PROGRAMMA HORIZON 2020

URBAN NATURE LABS – WP5 – T5.3

Attività:

PROGETTO DI RIQUALIFICAZIONE DELLA EX CASERMA GAVOGLIO PER LA REALIZZAZIONE DEL PARCO URBANO

Oggetto:

PROGETTO DEFINITIVO

Titolo:

RELAZIONE TECNICA, DI CALCOLO E SUI MATERIALI – OPERE DI SOSTEGNO E SISTEMAZIONI AREA

Doc. n: I0070\ESE\PARCO\DEF\STR\R021

Timbro e firma

Rev.	Data	Sez.	Pag.	Redatto	Controllato	Approvato	Descrizione
1	29/06/18	8	36	AM	FB	SB	Per Emissione

Infrastrutture Recupero Energia Agenzia Regionale Ligure I.R.E. S.p.A.
Sede Legale Via Peschiera 16, 16122 Genova
info@ireliguria.it irespa@legalmail.it www.ireliguria.it
Capitale Sociale € 372.972,00 Codice fiscale e Partita IVA 02264880994
Registro Imprese Genova R.E.A. n. 473022
Soggetta alla direzione ed al coordinamento di FI.L.S.E. S.p.A.

DIVISIONE SANITÀ, TUTELA DEL TERRITORIO E PROGRAMMI DI INTERESSE STRATEGICO
Via XX Settembre 41, 16121 Genova
tel. +39 0105488834 fax +39 0105700490
infrastrutture@ireliguria.it

SOMMARIO

1 PREMESSA 4
2 RIFERIMENTI NORMATIVI 4
3 CARATTERISTICHE GENERALI 5
3.1 Descrizione degli interventi 5
3.2 Modello per la valutazione della sicurezza 6
3.3 Materiali utilizzati 6
3.3.1 Acciaio 6
3.3.2 Calcestruzzi per getti in opera 7
3.3.3 Strutture in terra rinforzata 7
3.3.4 Rafforzamento corticale di pendice rocciosa 7
4 CENNI TEORICI SULLE OPERE IN PROGETTO 8
4.1 Muri di sostegno 8
4.1.1 Metodo di Culman 8
4.1.2 Spinta in presenza di sisma 9
4.1.3 Verifica a ribaltamento 10
4.1.4 Verifica a scorrimento 10
4.1.5 Verifica al carico limite 11
4.1.6 Verifica alla stabilità globale 12
4.2 Opere di ingegneria naturalistica 13
4.2.1 Palificate a doppia parete 13
4.2.2 Terre armate con paramento in gabbioni in pietrame 15
4.2.3 Rafforzamento corticale 16
5 ANALISI DEI CARICHI 17
5.1 Carichi e sovraccarichi 17
5.2 Combinazioni 17
6 DATI SISMICI 18
7 PARAMETRI GEOTECNICI 20
8 MANUFATTI DI PROGETTO 21
8.1 Muro di progetto sezione alfa 21
8.2 Muro di progetto sezione beta 24
8.3 Muro di progetto sezione gamma 26

8.4 Opere di sostegno in terra armata 28
8.5 Opere di sostegno in palificata a doppia parete 32
8.6 Verifica parapetto in c.a. 34
8.7 Verifica ancoraggio ringhiera metallica 34
8.8 Verifica ancoraggio nuovo guard rail 35
8.9 Rete metallica a protezione del rio cinque santi 36

ALLEGATI

Allegato 1– Planimetria chiave delle opere strutturali – ambiti 1, 2, 3, 4, 5, 6 - Scala 1:500
Allegato 2 - Planimetria chiave delle opere strutturali – ambiti 7, 8a, 8b - Scala 1:500

1 PREMESSA

La presente relazione descrive parte delle opere strutturali necessarie per la sistemazione dell'area. In particolare sono dimensionate, descritte e verificate la nuova rampa di accesso da via del Lagaccio, la rimodellazione delle quote altimetriche delle aree del tratto terminale della valletta del rio Cinque Santi e della spalla boscata (Ambiti 7,8 e 9), eseguita con l'impiego di terre armate e opere di ingegneria naturalistica.

Per meglio identificare le opere strutturali all'interno dell'area di intervento, le stesse sono state numerate in ordine progressivo dalla 1 alla 9 e rappresentate in due planimetrie chiave allegate alla presente relazione. Pertanto Le opere 1, 2, 3, 5, 7, 8 e 9 sono trattate nella presente relazione mentre per le opere 4 e 6 si rimanda ad altra relazione strutturale specifica.

Il presente elaborato fa parte del Progetto Definitivo di "riqualificazione della ex Caserma Gavoglio per la realizzazione del Parco Urbano", 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 2006
  Calcestruzzo – specificazione, prestazione, produzione e conformità.
- UNI EN 13669
  R*egole comuni per prodotti prefabbricati di calcestruzzo.*
- DM 17/01/2018
  Aggiornamento delle "Norme Tecniche per le Costruzioni" di seguito semplicemente indicate con l'acronimo NTC2018.

3 CARATTERISTICHE GENERALI

3.1 DESCRIZIONE DEGLI INTERVENTI

Nello specifico le opere strutturali trattate nella presente relazione sono le seguenti.

- Muro di sostegno a mensola in cemento armato tradizionale per la formazione di una nuova rampa carrabile di collegamento con via del Lagaccio, che si sviluppa lungo l'attuale via Sobrero. Preliminarmente alla realizzazione dei muri e della rampa, realizzata mediante riempimento, con terreno e con materiale frantumato proveniente dalle demolizioni, è necessario un consolidamento del muro di sostegno di via del Lagaccio.

- Muri di sostegno a mensola in cemento armato tradizionale a sostegno delle salite Generale Chiodo e Generale Parodi e della nuova piazza di quartiere gradonata a seguito della demolizione dell'edificio B.

- Rimodellazioni morfologiche del tratto terminale della valletta del rio Cinque Santi, realizzate mediante riempimenti con terreno e con materiale frantumato proveniente dalle demolizioni. Dove i rilevati presentano salti di quota si inseriranno rinforzi in terra armata con paramento rivestito in gabbioni.

- Rimodellazioni morfologiche della parte alta della valletta del rio Cinque Santi, realizzate mediante opere di ingegneria naturalistica. In particolare si prevede di utilizzare palificate a doppia parete per sostenere i nuovi percorsi pedonali e messa in opera di un rafforzo corticale per ridurre l'erosione e per rendere sicuri i percorsi pedonali.

- Nuova scala di collegamento tra la parte bassa della valletta del rio Cinque Santi ed il camminamento a quota dell'Istituto Comprensivo Lagaccio. Tale collegamento, insieme all'ascensore in progetto, le cui opere strutturali sono oggetto di una specifica relazione, permette la fruizione diretta del parco agli studenti del plesso.

3.2 MODELLO PER LA VALUTAZIONE DELLA SICUREZZA

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

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

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

Per la modellazione delle strutture di sostegno in c.a. tradizionale e per la loro successiva soluzione è stato utilizzato il software di calcolo Max 14 della Aztec Informatica che consente il progetto e verifica di opere di sostegno tradizionali con il metodo degli elementi finiti in campo monodimensionale.

3.3 MATERIALI UTILIZZATI

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

3.3.1 ACCIAIO

- Per le armature di opere in C.A. è previsto acciaio in barre ad aderenza migliorata di classe B 450C (Ex feB44k Controllato);
- Per le carpenterie acciaio ordinario tipo S235 JR (ex Fe 360).

3.3.2 CALCESTRUZZI PER GETTI IN OPERA

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

- Calcestruzzo magro classe di resistenza C12/15 (Rck 15 MPa);
- Opere in c.a. classe di resistenza C35/45 (Rck 45 MPa).

3.3.3 STRUTTURE IN TERRA RINFORZATA

Le strutture di sostegno realizzate in terra rinforzata per gli specifici impieghi come “sistemi in rete metallica per il rinforzo del terreno per opere di sostegno”, sono costituite da elementi di armatura planari orizzontali, larghi 2.0 m, in rete metallica a doppia torsione, realizzati in accordo con le “Linee Guida per la certificazione di idoneità tecnica all’impiego e l’utilizzo di prodotti in rete metallica a doppia torsione“ approvate dal Consiglio Superiore LL.PP., (n.69/2013), ed in accordo con la UNI EN 10223-3:2013.

La rete metallica a doppia torsione deve essere realizzata con maglia esagonale tipo 8x10 (UNI-EN 10223-3), tessuta con filo in acciaio trafilato, con caratteristiche meccaniche superiori a quanto prescritto dalle UNI-EN 10223-3 (carico di rottura compreso tra 380 e 550 N/mmq e allungamento minimo pari al 10%) e tolleranze sui diametri conformi alle UNI-EN 10218, avente un diametro pari 2.70 mm, galvanizzato con Galmac, lega eutettica di Zinco - Alluminio (5%), conforme all’EN 10244-2 (Classe A) con un quantitativo non inferiore a 245 g/mq. Oltre a tale trattamento il filo sarà ricoperto da un rivestimento di materiale plastico di colore grigio che dovrà avere uno spessore nominale di 0.5 mm, portando il diametro esterno al valore nominale di 3.70 mm. La resistenza del polimero ai raggi UV sarà tale che a seguito di un’esposizione di 4000 ore a radiazioni UV (secondo ISO 4892-2 o ISO 4892-3) il carico di rottura e l’allungamento a rottura non variano in misura maggiore al 25%.

La resistenza a trazione nominale della rete dovrà essere pari a 50 kN/m (test eseguiti in accordo alla EN 15381, Annex D).

3.3.4 RAFFORZAMENTO CORTICALE DI PENDICE ROCCIOSA

Il rafforzamento corticale è eseguito con pannelli a doppia torsione in accordo con le “Linee Guida per la certificazione di idoneità tecnica all’impiego e l’utilizzo di prodotti in rete metallica a doppia torsione” approvate dalla Prima Sezione del Consiglio Superiore LL.PP., con parere n. 69 reso nell’adunanza del 2 Luglio 2013, con maglia esagonale tipo 8x10 e con le UNI-EN 10223-3, tessuta con trafilato di ferro, conforme alle UNI-EN 10223-3 per le caratteristiche meccaniche e UNI-EN 10218 per le tolleranze sui diametri, avente carico di rottura compreso fra 350 e 550 N/mmq e allungamento minimo pari al 10%, avente un diametro pari a 3,00 mm, galvanizzato con lega eutettica di Zinco-Alluminio (5%) - Cerio - Lantanio conforme alla EN 10244 - Classe A e ASTM 856-98 con un quantitativo non inferiore a 255 g/mq uniti tra loro a mezzo di speciali anelli metallici del diametro= 6 mm, e posti con frequenza di uno ogni 40-60 cm;

4 CENNI TEORICI SULLE OPERE IN PROGETTO

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

Terreno a permeabilità elevata - $\theta = \mathrm{arctg}[(\gamma/(\gamma_{sat}-\gamma_w))*(k_h/(1\pm k_v))]$

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 può 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.

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

$d_q = 1 + 0.2 \, (D/B) \, K_p$ $d_q = d_\gamma = 1$ per $\phi = 0$

$d_q = d_\gamma = 1 + 0.1 \, (D/B) \, K_p$ 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:

$i_c = i_q = (1 - \theta°/90)^2$

$i_\gamma = (1 - \theta°/\phi°)^2$ per $\phi > 0$
$i_\gamma = 0$ per $\phi = 0$

4.1.6 VERIFICA ALLA STABILITÀ 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:

$$\eta = \Sigma^{n}_{i} \; (c_i b_i / \cos\alpha_i + [W_i \cos\alpha_i - u_i l_i] tg\phi_i) / (\Sigma^{n}_{i} W_i \sin\alpha_i)$$

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 OPERE DI INGEGNERIA NATURALISTICA

Per la rimodellazione morfologica della parte alta della valletta del rio Cinque Santi si sono adottate tecniche di ingegneria naturalistica che si adattano molto bene sia al tema progettuale (Natural based solutions) sia alla morfologia del luogo sia alla destinazione dell'ambito (bosco all'interno del parco naturalistico).

4.2.1 PALIFICATE A DOPPIA PARETE

Si tratta di un manufatto a gravità formato da una struttura cellulare in pali di legno abbinato alla posa di piante. Il deterioramento (marcescenza) del legname, in alcuni decenni, presuppone che i parametri di stabilità del manufatto vengano riferiti ad un paramento esterno assimilabile ad una pendice ben vegetata a ad un terreno con buone caratteristiche di attrito.

In presenza di adeguata manutenzione (taglio periodico delle piante al fine di impedire l'appesantimento delle ceppaie) si possono raggiungere accettabili stabilità per pendenze del paramento esterno dell'ordine di 60°.

Materiali impiegati:

- tondame di specie a legno curabile (robinia, castagno ecc.) di diametro di almeno 20 cm;

- pioli, tondini in metallo ad aderenza migliorata diam. 10 - 14 mm;

- talee e piantine di latifoglie;

- stuoie e georeti in materiale biodegradabile (paglia - legno, juta, fibra di cocco)

Modalità di esecuzione:

- montaggio della struttura in legname: si realizza il piano di posa con l'avvertenza di operare a campione nei casi in cui la palificata incida parzialmente su fronti terrosi consolidati. Il piano va realizzato con una contropendenza verso monte stabilita in sede di calcolo della stabilità (5-15°), il tipo di manufatto si presta alla posa anche su piani non complanari nel senso dello sviluppo in lunghezza. Si procede alla posa della prima fila di legname in senso parallelo alla pendice (corrente), curando il posizionamento in bolla, durante la posa del tondame si realizzano i collegamenti tra un legno ed il successivo realizzando degli incastri ad i fissaggi con il tondino in acciaio. Il montaggio prosegue con la posa del successivo ordine di tondame da posizionarsi in senso ortogonale alla prima fila ed alla pendice (traverso): questi legni avranno lunghezza variabile desunta dai calcoli progettuali e variabile da 1,5 a 3 metri. Si procede quindi al fissaggio dei legni con la fila sottostante sempre tramite tondino di ferro. Per quanto riguarda la realizzazione del fissaggio con il tondino si può rilevare come vada curata la completa perforazione dei due tronchi da fissare e si debba quindi disporre di punte da legno di adeguata lunghezza (doppia del diametro dei tronchi), almeno 40 cm: la foratura parziale può originare fessurazioni e rotture del legno al momento dell'inserimento forzato del tondino con colpi di mazza. Nel procedere alla realizzazione dei piani successivi si segue lo schema descritto, con l'avvertimento di posizionare i legni correnti sempre in posizione arretrata rispetto al sottostante ordine di correnti e ciò per conferire al manufatto la pendenza del paramento scelta in sede progettuale. Eventuali riduzioni di pendenza del paramento possono essere ottenute rinunciando alla posa del corrente posto sul retro del manufatto e realizzando il fissaggio del traverso a carico dell'ordine di corrente sottostante. Il tondame traverso può essere collocato in posizione sfalsata rispetto all'ordine sottostante ovvero in posizione allineata rispetto al tondo sottostante. Tale scelta è prevalentemente dettata da considerazioni di ordine pratico relative agli aspetti progettuali ed all'organizzazione del cantiere. Realizzando strutture con riempimento di terreno eseguito contemporaneamente alla costruzione del manufatto o che non prevedono l'utilizzo di reti o stuoie sul fronte a vista è preferibile realizzare il posizionamento sfalsato dei traversi, favorevole alla stabilità della struttura. Realizzando strutture che prevedano la posa di reti o stuoie a protezione del fronte a vista, risulta più idoneo realizzare la posa dei traversi allineata all'ordine dei legni traversi sottostanti. Questa modalità di posizionamento dei tronchi è inoltre da preferirsi quando, per motivi legati a difficoltò di cantiere che non consentano la presenza continua di mezzo meccanico, si realizzano le operazioni di riempimento a lunghi intervalli. In queste condizioni, non ottimali, va comunque curato manualmente il riempimento degli spazi vuoti tra i successivi ordini di legni ortogonali alla pendice.

- riempimento struttura e posa del materiale vegetale: dopo aver realizzato il montaggio di 2

o 4 ordini di tondame, occorre procedere al riempimento della struttura cellulare con inerti e terreno ed alla posa delle talee e delle piantine. Il terreno collocato negli spazi vuoti fra i pali va opportunamente compattato e si procede quindi alla posa delle talee in posizione coricata, delle piantine sempre in posizione coricata, ovvero delle piantine sul fronte a vista in posizione eretta. Le talee potranno avere di preferenza un lunghezza pari alla profondità della palificata (1,5 - 3 m) onde consentire una radicazione profonda, ed è sufficiente che emergano fuori terrra per 10 - 30 cm. Le talee e le piantine radicate vengono posate in ragione di una ogni 10 - 15 cm di fronte per ogni ordine di tondame longitudinale ovvero circa 20 - 30 talee/piantine per ogni mq di paramento esterno della palificata.

- formazione di drenaggio: la palificata in legname si presenta come un manufatto a forte capacità drenante; occorre tuttavia curare lo sgrondo delle acque che si dovessero accumolare a livello del piano di posa. Infatti avendo previsto la realizzazione di un piano di posa con contropendenza verso monte, in relazione ai parametri di calcolo di stabilità, occorre evitare l'imbibizione e l'appesantimento del terreno sottostante al piano di posa medesimo. In particolare si possono utilizzare differenti modalità di emungimento delle acque con riferimento all'utilizzo di fascine vive o morte o di tubazioni drenanti a base piatta di materiale plastico con rivestimento in tessuto non tessuto. Questi elementi drenanti vanno collocati longitudinalmente nella posizione a quota più bassa sul retro del piano di posa e quindi collegati per lo scarico con elementi in posizione ortogonale alla pendice e con pendenza verso valle.

- posa di stuoie e georeti sul paramento esterno: uno degli aspetti di maggiore vulnerabilità della palificata, almeno nei periodi immediatamente successivi alla sua realizzazione, è la possibilità di asportazione parziale del terreno di riempimento ad opera di acque di ruscellamento superficiale. Al fine di evitare questa eventualità si può prevedere la posa di reti o stuoie che proteggano il fronte a vista. I materiali da utilizzare vanno scelti in rapporto alla durata ed al costo, secondo la seguente scala crescente per entrambi i parametri (stuoie in fibra di legno-paglia-fibre di cocco, georeti in juta, georeti in fibra di cocco). La posa delle stuoie o delle reti si può realizzare contemporaneamente alle operazioni di riempimento realizzando quindi sul fronte a vista delle sacche terrose ricoperte dalle stuoie/reti, ovvero successivamente al riempimento facendo emergere dalla ricopertura con stuoie/reti la sola porzione terminale dei traversi. Questa modalità di posa assicura al legname in posizione esterna sul fronte a vista una più moderata alternanza di condizioni di umidità/disseccamento a tutto vantaggio della durabilità. L'utilizzo delle stuoie sul fronte a vista può originare difficoltà nella posa del materiale vegetale.

4.2.2 TERRE ARMATE CON PARAMENTO IN GABBIONI IN PIETRAME

Questa particolare opera è costituita da una ordinaria terra armata con un paramento, senza funzione strutturale, costituito da un gabbione rigido in rete elettrosaldata zincata con maglia

50 x 100 mm. Le terre armate complessivamente sono un sistema costruttivo brevettato e marcato CE per gli specifici impieghi come “sistemi in rete metallica per il rinforzo del terreno per opere di sostegno”. La struttura è costituita da elementi di armatura planari orizzontali, in rete metallica a doppia torsione, realizzati in accordo con le “Linee Guida per la certificazione di idoneità tecnica all’impiego e l’utilizzo di prodotti in rete metallica a doppia torsione“ approvate dal Consiglio Superiore LL.PP., (n.69/2013), ed in accordo con la UNI EN 10223-3:2013.

Il paramento, rivestito da un elemento scatolare rigido, sarà realizzato risvoltando frontalmente la rete metallica a doppia torsione e collegandola frontalmente al gabbione rigido stesso e posteriormente con un pannello di chiusura, solidale con l’elemento di rinforzo orizzontale.

Gli elementi scatolari saranno provvisti di barre di rinforzo galvanizzate con Galmac (con un quantitativo non inferiore a 265 g/mq) e plasticate, aventi diametro pari a 3.40/4.40 mm, inserite all'interno della doppia torsione delle maglie, in corrispondenza degli spigoli esterni della struttura, e di un diaframma centrale.

Il riempimento della terra armata avverrà con terreno e materiale proveniente dalle demolizioni opportunamente steso e compattato per strati di altezza pari a circa 25/30 cm. Il gabbione sarà riempito con materiale proveniente dalle demolizioni vagliato ed eventualmente lavato.

Figura 4.1: Esempio di impiego di gabbioni rigidi

4.2.3 RAFFORZAMENTO CORTICALE

Il rafforzamento corticale, necessario per la messa in sicurezza del fronte sottostante l’istituto comprensivo Lagaccio, caratterizzato da forte pendenza e roccia affiorante è costituito dalla messa in opera in aderenza alla pendice di pannelli a doppia torsione a formare una maglia di dimensioni pari a 3 metri di lunghezza e 6 metri in altezza, assicurati al substrato roccioso

mediante chiodatura. Il rafforzamento costituito da geocomposito, formato da rete a doppia torsione accoppiato a biostuoia antierosione, viene assicurato alla parte alla sommità con fune metallica diam. 16 mm, al piede con fune metallica diam. 12 mm e da funi diagonali diam. 12 mm passanti all'interno di golfari su barra cementata in roccia. Tali ancoraggi passivi saranno realizzati con barre tipo dywidag ∅ 24 mm cementate ed eventualmente dove si trovasse terreno sciolto con la sola parte terminale interessata dal substrato roccioso con barre di acciaio autoperforanti a filetto continuo. Il terminale dell'ancoraggio sarà dotato di piastra di ripartizione e di golfare passacavo per il fissaggio delle funi metalliche.

Per dare l'opera conclusa secondo la buona regola dell'arte è necessario:

- l'impiego di personale altamente specializzato;

- l'impiego di funi metalliche a filo elementare zincato con resistenza a rottura non inferiore a 160 kg/mmq;

- l'impiego di morsetti DEKA per la formazione in opera delle asole delle funi orizzontali di orditura;

- le iniezioni della boiacca nella quantità necessaria alla cementazione degli ancoraggi dei fori.

5 ANALISI DEI CARICHI

5.1 CARICHI E SOVRACCARICHI

I carichi e sovraccarichi considerati sono:

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

5.2 COMBINAZIONI

In accordo alle NTC2018, ai fini delle verifiche degli stati limite si definiscono le seguenti combinazioni delle azioni:

$$F_d = \gamma_g \cdot G_k + \gamma_q \cdot \left[Q_{1k} + \sum (\psi_{02} \cdot Q_{ik}) \right]$$

dove Gk = valore caratteristico delle azioni permanenti

Q_{1k} = valore caratteristico dell'azione di base di ogni combinazione

Q_{ik} = valore caratteristico delle azioni variabili fra loro indipendenti

γ = coefficienti parziali di carico

γ_g = 1.50 (o 1.0 in caso di effetto favorevole);

γ_q = 1.50 (o 0 in caso di effetto favorevole)

ψ_{0i} = coefficiente di combinazione allo stato limite ultimo; in assenza di considerazioni statistiche specifiche si assume un valore di 0.7 per la azioni variabili.

Le verifiche statiche relative alle opere di sostegno sono state condotte, in accordo alle NTC 18 e a differenza delle precedenti norme (NTC 08), senza distinzione sugli approcci ed utilizzando per tutte le verifiche, sia geotecniche che strutturali la combinazione unica: (A1+M1+R3), non sono previste modiche, rispetto alla precedente norma (NTC 08) sull'Approccio e sulle combinazioni da utilizzare in condizioni sismiche.

6 DATI SISMICI

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

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

Figura 6.1: Identificazione del sito di progetto

Coordinate dell'intervento: (44,422997; 8,933989)

Dati sulla costruzione:

Vita Nominale:	50 anni
Coefficiente d'uso:	III – Affollamenti significativi.
Periodo di riferimento per l'azione sismica:	75 anni

Parametri sismici geologici:

Categoria sottosuolo:	B
Categoria topografica:	T2

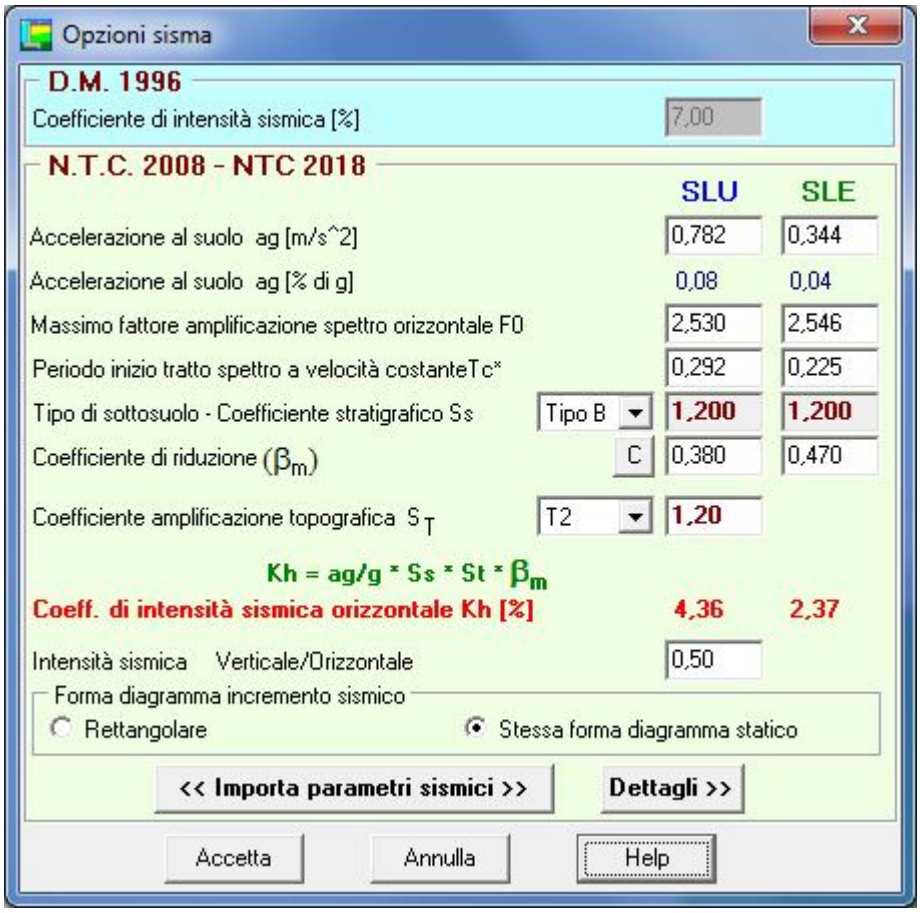


Figura 6.2: Calcolo parametri sismici

7 PARAMETRI GEOTECNICI

Per la redazione del presente elaborato si sono prese in considerazione le informazioni contenute nella relazione geologica, che costituisce parte integrante del presente progetto, redatta dalla geologa Valeria Bellini, con studio in via Galata, 9/1 – 16121 Genova e sulla scorta della campagna di indagini geognostiche eseguita dalla ditta *m3d costruzioni speciali s.r.l.* con sede legale in via Trento, 4/2 – 16013 Campo Ligure (GE).

Con i dati derivanti da tali elaborati è stata identificata una stratigrafia di progetto caratterizzata dai seguenti parametri geologici da utilizzare come input nel software di calcolo:

Terreno di riporto costituito dai materiali detritici dei riempimenti vallivi, eterogenei ed eterometrici, caratterizzati da un grado di addensamento crescente con la profondità;

P = 17 kN/mc Ps = 19 kN/mc c = 0 kPa φ = 32°

Cappellaccio di alterazione del substrato e/o coltre eluvio-colluviale di analoga consistenza geotecnica, dati da frammenti calcarei in matrice limosa e sabbiosa, con relitti strutturali della roccia di fondo;

P = 24 kN/mc c = 40 kPa φ = 29°

Ammasso roccioso calcareo a variabile grado di fratturazione.

P = 26 kN/mc c = 75 kPa φ = 35°

8 MANUFATTI DI PROGETTO

Nel presente capitolo si descriveranno le verifiche effettuate per tre differenti tipologie di muro a mensola, il primo (Alfa) con altezza massima del paramento pari a 5 metri e riferito alla sezione terminale della nuova rampa di accesso da via del Lagaccio, il secondo (Beta) con altezza massima del paramento pari a 2,5 utilizzato per il sostegno e la modellazione della piazza gradonata ed il terzo muro (Gamma) con altezza del paramento massima pari a 2 metri utilizzato per la prima parte della rampa di accesso da via del Lagaccio e per il sostegno della nuova scala in c.a. e del relativo percorso di collegamento al plesso scolastico (il sostegno alla scala e al percorso è formato da una sezione a “C” per la quale la verifica della sezione ad “L” posta a monte risulta cautelativa e a favore di sicurezza).

Oltre ai muri di sostegno realizzati in cemento armato tradizionale si descriveranno le verifiche condotte per la rimodellazione dei terreni mediante l’impiego di terre armate e palificate a doppia parete in pali di castagno. Verranno anche riportate le verifiche degli ancoraggi di parapetti e guard rail.

8.1 MURO DI PROGETTO SEZIONE ALFA

Il muro a forma di “L”, la cui carpenteria ed armatura è descritta negli elaborati grafici parte integrante del presente progetto, ha altezza del paramento variabile raggiungendo l’altezza massima pari a 4,7 m. Tale tipologia di muro è utilizzata per la parte terminale della rampa di collegamento con via del Lagaccio. Lo spessore del paramento sarà pari a 40 cm e l’altezza della fondazione pari a 50 cm.

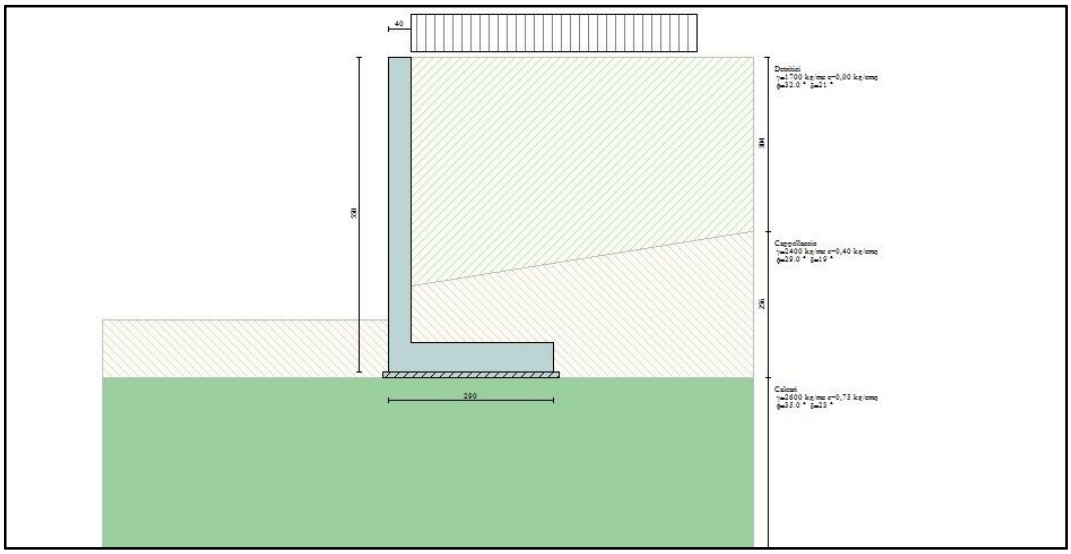


Figura 8.1: Sezione Alfa geometria e carichi

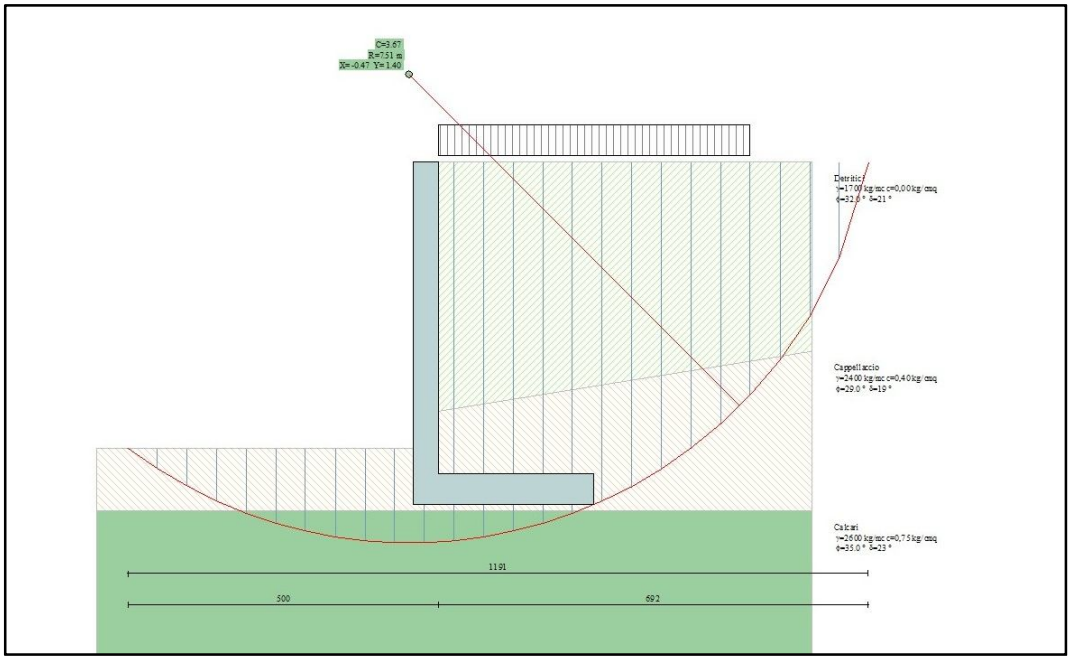


Figura 8.2: Sezione Alfa cerchio critico

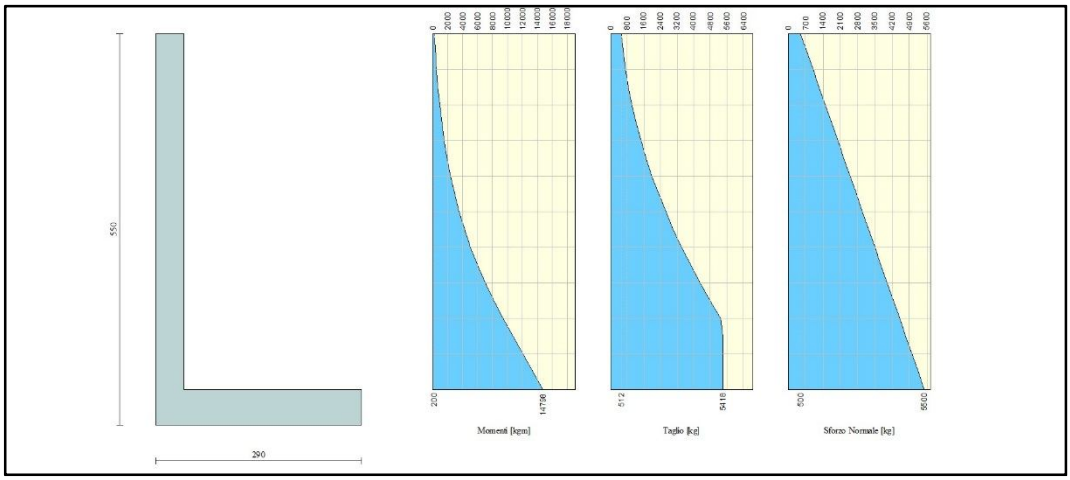


Figura 8.3: Sezione Alfa sollecitazioni paramento

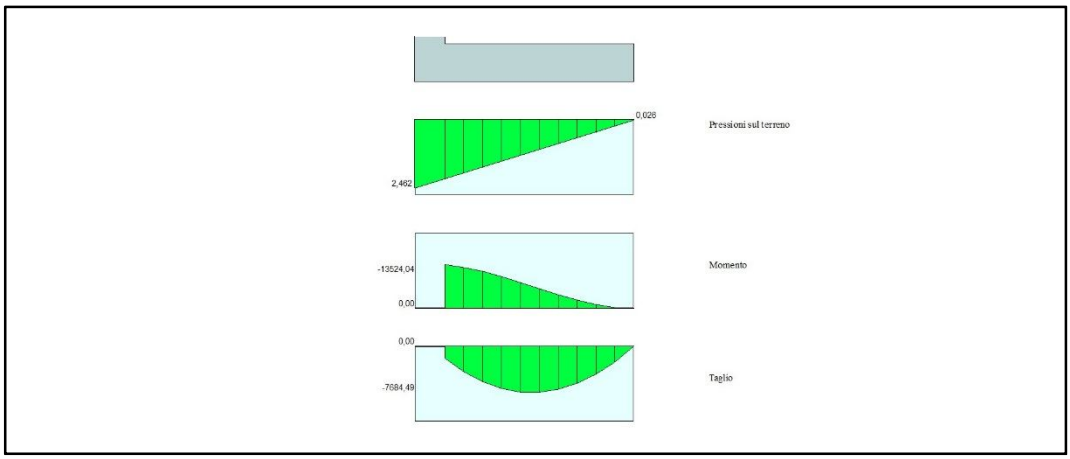


Figura 8.4: Sezione Alfa sollecitazioni fondazione

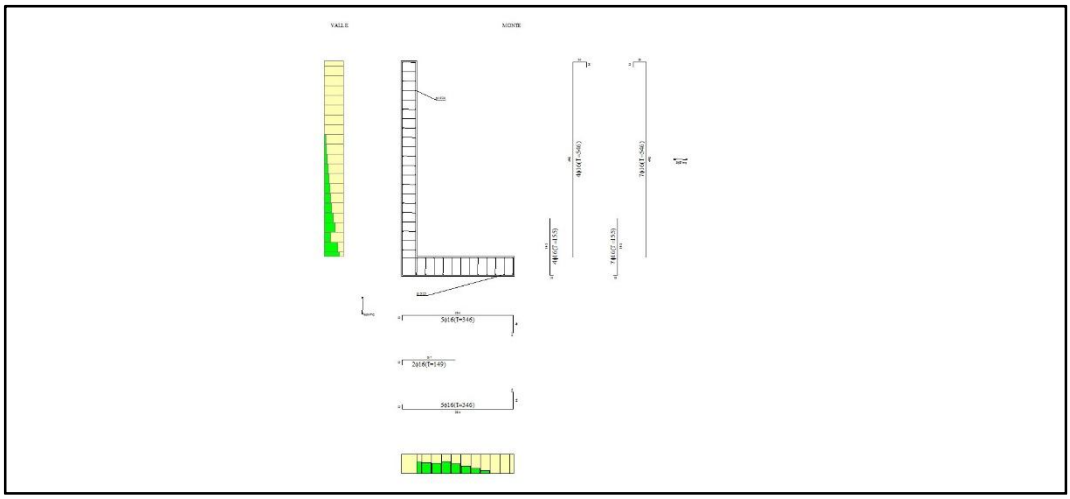


Figura 8.5: Sezione Alfa armature

8.2 MURO DI PROGETTO SEZIONE BETA

Il muro a forma di “L”, la cui carpenteria ed armatura è descritta negli elaborati grafici parte integrante del presente progetto, ha altezza del paramento variabile raggiungendo l’altezza massima pari a 2,5 m di terreno spingente. Tale tipologia di muro è utilizzata per il contenimento e la rimodellazione della piazza gradonata. Lo spessore del paramento sarà pari a 40 cm e l’altezza della fondazione pari a 50 cm.

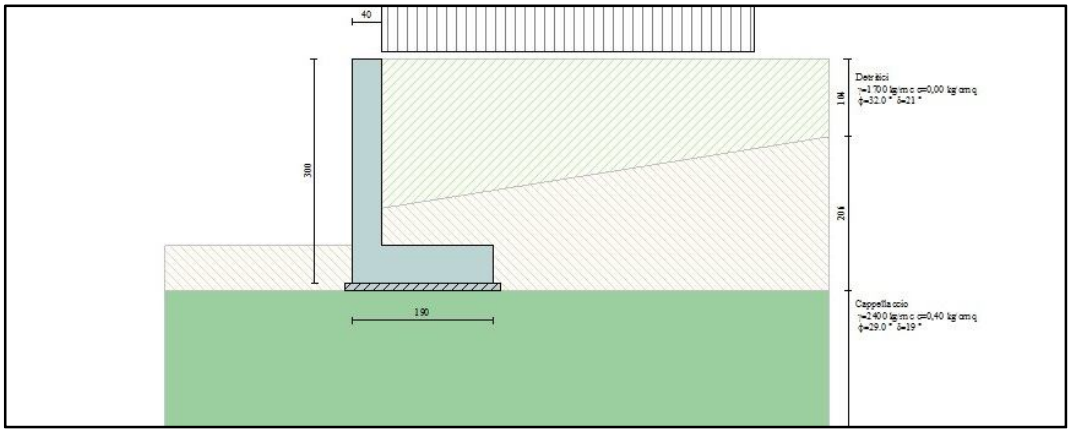


Figura 8.6: Sezione Beta geometria e carichi

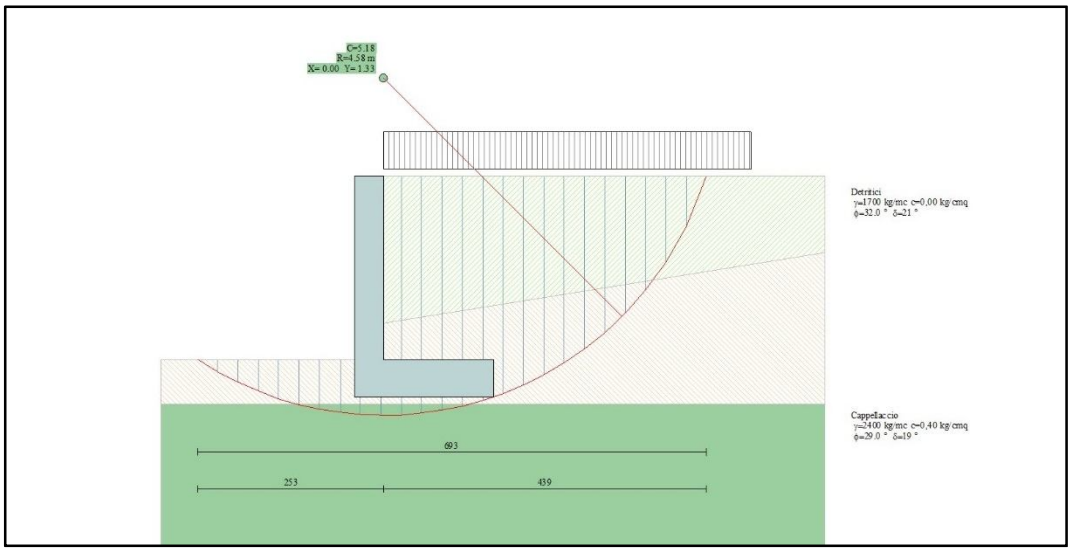


Figura 8.7: Sezione Beta cerchio critico

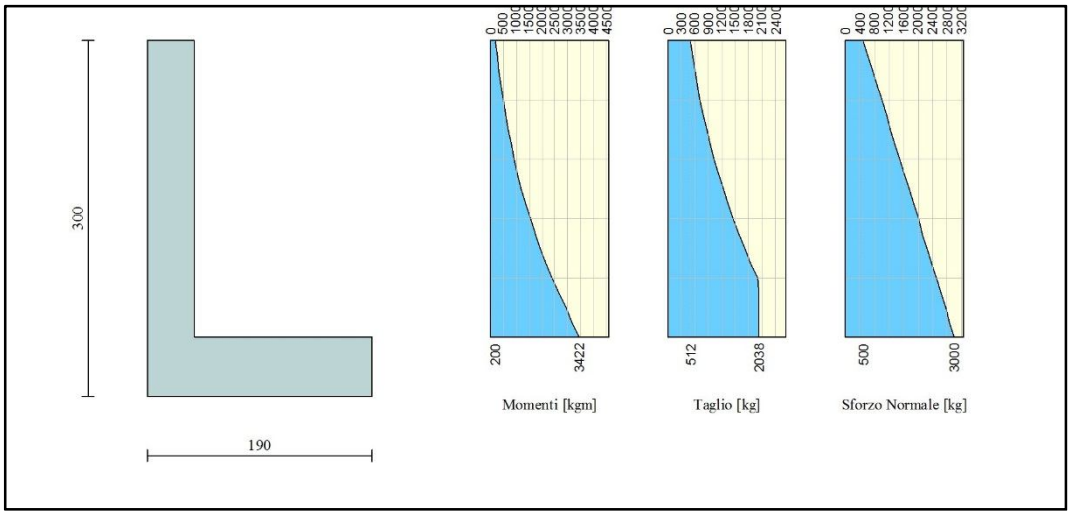


Figura 8.8: Sezione Beta sollecitazioni paramento

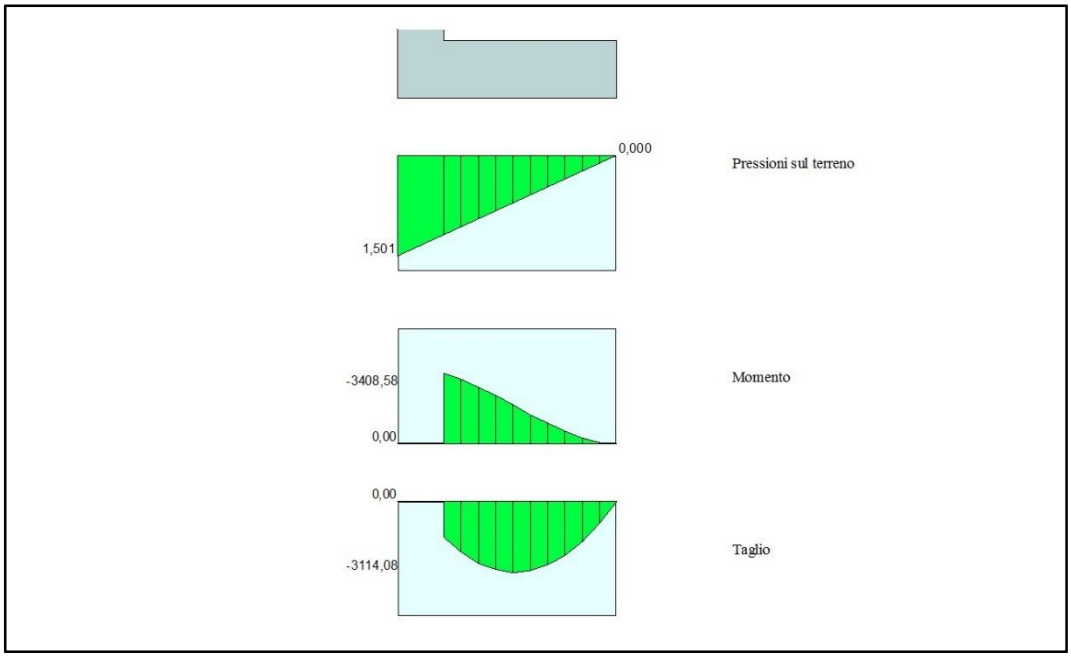


Figura 8.9: Sezione Beta sollecitazioni fondazione

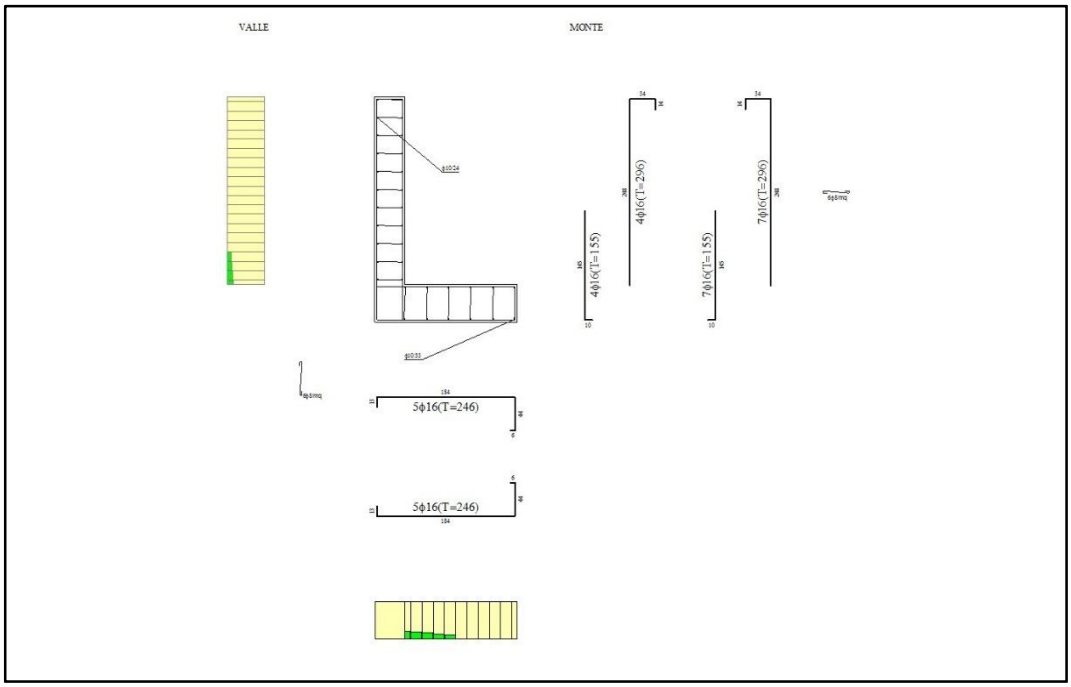


Figura 8.10: Sezione Beta armature

8.3 MURO DI PROGETTO SEZIONE GAMMA

Il muro in c.a., la cui carpenteria ed armatura è descritta negli elaborati grafici parte integrante del presente progetto, ha altezza del paramento variabile raggiungendo l'altezza massima pari a 2 m. Tale tipologia di muro è utilizzata per la parte più bassa della rampa di collegamento con via del Lagaccio, per la parte più bassa del contenimento della piazza gradonata e per il sostegno della scala in c.a. e del percorso di collegamento con il plesso scolastico di via Napoli. Lo spessore del paramento sarà pari a 30 cm e l'altezza minima della fondazione pari a 30 cm.

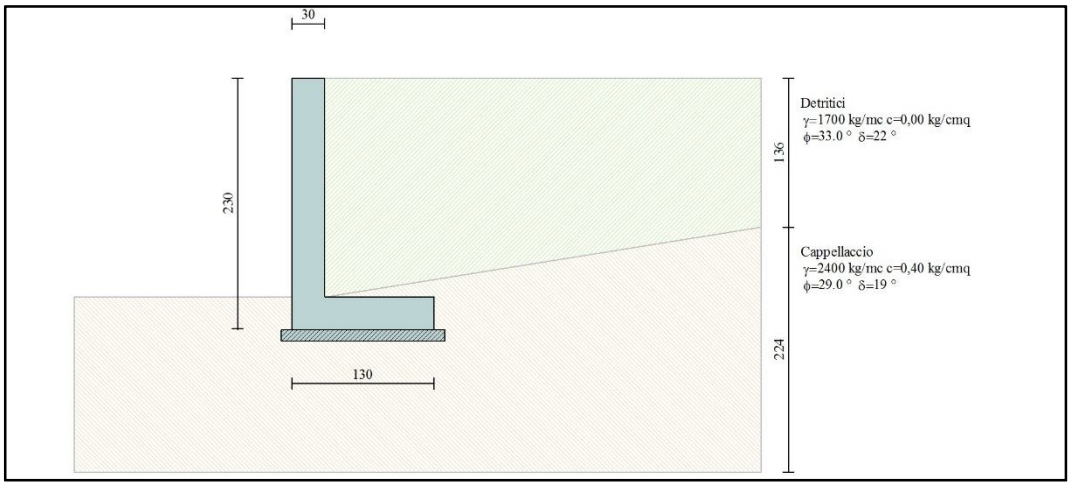


Figura 8.11: Sezione Gamma geometria e carichi

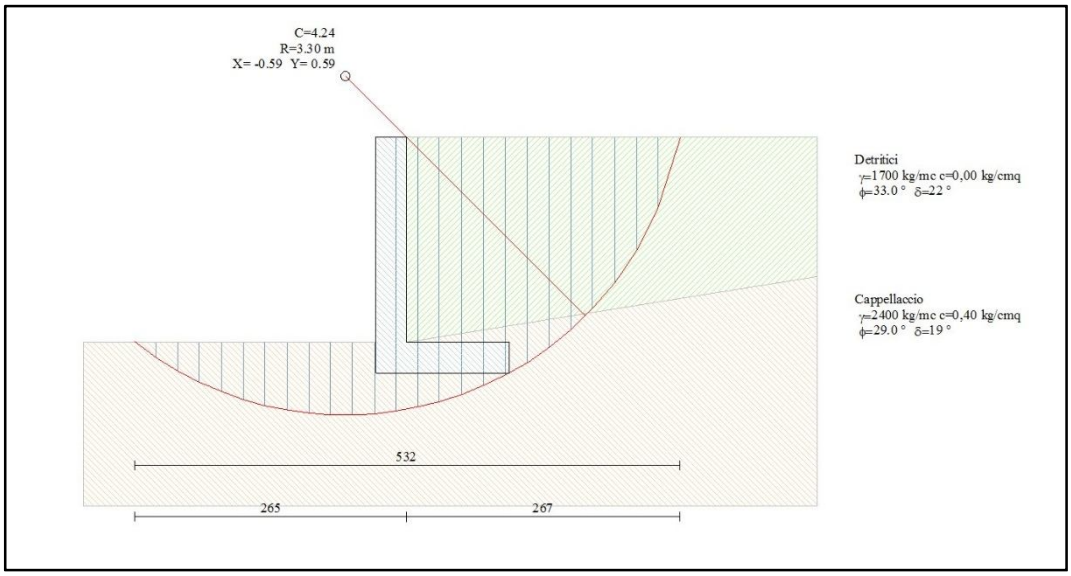


Figura 8.12: Sezione Gamma cerchio critico

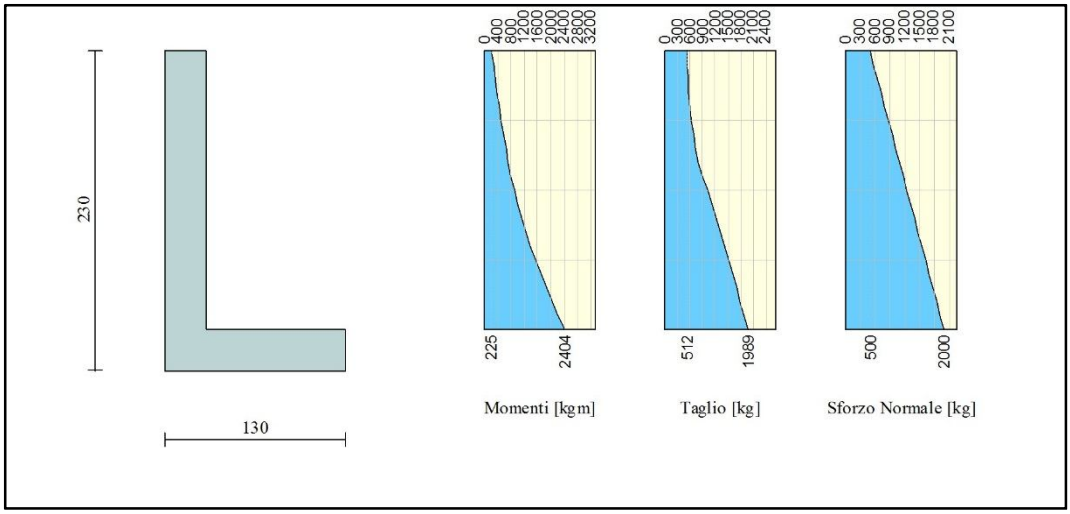


Figura 8.13: Sezione Gamma sollecitazioni paramento

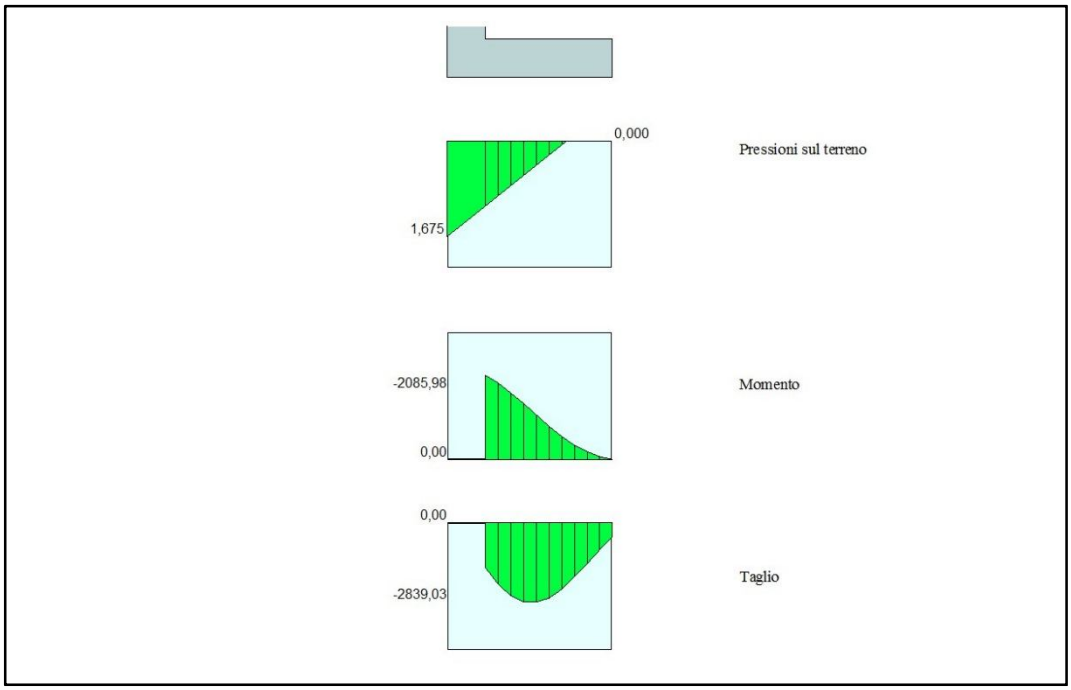


Figura 8.14: Sezione Gamma sollecitazioni fondazione

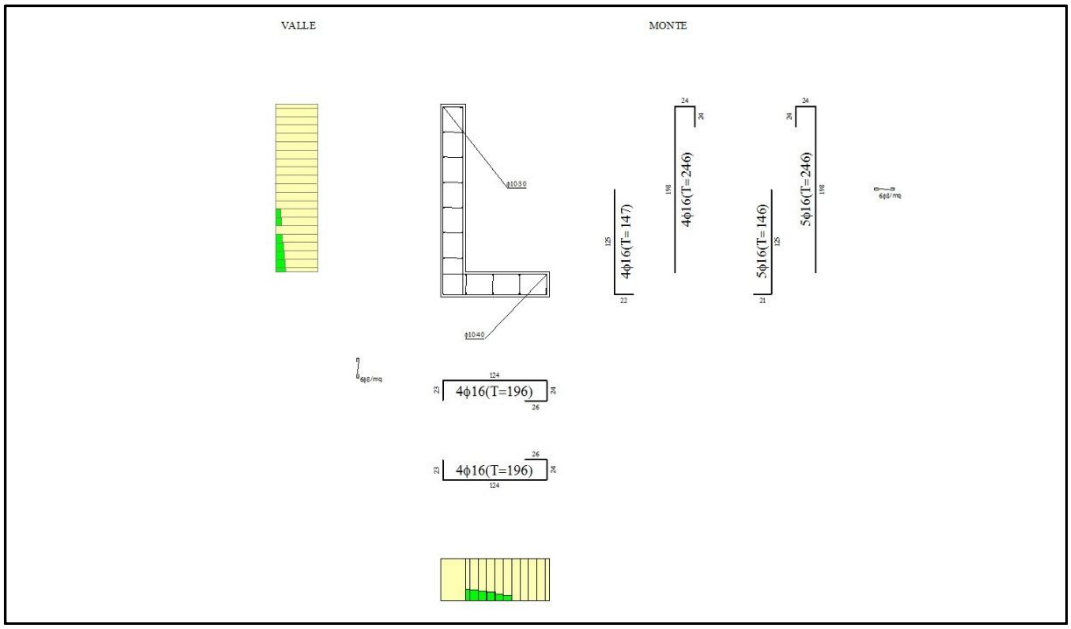


Figura 8.15: Sezione Gamma armature

8.4 OPERE DI SOSTEGNO IN TERRA ARMATA

Per la rimodellazione morfologica del sito come descritto in precedenza si utilizzerà la tecnica della terra rinforzata con paramento in gabbioni rigidi metallici. Tale modalità costruttiva, in commercio trova varie applicazioni sia come abbinamento di tecnologie

certificate sia come unico sistema costruttivo certificato e marchiato CE. In fase esecutiva dovranno essere fornite alla Direzione Lavori le specifiche e le verifiche statiche proprie del sistema prescelto dall'Appaltatore in funzione del fornitore. In fase di progetto definitivo dovendo descrivere e quantificare economicamente l'intervento si è considerato la sezione critica e si è proceduto alla verifica dell'opera di sostegno secondo le norme vigenti.

Per quanto riguarda i parametri geotecnici sono stati ipotizzati i seguenti valori cautelativi, rimandando in fase esecutiva la verifica di compatibilità dei materiali provenienti dalle demolizioni e una loro caratterizzazione geotecnica.

Terreno in sito:
ϕ *29°*
c' *0 kPa*
γsat *19 kN/mc*
γdry *18kN/mc*

Terreno da rilevato proveniente dalla frantumazione
ϕ *28°*
c' *0 kPa*
γsat *19 kN/mc*
γdry *18 kN/mc*

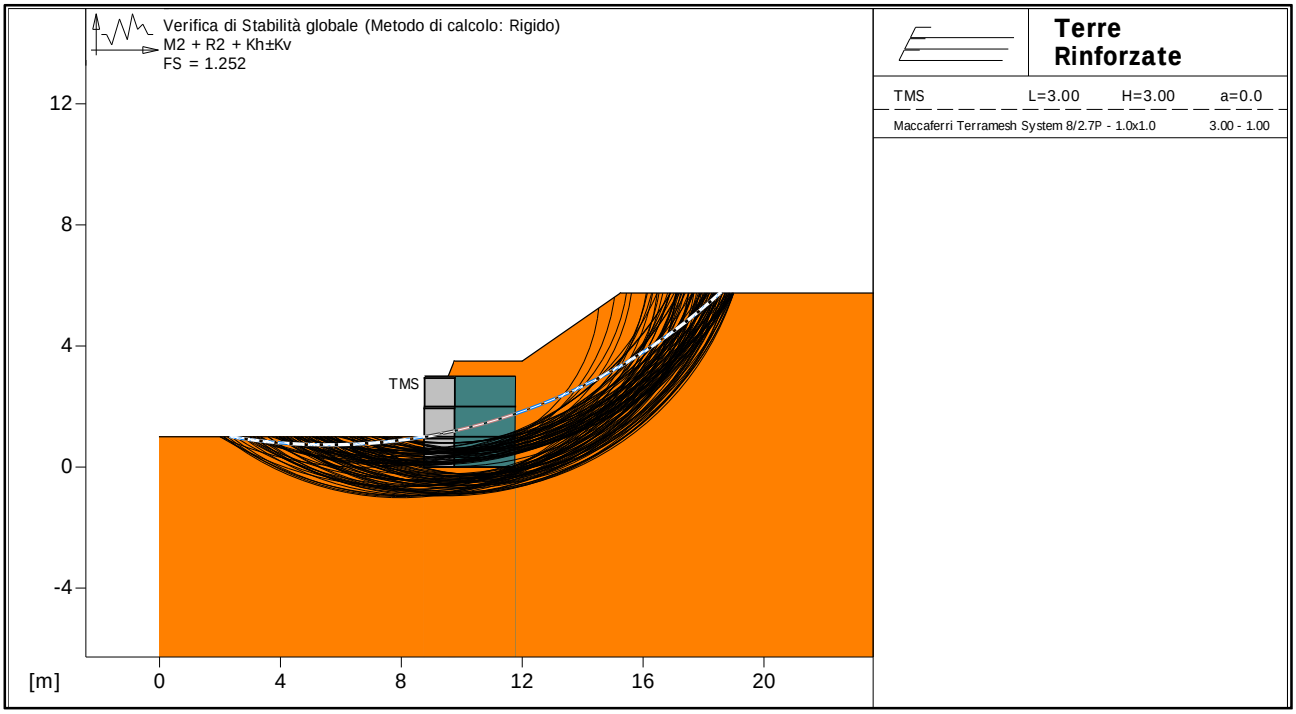


Figura 8.16: Verifica stabilità globale

Verifica di stabilità globale:

Combinazione di carico: M2 + R2 + Kh±Kv

Calcolo delle forze nei rinforzi col metodo rigido

Ricerca delle superfici critiche col metodo di Bishop

Coefficiente di sicurezza minimo calcolato: 1.252

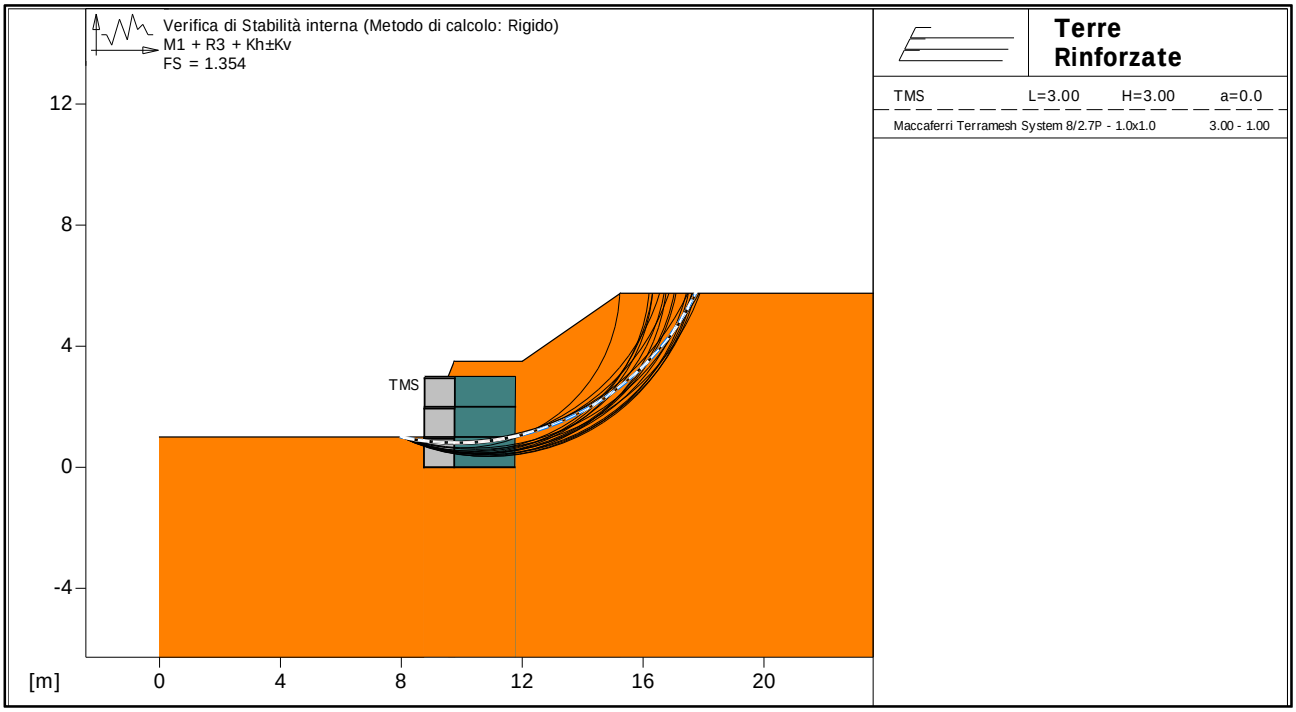


Figura 8.17: Verifica stabilità interna

Verifica di stabilità interna:

Combinazione di carico: M1 + R3 + Kh±Kv

Calcolo delle forze nei rinforzi col metodo rigido

Ricerca delle superfici critiche col metodo di Bishop

Coefficiente di sicurezza minimo calcolato: 1.354

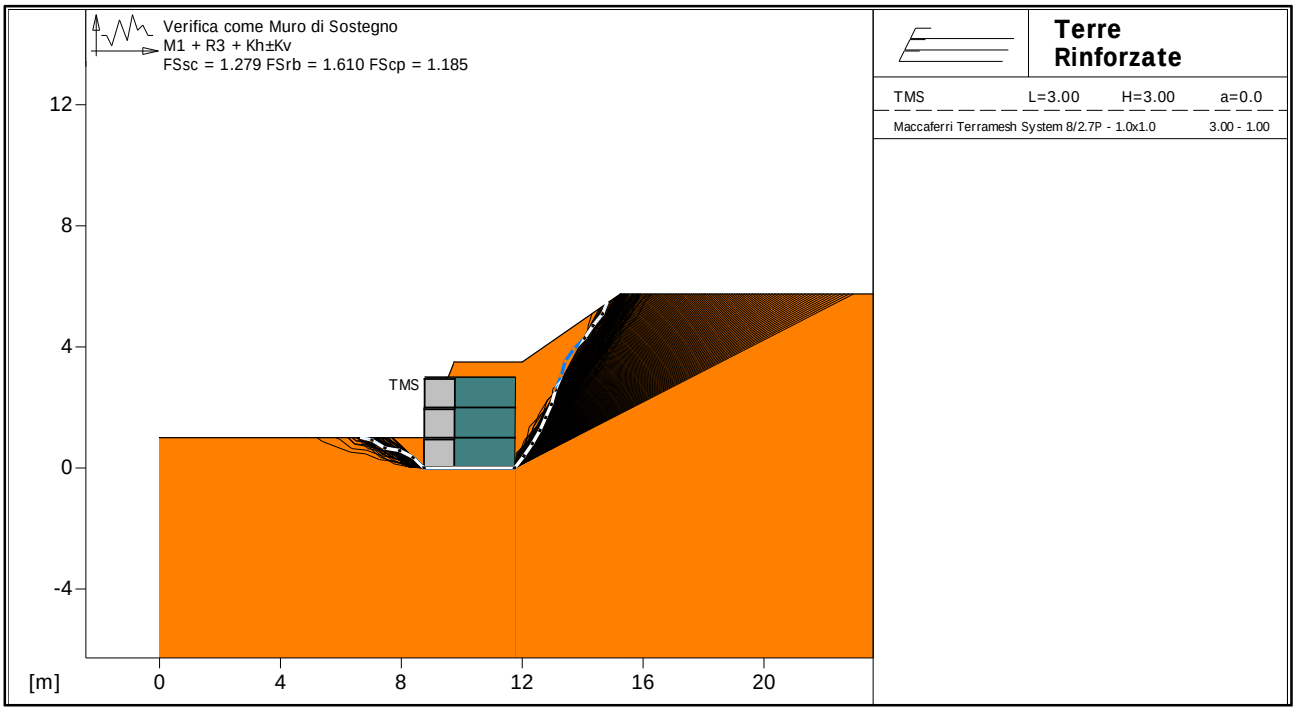


Figura 8.18: Verifica come opera di sostegno

Verifica come muro di sostegno:

Combinazione di carico: M1 + R3 + Kh±Kv

Stabilità verificata sul blocco: TMS

Forza Stabilizzante.....[kN/m]....: 98.05

Forza Instabilizzante.....[kN/m]....: 76.65

Classe scorrimento.....: Coeff. parziale R - Scorrimento

Coefficiente di sicurezza allo scorrimento.....: 1.279

Momento Stabilizzante.....[kN*m/m]....: 282.30

Momento Instabilizzante.....[kN*m/m]....: 175.29

Classe momento.....: Coeff. parziale R - Ribaltamento

Coefficiente di sicurezza al ribaltamento.....: 1.610

Pressione ultima calcolata con metodo dell'equilibrio limite.

Pressione ultima.....[kN/m²]....: 226.56

Pressione media agente.....[kN/m²]....: 159.34

Classe pressione.....: Coeff. parziale R - Capacità portante

Coefficiente di sicurezza sulla capacità portante	:	1.185
Fondazione equivalente [m]	:	1.21
Eccentricità forza normale [m]	:	0.90
Braccio momento [m]	:	2.29
Forza normale [kN]	:	176.89
Pressione estremo di valle [kN/m²]	:	194.94
Pressione estremo di monte [kN/m²]	:	0.00

8.5 OPERE DI SOSTEGNO IN PALIFICATA A DOPPIA PARETE

Per una palificata viva rinverdita il calcolo di dimensionamento è quello di un'opera a gravità.

Le analisi sono sviluppate per la condizione statica e sotto azioni sismiche in accordo alle NTC 2018, per lo schema della palificata si è fatto riferimento allo schema riportato nelle tavole grafiche ed ai dati geologici a disposizione.

Le verifiche da eseguire per le analisi di stabilità sono le seguenti:

- verifica a scorrimento del muro sul terreno di fondazione;

- verifica a ribaltamento rispetto al piede di valle dell'opera;

- verifica a carico limite del complesso terreno-fondazione;

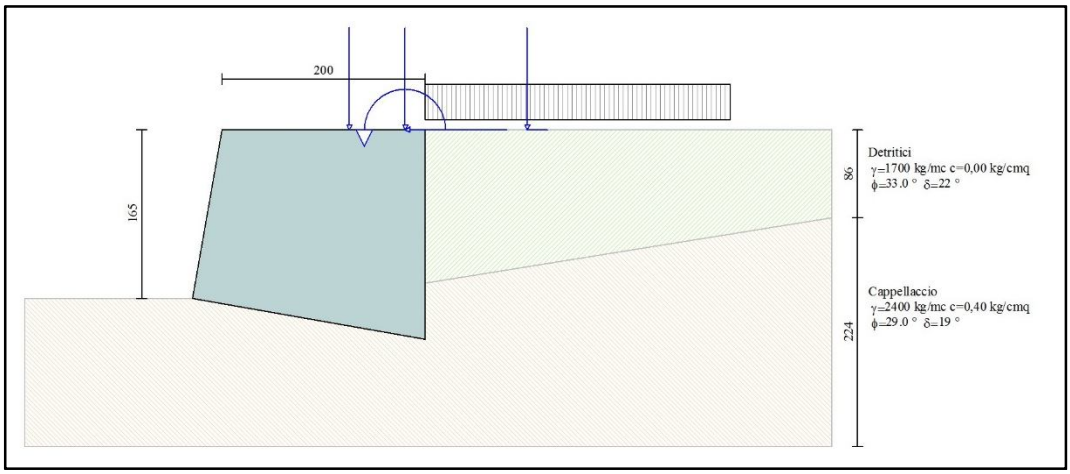


Figura 8.19: Sezione palificata geometria e carichi

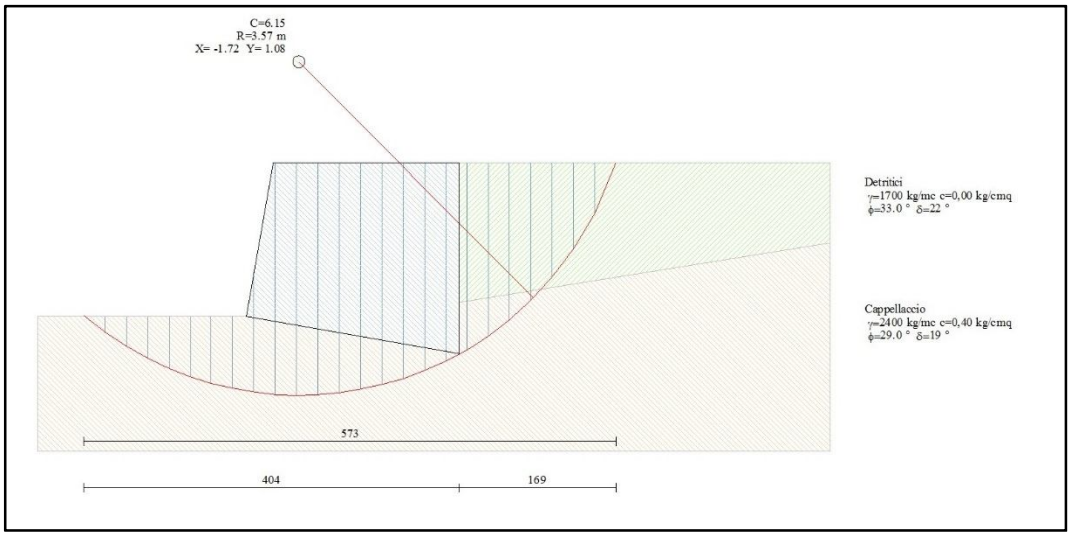


Figura 8.20: Sezione palificata cerchio critico

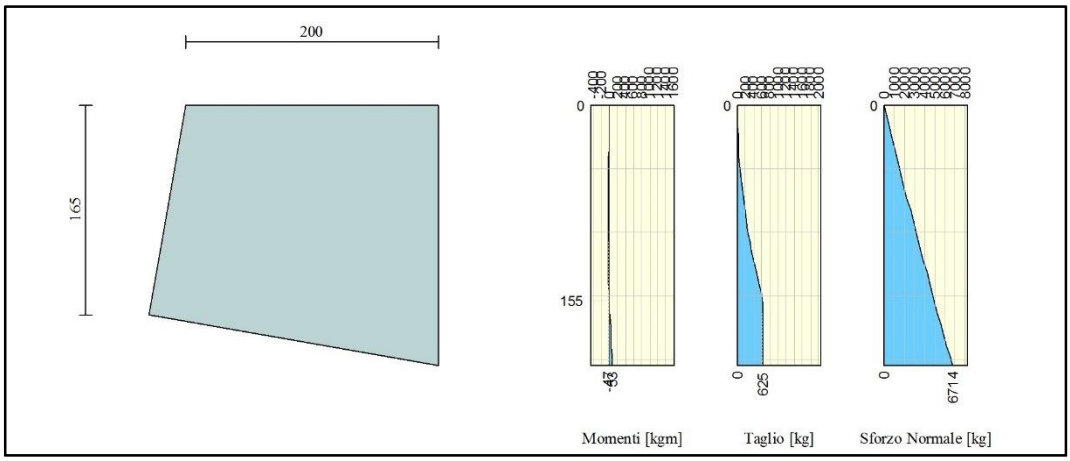


Figura 8.21: Sezione palificata sollecitazioni paramento

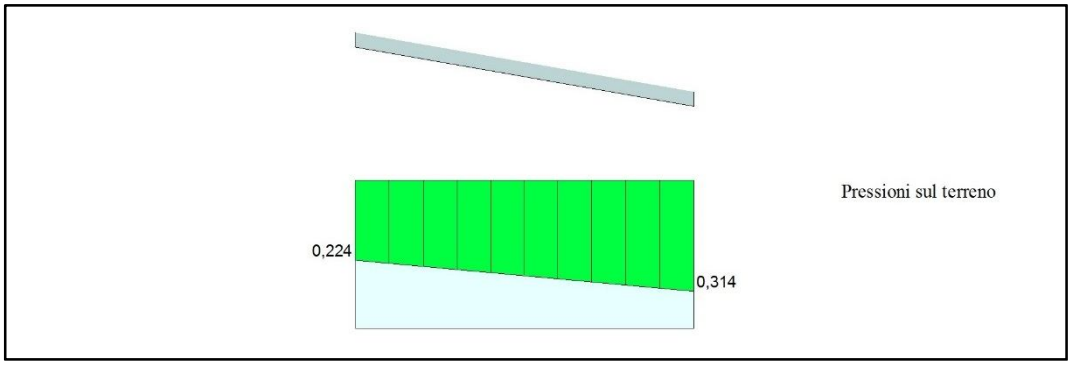


Figura 8.22: Sezione palificata sollecitazioni fondazione

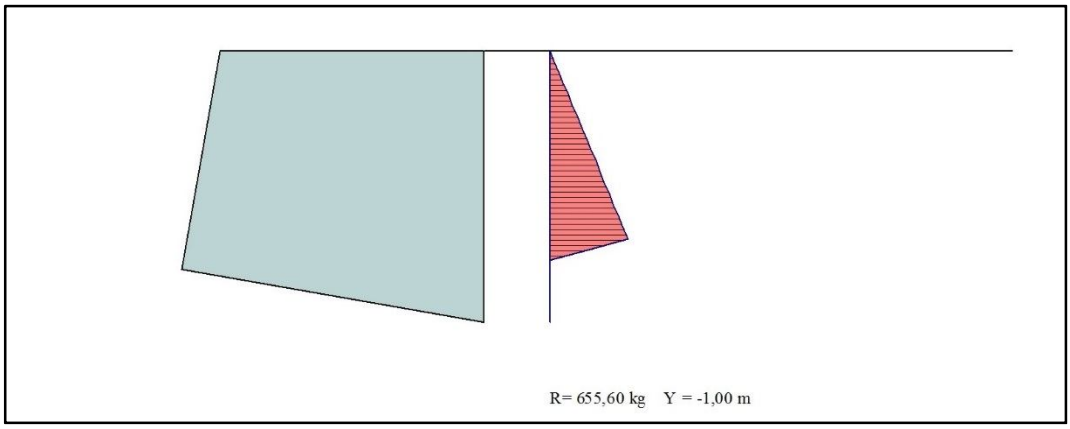


Figura 8.23: Sezione palificata spinte

8.6 VERIFICA PARAPETTO IN C.A.

Nella zona della piazza gradonata in sommità al muro tipo Gamma sarà presente un parapetto di altezza variabile e che costruttivamente è rappresentato dal muro stesso che prosegue in elevazione.
Nella verifica del muro Gamma si è modellata l'altezza del paramento fino alla superficie spingente e si è simulata la presenza del parapetto applicando alla testa muro il carico orizzontale lineare (Tabella 3.1.II NTC2018), comprensivo degli effetti dinamici ordinari, per Ambienti C5: aree suscettibili di grandi affollamenti quali edifici per eventi pubblici, sale da concerto palazzetti dello sport e relative tribune, gradinate e piattaforme ferroviarie. Hv = 3 kN/m applicato alla sommità del parapetto.
La sollecitazione di progetto genera sollecitazioni ampiamente compatibili con la sezione di cemento armato resistente pari a quella del muro sottostante.

8.7 VERIFICA ANCORAGGIO RINGHIERA METALLICA

Dove previsto il parapetto metallico, come ad esempio nella nuova scala in cemento armato di collegamento con il plesso scolastico, la stessa verrà fissata alla struttura in c.a. mediante inghisaggio. Dal punto di vista strutturale la verifica dell'ancoraggio del montante con il calcestruzzo sottostante è stata condotta con il software Profis Anchor 2.7.6 della Hilti che con l'ipotesi della folla compatta risolve l'ancoraggio con una resina ad iniezione ad alte prestazioni e barra filettata con profondità del foro raccomandata pari a 12 cm.

2 Costruzione del parapetto e dati da inserire

Dati di base da inserire

Carico orizzontale	0,500 [kN/m]
Peso proprio	0,400 [kN/m]

Carico agente sul montante più sollecitato

carichi orizzontali montante	F_H	= 0,450 [kN]
Peso proprio del montante	F_G	= 0,360 [kN]
Depressione del vento per montante	F_{Ws}	= 0,708 [kN]
Pressione del vento per montante	F_{Wd}	= 0,644 [kN]

Parametri influenzanti

Braccio di leva, carico orizzontale	e_H	= 1 100 [mm]
Braccio di leva, carico permanente	e_G	= 0 [mm]
Braccio di leva, carico vento	e_W	= 550 [mm]
Interasse dei montanti	e_p^*	= 900 [mm]

Coefficienti per la configurazione del carico

Condizione di carico:	Carico orizzontale uscente e carico vento uscente (solo pressione negativa)
S_d	$= 0,9 * F_G + 1,5 * F_H + 0,9 * F_{Ws}$
N_{Sd}	$= -0,9 * F_G$
$V_{y,Sd}$	$= 1,5 * F_H + 0,9 * F_{Ws}$
$M_{x,Sd}$	$= -0,9 * F_G * e_G - 1,5 * F_H * e_H - 0,9 * F_{Ws} * e_W$
condizioni di carico specifiche:	Carico orizzontale uscente e carico vento uscente (solo pressione negativa)

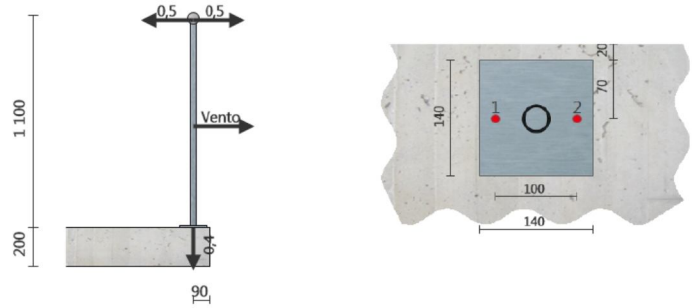


Figura 8.24: Verifica ancoraggio parapetto

8.8 VERIFICA ANCORAGGIO NUOVO GUARD RAIL

Il nuovo guard rail sarà fissato al suolo secondo le indicazioni specifiche del fornitore. In generale per il tratto di strada in oggetto, considerando una strada urbana di servizio ed un sistema cautelativo di ritenuta tipo bordo ponte (classe minima H2) si considera un azione trasversale di progetto pari a 100 kN applicata ad un'altezza pari a 1 metro dal piano viario. La soluzione dell'ancoraggio chimico, sotto tali ipotesi, è stata verifica con il software Profis Anchor 2.7.6 della Hilti che propone una resina ad iniezione ad alte prestazioni e barra filettata con profondità del foro raccomandata pari a 60 cm. Il supporto è costituito dalla testa del nuovo muro in c.a. ed è perfettamente compatibile con la soluzione progettata.

1 Dati da inserire

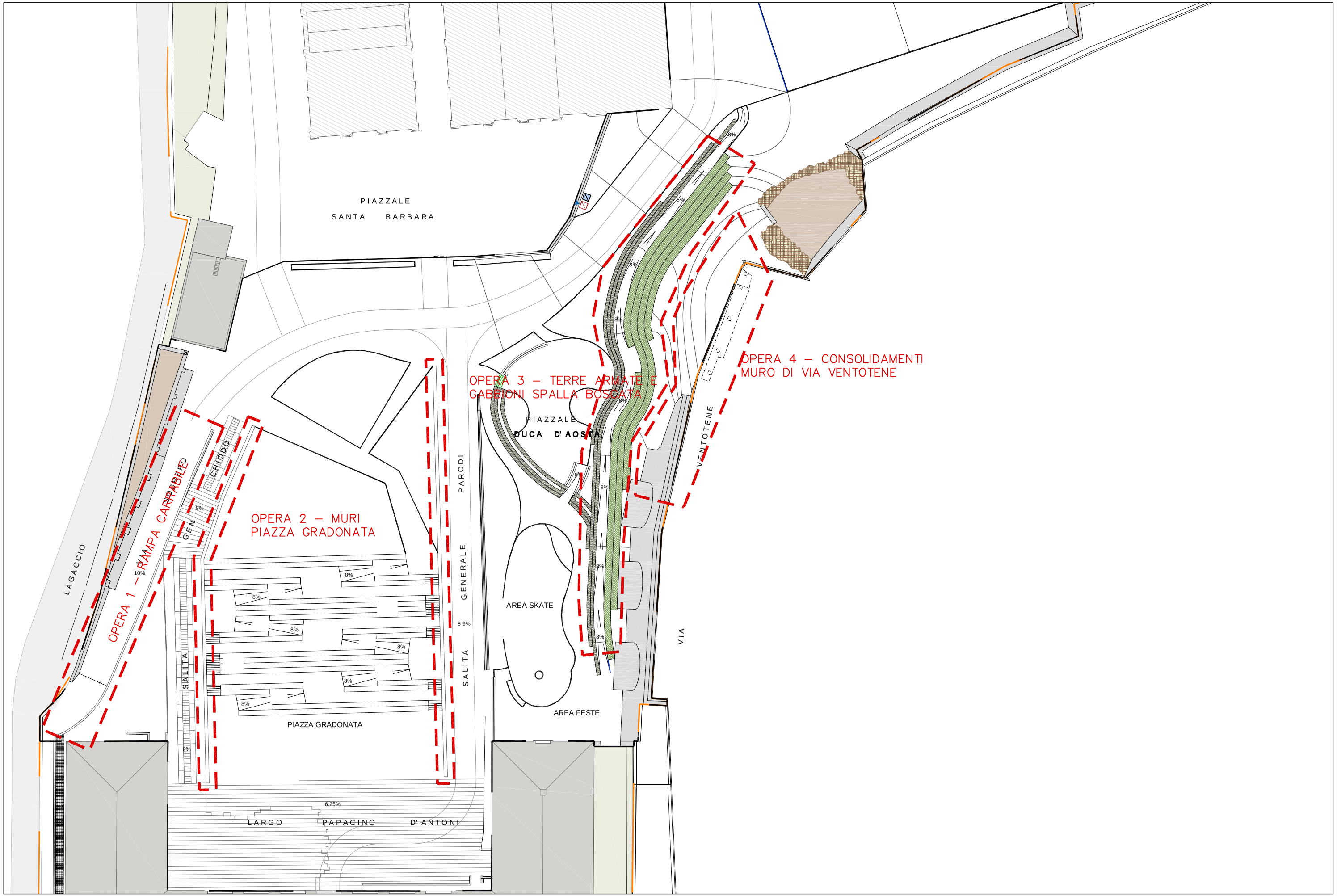
Tipo e dimensione dell'ancorante:	HIT-RE 500 V3 + HIT-V (8.8) M30
Profondità di posa effettiva:	$h_{ef,opt}$ = 600 mm ($h_{ef,limit}$ = 600 mm)
Materiale:	8.8
Certificazione No.:	ETA 16/0143
Emesso I Valido:	12/07/2017 | -
Prova:	metodo di calcolo ETAG BOND (EOTA TR 029)
Fissaggio distanziato:	e_b = 0 mm (Senza distanziamento); t = 16 mm
Piastra d'ancoraggio:	l_x x l_y x t = 350 mm x 350 mm x 16 mm; (Spessore della piastra raccomandato: non calcolato
Profilo:	IPB / HEB; (L x W x T x FT) = 100 mm x 100 mm x 6 mm x 10 mm
Materiale base:	fessurato calcestruzzo, C25/30, $f_{c,cube}$ = 30,00 N/mm²; h = 10 000 mm, Temp. Breve/Lungo: 0/0 °C
Installazione:	Foro eseguito con perforatore, Condizioni di installazione: asciutto
Armatura:	nessuna armatura o interasse tra le armature >= 150 mm (qualunque Ø) o >= 100 mm (Ø <= 10 mm) senza armatura di bordo longitudinale

Geometria [mm] & Carichi [kN, kNm]

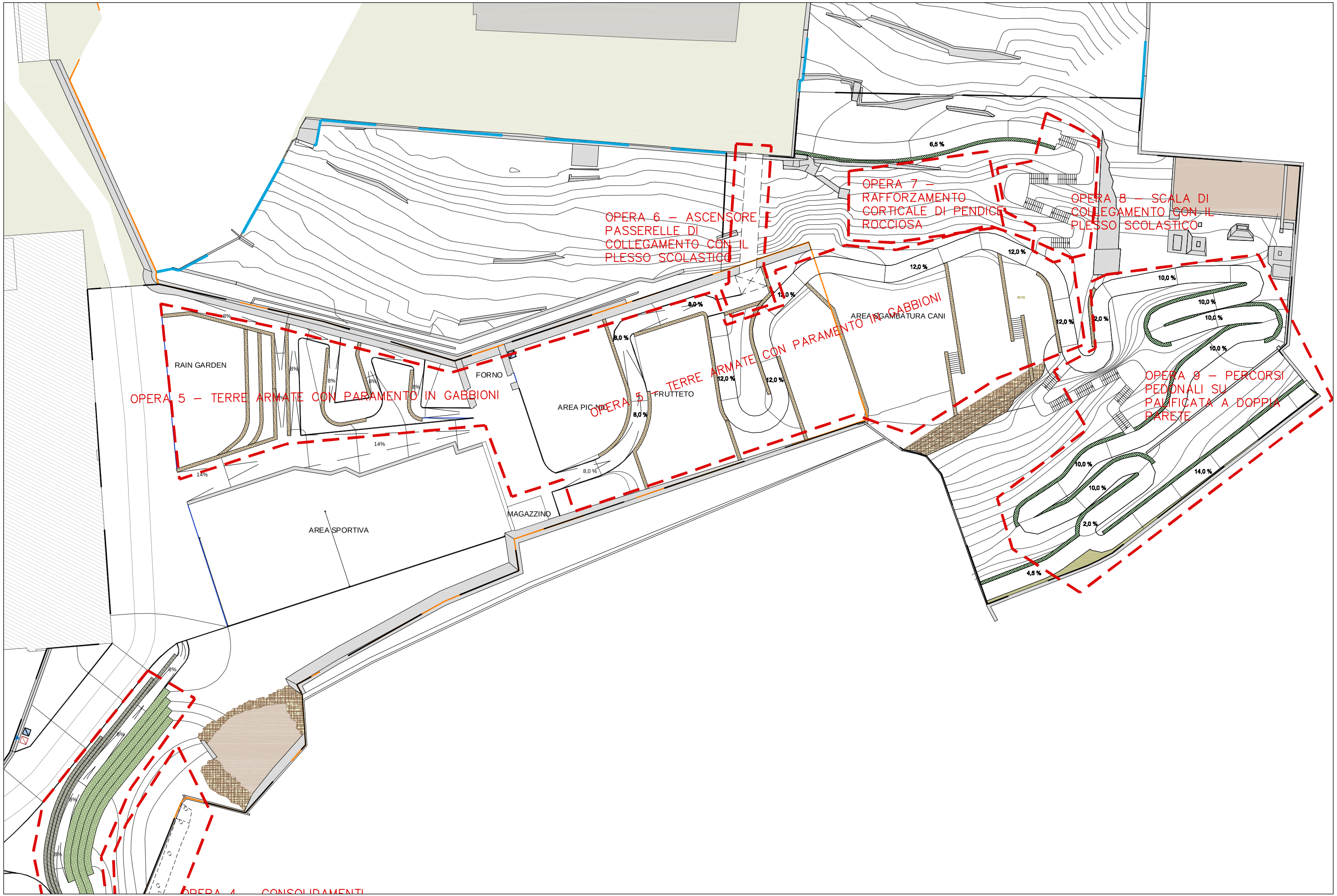
Figura 8.25: Verifica ancoraggio guard rail.

8.9 RETE METALLICA A PROTEZIONE DEL RIO CINQUE SANTI

A seguito dell'alluvione dell'ottobre 1977 il tratto a valle di via Napoli del rio Cinque Santi è stato interessato da un cedimento della volta della tombinatura. Negli anni successivi è stato realizzato un by pass mediante la realizzazione di un nuovo canale rettangolare in cemento armato gettato in opera. Nella valletta del rio in corrispondenza con il limite superiore dell'intervento in progetto si trova il collegamento del by pass con la tombinatura originaria ancora in ottimo stato, ma dai rilievi effettuati è emerso che il tratto crollato non è stato tamponato permettendo una continua percolatura di acque meteoriche e lasciando la possibilità che in caso di eventi metereologici eccezionali una parte dei detriti ancora presenti nel tratto dismesso siano riversati lungo il rio. Per evitare questa evenienza si è prevista la posa di una rete metallica a doppia torsione analoga a quella utilizzata per il rinforzo corticale della pendice rocciosa della valletta ancorata a golfari tassellati nel calcestruzzo della tombinatura in cemento armato che funzioni da rete di trattenuta per tale materiale incoerente.



ALLEGATO 1 - Planimetria chiave delle opere strutturali - ambiti 1, 2, 3, 4, 5, 6 Scala 1:500



ALLEGATO 2 - Planimetria chiave delle opere strutturali - ambiti 7, 8a, 8b.