CONVENZIONE QUADRO TRA INFRASTRUTTURE, RECUPERO, ENERGIA AGENZIA REGIONALE LIGURE – IRE S.P.A. E REGIONE LIGURIA PER LA REDAZIONE DI STUDI DI FATTIBILITA' E PROGETTAZIONI DI INTERVENTI SU INFRASTRUTTURE DI INTERESSE REGIONALE

Attività:

TORRENTE STURLA: SISTEMAZIONE IDRAULICA DEL TRATTO COMPRESO FRA IL VIADOTTO DI CORSO EUROPA ED IL PONTE DI VIA DELLE CASETTE

Oggetto:

PROGETTO DEFINITIVO

Titolo:

RELAZIONE TECNICA SULLE STRUTTURE

Doc. n: I0030\ESE\DEF\STR\R101

Timbro e firma



Rev.	Data	Sez.	Pag.	Redatto	Controllato	Approvato	Descrizione
1	24/02/17	10	35	AM	FB	SB	Per Emissione
2	10/05/17	10	42	AM	FB	SB	Per Emissione

INDICE

1 PREMESSA 4
2 RIFERIMENTI NORMATIVI 4
3 CARATTERISTICHE GENERALI 5
3.1 Descrizione degli interventi 5
3.2 Descrizione delle fasi esecutive 6
3.3 Modello per la valutazione della sicurezza 6
3.4 Materiali utilizzati 7
3.4.1 Acciaio 7
3.4.2 Calcestruzzi per getti in opera 7
3.4.3 Elementi prefabbricati 7
4 CENNI TEORICI SULLA METODOLOGIA DI CALCOLO APPLICATA 8
4.1 MURI DI SOSTEGNO 8
4.2 Paratie 14
4.2.1 Metodo di Culmann (metodo del cuneo di tentativo) 15
4.2.2 Spinta in presenza di falda 16
4.2.3 Spinta in presenza di sisma 16
4.2.4 Tiranti di ancoraggio 16
4.2.5 Verifica alla stabilità globale 18
4.2.6 Verifiche idrauliche 18
5 ANALISI DEI CARICHI 19
5.1 CARICHI E SOVRACCARICHI 19
5.2 Combinazioni 20
6 DATI SISMICI 20
7 PARAMETRI RELATIVI AL TERRENO 22
8 MANUFATTI DI PROGETTO 23
8.1 MURO D'ARGINE CON Berlinese in micropali 23
8.2 SPALLA DA PONTE CON Berlinese in micropali 26
8.3 MURO D'ARGINE A MENSOLA 29
8.4 MURI DI PREPARAZIONE AREA 32
9 NUOVO PONTE PREFABBRICATO 34

9.1 SCHEMI STRUTTURALI ADOTTATI 34
9.2 DETERMINAZIONE DELLE SOLLECITAZIONI DI VERIFICA 35
9.3 TIPI DI VERIFICHE EFFETTUATE 35
10 MANUFATTI PROVVISIONALI PER LA CANTIERIZZAZIONE 35
10.1 CORDOLO D'ARGINE CON Berlinese in micropali 36
11 PREDISPOSIZIONE PER L'OPERA DI IMBOCCO DEL DEVIATORE DEL RIO CHIAPPETO 39
12 CONCLUSIONI 42

ALLEGATO: TABULATI DI CALCOLO (in forma digitale)

1 PREMESSA

La presente relazione descrive le strutture portanti dell'intervento di sistemazione idraulica del Torrente Sturla nel tratto compreso fra il viadotto di corso Europa ed il ponte di via delle Casette.

Le strutture delle nuove arginature e delle sistemazioni d'area sono di tipo tradizionale gettate in opera e sono costituite da muri a mensola o muri con berlinese in micropali. Il nuovo ponte sarà invece costituito da elementi prefabbricati precompressi.

Ove possibile, in assenza di edifici interferenti si sono scelte tipologie classiche con muri a mensola in favore dell'economicità e della semplicità esecutiva, mentre in presenza di viabilità, edifici o spazi ridotti si è scelto di realizzare berlinesi in micropali per ridurre i volumi di scavo, non danneggiare i fabbricati limitrofi e limitare le aree di cantiere.

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

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

  N*orme 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 2016
  Calcestruzzo – specificazione, prestazione, produzione e conformità.
- UNI EN 13369
  Regole comuni per prodotti prefabbricati di calcestruzzo.

3 CARATTERISTICHE GENERALI

3.1 DESCRIZIONE DEGLI INTERVENTI

Nello specifico il progetto individua una serie di sezioni tipo delle opere strutturali appositamente studiate per la funzione che assolvono e per la loro posizione. Si è cercato di uniformare i materiali utilizzando acciaio e calcestruzzo strutturali ordinari e micropali dei muri e delle spalle del ponte di uguali caratteristiche.

In particolare i micropali saranno del diametro pari a 200 mm con interasse di 50 cm, armati con un tubi di diametro pari a 139,7 spessore 10 mm di lunghezza variabile.

A parte l'impalcato del nuovo ponte realizzato in elementi prefabbricati precompressi, le restanti opere possono essere divise in cinque tipologie:

- Muro d'argine costituito da berlinese in micropali rivestita in c.a., con interasse dei pali verticali pari a 50 cm e lunghezza degli stessi pari a 9 metri, con tiranti passivi inclinati di 60° rispetto all'orizzonte, realizzati con la stessa tipologia di palo e con interasse pari a 200 cm e lunghezza pari a 13 m;
- Spalla da ponte costituita da doppia berlinese in micropali rivestita in c.a., con interasse dei pali verticali pari a 50 cm e lunghezza degli stessi pari a 10,5 metri, con tiranti passivi

inclinati di 60° rispetto all'orizzonte, realizzati con la stessa tipologia di palo e con interasse pari a 200 cm e lunghezza pari a 14 m;
- Muro d'argine costituito da muro a mensola in c.a. tradizionale con altezza massima del paramento pari a 525 cm;
- Muri di sistemazione d'area – tipo a, c, d, e, f - costituiti da muri a mensola in c.a. tradizionale con altezza massima del paramento pari a 200 cm;
- Parapetti e cordoli in c.a. – tipo b, g – con fondazione diretta o inghisati su muri esistenti con parapetto in c.a. o con ringhiera metallica tassellata.

3.2 DESCRIZIONE DELLE FASI ESECUTIVE

Operativamente si procederà in accordo alle fasi identificate dalla relazione sulla cantierizzazione da valle verso monte.
Per i muri tradizionali si procederà allo scavo opportunamente "scarpato" fino alla quota di imposta delle fondazioni, alla posa dell'armatura, alla realizzazione dei casseri lignei e al getto del calcestruzzo. Ove sia previsto l'impiego dei micropali invece si procederà nel modo seguente:
- scavo a sezione fino alla quota di intradosso del cordolo testa pali;
- esecuzione micropali, posa armatura, getto e maturazione;
- armatura e getto cordolo testa pali;
- scavo per fasi e rivestimento con paramento armato opportunamente collegato alla paratia.

3.3 MODELLO PER LA VALUTAZIONE DELLA SICUREZZA

L'intervento ricade nel comune di Genova ed in particolare nell'Unità Urbanistica n. 66 Sturla, classificata zona sismica 4 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" opera 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, redatta dai geologi Alessandra Fantini e Michela Raccosta e dalle indagini geognostiche e geofisiche effettuate dalla società Bierregi S.r.l..

Per la modellazione delle strutture e per la loro successiva soluzione sono stati utilizzati i software di calcolo Max 10 e Pac 12 della Aztec Informatica che consentono il progetto e verifica di muri e paratie 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 armature dei micropali è previsto acciaio di qualità S355 JR.

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 C8/10 (Rck 10 MPa);
- Opere in c.a. classe di resistenza C35/45 (Rck 45 MPa);
- Malta per getto micropali tipo R425.

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 Rck > 50 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 $f_{tk} > 540$ N/mm^2;
- resistenza a snervamento $f_{yk} > 450$ N/mm^2;
- allungamento $(A_{gt})_k > 7,5$ %;
- copriferro c = 3 cm.

Acciaio in trefoli per armatura pre-compressa

– tensione caratteristica all'1% di deformazione totale fp(1)k≥1670 N/mm^2
– tensione caratteristica di rottura fptk≥1860 N/mm^2
– allungamento sotto carico massimo Agt≥3.5%
– resistenza di calcolo fyd=fp(1)k/γs= fp(1)k/1.15=1452.17 N/mm^2
– modulo elastico normale E=210000 N/mm^2
– coefficiente di Poisson υ=0.3
– coefficiente di dilatazione termica α=1.2·10-5 °C-1
– peso specifico γ=78.5 kN/m^3

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

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

dove $\theta = \text{arctg}(k_h/(1\pm k_v))$ 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

$$\theta = \text{arctg}[(\gamma_{sat}/(\gamma_{sat}-\gamma_w))*(k_h/(1\pm k_v))]$$

Terreno a permeabilità elevata

$$\theta = \text{arctg}[(\gamma/(\gamma_{sat}-\gamma_w))*(k_h/(1\pm k_v))]$$

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.

4.1.3 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 puo impostare $\eta_{rV} >= 1.0$.

Deve quindi essere verificata la seguente diseguaglianza

$M_s / M_r >= \eta_r$

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

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

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 sisulta 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 η_s>=1.0

$$F_r / F_s >= \eta_s$$

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

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

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

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

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

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 percento.

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:

$$Q_u / R >= \eta_q$$

Eseguendo il calcolo mediante gli Eurocodici si può impostare η_q>=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:

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

$N_q = A\ tg^2(45°+\phi/2)$

$N_c = (N_q - 1)\ ctg\ \phi$

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

Indichiamo con K_p il coefficiente di spinta passiva espresso da:

$K_p = tg^2(45°+\phi/2)$

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

$d_q = 1 + 0.2\ D/B\ \sqrt{K_p}$
$d_q = d_\gamma = 1$ per $\phi = 0$

$d_q = d_\gamma = 1 + 0.1\ D/B\ \sqrt{K_p}$ 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:

$i_c = i_q = (1 - \theta°/90)^2$

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

$i_\gamma = 0$ 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 η_g>=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:

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

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 PARATIE

Nel caso generale l'equilibrio della paratia è assicurato dal bilanciamento fra la spinta attiva agente da monte sulla parte fuori terra, la resistenza passiva che si sviluppa da valle verso monte nella zona interrata e la controspinta che agisce da monte verso valle nella zona interrata al di sotto del centro di rotazione.

Nel caso di paratia tirantata nell'equilibrio della struttura intervengono gli sforzi dei tiranti (diretti verso monte); in questo caso, se la paratia non è sufficientemente infissa, la controspinta sarà assente.

Pertanto il primo passo da compiere nella progettazione è il calcolo della profondità di infissione necessaria ad assicurare l'equilibrio fra i carichi agenti (spinta attiva, resistenza passiva, controspinta, tiro dei tiranti ed eventuali carichi esterni).

Nel calcolo classico delle paratie si suppone che essa sia infinitamente rigida e che possa subire una rotazione intorno ad un punto (*Centro di rotazione*) posto al di sotto della linea di fondo scavo (per paratie non tirantate).

Occorre pertanto costruire i diagrammi di spinta attiva e di spinta (resistenza) passiva agenti sulla paratia. A partire da questi si costruiscono i diagrammi risultanti.

Nella costruzione dei diagrammi risultanti si adotterà la seguente notazione:

K_{am} diagramma della spinta attiva agente da monte

K_{av} diagramma della spinta attiva agente da valle sulla parte interrata

K_{pm} diagramma della spinta passiva agente da monte

K_{pv} diagramma della spinta passiva agente da valle sulla parte interrata.

Calcolati i diagrammi suddetti si costruiscono i diagrammi risultanti

$D_m = K_{pm} - K_{av}$ e $D_v = K_{pv} - K_{am}$

Questi diagrammi rappresentano i valori limiti delle pressioni agenti sulla paratia. La soluzione è ricercata per tentativi facendo variare la profondità di infissione e la posizione del centro di rotazione fino a quando non si raggiunge l'equilibrio sia alla traslazione che alla rotazione.

Per mettere in conto un fattore di sicurezza nel calcolo delle profondità di infissione

si può agire con tre modalità :

1. applicazione di un coefficiente moltiplicativo alla profondità di infissione strettamente necessaria per l'equilibrio

2. riduzione della spinta passiva tramite un coefficiente di sicurezza

3. riduzione delle caratteristiche del terreno tramite coefficienti di sicurezza su tan(ϕ) e sulla coesione.

4.2.1 METODO DI CULMANN (METODO DEL CUNEO DI TENTATIVO)

Il metodo di Culmann adotta le stesse ipotesi di base del metodo di Coulomb: cuneo di spinta a monte della parete che si muove rigidamente lungo una superficie di rottura rettilinea o spezzata (nel caso di terreno stratificato).

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 valore della 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).

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 nel caso di spinta attiva e minima nel caso di spinta passiva.

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

4.2.2 SPINTA IN PRESENZA DI FALDA

Nel caso in cui a monte della parete sia presente la falda il diagramma delle pressioni 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 efficace

$$\gamma' = \gamma_{sat} - \gamma_w$$

dove γ_{sat} è il peso di volume saturo del terreno (dipendente dall'indice dei pori) e γ_w è il peso specifico 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 esercitata dall'acqua.

Il regime di filtrazione della falda può essere *idrostatico o idrodinamico*.

Nell'ipotesi di regime idrostatico sia la falda di monte che di valle viene considerata statica, la pressione in un punto a quota h al di sotto della linea freatica sarà dunque pari a:

$$\gamma_w \times h$$

4.2.3 SPINTA IN PRESENZA DI SISMA

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

Il metodo di Mononobe-Okabe considera nell'equilibrio del cuneo spingente la forza di inerzia dovuta al sisma. Indicando con *W* il peso del cuneo e con *C* il coefficiente di intensità sismica la forza di inerzia valutata come

$$F_i = W*C$$

Indicando con *S* la spinta calcolata in condizioni statiche e con S_s la spinta totale in condizioni sismiche l'incremento di spinta è ottenuto come

$$DS = S - S_s$$

L'incremento di spinta viene applicato a 1/3 dell'altezza della parete stessa (diagramma triangolare con vertice in alto).

4.2.4 TIRANTI DI ANCORAGGIO

Le paratie possono essere tirantate, con tiranti attivi o con tiranti passivi, realizzati entrambi tramite perforazione e iniezione del foro con malta in pressione previa sistemazione delle armature opportune.

I tiranti attivi, contrariamente ai tiranti passivi, sono sottoposti ad uno sforzo di pretensione prendendo il contrasto sulla struttura stessa. Il tiro finale sul tirante attivo dipende sia dalla pretensione che dalla deformazione della struttura oltre che dalle cadute di tensione. Nel caso di tiranti passivi il tiro dipende unicamente dalla deformabilità della struttura. L'armatura dei tiranti attivi è costituita da trefoli ad alta resistenza (trefoli per c.a.p.),

viceversa i tiranti passivi possono essere armati con trefoli o con tondini o, in alcuni casi, con profilati tubolari.

La capacità di resistenza dei tiranti è legata all'attrito e all'aderenza fra superficie del tirante e terreno.

Calcolo della lunghezza di ancoraggio

La lunghezza di ancoraggio (fondazione) del tirante si calcola determinando la lunghezza massima atta a soddisfare le tre seguenti condizioni:

1. Lunghezza necessaria per garantire l'equilibrio fra tensione tangenziale che si sviluppa fra la superficie laterale del tirante ed il terreno e lo sforzo applicato al tirante;

2. Lunghezza necessaria a garantire l'aderenza malta-armatura;

3. Lunghezza necessaria a garantire la resistenza della malta.

Siano **N** lo sforzo nel tirante, δ l'angolo d'attrito tirante-terreno, $\mathbf{c_a}$ l'adesione tirante-terreno, γ il peso di volume del terreno, **D** ed $\mathbf{L_f}$ il diametro e la lunghezza di ancoraggio (o lunghezza efficace) del tirante ed **H** la profondità media al di sotto del piano campagna abbiamo la relazione

$$N = \pi\, D\, L_f\, \gamma\, H\, K_s\, tg\, \delta + \pi\, D\, L_f\, c_a$$

da cui si ricava la lunghezza di ancoraggio L_f

$$L_f = \frac{N}{\pi\, D\, \gamma\, H\, K_s\, tg\, \delta + \pi\, D\, c_a}$$

$\mathbf{K_s}$ rappresenta il coefficiente di spinta che si assume pari al coefficiente di spinta a riposo

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

Per quanto riguarda la seconda condizione, la lunghezza necessaria atta a garantire l'aderenza malta-armatura è data dalla relazione

$$L_f = \frac{N}{\pi\, d\, \tau_{c0}\, \omega}$$

dove **d** è la somma dei diametri dei trefoli disposti nel tirante, $\boldsymbol{\tau_{c0}}$ è la resistenza tangenziale limite della malta ed ω è un coefficiente correttivo dipendente dal numero di trefoli ($\boldsymbol{\omega = 1 - 0.075\ [n\ trefoli - 1]}$).

Per quanto riguarda la verifica della terza condizione si impone che la tensione tangenziale limite tirante-terreno non possa superare la tensione tangenziale di aderenza acciaio-calcestruzzo $\mathbf{f1_{bd}}$.

Alla lunghezza efficace determinata prendendo il massimo valore di $\mathbf{L_f}$ si deve aggiungere la lunghezza di franco **L** che rappresenta la lunghezza del tratto che compreso fra la paratia e la superficie di ancoraggio.

La lunghezza totale del tirante sarà quindi data da

$$L_t = L_f + L$$

Nel caso di tiranti attivi, cioè tiranti soggetti ad uno stato di pretensione, bisogna considerare le cadute di tensione. A tale scopo è stato introdotto il coefficiente di caduta di tensione, **β**, che rappresenta il rapporto fra lo sforzo $\mathbf{N_0}$ al momento del tiro e lo sforzo **N** in esercizio

$$\beta = N_0 / N$$

4.2.5 VERIFICA ALLA STABILITÀ GLOBALE

La verifica alla stabilità globale del complesso paratia+terreno deve fornire un coefficiente di sicurezza non inferiore a 1,10.

È usata la tecnica della suddivisione a strisce della superficie di scorrimento da analizzare. La superficie di scorrimento è supposta circolare.

In particolare il programma esamina, per un dato centro 3 cerchi differenti: un cerchio passante per la linea di fondo scavo, un cerchio passante per il piede della paratia ed un cerchio passante per il punto medio della parte interrata. Si determina il minimo coefficiente di sicurezza su una maglia di centri di dimensioni 10x10 posta in prossimità della sommità della paratia. Il numero di strisce è pari a 50.

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

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

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

dove il termine *m* è espresso da

$$m = \left(1 + \frac{tg\phi_i tg\alpha_i}{\eta}\right) \cos\alpha_i$$

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

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

4.2.6 VERIFICHE IDRAULICHE

Verifica a sifonamento

Per la verifica a sifonamento si utilizza il metodo del gradiente idraulico critico.

Il coefficiente di sicurezza nei confronti del sifonamento è dato dal rapporto tra il gradiente critico i_C e il gradiente idraulico di efflusso i_E.

$$FS_{SIF} = i_C / i_E.$$

Il gradiente idraulico critico è dato dal rapporto tra il peso efficace medio γ_m del terreno interessato da filtrazione ed il peso dell'acqua γ_w.

$$i_C = \gamma_m / \gamma_w.$$

Il gradiente idraulico di efflusso è dato dal rapporto tra la differenza di carico ΔH e la lunghezza della linea di flusso L.

$$i_E = \Delta H / L.$$

Il moto di filtrazione è assunto essere monodimensionale.

Verifica a sollevamento del fondo scavo

Per la verifica a sollevamento si utilizza il metodo di Terzaghi.

Il coefficiente di sicurezza nei fenomeni di sollevamento del fondo scavo deriva da considerazioni di equilibrio verticale di una porzione di terreno a valle della paratia soggetta a tale fenomeno.

Secondo Terzaghi il volume interessato da sollevamento ha profondità D e larghezza D/2.

D rappresenta la profondità di infissione della paratia.

Il coefficiente di sicurezza è dato dal rapporto tra il peso del volume di terreno sopra descritto *W* e la pressione idrica al piede della paratia *U* dovuta dalla presenza di una falda in moto idrodinamico.

$$FS_{SCAVO} = W / U.$$

La pressione idrodinamica è calcolata nell'ipotesi di filtrazione monodimensionale.

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.

La presenza di fabbricati in adiacenza alla berlinese, anche se gli stessi con tutta probabilità sono fondati direttamente sul substrato roccioso e pertanto non costituiscono sovraccarico per la berlinese, sono stati modellati come un sovraccarico lineare presente per l'intero sviluppo della palificata di valore pari a 10 t.

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. 66 – Sturla su cui insiste l'intervento è classificata zona sismica 4.



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: (44,400486; 8,986362)

Dati sulla costruzione:
Vita Nominale: 100 anni
Coefficiente d'uso: IV Funzioni pubbliche o strategiche importanti
Periodo di riferimento per l'azione sismica: 200 anni

Parametri sismici geologici:
Categoria sottosuolo: E
Categoria topografica: T1

STATO LIMITE	Tr [anni]	ag [g]	Fo [-]	Tc [s]
SLO	120	0,430	2,529	0,258
SLD	**201**	**0,525**	**2,539**	**0,268**
SLV	**1898**	**1,176**	**2,500**	**0,298**
SLC	2475	1,290	2,495	0,300

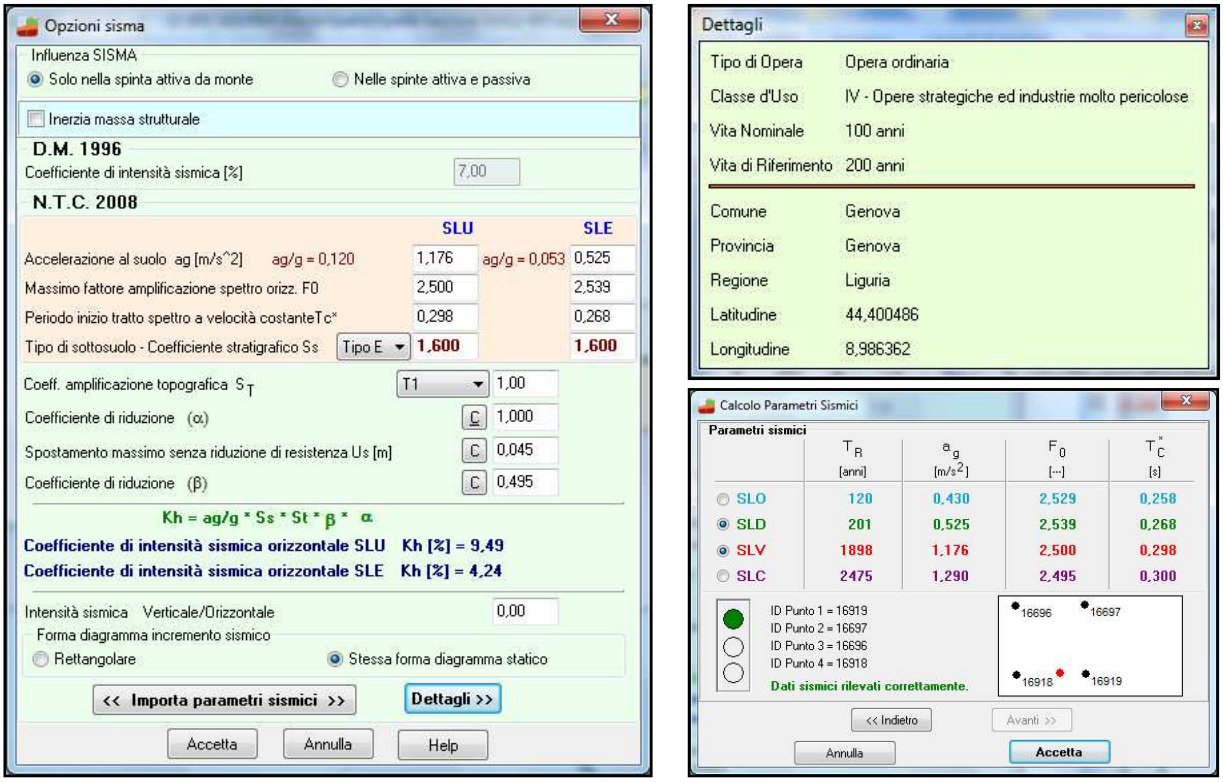


Figura 6.2: Calcolo parametri sismici

7 PARAMETRI RELATIVI AL TERRENO

Per la redazione del presente elaborato si sono prese in considerazione le informazioni contenute nella relazione geologica definitiva che costituisce parte integrante del presente progetto redatta dai geologi Alessandra Fantini e Michela Raccosta e dalle indagini geognostiche e geofisiche effettuate dalla società Bierregi S.r.l..

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 ed è stata corredata dall'esecuzione di 1 stesa sismica con onde P (tomografia sismica), da 2 stese sismiche con onde SH (tomografia sismica) e da 1 stesa sismica MASW 2D.

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 da utilizzare come input nel software di calcolo:

Stratigrafia di progetto – sezione unica cautelativa

Materiale di riporto (dal piano stradale a - 2.00 m)

Dr = 45% Ps = 19 kN/mc c = 0 kg/cmq φ = 28°

Depositi alluvionali (da quota - 2.00 m a quota – 7.00)

Dr = 60% Ps = 19 kN/mc c = 0 kg/cmq φ = 30°

Cappellaccio di alterazione del substrato (da quota – 7.00 a quota - 13.00 m)

Ps = 24 kN/mc c = 2 kg/cmq φ = 40°

Presenza di acqua di falda

La falda, dai risultati dei sondaggi è individuata in entrambi i sondaggi ad una quota media pari a – 4 metri dal piano di campagna.

8 MANUFATTI DI PROGETTO

A parte l'impalcato del nuovo ponte realizzato in elementi prefabbricati precompressi a cui sarà dedicato un capitolo della presente relazione, le restanti opere possono essere divise in cinque tipologie:

- Muro d'argine costituito da berlinese in micropali rivestita in c.a.;
- Spalla da ponte costituita da doppia berlinese in micropali rivestita in c.a.;
- Muro d'argine costituito da muro a mensola in c.a. tradizionale;
- Muri di sistemazione d'area – tipo a, c, d, e, f - costituiti da muri a mensola in c.a. tradizionale con altezza massima del paramento pari a 200 cm;
- Parapetti e cordoli in c.a. – tipo b, g – con fondazione diretta o inghisati su muri esistenti con parapetto in c.a. o con ringhiera metallica tassellata.

8.1 MURO D'ARGINE CON BERLINESE IN MICROPALI

La berlinese sarà costituita da micropali verticali trivellati, del diametro pari a 200 mm, con interasse dei pali verticali pari a 50 cm e lunghezza degli stessi pari a 9 metri, con tiranti passivi inclinati di 60° rispetto all'orizzonte, realizzati con la stessa tipologia di palo e con interasse pari a 200 cm e lunghezza pari a 13m;

Le principali caratteristiche della paratia sono:

Altezza massimo di scavo	3,00 m
Numero file pali	1
Diametro perforazione micropali	200 mm
Interasse micropali	0,5 m
Lunghezza micropali	9 m
Armatura micropali	tubo diam. esterno 139,70 mm spessore 10 mm
Interasse tiranti passivi	2 m

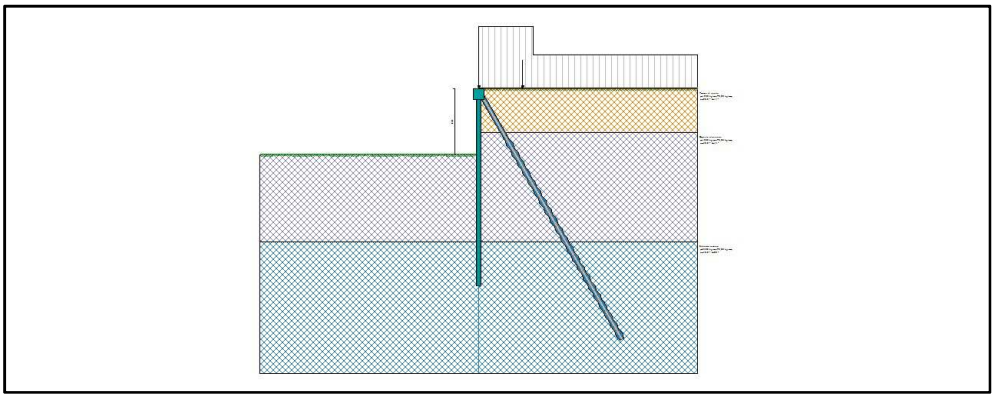


Figura 8.1: Schema dell'opera

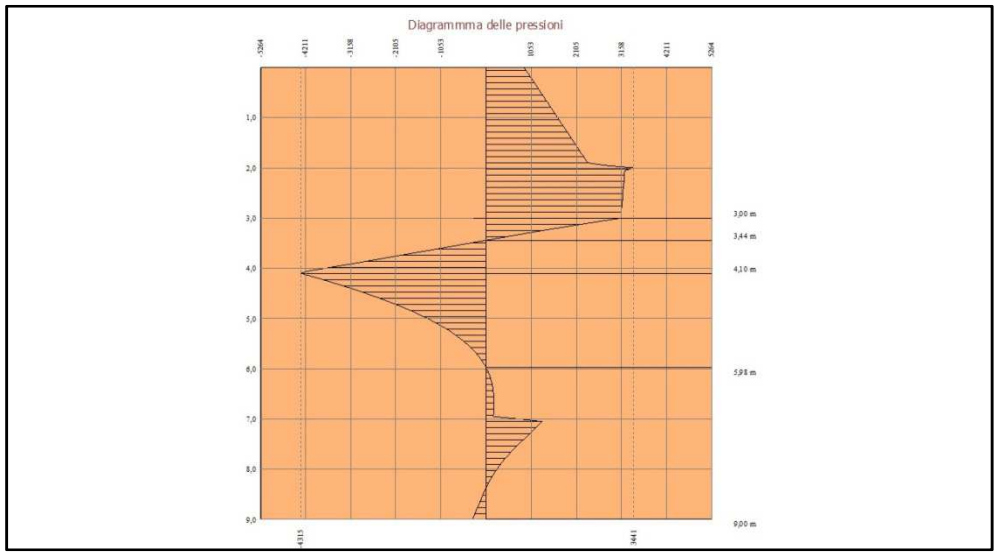


Figura 8.2 : Diagramma delle pressioni

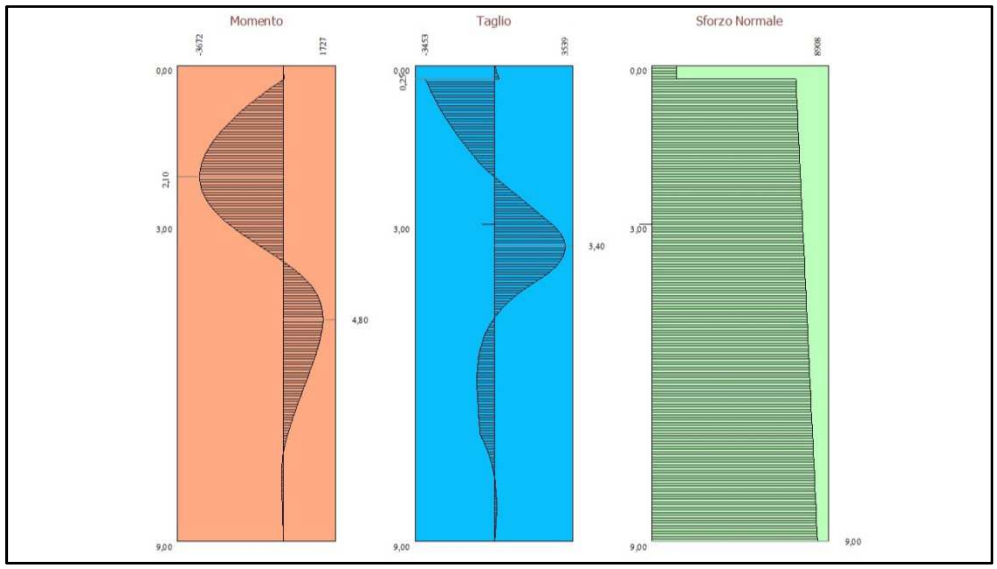


Figura 8.3 : Diagramma delle sollecitazioni

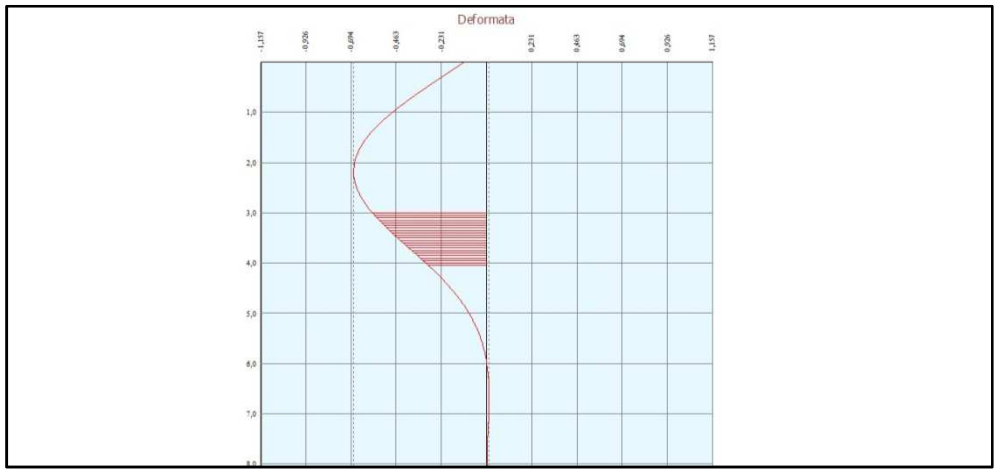


Figura 8.4 : Deformata

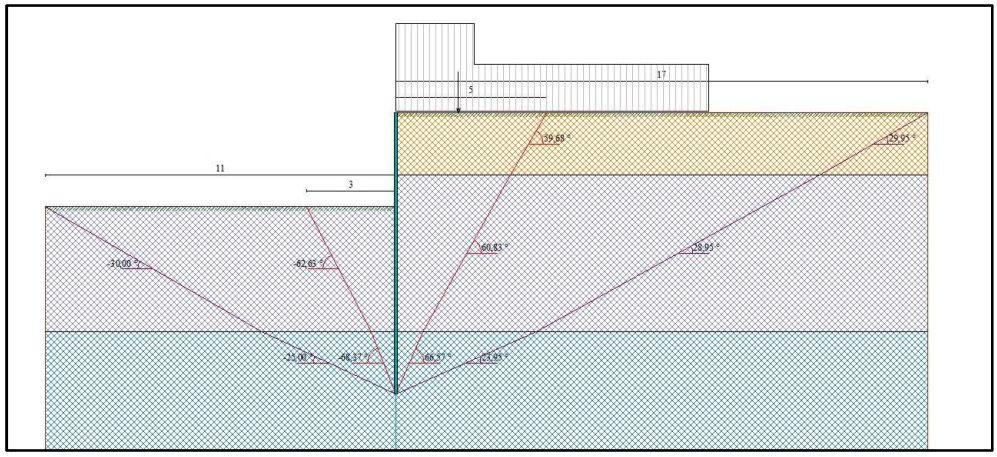


Figura 8.4 : Cunei di spinta

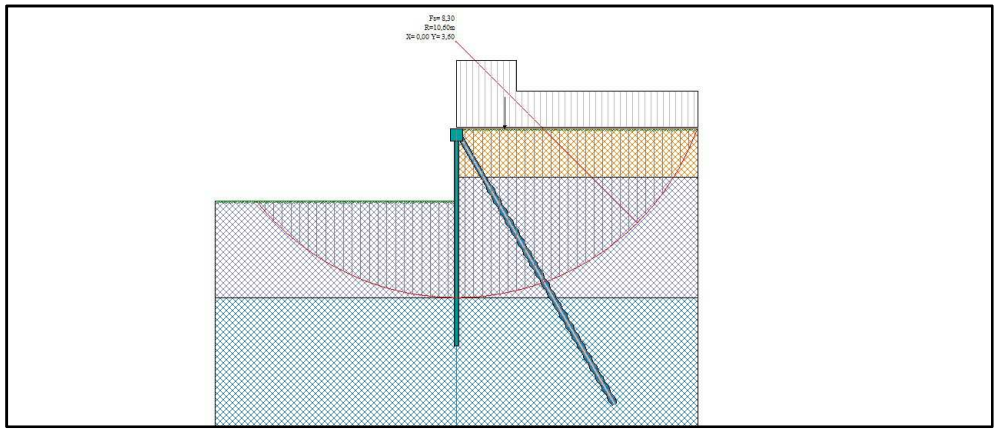


Figura 8.5 : Cerchio critico

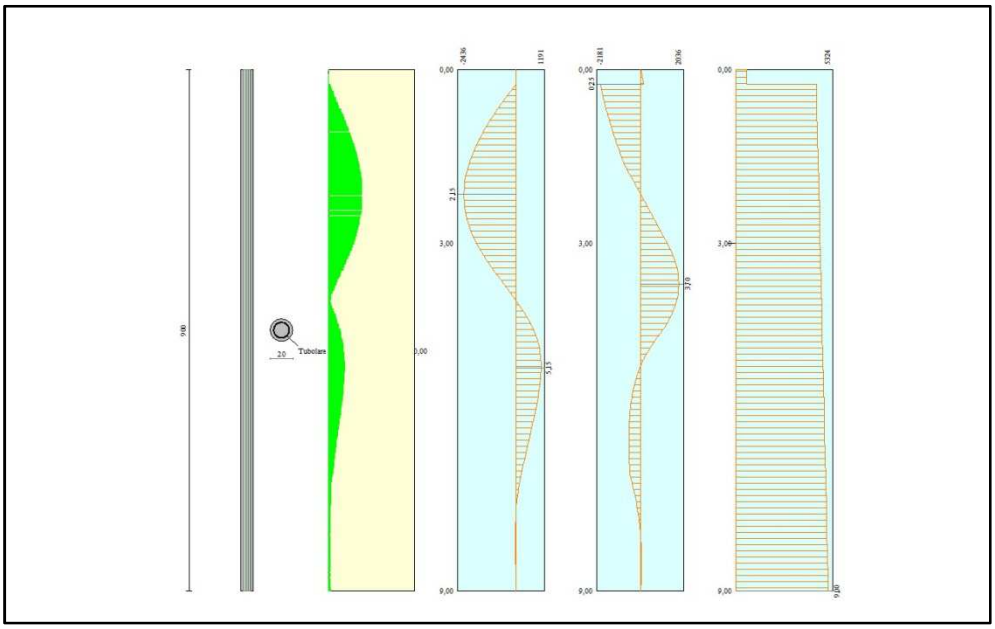


Figura 8.5 : Armature

8.2 SPALLA DA PONTE CON BERLINESE IN MICROPALI

La berlinese sarà costituita da doppia fila di micropali verticali trivellati, del diametro pari a 200 mm, con interasse pari a 50 cm e lunghezza degli stessi pari a 10,5 metri, con tiranti passivi inclinati di 60° rispetto all'orizzonte, realizzati con la stessa tipologia di palo e con interasse pari a 200 cm e lunghezza pari a 14 m;

Le principali caratteristiche della paratia sono:

Altezza massimo di scavo	4,65 m
Numero file pali	2
Diametro perforazione micropali	200 mm
Interasse micropali	0,5 m
Lunghezza micropali	10,5 m
Armatura micropali	tubo diam. esterno 139,70 mm spessore 10 mm
Interasse tiranti passivi	2 m

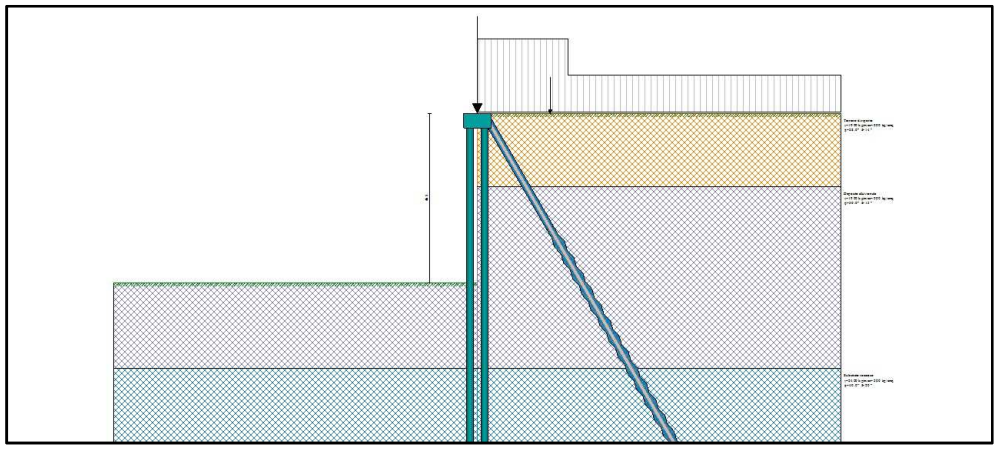


Figura 8.6: Schema dell'opera

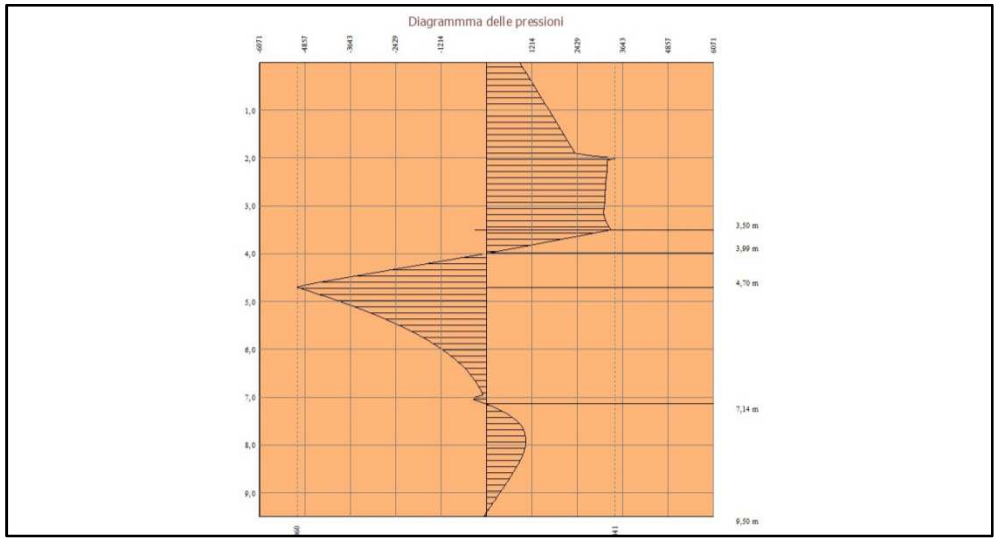


Figura 8.7: Diagramma delle pressioni

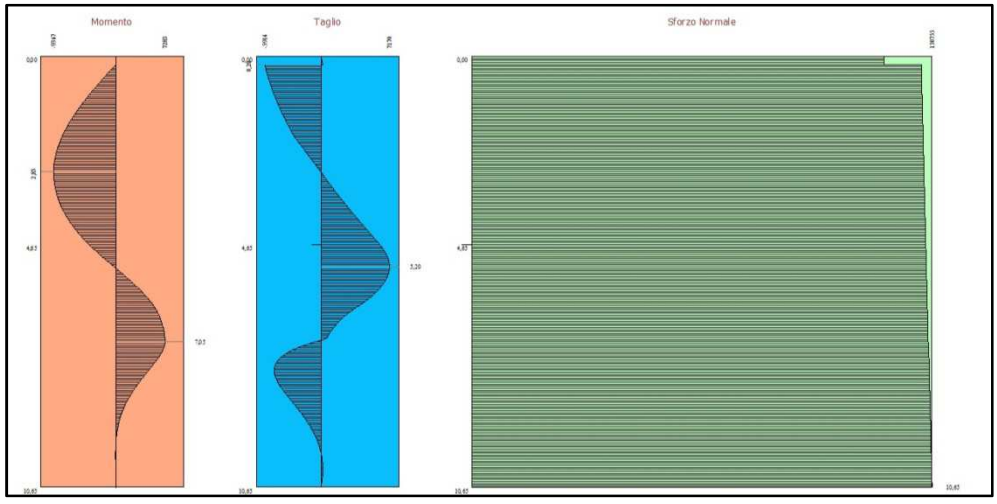


Figura 8.8: Diagramma delle sollecitazioni

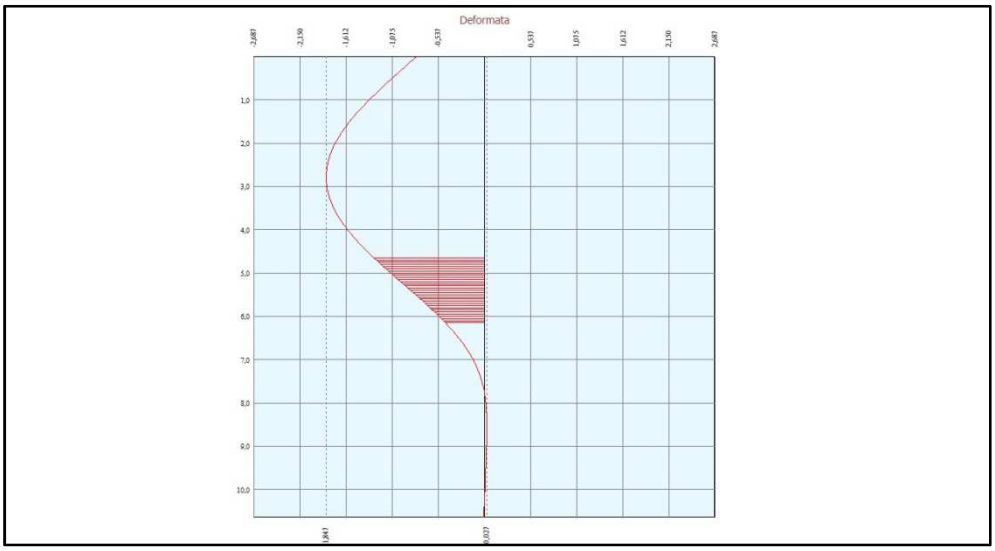


Figura 8.9: Deformata

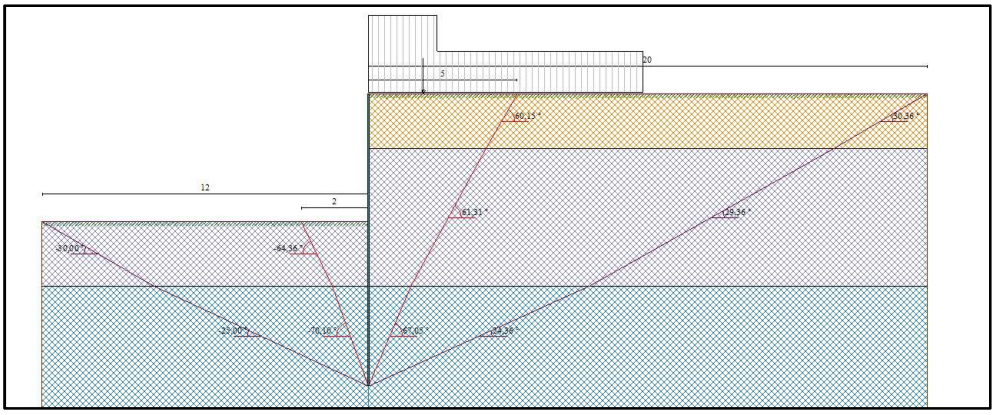


Figura 8.10: Cunei di spinta

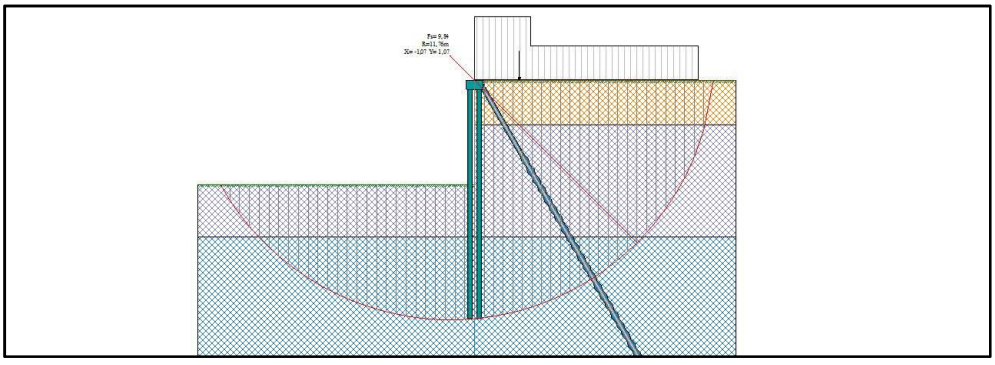


Figura 8.11: Cerchio critico

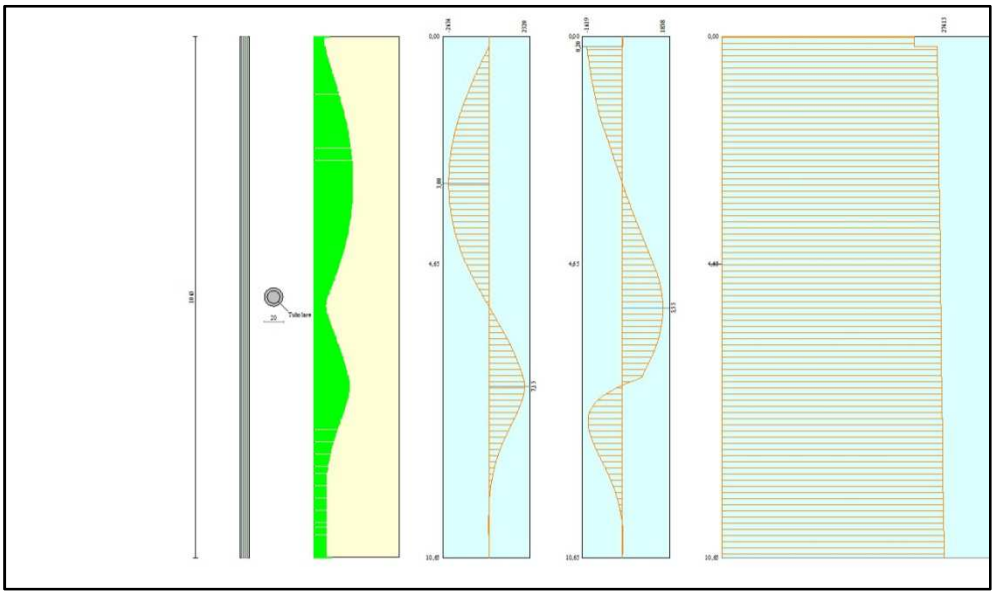


Figura 8.12 : Armature

8.3 MURO D'ARGINE A MENSOLA

Il muro in c.a. tradizionale raggiunge un'altezza massima del paramento pari a 525 cm ed ha spessore costante del paramento pari a 40 cm e della fondazione di 50 cm. Per le verifiche a scorrimento si prescrive di inclinare il piano di posa di 5°.

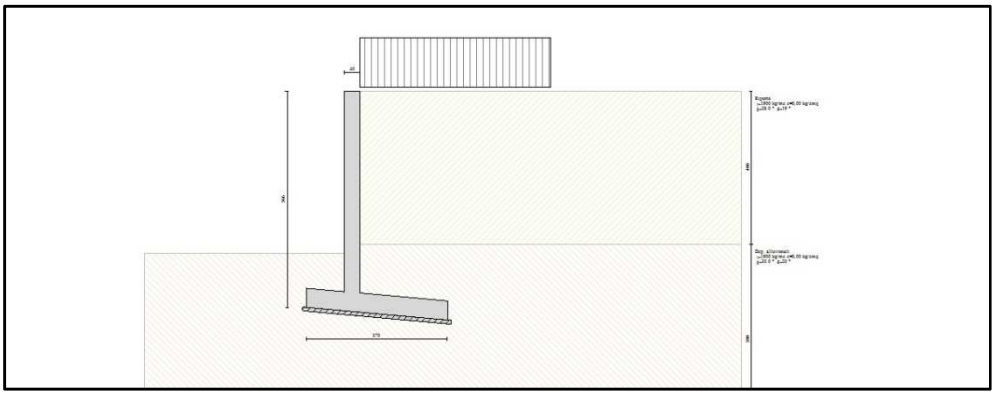


Figura 8.13 : Schema dell'opera

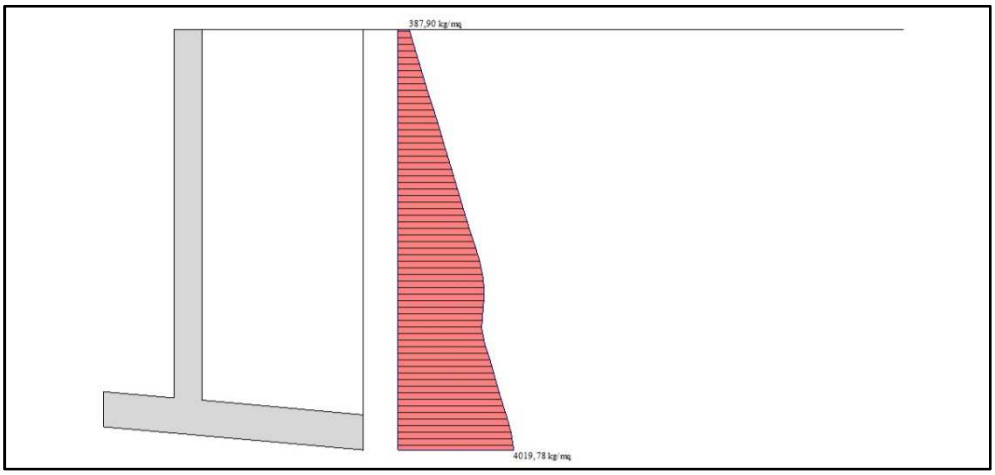


Figura 8.14 : Diagramma delle pressioni

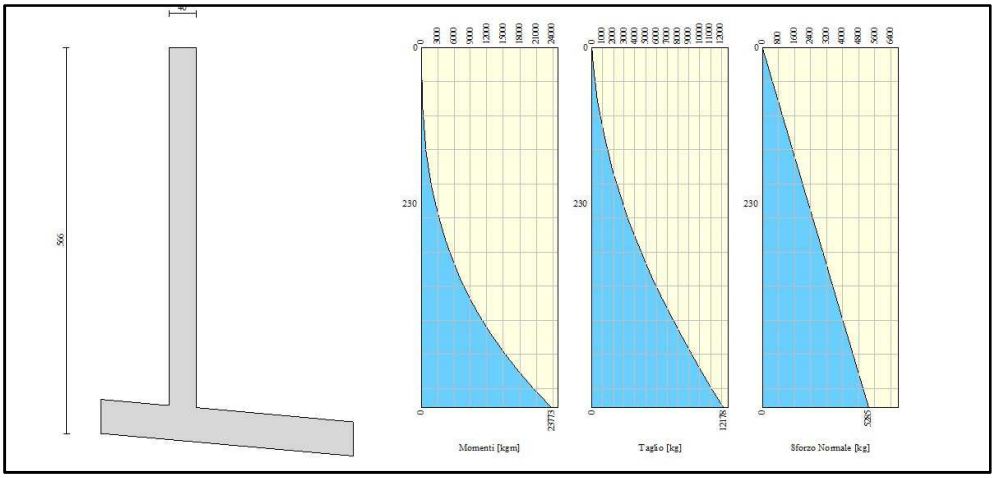


Figura 8.15 : Diagramma delle sollecitazioni paramento

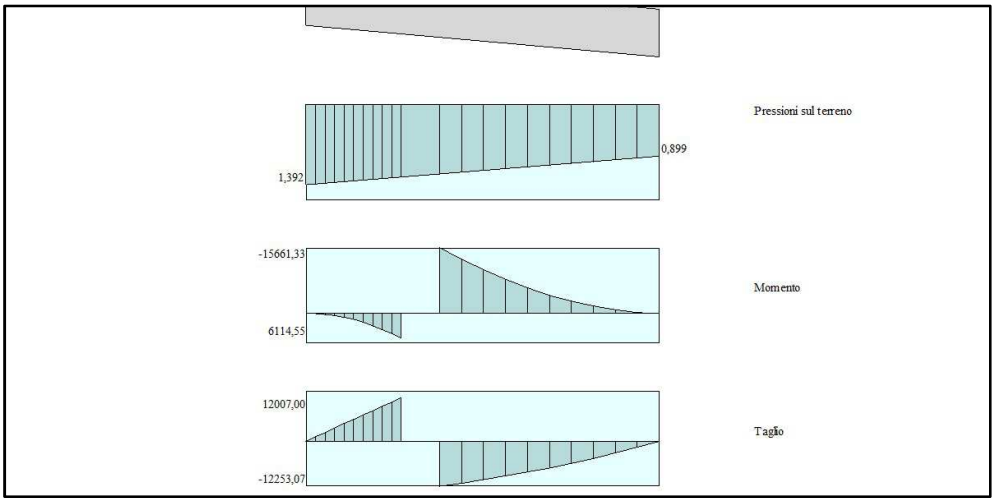


Figura 8.15 : Diagramma delle sollecitazioni fondazione

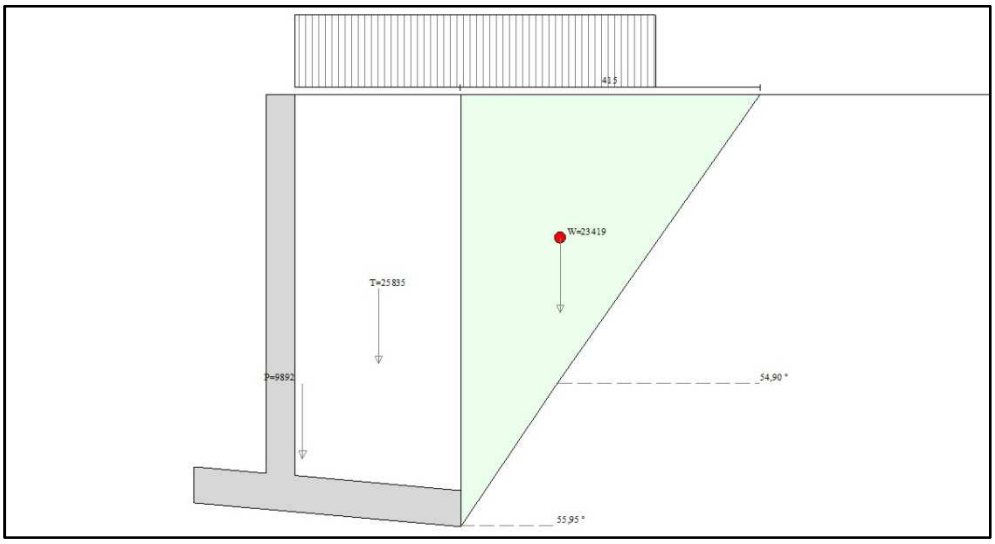


Figura 8.16 : Cunei di spinta

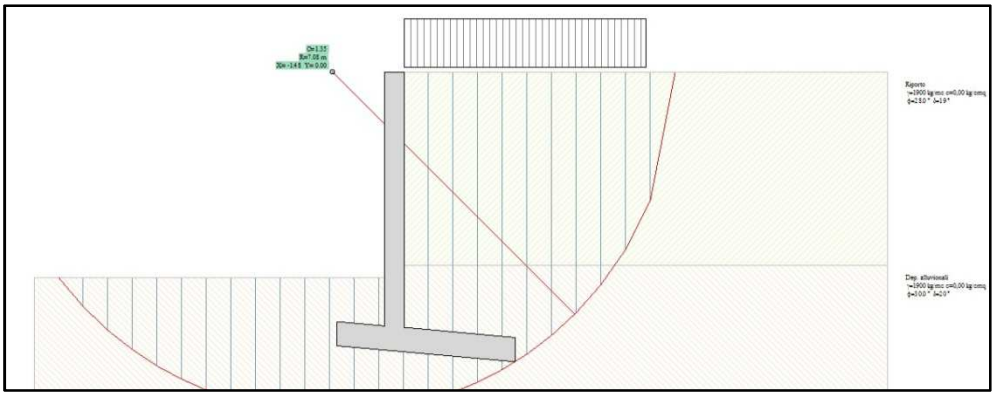


Figura 8.16 : Cerchio critico

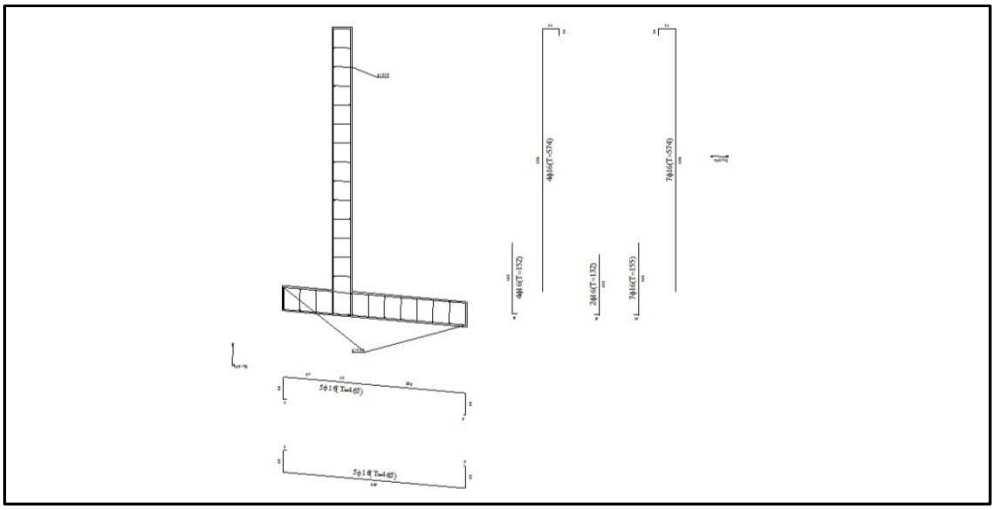


Figura 8.17 : Armature

8.4 MURI DI PREPARAZIONE AREA

I muri in c.a. tradizionale di sistemazione d'area – tipo a, c, d, e, f – sono verificati come muri a mensola tradizionali con altezza massima del paramento pari a 200 cm. Il piano di posa delle fondazioni è inclinato di 5° per le verifiche a scorrimento dell'opera.

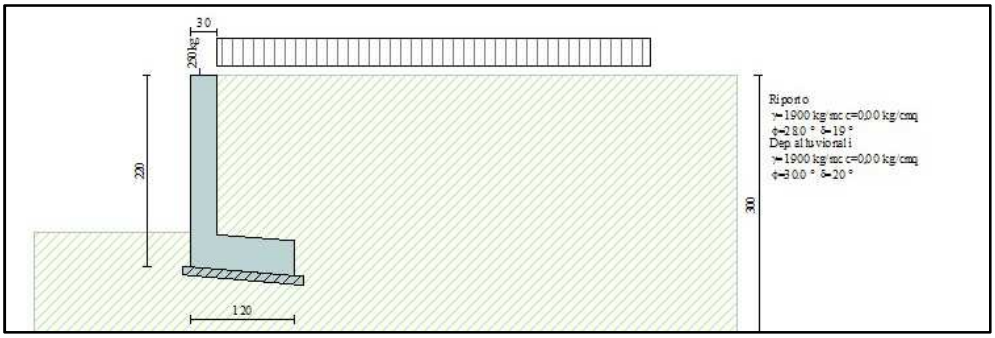


Figura 8.18 : Schema dell'opera

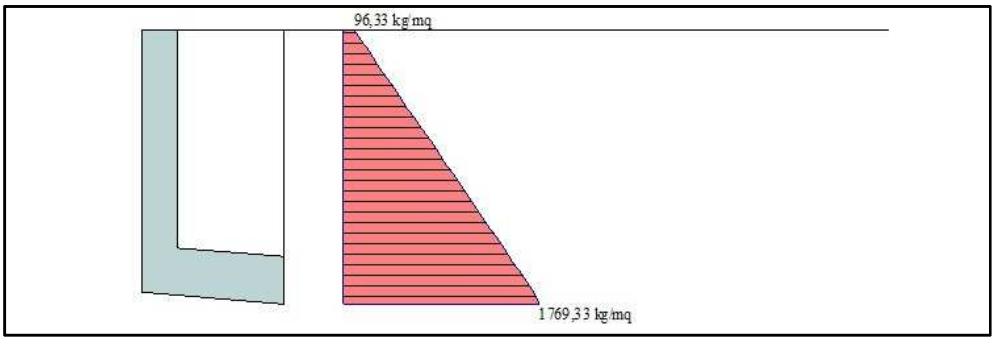


Figura 8.19 : Diagramma delle pressioni

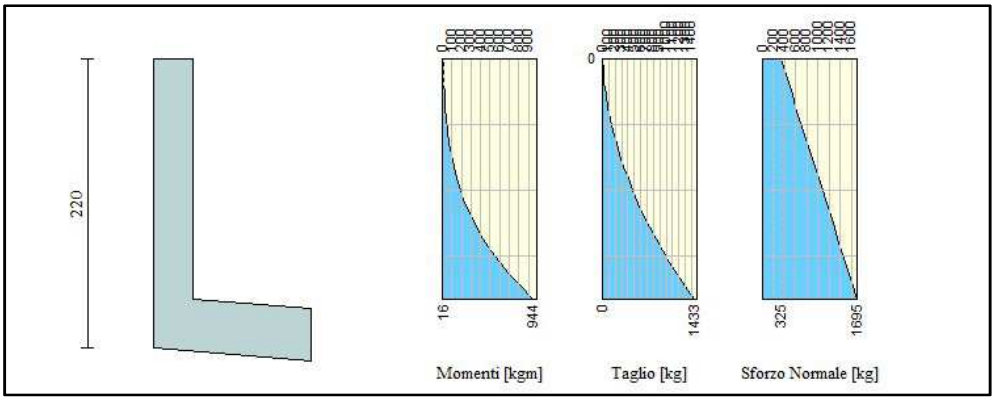


Figura 8.20 : Diagramma delle sollecitazioni paramento

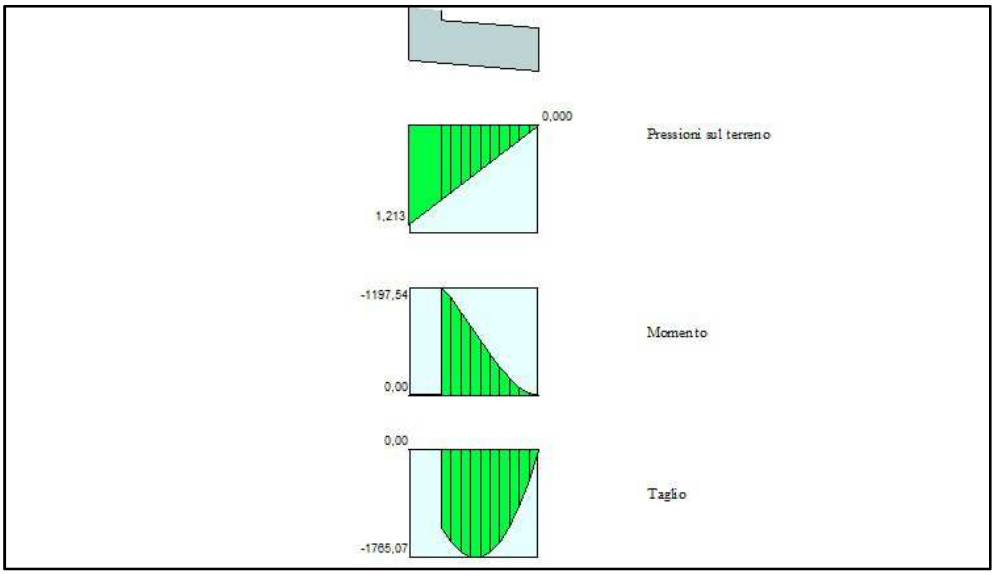


Figura 8.21 : Diagramma delle sollecitazioni fondazione

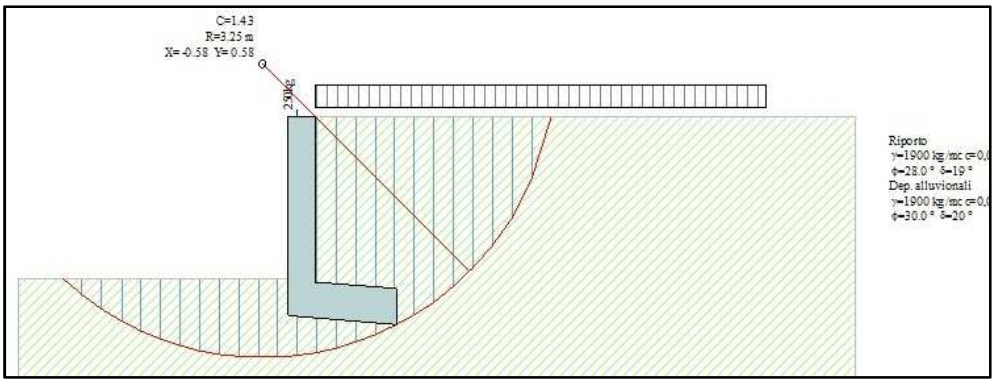


Figura 8.22 : Cerchio critico

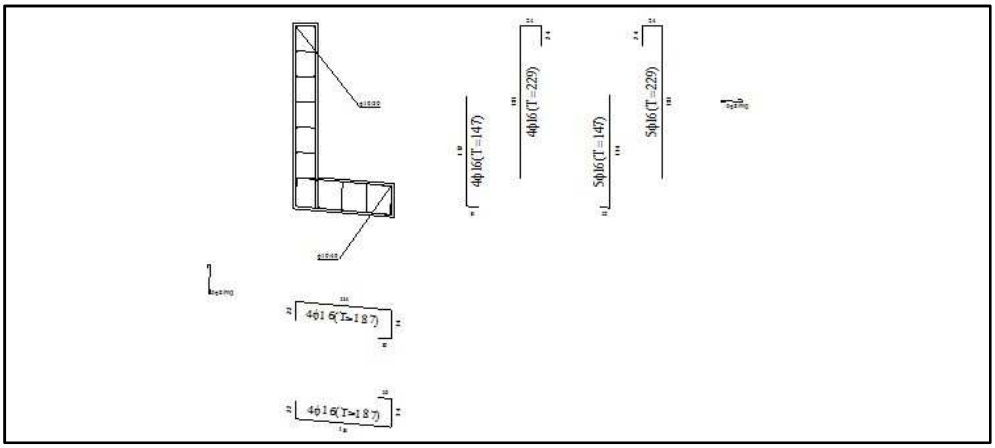


Figura 8.23 : Armature

9 NUOVO PONTE PREFABBRICATO

L'impalcato sarà formato dall'accoppiamento di tre travi prefabbricate precompresse la cui unione avverrà mediante getto integrativo di cappa armata dello spessore di 25 cm. Lateralmente per raggiungere le dimensioni di progetto verranno realizzate due velette a sbalzo. Dopo l'indurimento del getto di completamento le travi precompresse saranno collegate in modo da trasmettere taglianti e momenti trasversali con funzionamento a lastra ortotropa. Tale soluzione, per come sono conformate le travi prefabbricate e per come verranno completate in opera, offre una buona capacità resistente torsionale e quindi una notevole capacità ridistributiva dei carichi in senso trasversale; l'impalcato presenta quindi buona rigidezza trasversale.

Trattandosi di elementi prefabbricati le verifiche effettuate, riportate nella specifica relazione allegata alla presente contenente i listati di calcolo, sono generiche ed individuano un generico prodotto e non uno specifico modello. Sarà onere dell'appaltatore corredare la fornitura degli appositi schemi di montaggio, dei relativi certificati e della relazione specifica di calcolo che dimostri l'impiego per carichi stradali di prima categoria.

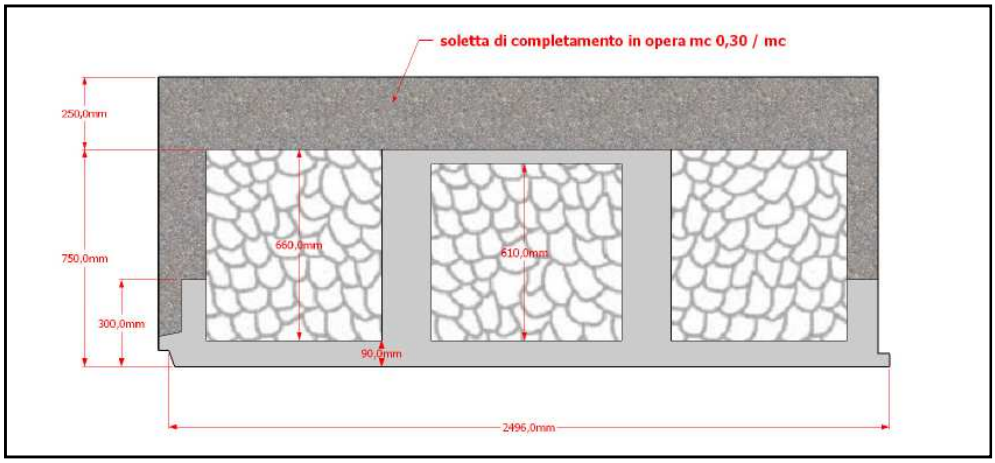


Figura 9.1 : Sezione tipologica travi prefabbricate

9.1 SCHEMI STRUTTURALI ADOTTATI

Ogni trave prefabbricata, sino al completamento con il getto della cappa ed il suo indurimento, è una trave isolata in semplice appoggio; dopo l'indurimento della cappa diventa un impalcato con vincoli interni iperstatici del tipo a piastra ortotropa a semplice appoggio.

Applicando i carichi per i ponti di prima categoria previsti dalla vigente normativa a tale struttura iperstatica, si ottengono i parametri di sollecitazione per verificare il ponte in ogni sua fase.

9.2 DETERMINAZIONE DELLE SOLLECITAZIONI DI VERIFICA

Le sollecitazioni di verifica sono state determinate applicando i carichi previsti dalla Norma e tali carichi sono stati applicati ad un graticcio formato longitudinalmente dalle travi prefabbricate e trasversalmente dalla cappa; stante la larghezza il ponte viene considerato a due corsie con marciapiede e si è provveduto a verificare la trave prefabbricata considerando il carico tutto posizionato da un lato; con tale soluzione, di seguito riportata, si sono calcolate le sollecitazioni di progetto.

Si sono quindi determinate le sollecitazioni in ogni fase, transitoria e definitiva, peculiari della trave maggiormente sollecitata; poiché le travi sono prefabbricate, le stesse saranno realizzate tutte identiche dimensionate e verificate per le condizioni più gravose. Il calcolo di verifica nelle fasi transitorie di scassero, accatastamento, trasporto e getto della cappa integrativa è stato eseguito su un modello corrispondente ad una trave isolata, isostatica su due appoggi.

9.3 TIPI DI VERIFICHE EFFETTUATE

Le sezioni di verifica sono quelle corrispondenti alle peggiori condizioni di sollecitazione e ciò in funzione dei seguenti elementi:

- combinazione più sfavorevole dei parametri di sollecitazione come elencati al precedente capoverso;
- variazione delle geometrie di sezione;
- variazione delle armature, sia di precompressione che lente;
- sezioni di mezzeria di campata ed alcune sezioni ad esse adiacenti;
- sezioni di appoggio ed alcune sezioni ad esse adiacenti.

Per ognuna di queste sezioni, essendo la travatura principale precompressa, in ottemperanza alle vigenti norme, sono state eseguite le verifiche ai vari stati limite sotto elencati secondo le combinazioni delle sollecitazioni imposte dalle normative cogenti:

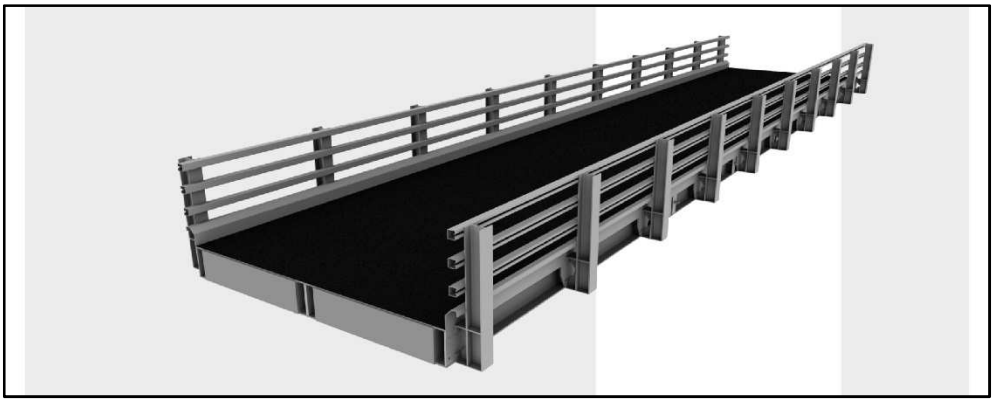
- Stato limite Ultimo
- Stato limite ultimo per Taglio e Torsione
- Stato limite di Decompressione
- Stato limite di Esercizio con limitazione delle tensioni
- Stato limite di Fessurazione.

10 MANUFATTI PROVVISIONALI PER LA CANTIERIZZAZIONE

Per risolvere i problemi indotti dal cantiere sulla viabilità il progetto prevede la messa in opera di un ponte prefabbricato provvisionale: da un'indagine di mercato si è identificata una soluzione tipo *Janson Bridges* avente luce pari a 21 m e larghezza pari a 4,2 m. L'impalcato sarà in acciaio con finitura in graniglia fissata con adesivo poliuretanico. Il ponte, seppur

provvisionale dovrà essere di Prima Categoria Italiana come da N.T.C. 2008 e la fornitura dovrà essere conforme al Regolamento Europeo 305/11 sulla marcatura CE dei prodotti da costruzione, norma armonizzata di prodotto UNI EN 1090-1:2012.

Da un lato il ponte provvisionale sarà messo in opera sulla testa muro del nuovo argine mentre dall'altro lato si realizzerà, in analogia ai nuovi muri d'argine su pali, un tratto di cordolo su pali che una volta dismesso il ponte rimarrà in loco e assolverà la funzione di consolidamento del muro esistente.



Nel seguito si riportano le verifiche eseguite con i carichi indotti dagli appoggi del ponte.

10.1 CORDOLO D'ARGINE CON BERLINESE IN MICROPALI

Il cordolo sarà costituito da micropali verticali trivellati, del diametro pari a 200 mm, con interasse dei pali verticali pari a 50 cm e lunghezza degli stessi pari a 9 metri, con tiranti passivi inclinati di 60° rispetto all'orizzonte, realizzati con la stessa tipologia di palo e con interasse pari a 200 cm e lunghezza pari a 13m;

Le azioni indotte dal ponte sono:

Carichi verticali permanente per corsia	127 kN
Carichi verticali variabili da traffico per corsia	98 kN
Frenamento/accelerazione	65 kN

Le principali caratteristiche della paratia sono:

Altezza massimo di scavo	3,00 m
Numero file pali	1
Diametro perforazione micropali	200 mm
Interasse micropali	0,5 m
Lunghezza micropali	9 m
Armatura micropali	tubo diam. esterno 139,70 mm spessore 10 mm
Interasse tiranti passivi	2 m

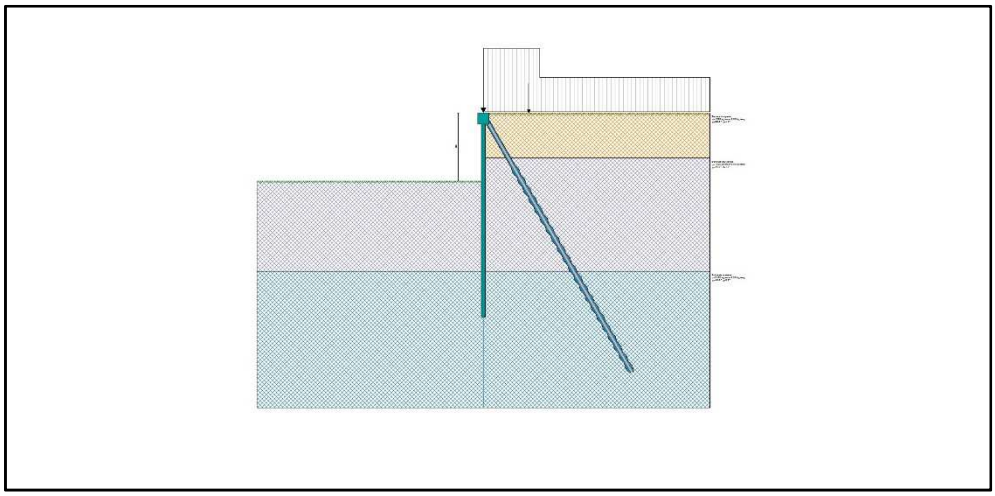


Figura 10.1: Schema dell'opera

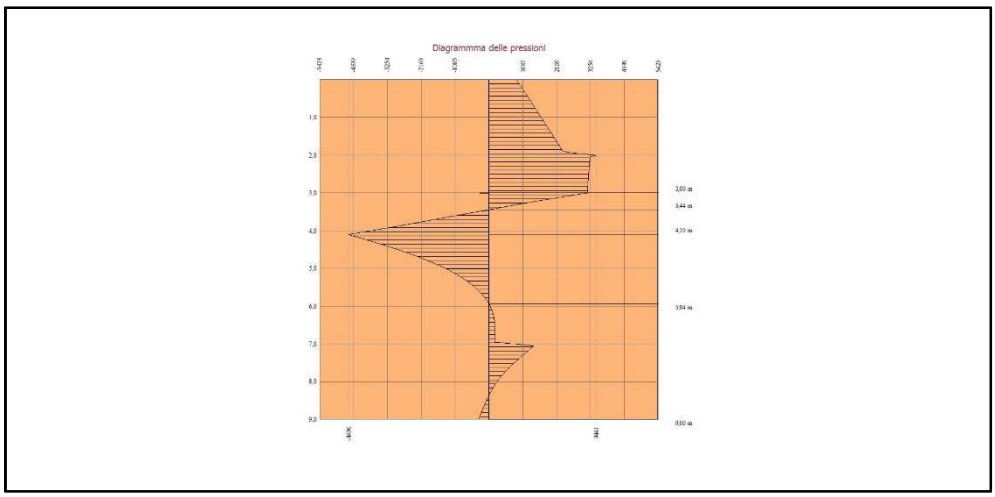


Figura 10.2 : Diagramma delle pressioni

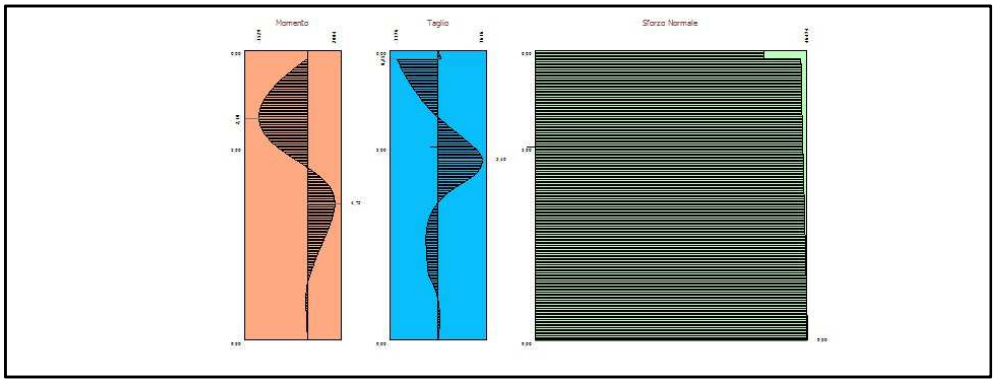


Figura 10.3 : Diagramma delle sollecitazioni

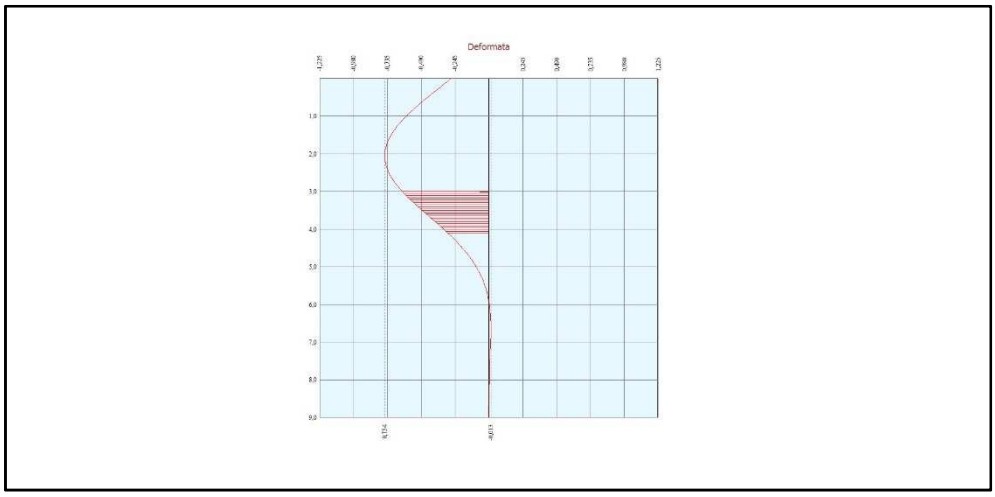


Figura 10.4 : Deformata

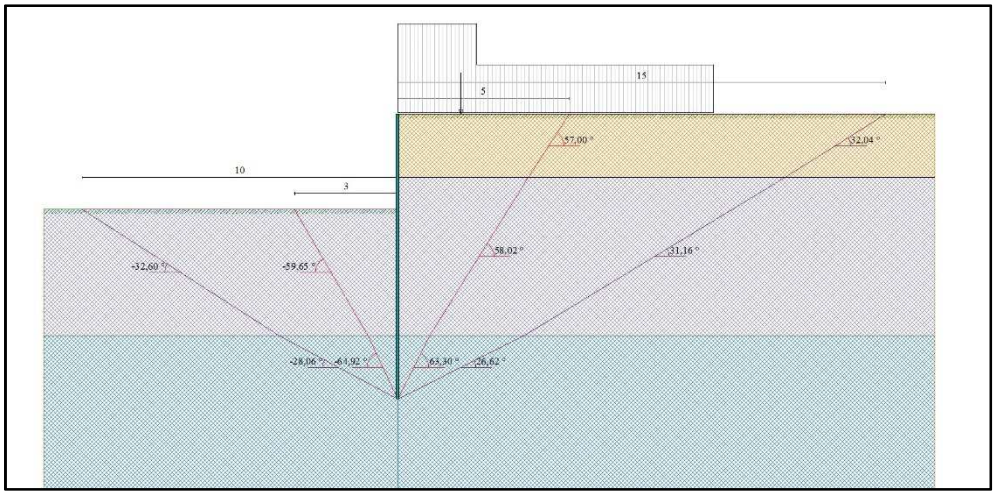


Figura 10.4 : Cunei di spinta

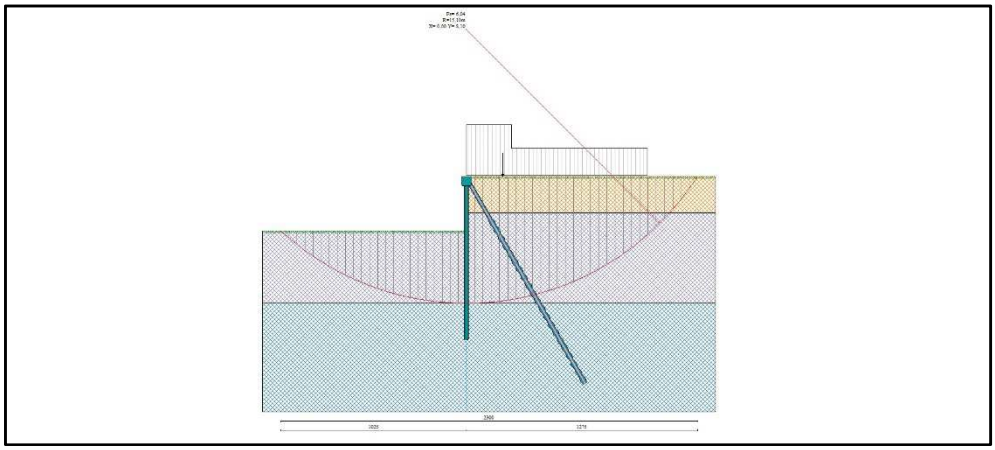


Figura 10.5 : Cerchio critico

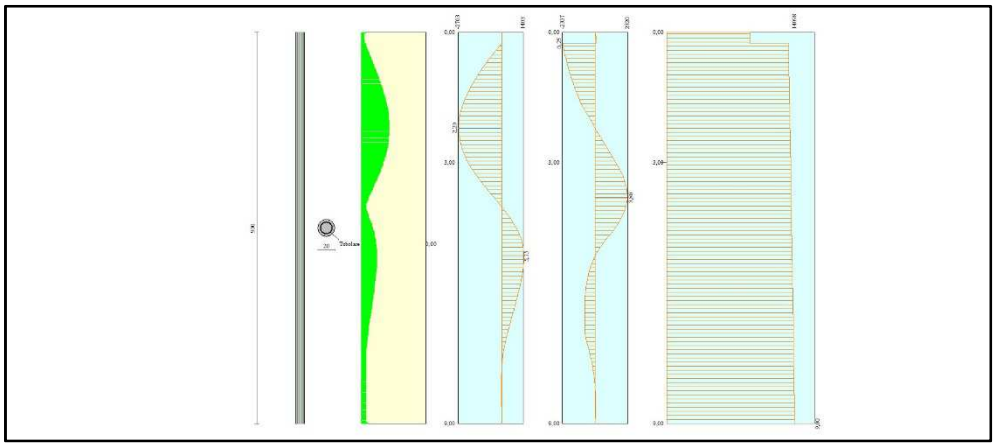


Figura 10.5 : Armature

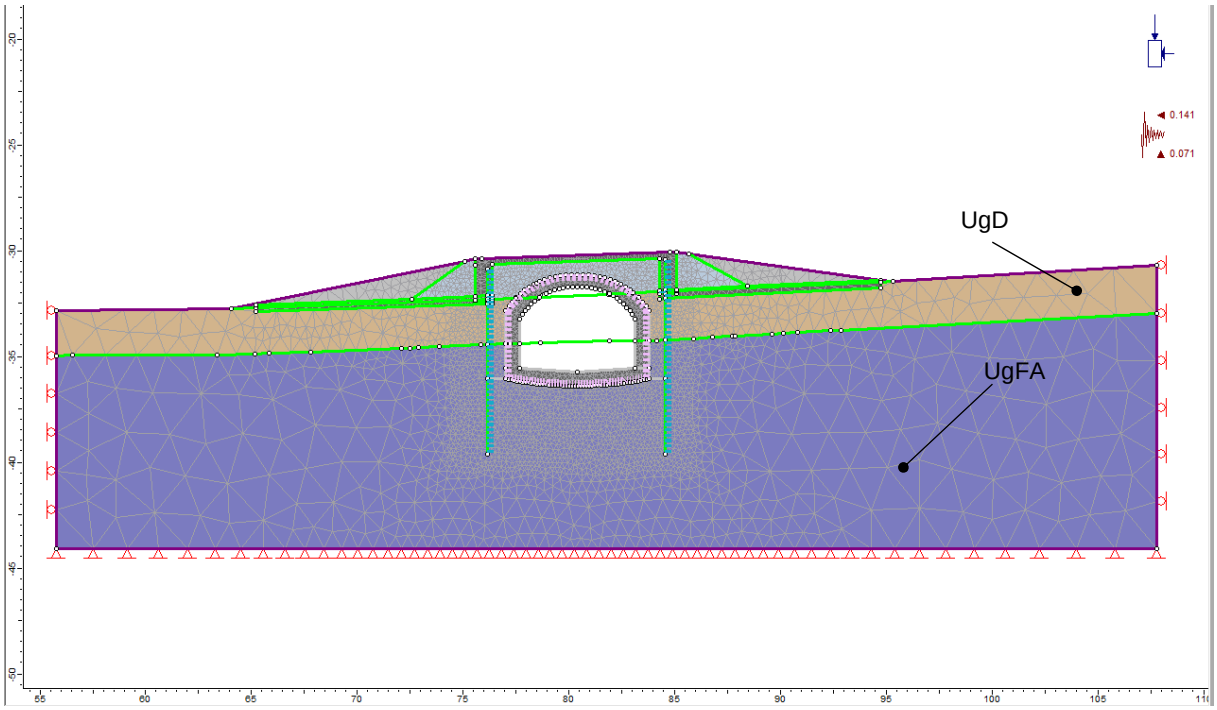
11 PREDISPOSIZIONE PER L'OPERA DI IMBOCCO DEL DEVIATORE DEL RIO CHIAPPETO

Il presente progetto, come spiegato nella premessa della Relazione Generale, prevede la predisposizione dell'opera di imbocco del canale deviatore del rio Chiappeto. Infatti, dal momento che la quota di scavo della galleria all'imbocco sarà ubicata a circa 5m sotto l'attuale piano di scorrimento di Via delle Casette e che la realizzazione dell'imbocco richiederà la demolizione del muro del contenimento della strada, sono previste paratie di micropali per limitare l'estensione laterale degli sbancamenti lungo la strada. Inoltre sono previsti un rilevato e una soletta in calcestruzzo armato fondata sulle paratie di micropali laterali per consentire il ripristino definitivo della circolazione ordinaria su Via delle Casette.

La situazione più gravosa per la verifica delle paratie di micropali è durante lo scavo della galleria. Di seguito sono riportati i modelli, le fasi delle analisi ed i risultati in termini di sollecitazioni nelle paratie e di deformazioni.

Tabella 11.1: Modello di calcolo per la sezione longitudinale dell'imbocco di via Isonzo

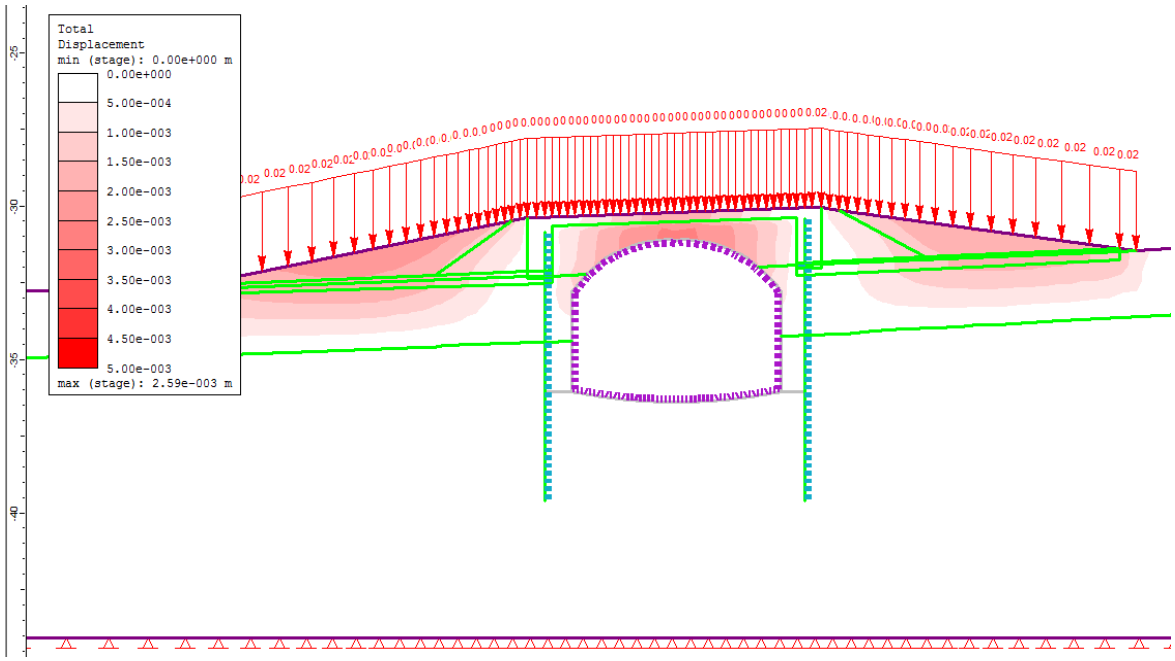
ANALISI: Longitudinale Imbocco via Isonzo	
Stato tensionale	σ_h/σ_v = 0.5
Numero di fasi costruttive simulate	7



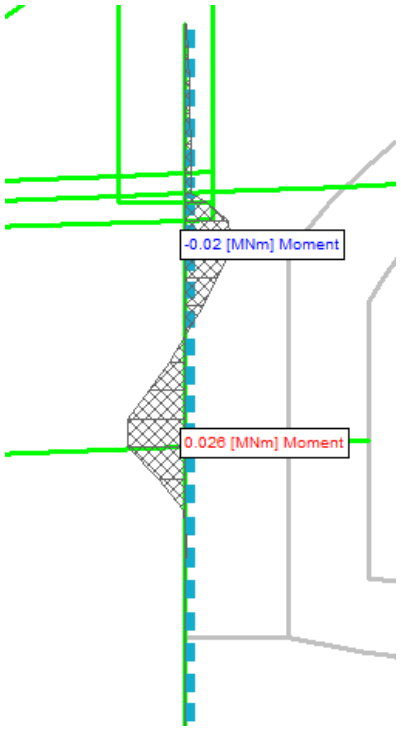
Fasi esecutive:
1: Geostatico
2: Realizzazione di paratie di micropali laterali
3: Riempimento e getto soletta
4: Applicazione di carico stradale, scavo galleria
5: Getto rivestimento definitivo galleria
6: Eliminazione sostegno di prima fase
7: Simulazione condizioni sismiche

Di seguito si riportano i risultati dell'analisi.

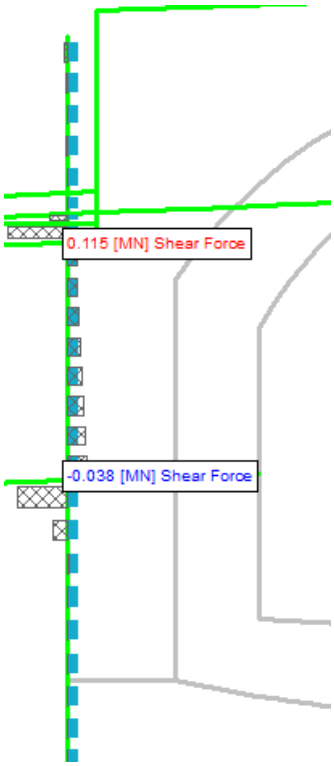
Tabella 11.2: Risultati analisi sezione trasversale dell'imbocco di via delle Casette



Isolinee di deformazione (deformazione massima 3mm circa)



Momento massimo paratia di micropali: 26kNm/m (condizioni sismiche)



Sforzo di taglio massimo paratia di micropali frontale: 115kN/m (condizioni sismiche)

Verifica micropali

Nella tabella seguente si riporta la verifica delle paratie di micropali Ø139.7mm spessore 7.1mm (S355)

Tabella 11.3: Verifica micropali paratie dell'imbocco di Via delle casette

ID Analisi	Posizione rispetto alla testa dei micropali [m]	M_{max} [kNm/m]	T [kN/m]	$M_{palo} \times \gamma_E$ [kNm/palo]	$T_{palo} \times \gamma_E$ [kN/palo]	σ_{ideale} [MPa]	Verifica (<338MPa)
Imbocco via delle casette (condizioni sismiche)	-3.40m	26	115	13	58	139	✓

12 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.