondo UNI EN 10244-2.

4 CENNI TEORICI SULLA METODOLOGIA DI CALCOLO APPLICATA

4.1 MURI DI SOSTEGNO

Il calcolo dei muri di sostegno viene eseguito secondo le seguenti fasi:

- Calcolo della spinta del terreno
- Verifica a ribaltamento
- Verifica a scorrimento del muro sul piano di posa
- Verifica della stabilità complesso fondazione terreno (carico limite)
- Verifica della stabilità globale

Calcolo delle sollecitazioni sia del muro che della fondazione, progetto delle armature e relative verifiche dei materiali

4.1.1 METODO DI CULMAN

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.

4.1.2 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

$$\varepsilon' = \varepsilon + \theta \quad \beta' = \beta + \theta$$

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.

4.1.3 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 .

Eseguendo il calcolo mediante gli eurocodici si può impostare $\eta_{rV} \geq 1.0$.

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 terramuro 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.

4.1.4 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 .

Eseguendo il calcolo mediante gli Eurocodici si può impostare $\eta_s \geq 1.0$ $F_r / F_s \geq \eta_s$
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

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

Nel caso di fondazione con dente, viene calcolata la resistenza passiva sviluppatasi lungo il cuneo passante per lo spigolo inferiore del dente, inclinato dell'angolo ρ (rispetto all'orizzontale). Tale cuneo viene individuato attraverso un procedimento iterativo. In dipendenza della geometria della fondazione e del dente, dei parametri geotecnici del terreno e del carico risultante in fondazione, tale cuneo può avere forma triangolare o trapezoidale. Detta N la componente normale del carico agente sul piano di posa della fondazione, Q l'aliquota di carico gravante sul cuneo passivo, S_p la resistenza passiva, L_c l'ampiezza del cuneo 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

$$F_r = (N-Q) \operatorname{tg} \delta_f + S_p + c_a L_r$$

$$\text{con } L_r = B_r - L_c$$

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.

4.1.5 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:

$$\frac{Q_u}{R} \geq \eta_q$$

Eseguendo il calcolo mediante gli Eurocodici si può impostare $\eta_q \geq 1.0$

Si adotta per il calcolo del carico limite in fondazione il metodo di MEYERHOF.

Sistemazione idraulica del tratto urbanizzato del rio Finocchiarà dal civico 5 al civico 25B di via Finocchiarà
Progetto Definitivo – Relazione tecnica sulle strutture

L'espressione del carico ultimo è data dalla relazione:

$$Q_u = c N_c d_{c,i_c} + q N_q d_{q,i_q} + 0.5 \gamma B N_\gamma d_\gamma i_\gamma$$

In questa espressione:

- 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 vari fattori che compaiono nella formula sono dati da:

$$A = e^{\pi \operatorname{tg} \phi}$$

$$N_q = A \operatorname{tg}^2(45^\circ + \phi/2)$$

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

$$N_\gamma = (N_q - 1) \operatorname{tg} (1.4\phi)$$

Indichiamo con K_p il coefficiente di spinta passiva espresso da:

$$K_p = \operatorname{tg}^2(45^\circ + \phi/2)$$

I fattori d e i che compaiono nella formula sono rispettivamente i fattori di profondità ed i fattori di inclinazione del carico espressi dalle seguenti relazioni:

Fattori di profondità

$$d_q = 1 + 0.2 \frac{D}{B} \sqrt{K_p}$$

$$d_q = d_\gamma = 1 \quad \text{per } \phi = 0$$

$$d_q = d_\gamma = 1 + 0.1 \frac{D}{B} \sqrt{K_p} \quad \text{per } \phi > 0$$

Fattori di inclinazione

Indicando con θ l'angolo che la risultante dei carichi forma con la verticale (espresso in gradi) e con ϕ l'angolo d'attrito del terreno di posa abbiamo:

$$i_c = i_q = (1 - \theta^\circ/90)^\theta$$

$$i_\gamma = \left(1 - \frac{\theta^\circ}{\phi^\circ}\right)^2 \quad \text{per } \phi > 0$$

$$i_\gamma = 0 \quad \text{per } \phi = 0$$

4.1.6 VERIFICA ALLA STABILITA' GLOBALE

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

Eseguendo il calcolo mediante gli Eurocodici si può impostare $\eta_g \geq 1.0$

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.

Il coefficiente di sicurezza fornito da Fellenius si esprime secondo la seguente formula:

$$\eta = \frac{\sum_i^n \left(\frac{c_i b_i}{\cos \alpha_i} + [W_i \cos \alpha_i - u_i l_i] \tan \phi_i \right)}{\sum_i^n W_i \sin \alpha_i}$$

dove 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} e c_i e ϕ_i sono le caratteristiche del terreno (coesione ed angolo di attrito) lungo la base della striscia.

Inoltre u_i ed l_i rappresentano la pressione neutra lungo la base della striscia e la lunghezza della base della striscia ($l_i = b_i / \cos \alpha_i$).

Quindi, assunto un cerchio di tentativo lo si suddivide in n strisce e dalla formula precedente si ricava η . Questo procedimento viene eseguito per il numero di centri prefissato e viene assunto come coefficiente di sicurezza della scarpata il minimo dei coefficienti così determinati.

4.2 GABBIONI

4.2.1 GENERALITA'

I gabbioni sono strutture scatolari realizzate in accordo al DM 14/9/05 - Norme Tecniche per le Costruzioni, Con. Sup. LL.PP. - Linee guida per la redazione di capitolati per l'impiego di rete metallica a doppia torsione 16/2006 Maggio 2006. Le strutture scatolari vengono riempite in cantiere con pietrame di idonee caratteristiche e pezzatura (fra 15 e 25 cm, preferibilmente ciottolo di fiume o spaccato da cava compatto e resistente non gelivo e non friabile). L'inerte deve essere posato in modo tale da garantire il raggiungimento delle corrette caratteristiche di peso, porosità, forma della struttura e mutuo incastro del materiale lapideo (non sono idonei materiali di forma troppo regolare come pietre squadrate, mattoni o blocchetti). La struttura in gabbione sfrutta la mutua interazione tra pietrame e rete metallica, agendo come un insieme solidale e monolitico. Risultano quindi fondamentali le quantità e qualità delle legature interne che permettono al sistema la corretta ed efficace ripartizione delle spinte e dei carichi.

La progettazione delle opere in gabbioni deve avvenire secondo i criteri stabiliti per i muri di sostegno a gravità tradizionali, con riferimento agli stati limite elencati al Cap. 6.5.3.1.1 del D.M. 14.01.2008 (NTC2008) validi sia per le condizioni statiche che per quelle pseudo-statiche. Si ricorda inoltre che il gabbione applicato in ambito idraulico necessita anche di adeguate valutazioni tecniche e funzionali in base alle proprie caratteristiche di resistenza alle tensioni di trascinamento.

4.2.2 ANALISI DI STABILITA' GENERALE

Per l'analisi di stabilità dei pendii esistono diversi metodi di calcolo, ognuno dei quali fornisce un'equazione finale che permette di determinare il coefficiente di sicurezza. Ogni metodo assume una serie di ipotesi semplificative così da poter rendere risolvibile il sistema di equazioni. Alcuni di questi metodi sono stati risolti con metodo iterativo, vale a dire creando una procedura di calcolo che facilita la loro implementazione su macchina. Tra questi i metodi implementati dalla maggior parte dei programmi di calcolo sono rispettivamente il metodo di Bishop (1955) e il metodo di Janbu (1954) semplificati. In entrambi i metodi il criterio di rottura considerato è quello di Mohr-Coulomb.

L'analisi di stabilità che adotta tali metodi è quella dell'equilibrio limite globale. Tale verifica si conduce esaminando un certo numero di possibili superfici di scivolamento per ricercare quella che rappresenta il rapporto minimo tra la resistenza a rottura disponibile e quella effettivamente mobilitata; il valore di questo rapporto costituisce il coefficiente di sicurezza del pendio. Scelta quindi una superficie di rottura si suddivide in conci la parte instabile si studia dapprima l'equilibrio della singola striscia e poi si passa alla stabilità globale.

Dato l'elevato numero di incognite, ogni metodo assume delle ipotesi semplificative che rendono risolvibile il sistema e sono proprio tali ipotesi che differenziano un metodo dall'altro.

Per ogni concio sono disponibili per la risoluzione del sistema le tre equazioni della statica (equilibrio traslazione verticale, orizzontale ed equilibrio dei momenti), quindi per n concio si avranno $3n$ equazioni linearmente indipendenti.

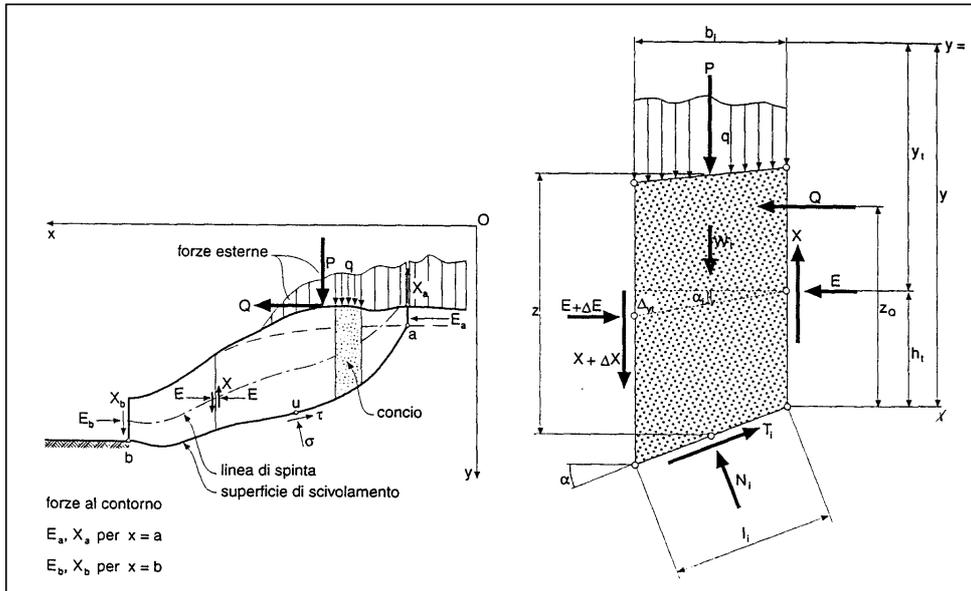


Figura 4.1: Schematizzazione delle forze agenti sul concio

In tutti i metodi si utilizzano delle assunzioni comuni:

- il pendio è analizzato in condizioni di deformazione piana, cioè si considera che le dimensioni longitudinali siano molto maggiori di quelle trasversali, così da trascurare gli effetti di bordo
- Il coefficiente di sicurezza lungo una superficie è inteso come il fattore per il quale dividere i parametri di resistenza per portare il pendio alle condizioni di equilibrio limite ed è assunto costante lungo tutta la superficie di potenziale scivolamento
- L'equilibrio dell'intera porzione di terreno è studiato come sommatoria delle condizioni di equilibrio dei singoli concio

In generale la differenza tra le due metodologie di calcolo può essere riassunta come di seguito esposto:

4.2.3 METODO DI BISHOP SEMPLIFICATO

In tale metodo si aggiunge un'ulteriore ipotesi rispetto alla metodologia di Bishop standard, vale a dire sono nulle le forze agenti parallelamente alla superficie laterale del concio. Il sistema sarà, così, di $2n$ equazioni in $2n$ incognite. Le equazioni considerate sono quelle dell'equilibrio alla traslazione verticale e dei momenti e ne segue che non è garantito l'equilibrio complessivo alla traslazione orizzontale.

Il coefficiente di sicurezza risulta essere del tipo:

$$FS = \Sigma M_{stab} / \Sigma M_{destab}$$

4.2.4 METODO DI JANBU SEMPLIFICATO

Il metodo elaborato da Janbu è più generale del precedente poiché applicabile a superfici di rotture non circolari (logaritmiche, spirali, spezzate, ecc...). L'ipotesi semplificativa, che elimina diverse incognite, sta nel prefissare la linea di spinta lungo la quale agiscono le forze d'interazione dei conci. Ciò significa che si considerano incognite tali forze, ma note i loro punti di applicazione, le direzioni e i bracci d'azione. In questo modo si ottengono $3n$ incognite.

In particolare per il metodo semplificato si ipotizza l'equilibrio delle forze agenti sulla superficie laterale dei conci ($X_i + X_{i+1} = 0$; $E_i + E_{i+1} = 0$).

Si ottiene sempre un coefficiente di sicurezza nella forma:

$$FS = \Sigma F_{stab} / \Sigma F_{destab}$$

In questo caso non risulta garantito l'equilibrio globale dei momenti.

4.2.5 CONSIDERAZIONI GENERALI

In generale il metodo di Bishop è applicabile solo con superfici di rottura circolari risultando essere leggermente più preciso del metodo di Janbu; quest'ultimo però può essere utilizzato anche per superfici non circolari quindi simulando una quantità di superfici di scivolamento molto superiore.

Analizzando, invece, quanto detto per i metodi semplificati, ferma restando la differenza per le superfici di scorrimento adottate, nel metodo di Bishop semplificato risulta garantito l'equilibrio globale dei momenti ma non quello alla traslazione orizzontale, viceversa invece per Janbu semplificato. Anche in questo caso il metodo di Janbu risulta essere meno preciso però più versatile in quanto studia diversi tipi di superficie di rottura. Vista la configurazione generale del pendio e la tipologia di verifica da elaborare si ritiene la metodologia di Bishop più adatta al caso specifico.

5 ANALISI DEI CARICHI

5.1 CARICHI E SOVRACCARICHI

I carichi e sovraccarichi considerati sono:

- peso proprio di tutti gli elementi strutturali;
- carichi permanenti portati;
- azioni variabili;
- la spinta sulle opere di sostegno;
- i sovraccarichi presenti a monte delle opere di sostegno.

5.2 COMBINAZIONI

In accordo con le NTC 2008, le verifiche statiche relative alle opere di sostegno sono state condotte utilizzando l'approccio di progetto A1 che prevede l'utilizzo di due differenti combinazioni:

- Combinazione 1: (A1+M1+R1);
- Combinazione 2: (A2+M2+R2).

La prima combinazione, nella quale i coefficienti sui parametri di resistenza del terreno (M1) e sulla resistenza globale del sistema (R1) sono unitari, mentre le azioni permanenti e variabili sono amplificate, è generalmente più severa nei confronti del dimensionamento strutturale delle opere a contatto con il terreno, mentre la seconda combinazione, nella quale i parametri di resistenza del terreno sono ridotti tramite i coefficienti γ_R del gruppo R2, è generalmente più severa nei riguardi del dimensionamento geotecnico.

6 DATI SISMICI

In base alla Delibera della Giunta Regionale n. 216 del 17/03/17 avente come oggetto "OPCM 3519/2006 Aggiornamento classificazione sismica del territorio della Regione Liguria", il sito su cui insiste l'intervento è classificato zona sismica 3.

Con il D.M. 14/01/2008 l'azione sismica di riferimento viene definita mediante un approccio "sito dipendente" e non più un criterio "zona dipendente". L'azione sismica di progetto in base alla quale valutare il rispetto dei diversi stati limite presi in considerazione viene definita partendo dalla "pericolosità di base" del sito di costruzione.

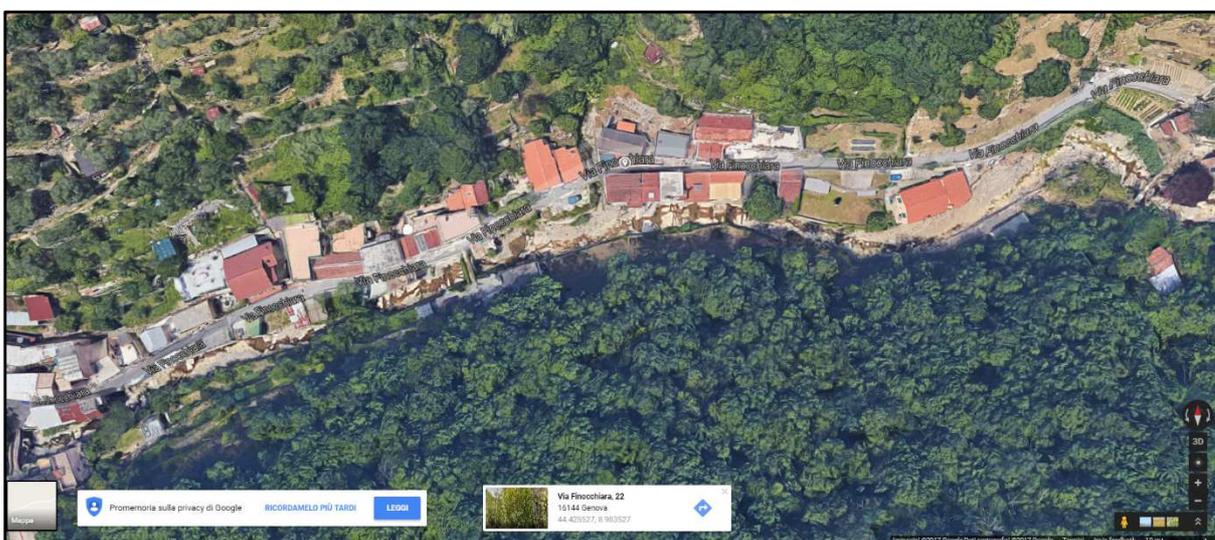


Figura 6.1: Identificazione del sito di progetto

Coordinate dell'intervento: (44,425527; 8,983527)

Dati sulla costruzione:

Vita Nominale: 50 anni
Coefficiente d'uso: II – Normali affollamenti e industrie non pericolose
Periodo di riferimento per l'azione sismica: 100 anni

Parametri sismici geologici:

Categoria sottosuolo: A
Categoria topografica: T2

STATO LIMITE	Tr [anni]	ag [g]	Fo [-]	Tc [s]
SLO	30	0,025	2,509	0,193
SLD	50	0,032	2,531	0,211
SLV	475	0,074	2,529	0,284
SLC	975	0,097	2,507	0,291

Sistemazione idraulica del tratto urbanizzato del rio Finocchiaro dal civico 5 al civico 25B di via Finocchiaro
Progetto Definitivo – Relazione tecnica sulle strutture

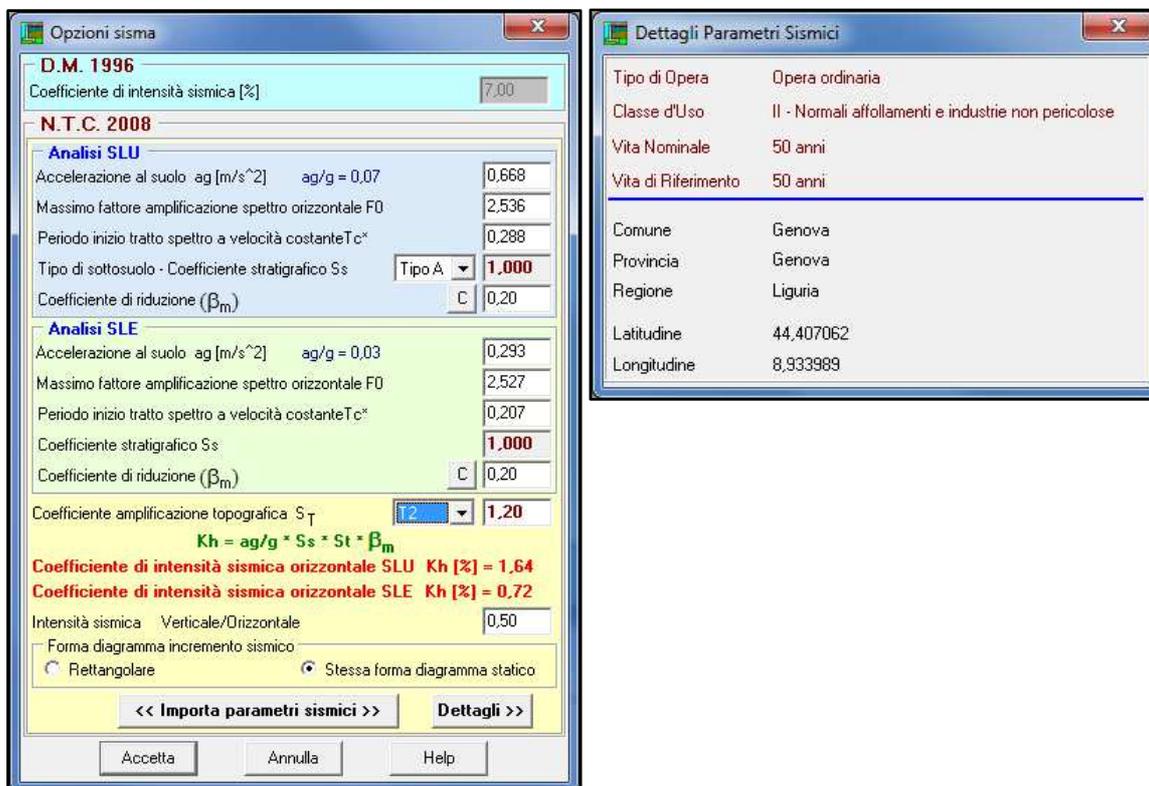


Figura 6.2: Opzioni dell'analisi sismica

7 PARAMETRI RELATIVI AL TERRENO

7.1 STRATIGRAFIA E PARAMETRI GEOTECNICI

7.1.1 VALORI DI CALCOLO

Per la redazione del presente elaborato si sono prese in considerazione le informazioni contenute nella relazione geologica definitiva che costituisce parte integrante del presente progetto redatta dal geol. Andrea Robbiano dello studio Associato di geologia tecnica e ambientale dottori geologi Giacomo Canepa & Andrea Robbiano.

Con i dati derivanti da tale documento è stata identificata la stratigrafia di progetto, caratterizzata dai seguenti parametri geologici da utilizzare come input nel software di calcolo (che li trasformerà in valori di progetto applicando gli opportuni coefficienti):

Stratigrafia 1

Sistemazione idraulica del tratto urbanizzato del rio Finocchiarà dal civico 5 al civico 25B di via Finocchiarà
Progetto Definitivo – Relazione tecnica sulle strutture

Terreni di riporto antropici, asciutti (dal piano stradale a -3.00 m)

$P_s = 16 \text{ kN/mc}$ $c = 0 \text{ kPa}$ $\varphi = 30^\circ$

Substrato roccioso (da quota -3.00)

$P_s = 26 \text{ kN/mc}$ $c = 64 \text{ kPa}$ $\varphi = 51^\circ$

Reinterro a tergo delle opere di sostegno

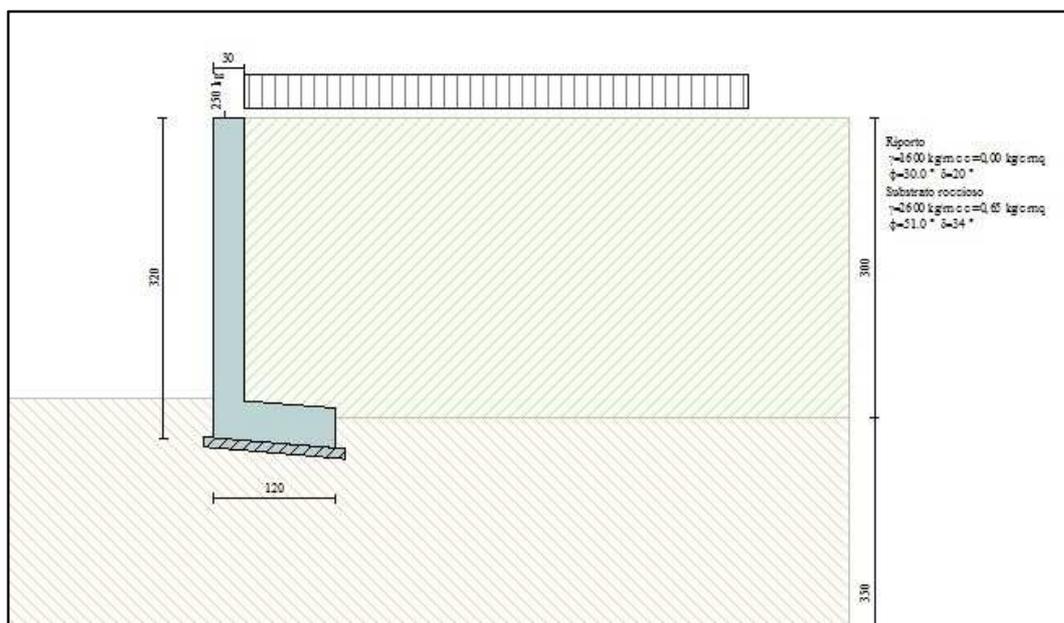
Dove si prevedono muri tradizionali dovrà essere effettuato un riempimento con materiale a grana grossa selezionato e compattato aventi migliori caratteristiche geotecniche ed alta permeabilità ($P_s = 18 \text{ kN/mc}$ e $\varphi = 35^\circ$).

8 MANUFATTI DI PROGETTO

8.1 MURI IN C.A. TRADIZIONALE

8.1.1 SEZIONE TIPO "A"

La sezione tipo "A" ha un'altezza del paramento massima pari a 320 cm comprensivi della fondazione (40 cm) e viene utilizzata per gli interventi 2 – 3 – 4 Tavola T2-1.



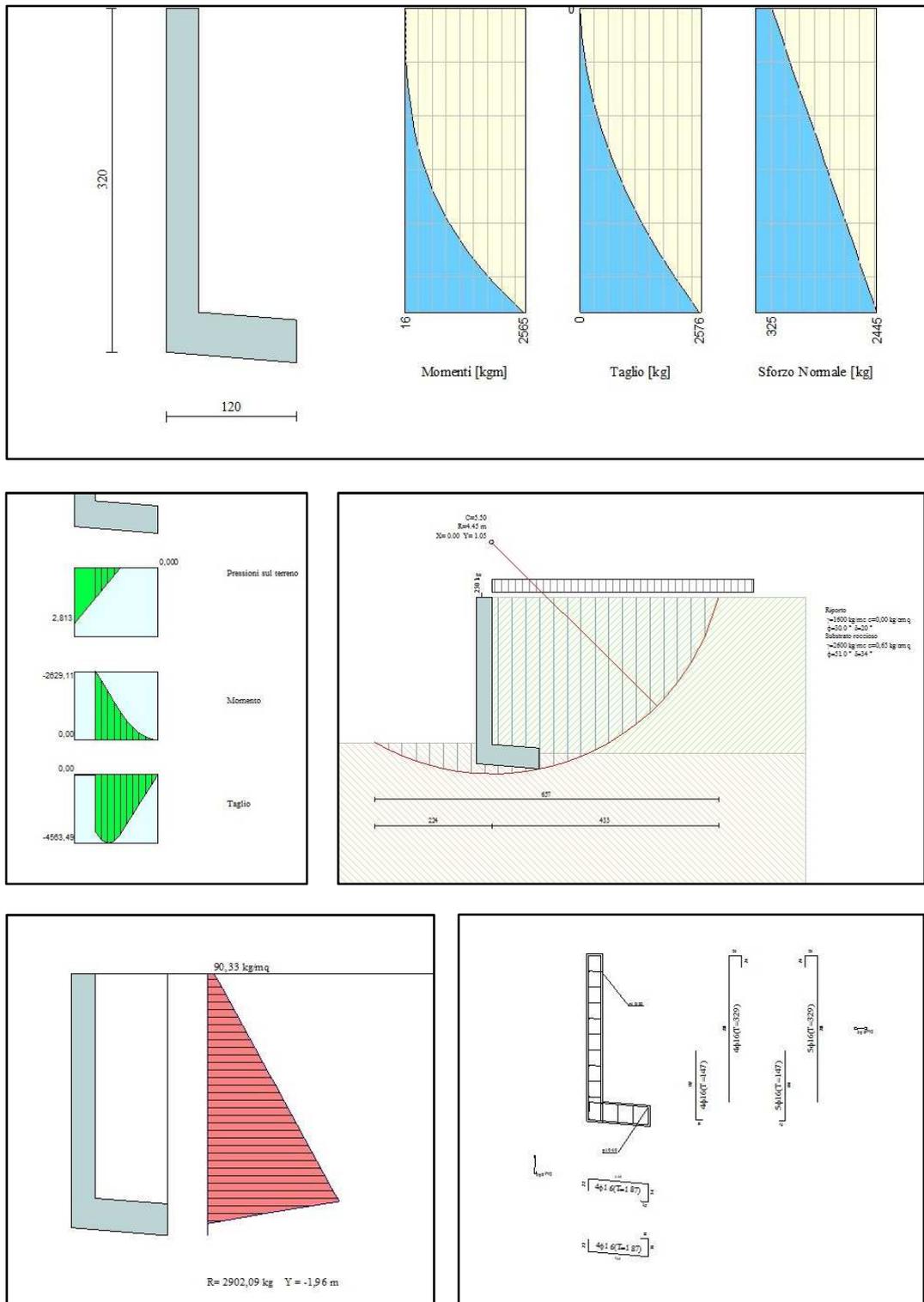
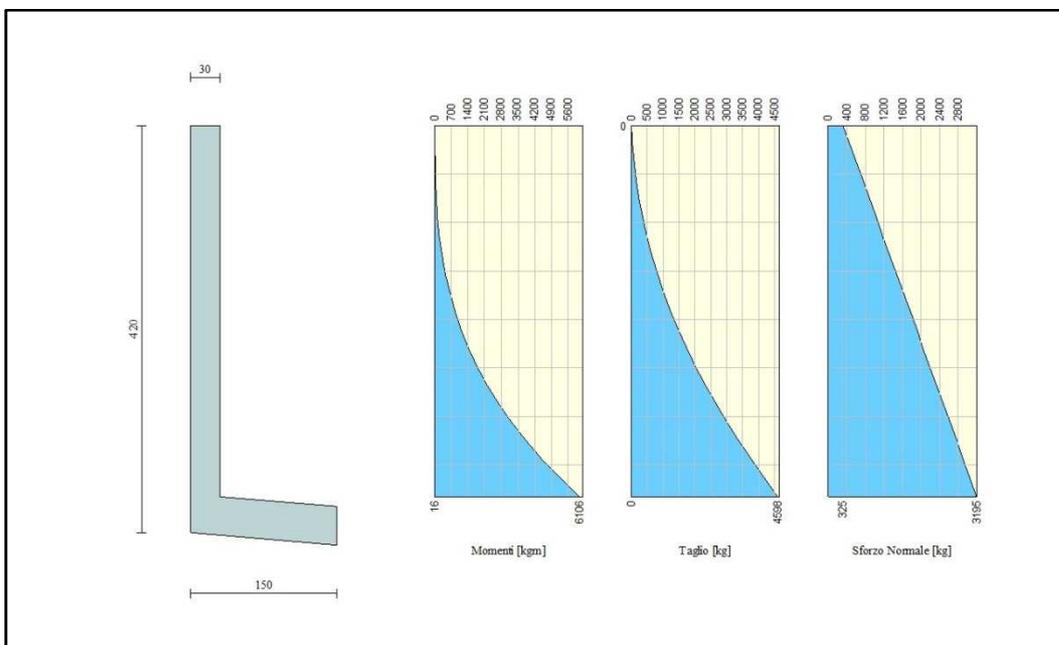
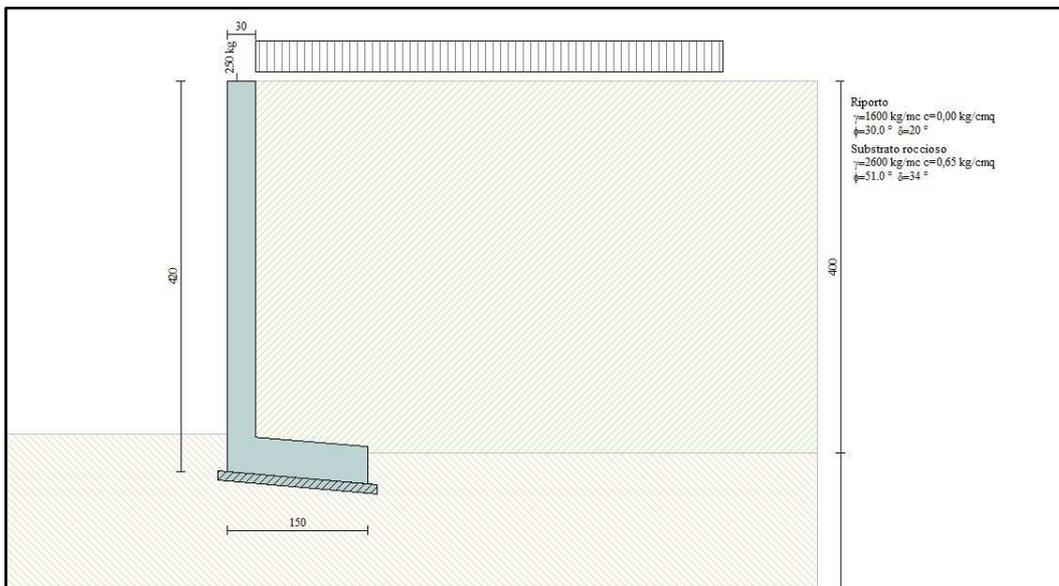


Figura 8.1: Schemi muro tipo "A"

8.1.2 SEZIONE TIPO "B"

La sezione tipo "B" ha un'altezza del paramento massima pari a 420 cm comprensivi della fondazione (40 cm) e viene utilizzata per gli interventi 5 di cui alla Tavola T2-2, e gli interventi 7 – 8 di cui alla tavola T2-3.



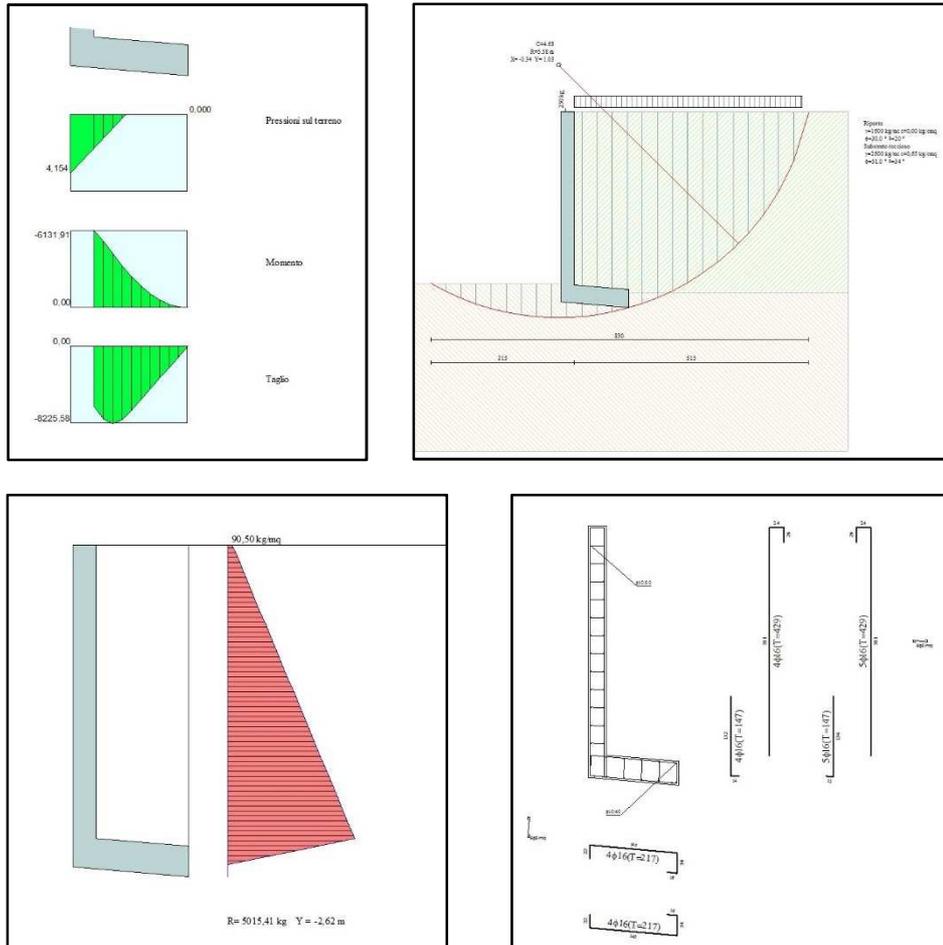


Figura 8.2: Schemi muro tipo "B"

8.2 CORDOLO INTERVENTO 8

Per il solo intervento "8" a seguito di alcune demolizioni di manufatti in alveo è prevista la realizzazione di un cordolo a "L" a protezione del civico 19 di via Finocchiarà. Tale opera sarà realizzata in cemento armato ordinario e sarà armata con staffe e correnti diam. 16 mm.

8.3 GABBIONATE

L'esame della condizioni di stabilità è stata condotta utilizzando gli usuali metodi dell'equilibrio limite. Le analisi di stabilità sono state eseguite con il programma di calcolo Slide 5.0 della Rocscience di Toronto.

Il programma si basa sull'applicazione di diversi metodi dell'equilibrio limite in condizioni bidimensionali quali il metodo di Bishop (1955), di Janbu (1973), di Spencer (1967) e di Morgenstern-Price (1965).

Il metodo valuta le condizioni di stabilità di un pendio naturale o di una scarpata artificiale ricercando per tentativi la superficie di scivolamento "critica" (ossia quella a cui compete il

Sistemazione idraulica del tratto urbanizzato del rio Finocchiarà dal civico 5 al civico 25B di via Finocchiarà

Progetto Definitivo – Relazione tecnica sulle strutture

coefficiente di sicurezza F_s minimo) e verificando se tale valore risulta maggiore o minore di 1.

Il valore di $F_s=1$ corrisponde ad una situazione di incipiente scivolamento del pendio lungo la superficie di scorrimento considerata.

Una chiodatura è simulata nel programma come se fosse completamente cementata per tutta la sua lunghezza, i meccanismi di rottura che possono interessare una chiodatura in un pendio sono riconducibili a:

-“PULLOUT “ (il chiodo viene sfilato esternamente dal pendio)

-TRAZIONE (il chiodo si rompe lungo il suo asse)

-“STRIPPING” (il movimento franoso avviene ugualmente ed il chiodo rimane incernierato nel pendio)

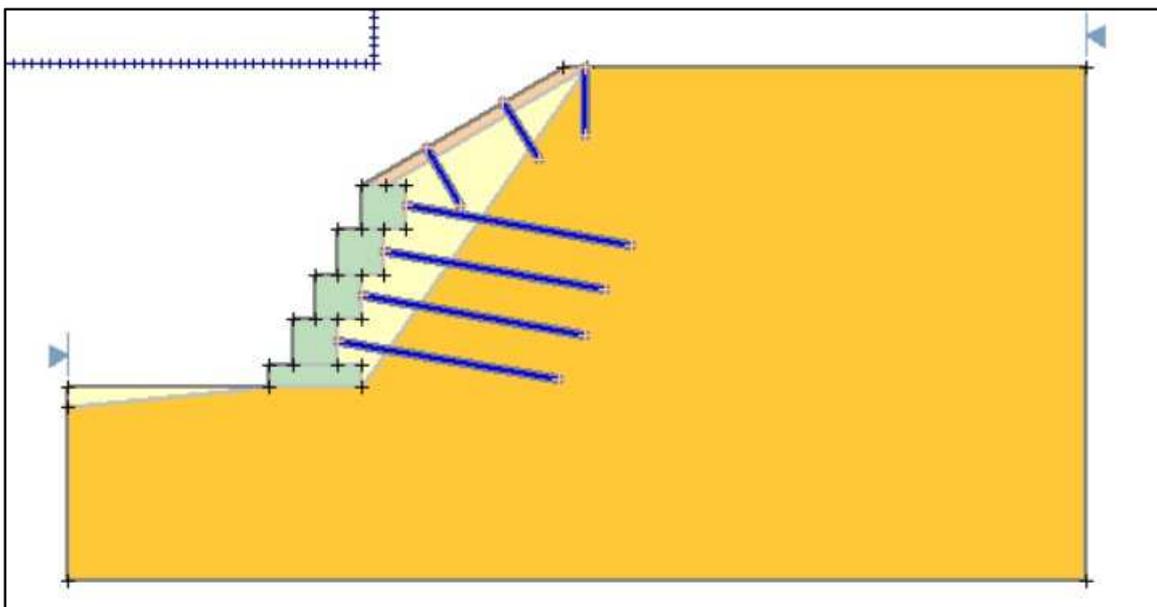
La massima forza che può essere mobilizzata per ogni meccanismo di rottura, per unità di larghezza del pendio, è data dalle seguenti espressioni:

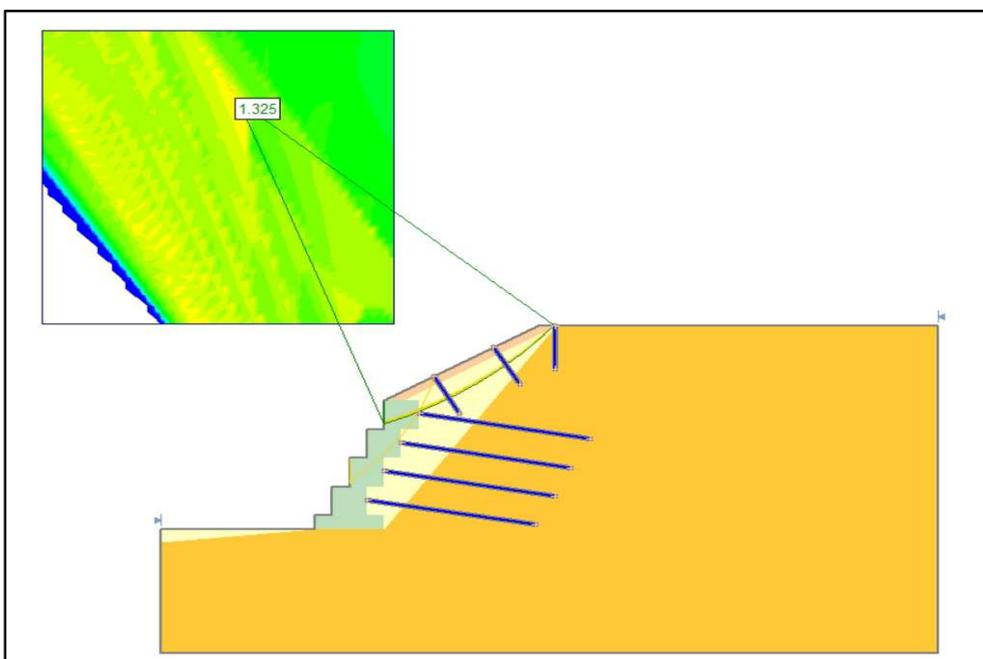
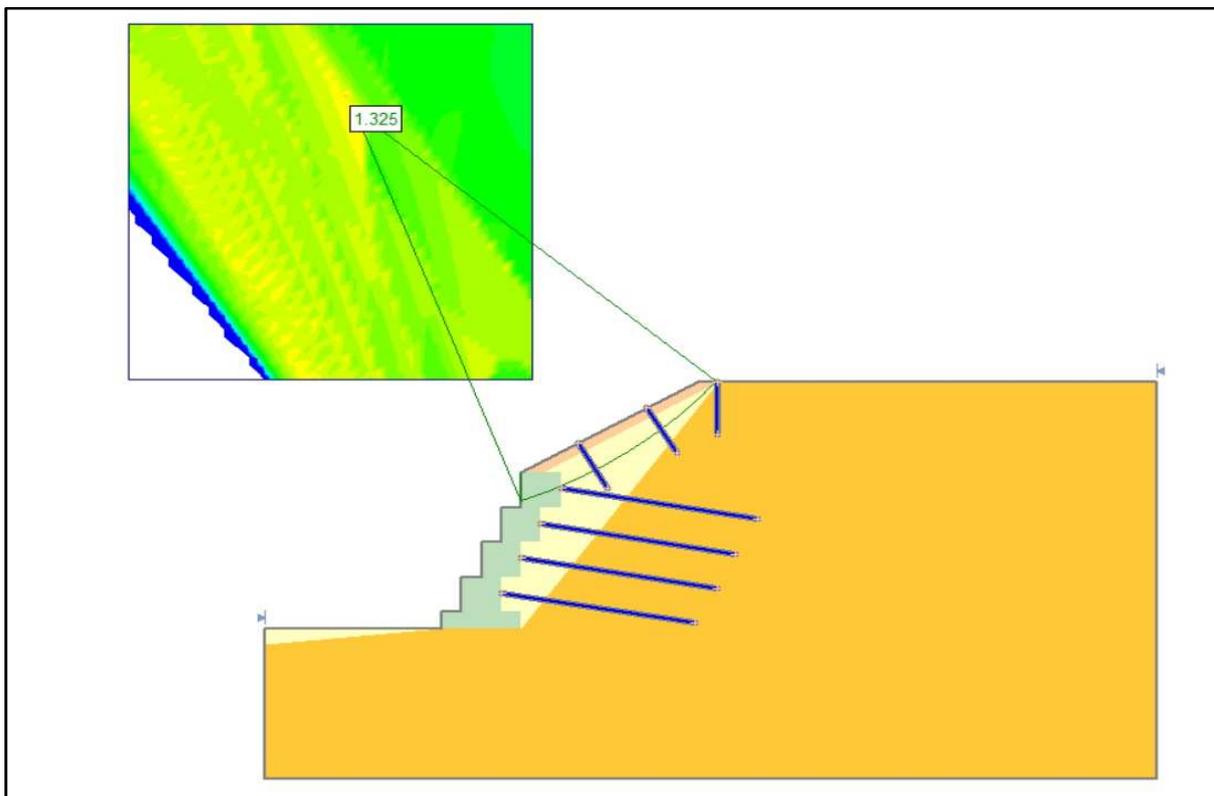
Pullout: $F_1 = B/L_o / S$ Eqn.1

Tensile: $F_2 = T/S$ Eqn.2

Stripping: $F_3 = (P+B/L_i) / S$ Eqn.3

La forza che viene considerata dal software ed applicata dal chiodo lungo la superficie di rottura ipotetica è data dal minimo di queste tre forze.





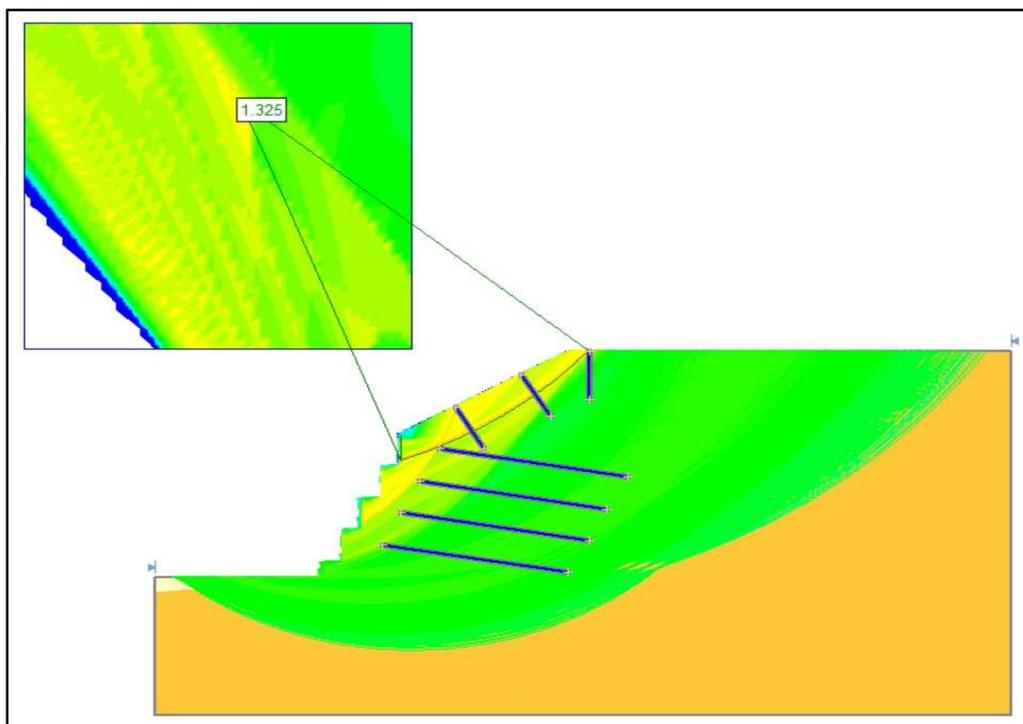


Figura 8.3: Schemi analisi gabbionata critica

Si riportano i risultati dell'analisi:

Method: bishop simplified - FS: 1.324820

Center: 2.259, 14.918

Radius: 12.022

Left Slip Surface Endpoint: 6.450, 3.649

Right Slip Surface Endpoint: 11.392, 7.100

Left Slope Intercept: 6.450 4.500

Right Slope Intercept: 11.392 7.100

Resisting Moment=680.962 kN-m

Driving Moment=514.004 kN-m

Valid / Invalid Surfaces

Method: bishop simplified

Number of Valid Surfaces: 26110

Number of Invalid Surfaces: 2501

Alla luce dell'analisi effettuata i gabbioni saranno di tipo a scatola in rete metallica a doppia torsione con maglia tipo 8x10 filodiam. 2,7/3,7 mm zincatura ZN.AL5% con copertura polimerica.

L'ancoraggio verrà realizzato con barre di acciaio autoperforanti a filetto continuo dove il terreno si presenta sciolto o con la sola terminazione in roccia oppure con barre tipo dywidag \varnothing 24 mm cementate dove si trova roccia affiorante. Il sistema di ancoraggio al gabbione sarà dotato di piastra ed accessori. La lunghezza media dei tiranti è stata valutata pari a 5 metri considerando che l'ancoraggio dovrà raggiungere il substrato roccioso con almeno 1,5 - 2 metri di fissaggio nella roccia sana.

Tale tecnologia realizza un presidio geotecnico drenante che presenta caratteristiche di lavoro come muro a gravità e caratteristiche di miglioramento geotecnico del terreno attraverso la resistenza a taglio e trazione offerta dalle chiodature. Anche l'opera in gabbioni riceve un notevole miglioramento geotecnico nei confronti di possibili meccanismi di rottura per scivolamento e rottura globale.

9 CONCLUSIONI

Sulla base delle considerazioni fatte e dei calcoli eseguiti l'intervento appare fattibile dal punto di vista tecnico.

Le opere strutturali risultano verificate e i tassi di lavoro dei materiali rientrano nelle tolleranze assunte.