CONVENZIONE TRA REGIONE LIGURIA E INFRASTRUTTURE LIGURIA PER PROGETTAZIONI CONNESSE AGLI INTERVENTI NECESSARI ALLA REALIZZAZIONE E AL RIPRISTINO DI OPERE INFRASTRUTTURALI DI INTERESSE REGIONALE IN RELAZIONE AI DANNI ALLUVIONALI – ADDENDUM DEL 17 LUGLIO 2012

Attività:

TORRENTE STURLA: SISTEMAZIONE IDRAULICA DEL TRATTO COMPRESO TRA LA BRIGLIA PRESSO VIA DELL'ARENA ED IL VIADOTTO DI CORSO EUROPA

Oggetto:

PROGETTO DEFINITIVO

Titolo:

RELAZIONE TECNICA DELLE STRUTTURE – MURI D'ARGINE

Doc. n: I0030\ESE\DEF\STR\R001

Timbro e firma

ITEC engineering S.r.l.
19038 SARZANA (SP)
Via Variante Aurelia, 98
TEL. +39 0187 610532 FAX +39 0187 610775
info@itec-engineering.it

16129 GENOVA
Via Antonio Cecchi 7/9-10
TEL. +39 010 5959690 FAX +39 010 5848355
www.itec-engineering.it

Sistema Certificato
UNI EN ISO 9001
SC 10-2588/EA 34

Rev.	Data	Sez.	Pag.	Redatto	Controllato	Approvato	Descrizione
1	12/10/2016			ITEC	FB	SB	Per Emissione
2	20/10/2017			ITEC	FB	SB	Per Emissione
3	15/11/2018	1	2	ITEC	FB	SB	Per Emissione

INDICE

1 RELAZIONE DESCRITTIVA 1
1.1 Descrizione delle opere di sostegno 2
2 RELAZIONE SUI MATERIALI 4
2.1 Opere in c.a. 4
2.1.1 Acciaio d'armatura 4
2.1.2 Conglomerato cementizio 4
2.2 Micropali i.g.u. 5
2.2.1 Malta per micropali 5
2.2.2 Acciaio micropali 5
3 VALUTAZIONE DELLA SICUREZZA 6
3.1 Riferimenti normativi 6
3.2 Caratterizzazione delle azioni 6
3.2.1 Azioni statiche 6
3.2.2 Azione sismica 7
3.3 Scelte progettuali 7
3.3.1 Classi di esposizione – copriferro 7
4 RELAZIONE STRUTTURALE 9
4.1 Modelli di calcolo e relative analisi dei carichi 9
4.1.1 Muro di sostegno 9
4.1.2 Paratia di micropali 15
4.2 Combinazioni di carico 18
4.2.1 Combinazioni allo Stato Limite Ultimo (SLU) 18
4.2.2 Combinazioni sismiche 19
4.2.3 Combinazioni allo Stato Limite di Esercizio (SLE) 19
4.3 Verifiche svolte 20
4.3.1 Opere in C.A. 20
4.3.2 Micropali 20
4.3.3 Sintesi dei risultati ottenuti 21
5 RELAZIONE GEOTECNICA 32
5.1 Caratterizzazione geologica dei siti 32
5.1.1 Caratteristiche fisico – meccaniche dei terreni 32
5.1.2 Stratigrafia 32

5.2 Modelli geotecnici 32
5.2.1 Metodi di calcolo utilizzati 32
5.3 Verifiche svolte in ambito geotecnico 33
5.4 Approccio di verifica adottato in ambito geotecnico 33
5.4.1 Muro di sostegno 33
5.4.2 Paratia di micropali 34
5.4.3 Sintesi dei risultati ottenuti in ambito geotecnico 35
6 RELAZIONE SULL'ATTENDIBILITA' DEI RISULTATI OTTENUTI CON CODICE DI CALCOLO AUTOMATICO 41
6.1 Tipo di analisi svolta 41
6.1.1 Schematizzazione del muro di sostegno 41
6.1.2 Schematizzazione della paratia di micropali 42
6.1.3 Micropali di fondazione 43
6.2 Verifiche svolte 43
6.3 Combinazioni di calcolo 43
6.4 Origine e caratteristiche dei codici di calcolo 44
6.4.1 Muri di sostegno 44
6.4.2 Paratie di micropali 45

1 RELAZIONE DESCRITTIVA

La presente relazione è parte integrante del progetto definitivo volto alla sistemazione idraulica del Torrente Sturla nel tratto compreso tra il ponte di Corso Europa e la briglia posta all'altezza di Via dell'Arena la cui lunghezza complessiva è pari a circa 130 m.

Il presente progetto definitivo è riferito ad una serie di opere costituenti un lotto funzionale di quanto elaborato nel progetto preliminare relativo agli interventi di sistemazione idraulica del torrente Sturla nel *tratto tra Via Apparizione e Via delle Casette* in Comune di Genova, approvato con conferenza dei Servizi del Comune di Genova CDS 11/2015 in data 16/02/20125.

Il progetto preliminare prevedeva una serie di interventi idraulici sul torrente Sturla, per uno sviluppo complessivo di circa 800 m, finalizzati alla mitigazione del rischio idraulico del tratto, attualmente insufficiente al deflusso della portata 200-ennale e in parte al deflusso della portata 50-ennale.

Gli interventi individuati dal presente lotto funzionale riguardano in particolare la modifica di una briglia attualmente esistente, l'adeguamento dei muri d'argine su entrambe le sponde, la realizzazione della pista di accesso in alveo, la realizzazione del muro d'argine lungo Via dell'Arena, sino all'incrocio con Via dei Luoghi Santi, la sistemazione del fondo alveo e la realizzazione di una nuova passerella pedonale al di sotto del viadotto di Corso Europa.

Per gli aspetti idraulici è stato sostanzialmente mantenuto quanto previsto nel progetto preliminare in modo da conservare l'assetto configurato per la sistemazione finale determinata in detto livello di progettazione. Nel presente livello progettuale sono stati, inoltre, meglio analizzati, e definiti, alcuni aspetti di dettaglio quali, ad esempio, la realizzazione di una nuova passerella pedonale e la "risposta" sistematica alle varie richieste emerse dalla conferenza dei servizi.

Il Comitato Tecnico di Bacino ha esaminato la proposta progettuale nella seduta del 12/02/2015 esprimendo alcune osservazioni.

Per quanto strettamente connesso alla stesura del progetto tali osservazioni riguardano in particolare:

- *evitare di norma la realizzazione di nuove arginature all'interno del limite demaniale eccetto laddove si tratti di modesti adeguamenti finalizzati ad un più razionale adeguamento delle sezioni ovvero sia tecnicamente motivato nell'ottica della messa in sicurezza complessiva e degli elementi a rischio presenti;*
- *mantenere le aree demaniali inondabili libere quali aree idraulicamente connesse all'alveo inciso, che dovranno essere configurate come aree di pertinenza del corso d'acqua destinandole pertanto ad usi compatibili con la demanialità e l'inondabilità dell'area*.

In sede di conferenza la Regione ha espresso il seguente parere: *eliminare la previsione della difesa spondale in sponda sinistra a monte della nuova passerella, prevedendo invece eventualmente una protezione allo scalzamento localizzata per la sola spalla della passerella*

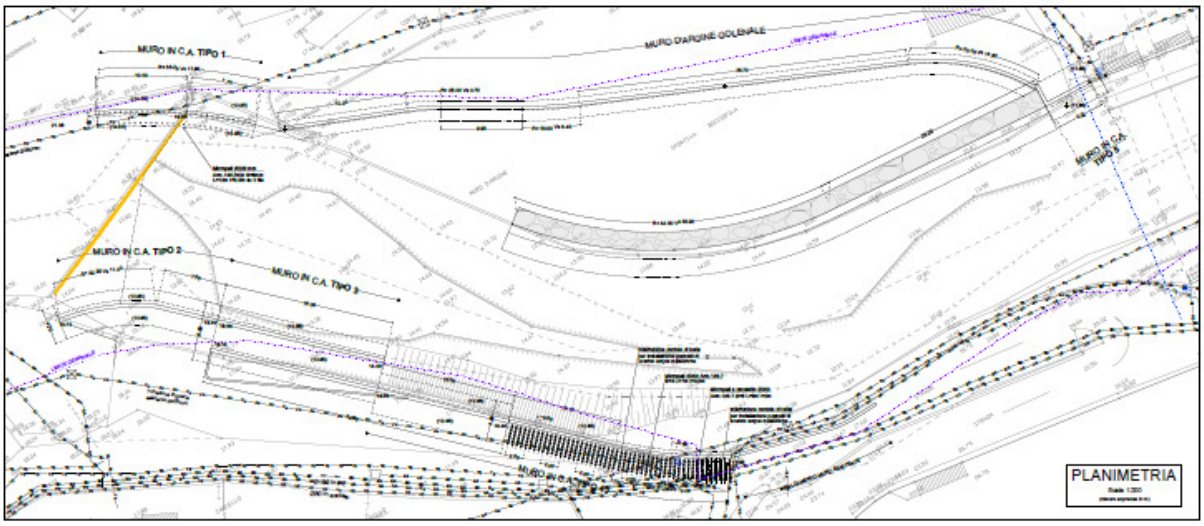
Per tale ragione è stato eliminato il muro di sponda sinistra in corrispondenza della bocciofila, con conseguente innalzamento dei livelli del pelo libero 200-ennale, rispetto alla configurazione di progetto preliminare e sostanziale mantenimento dei livelli attuali.

La realizzazione del muro di sponda destra permette di evitare l'allagamento di Via dell'Arena e di Via dei Luoghi Santi.

1.1 DESCRIZIONE DELLE OPERE DI SOSTEGNO

Parte delle opere strutturali previste nell'ambito del summenzionato progetto, alle quali la presente relazione è riferita, consistono nella realizzazione di varie tipologie di muri a mensola in c.a., e di una paratia di micropali con tirante passivo, adibite ad argini principali del torrente.

Procedendo da monte verso valle, in sponda sinistra, la successione tipologica è rappresentata dal tipologic0 n°1, in prossimità della nuova briglia, dal tipologico n°5, nella zona in cui è prevista la realizzazione della nuova passerella pedonale e, tra questi, un ulteriore "tipologico" di raccordo. In sponda destra, invece, la successione è determinata dalla presenza di un tipologico n°2, in prossimità della nuova briglia, dal tipologico n°3, a valle della briglia ed, infine, dal tipologico n°4 da realizzarsi nelle vicinanze dell'intersezione tra Via dell'Arena e Via dei Luoghi Santi.





Sempre nell'ambito delle attività di adeguamento delle quote idrauliche del torrente Sturla, in sponda destra, nei pressi dell'intersezione tra Via dell'Arena e Via dei Luoghi Santi, è previsto l'innalzamento, infine, del muro in c.a. esistente. Tale rialzo verrà posto in essere mediante l'esecuzione di una paratia di micropali dotata di tiranti passivi (micropali inclinati) sulla cui parte esterna verrà realizzato, efficacemente ancorato all'armatura tubolare, un muro in c.a. dello spessore a 30 cm.

La zona oggetto degli interventi descritti, è evidenziata nella foto precedente mediante un cerchio rosso.

2 RELAZIONE SUI MATERIALI

2.1 OPERE IN C.A.

Per la costruzione delle opere strutturali in C.A. è previsto l'impiego dei seguenti materiali strutturali:

2.1.1 ACCIAIO D'ARMATURA

- Qualità: **B450C**
- $f_{tk}/f_{yk} \geq$ 1.15
- $f_{tk}/f_{yk} <$ 1.35
- $(f_y)_{nominale}$: 450 N/mm^2
- $(f_t)_{nominale}$: 540 N/mm^2
- $f_{yk} \geq$ $(f_y)_{nominale}$
- $f_{tk} \geq$ $(f_t)_{nominale}$
- E = 210000 N/mm^2

2.1.2 CONGLOMERATO CEMENTIZIO

Il conglomerato cementizio da impiegarsi deve avere le seguenti caratteristiche:

- Classe di resistenza:
  - Elevazione: **C35/45 (R_{ck} = 45 N/mm^2)**
  - Fondazione: **C35/45 (R_{ck} = 45 N/mm^2)**
- Classe di cemento: CEM II
- Aggregati:
  - Interferro ≥ 35 mm: D_{max} = 32 mm
  - Interferro < 35 mm: D_{max} = 20 mm
- Classe di consistenza: S4
- Classe di durabilità:
  - Elevazione: **XC4**
  - Fondazione: **XC2**
- Classe di contenuto ioni cloruro:
  - Elevazione: Cl. 0.4
  - Fondazione: Cl. 0.4
- Rapporto A/C massimo:
  - Elevazione: 0.50
  - Fondazione: 0.60
- Dosaggio min. cemento:
  - Elevazione: 300 kg/m^3
  - Fondazione: 300 kg/m^3
- Aria intrappolata max:
  - Elevazione: 2.5%
  - Fondazione: 2.5%
- Volume di acqua di bleeding: < 0.1%.

2.2 MICROPALI I.G.U.

2.2.1 MALTA PER MICROPALI

La malta cementizia da impiegarsi per la realizzazione dei micropali deve avere le seguenti caratteristiche

- Malta per iniezioni **R425**

2.2.2 ACCIAIO MICROPALI

L'acciaio da utilizzarsi per la realizzazione dell'armatura dei micropali (profili tubolari) dovrà essere conforme a quanto segue:

- Qualità: **S355 JR**
- f_{yk} = 355 N/mm^2
- E = 210000 N/mm^2
- ν = 0.30
- ρ = 7850 kg/m^3

3 VALUTAZIONE DELLA SICUREZZA

3.1 RIFERIMENTI NORMATIVI

La progettazione e verifica degli interventi sono state condotte ai sensi del D.M. Infrastrutture 14 gennaio 2008 “Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni” e della relativa “Circolare Esplicativa 02 febbraio 2009 n° 617/C.S.LL.PP.”.

Per quanto non specificato nel D.M. Infrastrutture 14 gennaio 2008 è stato fatto riferimento ad altre normative di comprovata affidabilità ed in particolare:

- D.M. 09-01-1996 “Norme tecniche per il calcolo, l'esecuzione ed il collaudo delle strutture in cemento armato, normale e precompresso e per le strutture metalliche”;
- Circ. Min. LL.PP. 15 ottobre 1996, n. 252 AA.GG./S.T.C. “Istruzioni per l’applicazione delle «Norme tecniche per il calcolo, l’esecuzione ed il collaudo delle opere in cemento armato normale e precompresso e per le strutture metalliche» di cui al D.M. 9 gennaio 1996”;
- D.M. 16-01-1996 “Norme tecniche per le costruzioni in zone sismiche”;
- Circ. Min. LL.PP. 4 luglio 1996, n. 156 AA.GG./S.T.C “Istruzioni per l’applicazione delle «Norme tecniche relative ai criteri generali per la verifica di sicurezza delle costruzioni e dei carichi e sovraccarichi» di cui al decreto ministeriale 16 gennaio 1996”;
- UNI EN 1992-1-1:2005 “Progettazione delle strutture di calcestruzzo. Parte 1-1: Regole generali - Regole comuni e regole per gli edifici”.
-

La progettazione e le verifiche di eventuali dispositivi di ritenuta previsti, sono state condotte nel rispetto delle vigenti normative nazionali, in particolare:

- D.M. Infrastrutture e Trasporti del 21.06.2004 “Ulteriore aggiornamento delle istruzioni tecniche per la progettazione, l’omologazione e l’impiego delle barriere stradali di sicurezza e delle prescrizioni tecniche per le prove ai fini dell’omologazione”;
- Direttiva D.M. Infrastrutture e Trasporti del 25 agosto 2004 n. 3065 “Criteri di progettazione, installazione, verifica e manutenzione dei dispositivi di ritenuta nelle costruzioni stradali”;
- D.M. LL.PP. n. 223 del 18.02.1992 “Regolamento recante istruzioni tecniche per la progettazione, l’omologazione e l’impiego delle barriere stradali di sicurezza”;
- Circolare LL.PP. n. 2595 del 09.06.1995 “Barriere stradali di sicurezza. Decreto ministeriale 18 febbraio 1992, n. 223”;
- D.M. LL.PP. n. 4621 del 15.10.1996 “Aggiornamento del decreto ministeriale 18 febbraio 1992, n. 223, recante istruzioni tecniche per la progettazione, l’omologazione e l’impiego delle barriere stradali di sicurezza”.

3.2 CARATTERIZZAZIONE DELLE AZIONI

3.2.1 AZIONI STATICHE

Nell'ottica della valutazione della sicurezza e delle prestazioni attese, le opere di sistemazione rientrano nella categoria delle opere ordinarie. È stata quindi assunta per esse una vita nominale **V_N = 50 anni** ed una classe d'uso II (**c_u = 1.0**), da cui in definitiva un periodo di riferimento dell'opera **V_R = 50 anni**.

I pesi propri degli elementi strutturali e dei sovraccarichi permanenti sono stati stimati seguendo le indicazioni contenute nel DM al cap.3 e nelle indicazioni delle case produttrici, in particolare:

- Pesi propri strutturali:
  - Acciaio: 78.50 kN/m^3.
  - C.a.: 25.00 kN/m^3.
- Pesi propri NON strutturali:
  - Peso pav. bituminosa 3.50 kN/m^2

I parametri fisico – meccanici dei terreni assunti in sede di progetto saranno definiti successivamente.

Per quanto riguarda il sovraccarico di esercizio, alla luce dell'ubicazione dell'opera e delle condizioni di utilizzo delle zone limitrofe, sono stati considerate le seguenti tipologie di carico:

- Azioni verticali dovute al transito di mezzi di dimensione ridotta:
  - Sovraccarico: 20.00 kN/m^2
- Azioni orizzontali dovuti all'urto dei veicoli sul paramento verticale del muro, relativamente ai muri ubicati in zone soggette alla presenza dei veicoli:
  - Azione dovuta all'urto: 100 kN

(applicata 1,00 m sopra il piano di marcia o 100 mm sotto la sommità dell'elemento, a seconda di quale valore sia più piccolo; la forza sarà applicata su una linea lunga 0.5 m).

3.2.2 AZIONE SISMICA

Con riferimento alle caratteristiche del sottosuolo, in virtù della natura dei terreni in oggetto, sono state assunte una **Categoria del sottosuolo B** "Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati" (da cui un coefficiente di amplificazione stratigrafica **S_S = 1.200**) ed una **Categoria topografica T1** "Pendii con inclinazione media i ≤ 15°" (da cui un coefficiente di amplificazione topografica **S_T = 1.000**).

3.3 SCELTE PROGETTUALI

3.3.1 CLASSI DI ESPOSIZIONE – COPRIFERRO

Per la realizzazione delle opere in C.A. in oggetto sono state ipotizzate le seguenti Classi di durabilità:

- Muri Elevazione:
  Classi di durabilità XC4 ("Elevata saturazione di acqua con presenza di agente antigelo oppure acqua di mare"), in virtù della quale si è proceduto:
  - a classificare l'ambiente circostante come "Aggressivo" secondo il prospetto di Tab. 4.1.III del DM;

- ad adottare
  - una Classe di resistenza del calcestruzzo C35/45 conforme a C_{min} = C35/45;
  - un copriferro netto di 40 mm, conforme al minimo prescritto di 30 mm (Tab. C4.1.IV – Barre da C.A., elementi a piastra).

- Fondazioni:
  Classi di durabilità XC2 (“Bagnato – raramente asciutto), in virtù della quale si è proceduto:
  - a classificare l’ambiente circostante come “Ordinario” secondo il prospetto di Tab. 4.1.III del DM;
  - ad adottare
    - una Classe di resistenza del calcestruzzo C35/45 conforme a C_{min} = C25/30;
    - un copriferro netto di 35 mm, conforme al minimo prescritto di 20 mm (Tab. C4.1.IV – Barre da C.A., elementi a piastra).

4 RELAZIONE STRUTTURALE

4.1 MODELLI DI CALCOLO E RELATIVE ANALISI DEI CARICHI

4.1.1 MURO DI SOSTEGNO

4.1.1.1 CARATTERISTICHE DEL MODELLO

Per la verifica della sicurezza strutturale e geotecnica dell'opera in oggetto è stato messo a punto un modello di calcolo pseudo-statico in cui i muri di sostegno vengono schematizzati come corpo rigidi vincolati alla base.

Nel calcolo a mensola il paramento viene considerato caricato dal diagramma delle pressioni dovuto alla spinta del terreno (in condizioni statiche ed in condizioni sismiche), dalla forza d'inerzia del paramento stesso e dalla componente tangenziale della spinta (se l'angolo d'attrito terra-muro è diverso da zero); inoltre si considera agente anche l'azione dovuta all'urto, laddove è prevista la presenza di traffico veicolare.

Il calcolo delle armature viene eseguito considerando la sezione alla generica quota soggetta a pressoflessione.

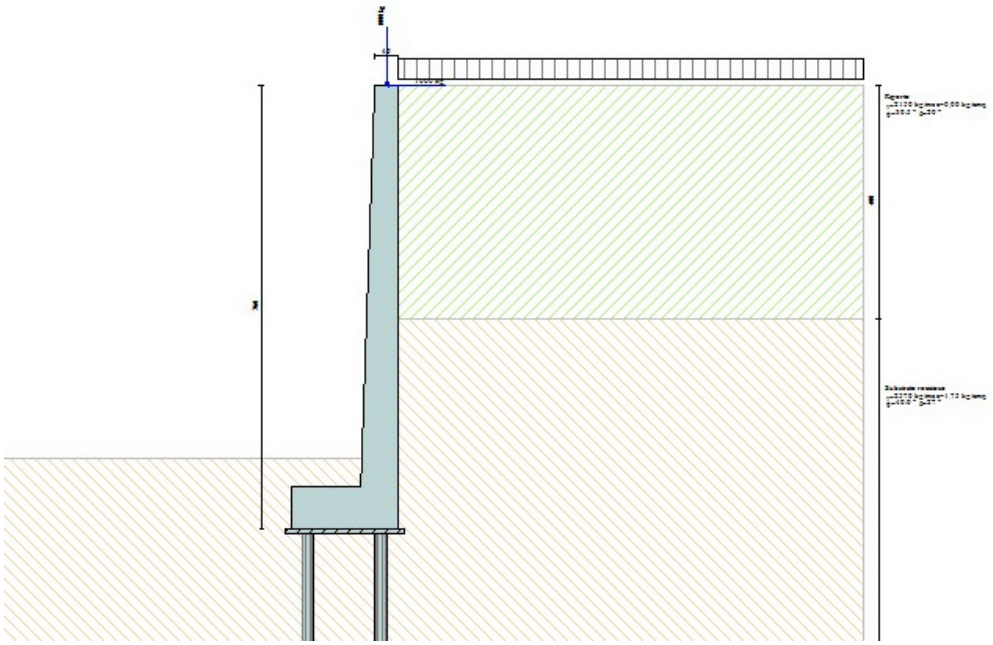
Nel calcolo delle sollecitazioni per la fondazione di valle questa viene considerata caricata dal basso dalla reazione del terreno (diagramma di tipo lineare) e dall'alto dal peso proprio e dall'eventuale terreno posto sopra la fondazione stessa.

Nel calcolo delle sollecitazioni per la fondazione di monte questa viene considerata caricata dal basso dalla reazione del terreno (diagramma di tipo lineare) e dall'alto dal peso proprio e dal carico dovuto al terrapieno e agli eventuali sovraccarichi sul terrapieno.

Poiché la presente tipologia strutturale presenta un'altezza variabile lungo il suo sviluppo, si è cautelativamente provveduto a modellare tutti i casi rappresentativi delle situazioni staticamente più sfavorevoli.

Di seguito si riportano le schematizzazioni dei diversi tipologici dei muri e della paratia con indicazione delle dimensioni geometriche delle diverse parti che costituiscono le opere oggetto del calcolo.

- Muri Tipo 1:

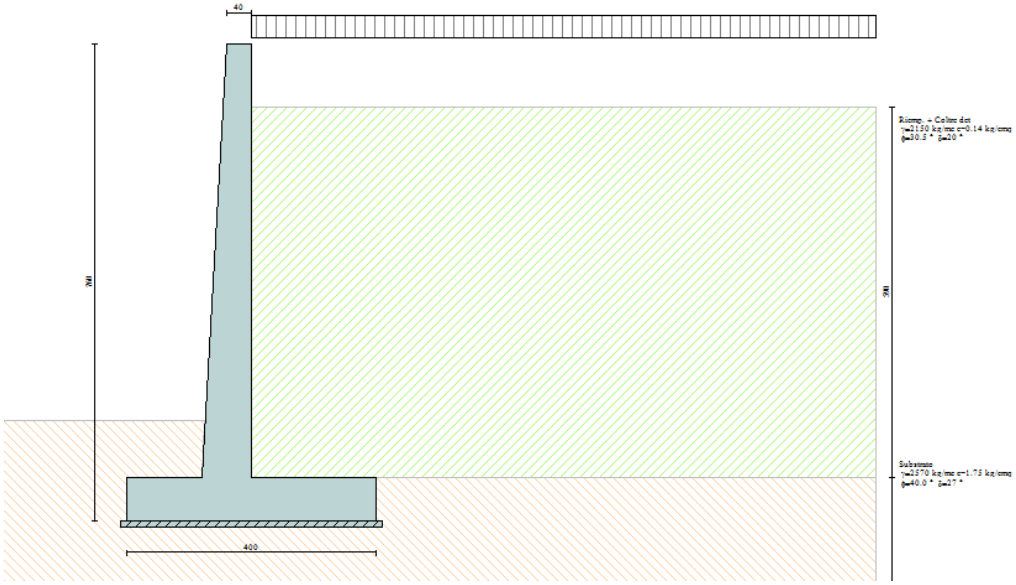


Tale tipologia strutturale è stata utilizzata per la realizzazione del muro con andamento a semicerchio di fronte ai manufatti esistenti senza la demolizione degli stessi per eliminare le interferenze con le proprietà confinanti. Ai fini del calcolo si è considerato gran parte del terreno a monte del manufatto “spingente”, condizione più gravosa, perché non si sono acquisite informazioni sufficienti per la valutazione della stabilità del muro esistente.

Le dimensioni delle varie parti che costituiscono il muro sono le seguenti:

- Altezza paramento verticale 6.90 m;
- Spessore paramento in testa 0.40 m;
- Spessore paramento alla base 0.640 m;
- Altezza del dado di fondazione 0.70 m;
- Lunghezza della mensola di valle 1.20 m;
- Lunghezza micropali verticali 12.00 m;
- Diametro di perforazione ϕ 200 mm;
- Diametro armatura tubolare micropali ϕ139.70 mm;
- Spessore armatura tubolare 8.00mm;
- Interasse fra i micropali di ogni fila 0.60 m.

- Muri Tipo 2:

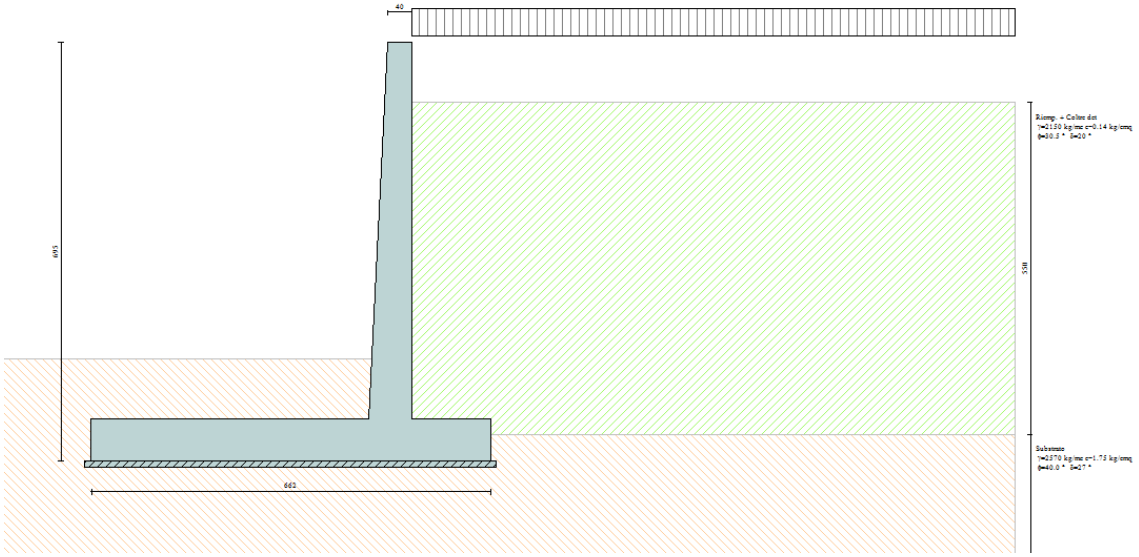


Ai fini del calcolo sono state considerate le dimensioni e condizioni più gravose.

Le dimensioni delle varie parti che costituiscono il muro sono le seguenti:

- Altezza paramento verticale 6.90 m;
- Spessore paramento in testa 0.40 m;
- Spessore paramento alla base 0.80 m;
- Altezza del dado di fondazione 0.70 m;
- Lunghezza della mensola di monte 2.00 m;
- Lunghezza della mensola di valle 1.20 m.

- Muro Tipo 3:



Ai fini del calcolo, il modello di riferimento è stato semplificato rispetto al reale tipologico (nel progetto è previsto un muro avente due paramenti verticali distanti tra loro circa 2.90 m con lo scopo di contenere il terreno della rampa per garantire l'accesso dei mezzi d'opera in alveo per le operazioni di manutenzione del canale) considerando un solo paramento (quello in prossimità della strada di via dell'Arena). Questa schematizzazione risulta a favore di sicurezza, poiché non viene considerato il contributo stabilizzante apportato dal terreno di riempimento. Il paramento lato canale non presente nel modello, è stato poi verificato, caricandolo con la spinta idrostatica relativa alla quota di massima piena, non considerando il terreno di riempimento posteriore, che rappresenta la condizione più gravosa per il paramento stesso. I risultati ottenuti, hanno permesso di utilizzare le stesse armature calcolate per il paramento lato strada; poiché il momento massimo agente alla base della mensola lato torrente (dovuto alla spinta idrostatica), risulta inferiore a quello massimo agente alla base del paramento lato strada. Le grandezze assunte per il calcolo saranno descritte in seguito.

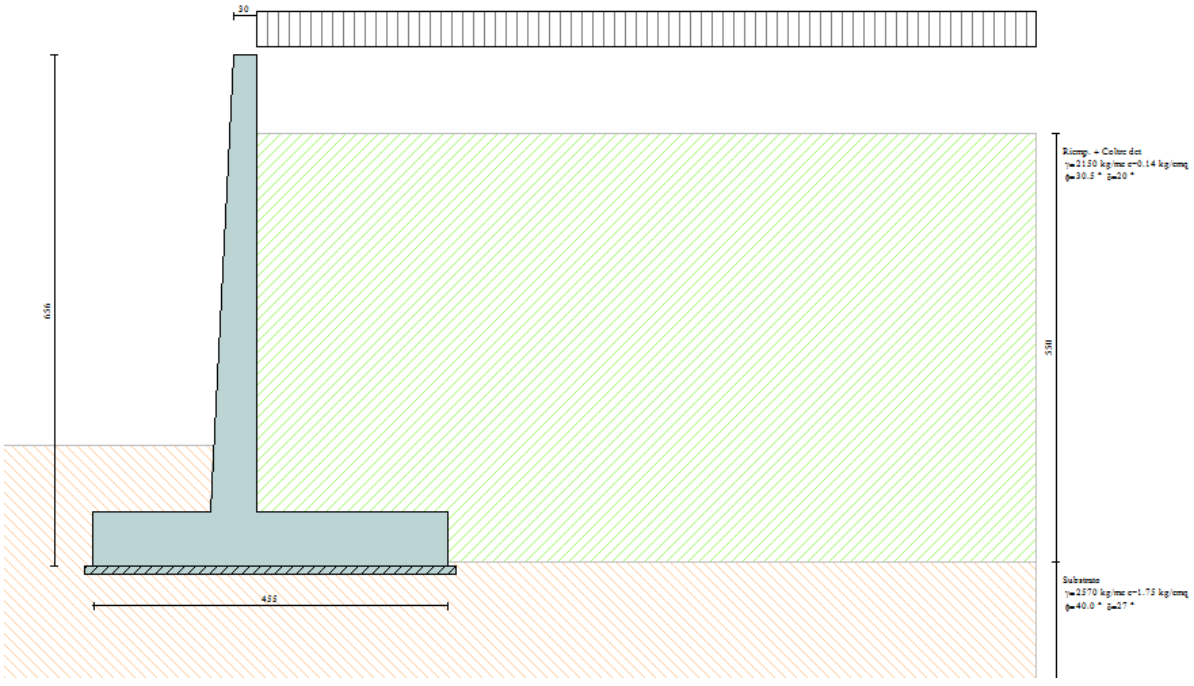
Anche in questo caso, ai fini del calcolo sono state prese le altezze del paramento che rappresentano le condizioni più gravose.

Le dimensioni delle varie parti che costituiscono il muro sono le seguenti:

- Altezza paramento verticale 6.25 m;
- Spessore paramento in testa 0.40 m;
- Spessore paramento alla base 0.72 m;
- Altezza del dado di fondazione 0.70 m;
- Lunghezza della mensola di monte 1.30 m;
- Lunghezza della mensola di valle 4.60 m.

Per la mensola verticale lato torrente, sono state assunte le stesse dimensioni di quella riportata nel modello di calcolo.

- <u>Muro Tipo 4:</u>

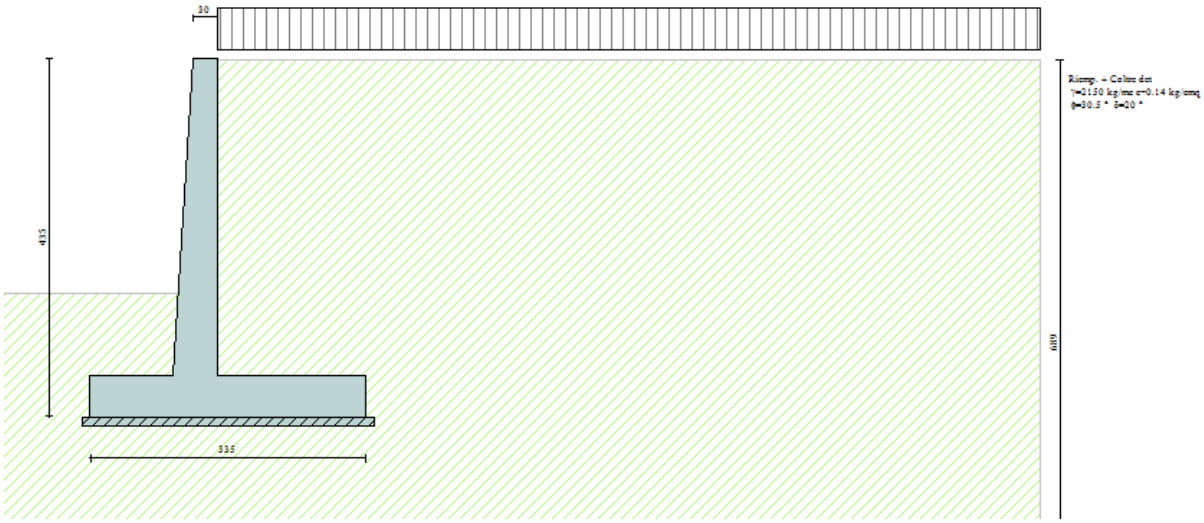


Anche in questo caso, ai fini del calcolo sono state prese le altezze del paramento verticali che rappresentano le condizioni più gravose.

Le dimensioni delle varie parti che costituiscono il muro sono le seguenti:

- Altezza paramento verticale 5.86 m;
- Spessore paramento in testa 0.30 m;
- Spessore paramento alla base 0.60 m;
- Altezza del dado di fondazione 0.70 m;
- Lunghezza della mensola di monte 2.45 m;
- Lunghezza della mensola di valle 1.50 m.

- <u>Muro Tipo 5:</u>

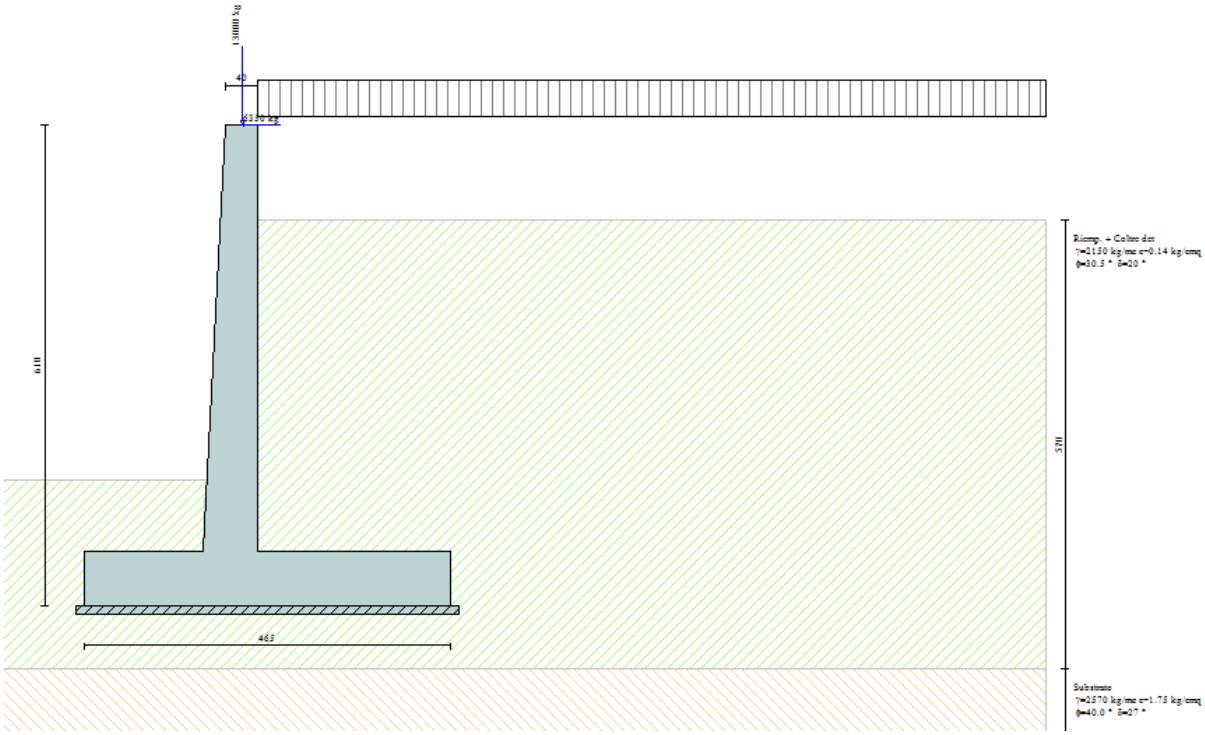


Il tratto considerato non riguarda quello su cui poggia la passerella pedonale. Anche in questo caso, ai fini del calcolo sono state prese le altezze del paramento verticali che rappresentano le condizioni più gravose.

Le dimensioni delle varie parti che costituiscono il muro sono le seguenti:

- Altezza paramento verticale 3.85 m;
- Spessore paramento in testa 0.30 m;
- Spessore paramento alla base 0.55 m;
- Altezza del dado di fondazione 0.50 m;
- Lunghezza della mensola di monte 1.80 m;
- Lunghezza della mensola di valle 1.00 m.

- Muro Tipo 5 (Spalla passerella pedonale):

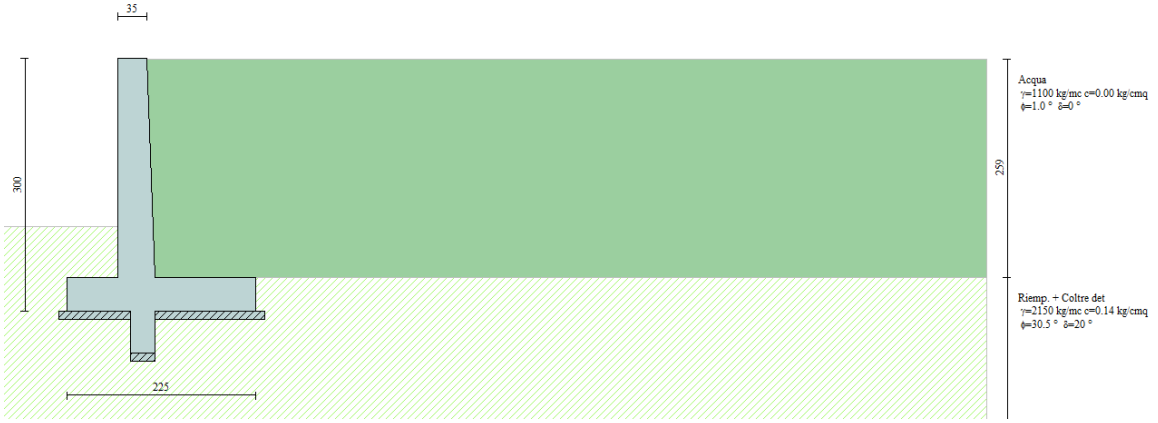


Il tratto considerato è relativo a quello su cui poggia la passerella pedonale; pertanto nelle sollecitazioni agenti, sono state aggiunte oltre a quelle già considerate, anche gli scarichi più gravosi derivanti dal calcolo della passerella pedonale. In questo caso l'altezza del muro non è variabile, ma costante per tutto il suo sviluppo.

Le dimensioni delle varie parti che costituiscono il muro sono le seguenti:

- Altezza paramento verticale 5.40 m;
- Spessore paramento in testa 0.40 m;
- Spessore paramento alla base 0.70 m;
- Altezza del dado di fondazione 0.70 m;
- Lunghezza della mensola di monte 2.45 m;
- Lunghezza della mensola di valle 1.50 m.

- Muro argine golenale:



Il questo caso per le sollecitazioni agenti sul paramento, è stata considerata la spinta dell'acqua agente per tutta l'altezza, non considerando a valle il ricoprimento in terra previsto, così da ricadere nella configurazione più gravosa. Dal calcolo è emersa la necessità di inserire un taglione verticale avente altezza pari a 50 cm e spessore pari a 30 cm; ciò per impedire lo scorrimento del muro e contrastare inoltre il rischio di un possibile fenomeno do sifonamento.

Le dimensioni delle varie parti che costituiscono il muro sono le seguenti:

- Altezza paramento verticale 2.60 m;
- Spessore paramento in testa 0.35 m;
- Spessore paramento alla base 0.45 m;
- Altezza del dado di fondazione 0.40 m;
- Lunghezza della mensola di monte 1.20 m;
- Lunghezza della mensola di valle 0.60 m.

4.1.2 PARATIA DI MICROPALI

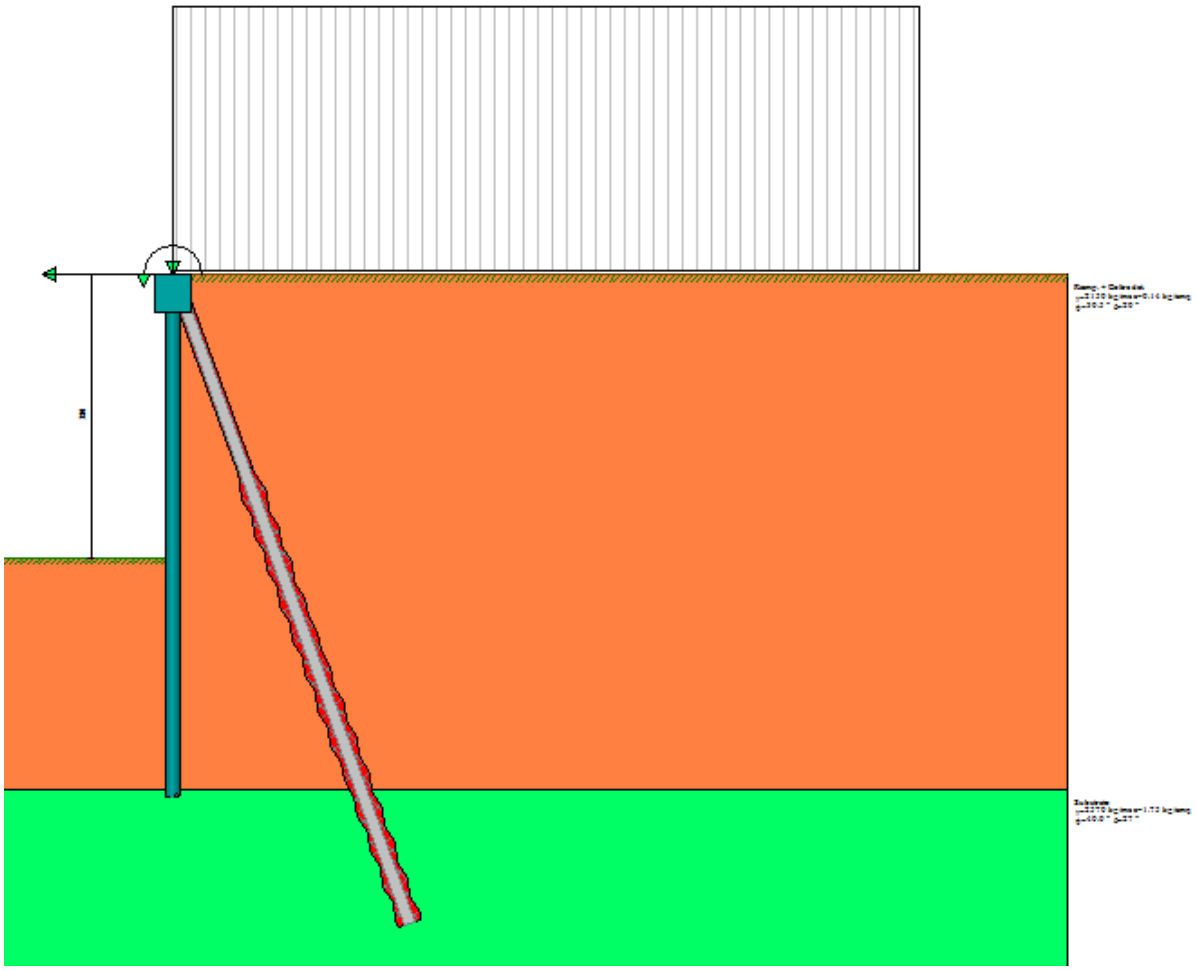
4.1.2.1 CARATTERISTICHE DEL MODELLO

Per la verifica della sicurezza strutturale e geotecnica dell'opera in oggetto è stato messo a punto un modello di calcolo monodimensionale pseudo-statico in cui la paratia viene schematizzata come corpo rigido. La paratia viene considerata come una struttura a prevalente sviluppo lineare (si fa riferimento ad un metro di larghezza) con comportamento a "trave". Come caratteristiche geometriche della sezione si assume il momento d'inerzia I e l'area A per metro lineare di paratia. Il modulo elastico è quello del materiale utilizzato per la paratia. Sia il tratto fuori terra che il tratto interrato vengono suddivisi in elementi di lunghezza pari a circa 5 centimetri. Nel calcolo il paramento viene considerato caricato dal diagramma delle pressioni dovuto alla spinta del terreno (in condizioni statiche ed in condizioni sismiche), dalla forza d'inerzia del paramento stesso e dalla componente tangenziale della spinta (se l'angolo d'attrito terra-paratia è diverso da zero); inoltre si considera agente anche l'azione dovuta all'urto, laddove è prevista la presenza di traffico veicolare.

Il cordolo di sommità della paratia è stato schematizzato con sezione 50 x 50 cm.

Poiché la presente tipologia strutturale presenta un'altezza variabile lungo il suo sviluppo, si è cautelativamente provveduto a modellare tutti i casi rappresentativi delle situazioni staticamente più sfavorevoli.

- Paratia di micropali:



Il modello di calcolo della paratia di micropali con tiranti passivi è stato realizzato, considerando le condizioni più gravose.

Le dimensioni delle varie parti che costituiscono il muro sono le seguenti:

- Lunghezza micropali verticali 7.00 m;
- Diametro di perforazione ϕ 200 mm;
- Diametro armatura tubolare micropali ϕ139.70 mm;
- Spessore armatura tubolare 8.00mm;
- Lunghezza tiranti passivi 9.00 m;
- Diametro di perforazione ϕ 200 mm;
- Diametro armatura tubolare micropali ϕ139.70 mm;
- Spessore armatura tubolare 8.00mm;
- Inclinazione rispetto alla verticale dei tiranti passivi 20°.
- Dimensione del cordolo in testa alla paratia 50 x 50 cm.

4.1.2.2 SCHEMATIZZAZIONE DEL TERRENO

La modellazione del terreno si rifà al classico schema di Winkler. Esso viene visto come un letto di "molle indipendenti fra di loro" reagenti a solo sforzo assiale di compressione. La rigidezza della singola molla è legata alla costante di sottofondo orizzontale del terreno (costante di Winkler).

La matrice di rigidezza di tutto il sistema muro-terreno, paratia-terreno sarà data dall'assemblaggio delle matrici di rigidezza degli elementi del muro o della paratia (elementi a rigidezza flessionale, tagliante ed assiale) e delle molle (rigidezza assiale).

4.1.2.3 ANALISI DEI CARICHI

In accordo con quanto imposto del DM Infrastrutture 14 gennaio 2008, sono state prese in considerazione le seguenti azioni elementari di calcolo:

- 1) G1 – Carichi permanenti strutturali (γ_{fav}=1.00 - γ_{sfav}=1.3)
  - Acciaio 78.50 kN/m^3.
  - Calcestruzzo 25.0 kN/m^3
- 2) G2 – Carichi permanenti NON strutturali (γ_{fav}=1.00 - γ_{sfav}=1.3)
  - Peso pav. bituminosa 3.50 kN/m^2
- 3) Q – Sovraccarico veicoli (γ_{fav}=0.00 - γ_{sfav}=1.5)
  - Carico distribuito: 20.00 kN/m^2
  - Azione dovuta all'urto: 100 kN

- Spinte dei terreni in ambito statico e sismico (spinta attiva di monte e passiva di valle)
- Azione sismica allo SLV e SLD valutata secondo le indicazioni riportate al par. 3.2 del DM Infrastrutture 14 gennaio 2008.

Con le sollecitazioni derivanti dai modelli di calcolo sopra descritti sono state effettuate tutte le verifiche previste dalla vigente Normativa.

4.2 COMBINAZIONI DI CARICO

Le combinazioni allo Stato Limite Ultimo sono state valutate secondo quanto previsto al paragrafo 2.5.3 del DM Infrastrutture 14 gennaio 2008.

4.2.1 COMBINAZIONI ALLO STATO LIMITE ULTIMO (SLU)

La combinazione di carico allo SLU risulta definita dalla seguente espressione:

$$E = \gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_{Q1} \cdot Q_1 + \sum_i \gamma_{Qi} \cdot \psi_{0i} \cdot Q_i$$

dove:

- γ_{G1} è il coefficiente parziale di sicurezza dei carichi permanenti;
- γ_{G2} è il coefficiente parziale di sicurezza dei carichi permanenti non strutturali;
- γ_{Qi} è il coefficiente parziale di sicurezza delle azioni variabili di natura non antropica;
- G_1 rappresenta i carichi permanenti strutturali;
- G_2 rappresenta i carichi permanenti non strutturali;
- Q_i rappresenta i carichi variabili.

Nel definire le differenti combinazioni coerenti con la formulazione sopra riportata, la condizione di carico relativa al terreno è stata considerata con i coefficienti di sicurezza sia a favore che a sfavore di sicurezza.

i coefficienti parziali sono riportati in Tabella 2.6.I delle NTC 08:

Tabella 2.6.I – *Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni nelle verifiche SLU*

		Coefficiente γ_F	EQU	A1 STR	A2 GEO
Carichi permanenti	favorevoli sfavorevoli	γ_{G1}	0,9 1,1	1,0 1,3	1,0 1,0
Carichi permanenti non strutturali[(1)]	favorevoli sfavorevoli	γ_{G2}	0,0 1,5	0,0 1,5	0,0 1,3
Carichi variabili	favorevoli sfavorevoli	γ_{Qi}	0,0 1,5	0,0 1,5	0,0 1,3

[(1)]Nel caso in cui i carichi permanenti non strutturali (ad es. carichi permanenti portati) siano compiutamente definiti si potranno adottare per essi gli stessi coefficienti validi per le azioni permanenti.

i coefficienti ψ_{0i} sono riportati nella tabella 2.5.I delle NTC 08:

Tabella 2.5.I – *Valori dei coefficienti di combinazione*

Categoria/Azione variabile	ψ_{0j}	ψ_{1j}	ψ_{2j}
Categoria A Ambienti ad uso residenziale	0,7	0,5	0,3
Categoria B Uffici	0,7	0,5	0,3
Categoria C Ambienti suscettibili di affollamento	0,7	0,7	0,6
Categoria D Ambienti ad uso commerciale	0,7	0,7	0,6
Categoria E Biblioteche, archivi, magazzini e ambienti ad uso industriale	1,0	0,9	0,8
Categoria F Rimesse e parcheggi (per autoveicoli di peso ≤ 30 kN)	0,7	0,7	0,6
Categoria G Rimesse e parcheggi (per autoveicoli di peso > 30 kN)	0,7	0,5	0,3
Categoria H Coperture	0,0	0,0	0,0
Vento	0,6	0,2	0,0
Neve (a quota ≤ 1000 m s.l.m.)	0,5	0,2	0,0
Neve (a quota > 1000 m s.l.m.)	0,7	0,5	0,2
Variazioni termiche	0,6	0,5	0,0

4.2.2 COMBINAZIONI SISMICHE

La combinazione di carico in ambito sismico risulta definita dalla seguente espressione:

$$E = E_{sism} + G_1 + G_2 + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3}$$

dove l'azione sismica E_{sism} viene valutata con riferimento allo Stato Limite considerato (SLV).

4.2.3 COMBINAZIONI ALLO STATO LIMITE DI ESERCIZIO (SLE)

Si definiscono i seguenti Stati Limite:

- SLE Raro (combinazione caratteristica)

$$E = G_1 + G_2 + Q_{k1} + \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \psi_{03} \cdot Q_{k3}$$

- SLE Frequente

$$E = G_1 + G_2 + \psi_{11} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3}$$

- SLE Quasi Permanente

$$E = G_1 + G_2 + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3}$$

I valori dei coefficienti di combinazione sono riportati nella Tab. 2.5.I. del DM. Infrastrutture 14 gennaio 2008.

4.3 VERIFICHE SVOLTE

4.3.1 OPERE IN C.A.

Le opere in C.A. sono state progettate e verificate in accordo con le prescrizioni indicate nel Cap. 4.1 del D.M. Infrastrutture 14 gennaio 2008. In particolare sono state eseguite:

- Con riferimento agli Stati Limite Ultimi:
  - la resistenza a flessione e sforzo normale delle sezioni (par. 4.1.2.1.2);
  - la resistenza a taglio della sezione, priva di armature resistenti a taglio (par. 4.1.2.1.3.1);
  - la resistenza di aderenza fra barre d'armatura e calcestruzzo secondo quanto indicato in 4.1.2.1.8.
- Con riferimento agli Stati Limite di Esercizio:
  - la sicurezza nei confronti della fessurazione (par. 4.1.2.2.4), assumendo un ambiente ordinario:
    - Stato Limite di Apertura delle fessure w_3=0.4 mm in condizioni frequenti;
    - Stato Limite di Apertura delle fessure w_2=0.3 mm in condizioni quasi permanenti;
  - la sicurezza nei confronti delle tensioni di esercizio in condizioni caratteristiche e quasi permanenti (par. 4.1.2.2.5).
- Con riferimento alle prescrizioni geometriche di armatura:
  - per la fondazione ed il paramento verticale setti verticali la presenza di un'armatura principale in percentuale non inferiore allo 0.20% (par. 7.4.6.2.4);

4.3.2 MICROPALI

Le fondazioni su pali sono state progettate e verificate in accordo con le prescrizioni indicate nel Cap. 6.4.3 del D.M. Infrastrutture 14 gennaio 2008. In particolare sono state eseguite:

- Con riferimento agli Stati Limite Ultimi di tipo geotecnico:
  - il collasso per carico limite della palificata nei riguardi dei carichi assiali (par. 6.4.3.1.1);
  - il collasso per carico limite della palificata nei riguardi dei carichi trasversali (par. 6.4.3.1.2);
  - collasso per carico limite di sfilamento dei riguardi dei carichi assiali di trazione;
  - stabilità globale.

- Con riferimento agli Stati Limite Ultimi di tipo strutturale:
  - il raggiungimento della resistenza ultima dei pali;

- Con riferimento agli Stati Limite di Esercizio:
  - la sicurezza nei confronti di eccessivi spostamenti e/o cedimenti.

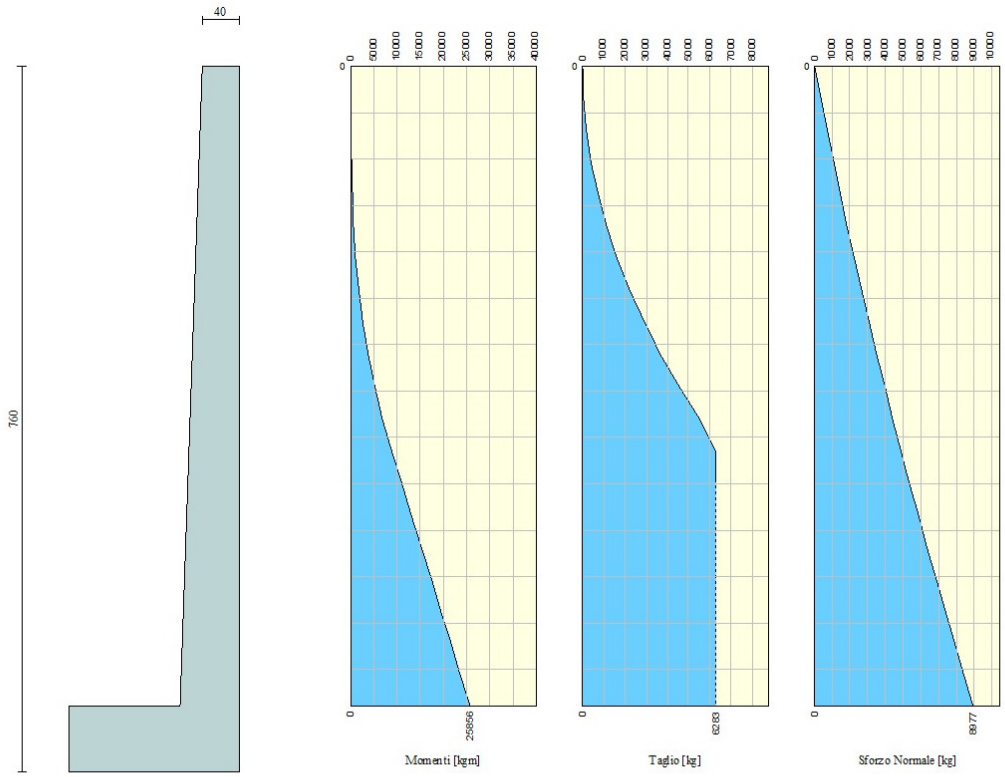
4.3.3 SINTESI DEI RISULTATI OTTENUTI

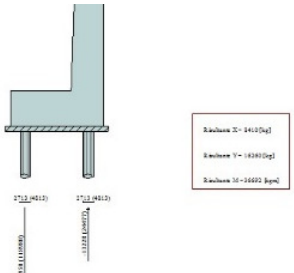
Sono state svolte le verifiche STR allo SLU secondo la Combinazione 1 par. 6.5.3.1.2 delle NTC08 (DM Infrastrutture 14 Gennaio 2008) e secondo la combinazione sismica allo SLV.

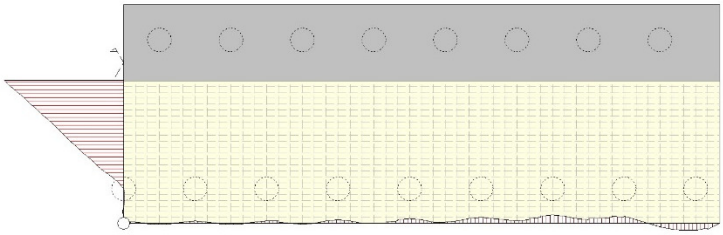
- <u>Muri Tipo 1:</u>

Le verifiche strutturali hanno dato esito positivo, fornendo valori del coefficiente di sicurezza superiori ai minimi previsti dalla vigente normativa.

Si riporta qui di seguito, con riferimento al muro in C.A., il report sintetico relativo alle caratteristiche delle sollecitazioni agenti sul paramento, sulla fondazione e sui pali (inviluppo delle fasi di lavoro).



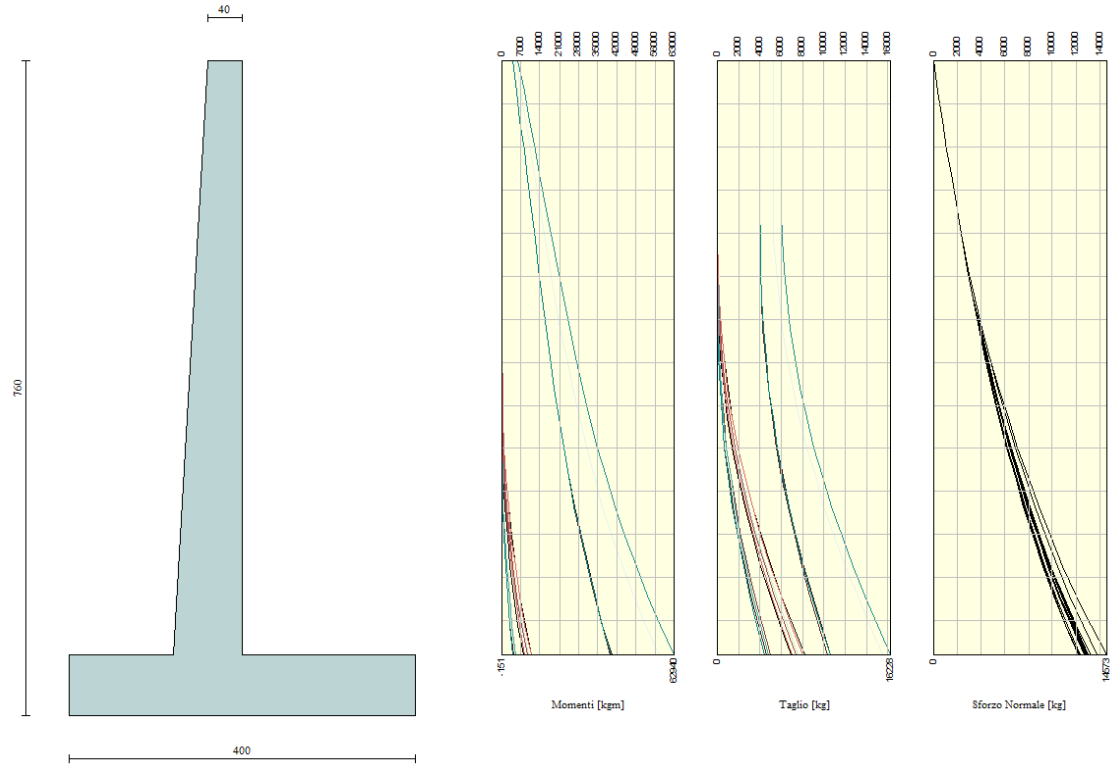


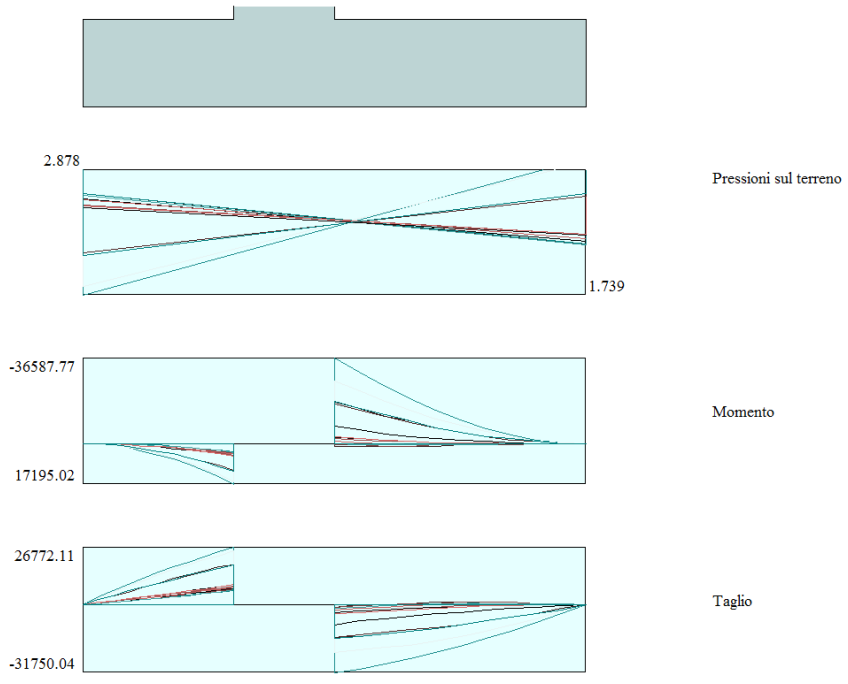


- Muri Tipo 2:

Le verifiche strutturali hanno dato esito positivo, fornendo valori del coefficiente di sicurezza superiori ai minimi previsti dalla vigente normativa.

Si riporta qui di seguito, con riferimento al muro in C.A., il report sintetico relativo alle caratteristiche delle sollecitazioni agenti sul paramento e sulla fondazione (inviluppo delle fasi di lavoro).

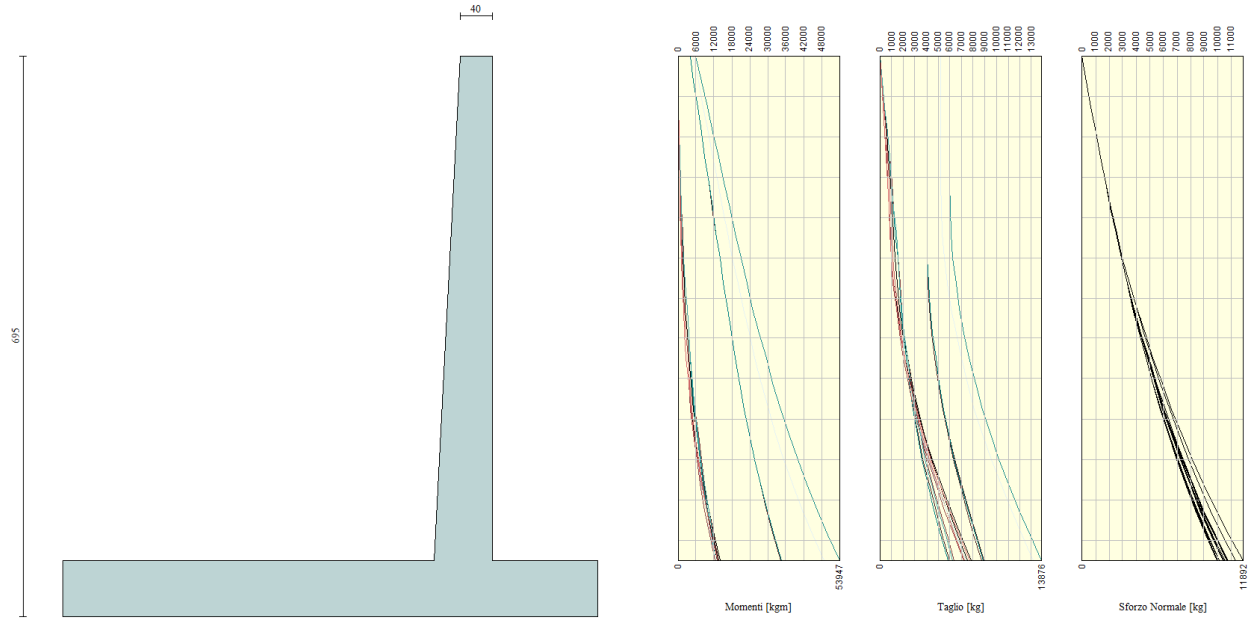




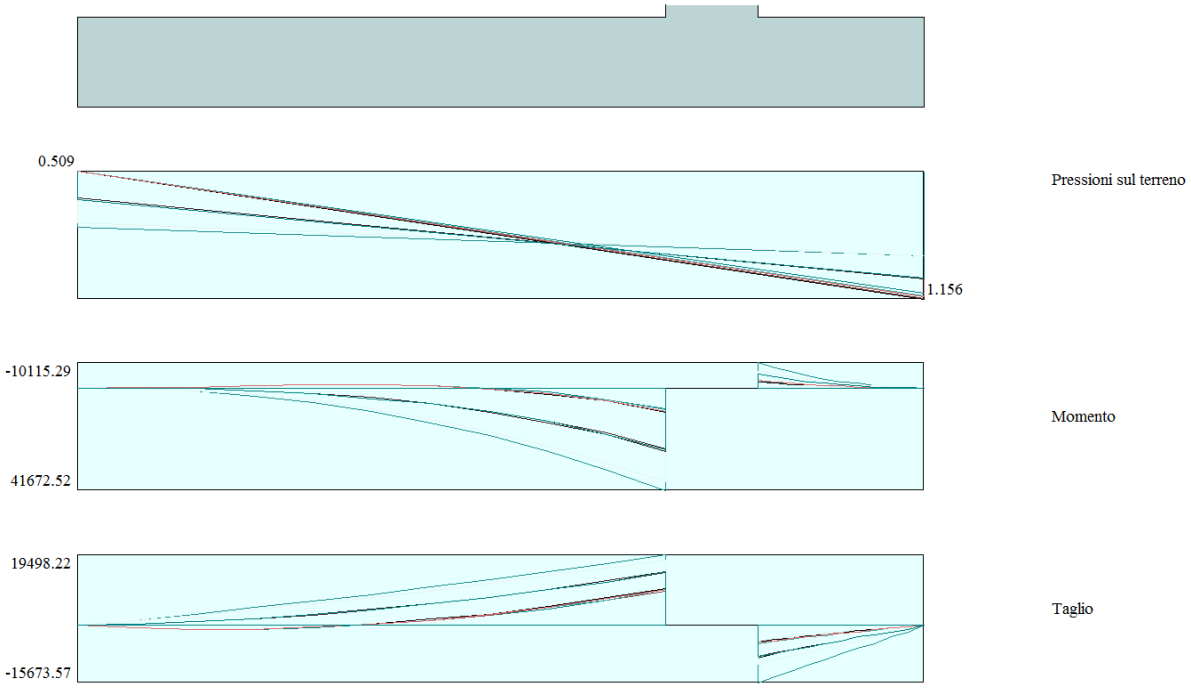
- <u>Muro Tipo 3:</u>

Le verifiche strutturali hanno dato esito positivo, fornendo valori del coefficiente di sicurezza superiori ai minimi previsti dalla vigente normativa.

Si riporta qui di seguito, con riferimento al muro in C.A., il report sintetico relativo alle caratteristiche delle sollecitazioni agenti sul paramento e sulla fondazione (inviluppo delle fasi di lavoro).



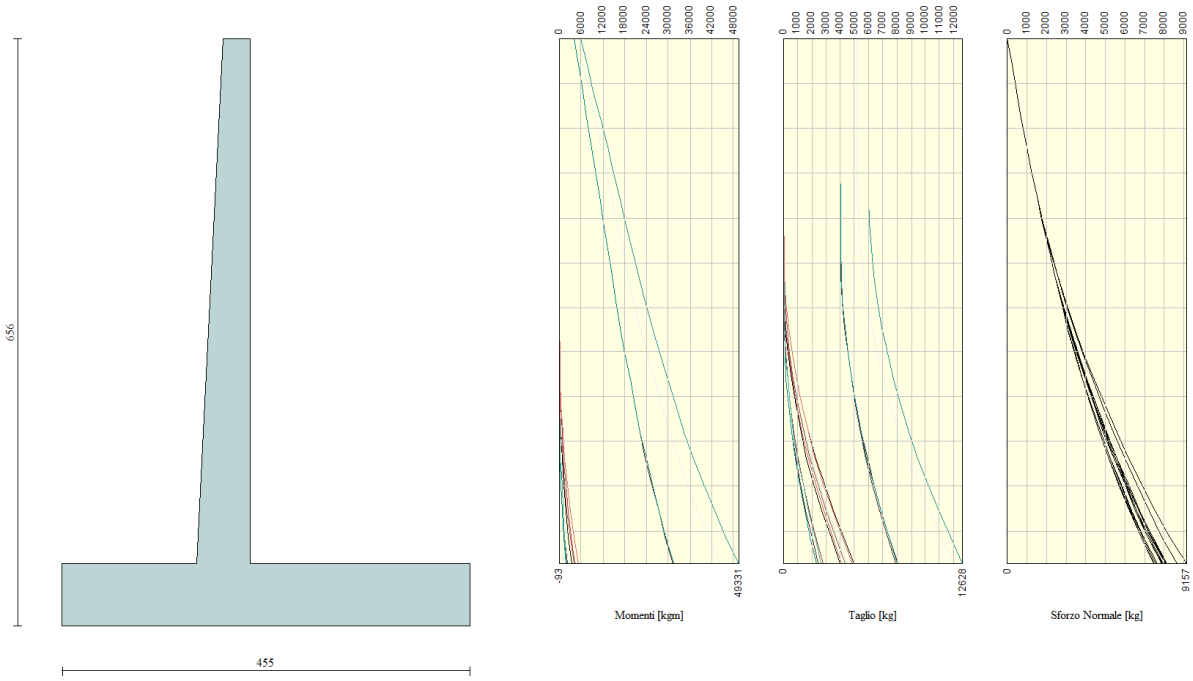
Il momento massimo risultante dall'inviluppo di tutte le combinazioni di carico risulta M_{ed} = 53947 kgm (indicato nel grafico dei momenti nella figura precedente); considerando per il paramento lato torrente un'altezza liquida pari a 5.65 m, si ottiene un momento massimo alla base (applicando un coefficiente di combinazione pari a 1.5) pari a 45091 kgm. Risultando quest'ultimo minore di M_{ed}, per l'armatura del paramento lato torrente sarà utilizzata la stessa calcolata per il paramento lato strada.

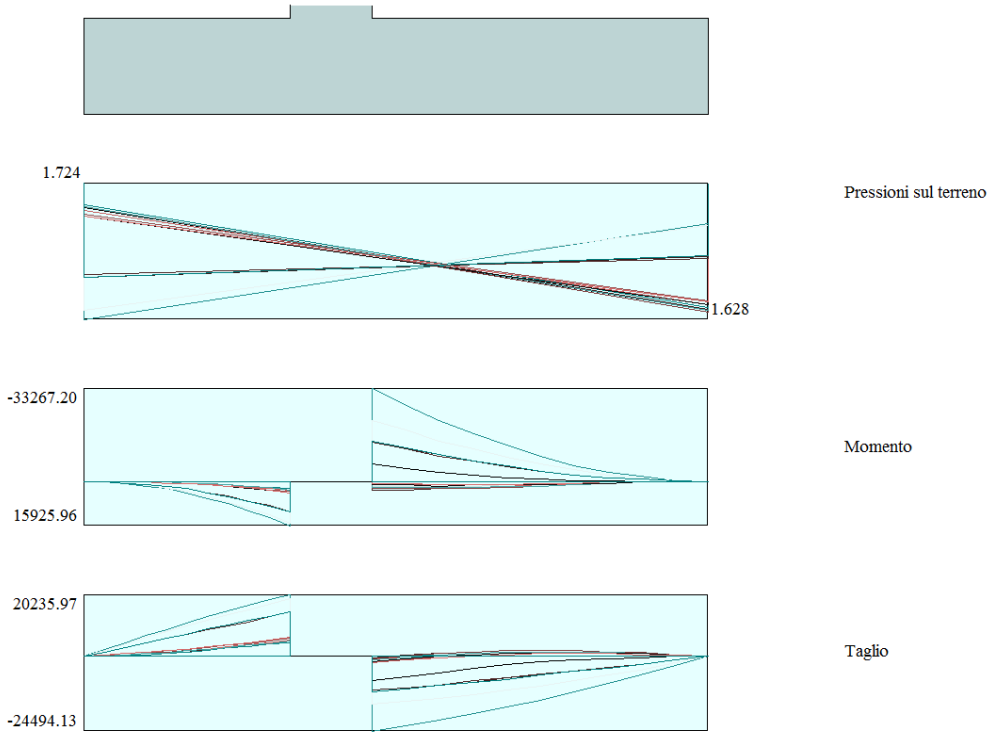


- <u>Muro Tipo 4:</u>

Le verifiche strutturali hanno dato esito positivo, fornendo valori del coefficiente di sicurezza superiori ai minimi previsti dalla vigente normativa.

Si riporta qui di seguito, con riferimento al muro in C.A., il report sintetico relativo alle caratteristiche delle sollecitazioni agenti sul paramento e sulla fondazione (inviluppo delle fasi di lavoro).

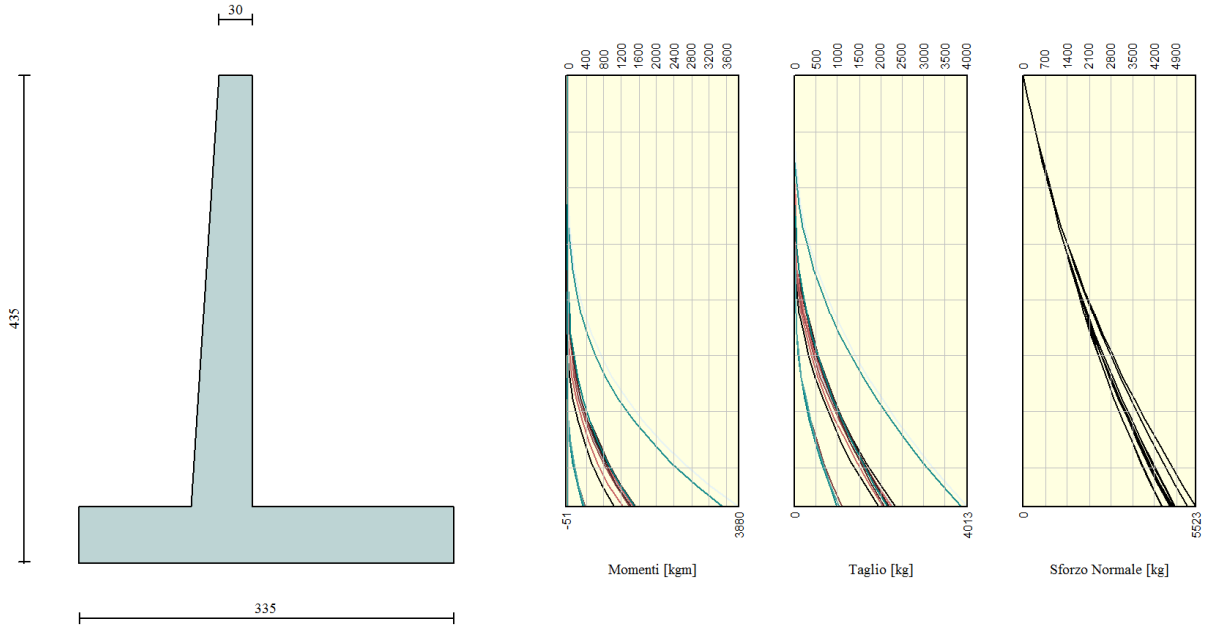


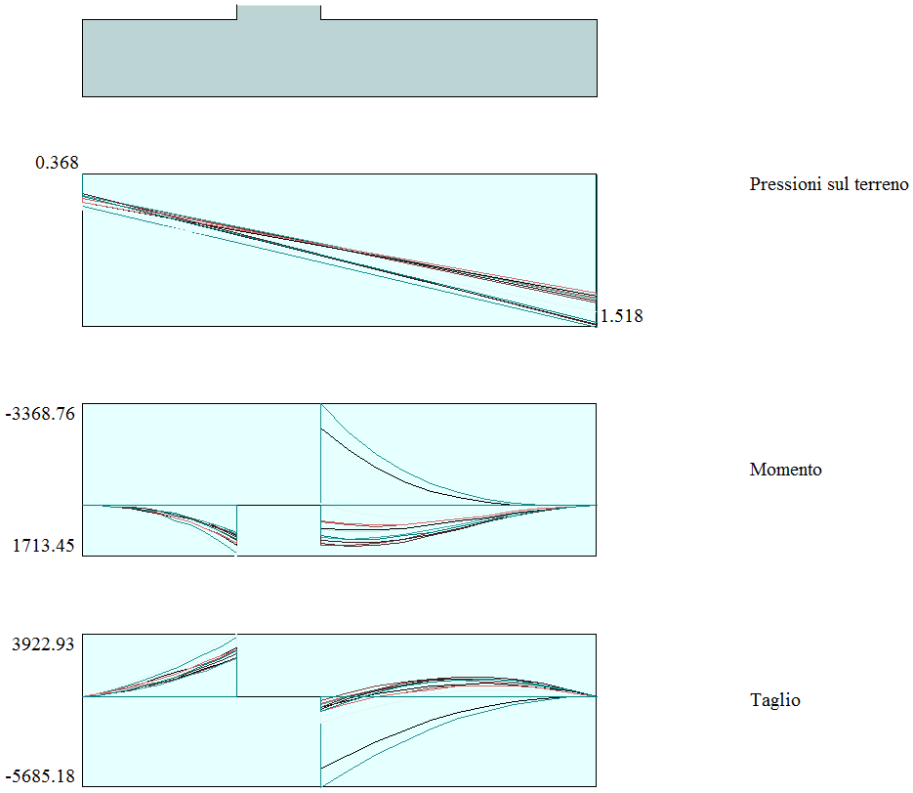


- Muro Tipo 5:

Le verifiche strutturali hanno dato esito positivo, fornendo valori del coefficiente di sicurezza superiori ai minimi previsti dalla vigente normativa.

Si riporta qui di seguito, con riferimento al muro in C.A., il report sintetico relativo alle caratteristiche delle sollecitazioni agenti sul paramento e sulla fondazione (inviluppo delle fasi di lavoro).

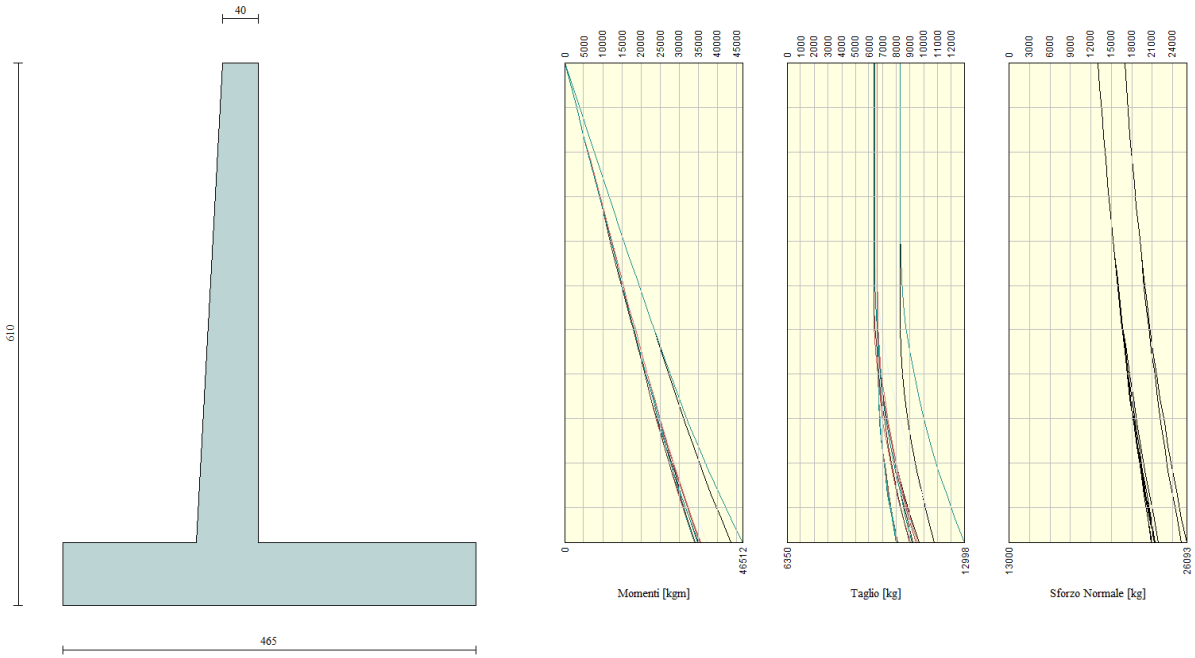


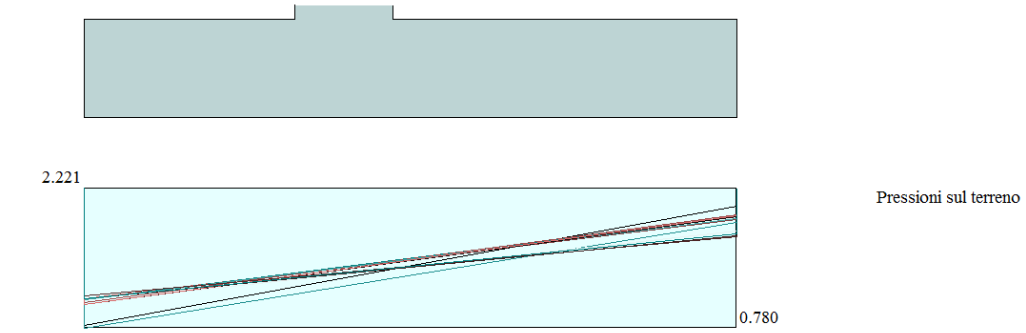


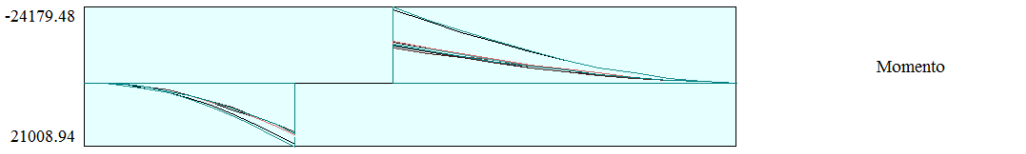
- <u>Muro Tipo 5 (Spalla passerella pedonale):</u>

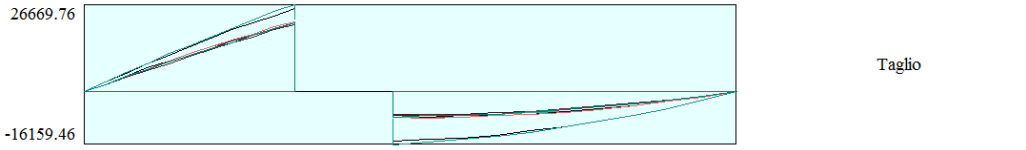
Le verifiche strutturali hanno dato esito positivo, fornendo valori del coefficiente di sicurezza superiori ai minimi previsti dalla vigente normativa.

Si riporta qui di seguito, con riferimento al muro in C.A., il report sintetico relativo alle caratteristiche delle sollecitazioni agenti sul paramento e sulla fondazione (inviluppo delle fasi di lavoro).





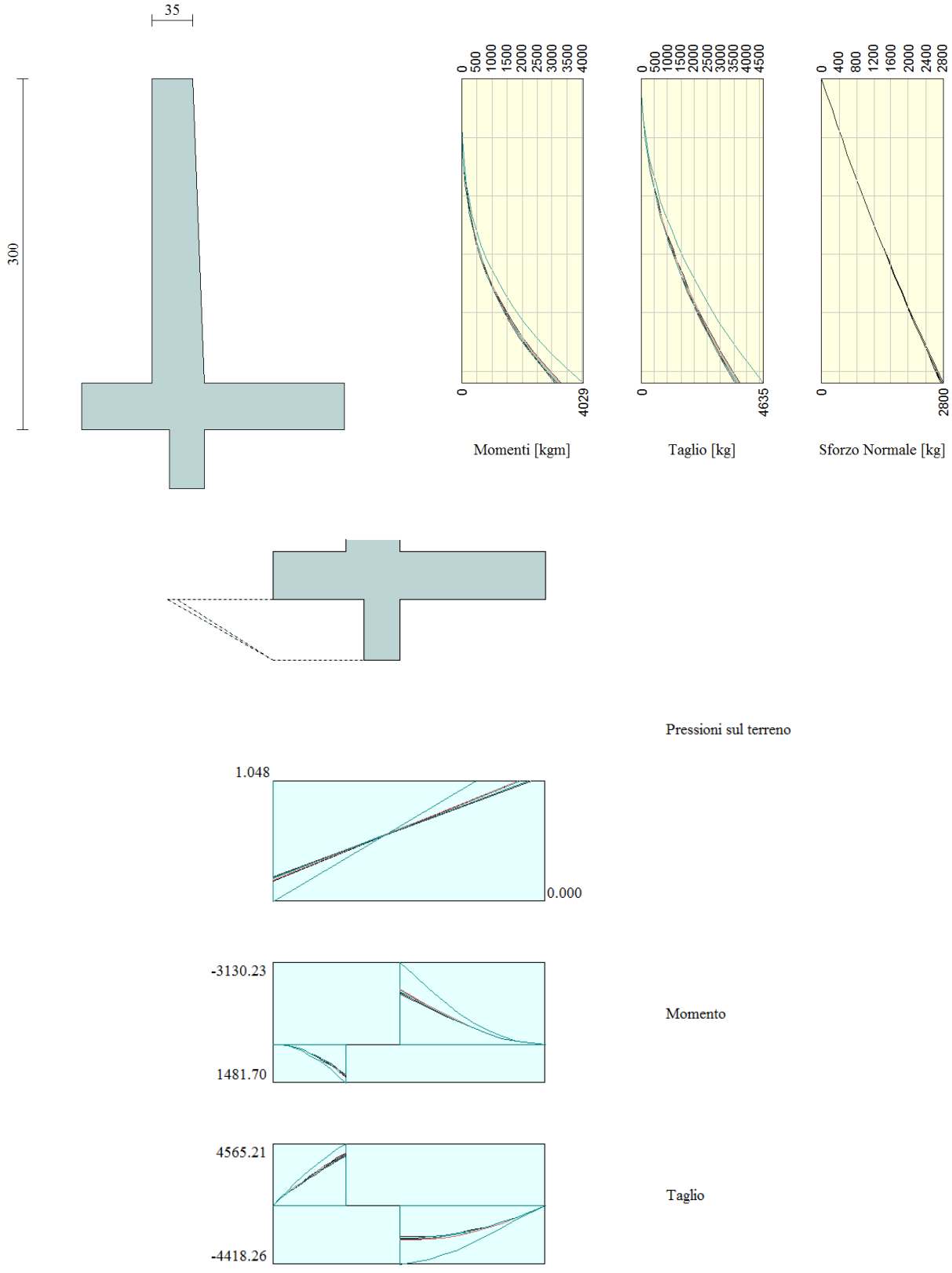




- <u>Muro d'argine golenale:</u>

Le verifiche strutturali hanno dato esito positivo, fornendo valori del coefficiente di sicurezza superiori ai minimi previsti dalla vigente normativa.

Si riporta qui di seguito, con riferimento al muro in C.A., il report sintetico relativo alle caratteristiche delle sollecitazioni agenti sul paramento e sulla fondazione (inviluppo delle fasi di lavoro).

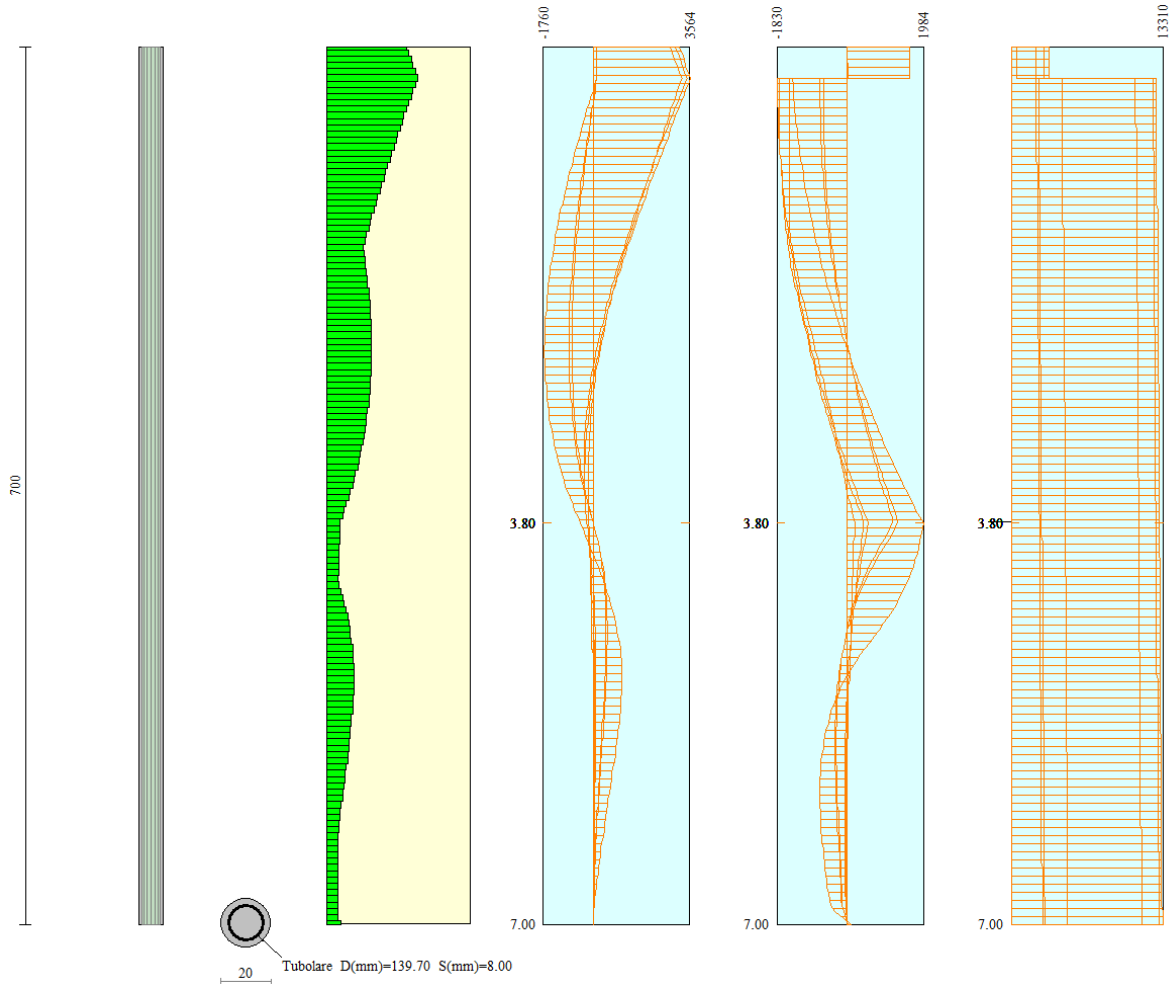


Sulla base di queste caratteristiche delle sollecitazioni, sono stati determinati i ferri di armatura, che sono riportati negli allegati di calcolo relativi a ciascun tipologico di muro.

- Paratia di micropali:

Le verifiche strutturali hanno dato esito positivo, fornendo valori del coefficiente di sicurezza superiori ai minimi previsti dalla vigente normativa.

Si riporta qui di seguito, con riferimento alla paratia, il report sintetico relativo all'impegno del micropalo (inviluppo delle fasi di lavoro) e alle verifiche strutturali dei tiranti.



Risultati Tiranti

	Y [m]	nt	N [kg]	L [m]	Lf [m]	sf [kg/cmq]	Fs
*	0.25	13	38377	9.00	6.47	1159.44	1.66

Per ulteriori dettagli sulle verifiche svolte, si rimanda agli allegati di calcolo inseriti in calce nella presente relazione.

5 RELAZIONE GEOTECNICA

5.1 CARATTERIZZAZIONE GEOLOGICA DEI SITI

5.1.1 CARATTERISTICHE FISICO – MECCANICHE DEI TERRENI

La scelta dei principali parametri geotecnici è stata fatta in accordo con la relazione geologica redatta dal Dott. Geol. Cristiano Pastore messa a disposizione.

I parametri fisico – meccanici assunti in sede di progetto possono essere quindi così riassunti:

- Terreno di riporto
  - Peso di volume naturale: 21,5 kN/m^3
  - Angolo di attrito interno: 30.5°
  - Coesione drenata: 0.14 kg/cm^2
- Substrato roccioso
  - Peso di volume naturale: 25,7 kN/m^3
  - Angolo di attrito interno: 40.00°
  - Coesione drenata: 1.75 kg/cm^2

5.1.2 STRATIGRAFIA

Ai fini del dimensionamento dei vari tipologici di muri descritti, in assenza di una dettagliata caratterizzazione geologica volta a definire la stratigrafia nell'intorno di ogni singola opera in progetto, è stato cautelativamente considerato il presente profilo stratigrafico:

- Strato n°1 (Terreno di riporto): spessore 6.00 m circa
- Strato n°2 (Substrato roccioso): spessore indefinito.

5.2 MODELLI GEOTECNICI

5.2.1 METODI DI CALCOLO UTILIZZATI

Il calcolo della spinta dei terreni sull'opera di sostegno è stata valutata secondo quanto segue:

- spinta attiva di monte dal piano campagna fino al fondo scavo;
- differenza fra la spinta attiva di monte e la spinta passiva di valle dal livello del fondo scavo alla quota di nullo del diagramma del momento flettente.

Con riferimento al calcolo della spinta, l'angolo di attrito terreno/parete δ' è stato assunto pari a 2/3 dell'angolo di attrito interno del terreno φ'.

La verifica nei confronti della portanza verticale è stata condotta utilizzando il metodo di Meyerhof.

La stabilità locale del complesso opera – terreno è stata, infine, verificata impiegando un metodo pseudo-statico ed utilizzando come teoria per la ricerca delle possibili superfici di scorrimento quella di *Bishop*.

5.3 VERIFICHE SVOLTE IN AMBITO GEOTECNICO

La sicurezza in ambito geotecnico è stata verificata seguendo le indicazioni contenute nel D.M. Infrastrutture 14 gennaio 2008 ai par. 6.5.3.1.2 (condizioni non sismiche) e 7.11.6.3 (progettazione per azioni sismiche).

Sono stati, all'uopo, svolti i seguenti controlli minimi:

- verifica della stabilità globale del complesso opera di sostegno – terreno;
- verifica di scorrimento del piano di posa;
- verifica a ribaltamento dell'opera di sostegno.
- verifica della portanza del terreno di fondazione

5.4 APPROCCIO DI VERIFICA ADOTTATO IN AMBITO GEOTECNICO

5.4.1 MURO DI SOSTEGNO

La sicurezza in ambito geotecnico è stata verificata seguendo le indicazioni di cui al DM Infrastrutture 14 gennaio 2008, Approccio 1. Nel dettaglio si avrà:

- verifiche di portanza verticale, sfilamento degli ancoraggi, ribaltamento e instabilità globale:
  - A1 – M1 – R1
  - A2 – M2 – R2
- verifica di stabilità del complesso opera di sostegno – terreno:
  - A2 – M2 – R2.

Le azioni di progetto vengono quindi combinate impiegando i coefficienti di tipo "A1" - "A2" previsti dalla Tab. 2.6.I del DM e qui di seguito riportati:

Azioni	Simbolo	Coeff. A1 (sfav)	Coeff. A2 (sfav.)
Carichi permanenti	γ_{G1}	1.30	1.00
Carichi permanenti non strutturali	γ_{G2}	1.50	1.30
Carichi variabili	γ_{Q}	1.50	1.30

I valori caratteristici delle proprietà sono invece convenientemente ridotti secondo i coefficienti di tipo "M1" – "M2" indicati in Tab. 6.2.II e riassunti nel prospetto seguente:

Parametri	Simbolo	Coeff. M1	Coeff. M2
Tangente dell'angolo di attrito	$\gamma_{\tan\varphi'}$	1.00	1.25
Coesione efficace	$\gamma_{c'}$	1.00	1.25
Resistenza non drenata	γ_{cu}	1.00	1.40
Peso dell'unità di volume	γ_{γ}	1.00	1.00

Alle resistenze geotecniche sono stati infine applicati i coefficienti di sicurezza “R1” – “R2” indicati nelle Tab. 6.5.I e qui riassunti

Resistenza	Simbolo	Coeff. R1	Coeff. R2
Stabilità globale	γ_R	---	1.10
Resistenza del terreno a valle	γ_R	1.00	1.00
Scorrimento	γ_R	1.00	1.00
Ribaltamento	γ_R	1.00	1.00

5.4.2 PARATIA DI MICROPALI

La sicurezza in ambito geotecnico è stata verificata seguendo le indicazioni di cui al DM Infrastrutture 14 gennaio 2008, Approccio 1. Nel dettaglio si avrà:

- verifiche di portanza per carichi assiali e trasversali
  - A1 – M1 – R1
  - A2 – M2 – R2
- verifiche a sfilamento degli ancoraggi
  - A1 – M1 – R3

Le azioni di progetto vengono quindi combinate impiegando i coefficienti di tipo “A1” - “A2” previsti dalle Tab. 2.6.I del DM e qui di seguito riportati:

Azioni	Simbolo	Coeff. A1 (sfav)	Coeff. A2 (sfav.)
Carichi permanenti	γ_{G1}	1.30	1.00
Carichi permanenti non strutturali	γ_{G2}	1.50	1.30
Carichi variabili	γ_Q	1.50	1.30
Carichi variabili da traffico	γ_Q	1.35	1.15

N.B.: In ambito sismico si assumono valori unitari, ovvero A1=A2=1.00 per ogni tipo di azione.

I valori caratteristici delle proprietà sono invece convenientemente ridotti secondo i coefficienti di tipo “M1” – “M2” indicati in Tab. 6.2.II e riassunti nel prospetto seguente:

Resistenza	Simbolo	Coeff. M1	Coeff. M2
Tangente dell’angolo di attrit	$\gamma_{\tan\varphi'}$	1.00	1.25
Coesione efficace	$\gamma_{c'}$	1.00	1.25
Resistenza non drenata	γ_{cu}	1.00	1.40
Peso dell’unità di volume	γ_{γ}	1.00	1.00

Alle resistenze geotecniche sono stati infine applicati i coefficienti di sicurezza “R1” – “R2” indicati nelle Tab. 6.5.I (pali trivellati) e qui riassunti

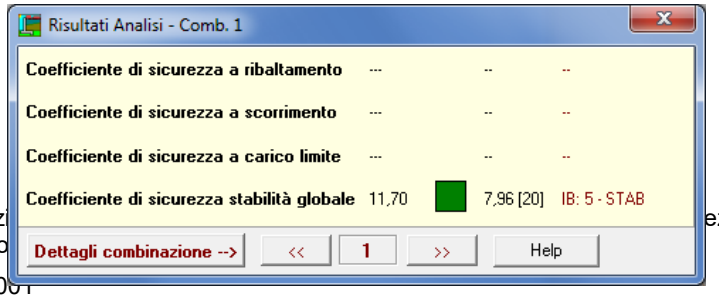
Resistenza	Simbolo	Coeff. R1	Coeff. R2	Coeff. R3
Punta	γ_R	1.00	1.70	1.35
Laterale in compressione	γ_R	1.00	1.45	1.15
Laterale in trazione	γ_R	1.00	1.60	1.25
Carichi trasversali	γ_R	1.00	1.60	1.30
Resistenza laterale	γ_R	---	---	1.20
Stabilità globale	γ_R	---	1.10	---

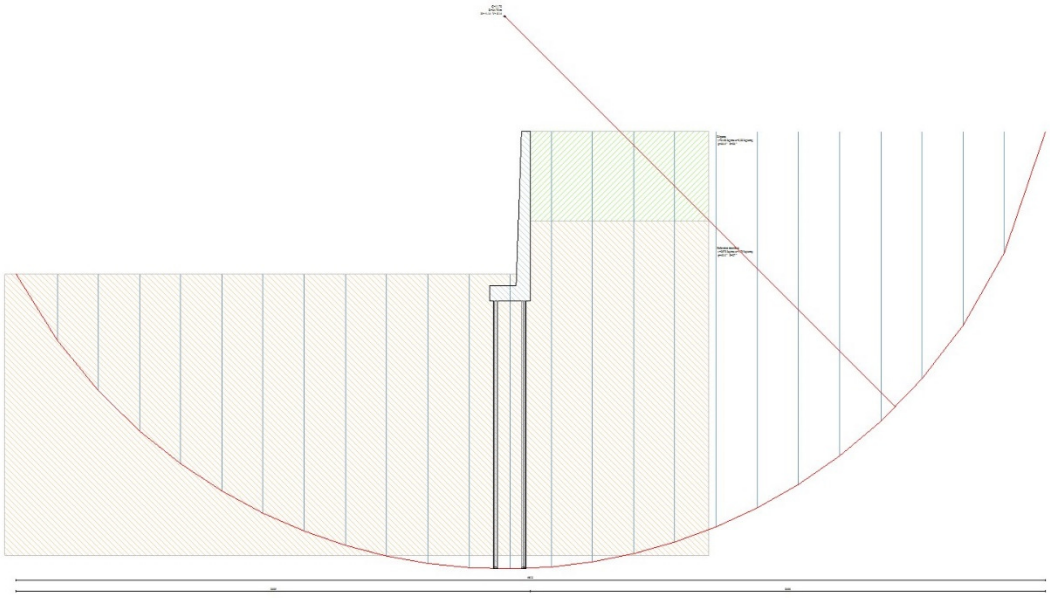
5.4.3 SINTESI DEI RISULTATI OTTENUTI IN AMBITO GEOTECNICO

Si riporta l’esito delle verifiche condotte:

- Muri tipo 1 :

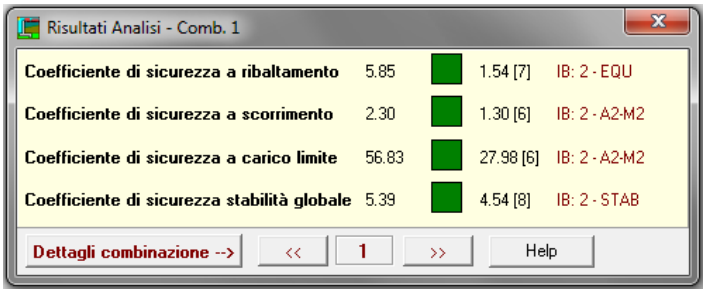
Le verifiche geotecniche hanno dato esito positivo, fornendo valori dei coefficienti di sicurezza superiori ai minimi previsti dalla vigente normativa.

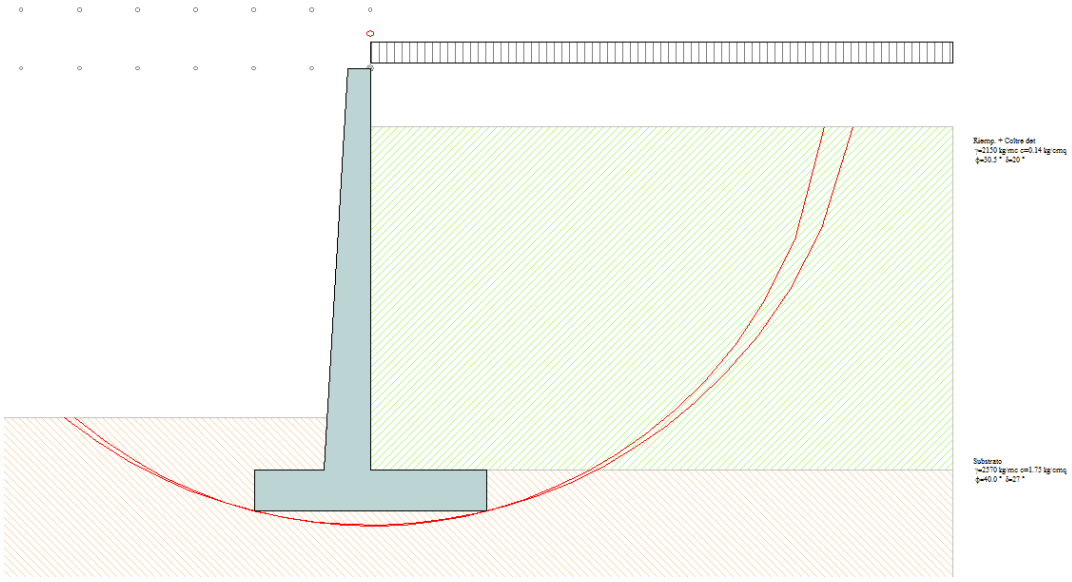




- <u>Muri tipo 2:</u>

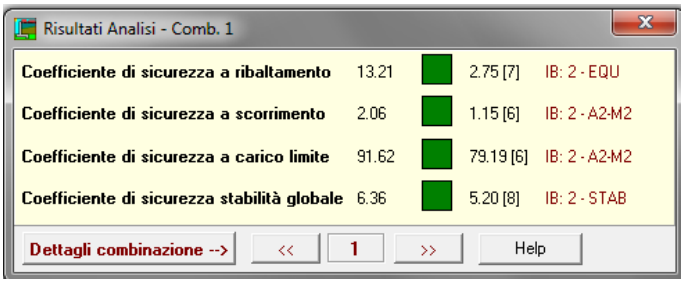
Le verifiche geotecniche hanno dato esito positivo, fornendo valori dei coefficienti di sicurezza superiori ai minimi previsti dalla vigente normativa.

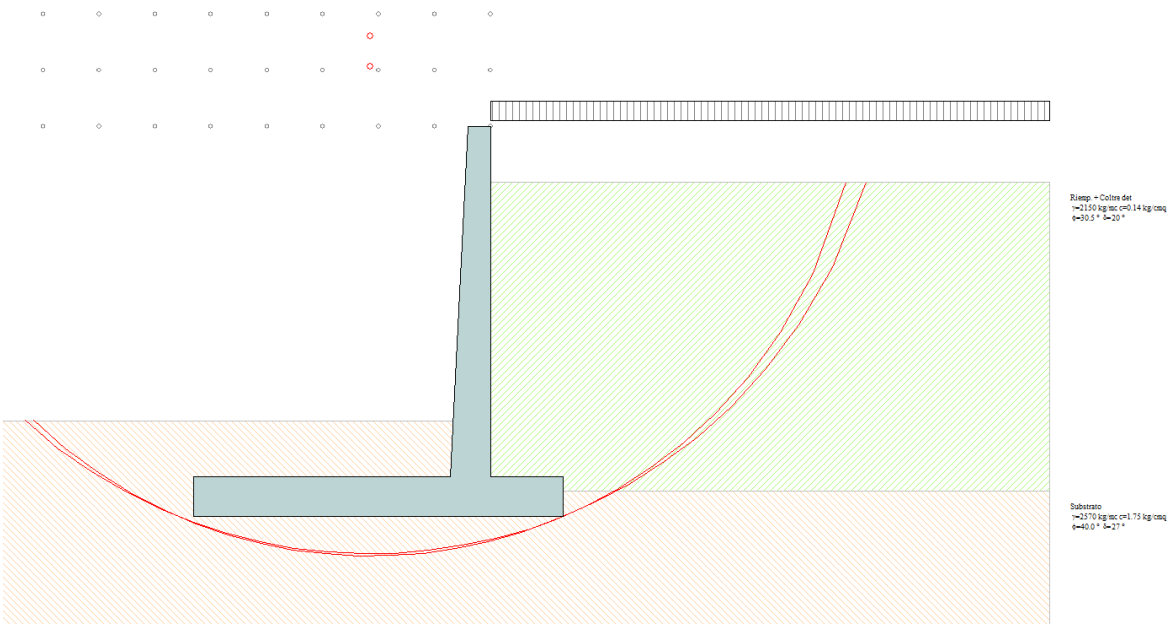




- Muro tipo 3:

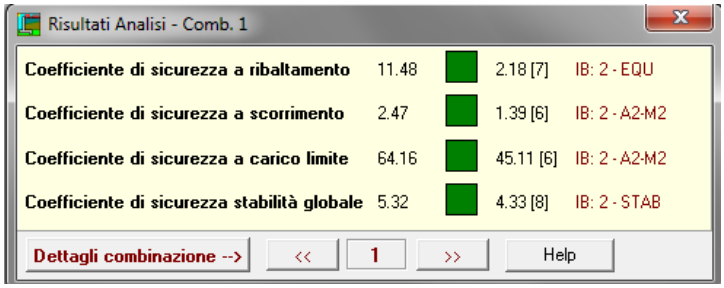
Le verifiche geotecniche hanno dato esito positivo, fornendo valori dei coefficienti di sicurezza superiori ai minimi previsti dalla vigente normativa.

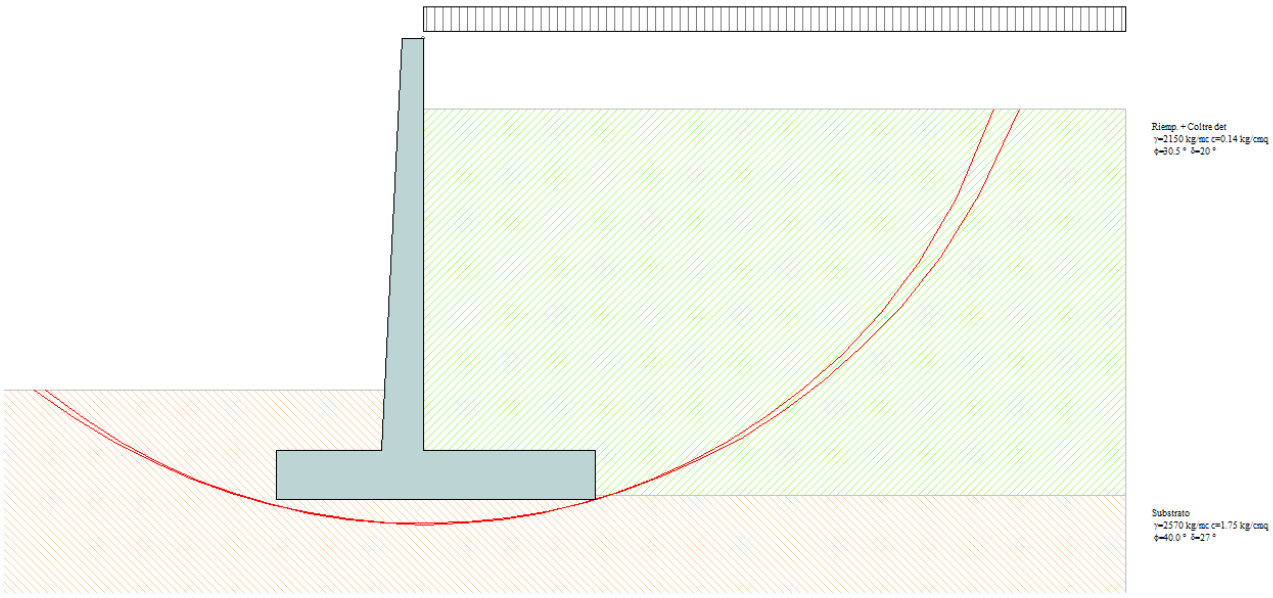




- Muro tipo 4:

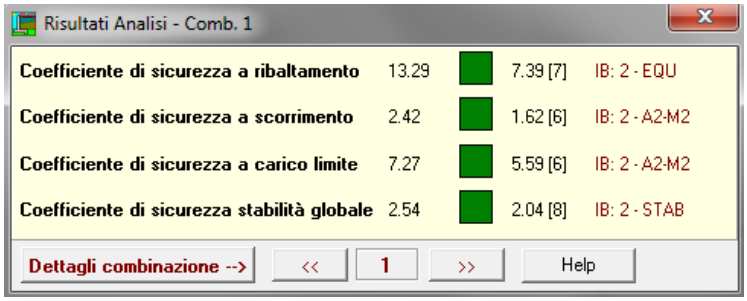
Le verifiche geotecniche hanno dato esito positivo, fornendo valori dei coefficienti di sicurezza superiori ai minimi previsti dalla vigente normativa.

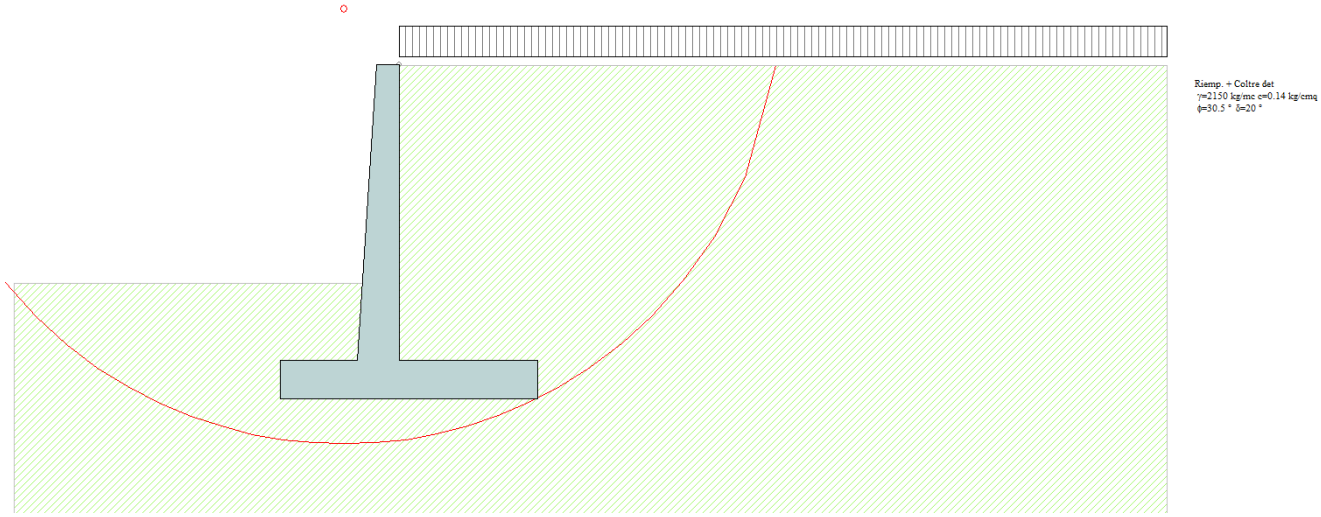




- Muro tipo 5:

Le verifiche geotecniche hanno dato esito positivo, fornendo valori dei coefficienti di sicurezza superiori ai minimi previsti dalla vigente normativa.

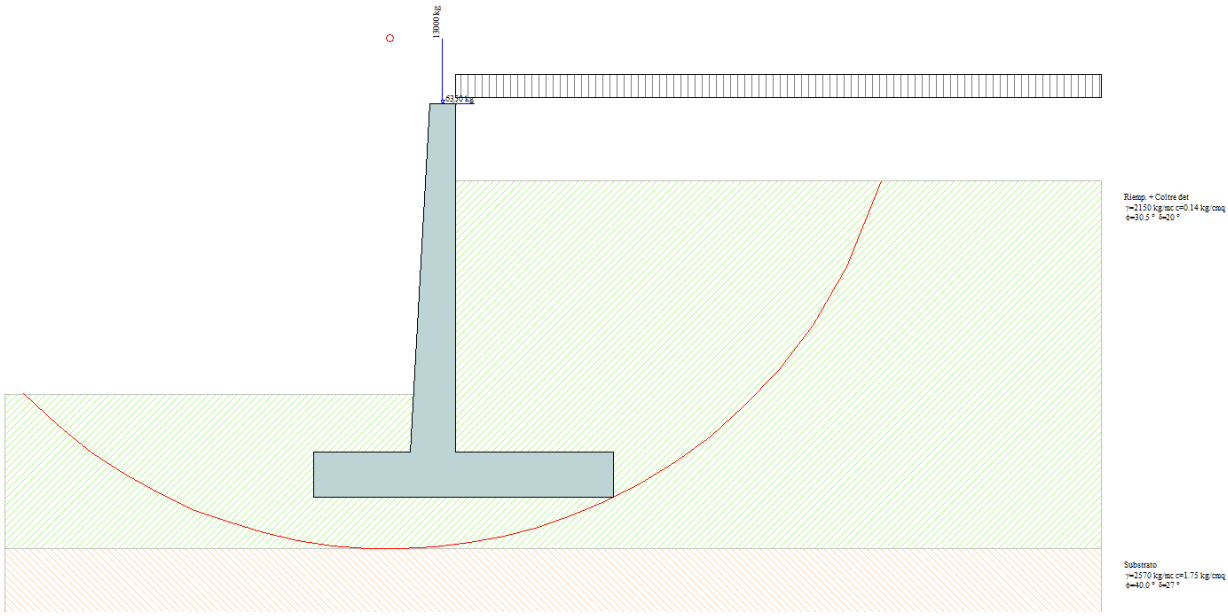




- Muro tipo 5 (Spalla passerella pedonale):

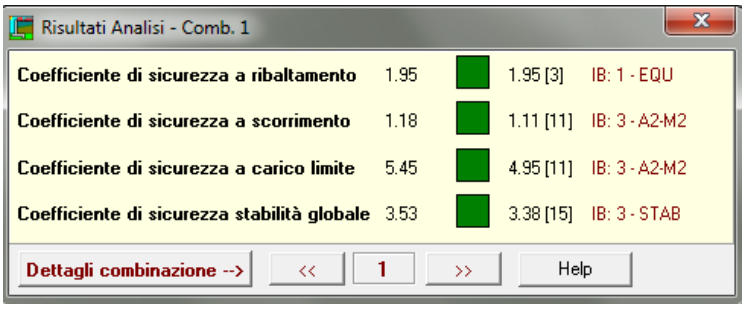
Le verifiche geotecniche hanno dato esito positivo, fornendo valori dei coefficienti di sicurezza superiori ai minimi previsti dalla vigente normativa.

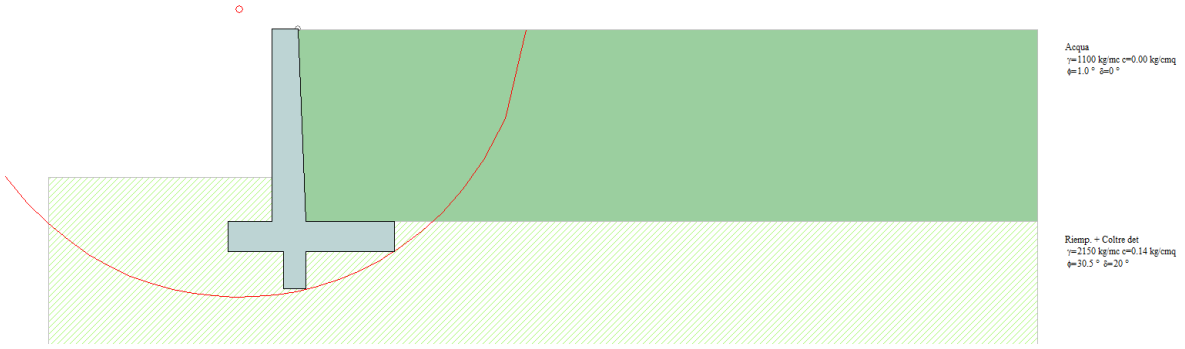




- <u>Muro d'argine golenale:</u>

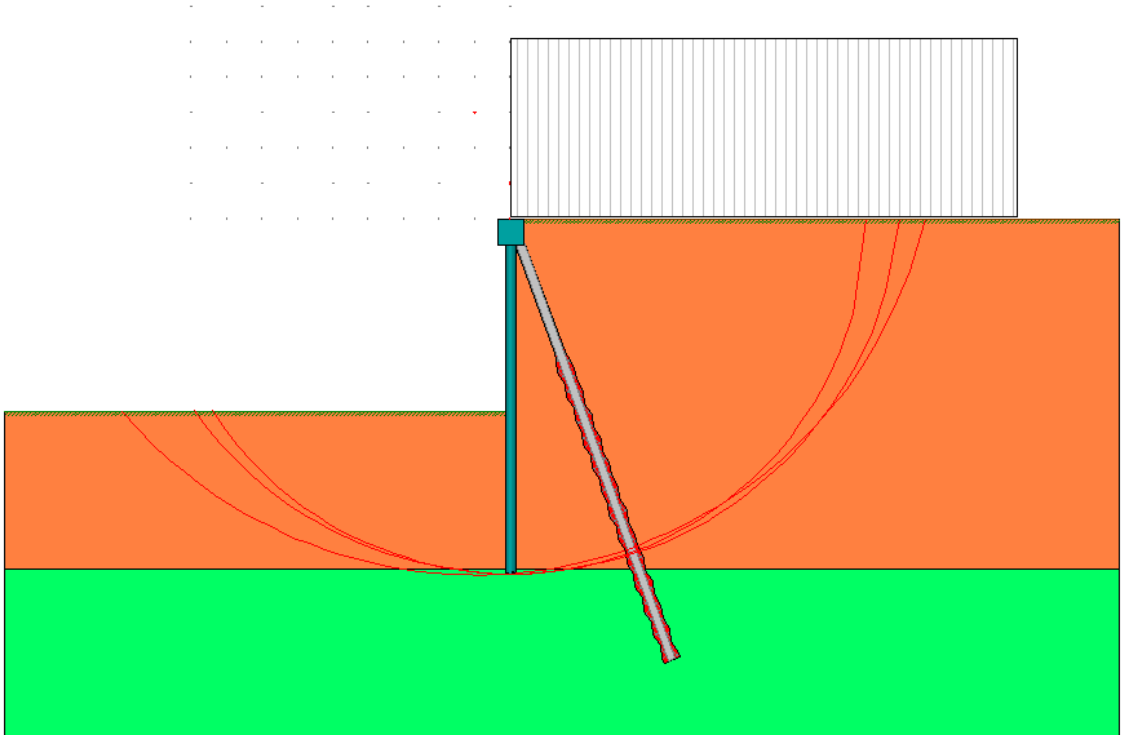
Le verifiche geotecniche hanno dato esito positivo, fornendo valori dei coefficienti di sicurezza superiori ai minimi previsti dalla vigente normativa.





- Paratia di micropali:

Le verifiche geotecniche hanno dato esito positivo, fornendo valori dei coefficienti di sicurezza superiori ai minimi previsti dalla vigente normativa, il minimo coeff. di sicurezza per la stabilità globale risulta 2.61.



Per ulteriori dettagli sulle verifiche svolte, si rimanda agli allegati di calcolo inseriti in calce nella presente relazione.

6 RELAZIONE SULL'ATTENDIBILITA' DEI RISULTATI OTTENUTI CON CODICE DI CALCOLO AUTOMATICO

6.1 TIPO DI ANALISI SVOLTA

6.1.1 SCHEMATIZZAZIONE DEL MURO DI SOSTEGNO

Per la verifica della sicurezza strutturale e geotecnica dell'opera in oggetto è stato messo a punto un modello di calcolo pseudo-statico in cui i muri di sostegno vengono schematizzati come corpi rigidi vincolati alla base.

Nel calcolo a mensola il paramento viene considerato caricato dal diagramma delle pressioni dovuto alla spinta (in condizioni statiche ed in condizioni sismiche) dalla forza d'inerzia del paramento stesso e dalla componente tangenziale della spinta (se l'angolo d'attrito terra-muro è diverso da zero).

Il calcolo delle armature viene eseguito considerando la sezione alla generica quota soggetta a pressoflessione.

Nel calcolo delle sollecitazioni per la fondazione di valle questa viene considerata caricata dal basso dalla reazione del terreno (diagramma di tipo lineare) e dall'alto dal peso proprio e dall'eventuale terreno posto sopra la fondazione stessa.

Nel calcolo delle sollecitazioni per la fondazione di monte questa viene considerata caricata dal basso dalla reazione del terreno (diagramma di tipo lineare) e dall'alto dal peso proprio e dal carico dovuto al terrapieno e agli eventuali sovraccarichi sul terrapieno.

Con riferimento alle analisi strutturali svolte in modo automatico dai codici di calcolo, si è avuto cura di verificare la correttezza della modellazione effettuata controllando con particolare attenzione la distribuzione delle sollecitazioni ottenute, i cunei di spinta (in fase sismica e non sismica) e i diagrammi delle pressioni.

6.1.2 SCHEMATIZZAZIONE DELLA PARATIA DI MICROPALI

Per la verifica della sicurezza strutturale e geotecnica dell'opera in oggetto è stato messo a punto un modello di calcolo monodimensionale pseudo-statico in cui la paratia viene schematizzata come corpo rigido.

La paratia viene considerata come una struttura a prevalente sviluppo lineare (si fa riferimento ad un metro di larghezza) con comportamento a "trave".

Come caratteristiche geometriche della sezione si assume il momento d'inerzia I e l'area A per metro lineare di paratia.

Il modulo elastico è quello del materiale utilizzato per la paratia. Sia il tratto fuori terra che il tratto interrato vengono suddivisi in elementi di lunghezza pari a circa 5 centimetri.

Nel calcolo il paramento viene considerato caricato dal diagramma delle pressioni dovuto alla spinta del terreno (in condizioni statiche ed in condizioni sismiche), dalla forza d'inerzia del paramento stesso e dalla componente tangenziale della spinta (se l'angolo d'attrito terra-paratia è diverso da zero); inoltre si considera agente anche l'azione dovuta all'urto, laddove è prevista la presenza di traffico veicolare.

6.1.2.1 SCHEMATIZZAZIONE DEL TERRENO

La modellazione del terreno si rifà al classico schema di Winkler. Esso viene visto come un letto di "molle indipendenti fra di loro" reagenti a solo sforzo assiale di compressione. La rigidezza della singola molla è legata alla costante di sottofondo orizzontale del terreno (costante di Winkler).

La matrice di rigidezza di tutto il sistema paratia-terreno sarà data dall'assemblaggio delle matrici di rigidezza degli elementi della paratia (elementi a rigidezza flessionale, tagliante ed assiale) e delle molle (rigidezza assiale).

L'analisi dello schema statico qui descritto viene svolta in ambito non lineare tenendo conto dell'equilibrio delle spinte, della mobilitazione delle molle e della relativa plasticizzazione.

6.1.3 MICROPALI DI FONDAZIONE

Per la verifica della sicurezza strutturale e geotecnica dell'opera in oggetto è stato messo a punto un modello di calcolo monodimensionale pseudo-statico in cui il palo viene schematizzato come corpo rigido.

Il metodo utilizzato per il calcolo della portanza è quello di i Hansen che, nel caso più generale, può essere espressa come:

$$q_{ult} = c\, N_c\, s_c\, d_c\, i_c\, g_c\, b_c + q\, N_q\, s_q\, d_q\, i_q\, g_q\, b_q + 0.5B\, \gamma\, s_\gamma\, d_\gamma\, i_\gamma\, g_\gamma\, b_\gamma$$

6.2 VERIFICHE SVOLTE

Per le diverse parti di struttura sono state svolte tutte le verifiche statiche, sismiche e deformative previste dalla vigente Normativa (DM Infrastrutture 14 gennaio 2008), illustrate nei paragrafi precedenti, a cui si rimanda per ulteriori dettagli.

Il progetto/verifica delle sezioni in C.A. è stato svolto in ambito non lineare supponendo il calcestruzzo non reagente a trazione ed ipotizzando:

- per il calcestruzzo un comportamento elastico – plastico con limite di deformazione a compressione del 3.5 ‰.
- per l'acciaio d'armatura un comportamento elastico – indefinitamente plastico.

La verifica degli elementi strutturali in C.A. è stata condotta in modo automatico dal codice di calcolo, provvedendo a verificare la veridicità dei risultati ottenuti mediante semplici calcoli manuali rappresentativi.

I programmi determinano le sollecitazioni risultanti mediante integrazione sulle sezioni così definite delle sollecitazioni relative agli elementi bidimensionali.

6.3 COMBINAZIONI DI CALCOLO

Le combinazioni allo Stato Limite Ultimo sono state valutate secondo quanto previsto al paragrafo 2.5.3 del DM Infrastrutture 14 gennaio 2008.

Si rimanda ai precedenti paragrafi della relazione per una più esaustiva trattazione sulle regole di combinazione delle azioni, mentre si rimanda all'output dei programmi di calcolo rimondati nell'apposito allegato per un più dettagliato elenco delle combinazioni impiegate in sede di verifica.

6.4 ORIGINE E CARATTERISTICHE DEI CODICI DI CALCOLO

6.4.1 MURI DI SOSTEGNO

La progettazione – verifica delle strutture in C.A., sia in ambito strutturale che in ambito geotecnico, è stata condotta con l'ausilio del software "Max10.10" Versione 10.10d, prodotto da "Aztec Informatica s.r.l" e regolarmente concesso in licenza alla ITEC engineering.

Il programma MAX è dedicato all'analisi ed al calcolo dei muri di sostegno. Le diverse tipologie di muri di sostegno che è possibile analizzare con MAX sono: muri a gravità, muri a semigravità e muri a mensola. In funzione della tipologia e del materiale costituente il muro (calcestruzzo o pietrame) possono essere considerati i seguenti elementi:

- gradoni (a monte, a valle o su entrambi i lati);

- contrafforti (a monte o a valle) gettati in opera o prefabbricati;

- mensole di marciapiede e/o di contrappeso;

- pali o micropali di fondazione anche inclinati;

- tiranti di ancoraggio anche inclinati (attivi o passivi);

- sperone (o dente) con posizione a scelta tra le posizioni di monte, centro e valle.

MAX offre la possibilità di modellare la geometria del muro considerando diverse geometrie: paramento comunque inclinato (monte e/o valle), fondazione anche ad altezza variabile e/o su piano inclinato. Per il profilo del terrapieno a monte del muro, MAX consente la definizione per punti con possibilità di inserire sovraccarichi (concentrati e/o distribuiti) in qualsiasi punto o tratto del profilo stesso. Il programma consente, inoltre, di inserire dei carichi lungo l'altezza del muro e di tener conto del peso dell'eventuale rivestimento. I carichi sono gestiti per condizioni e combinazioni di carico. La caratterizzazione del terreno avviene fornendo i valori dei parametri fisici e meccanici più comuni (peso di volume naturale, peso di volume saturo, angolo di attrito, attrito terra-muro, coesione e adesione) per i vari terreni che costituiscono la stratigrafia. Il terreno di fondazione e quello del terrapieno possono essere stratificati secondo superfici rettilinee aventi pendenza generica. La falda può essere messa in conto con quote differenziate a monte e a valle del muro. Il metodo di calcolo della spinta, sia in condizioni statiche sia in condizioni sismiche, può essere scelto tra Rankine, Coulomb, Culmann e Mononobe-Okabe. Per il calcolo della portanza della fondazione superficiale sono a disposizione i metodi di Terzaghi, Meyerhof, Hansen e Vesic. In presenza di pali di fondazione MAX permette di scegliere la geometria dei pali (pali circolari in c.a. o pali a sezione generica), il tipo di armatura da disporre (armatura a tubolare o ferri longitudinali con staffe o spirale), la tipologia dei pali (infissi o trivellati). E' possibile selezionare il tipo di portanza (portanza di punta, portanza laterale), la modalità di rottura del sistema palo-terreno e l'andamento della pressione geostatica. L'analisi di stabilità del pendio nei pressi dell'opera, così come prescrive la Normativa vigente, può essere eseguita con il metodo di Fellenius o di Bishop.

Nell'ambito della verifica agli stati limite è possibile effettuare sia la verifica allo stato limite ultimo (S.L.U.) sia la verifica allo stato limite di esercizio (S.L.E.). In particolare per quest'ultima verifica verranno presi in considerazione i seguenti stati limite:

- lo stato limite di fessurazione;

- lo stato limite delle tensioni di esercizio.

6.4.2 PARATIE DI MICROPALI

Con riferimento alle paratie, la progettazione – verifica delle paratie, sia in ambito strutturale che in ambito geotecnico, è stata condotta con l'ausilio del software "PAC12.0" Versione 12.01a, prodotto da "Aztec Informatica s.r.l" e regolarmente concesso in licenza alla ITEC engineering.

Il programma PAC è dedicato all'analisi ed al calcolo di paratie, palancolate e scavi sbadacchiati. Possono essere analizzate paratie di pali o micropali, disposti anche su più file, paratie a setti in c.a., paratie con sezione a T, e paratie metalliche a sezione generica. La paratia da analizzare può essere ancorata tramite una o più file di tiranti, attivi o passivi.

Per il profilo del terreno, PAC consente la definizione per punti con possibilità di inserire

sovraccarichi (concentrati e distribuiti) in qualsiasi punto o tratto del profilo. E' possibile stratificare il terreno di monte e di valle. La caratterizzazione del terreno avviene fornendo i valori dei parametri fisici e meccanici più comuni.

La falda può essere messa in conto con quote differenti per la zona di monte e quella di valle. PAC permette di inserire, in un ambiente grafico integrato nel programma, carichi (forza X, forza Y, momento), vincoli (traslazione X e rotazione) e diagrammi di carico aggiuntivi (costanti o variabili linearmente).

Date le caratteristiche del terreno, i sovraccarichi e l'altezza fuori terra della paratia, PAC calcola la profondità di infissione necessaria per l'equilibrio alla traslazione ed alla rotazione (problema di Progetto) con i metodi classici (diagramma di spinta attiva, resistenza passiva, controspinta). E' possibile impostare il fattore di sicurezza per il calcolo della profondità di infissione secondo le metodologie suggerite dagli Eurocodici. PAC, inoltre, consente di analizzare la paratia con il metodo delle molle equivalenti.

La paratia è discretizzata, mediante il metodo degli elementi finiti, in una serie di elementi tipo trave, mentre il terreno viene schematizzato con una serie di molle a comportamento elastoplastico reagenti solo a compressione (problema di Verifica). Questo tipo di analisi presenta il vantaggio, rispetto ai metodi classici, di considerare la paratia con la sua effettiva rigidezza ed è in grado di fornire una soluzione in termini di spostamenti (i metodi classici non sono in grado di fornire informazioni sugli spostamenti).

Nel programma PAC è possibile selezionare il metodo con cui analizzare la paratia, nella opportuna finestra di opzioni di analisi. Nella fase di Verifica è possibile effettuare l'analisi per fasi di scavo. PAC esegue, inoltre, l'analisi di stabilità del pendio nei pressi dell'opera, così come prescrive la Normativa vigente, con il metodo di Fellenius o di Bishop.

L'analisi della paratia può essere eseguita sia in condizioni statiche sia in condizioni sismiche. Nel caso di paratie di pali o a setti in c.a., PAC esegue il progetto delle armature in funzione delle direttive impostate dall'Utente La verifica delle sezioni può essere eseguita con il metodo delle Tensioni Ammissibili oppure con il metodo degli Stati Limite Ultimi. A conclusione dell'analisi e prima di effettuare la stampa degli elaborati, PAC consente, in un ambiente grafico integrato, la visualizzazione di tutti i risultati ottenuti.

I controlli hanno dato esito positivo e quindi si ritiene che i risultati siano accettabili in relazione alle ipotesi assunte per la creazione del modello

ALLEGATO A

VERIFICHE MURO TIPO 1