

CONVENZIONE TRA COMUNE DI GENOVA E SOCIETA' INFRASTRUTTURE,
RECUPERO, ENERGIA LIGURIA I.R.E. S.P.A. PER LA PROGETTAZIONE DELLA
"SISTEMAZIONE IDRAULICA DEL TRATTO DI VALLE DEL RIO DENEGA"

Attività:

SISTEMAZIONE IDRAULICA DEL TRATTO DI VALLE DEL RIO DENEGA

Oggetto:

PROGETTO ESECUTIVO

Titolo:

RELAZIONE TECNICA SULLA STRUTTURE

Doc. n: I0057A\ESE\ESE\PRG\R001

Timbro e firma



Rev.	Data	Sez.	Pag.	Redatto	Controllato	Approvato	Descrizione
1	15/11/16	8	29	AM	MI	SB	Per Emissione

SOMMARIO

1	PREMESSA.....	3
2	RIFERIMENTI NORMATIVI	3
3	CARATTERISTICHE GENERALI	4
3.1	DESCRIZIONE DEGLI INTERVENTI.....	4
3.2	DESCRIZIONE DELLE FASI ESECUTIVE	5
3.3	MODELLO PER LA VALUTAZIONE DELLA SICUREZZA.....	5
3.4	MATERIALI UTILIZZATI	6
4	CENNI TEORICI SULLA METODOLOGIA DI CALCOLO APPLICATA.....	7
4.1	SCATOLARI PREFABBRICATI	7
4.2	MURI DI SOSTEGNO.....	10
5	ANALISI DEI CARICHI	16
5.1	CARICHI E SOVRACCARICHI	16
5.2	COMBINAZIONI	17
6	DATI SISMICI	18
7	PARAMETRI RELATIVI AL TERRENO	19
8	MANUFATTI DI PROGETTO.....	20
8.1	SEZIONE STRUTTURALE “1” – SCATOLARE PREFABBRICATO.....	20
8.2	MURO SEZIONE STRUTTURALE “2”	23
8.3	MURO SEZIONE STRUTTURALE “3”	26
8.4	BRIGLIA A PETTINE SEZIONE STRUTTURALE “7”	29

1 PREMESSA

La presente relazione descrive le strutture portanti dell'intervento denominato "Sistemazione idraulica del tratto di valle del rio Denega", con l'identificazione e la verifica delle opere di sostegno definitive.

Il progetto prevede la realizzazione per il tratto di valle di un canale della lunghezza di circa 40 m e la sistemazione del tratto a monte mediante interventi sulle sponde e sul fondo alveo.

Per il tratto di valle si è utilizzato uno scatolare prefabbricato in calcestruzzo armato vibrocompresso a sezione interna rettangolare pari a 200x150 cm, con spessore minimo delle pareti 16 cm dotato di guarnizione per la tenuta idraulica dei giunti. Per le altre opere si sono utilizzati strutture tradizionali in c.a. gettato in opera schematizzate da muri a mensola.

Il presente elaborato fa parte del Progetto Esecutivo dell'intervento, come previsto dal D.P.R. 5 ottobre 2010, n. 207, art. 37 comma 6, ed è finalizzato all'individuazione e descrizione della tipologia strutturale ed alla definizione e dimensionamento di tutti i componenti della stessa in ogni aspetto generale e particolare.

2 RIFERIMENTI NORMATIVI

Legge nr. 1086 del 05/11/1971.

Norme per la disciplina delle opere in conglomerato cementizio, normale e precompresso ed a struttura metallica.

– Legge nr. 64 del 02/02/1974.

Provvedimenti per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche.

– D.M. LL.PP. del 11/03/1988.

Norme tecniche riguardanti le indagini sui terreni e sulle rocce, la stabilità dei pendii naturali e delle scarpate, i criteri generali e le prescrizioni per la progettazione, l'esecuzione e il collaudo delle opere di sostegno delle terre e delle opere di fondazione.

– D.M. LL.PP. del 14/02/1992.

Norme tecniche per l'esecuzione delle opere in cemento armato normale e precompresso e per le strutture metalliche.

– D.M. 9 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.

– 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.

Sistemazione idraulica del tratto di valle del rio Denega
Progetto Esecutivo – Relazione tecnica sulle strutture

Doc. n: I0057A\ESE\ESE\PRG\R001-Rev.1

- 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

L'oggetto dell'intervento riguarda la sistemazione idraulica del tratto di valle del rio Denega, per adeguarla idraulicamente alle norme vigenti.

Nello specifico le opere prevedono la posa di una condotta prefabbricata nel tratto di valle e nel rifacimento di alcuni tratti di arginatura nei tratti dove il rio scorre a cielo libero.

Lo scatolare prefabbricato sarà in calcestruzzo armato vibrocompresso a sezione interna rettangolare pari a 200x150 cm, con spessore minimo delle pareti pari a 16 cm e sarà dotato di guarnizione per la tenuta idraulica dei giunti. L'armatura della soletta di copertura dovrà essere atta a sopportare carichi stradali di prima categoria con un ricoprimento minimo di 50 cm. In fase di fornitura l'esecutore dovrà fornire i calcoli statici di verifica in base alle condizioni richieste con allegata distinta e posizionamento dell'armatura utilizzata.

Nelle fasi transitorie di scavo è prevista la messa in opera di sistemi di blindatura degli scavi che verranno rimossi una volta posizionato il manufatto ed effettuato il reinterro e la compattazione degli starti di riporto

3.2 DESCRIZIONE DELLE FASI ESECUTIVE

Operativamente si procederà in accordo alle fasi identificate dalla relazione sulla cantierizzazione da valle verso monte.

Per la posa dei manufatti prefabbricati si procederà per campioni di lunghezza da concordare con la D.L. ed i fronti degli scavi dovranno essere protetti da blindature.

Per le opere in calcestruzzo tradizionale gettato in opera le fasi esecutive saranno le seguenti:

- scavo a campione da definire con la D.L. fino alla quota di imposta dei manufatti;
- eventuali puntellamenti delle porzioni di arginature esistenti su indicazione della D.L.;
- esecuzione di getto di calcestruzzo magro;
- tracciamento, armatura e getto parti in fondazione fondazioni;
- tracciamento, armatura e getto parti in elevazione;
- reinterri;
- ripristini e finiture.

3.3 MODELLO PER LA VALUTAZIONE DELLA SICUREZZA

L'intervento ricade nel comune di Genova ed in particolare nell'Unità Urbanistica n. 53 – Molassana classificata zona sismica 3 dalla D.G.R. 19/11/10 n. 1362 entrata in vigore il 1° gennaio 2011.

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 e geotecnica, parti integranti del presente progetto esecutivo, redatte dal geologo Simone Donati.

Per la modellazione delle strutture e per la loro successiva soluzione è stato utilizzato il software di calcolo "Scat 11" e "Max 10" della Aztec Informatica che consente il progetto e verifica di scatolari prefabbricati e muri a mensola in c.a. tradizionale con il metodo degli elementi finiti in campo monodimensionale.

3.4 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:

3.4.1 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 carpenterie acciaio ordinario tipo S235 JR (ex Fe 360).

3.4.2 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).

3.4.3 ELEMENTI PREFABBRICATI

Miscela di calcestruzzo (secondo UNI EN 206-1)

Il calcestruzzo viene prodotto nel cantiere di prefabbricazione con proprio impianto di betonaggio. Le quantità dei componenti l'impasto sono predeterminate rilevando automaticamente i valori dei volumi e dei pesi, inoltre viene sistematicamente verificato il rapporto a/c, tenendo conto dell'umidità degli inerti.

Calcestruzzo

- classe di resistenza a compressione C45/55;
- resistenza cubica caratteristica $R_{ck} > 50 \text{ N/mm}^2$.

Acciaio per armatura lenta

Rete elettrosaldata e barre sagomate in acciaio trafilato del tipo B450C.

Le reti elettrosaldate e le barre sagomate sono controllate in stabilimento dal produttore e dal prefabbricatore, secondo quanto stabilito dalla normativa vigente:

- resistenza a rottura $f_{tk} > 540 \text{ N/mm}^2$;
- resistenza a snervamento $f_{yk} > 450 \text{ N/mm}^2$;
- allungamento $(A_{gt})_k > 7,5 \%$;
- copriferro $c = 3 \text{ cm}$.

Acciaio in trefoli per armatura pre-compressa

- | | |
|---|--|
| – tensione caratteristica all'1% di deformazione totale | $f_{p(1)k} \geq 1670 \text{ N/mm}^2$ |
| – tensione caratteristica di rottura | $f_{ptk} \geq 1860 \text{ N/mm}^2$ |
| – allungamento sotto carico massimo | $A_{gt} \geq 3.5\%$ |
| – resistenza di calcolo | $f_{yd} = f_{p(1)k} / \gamma_s =$
$f_{p(1)k} / 1.15 = 1452.17 \text{ N/mm}^2$ |
| – modulo elastico normale | $E = 210000 \text{ N/mm}^2$ |
| – coefficiente di Poisson | $\nu = 0.3$ |
| – coefficiente di dilatazione termica | $\alpha = 1.2 \cdot 10^{-5} \text{ } ^\circ\text{C}^{-1}$ |
| – peso specifico | $\gamma = 78.5 \text{ kN/m}^3$ |

4 CENNI TEORICI SULLA METODOLOGIA DI CALCOLO APPLICATA

4.1 SCATOLARI PREFABBRICATI

4.1.1 PRESSIONE GEOSTATICA

In questo caso la pressione in calotta viene calcolata come prodotto tra il peso di volume del terreno per l'altezza del ricoprimento (Spessore dello strato di terreno superiore). Quindi la pressione in calotta è fornita dalla seguente relazione:

$$P_v = \gamma H$$

Se sul profilo del piano campagna sono presenti dei sovraccarichi, concentrati e/o distribuiti, la diffusione di questi nel terreno avviene secondo un angolo, rispetto alla verticale, pari a 30.00° .

4.1.2 SPINTA ATTIVA

La teoria di Coulomb considera l'ipotesi di un cuneo di spinta a monte della parete che si muove rigidamente lungo una superficie di rottura rettilinea. Dall'equilibrio del cuneo si ricava la spinta che il terreno esercita sull'opera di sostegno. In particolare Coulomb ammette, al contrario della teoria di Rankine, l'esistenza di attrito fra il terreno e la parete, e quindi la retta di spinta risulta inclinata rispetto alla normale alla parete stesso di un angolo di attrito terra-parete.

L'espressione della spinta esercitata da un terrapieno, di peso di volume γ , su una parete di altezza H , risulta espressa secondo la teoria di Coulomb dalla seguente relazione (per terreno incoerente)

$$S = 1/2 \gamma H^2 K_a$$

K_a rappresenta il coefficiente di spinta attiva di Coulomb nella versione riveduta da Muller-Breslau, espresso come

$$K_a = \frac{\sin(\alpha + \phi)}{\sin^2 \alpha \sin(\alpha - \delta) \left[1 + \frac{\sqrt{[\sin(\phi + \delta)\sin(\phi - \beta)]}}{\sqrt{[\sin(\alpha - \delta)\sin(\alpha + \beta)]}} \right]^2}$$

dove ϕ è l'angolo d'attrito del terreno, α rappresenta l'angolo che la parete forma con l'orizzontale ($\alpha = 90^\circ$ per parete verticale), δ è l'angolo d'attrito terreno-parete, β è l'inclinazione del terrapieno rispetto all'orizzontale.

La spinta risulta inclinata dell'angolo d'attrito terreno-parete δ rispetto alla normale alla parete.

Il diagramma delle pressioni del terreno sulla parete risulta triangolare con il vertice in alto. Il punto di applicazione della spinta si trova in corrispondenza del baricentro del diagramma delle pressioni ($1/3 H$ rispetto alla base della parete). L'espressione di K_a perde di significato per $\beta > \phi$. Questo coincide con quanto si intuisce fisicamente: la pendenza del terreno a monte della parete non può superare l'angolo di natural declivio del terreno stesso.

Nel caso di terreno dotato di attrito e coesione c l'espressione della pressione del terreno ad una generica profondità z vale

$$\sigma_a = \gamma z K_a - 2 c \sqrt{K_a}$$

4.1.3 SPINTA IN PRESENZA DI FALDA

Nel caso in cui a monte della parete sia presente la falda il diagramma delle pressioni sulla parete risulta modificato a causa della sottospinta che l'acqua esercita sul terreno. Il peso di volume del terreno al di sopra della linea di falda non subisce variazioni. Viceversa al di sotto del livello di falda va considerato il peso di volume di galleggiamento

$$\gamma_a = \gamma_{sat} - \gamma_w$$

dove γ_{sat} è il peso di volume saturo del terreno (dipendente dall'indice dei pori) e γ_w è il peso di volume dell'acqua. Quindi il diagramma delle pressioni al di sotto della linea di falda ha una pendenza minore. Al diagramma così ottenuto va sommato il diagramma triangolare legato alla pressione idrostatica esercitata dall'acqua.

4.1.4 SPINTA A RIPOSO

Si assume che sui piedritti agisca la spinta calcolata in condizioni di riposo.

Il coefficiente di spinta a riposo è espresso dalla relazione

$$K_0 = 1 - \sin \phi$$

dove ϕ rappresenta l'angolo d'attrito interno del terreno di rinfianco.

Quindi la pressione laterale, ad una generica profondità z e la spinta totale sulla parete di altezza H valgono

$$\sigma = \gamma z K_0 + p_v K_0$$

$$S = 1/2 \gamma H^2 K_0 + p_v K_0 H$$

dove p_v è la pressione verticale agente in corrispondenza della calotta.

4.1.5 SPINTA IN CONDIZIONE DI SISMA

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

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

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

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

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

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

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

$$A = \cos^2(\beta + \theta) / \cos^2\beta \cos\theta$$

Tale incremento di spinta deve essere applicato ad una distanza dalla base pari a 1/2 dell'altezza della parete.

Oltre a questo incremento bisogna tener conto delle forze d'inerzia orizzontali che si destano per effetto del sisma. Tale forza viene valutata come

$$F_i = CW$$

dove W è il peso della parete e dei relativi sovraccarichi permanenti e va applicata nel baricentro dei pesi.

4.1.6 STRATEGIA DI SOLUZIONE

A partire dal tipo di terreno, dalla geometria e dai sovraccarichi agenti il programma è in grado di conoscere tutti i carichi agenti sulla struttura per ogni combinazione di carico.

La struttura scatolare viene schematizzata come un telaio piano e viene risolta mediante il metodo degli elementi finiti (FEM). Più dettagliatamente il telaio viene discretizzato in una serie di elementi connessi fra di loro nei nodi.

Il terreno di rinfiaccio e di fondazione viene invece schematizzato con una serie di elementi molle non reagenti a trazione (modello di Winkler). L'area della singola molla è direttamente proporzionale alla costante di Winkler del terreno e all'area di influenza della molla stessa.

A partire dalla matrice di rigidità del singolo elemento, \mathbf{K}_e , si assembla la matrice di rigidità di tutta la struttura \mathbf{K} . Tutti i carichi agenti sulla struttura vengono trasformati in carichi nodali (reazioni di incastro perfetto) ed inseriti nel vettore dei carichi nodali \mathbf{p} .

Indicando con \mathbf{u} il vettore degli spostamenti nodali (incogniti), la relazione risolutiva può essere scritta nella forma

$$\mathbf{K} \mathbf{u} = \mathbf{p}$$

Da questa equazione matriciale si ricavano gli spostamenti incogniti \mathbf{u}

$$\mathbf{u} = \mathbf{K}^{-1} \mathbf{p}$$

Noti gli spostamenti nodali è possibile risalire alle sollecitazioni nei vari elementi.

La soluzione del sistema viene fatta per ogni combinazione di carico agente sullo scatolare. Il successivo calcolo delle armature nei vari elementi viene condotto tenendo conto delle condizioni più gravose che si possono verificare nelle sezioni fra tutte le combinazioni di carico.

4.2 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

4.2.1 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 p 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.

4.2.2 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

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

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

$$A = \cos^2(\beta + \theta) / \cos^2\beta \cos\theta$$

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

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

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.

4.2.3 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 disuguaglianza

$$M_s / M_r \geq \eta_r$$

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.

4.2.4 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 sviluppata 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.

4.2.5 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:

$$Q_u / R \geq \eta_q$$

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.

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

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

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

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

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:

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

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

$i_y = 0$ per $\phi = 0$

4.2.6 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.

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 da traffico;
- la spinta sulle opere di sostegno;
- i sovraccarichi presenti a monte delle opere di sostegno.

Per i sovraccarichi stradali e per le azioni variabili da traffico, si è assunto lo schema di carico 1 come da D.M. 14/01/2008 § 5.1.4.3 (verifiche globali) applicato con asse della condotta ortogonale o parallelo all'asse della strada, relativo a un mezzo convenzionale a due assi da 600 kN.

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°1362 del 19/11/2010 (In ottemperanza ai disposti del DM 14.01.2008 Norme Tecniche per le Costruzioni. Aggiornamento classificazione sismica del territorio della Regione Liguria) l'Unità Urbanistica del Comune di Genova n. 53 – Molassana in cui insiste l'intervento è classificata zona sismica 3.



Figura 6.1: Identificazione del sito di progetto

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.

Coordinate dell'intervento: (44.454723; 8.985044)

Dati sulla costruzione:	
Vita Nominale:	50 anni
Coefficiente d'uso:	II - Normali affollamenti
Periodo di riferimento per l'azione sismica:	50 anni
Parametri sismici geologici:	
Categoria sottosuolo:	E
Categoria topografica:	T1

STATO LIMITE	Tr [anni]	ag [g]	Fo [-]	Tc [s]
SLO	30	0,025	2,496	0,196
SLD	50	0,032	2,530	0,212
SLV	475	0,078	2,519	0,281
SLC	975	0,104	2,485	0,289

Opzioni sisma

D.M. 1996
Coefficiente di intensità sismica [%] 7,00

N.T.C. 2008

Analisi SLU
Accelerazione al suolo ag [m/s²] ag/g = 0,08 0,779
Massimo fattore amplificazione spettro orizzontale F0 2,514
Periodo inizio tratto spettro a velocità costante Tc* 0,280
Tipo di sottosuolo - Coefficiente stratigrafico Ss Tipo E 1,600
Coefficiente di riduzione (β_m) C 0,18

Analisi SLE
Accelerazione al suolo ag [m/s²] ag/g = 0,03 0,318
Massimo fattore amplificazione spettro orizzontale F0 2,529
Periodo inizio tratto spettro a velocità costante Tc* 0,212
Coefficiente stratigrafico Ss 1,600
Coefficiente di riduzione (β_m) C 0,18

Coefficiente amplificazione topografica S_T T1 1,00

$K_h = ag/g * S_s * S_t * \beta_m$

Coefficiente di intensità sismica orizzontale SLU Kh [%] = 2,29
Coefficiente di intensità sismica orizzontale SLE Kh [%] = 0,93

Intensità sismica Verticale/Drizzontale 0,50
Forma diagramma incremento sismico
 Rettangolare Stessa forma diagramma statico

<< Importa parametri sismici >> Dettagli >>

Accetta Annulla Help

Figura 6.2: Calcolo parametri sismici

7 PARAMETRI RELATIVI AL TERRENO

Per la redazione del presente elaborato si sono prese in considerazione le informazioni contenute nelle relazioni geologica e geotecnica esecutive che costituiscono parte integrante del presente progetto redatte dal geologo Simone Donati, con studio in piazza di Soziglia, 12 – 16123 Genova e dei risultati delle prove e dei sondaggi eseguiti in sito.

In particolare la campagna geognostica, ha previsto 2 sondaggi a carotaggio continuo abbinati a prove SPT in foro e al prelievo di campioni rimaneggiati e indisturbati.

Sistemazione idraulica del tratto di valle del rio Denega
Progetto Esecutivo – Relazione tecnica sulle strutture

Con i dati derivanti da tali prove e dalle stratigrafie e le sezioni geologiche interpretative è stato identificata una stratigrafia di progetto caratterizzata dai seguenti parametri geologici cautelativi da utilizzare come input nel software di calcolo:

Terreni di riporto antropici (dal piano stradale a -1.00 m)

$P_s = 21 \text{ kN/mc}$ $c = 0 \text{ kPa}$ $\varphi = 30^\circ$ $E = 5 \text{ MPa}$

Ghiaie – ghiaie limose o argillose (da quota -1.00 m)

$P_s = 19,00 \text{ kN/mc}$ $c = 0 \text{ kPa}$ $\varphi = 28^\circ$ $E = 50 \text{ MPa}$

8 MANUFATTI DI PROGETTO

Nel presente capitolo si descriveranno le verifiche effettuate per le differenti tipologie considerate. In particolare si è effettuata la verifica del manufatto prefabbricato e di due tipologie di muri a mensola in c.a. tradizionale.

8.1 SEZIONE STRUTTURALE “1” – SCATOLARE PREFABBRICATO

8.1.1 DIMENSIONI

Per il presente progetto si sono identificati manufatti rettangolari prefabbricati in calcestruzzo armato con le seguenti dimensioni utili interne: 200 cm (base), 150 cm (altezza), 16 cm (spessore).

La posa di progetto è sotto strada di 1^a categoria con il manufatto sottoposto all'azione di carichi mobili (mezzo convenzionale da 600 kN a due assi per ponti di 1^a categoria), con ricoprimento di terreno minimo pari a 50 cm.

Tutti i dati relativi alle ipotesi di progetto (analisi dei carichi, natura del terreno, etc.) devono essere verificati e approvati dall'impresa.

I manufatti dovranno giungere in cantiere corredati da apposita relazione di calcolo, timbrata e firmata da un professionista abilitato, e dalle certificazioni di legge.

8.1.2 METODO COSTRUTTIVO

I manufatti vengono prodotti con processo di fabbricazione automatico, con vibrocompressione ad alimentazione ponderata. Il ciclo consiste nel riempire di calcestruzzo la cassaforma metallica, specificatamente sagomata per la formazione del manufatto con i relativi giunti; durante la produzione, al fine di ottenere un prodotto finale qualitativamente omogeneo, l'entità della vibrocompressione è controllata da dispositivi idraulici ed elettronici

che garantiscono una compattazione omogenea della miscela lungo tutte le pareti del manufatto.

Dopo la formazione del manufatto, una adeguata apparecchiatura provvede al trasporto e alla sformatura in zona di stoccaggio, all'interno dello stabilimento.

8.1.3 POSA IN OPERA

La normativa UNI-EN 14484 ai punti C.3, C.4 e C.5 fornisce raccomandazioni in merito all'installazione degli scatolari che vengono che vengono di seguito riassunte.

Movimentazione e stoccaggio:

Utilizzare mezzi idonei tali da garantire stabilità a movimentazione e ribaltamento tenute presenti eventuali azioni esterne meccaniche e/o agenti atmosferici.

Spessore del letto di posa:

Almeno 250 mm di livellamento del piano di posa realizzato da calcestruzzo magro armato con rete elettrosaldata. La pendenza specificata e l'allineamento dovrebbero essere realizzati in corrispondenza del letto di posa. Per velocizzare le operazioni di posa e non prolungare le fasi di scavo si prevede l'utilizzo di acceleranti di presa per permettere allo strato di cls di raggiungere le prestazioni necessarie alla posa dei manufatti.

Posa:

Posare la condotta dalla fine della pendenza. Ispezionare elementi per verificarne pulizia ed integrità. Calare l'elemento scatolare delicatamente sulla base preparata allineando il maschio con la femmina dell'elemento già posato. Eliminare accumuli di acqua nello scavo.

Formazione livellette:

Utilizzare apparecchiatura di alta precisione.

Giunzione tra elementi:

Utilizzare apparecchiatura idraulica o manuale tipo TIRFOR.

Rinterro:

Iniziare rinterro il più presto possibile dopo la posa dello scatolare. Preferibile realizzare il rinterro iniziale sopra l'elemento scatolare in strati da 200 mm di materiale granulare. Non usare materiali congelati od organici per il rinterro.

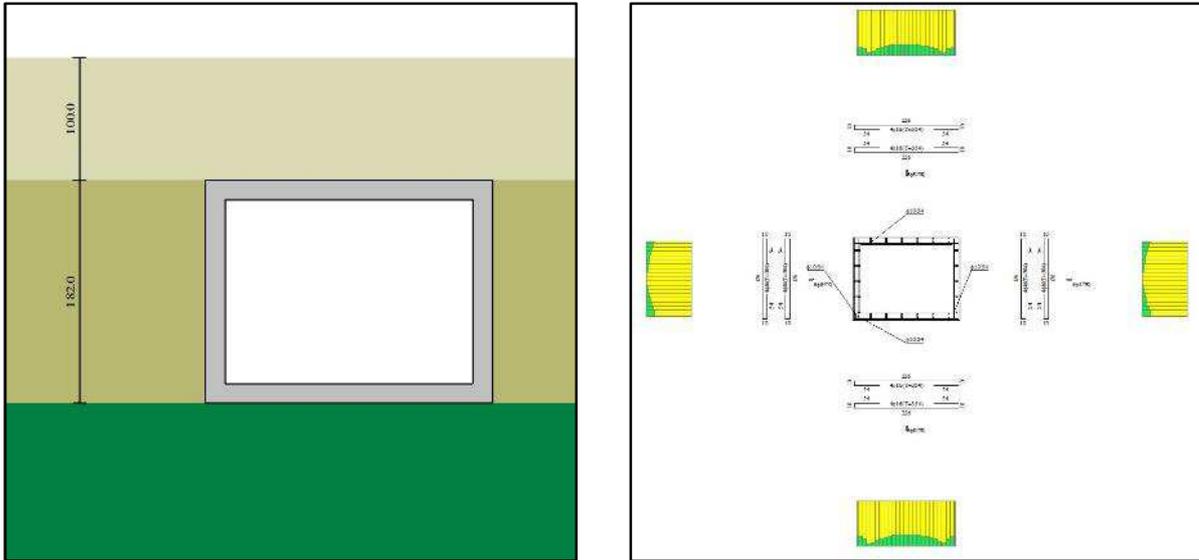


Figura 8.1: Sezione tipologica "1"

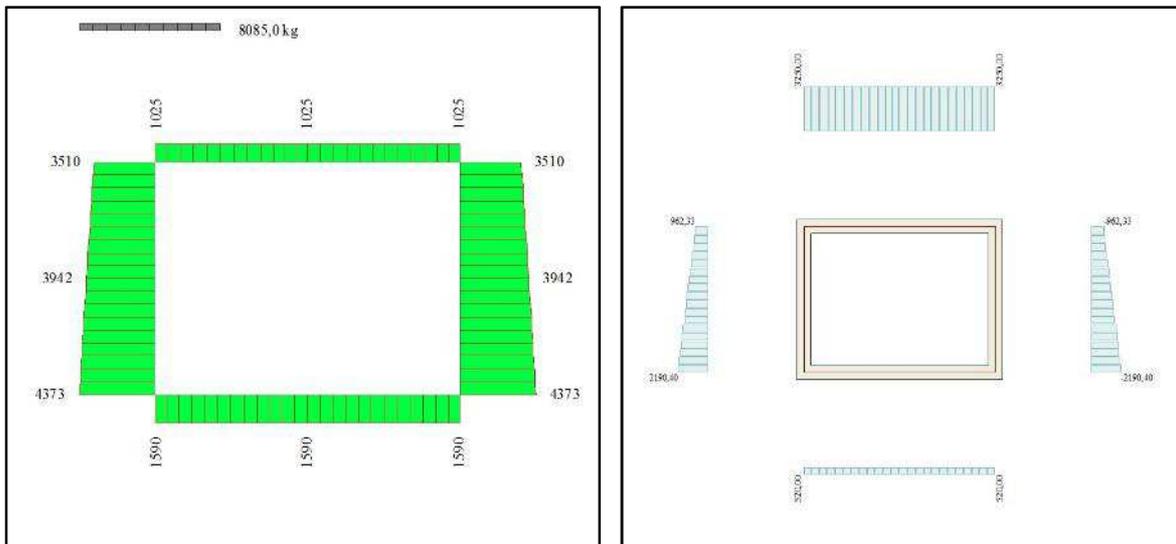


Figura 8.2: Caratteristiche della sollecitazione

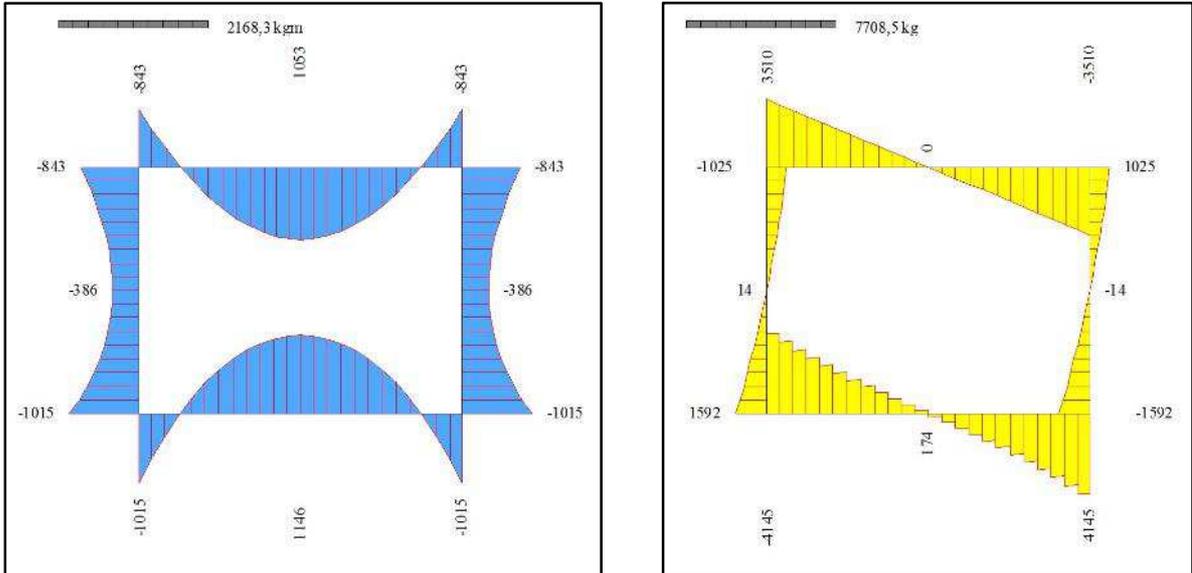


Figura 8.3: Caratteristiche della sollecitazione

8.2 MURO SEZIONE STRUTTURALE "2"

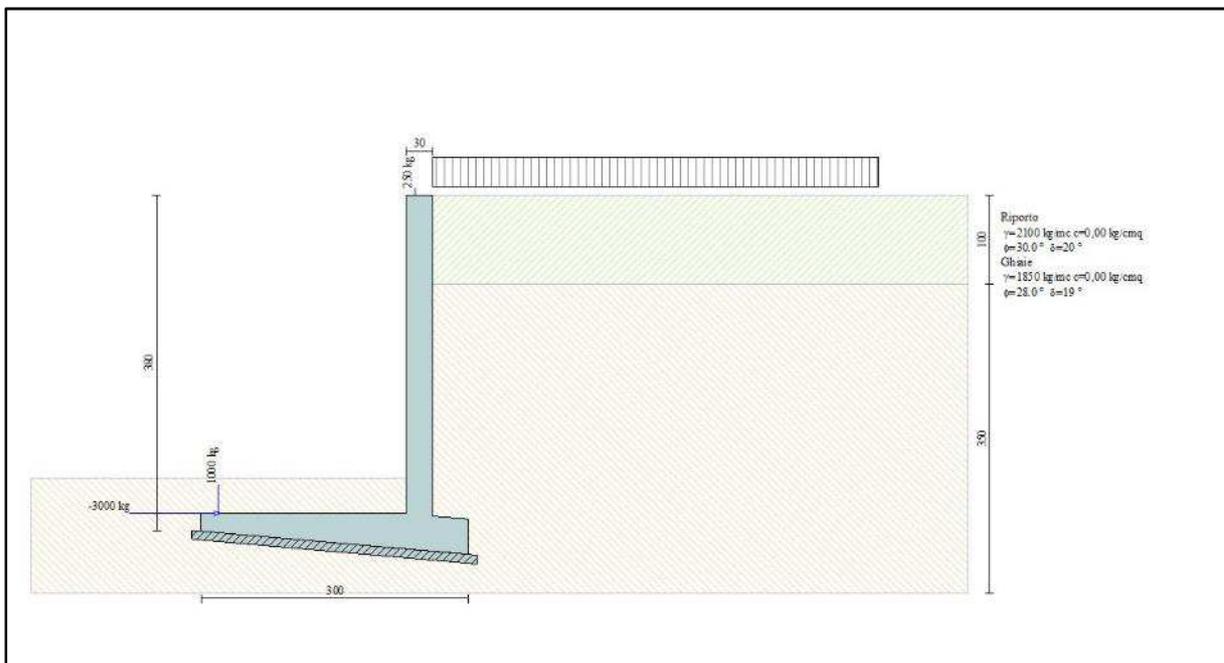


Figura 8.4: Sezione tipologica "2"

Il doppio muro è costituito da una forma ad “U” e la carpenteria ed armatura è descritta negli elaborati grafici parte integrante del presente progetto. In figura 8.1 è rappresentato lo schema di calcolo utilizzato per le verifiche.

L'altezza dei due paramenti è variabile e si evince dal profilo longitudinale e i valori minimi e massimi sono indicati sugli elaborati strutturali. Lo spessore sarà costante e pari a 30 cm per il paramento più alto (lato dx) e 25 cm per il paramento più basso (lato sx) la fondazione sarà sagomata in modo da soddisfare le verifiche di stabilità.

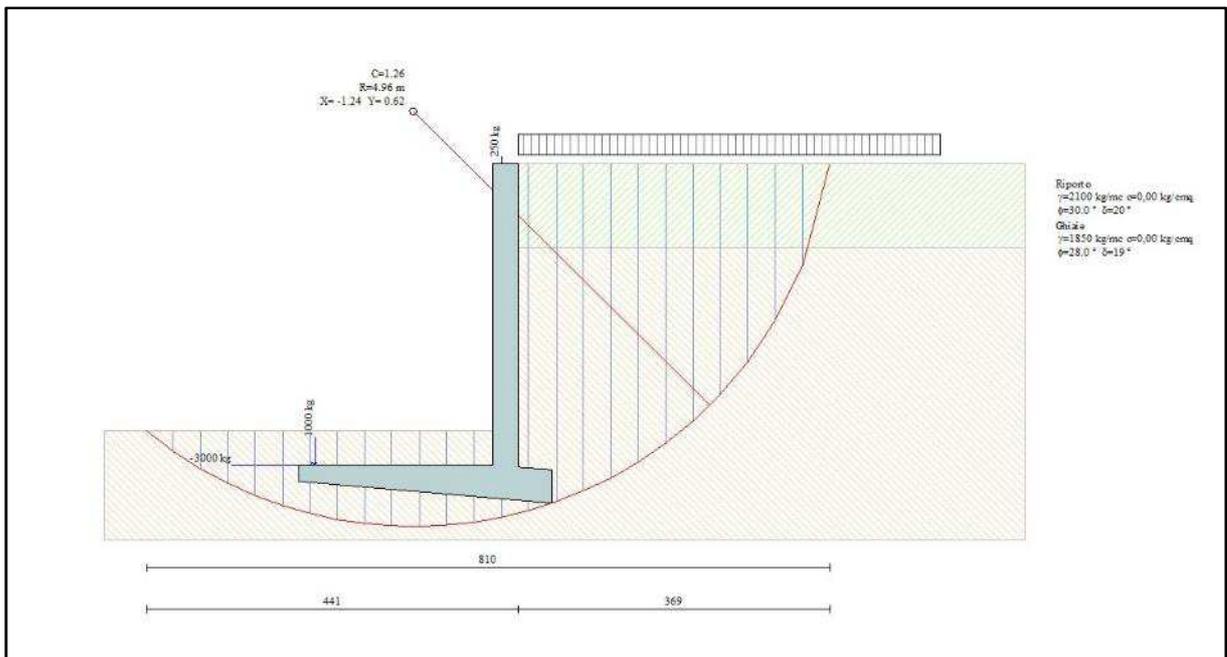


Figura 8.5: Cerchio critico

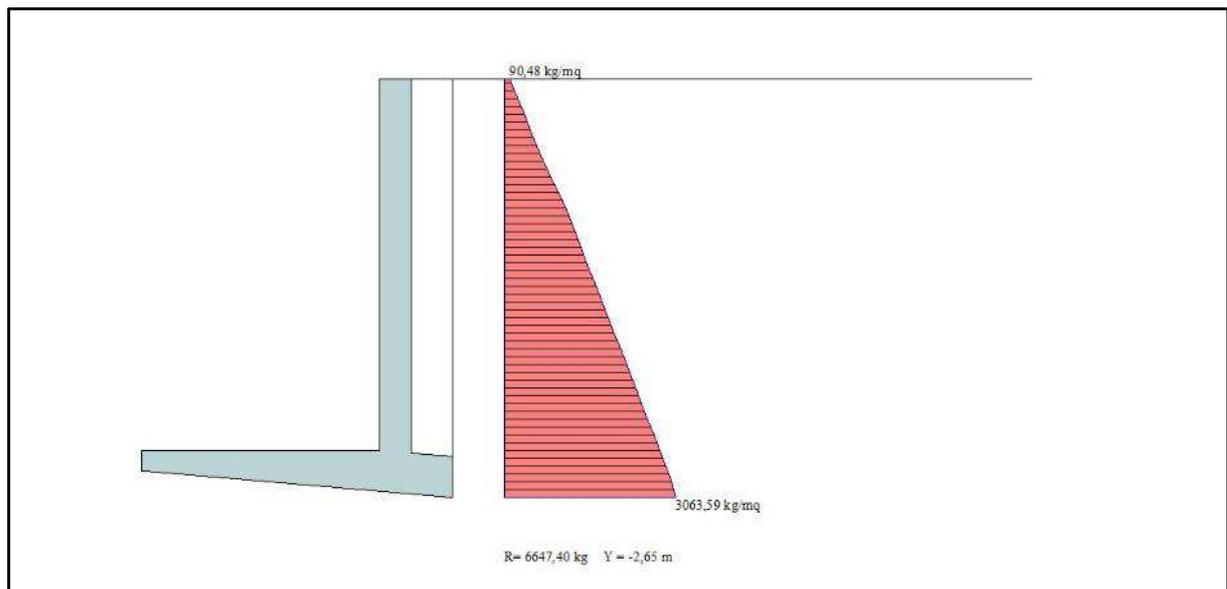


Figura 8.6: Diagramma delle spinte

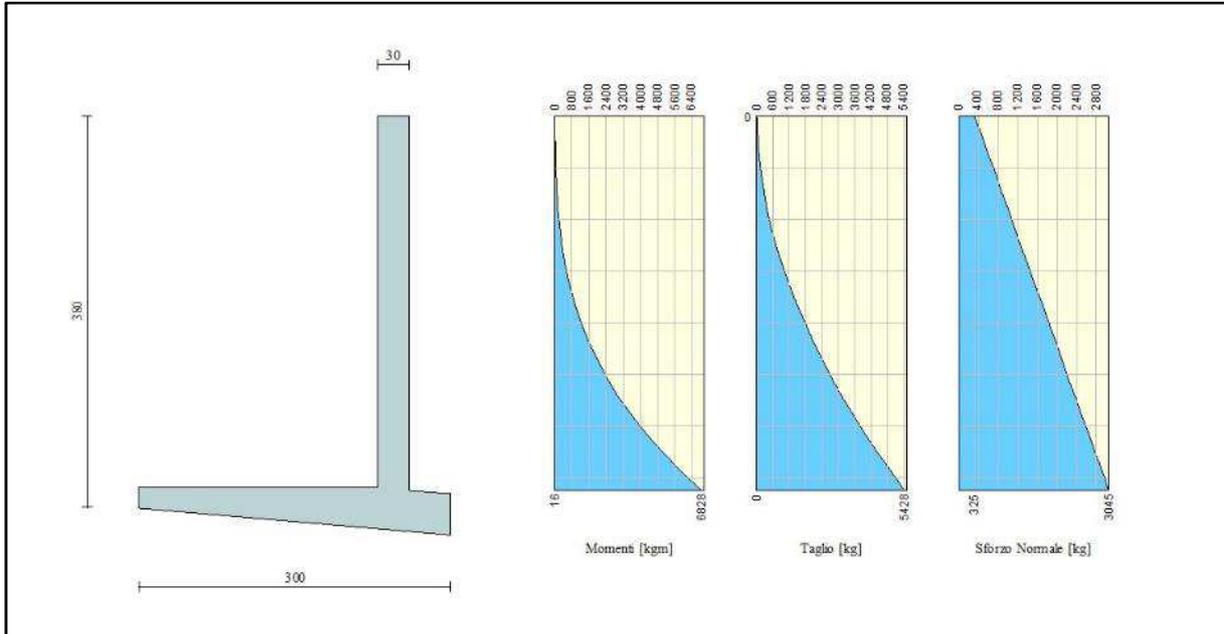


Figura 8.7: Sollecitazioni paramento

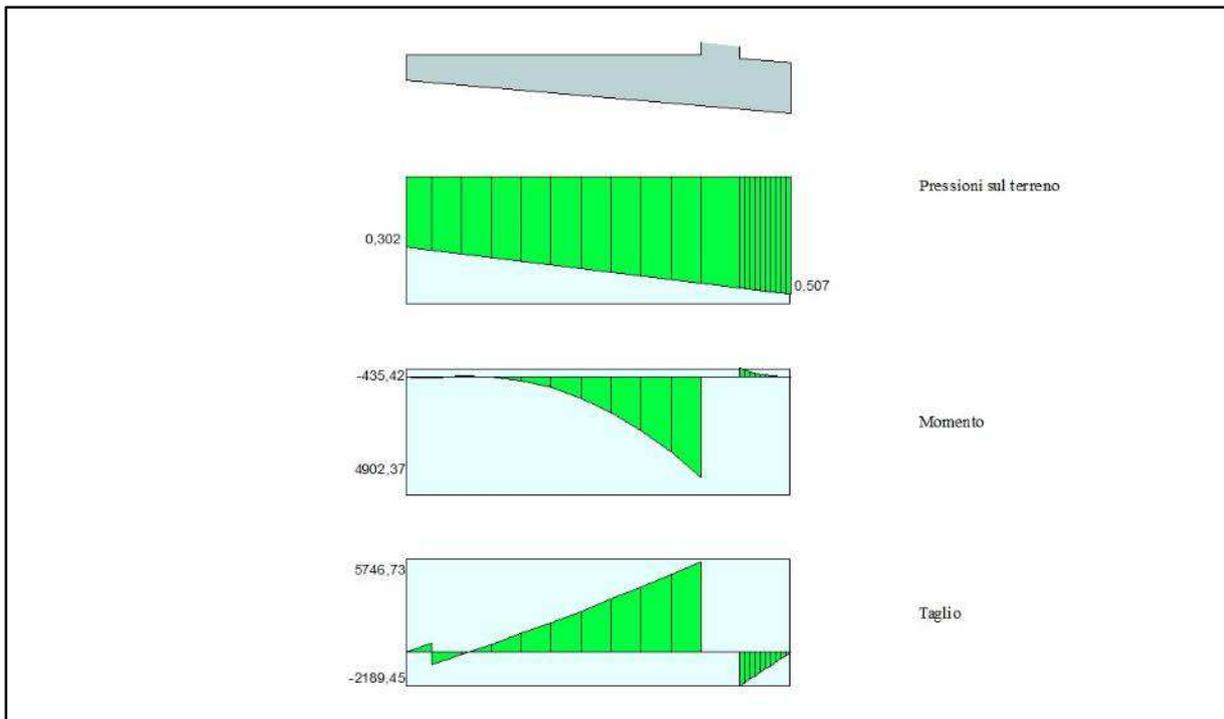


Figura 8.8: Sollecitazioni fondazione

Lo scavo di fondazione verrà effettuato mantenendo sempre scarpate con pendenza massima 2/3 e prima della realizzazione del manufatto verrà posto in opera uno strato di magrone di spessore minimo pari a 5 cm.

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.

Il progetto e le verifiche sono state condotte mediante software di calcolo e le ipotesi assunte ed i risultati ottenuti sono contenuti nell'allegato alla presente relazione contenente la relazione di output con i tabulati di calcolo.

8.3 MURO SEZIONE STRUTTURALE "3"

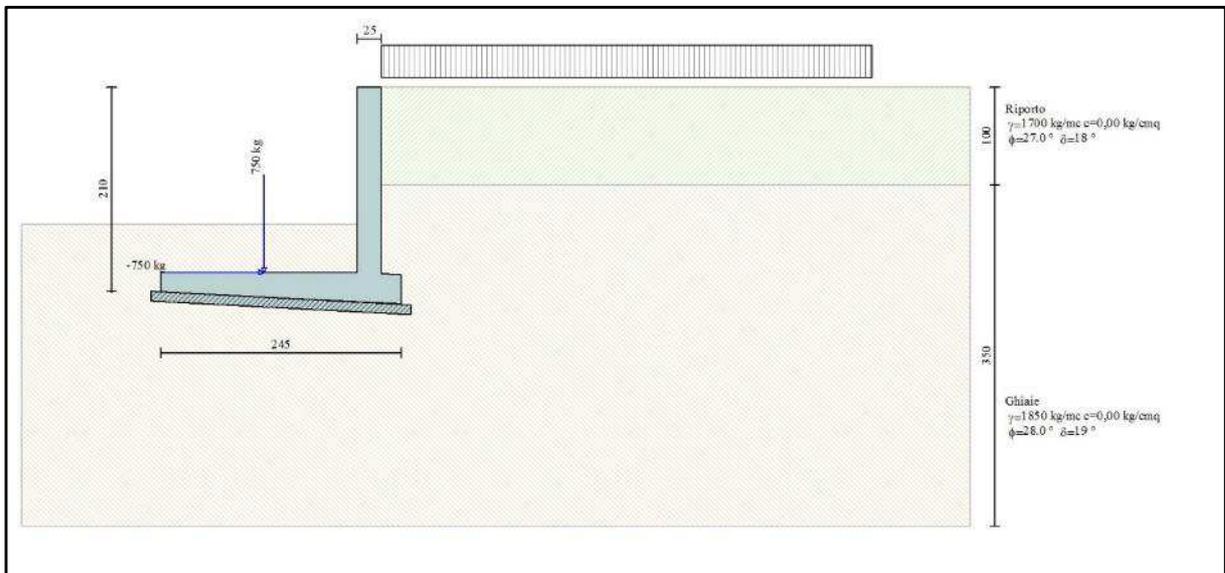


Figura 8.9: Sezione tipologica "3"

Il muro è costituito da un paramento ad altezza variabile e le altezze si evincono dal profilo longitudinale e i valori minimi e massimi sono indicati sugli elaborati strutturali. Lo spessore sarà costante e pari a 25 cm, la fondazione si estenderà per tutta la larghezza del rio e costituirà una difesa dall'erosione dello stesso ed un consolidamento del paramento esistente situato sull'altro lato del rio stesso.

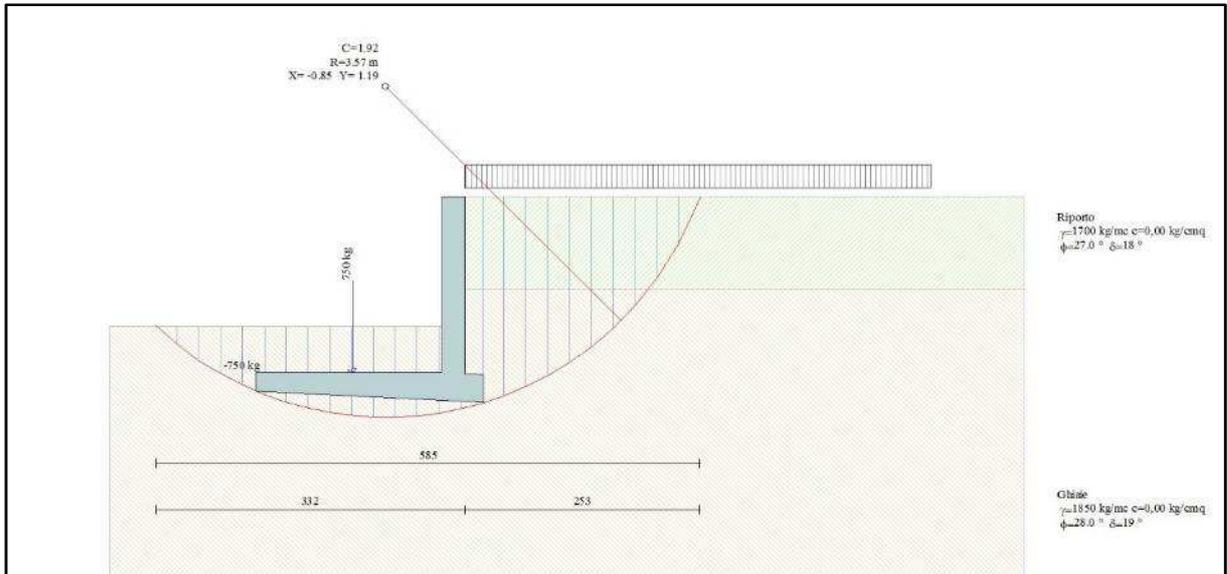


Figura 8.10: Cerchio critico

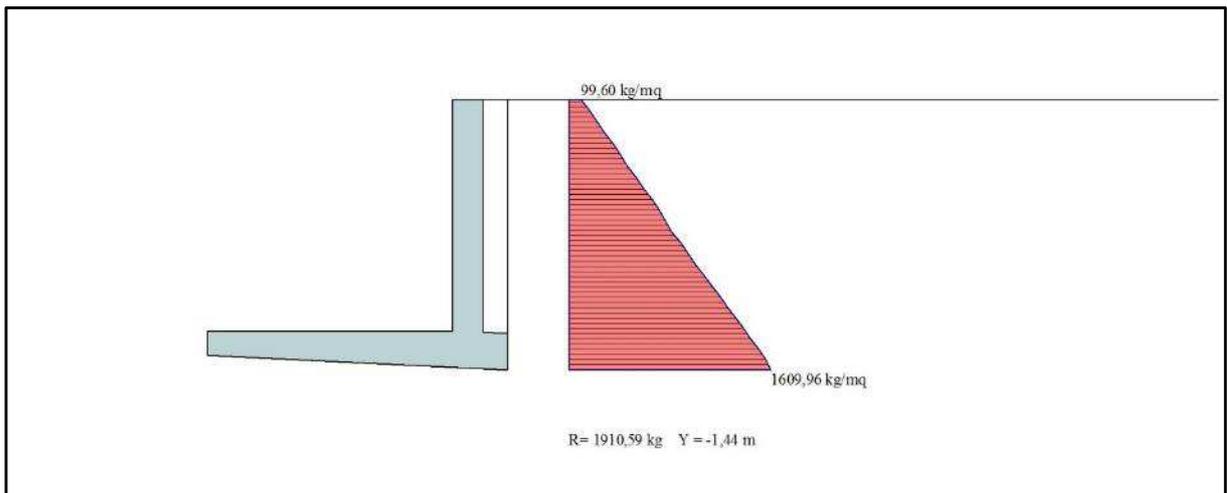


Figura 8.11: Diagramma delle spinte

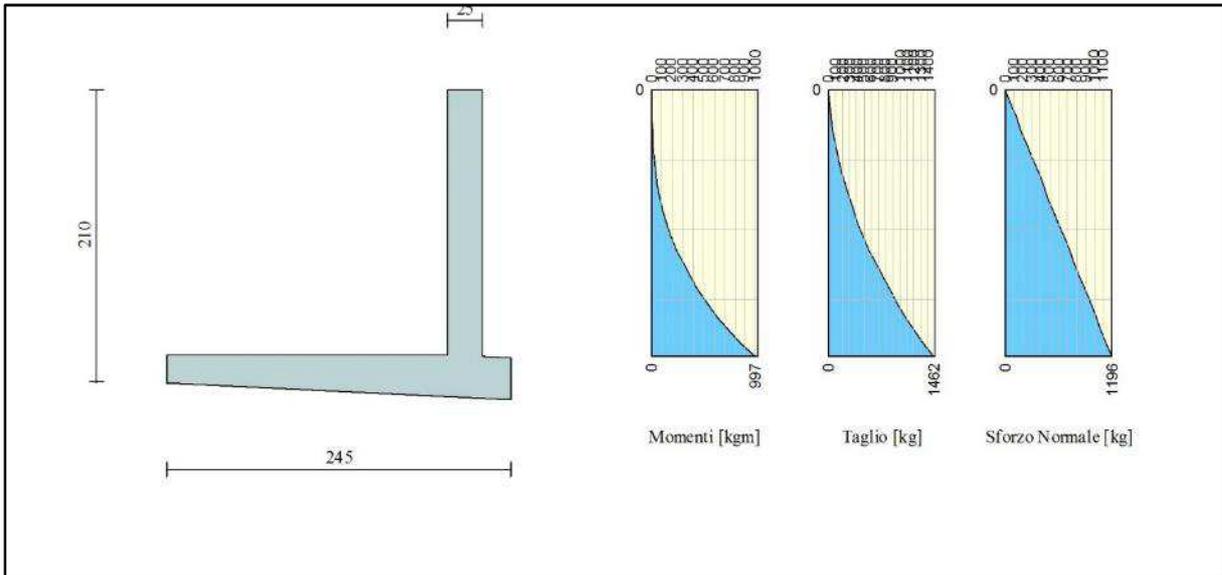


Figura 8.12: Sollecitazioni elevazione

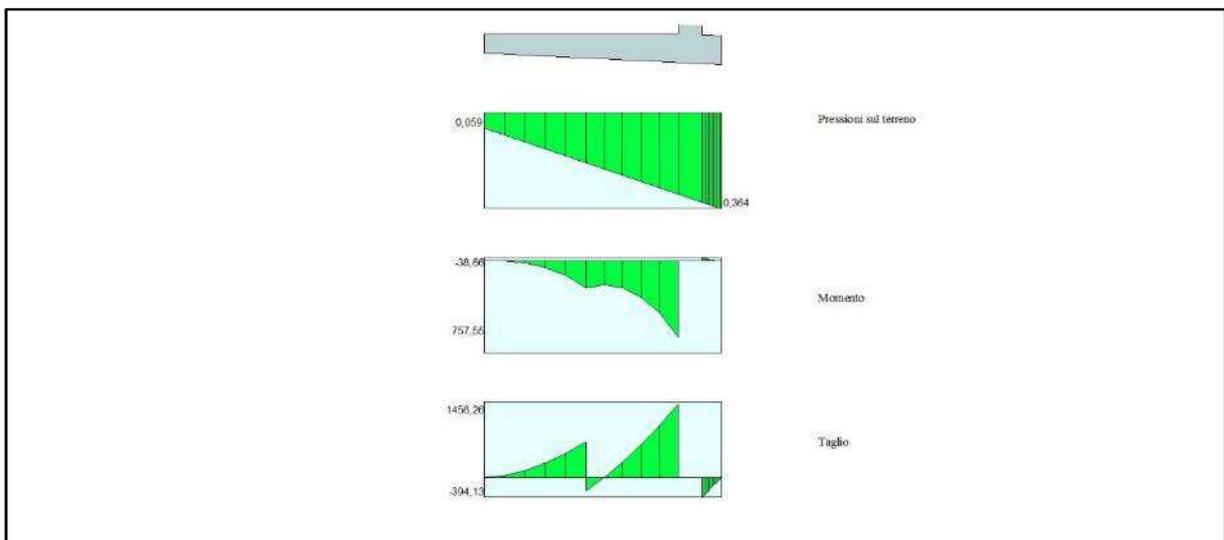


Figura 8.13: Sollecitazioni fondazione

Lo scavo di fondazione verrà effettuato mantenendo sempre scarpate con pendenza massima 2/3 e prima della realizzazione del manufatto verrà posto in opera uno strato di magrone di spessore minimo pari a 5 cm.

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.

Il progetto e le verifiche sono state condotte mediante software di calcolo e le ipotesi assunte ed i risultati ottenuti sono contenuti nell'allegato alla presente relazione contenente la relazione di output con i tabulati di calcolo.

8.4 BRIGLIA A PETTINE SEZIONE STRUTTURALE "7"

E' prevista la realizzazione di una briglia a pettina in profili di acciaio che funzioni da raccolta per il trasporto solido a monte della tombinatura presso la parte terminale di via Lusignani (sezioni idrauliche 68-65.4) con contestuale pulizia del tratto plateato di valle e del fondo naturale di monte fino alla sez. 70 circa.

L'opera sarà costituita da una briglia formata da 5 profili HEA160 collegati in testa e al piede e ancorati alla struttura in c.a. esistente. I profili saranno alti 1,80 m e posti 1,80 m a monte della tombinatura con interasse di 50 cm.

Il fissaggio nella parte superiore sarà eseguito mediante piaster metalliche bullonate alla struttura esistente in calcestruzzo mediante barre filettate tipo HAS-E M20 inghisate in foro diam. 22 mm per almeno 35 cm con resina bicomponente tipo HILTi HIT-RE 500.

Nella parte inferiore I profili saranno annegati in fori effettuati nell'attuale pavimentazione per almeno 30 cm e fissati con betoncino tipo Emaco S33 e sopra incravattati e fissati da un cordolo in c.a. gettato in opera.

Le dimensioni e le caratteristiche dei prodotti sono indicate nell'elaborato strutturale esecutivo.