

Sensibilité du document / Sensibilità del documento			
NON SENSIBLE		SENSIBLE	
<input checked="" type="checkbox"/> SSI-CO Publique Pubblica	<input type="checkbox"/> SSI-C1 Réserve Riservato	<input type="checkbox"/> SSI-C2 Confidentielle Confidenziale	<input type="checkbox"/> SSI-C3 Secrète Segreta

**NOUVELLE LIGNE LYON TURIN – NUOVA LINEA TORINO LIONE  
PARTIE COMMUNE FRANCO-ITALIENNE – PARTE COMUNE ITALO-FRANCESE  
CUP C11J05000030001**

**ÉTUDES D'EXECUTION – PROGETTO ESECUTIVO**

**Élaboration des études d'exécution unitaire des ouvrages nécessaires à la réalisation des installations des chantiers opérationnels aux travaux du 1er lot constructif**

**Attività di progettazione esecutiva unitaria delle opere necessarie alla realizzazione delle cantierizzazioni dei Cantieri operativi relativi ai lavori del 1° Lotto Costruttivo**

**CHANTIERS – CO10 – SALBERTRAND ET SUSA – Général  
Mur de soutènement de l'aire de chargement sur train – Note de calcul**

**CANTIERIZZAZIONI – CO10 – SALBERTRAND E SUSA – Generale  
Muro di sostegno area di carico su treno – Relazione di calcolo**

Indice	Date/ Data	Modifications / Modifiche	Etabli par / Elaborato da	Vérifié par / Controllato da	Autorisé par / Autorizzato da
0	03/09/2021	Première diffusion / Prima consegna	G. SILIPO	M. PEPE	V. PEISINO
A	02/11/2021	Révision suite aux commentaires TELT/ Revisione a seguito commenti TELT	G. SILIPO	M. PEPE	V. PEISINO
B	25/11/2021	Révision suite aux commentaires TELT/ Revisione a seguito commenti TELT	G. SILIPO	M. PEPE	V. PEISINO

1	0	0	2	0	8	0	9	1	0	C	N	2	3	A	1
Cantieri Operativo Chantier Opérationnel				Contratto Contrat				Opera Ouvrage			Tratta Tronçon	Parte Partie			

E	R	E	G	N	2	0	0	7	B
Fase Phase	Tipo documento Type of document		Objet Objet		Numero documento Numéro de document			Indice	

**I. G. INGEGNERIA GEOTECNICA s.r.l.**  
Dott. Ing. Valter PEISINO  
ORDINE DEGLI INGEGNERI  
DELLA PROVINCIA DI CUNEO  
n° 753

Scala / Echelle

A P  
Stato / Statut

Il progettista / Le designer  
**IG INGEGNERIA GEOTECNICA s.r.l.**  
Via Assolombarda, 20 - 10127 Torino  
Tel. : +33 (0)4.79.68.56.50 - Fax : +33 (0)4.79.68.56.75  
e-mail : ig@ingegneriag.it  
Valter PEISINO Ingegnere

L'appaltatore / L'entrepreneur

Il Direttore dei Lavori / Le Maître d'Oeuvre



## INDICE

1. INTRODUZIONE.....	7
2. DOCUMENTI DI RIFERIMENTO .....	11
3. INQUADRAMENTO GEOTECNICO SISMICO .....	12
4. NORMATIVA .....	17
5. CARATTERISTICHE DEI MATERIALI.....	18
6. ANALISI DEI CARICHI .....	20
7. RICHIAMI TEORICI.....	21
7.1 CALCOLO DELLA SPINTA SUL MURO.....	21
7.1.1 METODO DI CULMANN.....	21
7.1.2 SPINTA IN PRESENZA DI FALDA.....	22
7.1.3 SPINTA IN PRESENZA DI SISMA.....	22
7.2 VERIFICA A RIBALTAMENTO .....	24
7.3 VERIFICA A SCORRIMENTO .....	24
7.4 VERIFICA AL CARICO LIMITE .....	25
7.5 VERIFICA ALLA STABILITÀ GLOBALE.....	27
8. MODELLO GENERALE DI CALCOLO .....	28
8.1 ASSUNZIONI PER LE OPERE IN PROGETTO .....	28
8.2 MATERIALI .....	28
8.3 GEOMETRIA PROFILO TERRENO A MONTE DEL MURO.....	28
8.4 DESCRIZIONE TERRENI .....	29
8.5 CARICHI APPLICATI.....	29
8.6 NORMATIVA.....	30
8.7 DESCRIZIONE COMBINAZIONI DI CARICO.....	31
8.8 DATI SISMICI .....	41
9. MURO SEZIONE TIPO A.....	43
9.1 GEOMETRIA MURO.....	43
9.1.1 GEOMETRIA PARAMENTO E FONDAZIONE .....	43
9.2 STRATIGRAFIA.....	44
9.3 FALDA.....	45
9.4 CONDIZIONI DI CARICO.....	45

---

9.5	OPZIONI DI CALCOLO .....	46
9.6	RISULTATI PER INVILUPPO .....	47
9.6.1	SPINTA E FORZE .....	47
9.6.2	VERIFICHE GEOTECNICHE .....	49
9.6.2.1	QUADRO RIASSUNTIVO COEFF. DI SICUREZZA CALCOLATI .....	49
9.6.2.2	VERIFICA A SCORRIMENTO FONDAZIONE .....	51
9.6.2.3	VERIFICA A CARICO LIMITE .....	51
9.6.2.4	DETTAGLI CALCOLO PORTANZA.....	52
9.6.3	VERIFICA A RIBALTAMENTO .....	52
9.6.4	VERIFICA STABILITÀ GLOBALE MURO + TERRENO.....	53
9.6.4.1	DETTAGLI STRISCE VERIFICHE STABILITÀ.....	53
9.7	SOLLECITAZIONI .....	54
9.7.1	PARAMENTO .....	54
9.7.2	FONDAZIONE .....	56
9.8	VERIFICHE STRUTTURALI .....	57
9.8.1	VERIFICHE A FLESSIONE PARAMENTO.....	58
9.8.2	VERIFICA A TAGLIO PARAMENTO .....	59
9.8.3	VERIFICHE A FLESSIONE FONDAZIONE .....	59
9.8.4	VERIFICA A TAGLIO FONDAZIONE.....	60
9.9	VERIFICHE ALLE TENSIONI E A FESSURAZIONE .....	61
9.9.1	VERIFICA PARAMENTO .....	61
9.9.2	VERIFICA FONDAZIONE.....	64
10.	MURO SEZIONE TIPO B .....	66
10.1	GEOMETRIA MURO.....	66
10.1.1	GEOMETRIA PARAMENTO E FONDAZIONE .....	66
10.2	STRATIGRAFIA.....	67
10.3	FALDA.....	68
10.4	CONDIZIONI DI CARICO.....	68
10.5	OPZIONI DI CALCOLO .....	69
10.6	RISULTATI PER INVILUPPO .....	70
10.6.1	SPINTA E FORZE .....	70
10.6.2	VERIFICHE GEOTECNICHE .....	72
10.6.2.1	QUADRO RIASSUNTIVO COEFF. DI SICUREZZA CALCOLATI.....	72

---

10.6.2.2	VERIFICA A SCORRIMENTO FONDAZIONE.....	73
10.6.2.3	VERIFICA A CARICO LIMITE.....	73
10.6.2.4	DETTAGLI CALCOLO PORTANZA .....	74
10.6.3	VERIFICA A RIBALTAMENTO .....	74
10.6.4	VERIFICA STABILITÀ GLOBALE MURO + TERRENO.....	75
10.6.4.1	DETTAGLI STRISCE VERIFICHE STABILITÀ .....	75
10.7	SOLLECITAZIONI .....	76
10.7.1	PARAMENTO .....	76
10.7.2	FONDAZIONE .....	78
10.8	VERIFICHE STRUTTURALI .....	79
10.8.1	VERIFICHE A FLESSIONE PARAMENTO.....	80
10.8.2	VERIFICA A TAGLIO PARAMENTO .....	81
10.8.3	VERIFICHE A FLESSIONE FONDAZIONE .....	82
10.8.4	VERIFICA A TAGLIO FONDAZIONE.....	83
10.9	VERIFICHE ALLE TENSIONI E A FESSURAZIONE .....	83
10.9.1	VERIFICA PARAMENTO .....	83
10.9.2	VERIFICA FONDAZIONE.....	86
11.	MURO SEZIONE TIPO C .....	88
11.1	GEOMETRIA MURO.....	88
11.1.1	GEOMETRIA PARAMENTO E FONDAZIONE .....	88
11.2	STRATIGRAFIA.....	89
11.3	FALDA.....	90
11.4	CONDIZIONI DI CARICO.....	90
11.5	OPZIONI DI CALCOLO .....	91
11.6	RISULTATI PER INVILUPPO .....	92
11.6.1	SPINTA E FORZE .....	92
11.6.2	VERIFICHE GEOTECNICHE .....	94
11.6.2.1	QUADRO RIASSUNTIVO COEFF. DI SICUREZZA CALCOLATI.....	94
11.6.2.2	VERIFICA A SCORRIMENTO FONDAZIONE.....	95
11.6.2.3	VERIFICA A CARICO LIMITE.....	95
11.6.2.4	DETTAGLI CALCOLO PORTANZA .....	96
11.6.3	VERIFICA A RIBALTAMENTO .....	96
11.6.4	VERIFICA STABILITÀ GLOBALE MURO + TERRENO.....	97

11.6.4.1	DETTAGLI STRISCE VERIFICHE STABILITÀ .....	97
11.7	SOLLECITAZIONI .....	98
11.7.1	PARAMENTO .....	98
11.7.2	FONDAZIONE .....	100
11.8	VERIFICHE STRUTTURALI .....	101
11.8.1	VERIFICHE A FLESSIONE PARAMENTO .....	102
11.8.2	VERIFICA A TAGLIO PARAMENTO .....	104
11.8.3	VERIFICHE A FLESSIONE FONDAZIONE .....	105
11.8.4	VERIFICA A TAGLIO FONDAZIONE.....	106
11.9	VERIFICHE ALLE TENSIONI E A FESSURAZIONE .....	106
11.9.1	VERIFICA PARAMENTO .....	106
11.9.2	VERIFICA FONDAZIONE.....	109
12.	DICHIARAZIONI SECONDO N.T.C. 2018 (PUNTO 10.2) .....	111

## RESUME / RIASSUNTO

Ce rapport décrit le dimensionnement structurel et géotechnique du mur dit “Mur 1” et “Mur 2” présent dans l'aire industrielle de Salbertrand.  
Le mur est fonctionnel pour supporter la voie ferrée

Questa relazione tratta del dimensionamento strutturale e geotecnico del muro denominato “Muro 1” e “Muro 2” presenti all'interno dell'area di cantiere della Salbertrand.  
Il muro è funzionale al sostegno dell'area di carico su treno.

## 1. INTRODUZIONE

Questa relazione tratta del dimensionamento strutturale e geotecnico dei muri denominati “Muro 1” e “Muro 2” presente all’interno dell’area industriale di Salbertrand.

Lo smarino arriverà sul cantiere via camion ma la sua movimentazione e quella degli aggregati all’interno del cantiere avverrà utilizzando nastri trasportatori chiusi al fine di limitare le emissioni sonore e di polveri, parimenti le attività di trattamento dei materiali di scavo (produzione di aggregati) e i siti di deposito temporanei in cantiere saranno ubicati all’interno di strutture chiuse; l’evacuazione dello smarino verso i siti di deposito definitivi sarà realizzata mediante ferrovia: il muro è funzionale all’allargamento della sede ferroviaria affinché si possano recuperare gli spazi necessari.

Nella presente relazione di calcolo vengono analizzate le sezioni rappresentative dell’opera in quanto questa ha altezza variabile lungo il suo sviluppo.

A favore di sicurezza, il calcolo è stato effettuato considerando, a valle del muro, il livello del terreno oggi esistente (in giallo, in Figura 2). La falda, rilevata nei piezometri prossimi alla sezione di calcolo, a circa 2.32 m dal p.c. (piezometro P5, testa sondaggio 998.242 m s.l.m. soggiacenza falda 2.32 m, quota falda 995.92 m s.l.m.) è stata considerata a piano campagna oggi esistente (997.79 m s.l.m)

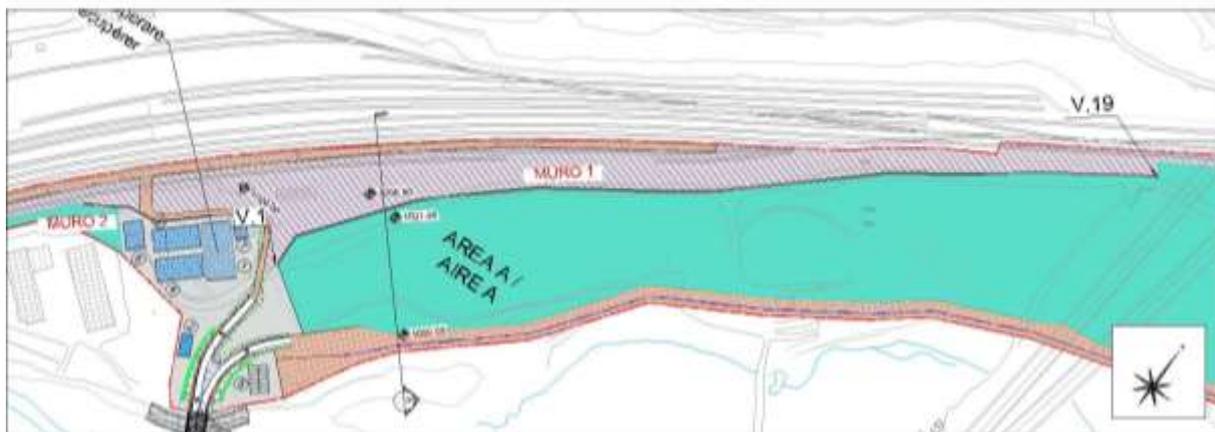


Figura 1 – Stralcio Planimetrico Muro 1 e Muro 2.

In Figura 2 viene riportata la sezione trasversale rappresentativa dei muri in esame: come è possibile notare, a tergo dell’opera di sostegno sono presenti 3 linee di binari su cui avverrà il transito dei treni per il trasporto dello smarino. Inoltre, sempre a monte del muro verrà realizzata una struttura di copertura in acciaio a protezione dello stazionamento dei mezzi ferroviari.

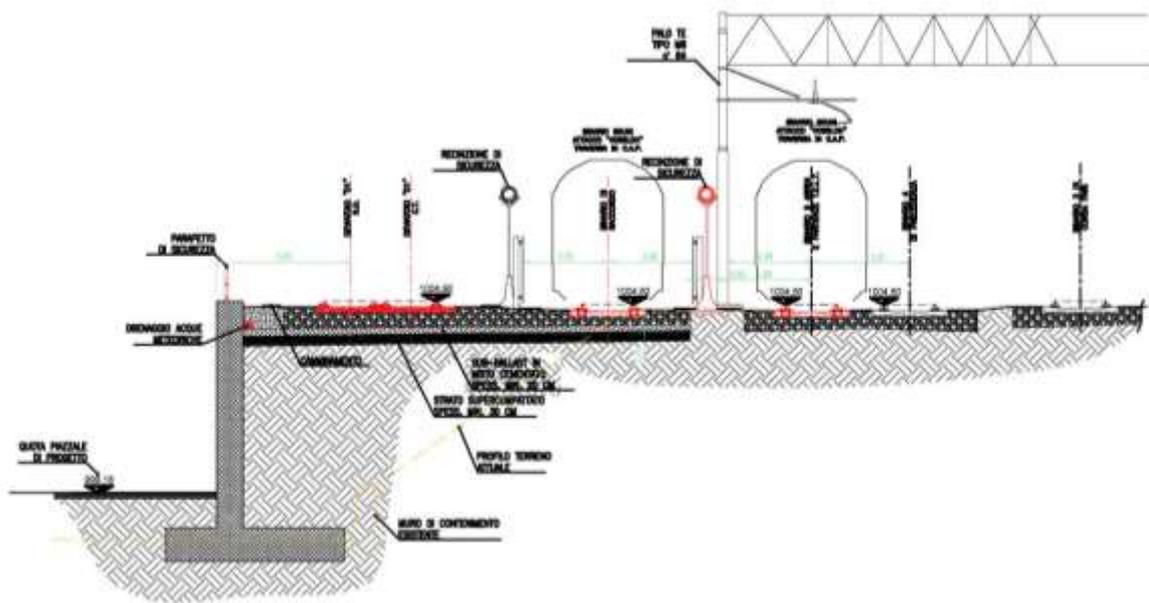


Figura 2 – Sezione trasversale rappresentativa (Muro 1).

Di seguito si riportano le sezioni tipologiche per ciascun muro:

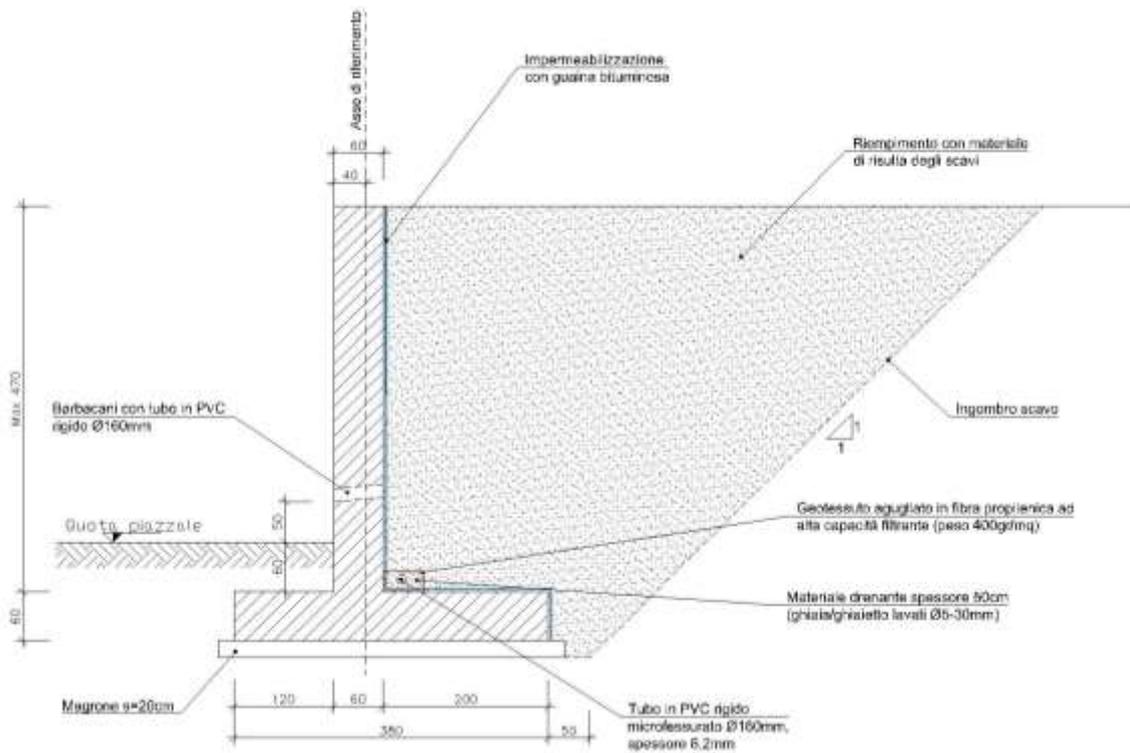


Figura 3 – Muro 1: Sezione tipo A ( $H \leq 4.70$  m)

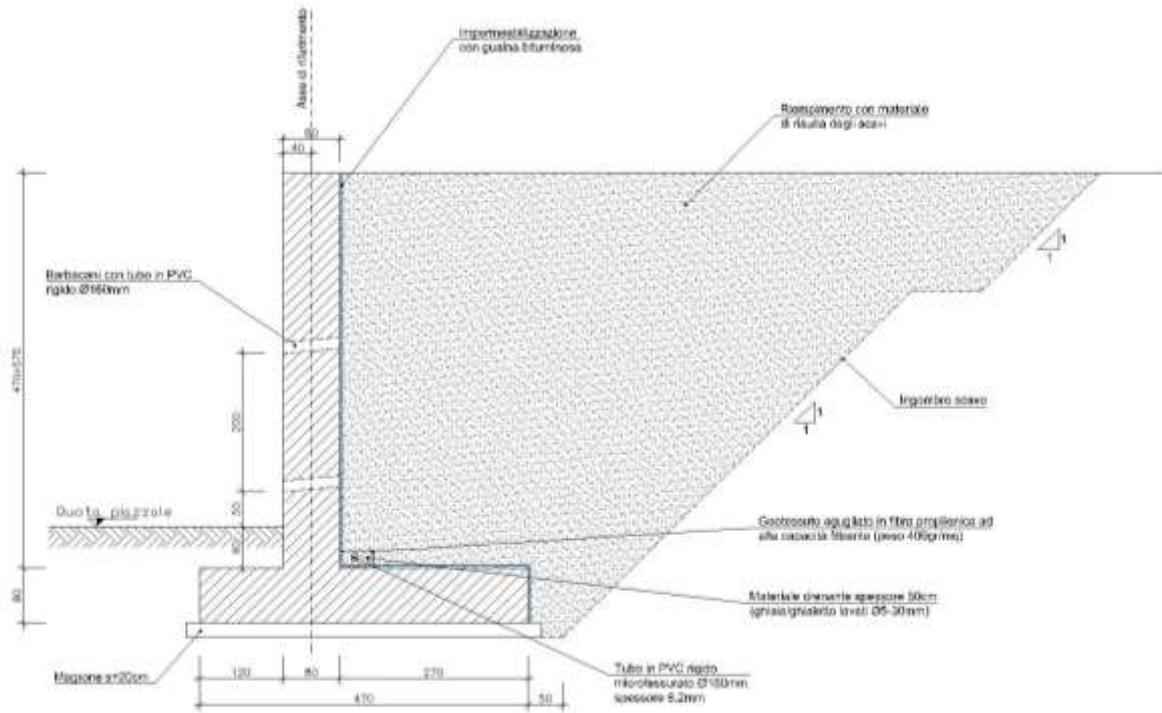


Figura 4 – Muro 1: Sezione tipo B (H = 4.70÷5.75 m)

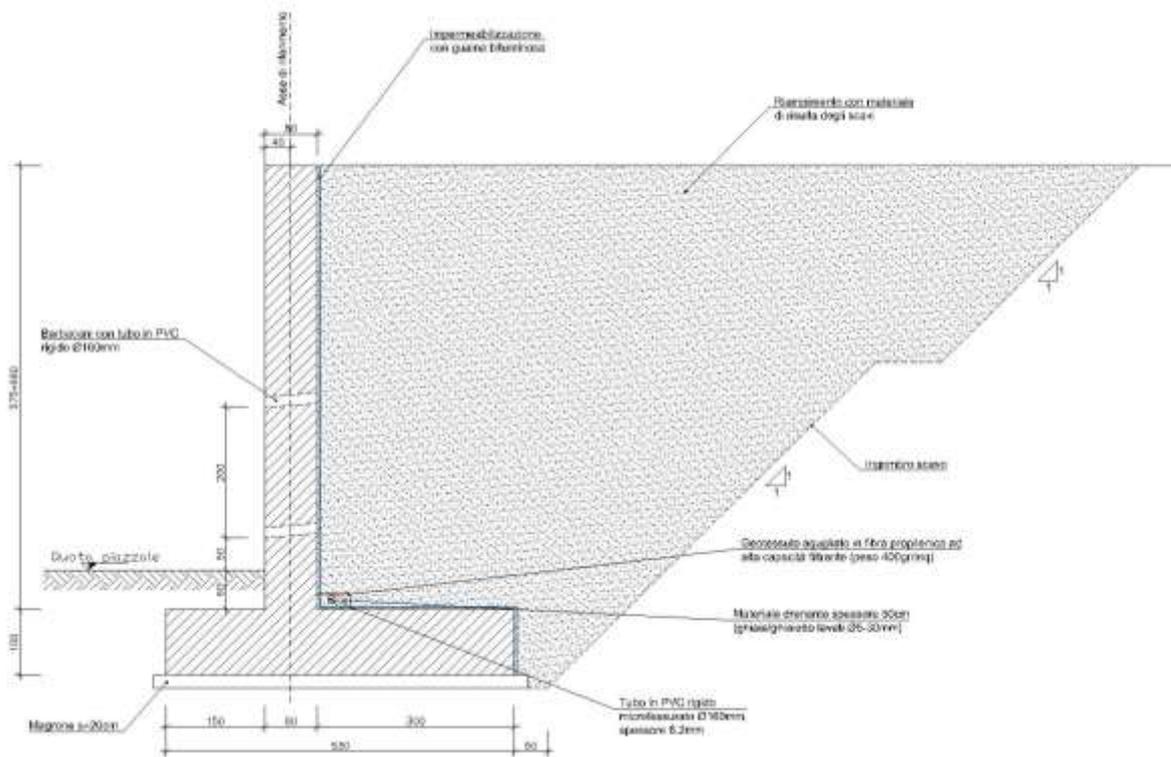


Figura 5 – Muro 1: Sezione tipo C (H = 5.75÷6.80 m)

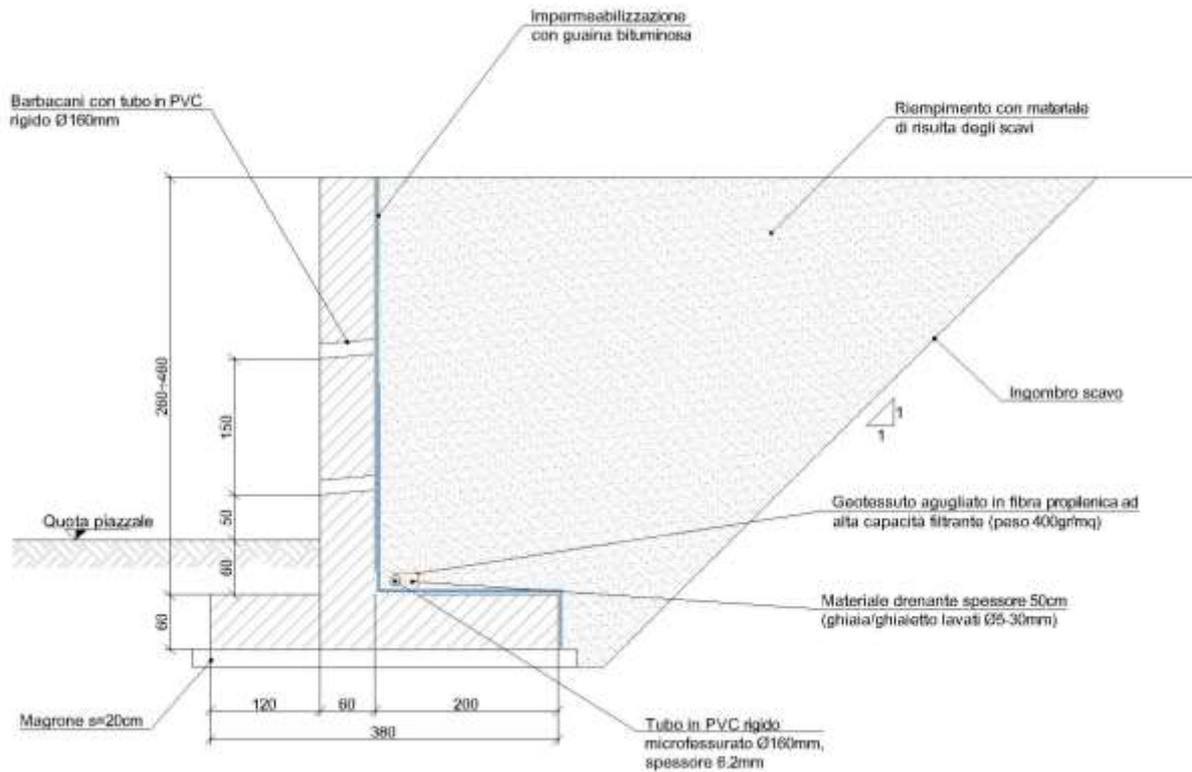


Figura 6 – Muro 2: Sezione tipo (H = 2.60÷4.60 m)

Poiché il muro 2 presenta una geometria del tutto analoga al Muro 1 tipo A, nella presente relazione si riportano i calcoli delle 3 sezioni tipo individuate (A, B, C).

## 2. DOCUMENTI DI RIFERIMENTO

Si riportano nel seguito i principali documenti di riferimento:

- 100\_2080910\_CN--\_A\_1\_E\_RE\_GN\_2001 Area industriale di Salbertrand e Susa – Relazione tecnico-illustrativa
- 100\_2080910\_CN--\_A\_1\_E\_RE\_GE\_2002 Area industriale di Salbertrand e Susa – Relazione geotecnica-sismica
- 100\_2080910\_CN23\_A\_1\_E\_PL\_GN\_2003 Area industriale di Salbertrand– Planimetria
- 100\_2080910\_CN23\_A\_1\_E\_PL\_GN\_2004 Area industriale di Salbertrand– Planimetria su ortofoto
- 100\_2080910\_CN23\_A\_1\_E\_PL\_GN\_2005 Area industriale di Salbertrand– Sezioni trasversali
- 100\_2080910\_CN23\_A\_1\_E\_PL\_GN\_2008 Muro di sostegno 1 area di carico su treno - Planimetria
- 100\_2080910\_CN23- \_A\_1\_E\_PL\_GN\_2009 Muro di sostegno 1 area di carico su treno – Prospetti
- 100\_2080910\_CN23\_A\_1\_E\_PL\_GN\_2015 Muro di sostegno 1 area di carico su treno – Carpenteria e Armatura
- 100\_2080910\_CN23\_A\_1\_E\_PL\_GN\_2016 Muro di sostegno 2 area di carico su treno – Planimetria, prospetto, carpenteria e armatura

### 3. INQUADRAMENTO GEOTECNICO SISMICO

Dall'insieme delle indagini disponibili, quelle che più riguardano l'area d'intervento sono il sondaggio, con piezometro, P5 ed il sondaggio S12 le cui stratigrafie sono di seguito riportate

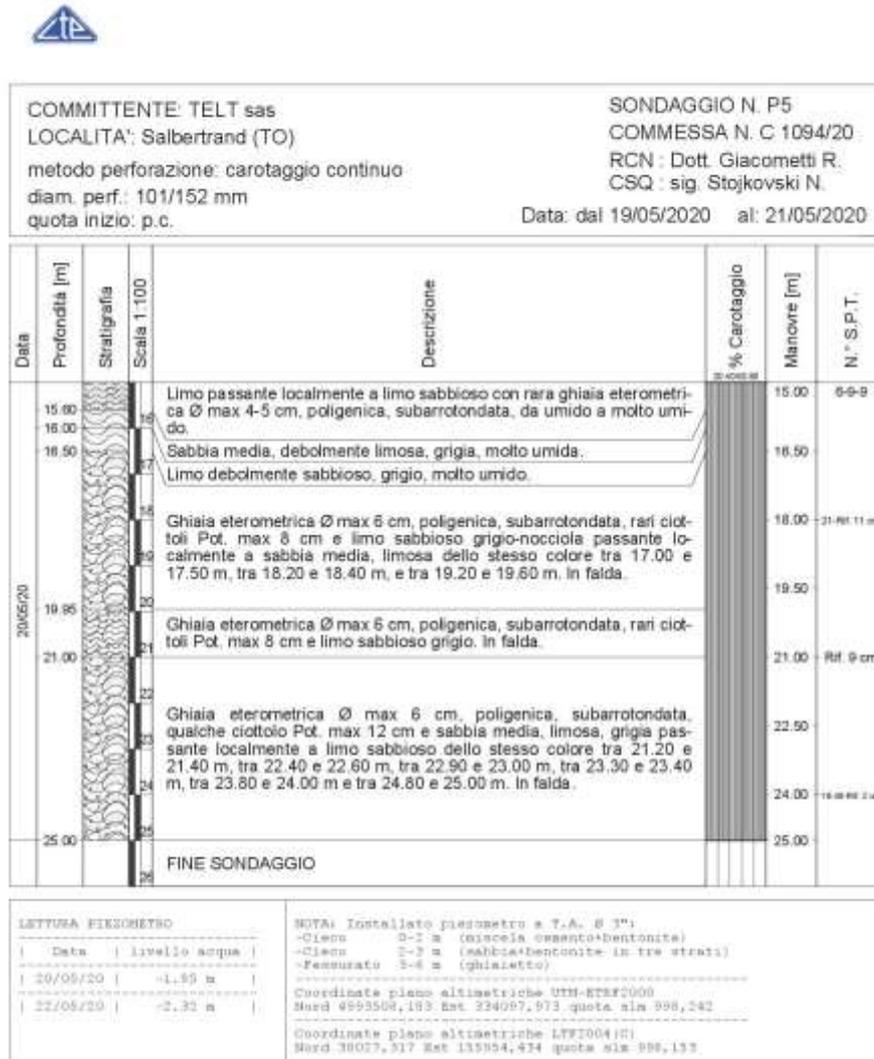


Figura 7 – Sondaggio P5 1/2

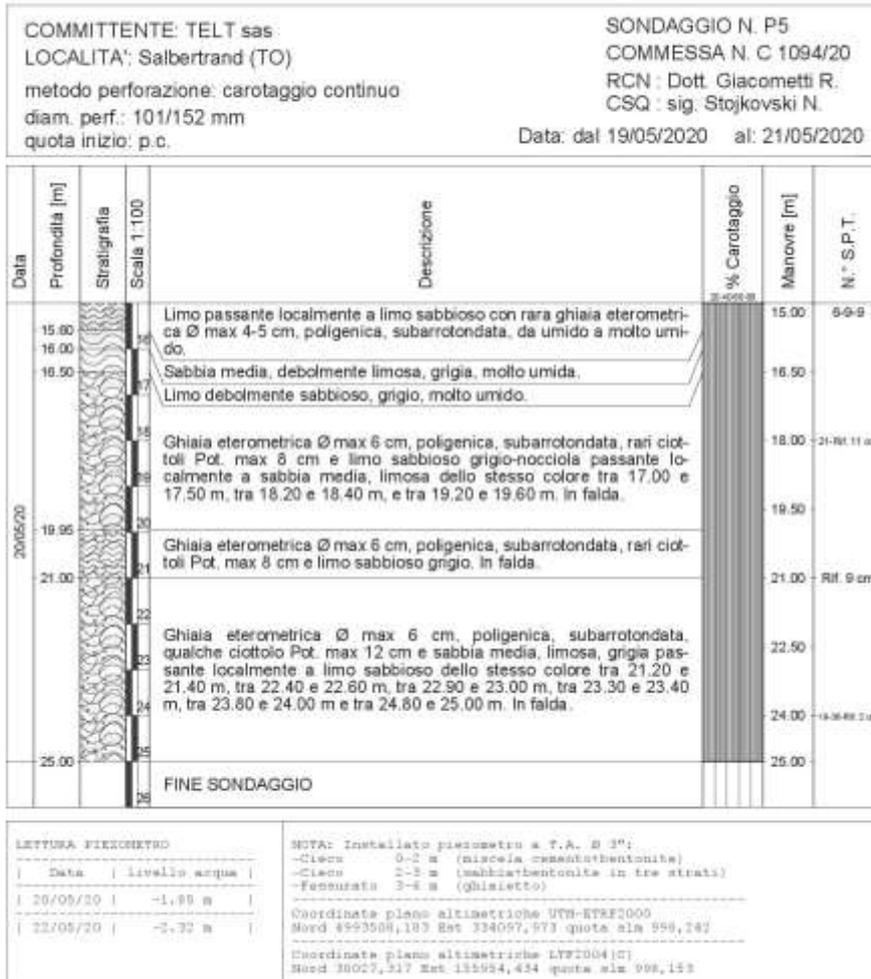


Figura 8 – Sondaggio P5 2/2

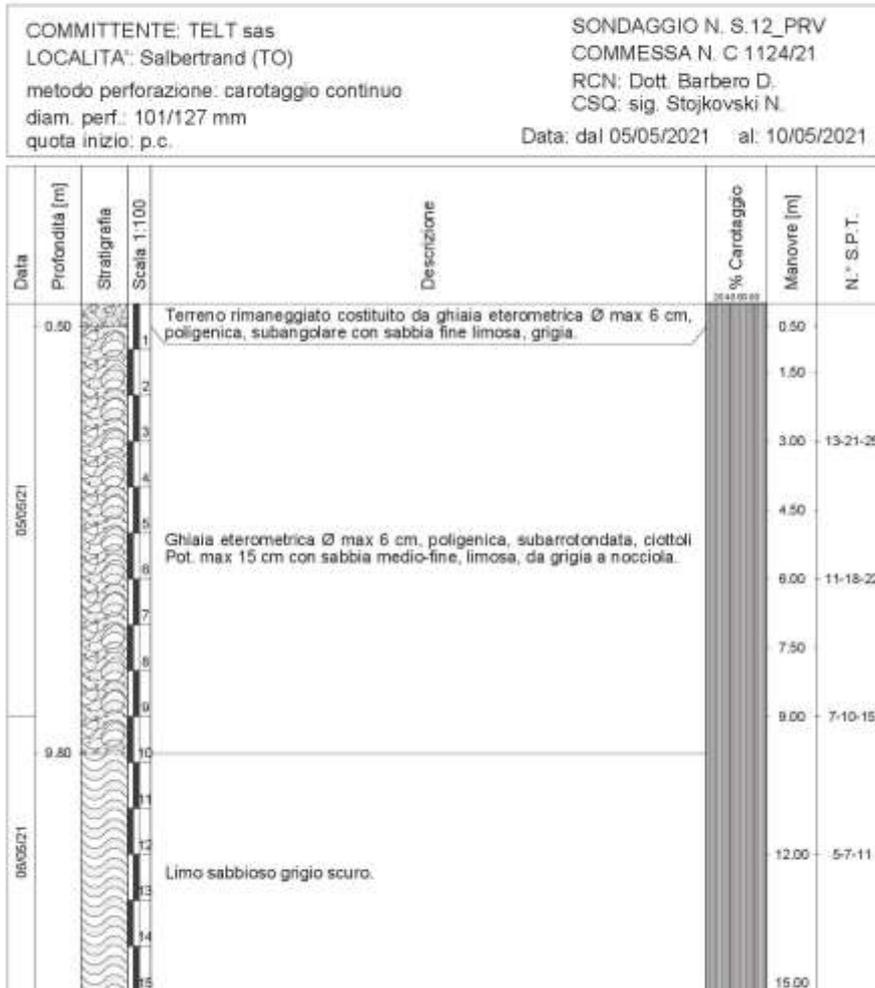


Figura 9 – Sondaggio S12 1/2

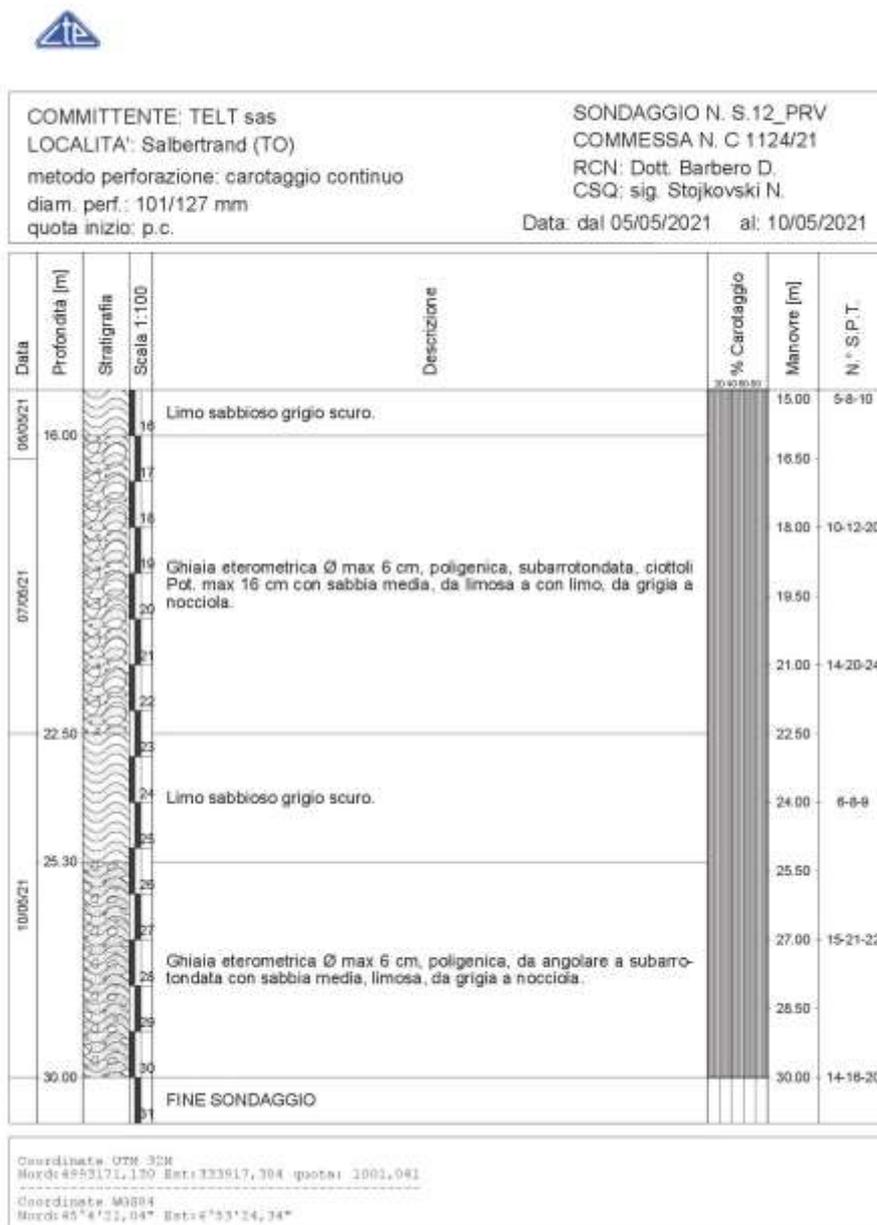


Figura 10 – Sondaggio S12 2/2

Dalle indagini si evince come la parte di terreno più superficiale che interagisce con le opere a progetto sia costituita da Ghiaie eterometriche: si riportano, nella tabella successiva, i “numeri di colpi/30 cm” ottenuti nelle prove SPT, nei terreni d’interesse:

Sondaggio	Prof ( m )	N <sub>SPT</sub>
P5	3.0	13+10 = 23
	6.0	Rif 8 cm = 100
S12	3	21 + 25 = 46
	6	18 + 22 = 40
	9	10 + 15 = 25

I dati così ottenuti sono stati elaborati, al fine di ottenere il valore dell'angolo d'attrito  $\phi'$ , tramite le correlazioni di Bolton [1986] e Hatanaka e Uchida [1996]. I risultati sono riassunti nel grafico di seguito riportato

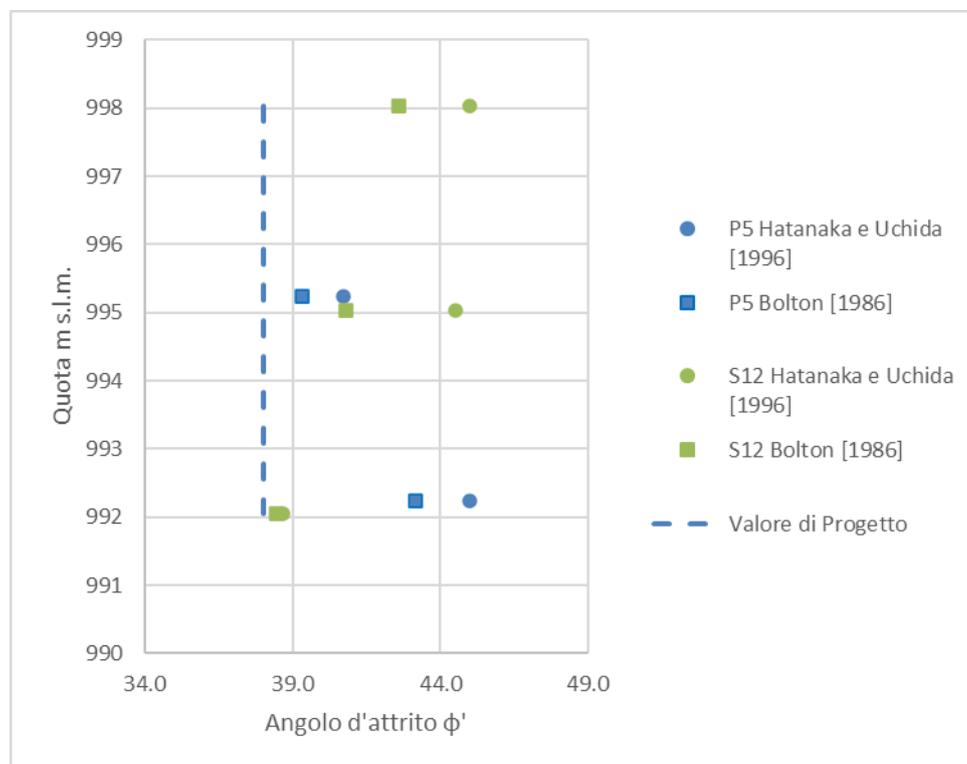


Figura 11 – Definizione Angolo d'attrito di Progetto

Alla formazione può essere, pertanto, attribuita la seguente caratterizzazione geotecnica:

$$\gamma = 20 \text{ kN/ m}^3;$$

$$\phi' = 38^\circ$$

$$c' = 0 \text{ kPa}$$

Con riferimento al sondaggio P5 *SI EVIDENZIA* la possibile presenza, nei primi metri da p.c., di intercalazioni limose: durante gli scavi per la realizzazione della fondazione del muro, andranno previsti dei saggi fino a 3.0 m da piano campagna, per rilevare possibili intercalazioni procedendo, ove presenti, al bonifico del terreno per le profondità interessate (il bonifico dovrà garantire un prestazionalità non inferiore ai 38° assegnati al terreno caratterizzato).

In applicazione di quanto disposto al Paragrafo 2.4.3 della NTC2018 e al Punto C2.4.3/Tabella C2.4.1 della Circolare 21.01.19 n° 7 C.S.LL.PP., trattandosi di un'opera provvisoria e considerando una vita nominale dell'opera  $\leq 10$  anni con Classe d'uso  $Cu=II$ , il Periodo di riferimento VR risulta essere uguale a 35 anni.

#### **4. NORMATIVA**

In conformità con quanto adottato nel CCTP del CO34 e CO10, le Norme tecniche da adottare sono quelle relative al DM 17.01.2018 (NTC 2018)

- Norme Tecniche per le Costruzioni 2018 (D.M. 17 Gennaio 2018)
- Circolare C.S.LL.PP. 21/01/2019 n.7 - Istruzioni per l'applicazione dell'Aggiornamento delle Norme tecniche per le costruzioni di cui al D.M. 17 gennaio 2018

## 5. CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

Per garantire la durabilità delle strutture in calcestruzzo armato ordinario, esposte all'azione dell'ambiente, si devono adottare i provvedimenti atti a limitare gli effetti di degrado indotti dall'attacco chimico, fisico e derivante dalla corrosione delle armature.

Al fine di ottenere la prestazione richiesta in funzione delle condizioni ambientali, nonché per la definizione della relativa classe, si fa riferimento alle indicazioni contenute nelle: UNI 11104:2016, UNI EN 206-1:2016 e Linee Guida sul calcestruzzo strutturale edite dal Servizio Tecnico Centrale del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici.

Ai fini di preservare le armature dai fenomeni di aggressione ambientale, dovrà essere previsto un idoneo copriferro; il suo valore, misurato tra la parete interna del cassero e la generatrice dell'armatura metallica più vicina, individua il cosiddetto "copriferro nominale".

Il copriferro nominale  $c_{nom}$  è somma di due contributi, il copriferro minimo  $c_{min}$  e la tolleranza di posizionamento  $h$ . Vale pertanto:  $c_{nom} = c_{min} + h$ .

Il copriferro minimo  $c_{min}$  sarà definito in funzione: delle condizioni ambientali, della classe di resistenza del cls della vita nominale dell'opera, secondo quanto specificato al punto C4.1.6.1.3 della " Circolare C.S.LL.PP. 21/01/2019 n.7".

La tolleranza di posizionamento delle armature  $h$ , per le strutture gettate in opera, può essere assunta pari ad almeno 10 mm. Nel seguito le assunzioni fatte per le varie situazioni affrontate.

- *Strutture a sviluppo verticale quali: Paramento e fondazione muro*
  - Classe di esposizione: XC4 – XF2<sup>1</sup>
  - rapporto a/c massimo : 0.5;
  - Classe di Resistenza minima: 28/35;
  - Contenuto minimo in cemento: 340 kg/m<sup>3</sup>;
  - Consistenza: S4 - S5
  - contenuto minimo in aria: 5%
  - Aggregati conformi alla UNI EN 12620 di adeguata resistenza al gelo/disgelo
  - copriferro: 30 (aggressivo)+ 10 (tolleranza) + 0 (vita nominale 10 anni) → 40 mm;
  
- *Magrone*
  - Classe di Resistenza minima: 12/15.;

---

<sup>1</sup> Essendo la struttura esposta all'aggressione derivante dai cicli di gelo-disgelo è necessario inglobare aria mediante un additivo aerante e il requisito più cogente in termini di classe di resistenza minima a compressione, in tal caso, è rappresentato da quello imposto dalla classe di esposizione XF2. La classe di resistenza minima a compressione prevista per la classe di esposizione XC4, infatti, essendo calcolata in assenza di aerante è sovrastimata rispetto a quella conseguibile con un rapporto a/c di 0.50 in quanto non tiene conto della penalizzazione delle proprietà meccaniche derivante dalla presenza del sistema di microbolle necessarie per rendere il calcestruzzo resistente al gelo ( si consideri un 5% di resistenza in meno per ogni 1% di contenuto d'aria: un cls con un contenuto d'aria del 5% resiste il 25% in meno di quanto resisterebbe in assenza dell'additivo e quindi prescrivere un cls con  $f_{ck}=25 \text{ N/mm}^2$  e 5% aria è equivalente alla richiesta di un cls con  $f_{ck} = 25/0.75 = 33.3 \text{ N/mm}^2$  senza aria aggiunta)

- *Acciaio per armature:*
  - tondi singoli: B 450C
  - reti elettrosaldate: B 450C

## 6. ANALISI DEI CARICHI

Carichi da traffico Ferroviario

Di seguito si riporta uno stralcio della “Area industriale Salbertrand\_Relazione tecnico illustrativa” elaborato: PRV\_C3A\_7860\_33-75-01\_10.

*“Il trasporto avverrà utilizzando dei carri pianale con il trasporto dei materiali all’interno di container “open top” da 20 piedi e che verranno riempiti direttamente sul carro e svuotati con rimozione dal carro. I container durante il trasporto saranno completamente chiusi.*

*I carri pianali FS tipo RGMMS sono lunghi, ai respingenti, 14,04 m, hanno una tara di 20,5 t e possono portare 2 container da 20 piedi. Il carico (smarino + 2 container) che un carro può portare è di 59,5 t (di cui 7 t di tara per i due container), quindi con un carico utile di 52,5 t per carro”*

Si avrebbe pertanto un carico complessivo di  $20.5 + 59.5 = 80$  t su una lunghezza di 14.04 m ovvero  $80/14.04 = 5.7$  t/m = 57 kN/m.

A favore di sicurezza si considererà un tipo di carico, secondo NTC-18, SW/0 con  $q_{vk} = 133$  kN/m; tale carico secondo quanto previsto al § 5.2.2.2.1.5 della NTC-18 : *“In assenza di calcoli più accurati, il carico verticale a livello del piano di regolamento (posto a circa 0,70 m al di sotto del piano del ferro) su rilevato a tergo della spalla può essere assunto uniformemente distribuito su una larghezza di 3,0 m. Per questo tipo di carico distribuito non deve applicarsi l’incremento dinamico”* avendo pertanto un carico distribuito su impronta di 3.0 m pari a:  $133/3.0 = 44.34$  kN/m<sup>2</sup>

L’interazione con l’impianto di caricamento (vedi Figura 12), considerando che quest’ultimo è fondato su pali e che la distanza dalla parte più interna della fondazione del muro è tale che pur considerando una diffusione a 30° rimane esterno al cono di diffusione, è stata considerata trascurabile.

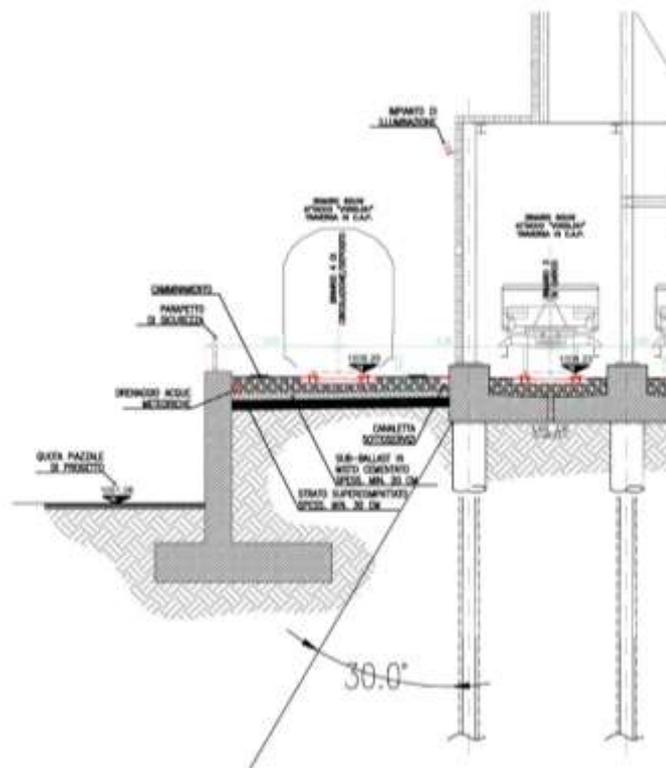


Figura 12 – Stralcio Sezione D-D': Interazione Pali-Muro

## 7. RICHIAMI TEORICI

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.

### 7.1 Calcolo della spinta sul muro

#### 7.1.1 Metodo di Culmann

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  $\rho$  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.

### 7.1.2 Spinta in presenza di falda

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

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

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

### 7.1.3 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  $\varepsilon$  l'inclinazione del terrapieno rispetto all'orizzontale e  $\beta$  l'inclinazione della parete rispetto alla verticale, si calcola la spinta  $S'$  considerando un'inclinazione del terrapieno e della parte pari a

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

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

In presenza di falda a monte,  $\theta$  assume le seguenti espressioni:

Terreno a bassa permeabilità

$$\theta = \arctan\left(\frac{\gamma_{\text{sat}}}{\gamma_{\text{sat}} - \gamma_w} \frac{k_h}{1 \pm k_v}\right)$$

Terreno a permeabilità elevata

$$\theta = \arctan\left(\frac{\gamma}{\gamma_{\text{sat}} - \gamma_w} \frac{k_h}{1 \pm k_v}\right)$$

Detta  $S$  la spinta calcolata in condizioni statiche l'incremento di spinta da applicare è espresso da

$$\Delta S = AS' - S$$

dove il coefficiente  $A$  vale

$$A = \frac{\cos^2(\beta + \theta)}{\cos^2 \beta \cos \theta}$$

In presenza di falda a monte, nel coefficiente  $A$  si tiene conto dell'influenza dei pesi di volume nel calcolo di  $\theta$ .

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, avendo considerato una forma rettangolare del diagramma di incremento sismico.

Oltre a questo incremento bisogna tener conto delle forze d'inerzia orizzontali e verticali che si destano per effetto del sisma. Tali forze vengono valutate come

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

dove  $W$  è il peso del muro, del terreno soprastante la mensola di monte ed i relativi sovraccarichi e va applicata nel baricentro dei pesi.

Il metodo di Culmann tiene conto automaticamente dell'incremento di spinta. Basta inserire nell'equazione risolutiva la forza d'inerzia del cuneo di spinta. La superficie di rottura nel caso di sisma risulta meno inclinata della corrispondente superficie in assenza di sisma.

Nelle combinazioni descritte nel paragrafo 8.7 laddove presente la lettera "H" s'intenderà presente la componente sismica Orizzontale mentre la lettera "V" riguarderà la componente sismica Verticale che verrà combinata con il segno "+" e "-"

## 7.2 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  $\eta_r$ .

Deve quindi essere verificata la seguente disequaglianza:

$$\frac{M_s}{M_r} \geq \eta_r$$

Il momento ribaltante  $M_r$  è dato dalla componente orizzontale della spinta  $S$ , dalle forze di inerzia del muro e del terreno gravante sulla fondazione di monte (caso di presenza di sisma) per i rispettivi bracci. Nel momento stabilizzante interviene il peso del muro (applicato nel baricentro) ed il peso del terreno gravante sulla fondazione di monte. Per quanto riguarda invece la componente verticale della spinta essa sarà stabilizzante se l'angolo d'attrito terramuro  $\delta$  è positivo, ribaltante se  $\delta$  è negativo.  $\delta$  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).

## 7.3 Verifica a scorrimento

Per la verifica a scorrimento del muro lungo il piano di fondazione deve risultare che la somma di tutte le forze parallele al piano di posa che tendono a fare scorrere il muro deve essere minore di tutte le forze, parallele al piano di scorrimento, che si oppongono allo scivolamento, secondo un certo coefficiente di sicurezza. La verifica a scorrimento risulta soddisfatta se il rapporto fra la risultante delle forze resistenti allo scivolamento  $F_r$  e la risultante delle forze che tendono a fare scorrere il muro  $F_s$  risulta maggiore di un determinato coefficiente di sicurezza  $\eta_s$

$$\frac{F_r}{F_s} \geq \eta_s$$

Le forze che intervengono nella  $F_s$  sono: la componente della spinta parallela al piano di fondazione e la componente delle forze d'inerzia parallela al piano di fondazione.

La forza resistente è data dalla resistenza d'attrito e dalla resistenza per adesione lungo la base della fondazione. Detta  $N$  la componente normale al piano di fondazione del carico totale gravante in fondazione e indicando con  $\delta_f$  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

$$F_r = N \tan \delta_f + c_a B_r$$

Per quanto riguarda l'angolo d'attrito terra-fondazione,  $\delta_f$ , secondo quanto indicato al punto 6.5.3 (10)P delle EC7, si considera un valore di  $\delta_f$  pari all'angolo d'attrito  $\phi_{cv}$  del terreno di fondazione.

#### 7.4 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  $\eta_q$ . Cioè, detto  $Q_u$ , il carico limite ed  $R$  la risultante verticale dei carichi in fondazione, deve essere:

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

Le espressioni di Hansen per il calcolo della capacità portante si differenziano a secondo se siamo in presenza di un terreno puramente coesivo ( $\phi=0$ ) o meno e si esprimono nel modo seguente:

Caso generale  $\phi > 0$

$$q_u = cN_c s_c d_c i_c g_c b_c + qN_q s_q d_q i_q g_q b_q + 0.5B\gamma N_\gamma s_\gamma d_\gamma i_\gamma g_\gamma b_\gamma$$

Caso di terreno puramente coesivo  $\phi=0$

$$q_u = 5.14c_u(1 + s_c + d_c - i_c - g_c - b_c) + q$$

I fattori che compaiono in queste espressioni sono espressi da:

- N fattori di capacità portante
- s fattori di forma
- d fattori di profondità
- i fattori di inclinazione del carico
- b fattori di inclinazione del piano di fondazione (base inclinata), con  $\eta$  inclinazione del piano di posa
- g fattori di inclinazione del terreno (fondazione su pendio), con  $\beta$  pendenza del pendio

Fattori di capacità portante		$N_c = (N_q - 1) \cot \varphi$	$N_q = e^{\pi \tan \varphi} K_p$	$N_\gamma = 1.5(N_q - 1) \tan \varphi$
Fattori di forma	$\varphi = 0$	$s_c = 0.2 \frac{B}{L}$		
	$\varphi > 0$	$s_c = 1 + \frac{N_q B}{N_c L}$	$s_q = 1 + \frac{B}{L} \tan \varphi$	$s_\gamma = 1 - 0.4 \frac{B}{L}$
Fattori di profondità	$\varphi = 0$	$d_c = 0.4k$		
	$\varphi > 0$	$d_c = 1 + 0.4k$	$d_q = 1 + 2 \tan \varphi (1 - \sin \varphi)^2 k$	$d_\gamma = 1$

Fattori di inclinazione del carico	$\varphi = 0$	$i_c = 0.5 \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{H}{A_f c_a}} \right)$		
	$\varphi > 0$	$i_c = i_q - \frac{1 - i_q}{N_q - 1}$	$i_q = \left( 1 - \frac{0.5H}{V + A_f c_a \cot \varphi} \right)^5$	$i_\gamma = \left( 1 - \frac{0.7H}{V + A_f c_a \cot \varphi} \right)^5$ per $\eta = 0$ $i_\gamma = \left( 1 - \frac{(0.7 - \eta^\circ / 450)H}{V + A_f c_a \cot \varphi} \right)^5$ per $\eta > 0$
Fattori di inclinazione del piano di fondazione (base inclinata)	$\varphi = 0$	$b_c = \frac{\eta^\circ}{147^\circ}$		
	$\varphi > 0$	$b_c = 1 - \frac{\eta^\circ}{147^\circ}$	$b_q = e^{-2\eta \tan \varphi}$	$b_\gamma = e^{-2.7\eta \tan \varphi}$
Fattori di inclinazione del terreno (fondazione su pendio)	$\varphi = 0$	$g_c = \frac{\beta^\circ}{147^\circ}$		
	$\varphi > 0$	$g_c = 1 - \frac{\beta^\circ}{147^\circ}$	$g_q = (1 - 0.5 \tan \beta)^\beta$	$g_\gamma = (1 - 0.5 \tan \beta)^\beta$

Indichiamo con  $K_p$  il coefficiente di spinta passiva espresso da:

$$K_p = \tan^2 \left( 45^\circ + \frac{\varphi}{2} \right)$$

Dove il coeff.  $k$  assume la seguente espressione:

$k = \frac{D}{B}$ se $\frac{D}{B} \leq 1$	$k = \arctan \frac{D}{B}$ se $\frac{D}{B} > 1$
---	--

Indichiamo con  $V$  e  $H$  le componenti del carico rispettivamente perpendicolare e parallela alla base e con  $A_f$  l'area efficace della fondazione ottenuta come  $A_f = B' \times L'$  ( $B'$  e  $L'$  sono legate alle dimensioni effettive della fondazione  $B$ ,  $L$  e all'eccentricità del carico  $e_B$ ,  $e_L$  dalle relazioni  $B' = B - 2e_B$ ,  $L' = L - 2e_L$ ) e con  $\eta$  l'angolo di inclinazione della fondazione espresso in gradi ( $\eta=0$  per fondazione orizzontale).

Per poter applicare la formula di Hansen devono risultare verificate le seguenti condizioni:

$H < V \tan \delta + A_f c_a$	$\beta \leq \varphi$	$i_q, i_\gamma > 0$	$\beta + \eta \leq 90^\circ$
-------------------------------	----------------------	---------------------	------------------------------

*Riduzione per eccentricità del carico*

Nel caso in cui il carico al piano di posa della fondazione risulta eccentrico, Meyerhof propone di moltiplicare la capacità portante ultima per un fattore correttivo  $R_e$

$R_e = 1.0 - 2.0 \frac{e}{B}$	per terreni coesivi
$R_e = 1.0 - \sqrt{\frac{e}{B}}$	per terreni incoerenti

con  $e$  eccentricità del carico e  $B$  la dimensione minore della fondazione.

## 7.5 Verifica alla stabilità globale

La verifica alla stabilità globale del complesso muro+terreno deve fornire un coefficiente di sicurezza non inferiore a  $\eta_g$ .

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. 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 25.

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

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

$$\eta = \frac{\sum_{i=0}^n \left[ \frac{c_i b_i + (W_i - u_i b_i) \tan \varphi_i}{m} \right]}{\sum_{i=0}^n W_i \sin \alpha_i}$$

dove il termine  $m$  è espresso da

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

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

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

## 8. MODELLO GENERALE DI CALCOLO

### 8.1 Assunzioni per le opere in progetto

Di seguito vengono riportate le assunzioni comuni alle opere oggetto di studio.

In particolare, tutti i getti dei muri dovranno essere eseguiti con calcestruzzo classe C28/35 e acciaio da armatura lenta B450C.

Inoltre, il modello di calcolo prevedere due litotipi derivanti dalla caratterizzazione geotecnica, ovvero lo strato superficiale naturale superiore e la parte di ghiaie e sabbie inferiore. Oltre a ciò viene previsto un primo strato corrispondente al ballast ferroviario. Le caratteristiche meccaniche dei litotipi sono riportate nelle tabelle seguenti.

### 8.2 Materiali

Simbologia adottata

n° Indice materiale

Descr Descrizione del materiale

#### Calcestruzzo armato

C Classe di resistenza del cls

A Classe di resistenza dell'acciaio

g Peso specifico, espresso in [kN/mc]

R<sub>ck</sub> Resistenza caratteristica a compressione, espressa in [kPa]

E Modulo elastico, espresso in [kPa]

n Coeff. di Poisson

n Coeff. di omogenizzazione acciaio/cls

ntc Coeff. di omogenizzazione cls teso/compresso

#### Calcestruzzo armato

Tabella 1

n°	Descr	C	A	g	R <sub>ck</sub>	E	n	n	ntc
				[kN/mc]	[kPa]	[kPa]			
5	C28/35	C28/35	B450C	24.5170	35000	32587986	0.30	15.00	0.50

#### Acciai

Tabella 2

Descr	f <sub>yk</sub>	f <sub>uk</sub>
	[kPa]	[kPa]
B450C	450000	540000

### 8.3 Geometria profilo terreno a monte del muro

Simbologia adottata

(Sistema di riferimento con origine in testa al muro, ascissa X positiva verso monte, ordinata Y positiva verso l'alto)

n° numero ordine del punto  
 X ascissa del punto espressa in [m]  
 Y ordinata del punto espressa in [m]  
 A inclinazione del tratto espressa in [°]

Tabella 3

n°	X	Y	A
	[m]	[m]	[°]
1	0.00	-0.15	0.000
2	15.00	-0.15	0.000

Inclinazione terreno a valle del muro rispetto all'orizzontale 0.000 [°]

## 8.4 Descrizione terreni

### Parametri di resistenza

Simbologia adottata

n° Indice del terreno  
 Descr Descrizione terreno  
 g Peso di volume del terreno espresso in [kN/mc]  
 g<sub>s</sub> Peso di volume saturo del terreno espresso in [kN/mc]  
 f Angolo d'attrito interno espresso in [°]  
 d Angolo d'attrito terra-muro espresso in [°]  
 c Coesione espressa in [kPa]  
 c<sub>a</sub> Adesione terra-muro espressa in [kPa]

Tabella 4

n°	Descr	g	g <sub>sat</sub>	f	d	c	ca	Cesp	tl
		[kN/mc]	[kN/mc]	[°]	[°]	[kPa]	[kPa]		[kPa]
1	Pacchetto Ferrovia	20.0000	20.0000	38.000	25.330	0	0	---	---
3	Terreno Naturale Sup	20.0000	20.0000	38.000	25.330	0	0	---	---
4	Terreno Naturale Inf	20.0000	20.0000	38.000	32.000	0	0	---	---

## 8.5 Carichi applicati

I carichi ferroviari considerati in termini di disposizione e intensità sono riportati nelle tabelle seguenti.

### Condizione n° 1 (Treno 1a) - VARIABILE

Coeff. di combinazione Y<sub>0</sub>=0.80 - Y<sub>1</sub>=0.80 - Y<sub>2</sub>=0.20

*Carichi sul terreno*

n°	Tipo	X	Fx	Fy	M	Xi	Xf	Qi	Qf
		[m]	[kN]	[kN]	[kNm]	[m]	[m]	[kN]	[kN]
1	Distribuito					1.64	4.64	44.3400	44.3400

Condizione n° 2 (Treno 1b) - VARIABILE

Coeff. di combinazione  $Y_0=0.80 - Y_1=0.80 - Y_2=0.20$

Carichi sul terreno

n°	Tipo	X	Fx	Fy	M	Xi	Xf	Qi	Qf
		[m]	[kN]	[kN]	[kNm]	[m]	[m]	[kN]	[kN]
1	Distribuito					3.47	6.47	44.3400	44.3400

Condizione n° 3 (Treno 2) - VARIABILE

Coeff. di combinazione  $Y_0=0.80 - Y_1=0.80 - Y_2=0.20$

Carichi sul terreno

n°	Tipo	X	Fx	Fy	M	Xi	Xf	Qi	Qf
		[m]	[kN]	[kN]	[kNm]	[m]	[m]	[kN]	[kN]
1	Distribuito					9.32	12.32	44.3400	44.3400

## 8.6 Normativa

Normativa usata: **Norme Tecniche sulle Costruzioni 2018 (D.M. 17.01.2018) + Circolare C.S.LL.PP. 21/01/2019 n.7**

Come previsto nella tabella 5.2.V delle NTC-18 il coefficiente amplificativo delle azioni variabili da traffico ferroviario è pari a 1.45 (A1, EQU) ed 1.25 (A2)

Tabella 5 Coeff. parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni

Carichi	Effetto		Combinazioni statiche					Combinazioni sismiche		
			HYD	UPL	EQU	A1	A2	EQU	A1	A2
Permanenti strutturali	Favorevoli	$\gamma_{G1,fav}$	1.00	0.90	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
Permanenti strutturali	Sfavorevoli	$\gamma_{G1,sfav}$	1.00	1.10	1.30	1.30	1.00	1.00	1.00	1.00
Permanenti non strutturali	Favorevoli	$\gamma_{G2,fav}$	0.00	0.80	0.80	0.80	0.80	0.00	0.00	0.00
Permanenti non strutturali	Sfavorevoli	$\gamma_{G2,sfav}$	1.00	1.50	1.50	1.50	1.30	1.00	1.00	1.00
Variabili	Favorevoli	$\gamma_{Q,fav}$	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Variabili	Sfavorevoli	$\gamma_{Q,sfav}$	1.00	1.45	1.45	1.45	1.25	1.00	1.00	1.00
Variabili da traffico	Favorevoli	$\gamma_{QT,fav}$	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Variabili da traffico	Sfavorevoli	$\gamma_{QT,sfav}$	1.00	1.50	1.35	1.35	1.15	1.00	1.00	1.00

Tabella 6 Coeff. parziali per i parametri geotecnici del terreno

Parametro		Combinazioni statiche		Combinazioni sismiche	
		M1	M2	M1	M2
Tangente dell'angolo di attrito	$\gamma_{\tan(\phi')}$	1.00	1.25	1.00	1.00
Coesione efficace	$\gamma_{c'}$	1.00	1.25	1.00	1.00
Resistenza non drenata	$\gamma_{cu}$	1.00	1.40	1.00	1.00

Parametro		Combinazioni statiche		Combinazioni sismiche	
		M1	M2	M1	M2
Peso nell'unità di volume	$\gamma_\gamma$	1.00	1.00	1.00	1.00

Tabella 7 Coeff. parziali  $\gamma_R$  per le verifiche agli stati limite ultimi STR e GEO

Verifica	Combinazioni statiche			Combinazioni sismiche		
	R1	R2	R3	R1	R2	R3
Capacità portante	--	--	1.40	--	--	1.20
Scorrimento	--	--	1.10	--	--	1.00
Resistenza terreno a valle	--	--	1.40	--	--	1.20
Ribaltamento	--	--	1.15	--	--	1.00
Stabilità fronte di scavo	--	1.10	--	--	1.20	--

## 8.7 Descrizione combinazioni di carico

Con riferimento alle azioni elementari prima determinate, si sono considerate le seguenti combinazioni di carico:

- Combinazione fondamentale, impiegata per gli stati limite ultimi (SLU):

$$\gamma_{G1} G_1 + \gamma_{G2} G_2 + \gamma_{Q1} Q_{k1} + \gamma_{Q2} Q_{k2} + \gamma_{Q3} Q_{k3} + \dots$$

- Combinazione caratteristica, cosiddetta rara, impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) irreversibili:

$$G_1 + G_2 + Q_{k1} + \Psi_{0,2} Q_{k2} + \Psi_{0,3} Q_{k3} + \dots$$

- Combinazione frequente, impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) reversibili:

$$G_1 + G_2 + \Psi_{1,1} Q_{k1} + \Psi_{2,2} Q_{k2} + \Psi_{2,3} Q_{k3} + \dots$$

- Combinazione quasi permanente, impiegata per gli effetti di lungo periodo:

$$G_1 + G_2 + \Psi_{2,1} Q_{k1} + \Psi_{2,2} Q_{k2} + \Psi_{2,3} Q_{k3} + \dots$$

- Combinazione sismica, impiegata per gli stati limite ultimi connessi all'azione sismica E:

$$E + G_1 + G_2 + \Psi_{2,1} Q_{k1} + \Psi_{2,2} Q_{k2} + \Psi_{2,3} Q_{k3} + \dots$$

I valori dei coeff.  $\Psi_{0,j}$ ,  $\Psi_{1,j}$ ,  $\Psi_{2,j}$  sono definiti nelle singole condizioni variabili. I valori dei coeff.  $\gamma_G$  e  $\gamma_Q$ , sono definiti nella tabella normativa.

Simbologia adottata

$\gamma$  Coefficiente di partecipazione della condizione

$\Psi$  Coefficiente di combinazione della condizione

Combinazione n° 1 - STR (A1-M1-R3)

Condizione	g	Y	Effetto
Peso muro	1.00	--	Favorevole
Peso terrapieno	1.00	--	Favorevole
Spinta terreno	1.30	--	Sfavorevole
Treno 1a	1.45	1.00	Sfavorevole
Treno 2	1.45	0.80	Sfavorevole

Combinazione n° 2 - STR (A1-M1-R3)

Condizione	g	Y	Effetto
Peso muro	1.00	--	Favorevole
Peso terrapieno	1.00	--	Favorevole
Spinta terreno	1.30	--	Sfavorevole
Treno 1b	1.45	1.00	Sfavorevole
Treno 2	1.45	0.80	Sfavorevole

Combinazione n° 3 - STR (A1-M1-R3)

Condizione	g	Y	Effetto
Peso muro	1.00	--	Favorevole
Peso terrapieno	1.00	--	Favorevole
Spinta terreno	1.30	--	Sfavorevole
Treno 1a	1.45	0.80	Sfavorevole
Treno 2	1.45	1.00	Sfavorevole

Combinazione n° 4 - STR (A1-M1-R3)

Condizione	g	Y	Effetto
Peso muro	1.00	--	Favorevole
Peso terrapieno	1.00	--	Favorevole
Spinta terreno	1.30	--	Sfavorevole
Treno 2	1.45	1.00	Sfavorevole
Treno 1b	1.45	0.80	Sfavorevole

Combinazione n° 5 - STR (A1-M1-R3)

Condizione	g	Y	Effetto
Peso muro	1.00	--	Favorevole
Peso terrapieno	1.00	--	Favorevole
Spinta terreno	1.30	--	Sfavorevole
Treno 1b	1.45	1.00	Sfavorevole

Combinazione n° 6 - STR (A1-M1-R3)

Condizione	g	Y	Effetto
Peso muro	1.00	--	Favorevole
Peso terrapieno	1.00	--	Favorevole
Spinta terreno	1.30	--	Sfavorevole
Treno 2	1.45	1.00	Sfavorevole

Combinazione n° 7 - STR (A1-M1-R3) H + V

Condizione	g	Y	Effetto
Peso muro	1.00	--	Favorevole
Peso terrapieno	1.00	--	Favorevole
Spinta terreno	1.00	--	Sfavorevole
Treno 1a	1.00	0.20	Sfavorevole
Treno 2	1.00	0.20	Sfavorevole

Combinazione n° 8 - STR (A1-M1-R3) H + V

Condizione	g	Y	Effetto
Peso muro	1.00	--	Favorevole
Peso terrapieno	1.00	--	Favorevole
Spinta terreno	1.00	--	Sfavorevole
Treno 1b	1.00	0.20	Sfavorevole
Treno 2	1.00	0.20	Sfavorevole

Combinazione n° 9 - STR (A1-M1-R3) H - V

Condizione	g	Y	Effetto
Peso muro	1.00	--	Sfavorevole
Peso terrapieno	1.00	--	Sfavorevole
Spinta terreno	1.00	--	Sfavorevole
Treno 1a	1.00	0.20	Sfavorevole
Treno 2	1.00	0.20	Sfavorevole

Combinazione n° 10 - STR (A1-M1-R3) H - V

Condizione	g	Y	Effetto
Peso muro	1.00	--	Sfavorevole
Peso terrapieno	1.00	--	Sfavorevole
Spinta terreno	1.00	--	Sfavorevole
Treno 1b	1.00	0.20	Sfavorevole
Treno 2	1.00	0.20	Sfavorevole

Combinazione n° 11 - STR (A1-M1-R3)

Condizione	g	Y	Effetto
Peso muro	1.30	--	Sfavorevole
Peso terrapieno	1.30	--	Sfavorevole
Spinta terreno	1.30	--	Sfavorevole
Treno 1a	1.45	1.00	Sfavorevole
Treno 2	1.45	0.80	Sfavorevole

Combinazione n° 12 - STR (A1-M1-R3)

Condizione	g	Y	Effetto
Peso muro	1.00	--	Favorevole
Peso terrapieno	1.30	--	Sfavorevole
Spinta terreno	1.30	--	Sfavorevole
Treno 1a	1.45	1.00	Sfavorevole
Treno 2	1.45	0.80	Sfavorevole

Combinazione n° 13 - STR (A1-M1-R3)

Condizione	g	Y	Effetto
Peso muro	1.30	--	Sfavorevole
Peso terrapieno	1.00	--	Favorevole
Spinta terreno	1.30	--	Sfavorevole
Treno 1a	1.45	1.00	Sfavorevole
Treno 2	1.45	0.80	Sfavorevole

Combinazione n° 14 - STR (A1-M1-R3)

Condizione	g	Y	Effetto
Peso muro	1.30	--	Sfavorevole
Peso terrapieno	1.30	--	Sfavorevole
Spinta terreno	1.30	--	Sfavorevole
Treno 1b	1.45	1.00	Sfavorevole
Treno 2	1.45	0.80	Sfavorevole

Combinazione n° 15 - STR (A1-M1-R3)

Condizione	g	Y	Effetto
Peso muro	1.00	--	Favorevole
Peso terrapieno	1.30	--	Sfavorevole
Spinta terreno	1.30	--	Sfavorevole
Treno 1b	1.45	1.00	Sfavorevole
Treno 2	1.45	0.80	Sfavorevole

Combinazione n° 16 - STR (A1-M1-R3)

Condizione	g	Y	Effetto
Peso muro	1.30	--	Sfavorevole
Peso terrapieno	1.00	--	Favorevole
Spinta terreno	1.30	--	Sfavorevole
Treno 1b	1.45	1.00	Sfavorevole
Treno 2	1.45	0.80	Sfavorevole

Combinazione n° 17 - STR (A1-M1-R3)

Condizione	g	Y	Effetto
Peso muro	1.30	--	Sfavorevole
Peso terrapieno	1.30	--	Sfavorevole
Spinta terreno	1.30	--	Sfavorevole
Treno 1a	1.45	0.80	Sfavorevole
Treno 2	1.45	1.00	Sfavorevole

Combinazione n° 18 - STR (A1-M1-R3)

Condizione	g	Y	Effetto
Peso muro	1.00	--	Favorevole
Peso terrapieno	1.30	--	Sfavorevole
Spinta terreno	1.30	--	Sfavorevole
Treno 1a	1.45	0.80	Sfavorevole
Treno 2	1.45	1.00	Sfavorevole

Combinazione n° 19 - STR (A1-M1-R3)

Condizione	g	Y	Effetto
Peso muro	1.30	--	Sfavorevole
Peso terrapieno	1.00	--	Favorevole
Spinta terreno	1.30	--	Sfavorevole
Treno 1a	1.45	0.80	Sfavorevole
Treno 2	1.45	1.00	Sfavorevole

Combinazione n° 20 - STR (A1-M1-R3)

Condizione	g	Y	Effetto
Peso muro	1.30	--	Sfavorevole
Peso terrapieno	1.30	--	Sfavorevole
Spinta terreno	1.30	--	Sfavorevole
Treno 2	1.45	1.00	Sfavorevole
Treno 1b	1.45	0.80	Sfavorevole

Combinazione n° 21 - STR (A1-M1-R3)

Condizione	g	Y	Effetto
Peso muro	1.00	--	Favorevole
Peso terrapieno	1.30	--	Sfavorevole
Spinta terreno	1.30	--	Sfavorevole
Treno 2	1.45	1.00	Sfavorevole
Treno 1b	1.45	0.80	Sfavorevole

Combinazione n° 22 - STR (A1-M1-R3)

Condizione	g	Y	Effetto
Peso muro	1.30	--	Sfavorevole
Peso terrapieno	1.00	--	Favorevole
Spinta terreno	1.30	--	Sfavorevole
Treno 2	1.45	1.00	Sfavorevole
Treno 1b	1.45	0.80	Sfavorevole

Combinazione n° 23 - STR (A1-M1-R3)

Condizione	g	Y	Effetto
Peso muro	1.30	--	Sfavorevole
Peso terrapieno	1.30	--	Sfavorevole
Spinta terreno	1.30	--	Sfavorevole
Treno 1b	1.45	1.00	Sfavorevole

Combinazione n° 24 - STR (A1-M1-R3)

Condizione	g	Y	Effetto
Peso muro	1.00	--	Favorevole
Peso terrapieno	1.30	--	Sfavorevole
Spinta terreno	1.30	--	Sfavorevole
Treno 1b	1.45	1.00	Sfavorevole

Combinazione n° 25 - STR (A1-M1-R3)

Condizione	g	Y	Effetto
Peso muro	1.30	--	Sfavorevole
Peso terrapieno	1.00	--	Favorevole

Condizione	g	Y	Effetto
Spinta terreno	1.30	--	Sfavorevole
Treno 1b	1.45	1.00	Sfavorevole

Combinazione n° 26 - STR (A1-M1-R3)

Condizione	g	Y	Effetto
Peso muro	1.30	--	Sfavorevole
Peso terrapieno	1.30	--	Sfavorevole
Spinta terreno	1.30	--	Sfavorevole
Treno 2	1.45	1.00	Sfavorevole

Combinazione n° 27 - STR (A1-M1-R3)

Condizione	g	Y	Effetto
Peso muro	1.00	--	Favorevole
Peso terrapieno	1.30	--	Sfavorevole
Spinta terreno	1.30	--	Sfavorevole
Treno 2	1.45	1.00	Sfavorevole

Combinazione n° 28 - STR (A1-M1-R3)

Condizione	g	Y	Effetto
Peso muro	1.30	--	Sfavorevole
Peso terrapieno	1.00	--	Favorevole
Spinta terreno	1.30	--	Sfavorevole
Treno 2	1.45	1.00	Sfavorevole

Combinazione n° 29 - GEO (A2-M2-R2)

Condizione	g	Y	Effetto
Peso muro	1.00	--	Sfavorevole
Peso terrapieno	1.00	--	Sfavorevole
Spinta terreno	1.00	--	Sfavorevole
Treno 1a	1.30	1.00	Sfavorevole
Treno 2	1.30	0.80	Sfavorevole

Combinazione n° 30 - GEO (A2-M2-R2)

Condizione	g	Y	Effetto
Peso muro	1.00	--	Sfavorevole
Peso terrapieno	1.00	--	Sfavorevole
Spinta terreno	1.00	--	Sfavorevole
Treno 1b	1.30	1.00	Sfavorevole
Treno 2	1.30	0.80	Sfavorevole

Combinazione n° 31 - GEO (A2-M2-R2)

Condizione	g	Y	Effetto
Peso muro	1.00	--	Sfavorevole
Peso terrapieno	1.00	--	Sfavorevole
Spinta terreno	1.00	--	Sfavorevole
Treno 1a	1.30	0.80	Sfavorevole
Treno 2	1.30	1.00	Sfavorevole

Combinazione n° 32 - GEO (A2-M2-R2)

Condizione	g	Y	Effetto
Peso muro	1.00	--	Sfavorevole
Peso terrapieno	1.00	--	Sfavorevole
Spinta terreno	1.00	--	Sfavorevole
Treno 2	1.30	1.00	Sfavorevole
Treno 1b	1.30	0.80	Sfavorevole

Combinazione n° 33 - GEO (A2-M2-R2)

Condizione	g	Y	Effetto
Peso muro	1.00	--	Sfavorevole
Peso terrapieno	1.00	--	Sfavorevole
Spinta terreno	1.00	--	Sfavorevole
Treno 1b	1.30	1.00	Sfavorevole

Combinazione n° 34 - GEO (A2-M2-R2)

Condizione	g	Y	Effetto
Peso muro	1.00	--	Sfavorevole
Peso terrapieno	1.00	--	Sfavorevole
Spinta terreno	1.00	--	Sfavorevole
Treno 2	1.30	1.00	Sfavorevole

Combinazione n° 35 - GEO (A2-M2-R2) H + V

Condizione	g	Y	Effetto
Peso muro	1.00	--	Sfavorevole
Peso terrapieno	1.00	--	Sfavorevole
Spinta terreno	1.00	--	Sfavorevole
Treno 1a	1.00	0.20	Sfavorevole
Treno 2	1.00	0.20	Sfavorevole

Combinazione n° 36 - GEO (A2-M2-R2) H + V

Condizione	g	Y	Effetto
Peso muro	1.00	--	Sfavorevole
Peso terrapieno	1.00	--	Sfavorevole
Spinta terreno	1.00	--	Sfavorevole
Treno 1b	1.00	0.20	Sfavorevole
Treno 2	1.00	0.20	Sfavorevole

Combinazione n° 37 - GEO (A2-M2-R2) H - V

Condizione	g	Y	Effetto
Peso muro	1.00	--	Sfavorevole
Peso terrapieno	1.00	--	Sfavorevole
Spinta terreno	1.00	--	Sfavorevole
Treno 1a	1.00	0.20	Sfavorevole
Treno 2	1.00	0.20	Sfavorevole

Combinazione n° 38 - GEO (A2-M2-R2) H - V

Condizione	g	Y	Effetto
Peso muro	1.00	--	Sfavorevole
Peso terrapieno	1.00	--	Sfavorevole
Spinta terreno	1.00	--	Sfavorevole
Treno 1b	1.00	0.20	Sfavorevole
Treno 2	1.00	0.20	Sfavorevole

Combinazione n° 39 - EQU (A1-M1-R3)

Condizione	g	Y	Effetto
Peso muro	1.00	--	Favorevole
Peso terrapieno	1.00	--	Favorevole
Spinta terreno	1.30	--	Sfavorevole
Treno 1a	1.50	1.00	Sfavorevole
Treno 2	1.50	0.80	Sfavorevole

Combinazione n° 40 - EQU (A1-M1-R3)

Condizione	g	Y	Effetto
Peso muro	1.00	--	Favorevole
Peso terrapieno	1.00	--	Favorevole
Spinta terreno	1.30	--	Sfavorevole
Treno 1b	1.50	1.00	Sfavorevole
Treno 2	1.50	0.80	Sfavorevole

Combinazione n° 41 - EQU (A1-M1-R3)

Condizione	g	Y	Effetto
Peso muro	1.00	--	Favorevole
Peso terrapieno	1.00	--	Favorevole
Spinta terreno	1.30	--	Sfavorevole
Treno 1a	1.50	0.80	Sfavorevole
Treno 2	1.50	1.00	Sfavorevole

Combinazione n° 42 - EQU (A1-M1-R3)

Condizione	g	Y	Effetto
Peso muro	1.00	--	Favorevole
Peso terrapieno	1.00	--	Favorevole
Spinta terreno	1.30	--	Sfavorevole
Treno 2	1.50	1.00	Sfavorevole
Treno 1b	1.50	0.80	Sfavorevole

Combinazione n° 43 - EQU (A1-M1-R3)

Condizione	g	Y	Effetto
Peso muro	1.00	--	Favorevole
Peso terrapieno	1.00	--	Favorevole
Spinta terreno	1.30	--	Sfavorevole
Treno 1b	1.50	1.00	Sfavorevole

Combinazione n° 44 - EQU (A1-M1-R3)

Condizione	g	Y	Effetto
Peso muro	1.00	--	Favorevole

Condizione	g	Y	Effetto
Peso terrapieno	1.00	--	Favorevole
Spinta terreno	1.30	--	Sfavorevole
Treno 2	1.50	1.00	Sfavorevole

Combinazione n° 45 - EQU (A1-M1-R3) H + V

Condizione	g	Y	Effetto
Peso muro	1.00	--	Favorevole
Peso terrapieno	1.00	--	Favorevole
Spinta terreno	1.00	--	Sfavorevole
Treno 1a	1.00	0.20	Sfavorevole
Treno 2	1.00	0.20	Sfavorevole

Combinazione n° 46 - EQU (A1-M1-R3) H + V

Condizione	g	Y	Effetto
Peso muro	1.00	--	Favorevole
Peso terrapieno	1.00	--	Favorevole
Spinta terreno	1.00	--	Sfavorevole
Treno 1b	1.00	0.20	Sfavorevole
Treno 2	1.00	0.20	Sfavorevole

Combinazione n° 47 - EQU (A1-M1-R3) H - V

Condizione	g	Y	Effetto
Peso muro	1.00	--	Favorevole
Peso terrapieno	1.00	--	Favorevole
Spinta terreno	1.00	--	Sfavorevole
Treno 1a	1.00	0.20	Sfavorevole
Treno 2	1.00	0.20	Sfavorevole

Combinazione n° 48 - EQU (A1-M1-R3) H - V

Condizione	g	Y	Effetto
Peso muro	1.00	--	Favorevole
Peso terrapieno	1.00	--	Favorevole
Spinta terreno	1.00	--	Sfavorevole
Treno 1b	1.00	0.20	Sfavorevole
Treno 2	1.00	0.20	Sfavorevole

Combinazione n° 49 - SLER

Condizione	g	Y	Effetto
Peso muro	1.00	--	Sfavorevole
Peso terrapieno	1.00	--	Sfavorevole
Spinta terreno	1.00	--	Sfavorevole
Treno 1a	1.00	1.00	Sfavorevole
Treno 2	1.00	0.80	Sfavorevole

Combinazione n° 50 - SLEF

Condizione	g	Y	Effetto
Peso muro	1.00	--	Sfavorevole
Peso terrapieno	1.00	--	Sfavorevole

Condizione	g	Y	Effetto
Spinta terreno	1.00	--	Sfavorevole
Treno 1a	1.00	0.80	Sfavorevole
Treno 2	1.00	0.20	Sfavorevole

Combinazione n° 51 - SLEQ

Condizione	g	Y	Effetto
Peso muro	1.00	--	Sfavorevole
Peso terrapieno	1.00	--	Sfavorevole
Spinta terreno	1.00	--	Sfavorevole

Combinazione n° 52 - SLER

Condizione	g	Y	Effetto
Peso muro	1.00	--	Sfavorevole
Peso terrapieno	1.00	--	Sfavorevole
Spinta terreno	1.00	--	Sfavorevole
Treno 1b	1.00	1.00	Sfavorevole
Treno 2	1.00	0.80	Sfavorevole

Combinazione n° 53 - SLEF

Condizione	g	Y	Effetto
Peso muro	1.00	--	Sfavorevole
Peso terrapieno	1.00	--	Sfavorevole
Spinta terreno	1.00	--	Sfavorevole
Treno 1b	1.00	0.80	Sfavorevole
Treno 2	1.00	0.20	Sfavorevole

Combinazione n° 54 - SLER

Condizione	g	Y	Effetto
Peso muro	1.00	--	Sfavorevole
Peso terrapieno	1.00	--	Sfavorevole
Spinta terreno	1.00	--	Sfavorevole
Treno 1a	1.00	0.80	Sfavorevole
Treno 2	1.00	1.00	Sfavorevole

Combinazione n° 55 - SLEF

Condizione	g	Y	Effetto
Peso muro	1.00	--	Sfavorevole
Peso terrapieno	1.00	--	Sfavorevole
Spinta terreno	1.00	--	Sfavorevole
Treno 1a	1.00	0.20	Sfavorevole
Treno 2	1.00	0.80	Sfavorevole

Combinazione n° 56 - SLER

Condizione	g	Y	Effetto
Peso muro	1.00	--	Sfavorevole
Peso terrapieno	1.00	--	Sfavorevole
Spinta terreno	1.00	--	Sfavorevole
Treno 2	1.00	0.80	Sfavorevole

Condizione	g	Y	Effetto
Treno 1b	1.00	0.80	Sfavorevole

Combinazione n° 57 - SLEF

Condizione	g	Y	Effetto
Peso muro	1.00	--	Sfavorevole
Peso terrapieno	1.00	--	Sfavorevole
Spinta terreno	1.00	--	Sfavorevole
Treno 2	1.00	0.20	Sfavorevole
Treno 1b	1.00	0.20	Sfavorevole

Combinazione n° 58 - SLER

Condizione	g	Y	Effetto
Peso muro	1.00	--	Sfavorevole
Peso terrapieno	1.00	--	Sfavorevole
Spinta terreno	1.00	--	Sfavorevole
Treno 1b	1.00	0.80	Sfavorevole

Combinazione n° 59 - SLEF

Condizione	g	Y	Effetto
Peso muro	1.00	--	Sfavorevole
Peso terrapieno	1.00	--	Sfavorevole
Spinta terreno	1.00	--	Sfavorevole
Treno 1b	1.00	0.20	Sfavorevole

Combinazione n° 60 - SLER

Condizione	g	Y	Effetto
Peso muro	1.00	--	Sfavorevole
Peso terrapieno	1.00	--	Sfavorevole
Spinta terreno	1.00	--	Sfavorevole
Treno 2	1.00	0.80	Sfavorevole

Combinazione n° 61 - SLEF

Condizione	g	Y	Effetto
Peso muro	1.00	--	Sfavorevole
Peso terrapieno	1.00	--	Sfavorevole
Spinta terreno	1.00	--	Sfavorevole
Treno 2	1.00	0.20	Sfavorevole

## 8.8 Dati sismici

Comune	Salbertrand
Provincia	Torino
Regione	Piemonte
Latitudine	45.073248
Longitudine	6.884179
Indice punti di interpolazione	13560 - 13338 - 13337 - 13559

Vita nominale	35 anni
Classe d'uso	II
Tipo costruzione	Normali affollamenti
Vita di riferimento	35 anni

**Tabella 8**

	<b>Simbolo</b>	<b>U.M.</b>		<b>SLU</b>	<b>SLE</b>
Accelerazione al suolo	$a_g$	[m/s <sup>2</sup> ]		1.049	0.392
Accelerazione al suolo	$a_g/g$	[%]		0.107	0.040
Massimo fattore amplificazione spettro orizzontale	F0			2.472	2.441
Periodo inizio tratto spettro a velocità costante	Tc*			0.261	0.209
Tipo di sottosuolo - Coefficiente stratigrafico	Ss		C	1.500	1.500
Categoria topografica - Coefficiente amplificazione topografica	St		T1	1.000	

**Tabella 9**

<b>Stato limite ...</b>	<b>Coeff. di riduzione <math>\beta_m</math></b>	<b>kh</b>	<b>kv</b>
Ultimo	0.380	6.093	3.047
Ultimo - Ribaltamento	0.570	9.140	4.570
Esercizio	0.470	2.815	1.407

Forma diagramma incremento sismico  **Rettangolare**

## 9. MURO SEZIONE TIPO A

Di seguito si riportano le verifiche eseguite sull'opera tipo A, ovvero il muro a mensola di altezza compresa tra 175÷530. Per il calcolo viene scelto di utilizzare la sezione con altezza maggiore, condizione che massimizza le sollecitazioni sul paramento e sulla fondazione.

### 9.1 Geometria muro

#### 9.1.1 Geometria paramento e fondazione

##### Paramento

Materiale	C28/35	
Altezza paramento	4.70	[m]
Altezza paramento libero	4.40	[m]
Spessore in sommità	0.60	[m]
Spessore all'attacco con la fondazione	0.60	[m]
Inclinazione paramento esterno	0.00	[°]
Inclinazione paramento interno	0.00	[°]

##### Fondazione

Materiale	C28/35	
Lunghezza mensola di valle	1.20	[m]
Lunghezza mensola di monte	2.00	[m]
Lunghezza totale	3.80	[m]
Inclinazione piano di posa	0.00	[°]
Spessore	0.60	[m]
Spessore magrone	0.10	[m]

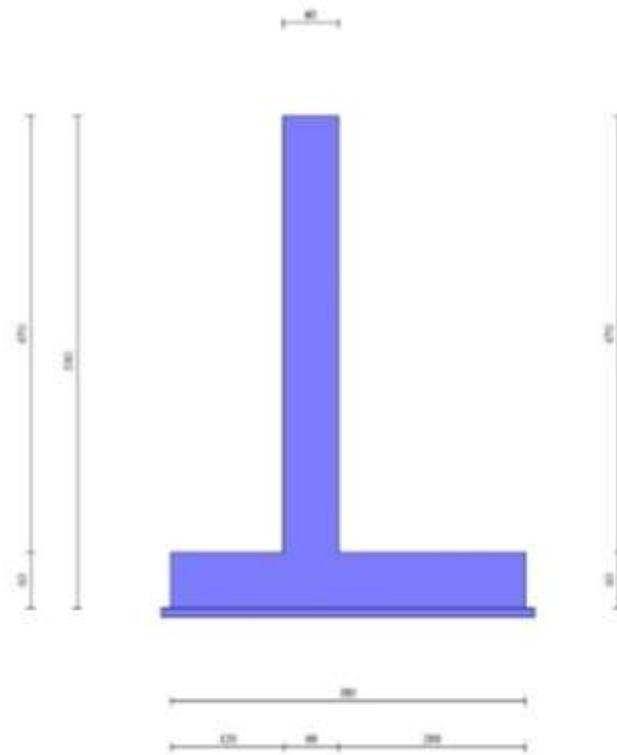


Figura 13 - Sezione quotata del muro

## 9.2 Stratigrafia

Simbologia adottata

n° Indice dello strato

H Spessore dello strato espresso in [m]

a Inclinazione espressa in [°]

Terreno Terreno dello strato

Per calcolo pali (solo se presenti)

Kw Costante di Winkler orizzontale espressa in Kg/cm<sup>2</sup>/cm

Ks Coefficiente di spinta

Cesp Coefficiente di espansione laterale (per tutti i metodi tranne il metodo di Bustamante-Doix)

Tabella 10

n°	H [m]	a [°]	Terreno	Kw [Kg/cm <sup>3</sup> ]	Ks	Cesp	Kst <sub>sta</sub>	Kst <sub>sis</sub>
1	1.00	0.000	Pacchetto Ferrovia	---	---	---	---	---
2	6.80	0.000	Terreno Naturale Sup	---	---	---	---	---
3	3.00	0.000	Terreno Naturale Inf	---	---	---	---	---



Figura 14 – Stratigrafia

### 9.3 Falda

Simbologia adottata

(Sistema di riferimento con origine in testa al muro, ascissa X positiva verso monte, ordinata Y positiva verso l'alto)

- n° numero ordine del punto
- X ascissa del punto espressa in [m]
- Y ordinata del punto espressa in [m]
- A inclinazione del tratto espressa in [°]

n°	X [m]	Y [m]	A [°]
1	-4.80	-4.40	0.000
2	15.00	-4.40	0.000

### 9.4 Condizioni di carico

Simbologia adottata

Carichi verticali positivi verso il basso.

Carichi orizzontali positivi verso sinistra.

Momento positivo senso antiorario.

- X Ascissa del punto di applicazione del carico concentrato espressa in [m]
- F<sub>x</sub> Componente orizzontale del carico concentrato espressa in [kN]
- F<sub>y</sub> Componente verticale del carico concentrato espressa in [kN]
- M Momento espresso in [kNm]
- X<sub>i</sub> Ascissa del punto iniziale del carico ripartito espressa in [m]
- X<sub>f</sub> Ascissa del punto finale del carico ripartito espressa in [m]
- Q<sub>i</sub> Intensità del carico per x=X<sub>i</sub> espressa in [kN]
- Q<sub>f</sub> Intensità del carico per x=X<sub>f</sub> espressa in [kN]

Condizione n° 1 (Treno 1a) - VARIABILE

Coeff. di combinazione  $Y_0=0.80 - Y_1=0.80 - Y_2=0.20$

*Carichi sul terreno*

n°	Tipo	X	Fx	Fy	M	Xi	Xf	Qi	Qf
		[m]	[kN]	[kN]	[kNm]	[m]	[m]	[kN]	[kN]
1	Distribuito					1.64	4.64	44.3400	44.3400

Condizione n° 2 (Treno 1b) - VARIABILE

Coeff. di combinazione  $Y_0=0.80 - Y_1=0.80 - Y_2=0.20$

*Carichi sul terreno*

n°	Tipo	X	Fx	Fy	M	Xi	Xf	Qi	Qf
		[m]	[kN]	[kN]	[kNm]	[m]	[m]	[kN]	[kN]
1	Distribuito					3.47	6.47	44.3400	44.3400

Condizione n° 3 (Treno 2) - VARIABILE

Coeff. di combinazione  $Y_0=0.80 - Y_1=0.80 - Y_2=0.20$

*Carichi sul terreno*

n°	Tipo	X	Fx	Fy	M	Xi	Xf	Qi	Qf
		[m]	[kN]	[kN]	[kNm]	[m]	[m]	[kN]	[kN]
1	Distribuito					9.32	12.32	44.3400	44.3400

## 9.5 Opzioni di calcolo

Spinta

Metodo di calcolo della spinta Culmann  
 Tipo di spinta Spinta attiva  
 Terreno a bassa permeabilità NO  
 Superficie di spinta limitata NO

Capacità portante

Metodo di calcolo della portanza Hansen  
 Criterio di media calcolo del terreno equivalente (terreni stratificati) Ponderata  
 Criterio di riduzione per eccentricità della portanza Meyerhof  
 Larghezza fondazione nel terzo termine della formula del carico limite (0.5BgN<sub>g</sub>) Larghezza ridotta (B')

Fattori di forma e inclinazione del carico Fattori di inclinazione e fattori di forma  
 Se la fondazione ha larghezza superiore a 2.0 m viene applicato il fattore di riduzione per comportamento a piastra

Stabilità globale

Metodo di calcolo della stabilità globale Bishop

Altro

Partecipazione spinta passiva terreno antistante 0.00

Considera terreno sulla fondazione di valle NO  
 Considera spinta e peso acqua fondazione di valle NO

**Tabella 11 Specifiche per le verifiche nelle combinazioni allo Stato Limite Ultimo (SLU)**

	<b>SLU</b>	<b>Eccezionali</b>
Coefficiente di sicurezza calcestruzzo a compressione	1.50	1.00
Coefficiente di sicurezza acciaio	1.15	1.00
Fattore di riduzione da resistenza cubica a cilindrica	0.83	0.83
Fattore di riduzione per carichi di lungo periodo	0.85	0.85
Coefficiente di sicurezza per la sezione	1.00	1.00

Specifiche per le verifiche nelle combinazioni allo Stato Limite di Esercizio (SLE)

**Paramento e fondazione muro**

Condizioni ambientali Aggressive  
 Armatura ad aderenza migliorata SI

*Verifica a fessurazione*

Sensibilità armatura Poco sensibile  
 Metodo di calcolo aperture delle fessure NTC 2018 - CIRCOLARE 21 gennaio 2019, n. 7 C.S.LL.PP.

Valori limite aperture delle fessure:

- $w_1=0.20$
- $w_2=0.30$
- $w_3=0.40$

*Verifica delle tensioni*

Valori limite delle tensioni nei materiali:

<b>Combinazione</b>	<b>Calcestruzzo</b>	<b>Acciaio</b>
Rara	$0.60 f_{ck}$	$0.80 f_{yk}$
Frequente	$1.00 f_{ck}$	$1.00 f_{yk}$
Quasi permanente	$0.45 f_{ck}$	$1.00 f_{yk}$

**9.6 Risultati per inviluppo**

**9.6.1 Spinta e forze**

Simbologia adottata

Ic Indice della combinazione

A Tipo azione

I Inclinazione della spinta, espressa in [°]

V Valore dell'azione, espressa in [kN]

C<sub>x</sub>, C<sub>y</sub> Componente in direzione X ed Y dell'azione, espressa in [kN]

P<sub>x</sub>, P<sub>y</sub> Coordinata X ed Y del punto di applicazione dell'azione, espressa in [m]

Ic	A	V [kN]	I [°]	C <sub>x</sub> [kN]	C <sub>y</sub> [kN]	P <sub>x</sub> [m]	P <sub>y</sub> [m]
1	Spinta statica	144.46	25.33	130.57	61.81	2.00	-3.14
	Peso/Inerzia muro			0.00	125.04/0.00	-0.12	-3.53
	Peso/Inerzia terrapieno			0.00	205.15/0.00	1.00	-2.43
	Spinta falda da monte			5.16		2.00	-5.00
	Sottostinta della falda				43.60	0.10	-5.30
	Peso dell'acqua sulla fondazione di valle				0.00	0.00	0.00

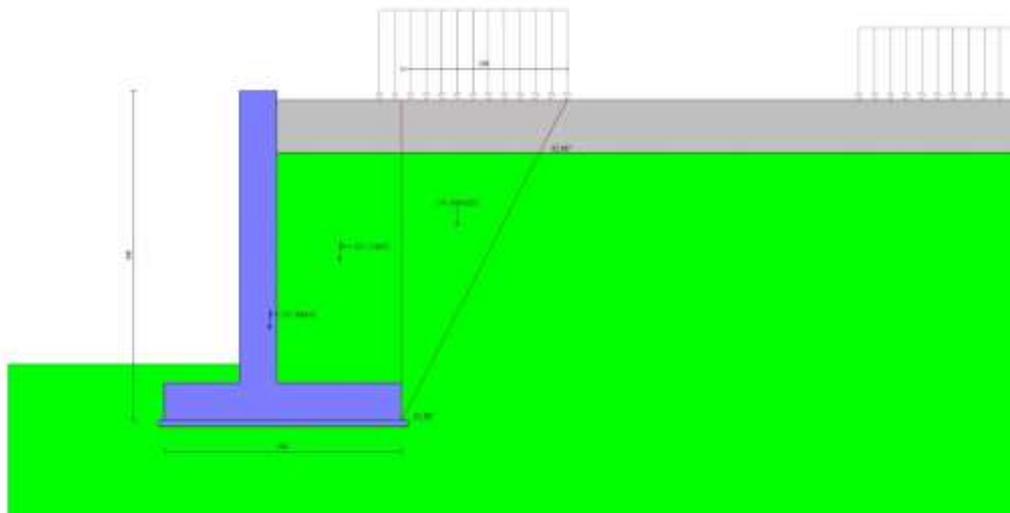


Figura 15 - Cuneo di spinta (combinazione statica) (Combinazione n° 1)

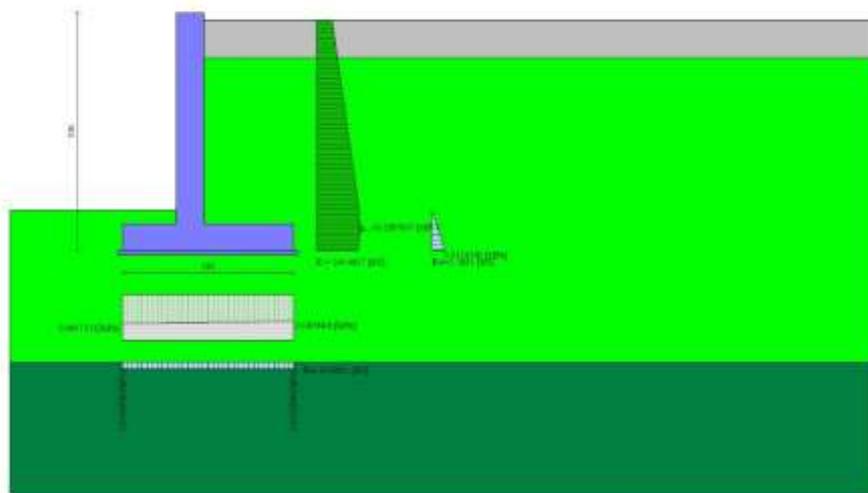


Figura 16 - Diagramma delle pressioni (combinazione statica) (Combinazione n° 1)

## 9.6.2 Verifiche geotecniche

### 9.6.2.1 Quadro riassuntivo coeff. di sicurezza calcolati

Simbologia adottata

Cmb	Indice/Tipo combinazione
S	Sisma (H: componente orizzontale, V: componente verticale)
FS <sub>SCO</sub>	Coeff. di sicurezza allo scorrimento
FS <sub>RIB</sub>	Coeff. di sicurezza al ribaltamento
FS <sub>QLIM</sub>	Coeff. di sicurezza a carico limite
FS <sub>STAB</sub>	Coeff. di sicurezza a stabilità globale
FS <sub>HYD</sub>	Coeff. di sicurezza a sifonamento
FS <sub>UPL</sub>	Coeff. di sicurezza a sollevamento

Cmb	Sismic a	FS <sub>SCO</sub>	FS <sub>RIB</sub>	FS <sub>QLIM</sub>	FS <sub>STAB</sub>	FS <sub>HYD</sub>	FS <sub>UPL</sub>
1 - STR (A1-M1-R3)		1.215		3.656			
2 - STR (A1-M1-R3)		1.388		4.243			
3 - STR (A1-M1-R3)		1.301		4.218			
4 - STR (A1-M1-R3)		1.472		4.561			
5 - STR (A1-M1-R3)		1.388		4.243			
6 - STR (A1-M1-R3)		1.947		6.120			
7 - STR (A1-M1-R3)	H + V	1.631		5.597			
8 - STR (A1-M1-R3)	H + V	1.667		5.635			

<b>Cmb</b>	<b>Sismic a</b>	<b>FS<sub>SCO</sub></b>	<b>FS<sub>RIB</sub></b>	<b>FS<sub>QLIM</sub></b>	<b>FS<sub>STAB</sub></b>	<b>FS<sub>HYD</sub></b>	<b>FS<sub>UPL</sub></b>
9 - STR (A1-M1-R3)	H - V	1.587		5.828			
10 - STR (A1-M1-R3)	H - V	1.620		5.854			
11 - STR (A1-M1-R3)		1.536		3.769			
12 - STR (A1-M1-R3)		1.405		3.583			
13 - STR (A1-M1-R3)		1.346		3.736			
14 - STR (A1-M1-R3)		1.799		4.225			
15 - STR (A1-M1-R3)		1.632		4.075			
16 - STR (A1-M1-R3)		1.555		4.522			
17 - STR (A1-M1-R3)		1.656		4.029			
18 - STR (A1-M1-R3)		1.511		3.866			
19 - STR (A1-M1-R3)		1.446		4.677			
20 - STR (A1-M1-R3)		1.912		4.468			
21 - STR (A1-M1-R3)		1.733		4.336			
22 - STR (A1-M1-R3)		1.651		4.818			
23 - STR (A1-M1-R3)		1.799		4.225			
24 - STR (A1-M1-R3)		1.632		4.075			
25 - STR (A1-M1-R3)		1.555		4.522			
26 - STR (A1-M1-R3)		2.555		5.593			
27 - STR (A1-M1-R3)		2.308		5.565			
28 - STR (A1-M1-R3)		2.195		6.238			
29 - GEO (A2-M2-R2)					1.318		
30 - GEO (A2-M2-R2)					1.329		
31 - GEO (A2-M2-R2)					1.364		
32 - GEO (A2-M2-R2)					1.376		
33 - GEO (A2-M2-R2)					1.329		
34 - GEO (A2-M2-R2)					1.612		
35 - GEO (A2-M2-R2)	H + V				1.743		

Cmb	Sismica	FS <sub>SCO</sub>	FS <sub>RIB</sub>	FS <sub>QLIM</sub>	FS <sub>STAB</sub>	FS <sub>HYD</sub>	FS <sub>SUPL</sub>
36 - GEO (A2-M2-R2)	H + V				1.739		
37 - GEO (A2-M2-R2)	H - V				1.700		
38 - GEO (A2-M2-R2)	H - V				1.696		
39 - EQU (A1-M1-R3)			2.751				
40 - EQU (A1-M1-R3)			3.544				
41 - EQU (A1-M1-R3)			2.922				
42 - EQU (A1-M1-R3)			3.665				
43 - EQU (A1-M1-R3)			3.544				
44 - EQU (A1-M1-R3)			4.195				
45 - EQU (A1-M1-R3)	H + V		3.142				
46 - EQU (A1-M1-R3)	H + V		3.254				
47 - EQU (A1-M1-R3)	H - V		2.800				
48 - EQU (A1-M1-R3)	H - V		2.886				

### 9.6.2.2 Verifica a scorrimento fondazione

Simbologia adottata

n°	Indice combinazione
Rsa	Resistenza allo scorrimento per attrito, espresso in [kN]
Rpt	Resistenza passiva terreno antistante, espresso in [kN]
Rps	Resistenza passiva sperone, espresso in [kN]
Rp	Resistenza a carichi orizzontali pali (solo per fondazione mista), espresso in [kN]
Rt	Resistenza a carichi orizzontali tiranti (solo se presenti), espresso in [kN]
R	Resistenza allo scorrimento (somma di Rsa+Rpt+Rps+Rp), espresso in [kN]
T	Carico parallelo al piano di posa, espresso in [kN]
FS	Fattore di sicurezza (rapporto R/T)

n°	Rsa	Rpt	Rps	Rp	Rt	R	T	FS
	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	
1 - STR (A1-M1-R3)	164.90	0.00	0.00	--	--	164.90	135.74	1.215

### 9.6.2.3 Verifica a carico limite

Simbologia adottata

n°	Indice combinazione
N	Carico normale totale al piano di posa, espresso in [kN]
Qu	carico limite del terreno, espresso in [kN]

Qd Portanza di progetto, espresso in [kN]  
 FS Fattore di sicurezza (rapporto tra il carico limite e carico agente al piano di posa)

n°	N	Qu	Qd	FS
	[kN]	[kN]	[kN]	
12 - STR (A1-M1-R3)	402.99	1443.73	1031.24	3.583

### 9.6.2.4 Dettagli calcolo portanza

#### Simbologia adottata

n° Indice combinazione  
 Nc, Nq, Ng Fattori di capacità portante  
 ic, iq, ig Fattori di inclinazione del carico  
 dc, dq, dg Fattori di profondità del piano di posa  
 gc, gq, gg Fattori di inclinazione del profilo topografico  
 bc, bq, bg Fattori di inclinazione del piano di posa  
 sc, sq, sg Fattori di forma della fondazione  
 pc, pq, pg Fattori di riduzione per punzonamento secondo Vesic  
 Re Fattore di riduzione capacità portante per eccentricità secondo Meyerhof  
 Ir, Irc Indici di rigidità per punzonamento secondo Vesic  
 r<sub>γ</sub> Fattori per tener conto dell'effetto piastra. Per fondazioni che hanno larghezza maggiore di 2 m, il terzo termine della formula trinomia 0.5BgN<sub>g</sub> viene moltiplicato per questo fattore  
 D Affondamento del piano di posa, espresso in [m]  
 B' Larghezza fondazione ridotta, espresso in [m]  
 H Altezza del cuneo di rottura, espresso in [m]  
 γ Peso di volume del terreno medio, espresso in [kN/mc]  
 φ Angolo di attrito del terreno medio, espresso in [°]  
 c Coesione del terreno medio, espresso in [kPa]  
 Per i coeff. che in tabella sono indicati con il simbolo '--' sono coeff. non presenti nel metodo scelto (Hansen).

n°	Nc Nq N <sub>γ</sub>	ic iq i <sub>γ</sub>	dc dq d <sub>γ</sub>	gc gq g <sub>γ</sub>	bc bq b <sub>γ</sub>	sc sq s <sub>γ</sub>	pc pq p <sub>γ</sub>	Ir	Irc	Re	r <sub>γ</sub>
12	61.352	0.385	1.095	1.000	1.000	1.008	--	--	--	0.840	0.930
	48.933	0.398	1.055	1.000	1.000	1.008	--	--	--		
	56.174	0.261	1.000	1.000	1.000	0.996	--	--	--		

n°	D	B'	H	γ	φ	c
	[m]	[m]	[m]	[°]	[kN/mc]	[kPa]
12	0.90	3.80	3.90	10.19	38.00	0

### 9.6.3 Verifica a ribaltamento

#### Simbologia adottata

n° Indice combinazione  
 Ms Momento stabilizzante, espresso in [kNm]  
 Mr Momento ribaltante, espresso in [kNm]  
 FS Fattore di sicurezza (rapporto tra momento stabilizzante e momento ribaltante)  
 La verifica viene eseguita rispetto allo spigolo inferiore esterno della fondazione

Tabella 12

n°	Ms [kNm]	Mr [kNm]	FS
39 - EQU (A1-M1-R3)	1025.42	372.73	2.751

### 9.6.4 Verifica stabilità globale muro + terreno

#### Simbologia adottata

Ic	Indice/Tipo combinazione
C	Centro superficie di scorrimento, espresso in [m]
R	Raggio, espresso in [m]
FS	Fattore di sicurezza

Tabella 13

Ic	C [m]	R [m]	FS
29 - GEO (A2-M2-R2)	-2.00; 0.00	6.65	1.318

#### 9.6.4.1 Dettagli strisce verifiche stabilità

#### Simbologia adottata

Le ascisse X sono considerate positive verso monte

Le ordinate Y sono considerate positive verso l'alto

Origine in testa al muro (spigolo contro terra)

W	peso della striscia espresso in [kN]
Qy	carico sulla striscia espresso in [kN]
Qf	carico acqua sulla striscia espresso in [kN]
a	angolo fra la base della striscia e l'orizzontale espresso in [°] (positivo antiorario)
f	angolo d'attrito del terreno lungo la base della striscia
c	coesione del terreno lungo la base della striscia espressa in [kPa]
b	larghezza della striscia espressa in [m]
u	pressione neutra lungo la base della striscia espressa in [kPa]
Tx; Ty	Resistenza al taglio fornita dai tiranti in direzione X ed Y espressa in [kPa]

n°	W [kN]	Qy [kN]	Qf [kN]	b [m]	α [°]	φ [°]	c [kPa]	u [kPa]	Tx; Ty [kN]
1	10.70	26.28	0.00	4.65 - 0.47	78.525	32.007	0	0.0	
2	25.82	26.86	0.00	0.47	63.862	32.007	0	0.0	
3	33.43	26.86	0.00	0.47	55.733	32.007	0	0.0	
4	39.12	26.86	0.00	0.47	49.098	32.007	0	0.0	
5	43.67	26.86	0.00	0.47	43.272	32.007	0	4.3	
6	47.81	26.86	0.00	0.47	37.967	32.007	0	8.2	
7	51.78	12.34	0.00	0.47	33.025	32.007	0	11.5	
8	54.37	0.00	0.00	0.47	28.348	32.007	0	14.2	
9	56.50	0.00	0.00	0.47	23.871	32.007	0	16.4	
10	57.00	0.00	0.00	0.47	19.545	32.007	0	18.3	
11	70.89	0.00	0.00	0.47	15.332	32.007	0	19.7	
12	34.58	0.00	0.00	0.47	11.203	32.007	0	20.8	
13	21.71	0.00	0.00	0.47	7.133	32.007	0	21.5	
14	21.90	0.00	0.00	0.47	3.099	32.007	0	21.9	
15	20.92	0.00	0.00	0.47	-0.920	32.007	0	22.0	
16	20.70	0.00	0.00	0.47	-4.944	32.007	0	21.8	
17	20.17	0.00	0.00	0.47	-8.992	32.007	0	21.2	
18	19.32	0.00	0.00	0.47	-13.086	32.007	0	20.3	

n°	W [kN]	Qy [kN]	Qf [kN]	b [m]	$\alpha$ [°]	$\phi$ [°]	c [kPa]	u [kPa]	Tx; Ty [kN]
19	18.14	0.00	0.00	0.47	-17.250	32.007	0	19.1	
20	16.61	0.00	0.00	0.47	-21.511	32.007	0	17.5	
21	14.70	0.00	0.00	0.47	-25.901	32.007	0	15.5	
22	12.37	0.00	0.00	0.47	-30.463	32.007	0	13.0	
23	9.56	0.00	0.00	0.47	-35.251	32.007	0	10.1	
24	6.18	0.00	0.00	0.47	-40.345	32.007	0	6.5	
25	2.10	0.00	0.00	-7.00 - 0.47	-44.946	32.007	0	2.3	

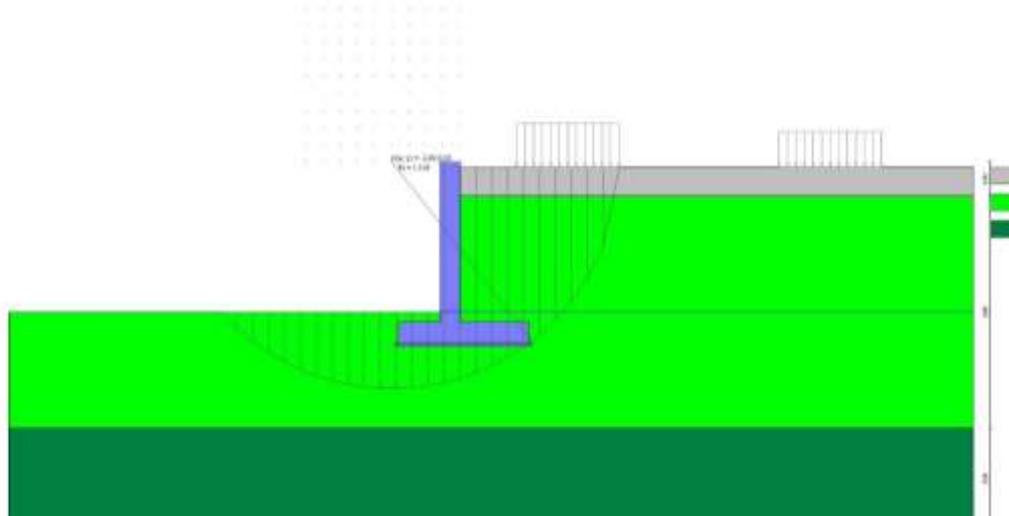


Figura 17 - Stabilità fronte di scavo - Cerchio critico (Combinazione n° 30)

## 9.7 Sollecitazioni

### Elementi calcolati a trave

Simbologia adottata

N Sforzo normale, espresso in [kN]. Positivo se di compressione.

T Taglio, espresso in [kN]. Positivo se diretto da monte verso valle

M Momento, espresso in [kNm]. Positivo se tende le fibre contro terra (a monte)

### 9.7.1 Paramento

n°	X [m]	N <sub>min</sub> [kN]	N <sub>max</sub> [kN]	T <sub>min</sub> [kN]	T <sub>max</sub> [kN]	M <sub>min</sub> [kNm]	M <sub>max</sub> [kNm]
1	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
2	-0.10	1.43	1.91	0.00	0.09	0.00	0.00
3	-0.20	2.85	3.82	0.00	0.28	0.00	0.02
4	-0.30	4.28	5.74	0.04	0.60	0.00	0.06
5	-0.40	5.70	7.65	0.12	0.96	0.01	0.14
6	-0.50	7.13	9.56	0.24	1.36	0.03	0.26
7	-0.60	8.56	11.47	0.40	1.79	0.06	0.41
8	-0.70	9.98	13.39	0.59	2.27	0.11	0.62
9	-0.80	11.41	15.30	0.83	2.79	0.18	0.87
10	-0.90	12.84	17.21	1.10	3.34	0.28	1.18

n°	X [m]	N <sub>min</sub> [kN]	N <sub>max</sub> [kN]	T <sub>min</sub> [kN]	T <sub>max</sub> [kN]	M <sub>min</sub> [kNm]	M <sub>max</sub> [kNm]
11	-1.00	14.26	19.12	1.42	3.94	0.40	1.54
12	-1.10	15.69	21.04	1.77	4.57	0.56	1.96
13	-1.20	17.11	22.95	2.16	5.24	0.76	2.45
14	-1.30	18.54	24.86	2.59	5.95	1.00	3.01
15	-1.40	19.97	26.77	3.06	6.70	1.28	3.65
16	-1.50	21.39	28.68	3.57	7.49	1.61	4.36
17	-1.60	22.82	30.60	4.12	8.32	1.99	5.15
18	-1.70	24.25	32.51	4.71	9.19	2.44	6.02
19	-1.80	25.67	34.42	5.34	10.10	2.94	6.99
20	-1.90	27.10	36.33	6.00	11.04	3.50	8.04
21	-2.00	28.52	38.25	6.71	12.03	4.14	9.20
22	-2.10	29.95	40.16	7.45	13.05	4.85	10.45
23	-2.20	31.38	42.07	8.24	14.12	5.63	11.81
24	-2.30	32.80	43.98	9.06	15.22	6.50	13.27
25	-2.40	34.23	45.90	9.92	16.36	7.44	14.85
26	-2.50	35.66	47.81	10.82	17.55	8.48	16.55
27	-2.60	37.08	49.72	11.76	18.77	9.61	18.36
28	-2.70	38.51	51.63	12.74	20.05	10.84	20.30
29	-2.80	39.93	53.55	13.76	22.18	12.16	22.38
30	-2.90	41.36	55.46	14.82	24.47	13.59	24.59
31	-3.00	42.79	57.37	15.92	26.83	15.13	26.94
32	-3.10	44.21	59.28	17.05	29.27	16.77	29.45
33	-3.20	45.64	61.19	18.23	31.78	18.54	32.12
34	-3.30	47.06	63.11	19.44	34.35	20.42	34.95
35	-3.40	48.49	65.02	20.70	36.99	22.43	37.95
36	-3.50	49.92	66.93	21.99	39.70	24.56	41.11
37	-3.60	51.34	68.84	23.32	42.48	26.83	44.46
38	-3.70	52.77	70.76	24.70	45.31	29.23	47.98
39	-3.80	54.20	72.67	26.11	48.21	31.77	51.68
40	-3.90	55.62	74.58	27.56	51.17	34.45	56.58
41	-4.00	57.05	76.49	29.05	54.20	37.28	61.85
42	-4.10	58.47	78.41	30.57	57.28	40.26	67.42
43	-4.20	59.90	80.32	32.14	60.42	43.40	73.30
44	-4.30	61.33	82.23	33.75	63.62	46.69	79.50
45	-4.40	62.75	84.14	35.39	66.87	50.15	86.03
46	-4.50	64.18	86.05	37.10	70.23	53.77	92.88
47	-4.60	65.61	87.97	38.95	73.76	57.57	100.08
48	-4.70	67.03	89.88	40.92	77.47	61.56	107.64

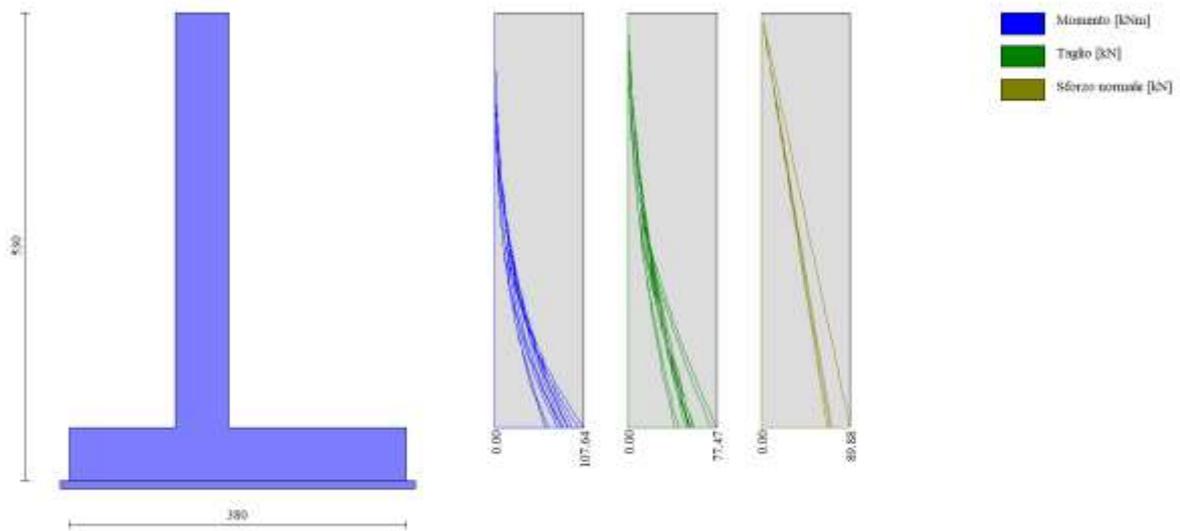


Figura 18 - Paramento

### 9.7.2 Fondazione

n°	X [m]	N <sub>min</sub> [kN]	N <sub>max</sub> [kN]	T <sub>min</sub> [kN]	T <sub>max</sub> [kN]	M <sub>min</sub> [kNm]	M <sub>max</sub> [kNm]
1	-1.80	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
2	-1.70	0.00	0.00	3.52	10.12	0.17	0.51
3	-1.60	0.00	0.00	7.25	20.20	0.71	2.02
4	-1.50	0.00	0.00	11.18	30.24	1.63	4.54
5	-1.40	0.00	0.00	15.30	40.24	2.95	8.07
6	-1.30	0.00	0.00	19.63	50.20	4.70	12.59
7	-1.20	0.00	0.00	24.16	60.12	6.89	18.11
8	-1.10	0.00	0.00	28.89	70.01	9.54	24.62
9	-1.00	0.00	0.00	33.83	79.85	12.67	32.11
10	-0.90	0.00	0.00	38.96	89.66	16.31	40.58
11	-0.80	0.00	0.00	44.30	99.42	20.47	50.04
12	-0.70	0.00	0.00	49.83	109.15	25.18	60.47
13	-0.60	0.00	0.00	55.57	119.31	30.44	71.87
14	0.00	0.00	0.00	-86.68	-0.55	-88.10	16.32
15	0.10	0.00	0.00	-83.71	1.43	-80.74	16.30
16	0.20	0.00	0.00	-80.71	3.70	-73.68	16.05
17	0.30	0.00	0.00	-77.70	5.72	-66.91	15.57
18	0.40	0.00	0.00	-74.66	7.48	-60.45	14.91
19	0.50	0.00	0.00	-71.60	8.97	-54.30	14.09
20	0.60	0.00	0.00	-68.52	10.21	-48.45	13.12
21	0.70	0.00	0.00	-65.41	11.18	-42.91	12.05
22	0.80	0.00	0.00	-62.29	11.89	-37.68	10.90
23	0.90	0.00	0.00	-59.14	12.33	-32.77	9.68
24	1.00	0.00	0.00	-55.98	12.52	-28.17	8.44
25	1.10	0.00	0.00	-52.79	12.45	-23.89	7.19
26	1.20	0.00	0.00	-49.58	12.11	-19.92	5.96
27	1.30	0.00	0.00	-46.35	11.51	-16.28	4.78
28	1.40	0.00	0.00	-43.10	10.65	-12.97	3.67
29	1.50	0.00	0.00	-39.83	9.53	-9.98	2.65
30	1.60	0.00	0.00	-36.53	8.15	-7.32	1.77
31	1.70	0.00	0.00	-29.36	6.50	-4.41	1.03
32	1.80	0.00	0.00	-19.60	4.60	-1.96	0.48

n°	X [m]	N <sub>min</sub> [kN]	N <sub>max</sub> [kN]	T <sub>min</sub> [kN]	T <sub>max</sub> [kN]	M <sub>min</sub> [kNm]	M <sub>max</sub> [kNm]
33	1.90	0.00	0.00	-9.81	2.43	-0.49	0.12
34	2.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00

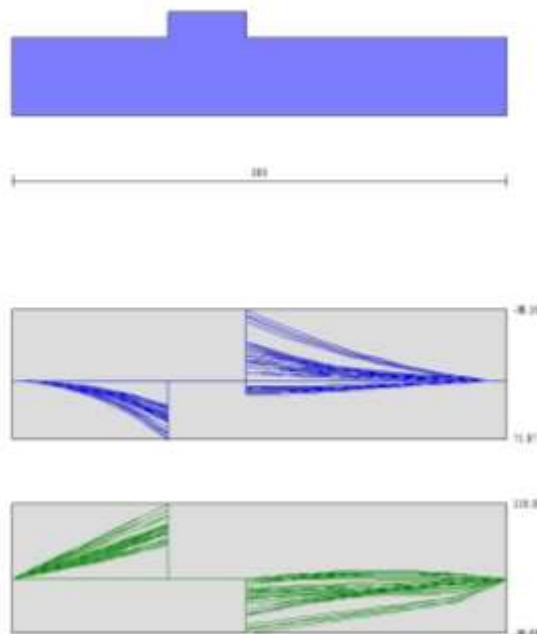


Figura 19 - Fondazione

## 9.8 Verifiche strutturali

Di seguito vengono riportate le verifiche strutturali delle sezioni di c.a. del muro oggetto di studio. Nella figura seguente sono riportate le resistenze caratteristiche e di calcolo del calcestruzzo e dell'acciaio.

DEFINIZIONE DEI MATERIALI		
<b>Calcestruzzo - Rif. UNI EN 1992 - 1 - 1 : 2005</b>		
Resistenza caratteristica cubica	R <sub>ck</sub>	35 [MPa]
Resistenza caratteristica cilindrica	f <sub>ck</sub>	28 [MPa]
Coefficiente di sicurezza parziale per il calcestruzzo	γ <sub>c</sub>	1.5 [-]
Coefficiente che tiene conto degli effetti di lungo termine	α <sub>cc</sub>	0.85 [-]
Valore medio della resistenza a compressione cilindrica	f <sub>cm</sub>	36 [MPa]
Valore medio della resistenza a trazione assiale del calcestruzzo	f <sub>ctm</sub>	2.8 [MPa]
Valore caratteristico della resistenza a trazione assiale (frattile 5%)	f <sub>ctk,0,05</sub>	1.9 [MPa]
Valore caratteristico della resistenza a trazione assiale (frattile 95%)	f <sub>ctk,0,95</sub>	3.6 [MPa]
Modulo di elasticità secante del calcestruzzo	E <sub>cm</sub>	32308 [MPa]
Deformazione di contrazione nel calcestruzzo alla tensione f <sub>c</sub>	ε <sub>c1</sub>	0.0020 [-]
Deformazione ultima di contrazione nel calcestruzzo	ε <sub>cu</sub>	0.0035 [-]
Resistenza di progetto a compressione del calcestruzzo	f <sub>cd</sub>	15.87 [MPa]
Resistenza di progetto a trazione del calcestruzzo	f <sub>ctd</sub>	1.29 [MPa]
Tensione ammissibile nel calcestruzzo nella combinazione caratteristica	σ <sub>c,caratt.</sub>	16.8 [MPa]
Tensione ammissibile nel calcestruzzo nella combinazione quasi permanente	σ <sub>c,q.p.</sub>	12.6 [MPa]

<b>Acciaio - Rif. UNI EN 1992 - 1 - 1 : 2005</b>			
Resistenza a snervamento dell'acciaio	$f_{yk}$	450	[MPa]
Coefficiente di sicurezza parziale per l'acciaio	$\gamma_s$	1.15	[-]
Modulo di elasticità secante dell'acciaio	$E_s$	200000	[MPa]
Deformazione a snervamento dell'acciaio	$\varepsilon_{yd}$	0.001957	[-]
Deformazione ultima dell'acciaio	$\varepsilon_{su}$	0.01	[-]
<b>Resistenza di progetto a trazione dell'acciaio</b>	<b><math>f_{yd}</math></b>	<b>391.3</b>	<b>[MPa]</b>
<b>Tensione ammissibile nell'acciaio per le combinazioni a SLS</b>	<b><math>\sigma_s</math></b>	<b>360</b>	<b>[MPa]</b>

### 9.8.1 Verifiche a flessione paramento

Il paramento è soggetto a un momento massimo nella zona di innesto con la fondazione pari a 107,74 kNm. È prevista l'installazione di armatura in barre d'acciaio costituite da  $\phi 16/20$  al lembo teso (zona di monte paramento) e  $\phi 12/20$  al lembo compresso (zona di valle paramento).

Il momento resistente della sezione di calcestruzzo è pari a 209,66 kNm, pertanto viene considerata soddisfatta la verifica strutturale della sezione.

<b>DEFINIZIONE DELLA GEOMETRIA</b>			
<b>SEZIONE TRASVERSALE</b>			
Altezza della sezione trasversale di calcestruzzo	$h$	600	[mm]
Larghezza della sezione trasversale di calcestruzzo	$b$	1000	[mm]
Copriferro	$d'$	47	[mm]
Altezza utile della sezione	$d$	553	[mm]
<b>ARMATURA TESA</b>			
Diametro dei ferri correnti	$\phi_1$	16	[mm]
Numero dei ferri correnti	$n_1$	5	[-]
Diametro dei ferri di eventuale infittimento	$\phi_2$	0	[mm]
Numero dei ferri di eventuale infittimento	$n_2$	0	[-]
Area dell'armatura tesa	$A_s$	1005	[mm <sup>2</sup> ]
<b>ARMATURA COMPRESSA</b>			
Diametro dei ferri correnti	$\phi'_1$	12	[mm]
Numero dei ferri correnti	$n'_1$	5	[-]
Diametro dei ferri di eventuale infittimento	$\phi'_2$	0	[mm]
Numero dei ferri di eventuale infittimento	$n'_2$	0	[-]
Area dell'armatura compressa	$A'_s$	565	[mm <sup>2</sup> ]
<b>CAMPO 2a</b>			
Posizione adimensionale dell'asse neutro	$\xi$	0.0974	[-]
Posizione dell'asse neutro	$x$	53.84	[mm]
Deformazione massima nel calcestruzzo	$\varepsilon_{c,max}$	0.0011	[-]
Deformazione massima dell'acciaio	$\varepsilon_{s,max}$	0.0100	[-]
Coefficiente di riempimento	$\beta$	0.4424	[-]
Coefficiente di baricentro	$\kappa$	0.3516	[-]
Coefficiente $\alpha'_s = \sigma'_s / f_{yd}$	$\alpha'_s$	0.0700	[-]
Tensione nell'armatura compressa	$\sigma'_s$	27.41	[MPa]
Deformazione dell'armatura compressa	$\varepsilon'_s$	0.0001	[-]
<b>Momento resistente della sezione</b>	<b><math>M_{Rd}</math></b>	<b>209.66</b>	<b>[kNm]</b>
<b>Momento sollecitante a SLU assunto in valore assoluto</b>	<b><math>M_{Ed}</math></b>	<b>107.7</b>	<b>[kNm]</b>

### 9.8.2 Verifica a taglio paramento

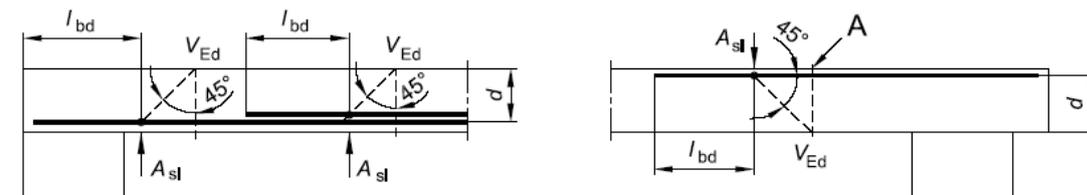
La massima sollecitazione tagliante sul paramento è pari a 77,47 kN. Viene di seguito riportata la verifica a taglio dalla sezione in c.a. Come si evince, la verifica risulta soddisfatta anche senza l'impiego di apposita armatura al taglio. In fase esecutiva saranno comunque inserite spille metalliche per il mantenimento delle distanze tra ferri anteriori e posteriori.

DETERMINAZIONE DELLA RESISTENZA A TAGLIO DELLA SEZIONE			
§ 4.1.2.1.3.1 - ELEMENTI SENZA ARMATURE TRASVERSALI RESISTENTI A TAGLIO			
Azione di Taglio sollecitante a Stato Limite Ultimo	$V_{Ed}$	77.47	[kN]
Considerare o meno il contributo dell'armatura tesa nel calcolo		si	[-]
Coefficiente $C_{Rd,c}$	$C_{Rd,c}$	0.12	[-]
Coefficiente k	k	1.60	[-]
		1.60	[-]
Rapporto geometrico d'armatura che si estende per non meno di $l_{bd} + d$	$\rho_l$	0.0013918	[-]
		0.0013918	[-]

figura 6.3 Definizione di  $A_{sl}$  nella espressione (6.2)

Legenda

A Sezione considerata



Resistenza a taglio offerta dal calcestruzzo teso	$V_{Rd,c}$	167.23	[kN]
Resistenza minima del calcestruzzo teso	$V_{Rd,min}$	207.55	[kN]
<b>Resistenza a taglio offerta dal calcestruzzo teso</b>	<b><math>V_{Rd}</math></b>	<b>207.55</b>	<b>[kN]</b>

### 9.8.3 Verifiche a flessione fondazione

La fondazione è soggetta a un momento massimo pari a 88,10kNm. È prevista l'installazione di armatura in barre d'acciaio costituite da  $\phi 14/20$  al lembo teso e  $\phi 14/20$  al lembo compresso.

Il momento resistente della sezione di calcestruzzo è pari a 152,40 kNm, pertanto viene considerata soddisfatta la verifica strutturale della sezione.

DEFINIZIONE DELLA GEOMETRIA			
SEZIONE TRASVERSALE			
Altezza della sezione trasversale di calcestruzzo	h	600	[mm]
Larghezza della sezione trasversale di calcestruzzo	b	1000	[mm]
Copriferro	d'	47	[mm]
Altezza utile della sezione	d	553	[mm]
ARMATURA TESA			
Diametro dei ferri correnti	$\phi_1$	14	[mm]
Numero dei ferri correnti	$n_1$	5	[-]
Diametro dei ferri di eventuale infittimento	$\phi_2$	0	[mm]
Numero dei ferri di eventuale infittimento	$n_2$	0	[-]
Area dell'armatura tesa	$A_s$	770	[mm <sup>2</sup> ]
ARMATURA COMPRESSA			
Diametro dei ferri correnti	$\phi'_1$	14	[mm]
Numero dei ferri correnti	$n'_1$	5	[-]
Diametro dei ferri di eventuale infittimento	$\phi'_2$	0	[mm]
Numero dei ferri di eventuale infittimento	$n'_2$	0	[-]
Area dell'armatura compressa	$A'_s$	770	[mm <sup>2</sup> ]
Armatura simmetrica			
Posizione adimensionale dell'asse neutro	$\xi$		[-]
Posizione dell'asse neutro	x		[mm]
Deformazione massima nel calcestruzzo	$\epsilon_{c,max}$		[-]
Deformazione massima dell'acciaio	$\epsilon_{s,max}$		[-]
Coefficiente di riempimento	$\beta$		[-]
Coefficiente di baricentro	$\kappa$		[-]
Coefficiente $\alpha'_s = \sigma'_s / f_{yd}$	$\alpha'_s$		[-]
Tensione nell'armatura compressa	$\sigma'_s$		[MPa]
Deformazione dell'armatura compressa	$\epsilon'_s$		[-]
<b>Momento resistente della sezione</b>	<b><math>M_{Rd}</math></b>	<b>152.40</b>	<b>[kNm]</b>
<b>Momento sollecitante a SLU assunto in valore assoluto</b>	<b><math>M_{Ed}</math></b>	<b>88.1</b>	<b>[kNm]</b>

#### 9.8.4 Verifica a taglio fondazione

La massima sollecitazione tagliante sul paramento è pari a 119,31 kN. Viene di seguito riportata la verifica a taglio dalla sezione in c.a. Come si evince, la verifica risulta soddisfatta anche senza l'impiego di apposita armatura al taglio. In fase esecutiva saranno comunque inserite spille metalliche per il mantenimento delle distanze tra ferri anteriori e posteriori.

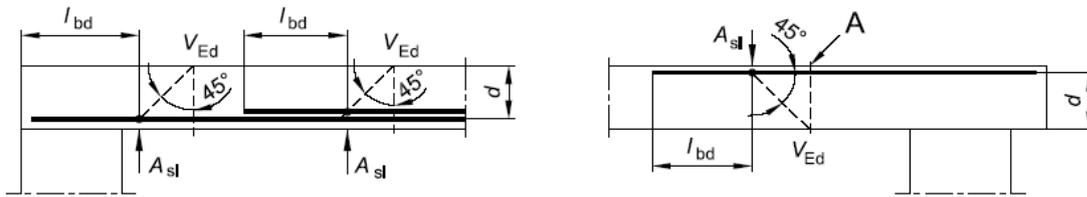
**DETERMINAZIONE DELLA RESISTENZA A TAGLIO DELLA SEZIONE**

**§ 4.1.2.1.3.1 - ELEMENTI SENZA ARMATURE TRASVERSALI RESISTENTI A TAGLIO**

Azione di Taglio sollecitante a Stato Limite Ultimo	$V_{Ed}$	119.31	[kN]
Considerare o meno il contributo dell'armatura tesa nel calcolo		si	[-]
Coefficiente $C_{Rd,c}$	$C_{Rd,c}$	0.12	[-]
Coefficiente k	k	1.60	[-]
		1.60	[-]
Rapporto geometrico d'armatura che si estende per non meno di $l_{bd} + d$	$\rho_1$	0.0013918	[-]
		0.0013918	[-]

figura 6.3 Definizione di  $A_{sl}$  nella espressione (6.2)

Legenda  
A Sezione considerata



Resistenza a taglio offerta dal calcestruzzo teso	$V_{Rd,c}$	167.23	[kN]
Resistenza minima del calcestruzzo teso	$V_{Rd,min}$	207.55	[kN]
<b>Resistenza a taglio offerta dal calcestruzzo teso</b>	<b><math>V_{Rd}</math></b>	<b>207.55</b>	<b>[kN]</b>

**9.9 Verifiche alle tensioni e a fessurazione**

**9.9.1 Verifica paramento**

Il paramento risulta sollecitato da un momento massimo pari a 75,82 kNm nella combinazione SLE Frequente e da un momento di 61,56 kNm nella combinazione SLE Quasi Permanente. Vengono di seguito riportate le verifiche alle tensioni e a fessurazione del calcestruzzo. I limiti imposti sull'apertura delle fessure sono relativi alla condizione XC4, condizioni aggressive e armatura poco sensibile.

Combinazione Frequente  $w_2 = 0,30$  mm  
 Combinazione Quasi Permanente  $w_1 = 0,20$  mm

<b>DETERMINAZIONE DELLE TENSIONI A SLS</b>			
<b>Controllo tensionale per la Combinazione Quasi Permanente</b>			
Momento sollecitante assunto in valore assoluto	$M_{Ed}$	61.6	[kNm]
Coefficiente di omogeneizzazione	n	15.0	[-]
Altezza della sezione trasversale di calcestruzzo	j	600	[-]
Larghezza della sezione trasversale di calcestruzzo	b	1000	[-]
Copriferro	d'	47	[-]
Altezza utile della sezione	d'	553	[-]
Area dell'armatura tesa	$A_s$	1005	[mm <sup>2</sup> ]
Area dell'armatura compressa	$A'_s$	565	[mm <sup>2</sup> ]
Posizione dell'asse neutro	x	110.72	[mm]
Momento d'inerzia della sezione rispetto a x	J	3436629713	[mm <sup>4</sup> ]
Tensione ammissibile nel calcestruzzo nella combinazione quasi permanente	$\sigma_{c,q.p.}$	12.6	[MPa]
Tensione ammissibile nell'acciaio per le combinazioni a SLS	$\sigma_s$	360	[MPa]
<b>Tensione nel calcestruzzo</b>	<b><math>\sigma_c</math></b>	<b>1.98</b>	<b>[MPa]</b>
<b>Tensione nell'armatura tesa</b>	<b><math>\sigma_s</math></b>	<b>118.84</b>	<b>[MPa]</b>

<b>DETERMINAZIONE DELLE TENSIONI A SLS</b>			
<b>Controllo tensionale per la Combinazione Frequente</b>			
Momento sollecitante assunto in valore assoluto	$M_{Ed}$	75.8	[kNm]
Coefficiente di omogeneizzazione	n	15.0	[-]
Altezza della sezione trasversale di calcestruzzo	j	600	[MPa]
Larghezza della sezione trasversale di calcestruzzo	b	1000	[-]
Copriferro	d'	47	[kNm]
Altezza utile della sezione	d'	553	[kNm]
Area dell'armatura tesa	$A_s$	1005	[mm <sup>2</sup> ]
Area dell'armatura compressa	$A'_s$	565	[mm <sup>2</sup> ]
Posizione dell'asse neutro	x	110.72	[mm]
Momento d'inerzia della sezione rispetto a x	J	3436629713	[mm <sup>4</sup> ]
<b>Tensione nel calcestruzzo</b>	<b><math>\sigma_c</math></b>	<b>2.44</b>	<b>[MPa]</b>
<b>Tensione nell'armatura tesa</b>	<b><math>\sigma_s</math></b>	<b>146.37</b>	<b>[MPa]</b>

CONTROLLO DI FESSURAZIONE A SLS		
Altezza della sezione trasversale di calcestruzzo	h	600 [mm]
Larghezza della sezione trasversale di calcestruzzo	b	1000 [mm]
Copriferro	d'	47 [mm]
Altezza utile della sezione	d	553 [mm]
Area dell'armatura tesa	A <sub>s</sub>	1005 [mm <sup>2</sup> ]
Area dell'armatura compressa	A' <sub>s</sub>	565 [mm <sup>2</sup> ]
Distanza tra il bordo del cls e l'armatura	c	40 [mm]
Distanza tra i baricentri delle barre	s	200 [mm]
Distanza massima di riferimento tra le barre	S <sub>rif,max</sub>	240 [mm]
Calcolo dell'ampiezza delle fessure - Combinazione Quasi Permanente		
<b>Momento sollecitante per la combinazione Quasi Permanente</b>	<b>M<sub>Ed,q.p.</sub></b>	<b>61.56 [kNm]</b>
Durata del carico		lunga [-]
Posizione dell'asse neutro dal lembo superiore	x	110.72 [mm]
Tensione indotta nell'armatura tesa considerando la sezione fessurata	σ <sub>s</sub>	118.84 [MPa]
Valore medio della resistenza a trazione efficace del calcestruzzo	f <sub>ct,eff</sub>	2.8 [MPa]
Fattore dipendente dalla durata del carico	k <sub>f</sub>	0.4 [-]
Altezza efficace	h <sub>c,eff</sub>	117.5 [mm]
Area efficace del calcestruzzo teso attorno all'armatura	A <sub>c,eff</sub>	117500 [mm <sup>2</sup> ]
Rapporto geometrico sull'area efficace	ρ <sub>p,eff</sub>	0.00856 [-]
Rapporto tra E <sub>s</sub> /E <sub>cm</sub>	α <sub>e</sub>	6.19 [-]
Differenza tra la deformazione nell'acciaio e quella nel calcestruzzo	ε <sub>sm</sub> - ε <sub>cm</sub>	-0.000087 [-] 0.000357 [-]
Determinazione del diametro equivalente delle barre tese	φ <sub>eq</sub>	16.00 [mm]
Coefficiente che tiene conto dell'aderenza migliorata delle barre	k <sub>1</sub>	0.8 [-]
Coefficiente che tiene conto della flessione pura	k <sub>2</sub>	0.5 [-]
	k <sub>3</sub>	3.4 [-]
	k <sub>4</sub>	0.425 [-]
Distanza massima tra le fessure	S <sub>r,max</sub>	453.91 [mm] 453.91 [mm]
<b>Ampiezza delle fessure</b>	<b>w<sub>k</sub></b>	<b>0.1618 [mm]</b>
<b>Ampiezza massima delle fessure</b>	<b>w<sub>max</sub></b>	<b>0.2 [mm]</b>
Calcolo dell'ampiezza delle fessure - Combinazione Frequente		
<b>Momento sollecitante per la combinazione Frequente</b>	<b>M<sub>Ed,freq.</sub></b>	<b>75.82 [kNm]</b>
Durata del carico		lunga [-]
Posizione dell'asse neutro dal lembo superiore	x	110.72 [mm]
Tensione indotta nell'armatura tesa considerando la sezione fessurata	σ <sub>s</sub>	146.37 [MPa]
Valore medio della resistenza a trazione efficace del calcestruzzo	f <sub>ct,eff</sub>	2.8 [MPa]
Fattore dipendente dalla durata del carico	k <sub>f</sub>	0.4 [-]
Altezza efficace	h <sub>c,eff</sub>	117.5 [mm]
Area efficace del calcestruzzo teso attorno all'armatura	A <sub>c,eff</sub>	117500 [mm <sup>2</sup> ]
Rapporto geometrico sull'area efficace	ρ <sub>p,eff</sub>	0.00856 [-]
Rapporto tra E <sub>s</sub> /E <sub>cm</sub>	α <sub>e</sub>	6.19 [-]
Differenza tra la deformazione nell'acciaio e quella nel calcestruzzo	ε <sub>sm</sub> - ε <sub>cm</sub>	0.000051 [-] 0.000439 [-]
Determinazione del diametro equivalente delle barre tese	φ <sub>eq</sub>	16.00 [mm]
Coefficiente che tiene conto dell'aderenza migliorata delle barre	k <sub>1</sub>	0.8 [-]
Coefficiente che tiene conto della flessione pura	k <sub>2</sub>	0.5 [-]
	k <sub>3</sub>	3.4 [-]
	k <sub>4</sub>	0.425 [-]
Distanza massima tra le fessure	S <sub>r,max</sub>	453.91 [mm] 453.91 [mm]
<b>Ampiezza delle fessure</b>	<b>w<sub>k</sub></b>	<b>0.1993 [mm]</b>
<b>Ampiezza massima delle fessure</b>	<b>w<sub>max</sub></b>	<b>0.3 [mm]</b>

### 9.9.2 Verifica fondazione

La fondazione risulta sollecitata da un momento massimo pari a 47,60 kNm nella combinazione SLE Frequente e da un momento di 30,40 kNm nella combinazione SLE Quasi Permanente.

Vengono di seguito riportate le verifiche alle tensioni e a fessurazione del calcestruzzo.

I limiti imposti sull'apertura delle fessure sono relativi alla condizione XC4, condizioni aggressive e armatura poco sensibile.

Combinazione Frequente  $w_2 = 0,30$  mm

Combinazione Quasi Permanente  $w_1 = 0,20$  mm

DETERMINAZIONE DELLE TENSIONI A SLS			
Controllo tensionale per la Combinazione Quasi Permanente			
Momento sollecitante assunto in valore assoluto	$M_{Ed}$	30.4	[kNm]
Coefficiente di omogeneizzazione	n	15.0	[-]
Altezza della sezione trasversale di calcestruzzo	j	600	[-]
Larghezza della sezione trasversale di calcestruzzo	b	1000	[-]
Copriferro	d'	47	[-]
Altezza utile della sezione	d'	553	[-]
Area dell'armatura tesa	$A_s$	770	[mm <sup>2</sup> ]
Area dell'armatura compressa	$A'_s$	770	[mm <sup>2</sup> ]
Posizione dell'asse neutro	x	96.86	[mm]
Momento d'inerzia della sezione rispetto a x	J	2733780074	[mm <sup>4</sup> ]
Tensione ammissibile nel calcestruzzo nella combinazione quasi permanente	$\sigma_{c,q.p.}$	12.6	[MPa]
Tensione ammissibile nell'acciaio per le combinazioni a SLS	$\sigma_s$	360	[MPa]
<b>Tensione nel calcestruzzo</b>	$\sigma_c$	<b>1.08</b>	<b>[MPa]</b>
<b>Tensione nell'armatura tesa</b>	$\sigma_s$	<b>76.19</b>	<b>[MPa]</b>

DETERMINAZIONE DELLE TENSIONI A SLS			
Controllo tensionale per la Combinazione Frequente			
Momento sollecitante assunto in valore assoluto	$M_{Ed}$	47.6	[kNm]
Coefficiente di omogeneizzazione	n	15.0	[-]
Altezza della sezione trasversale di calcestruzzo	j	600	[MPa]
Larghezza della sezione trasversale di calcestruzzo	b	1000	[-]
Copriferro	d'	47	[kNm]
Altezza utile della sezione	d'	553	[kNm]
Area dell'armatura tesa	$A_s$	770	[mm <sup>2</sup> ]
Area dell'armatura compressa	$A'_s$	770	[mm <sup>2</sup> ]
Posizione dell'asse neutro	x	96.86	[mm]
Momento d'inerzia della sezione rispetto a x	J	2733780074	[mm <sup>4</sup> ]
<b>Tensione nel calcestruzzo</b>	$\sigma_c$	<b>1.69</b>	<b>[MPa]</b>
<b>Tensione nell'armatura tesa</b>	$\sigma_s$	<b>119.06</b>	<b>[MPa]</b>

CONTROLLO DI FESSURAZIONE A SLS		
Altezza della sezione trasversale di calcestruzzo	h	600 [mm]
Larghezza della sezione trasversale di calcestruzzo	b	1000 [mm]
Copriferro	d'	47 [mm]
Altezza utile della sezione	d	553 [mm]
Area dell'armatura tesa	A <sub>s</sub>	770 [mm <sup>2</sup> ]
Area dell'armatura compressa	A' <sub>s</sub>	770 [mm <sup>2</sup> ]
Distanza tra il bordo del cls e l'armatura	c	40 [mm]
Distanza tra i baricentri delle barre	s	200 [mm]
Distanza massima di riferimento tra le barre	S <sub>rif,max</sub>	235 [mm]
Calcolo dell'ampiezza delle fessure - Combinazione Quasi Permanente		
<b>Momento sollecitante per la combinazione Quasi Permanente</b>	<b>M<sub>Ed,q.p.</sub></b>	<b>30.44 [kNm]</b>
Durata del carico		lunga [-]
Posizione dell'asse neutro dal lembo superiore	x	96.86 [mm]
Tensione indotta nell'armatura tesa considerando la sezione fessurata	σ <sub>s</sub>	76.19 [MPa]
Valore medio della resistenza a trazione efficace del calcestruzzo	f <sub>ct,eff</sub>	2.8 [MPa]
Fattore dipendente dalla durata del carico	k <sub>f</sub>	0.4 [-]
Altezza efficace	h <sub>c,eff</sub>	117.5 [mm]
Area efficace del calcestruzzo teso attorno all'armatura	A <sub>c,eff</sub>	117500 [mm <sup>2</sup> ]
Rapporto geometrico sull'area efficace	ρ <sub>p,eff</sub>	0.00655 [-]
Rapporto tra E <sub>s</sub> /E <sub>cm</sub>	α <sub>e</sub>	6.19 [-]
Differenza tra la deformazione nell'acciaio e quella nel calcestruzzo	ε <sub>sm</sub> - ε <sub>cm</sub>	-0.000498 [-] 0.000229 [-]
Determinazione del diametro equivalente delle barre tese	φ <sub>eq</sub>	14.00 [mm]
Coefficiente che tiene conto dell'aderenza migliorata delle barre	k <sub>1</sub>	0.8 [-]
Coefficiente che tiene conto della flessione pura	k <sub>2</sub>	0.5 [-]
	k <sub>3</sub>	3.4 [-]
	k <sub>4</sub>	0.425 [-]
Distanza massima tra le fessure	S <sub>r,max</sub>	499.33 [mm] 499.33 [mm]
<b>Ampiezza delle fessure</b>	<b>w<sub>k</sub></b>	<b>0.1141 [mm]</b>
<b>Ampiezza massima delle fessure</b>	<b>w<sub>max</sub></b>	<b>0.2 [mm]</b>
Calcolo dell'ampiezza delle fessure - Combinazione Frequente		
<b>Momento sollecitante per la combinazione Frequente</b>	<b>M<sub>Ed,freq.</sub></b>	<b>47.57 [kNm]</b>
Durata del carico		lunga [-]
Posizione dell'asse neutro dal lembo superiore	x	96.86 [mm]
Tensione indotta nell'armatura tesa considerando la sezione fessurata	σ <sub>s</sub>	119.06 [MPa]
Valore medio della resistenza a trazione efficace del calcestruzzo	f <sub>ct,eff</sub>	2.8 [MPa]
Fattore dipendente dalla durata del carico	k <sub>f</sub>	0.4 [-]
Altezza efficace	h <sub>c,eff</sub>	117.5 [mm]
Area efficace del calcestruzzo teso attorno all'armatura	A <sub>c,eff</sub>	117500 [mm <sup>2</sup> ]
Rapporto geometrico sull'area efficace	ρ <sub>p,eff</sub>	0.00655 [-]
Rapporto tra E <sub>s</sub> /E <sub>cm</sub>	α <sub>e</sub>	6.19 [-]
Differenza tra la deformazione nell'acciaio e quella nel calcestruzzo	ε <sub>sm</sub> - ε <sub>cm</sub>	-0.000284 [-] 0.000357 [-]
Determinazione del diametro equivalente delle barre tese	φ <sub>eq</sub>	14.00 [mm]
Coefficiente che tiene conto dell'aderenza migliorata delle barre	k <sub>1</sub>	0.8 [-]
Coefficiente che tiene conto della flessione pura	k <sub>2</sub>	0.5 [-]
	k <sub>3</sub>	3.4 [-]
	k <sub>4</sub>	0.425 [-]
Distanza massima tra le fessure	S <sub>r,max</sub>	499.33 [mm] 499.33 [mm]
<b>Ampiezza delle fessure</b>	<b>w<sub>k</sub></b>	<b>0.1783 [mm]</b>
<b>Ampiezza massima delle fessure</b>	<b>w<sub>max</sub></b>	<b>0.3 [mm]</b>

## 10.MURO SEZIONE TIPO B

Di seguito si riportano le verifiche eseguite sull'opera tipo B, ovvero il muro a mensola di altezza compresa tra 530÷655. Per il calcolo viene scelto di utilizzare la sezione con altezza maggiore, condizione che massimizza le sollecitazioni sul paramento e sulla fondazione.

### 10.1 Geometria muro

#### 10.1.1 Geometria paramento e fondazione

##### Paramento

Materiale	C28/35	
Altezza paramento	5.75	[m]
Altezza paramento libero	5.50	[m]
Spessore in sommità	0.80	[m]
Spessore all'attacco con la fondazione	0.80	[m]
Inclinazione paramento esterno	0.00	[°]
Inclinazione paramento interno	0.00	[°]

##### Fondazione

Materiale	C28/35	
Lunghezza mensola di valle	1.20	[m]
Lunghezza mensola di monte	2.70	[m]
Lunghezza totale	4.70	[m]
Inclinazione piano di posa	0.00	[°]
Spessore	0.80	[m]
Spessore magrone	0.10	[m]

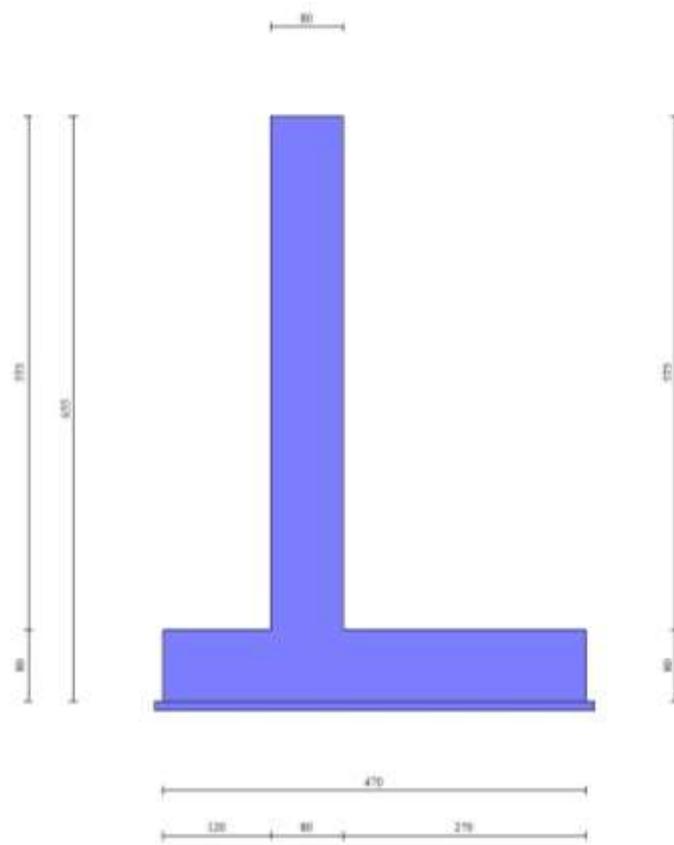


Figura 20 - Sezione quotata del muro

## 10.2 Stratigrafia

Simbologia adottata

n° Indice dello strato

H Spessore dello strato espresso in [m]

a Inclinazione espressa in [°]

Terreno Terreno dello strato

Per calcolo pali (solo se presenti)

Kw Costante di Winkler orizzontale espressa in Kg/cm<sup>2</sup>/cm

Ks Coefficiente di spinta

Cesp Coefficiente di espansione laterale (per tutti i metodi tranne il metodo di Bustamante-Doix)

Tabella 14

n°	H [m]	a [°]	Terreno	Kw [Kg/cm <sup>3</sup> ]	Ks	Cesp	Kst <sub>sta</sub>	Kst <sub>sis</sub>
1	1.00	0.000	Pacchetto Ferrovia	---	---	---	---	---
2	6.80	0.000	Terreno Naturale Sup	---	---	---	---	---
3	3.00	0.000	Terreno Naturale Inf	---	---	---	---	---



Figura 21 – Stratigrafia

### 10.3 Falda

Simbologia adottata

(Sistema di riferimento con origine in testa al muro, ascissa X positiva verso monte, ordinata Y positiva verso l'alto)

- n° numero ordine del punto  
 X ascissa del punto espressa in [m]  
 Y ordinata del punto espressa in [m]  
 A inclinazione del tratto espressa in [°]

n°	X	Y	A
	[m]	[m]	[°]
1	-4.80	-5.60	0.000
2	15.00	-5.60	0.000

### 10.4 Condizioni di carico

Simbologia adottata

Carichi verticali positivi verso il basso.

Carichi orizzontali positivi verso sinistra.

Momento positivo senso antiorario.

- X Ascissa del punto di applicazione del carico concentrato espressa in [m]  
 F<sub>x</sub> Componente orizzontale del carico concentrato espressa in [kN]  
 F<sub>y</sub> Componente verticale del carico concentrato espressa in [kN]  
 M Momento espresso in [kNm]  
 X<sub>i</sub> Ascissa del punto iniziale del carico ripartito espressa in [m]  
 X<sub>f</sub> Ascissa del punto finale del carico ripartito espressa in [m]

$Q_i$  Intensità del carico per  $x=X_i$  espressa in [kN]  
 $Q_f$  Intensità del carico per  $x=X_f$  espressa in [kN]

Condizione n° 1 (Treno 1a) - VARIABILE

Coeff. di combinazione  $Y_0=0.80 - Y_1=0.80 - Y_2=0.20$

*Carichi sul terreno*

n°	Tipo	X	Fx	Fy	M	Xi	Xf	Qi	Qf
		[m]	[kN]	[kN]	[kNm]	[m]	[m]	[kN]	[kN]
1	Distribuito					1.64	4.64	44.3400	44.3400

Condizione n° 2 (Treno 1b) - VARIABILE

Coeff. di combinazione  $Y_0=0.80 - Y_1=0.80 - Y_2=0.20$

*Carichi sul terreno*

n°	Tipo	X	Fx	Fy	M	Xi	Xf	Qi	Qf
		[m]	[kN]	[kN]	[kNm]	[m]	[m]	[kN]	[kN]
1	Distribuito					3.47	6.47	44.3400	44.3400

Condizione n° 3 (Treno 2) - VARIABILE

Coeff. di combinazione  $Y_0=0.80 - Y_1=0.80 - Y_2=0.20$

*Carichi sul terreno*

n°	Tipo	X	Fx	Fy	M	Xi	Xf	Qi	Qf
		[m]	[kN]	[kN]	[kNm]	[m]	[m]	[kN]	[kN]
1	Distribuito					9.32	12.32	44.3400	44.3400

## 10.5 Opzioni di calcolo

### Spinta

Metodo di calcolo della spinta Culmann  
 Tipo di spinta Spinta attiva  
 Terreno a bassa permeabilità NO  
 Superficie di spinta limitata NO

### Capacità portante

Metodo di calcolo della portanza Hansen  
 Criterio di media calcolo del terreno equivalente (terreni stratificati) Ponderata  
 Criterio di riduzione per eccentricità della portanza Meyerhof  
 Larghezza fondazione nel terzo termine della formula del carico limite ( $0.5B\gamma_g$ ) Larghezza ridotta ( $B'$ )  
 Fattori di forma e inclinazione del carico Fattori di inclinazione e fattori di forma  
 Se la fondazione ha larghezza superiore a 2.0 m viene applicato il fattore di riduzione per comportamento a piastra

### Stabilità globale

Metodo di calcolo della stabilità globale Bishop

### Altro

Partecipazione spinta passiva terreno antistante 0.00

Considera terreno sulla fondazione di valle NO

Considera spinta e peso acqua fondazione di valle NO

**Tabella 15 Specifiche per le verifiche nelle combinazioni allo Stato Limite Ultimo (SLU)**

	<b>SLU</b>	<b>Eccezionali</b>
Coefficiente di sicurezza calcestruzzo a compressione	1.50	1.00
Coefficiente di sicurezza acciaio	1.15	1.00
Fattore di riduzione da resistenza cubica a cilindrica	0.83	0.83
Fattore di riduzione per carichi di lungo periodo	0.85	0.85
Coefficiente di sicurezza per la sezione	1.00	1.00

Specifiche per le verifiche nelle combinazioni allo Stato Limite di Esercizio (SLE)

**Paramento e fondazione muro**

Condizioni ambientali Aggressive

Armatura ad aderenza migliorata SI

*Verifica a fessurazione*

Sensibilità armatura Poco sensibile

Metodo di calcolo aperture delle fessure NTC 2018 - CIRCOLARE 21 gennaio 2019, n. 7 C.S.LL.PP.

Valori limite aperture delle fessure:

$$w_1=0.20$$

$$w_2=0.30$$

$$w_3=0.40$$

*Verifica delle tensioni*

Valori limite delle tensioni nei materiali:

<b>Combinazione</b>	<b>Calcestruzzo</b>	<b>Acciaio</b>
Rara	0.60 $f_{ck}$	0.80 $f_{yk}$
Frequente	1.00 $f_{ck}$	1.00 $f_{yk}$
Quasi permanente	0.45 $f_{ck}$	1.00 $f_{yk}$

**10.6 Risultati per inviluppo**

**10.6.1 Spinta e forze**

Simbologia adottata

Ic Indice della combinazione

A Tipo azione

I Inclinazione della spinta, espressa in [°]

V Valore dell'azione, espressa in [kN]

C<sub>x</sub>, C<sub>y</sub> Componente in direzione X ed Y dell'azione, espressa in [kN]

P<sub>x</sub>, P<sub>y</sub> Coordinata X ed Y del punto di applicazione dell'azione, espressa in [m]

Ic	A	V [kN]	I [°]	C <sub>x</sub> [kN]	C <sub>y</sub> [kN]	P <sub>x</sub> [m]	P <sub>y</sub> [m]
2	Spinta statica	184.78	25.33	167.02	79.06	2.70	-4.22
	Peso/Inerzia muro			0.00	204.96/0.00	-0.06	-4.35
	Peso/Inerzia terrapieno			0.00	302.40/0.00	1.35	-2.95
	Spinta falda da monte			5.75		2.70	-6.23
	Sottostinta della falda				56.92	0.35	-6.55
	Peso dell'acqua sulla fondazione di valle				0.00	0.00	0.00

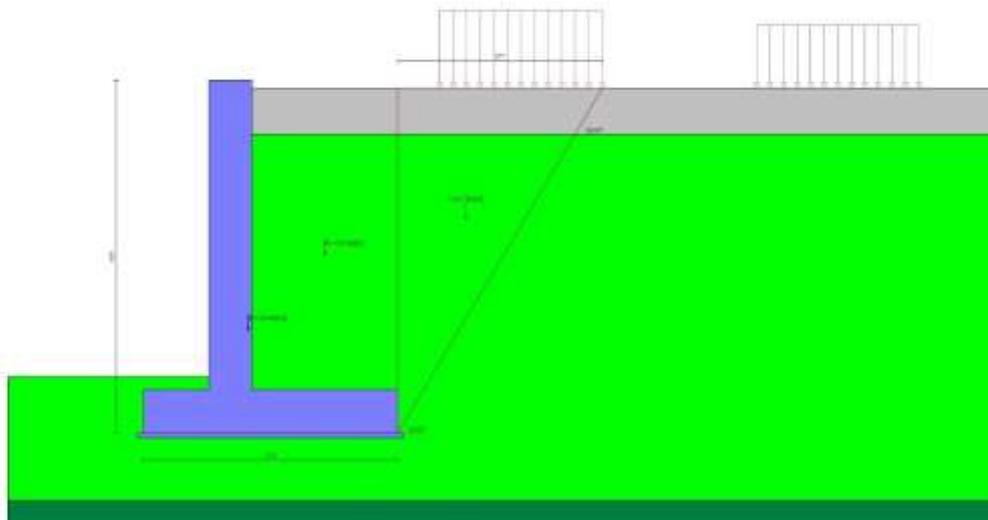


Figura 22 - Cuneo di spinta (combinazione statica) (Combinazione n° 2)

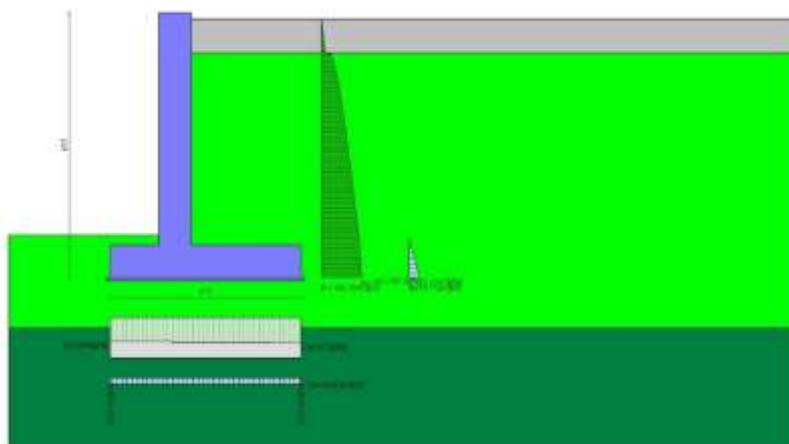


Figura 23 - Diagramma delle pressioni (combinazione statica) (Combinazione n°21)

## 10.6.2 Verifiche geotecniche

### 10.6.2.1 Quadro riassuntivo coeff. di sicurezza calcolati

Simbologia adottata

Cmb	Indice/Tipo combinazione
S	Sisma (H: componente orizzontale, V: componente verticale)
FS <sub>SCO</sub>	Coeff. di sicurezza allo scorrimento
FS <sub>RIB</sub>	Coeff. di sicurezza al ribaltamento
FS <sub>QLIM</sub>	Coeff. di sicurezza a carico limite
FS <sub>STAB</sub>	Coeff. di sicurezza a stabilità globale
FS <sub>HYD</sub>	Coeff. di sicurezza a sifonamento
FS <sub>UPL</sub>	Coeff. di sicurezza a sollevamento

Cmb	Sismic a	FS <sub>SCO</sub>	FS <sub>RIB</sub>	FS <sub>QLIM</sub>	FS <sub>STAB</sub>	FS <sub>HYD</sub>	FS <sub>UPL</sub>
1 - STR (A1-M1-R3)		1.762		5.445			
2 - STR (A1-M1-R3)		1.451		4.793			
3 - STR (A1-M1-R3)		1.833		5.534			
4 - STR (A1-M1-R3)		1.549		5.005			
5 - STR (A1-M1-R3)		1.451		4.793			
6 - STR (A1-M1-R3)		2.169		6.435			
7 - STR (A1-M1-R3)	H + V	1.859		6.571			
8 - STR (A1-M1-R3)	H + V	1.791		6.476			
9 - STR (A1-M1-R3)	H - V	1.810		6.728			
10 - STR (A1-M1-R3)	H - V	1.745		6.613			
11 - STR (A1-M1-R3)		2.215		4.787			
12 - STR (A1-M1-R3)		2.032		4.692			
13 - STR (A1-M1-R3)		1.945		5.293			
14 - STR (A1-M1-R3)		1.868		4.456			
15 - STR (A1-M1-R3)		1.699		4.289			
16 - STR (A1-M1-R3)		1.619		4.906			

Cmb	Sismic a	FS <sub>SCO</sub>	FS <sub>RIB</sub>	FS <sub>QLIM</sub>	FS <sub>STAB</sub>	FS <sub>HYD</sub>	FS <sub>UPL</sub>
17 - STR (A1-M1-R3)		2.320		4.956			
18 - STR (A1-M1-R3)		2.123		4.879			
19 - STR (A1-M1-R3)		2.030		5.897			
20 - STR (A1-M1-R3)		1.999		4.671			
21 - STR (A1-M1-R3)		1.817		4.531			
22 - STR (A1-M1-R3)		1.731		5.426			
23 - STR (A1-M1-R3)		1.868		4.456			
24 - STR (A1-M1-R3)		1.699		4.289			
25 - STR (A1-M1-R3)		1.619		4.906			
26 - STR (A1-M1-R3)		2.831		5.737			
27 - STR (A1-M1-R3)		2.563		5.725			
28 - STR (A1-M1-R3)		2.436		6.541			
29 - GEO (A2-M2-R2)					1.470		
30 - GEO (A2-M2-R2)					1.407		
31 - GEO (A2-M2-R2)					1.503		
32 - GEO (A2-M2-R2)					1.447		
33 - GEO (A2-M2-R2)					1.407		
34 - GEO (A2-M2-R2)					1.643		
35 - GEO (A2-M2-R2)	H + V				1.805		
36 - GEO (A2-M2-R2)	H + V				1.789		
37 - GEO (A2-M2-R2)	H - V				1.763		
38 - GEO (A2-M2-R2)	H - V				1.746		
39 - EQU (A1-M1-R3)			3.374				
40 - EQU (A1-M1-R3)			3.366				
41 - EQU (A1-M1-R3)			3.544				
42 - EQU (A1-M1-R3)			3.546				
43 - EQU (A1-M1-R3)			3.366				
44 - EQU (A1-M1-R3)			4.582				
45 - EQU (A1-M1-R3)	H + V		3.349				
46 - EQU (A1-M1-R3)	H + V		3.339				
47 - EQU (A1-M1-R3)	H - V		2.956				
48 - EQU (A1-M1-R3)	H - V		2.957				

### 10.6.2.2 Verifica a scorrimento fondazione

Simbologia adottata

n°	Indice combinazione
Rsa	Resistenza allo scorrimento per attrito, espresso in [kN]
Rpt	Resistenza passiva terreno antistante, espresso in [kN]
Rps	Resistenza passiva sperone, espresso in [kN]
Rp	Resistenza a carichi orizzontali pali (solo per fondazione mista), espresso in [kN]
Rt	Resistenza a carichi orizzontali tiranti (solo se presenti), espresso in [kN]
R	Resistenza allo scorrimento (somma di Rsa+Rpt+Rps+Rp), espresso in [kN]
T	Carico parallelo al piano di posa, espresso in [kN]
FS	Fattore di sicurezza (rapporto R/T)

n°	Rsa [kN]	Rpt [kN]	Rps [kN]	Rp [kN]	Rt [kN]	R [kN]	T [kN]	FS
2 - STR (A1-M1-R3)	250.63	0.00	0.00	--	--	250.63	172.77	1.451

### 10.6.2.3 Verifica a carico limite

### Simbologia adottata

n°	Indice combinazione
N	Carico normale totale al piano di posa, espresso in [kN]
Qu	carico limite del terreno, espresso in [kN]
Qd	Portanza di progetto, espresso in [kN]
FS	Fattore di sicurezza (rapporto tra il carico limite e carico agente al piano di posa)

n°	N	Qu	Qd	FS
	[kN]	[kN]	[kN]	
15 - STR (A1-M1-R3)	620.22	2660.41	1900.29	4.289

### 10.6.2.4 Dettagli calcolo portanza

#### Simbologia adottata

n°	Indice combinazione
Nc, Nq, Ng	Fattori di capacità portante
ic, iq, ig	Fattori di inclinazione del carico
dc, dq, dg	Fattori di profondità del piano di posa
gc, gq, gg	Fattori di inclinazione del profilo topografico
bc, bq, bg	Fattori di inclinazione del piano di posa
sc, sq, sg	Fattori di forma della fondazione
pc, pq, pg	Fattori di riduzione per punzonamento secondo Vesic
Re	Fattore di riduzione capacità portante per eccentricità secondo Meyerhof
Ir, Irc	Indici di rigidità per punzonamento secondo Vesic
ry	Fattori per tener conto dell'effetto piastra. Per fondazioni che hanno larghezza maggiore di 2 m, il terzo termine della formula trinomia $0.5B_g N_g$ viene moltiplicato per questo fattore
D	Affondamento del piano di posa, espresso in [m]
B'	Larghezza fondazione ridotta, espresso in [m]
H	Altezza del cuneo di rottura, espresso in [m]
$\gamma$	Peso di volume del terreno medio, espresso in [kN/mc]
$\phi$	Angolo di attrito del terreno medio, espresso in [°]
c	Coesione del terreno medio, espresso in [kPa]

Per i coeff. che in tabella sono indicati con il simbolo '--' sono coeff. non presenti nel metodo scelto (Hansen).

n°	Nc Nq Ny	ic iq iy	dc dq dy	gc gq gy	bc bq by	sc sq sy	pc pq py	Ir	Irc	Re	ry
15	61.352 48.933 56.174	0.461 0.472 0.338	1.089 1.052 1.000	1.000 1.000 1.000	1.000 1.000 1.000	1.008 1.008 0.996	-- -- --	--	--	0.812	0.907

n°	D	B'	H	$\gamma$	$\phi$	c
	[m]	[m]	[m]	[°]	[kN/m c]	[kPa]
15	1.05	4.70	4.82	10.19	38.00	0

### 10.6.3 Verifica a ribaltamento

#### Simbologia adottata

n°	Indice combinazione
Ms	Momento stabilizzante, espresso in [kNm]
Mr	Momento ribaltante, espresso in [kNm]

FS Fattore di sicurezza (rapporto tra momento stabilizzante e momento ribaltante)  
La verifica viene eseguita rispetto allo spigolo inferiore esterno della fondazione

Tabella 16

n°	Ms [kNm]	Mr [kNm]	FS
47 - EQU (A1-M1-R3) H - V	1666.80	563.94	2.956

### 10.6.4 Verifica stabilità globale muro + terreno

Simbologia adottata

Ic Indice/Tipo combinazione  
C Centro superficie di scorrimento, espresso in [m]  
R Raggio, espresso in [m]  
FS Fattore di sicurezza

Tabella 17

Ic	C [m]	R [m]	FS
30 - GEO (A2-M2-R2)	-2.00; 0.50	8.48	1.407

#### 10.6.4.1 Dettagli strisce verifiche stabilità

Simbologia adottata

Le ascisse X sono considerate positive verso monte  
Le ordinate Y sono considerate positive verso l'alto  
Origine in testa al muro (spigolo contro terra)  
W peso della striscia espresso in [kN]  
Qy carico sulla striscia espresso in [kN]  
Qf carico acqua sulla striscia espresso in [kN]  
a angolo fra la base della striscia e l'orizzontale espresso in [°] (positivo antiorario)  
f angolo d'attrito del terreno lungo la base della striscia  
c coesione del terreno lungo la base della striscia espressa in [kPa]  
b larghezza della striscia espressa in [m]  
u pressione neutra lungo la base della striscia espressa in [kPa]  
Tx; Ty Resistenza al taglio fornita dai tiranti in direzione X ed Y espressa in [kPa]

n°	W [kN]	Qy [kN]	Qf [kN]	b [m]	$\alpha$ [°]	$\phi$ [°]	c [kPa]	u [kPa]	Tx; Ty [kN]
1	14.29	33.38	0.00	6.47 - 0.58	76.798	32.007	0	0.0	
2	35.45	33.38	0.00	0.58	63.971	32.007	0	0.0	
3	47.29	33.38	0.00	0.58	56.011	32.007	0	0.0	
4	56.19	33.38	0.00	0.58	49.498	32.007	0	0.0	
5	63.33	33.38	0.00	0.58	43.777	32.007	0	0.2	
6	69.21	5.93	0.00	0.58	38.566	32.007	0	5.2	
7	75.15	0.00	0.00	0.58	33.712	32.007	0	9.3	
8	80.32	0.00	0.00	0.58	29.122	32.007	0	12.8	
9	83.73	0.00	0.00	0.58	24.729	32.007	0	15.7	
10	86.53	0.00	0.00	0.58	20.488	32.007	0	18.1	
11	88.77	0.00	0.00	0.58	16.362	32.007	0	20.0	
12	104.40	0.00	0.00	0.58	12.321	32.007	0	21.4	
13	73.20	0.00	0.00	0.58	8.342	32.007	0	22.4	
14	30.50	0.00	0.00	0.58	4.404	32.007	0	23.1	

n°	W [kN]	Qy [kN]	Qf [kN]	b [m]	$\alpha$ [°]	$\phi$ [°]	c [kPa]	u [kPa]	Tx; Ty [kN]
15	30.00	0.00	0.00	0.58	0.486	32.007	0	23.3	
16	28.52	0.00	0.00	0.58	-3.429	32.007	0	23.2	
17	27.89	0.00	0.00	0.58	-7.361	32.007	0	22.6	
18	26.78	0.00	0.00	0.58	-11.327	32.007	0	21.7	
19	25.19	0.00	0.00	0.58	-15.350	32.007	0	20.4	
20	23.09	0.00	0.00	0.58	-19.453	32.007	0	18.6	
21	20.43	0.00	0.00	0.58	-23.663	32.007	0	16.3	
22	17.18	0.00	0.00	0.58	-28.014	32.007	0	13.6	
23	13.26	0.00	0.00	0.58	-32.550	32.007	0	10.2	
24	8.56	0.00	0.00	0.58	-37.330	32.007	0	6.3	
25	2.94	0.00	0.00	-8.01 - 0.58	-41.831	32.007	0	1.6	

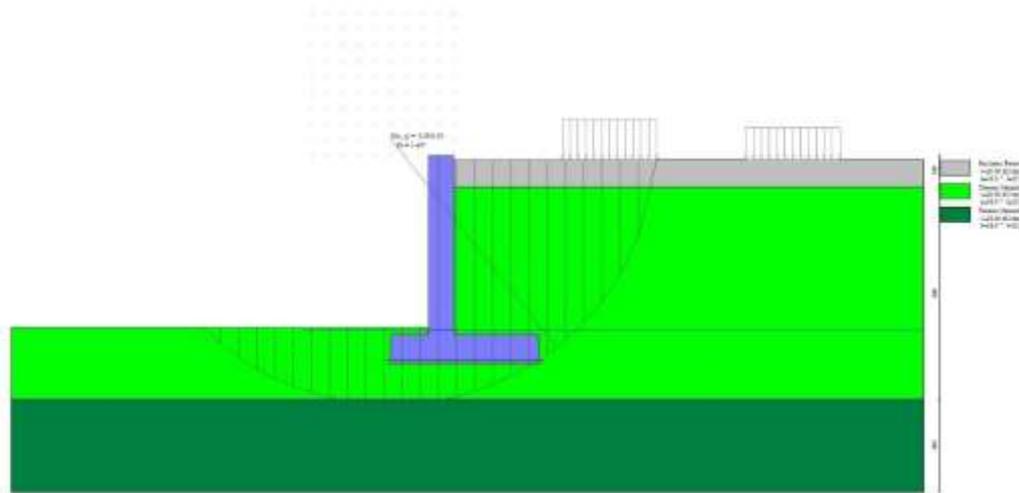


Figura 24 - Stabilità fronte di scavo - Cerchio critico (Combinazione n° 30)

## 10.7 Sollecitazioni

### Elementi calcolati a trave

#### Simbologia adottata

- N Sforzo normale, espresso in [kN]. Positivo se di compressione.
- T Taglio, espresso in [kN]. Positivo se diretto da monte verso valle
- M Momento, espresso in [kNm]. Positivo se tende le fibre contro terra (a monte)

### 10.7.1 Paramento

n°	X [m]	N <sub>min</sub> [kN]	N <sub>max</sub> [kN]	T <sub>min</sub> [kN]	T <sub>max</sub> [kN]	M <sub>min</sub> [kNm]	M <sub>max</sub> [kNm]
1	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
2	-0.10	1.89	2.53	0.00	0.12	0.00	0.01
3	-0.20	3.77	5.06	0.00	0.35	0.00	0.03
4	-0.30	5.66	7.58	0.04	0.74	0.00	0.08
5	-0.40	7.54	10.11	0.12	1.16	0.01	0.17
6	-0.50	9.43	12.64	0.24	1.63	0.03	0.31

n°	X [m]	N <sub>min</sub> [kN]	N <sub>max</sub> [kN]	T <sub>min</sub> [kN]	T <sub>max</sub> [kN]	M <sub>min</sub> [kNm]	M <sub>max</sub> [kNm]
7	-0.59	11.31	15.17	0.39	2.13	0.06	0.50
8	-0.69	13.20	17.69	0.58	2.67	0.11	0.73
9	-0.79	15.08	20.22	0.81	3.24	0.17	1.03
10	-0.89	16.97	22.75	1.08	3.86	0.27	1.38
11	-0.99	18.85	25.28	1.39	4.51	0.39	1.79
12	-1.09	20.74	27.81	1.74	5.21	0.54	2.28
13	-1.19	22.62	30.33	2.12	5.94	0.74	2.83
14	-1.29	24.51	32.86	2.54	6.71	0.97	3.45
15	-1.39	26.39	35.39	3.00	7.52	1.24	4.16
16	-1.49	28.28	37.92	3.51	8.37	1.56	4.95
17	-1.59	30.16	40.44	4.04	9.25	1.94	5.82
18	-1.69	32.05	42.97	4.62	10.18	2.37	6.78
19	-1.78	33.93	45.50	5.24	11.14	2.86	7.84
20	-1.88	35.82	48.03	5.89	12.14	3.41	8.99
21	-1.98	37.70	50.56	6.58	13.18	4.02	10.25
22	-2.08	39.59	53.08	7.32	14.26	4.71	11.61
23	-2.18	41.47	55.61	8.09	15.38	5.48	13.08
24	-2.28	43.36	58.14	8.89	16.53	6.32	14.66
25	-2.38	45.25	60.67	9.74	17.73	7.24	16.35
26	-2.48	47.13	63.19	10.63	18.96	8.25	18.17
27	-2.58	49.02	65.72	11.55	20.23	9.35	20.12
28	-2.68	50.90	68.25	12.51	21.55	10.54	22.19
29	-2.78	52.79	70.78	13.51	22.94	11.83	24.39
30	-2.88	54.67	73.31	14.55	24.40	13.22	26.74
31	-2.97	56.56	75.83	15.63	26.22	14.72	29.23
32	-3.07	58.44	78.36	16.75	28.61	16.32	31.88
33	-3.17	60.33	80.89	17.90	31.08	18.04	34.69
34	-3.27	62.21	83.42	19.10	33.61	19.87	37.67
35	-3.37	64.10	85.94	20.33	36.21	21.83	40.82
36	-3.47	65.98	88.47	21.60	38.88	23.90	44.14
37	-3.57	67.87	91.00	22.91	41.61	26.11	47.64
38	-3.67	69.75	93.53	24.25	44.40	28.45	51.32
39	-3.77	71.64	96.06	25.64	47.26	30.92	55.18
40	-3.87	73.52	98.58	27.07	50.17	33.53	59.24
41	-3.97	75.41	101.11	28.53	53.15	36.29	63.49
42	-4.06	77.29	103.64	30.03	56.18	39.19	67.93
43	-4.16	79.18	106.17	31.57	59.28	42.24	72.58
44	-4.26	81.06	108.69	33.15	62.43	45.45	77.43
45	-4.36	82.95	111.22	34.77	65.64	48.82	83.52
46	-4.46	84.83	113.75	36.42	68.91	52.35	90.19
47	-4.56	86.72	116.28	38.12	72.23	56.04	97.19
48	-4.66	88.61	118.81	39.85	75.61	59.90	104.51
49	-4.76	90.49	121.33	41.62	79.04	63.94	112.18
50	-4.86	92.38	123.86	43.43	82.54	68.16	120.19
51	-4.96	94.26	126.39	45.28	86.08	72.56	128.55
52	-5.06	96.15	128.92	47.16	89.68	77.14	137.26
53	-5.16	98.03	131.45	49.09	93.34	81.91	146.33
54	-5.25	99.92	133.97	51.05	97.05	86.87	155.77
55	-5.35	101.80	136.50	53.06	100.81	92.03	165.57
56	-5.45	103.69	139.03	55.10	104.63	97.39	175.76
57	-5.55	105.57	141.56	57.17	108.49	102.96	186.32
58	-5.65	107.46	144.08	59.29	112.42	108.73	197.27
59	-5.75	109.34	146.61	61.54	116.52	114.72	208.62

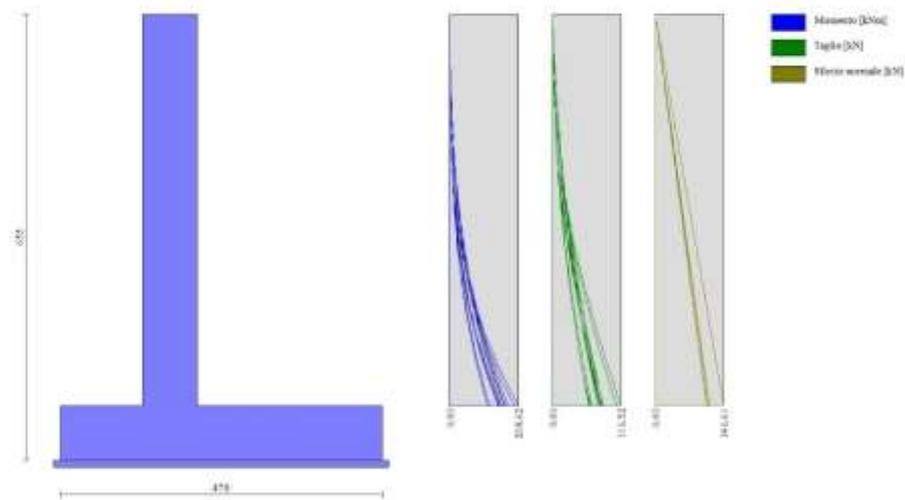


Figura 25 - Paramento

### 10.7.2 Fondazione

n°	X [m]	N <sub>min</sub> [kN]	N <sub>max</sub> [kN]	T <sub>min</sub> [kN]	T <sub>max</sub> [kN]	M <sub>min</sub> [kNm]	M <sub>max</sub> [kNm]
1	-2.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
2	-1.90	0.00	0.00	6.08	13.01	0.30	0.65
3	-1.80	0.00	0.00	12.31	25.99	1.22	2.60
4	-1.70	0.00	0.00	18.69	38.96	2.77	5.85
5	-1.60	0.00	0.00	25.24	51.90	4.96	10.39
6	-1.50	0.00	0.00	31.93	64.83	7.82	16.23
7	-1.40	0.00	0.00	38.78	77.74	11.36	23.36
8	-1.30	0.00	0.00	45.79	90.62	15.58	31.78
9	-1.20	0.00	0.00	52.94	103.49	20.52	41.48
10	-1.10	0.00	0.00	60.26	116.33	26.18	52.47
11	-1.00	0.00	0.00	67.73	129.16	32.58	64.75
12	-0.90	0.00	0.00	75.35	142.44	39.73	78.30
13	-0.80	0.00	0.00	83.13	155.89	47.65	93.14
14	0.00	0.00	0.00	-139.50	-0.56	-186.80	31.98
15	0.10	0.00	0.00	-136.73	1.91	-176.40	31.92
16	0.20	0.00	0.00	-133.98	4.34	-166.27	31.60
17	0.30	0.00	0.00	-131.24	6.58	-156.42	31.05
18	0.40	0.00	0.00	-128.50	8.62	-146.84	30.29
19	0.50	0.00	0.00	-125.77	10.46	-137.53	29.34
20	0.60	0.00	0.00	-123.06	12.09	-128.50	28.21
21	0.70	0.00	0.00	-120.35	13.53	-119.73	26.93
22	0.80	0.00	0.00	-117.65	14.76	-111.24	25.51
23	0.90	0.00	0.00	-114.96	15.79	-103.02	23.98
24	1.00	0.00	0.00	-112.28	16.62	-95.06	22.36
25	1.10	0.00	0.00	-109.61	17.25	-87.38	20.66
26	1.20	0.00	0.00	-106.95	17.68	-79.95	18.91
27	1.30	0.00	0.00	-104.30	17.91	-72.80	17.13
28	1.40	0.00	0.00	-101.66	17.94	-65.91	15.34
29	1.50	0.00	0.00	-99.03	17.76	-59.28	13.55
30	1.60	0.00	0.00	-96.40	17.39	-52.92	11.79
31	1.70	0.00	0.00	-89.93	16.81	-44.89	10.08
32	1.80	0.00	0.00	-80.90	16.04	-36.35	8.44

n°	X [m]	N <sub>min</sub> [kN]	N <sub>max</sub> [kN]	T <sub>min</sub> [kN]	T <sub>max</sub> [kN]	M <sub>min</sub> [kNm]	M <sub>max</sub> [kNm]
33	1.90	0.00	0.00	-71.87	15.06	-28.71	6.88
34	2.00	0.00	0.00	-62.85	13.88	-21.97	5.43
35	2.10	0.00	0.00	-53.85	12.50	-16.14	4.11
36	2.20	0.00	0.00	-44.85	10.92	-11.20	2.94
37	2.30	0.00	0.00	-35.86	9.14	-7.17	1.93
38	2.40	0.00	0.00	-26.88	7.15	-4.03	1.12
39	2.50	0.00	0.00	-17.91	4.97	-1.79	0.51
40	2.60	0.00	0.00	-8.95	2.59	-0.45	0.13
41	2.70	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00

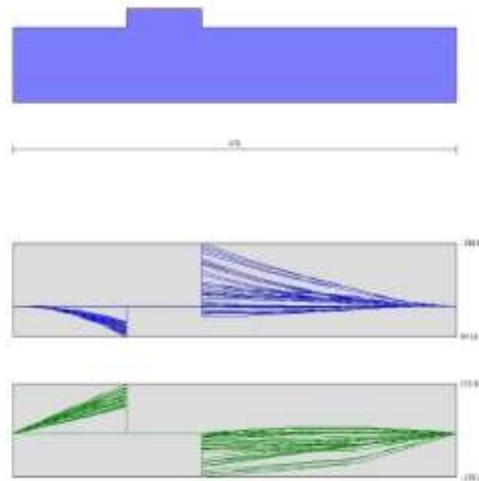


Figura 26 - Fondazione

### 10.8 Verifiche strutturali

Di seguito vengono riportate le verifiche strutturali delle sezioni di c.a. del muro oggetto di studio. Nella figura seguente sono riportate le resistenze caratteristiche e di calcolo del calcestruzzo e dell'acciaio.

<b>DEFINIZIONE DEI MATERIALI</b>			
<b>Calcestruzzo - Rif. UNI EN 1992 - 1 - 1 : 2005</b>			
Resistenza caratteristica cubica	$R_{ck}$	35	[MPa]
Resistenza caratteristica cilindrica	$f_{ck}$	28	[MPa]
Coefficiente di sicurezza parziale per il calcestruzzo	$\gamma_c$	1.5	[-]
Coefficiente che tiene conto degli effetti di lungo termine	$\alpha_{cc}$	0.85	[-]
Valore medio della resistenza a compressione cilindrica	$f_{cm}$	36	[MPa]
Valore medio della resistenza a trazione assiale del calcestruzzo	$f_{ctm}$	2.8	[MPa]
Valore caratteristico della resistenza a trazione assiale (frattile 5%)	$f_{ctk,0,05}$	1.9	[MPa]
Valore caratteristico della resistenza a trazione assiale (frattile 95%)	$f_{ctk,0,95}$	3.6	[MPa]
Modulo di elasticità secante del calcestruzzo	$E_{cm}$	32308	[MPa]
Deformazione di contrazione nel calcestruzzo alla tensione $f_c$	$\varepsilon_{c1}$	0.0020	[-]
Deformazione ultima di contrazione nel calcestruzzo	$\varepsilon_{cu}$	0.0035	[-]
Resistenza di progetto a compressione del calcestruzzo	$f_{cd}$	15.87	[MPa]
Resistenza di progetto a trazione del calcestruzzo	$f_{ctd}$	1.29	[MPa]
Tensione ammissibile nel calcestruzzo nella combinazione caratteristica	$\sigma_{c,caratt.}$	16.8	[MPa]
Tensione ammissibile nel calcestruzzo nella combinazione quasi permanente	$\sigma_{c,q.p.}$	12.6	[MPa]
<b>Acciaio - Rif. UNI EN 1992 - 1 - 1 : 2005</b>			
Resistenza a snervamento dell'acciaio	$f_{yk}$	450	[MPa]
Coefficiente di sicurezza parziale per l'acciaio	$\gamma_s$	1.15	[-]
Modulo di elasticità secante dell'acciaio	$E_s$	200000	[MPa]
Deformazione a snervamento dell'acciaio	$\varepsilon_{yd}$	0.001957	[-]
Deformazione ultima dell'acciaio	$\varepsilon_{su}$	0.01	[-]
Resistenza di progetto a trazione dell'acciaio	$f_{yd}$	391.3	[MPa]
Tensione ammissibile nell'acciaio per le combinazioni a SLS	$\sigma_s$	360	[MPa]

### 10.8.1 Verifiche a flessione paramento

Il paramento è soggetto a un momento massimo nella zona di innesto con la fondazione pari a 208,62 kNm. È prevista l'installazione di armatura in barre d'acciaio costituite da  $\phi 18/20$  al lembo teso (zona di monte paramento) e  $\phi 14/20$  al lembo compresso (zona di valle paramento).

Il momento resistente della sezione di calcestruzzo è pari a 360,87 kNm, pertanto viene considerata soddisfatta la verifica strutturale della sezione.

DEFINIZIONE DELLA GEOMETRIA			
SEZIONE TRASVERSALE			
Altezza della sezione trasversale di calcestruzzo	h	800	[mm]
Larghezza della sezione trasversale di calcestruzzo	b	1000	[mm]
Copriferro	d'	49	[mm]
Altezza utile della sezione	d	751	[mm]
ARMATURA TESA			
Diametro dei ferri correnti	$\phi_1$	18	[mm]
Numero dei ferri correnti	$n_1$	5	[-]
Diametro dei ferri di eventuale infittimento	$\phi_2$	0	[mm]
Numero dei ferri di eventuale infittimento	$n_2$	0	[-]
Area dell'armatura tesa	$A_s$	1272	[mm <sup>2</sup> ]
ARMATURA COMPRESSA			
Diametro dei ferri correnti	$\phi'_1$	14	[mm]
Numero dei ferri correnti	$n'_1$	5	[-]
Diametro dei ferri di eventuale infittimento	$\phi'_2$	0	[mm]
Numero dei ferri di eventuale infittimento	$n'_2$	0	[-]
Area dell'armatura compressa	$A'_s$	770	[mm <sup>2</sup> ]
CAMPO 2a			
Posizione adimensionale dell'asse neutro	$\xi$	0.0912	[-]
Posizione dell'asse neutro	x	68.48	[mm]
Deformazione massima nel calcestruzzo	$\epsilon_{c,max}$	0.0010	[-]
Deformazione massima dell'acciaio	$\epsilon_{s,max}$	0.0100	[-]
Coefficiente di riempimento	$\beta$	0.4178	[-]
Coefficiente di baricentro	$\kappa$	0.3501	[-]
Coefficiente $\alpha'_s = \sigma'_s / f_{yd}$	$\alpha'_s$	0.1459	[-]
Tensione nell'armatura compressa	$\sigma'_s$	57.09	[MPa]
Deformazione dell'armatura compressa	$\epsilon'_s$	0.0003	[-]
<b>Momento resistente della sezione</b>	<b><math>M_{Rd}</math></b>	<b>360.87</b>	<b>[kNm]</b>
<b>Momento sollecitante a SLU assunto in valore assoluto</b>	<b><math>M_{Ed}</math></b>	<b>208.6</b>	<b>[kNm]</b>

### 10.8.2 Verifica a taglio paramento

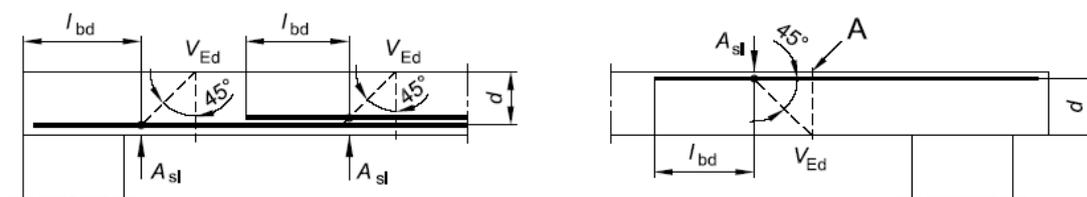
La massima sollecitazione tagliante sul paramento è pari a 116,52 kN. Viene di seguito riportata la verifica a taglio dalla sezione in c.a. Come si evince, la verifica risulta soddisfatta anche senza l'impiego di apposita armatura al taglio. In fase esecutiva saranno comunque inserite spille metalliche per il mantenimento delle distanze tra ferri anteriori e posteriori.

DETERMINAZIONE DELLA RESISTENZA A TAGLIO DELLA SEZIONE		
§ 4.1.2.1.3.1 - ELEMENTI SENZA ARMATURE TRASVERSALI RESISTENTI A TAGLIO		
Azione di Taglio sollecitante a Stato Limite Ultimo	$V_{Ed}$	116.52 [kN]
Considerare o meno il contributo dell'armatura tesa nel calcolo		si [-]
Coefficiente $C_{Rd,c}$	$C_{Rd,c}$	0.12 [-]
Coefficiente k	k	1.52 [-]
		1.52 [-]
Rapporto geometrico d'armatura che si estende per non meno di $l_{bd} + d$	$\rho_1$	0.0016942 [-]
		0.0016942 [-]

figura 6.3 Definizione di  $A_{sl}$  nella espressione (6.2)

Legenda

A Sezione considerata



Resistenza a taglio offerta dal calcestruzzo teso	$V_{Rd,c}$	229.57 [kN]
Resistenza minima del calcestruzzo teso	$V_{Rd,min}$	259.63 [kN]
<b>Resistenza a taglio offerta dal calcestruzzo teso</b>	<b><math>V_{Rd}</math></b>	<b>259.63 [kN]</b>

### 10.8.3 Verifiche a flessione fondazione

La fondazione è soggetta a un momento massimo pari a 186,80kNm. È prevista l'installazione di armatura in barre d'acciaio costituite da  $\phi 18/20$  al lembo teso e  $\phi 18/20$  al lembo compresso.

Il momento resistente della sezione di calcestruzzo è pari a 349,51 kNm, pertanto viene considerata soddisfatta la verifica strutturale della sezione.

DEFINIZIONE DELLA GEOMETRIA		
SEZIONE TRASVERSALE		
Altezza della sezione trasversale di calcestruzzo	h	800 [mm]
Larghezza della sezione trasversale di calcestruzzo	b	1000 [mm]
Copriferro	d'	49 [mm]
Altezza utile della sezione	d	751 [mm]
ARMATURA TESA		
Diametro dei ferri correnti	$\phi_1$	18 [mm]
Numero dei ferri correnti	$n_1$	5 [-]
Diametro dei ferri di eventuale infittimento	$\phi_2$	0 [mm]
Numero dei ferri di eventuale infittimento	$n_2$	0 [-]
Area dell'armatura tesa	$A_s$	1272 [mm <sup>2</sup> ]
ARMATURA COMPRESSA		
Diametro dei ferri correnti	$\phi'_1$	18 [mm]
Numero dei ferri correnti	$n'_1$	5 [-]
Diametro dei ferri di eventuale infittimento	$\phi'_2$	0 [mm]
Numero dei ferri di eventuale infittimento	$n'_2$	0 [-]
Area dell'armatura compressa	$A'_s$	1272 [mm <sup>2</sup> ]

Armatura simmetrica		
Posizione adimensionale dell'asse neutro	$\xi$	[-]
Posizione dell'asse neutro	$x$	[mm]
Deformazione massima nel calcestruzzo	$\epsilon_{c,max}$	[-]
Deformazione massima dell'acciaio	$\epsilon_{s,max}$	[-]
Coefficiente di riempimento	$\beta$	[-]
Coefficiente di baricentro	$\kappa$	[-]
Coefficiente $\alpha'_s = \sigma'_s/f_{yd}$	$\alpha'_s$	[-]
Tensione nell'armatura compressa	$\sigma'_s$	[MPa]
Deformazione dell'armatura compressa	$\epsilon'_s$	[-]
<b>Momento resistente della sezione</b>	<b><math>M_{Rd}</math></b>	<b>349.51 [kNm]</b>
<b>Momento sollecitante a SLU assunto in valore assoluto</b>	<b><math>M_{Ed}</math></b>	<b>186.8 [kNm]</b>

### 10.8.4 Verifica a taglio fondazione

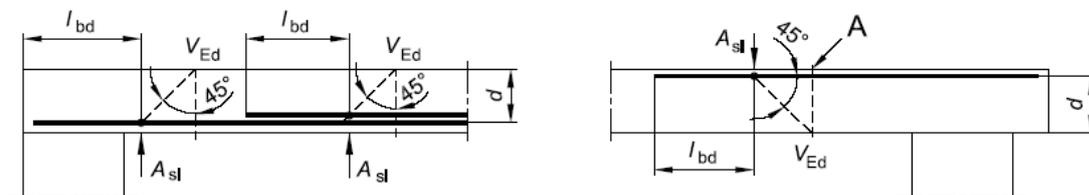
La massima sollecitazione tagliante sul paramento è pari a 155,89 kN. Viene di seguito riportata la verifica a taglio dalla sezione in c.a. Come si evince, la verifica risulta soddisfatta anche senza l'impiego di apposita armatura al taglio. In fase esecutiva saranno comunque inserite spille metalliche per il mantenimento delle distanze tra ferri anteriori e posteriori.

DETERMINAZIONE DELLA RESISTENZA A TAGLIO DELLA SEZIONE		
§ 4.1.2.1.3.1 - ELEMENTI SENZA ARMATURE TRASVERSALI RESISTENTI A TAGLIO		
Azione di Taglio sollecitante a Stato Limite Ultimo	$V_{Ed}$	155.89 [kN]
Considerare o meno il contributo dell'armatura tesa nel calcolo		si [-]
Coefficiente $C_{Rd,c}$	$C_{Rd,c}$	0.12 [-]
Coefficiente $k$	$k$	1.52 [-]
		1.52 [-]
Rapporto geometrico d'armatura che si estende per non meno di $l_{bd} + d$	$\rho_l$	0.0016942 [-]
		0.0016942 [-]

figura 6.3 Definizione di  $A_{sl}$  nella espressione (6.2)

Legenda

A Sezione considerata



Resistenza a taglio offerta dal calcestruzzo teso	$V_{Rd,c}$	229.57 [kN]
Resistenza minima del calcestruzzo teso	$V_{Rd,min}$	259.63 [kN]
<b>Resistenza a taglio offerta dal calcestruzzo teso</b>	<b><math>V_{Rd}</math></b>	<b>259.63 [kN]</b>

## 10.9 Verifiche alle tensioni e a fessurazione

### 10.9.1 Verifica paramento

Il paramento risulta sollecitato da un momento massimo pari a 146,30 kNm nella combinazione SLE Frequente e da un momento di 114,70 kNm nella combinazione SLE Quasi Permanente.

Vengono di seguito riportate le verifiche alle tensioni e a fessurazione del calcestruzzo.

I limiti imposti sull'apertura delle fessure sono relativi alla condizione XC4, condizioni aggressive e armatura poco sensibile.

Combinazione Frequente  $w_2 = 0,30$  mm

Combinazione Quasi Permanente  $w_1 = 0,20$  mm

<b>DETERMINAZIONE DELLE TENSIONI A SLS</b>		
<b>Controllo tensionale per la Combinazione Quasi Permanente</b>		
Momento sollecitante assunto in valore assoluto	$M_{Ed}$	114.7 [kNm]
Coefficiente di omogeneizzazione	$n$	15.0 [-]
Altezza della sezione trasversale di calcestruzzo	$j$	800 [-]
Larghezza della sezione trasversale di calcestruzzo	$b$	1000 [-]
Copriferro	$d'$	49 [-]
Altezza utile della sezione	$d'$	751 [-]
Area dell'armatura tesa	$A_s$	1272 [mm <sup>2</sup> ]
Area dell'armatura compressa	$A'_s$	770 [mm <sup>2</sup> ]
Posizione dell'asse neutro	$x$	144.69 [mm]
Momento d'inerzia della sezione rispetto a x	$J$	8131357171 [mm <sup>4</sup> ]
Tensione ammissibile nel calcestruzzo nella combinazione quasi permanente	$\sigma_{c,q.p.}$	12.6 [MPa]
Tensione ammissibile nell'acciaio per le combinazioni a SLS	$\sigma_s$	360 [MPa]
<b>Tensione nel calcestruzzo</b>	<b><math>\sigma_c</math></b>	<b>2.04 [MPa]</b>
<b>Tensione nell'armatura tesa</b>	<b><math>\sigma_s</math></b>	<b>128.31 [MPa]</b>

<b>DETERMINAZIONE DELLE TENSIONI A SLS</b>		
<b>Controllo tensionale per la Combinazione Frequente</b>		
Momento sollecitante assunto in valore assoluto	$M_{Ed}$	146.3 [kNm]
Coefficiente di omogeneizzazione	$n$	15.0 [-]
Altezza della sezione trasversale di calcestruzzo	$j$	800 [MPa]
Larghezza della sezione trasversale di calcestruzzo	$b$	1000 [-]
Copriferro	$d'$	49 [kNm]
Altezza utile della sezione	$d'$	751 [kNm]
Area dell'armatura tesa	$A_s$	1272 [mm <sup>2</sup> ]
Area dell'armatura compressa	$A'_s$	770 [mm <sup>2</sup> ]
Posizione dell'asse neutro	$x$	144.69 [mm]
Momento d'inerzia della sezione rispetto a x	$J$	8131357171 [mm <sup>4</sup> ]
<b>Tensione nel calcestruzzo</b>	<b><math>\sigma_c</math></b>	<b>2.60 [MPa]</b>
<b>Tensione nell'armatura tesa</b>	<b><math>\sigma_s</math></b>	<b>163.58 [MPa]</b>

CONTROLLO DI FESSURAZIONE A SLS		
Altezza della sezione trasversale di calcestruzzo	h	800 [mm]
Larghezza della sezione trasversale di calcestruzzo	b	1000 [mm]
Copriferro	d'	49 [mm]
Altezza utile della sezione	d	751 [mm]
Area dell'armatura tesa	A <sub>s</sub>	1272 [mm <sup>2</sup> ]
Area dell'armatura compressa	A' <sub>s</sub>	770 [mm <sup>2</sup> ]
Distanza tra il bordo del cls e l'armatura	c	40 [mm]
Distanza tra i baricentri delle barre	s	200 [mm]
Distanza massima di riferimento tra le barre	S <sub>rif,max</sub>	245 [mm]
Calcolo dell'ampiezza delle fessure - Combinazione Quasi Permanente		
<b>Momento sollecitante per la combinazione Quasi Permanente</b>	<b>M<sub>Ed,q.p.</sub></b>	<b>114.72 [kNm]</b>
Durata del carico		lunga [-]
Posizione dell'asse neutro dal lembo superiore	x	144.69 [mm]
Tensione indotta nell'armatura tesa considerando la sezione fessurata	σ <sub>s</sub>	128.31 [MPa]
Valore medio della resistenza a trazione efficace del calcestruzzo	f <sub>ct,eff</sub>	2.8 [MPa]
Fattore dipendente dalla durata del carico	k <sub>f</sub>	0.4 [-]
Altezza efficace	h <sub>c,eff</sub>	122.5 [mm]
Area efficace del calcestruzzo teso attorno all'armatura	A <sub>c,eff</sub>	122500 [mm <sup>2</sup> ]
Rapporto geometrico sull'area efficace	ρ <sub>p,eff</sub>	0.01039 [-]
Rapporto tra E <sub>s</sub> /E <sub>cm</sub>	α <sub>e</sub>	6.19 [-]
Differenza tra la deformazione nell'acciaio e quella nel calcestruzzo	ε <sub>sm</sub> - ε <sub>cm</sub>	0.000075 [-] 0.000385 [-]
Determinazione del diametro equivalente delle barre tese	φ <sub>eq</sub>	18.00 [mm]
Coefficiente che tiene conto dell'aderenza migliorata delle barre	k <sub>1</sub>	0.8 [-]
Coefficiente che tiene conto della flessione pura	k <sub>2</sub>	0.5 [-]
	k <sub>3</sub>	3.4 [-]
	k <sub>4</sub>	0.425 [-]
Distanza massima tra le fessure	S <sub>r,max</sub>	430.61 [mm] 430.61 [mm]
<b>Ampiezza delle fessure</b>	<b>w<sub>k</sub></b>	<b>0.1658 [mm]</b>
<b>Ampiezza massima delle fessure</b>	<b>w<sub>max</sub></b>	<b>0.2 [mm]</b>
Calcolo dell'ampiezza delle fessure - Combinazione Frequente		
<b>Momento sollecitante per la combinazione Frequente</b>	<b>M<sub>Ed,freq.</sub></b>	<b>146.25 [kNm]</b>
Durata del carico		lunga [-]
Posizione dell'asse neutro dal lembo superiore	x	144.69 [mm]
Tensione indotta nell'armatura tesa considerando la sezione fessurata	σ <sub>s</sub>	163.58 [MPa]
Valore medio della resistenza a trazione efficace del calcestruzzo	f <sub>ct,eff</sub>	2.8 [MPa]
Fattore dipendente dalla durata del carico	k <sub>f</sub>	0.4 [-]
Altezza efficace	h <sub>c,eff</sub>	122.5 [mm]
Area efficace del calcestruzzo teso attorno all'armatura	A <sub>c,eff</sub>	122500 [mm <sup>2</sup> ]
Rapporto geometrico sull'area efficace	ρ <sub>p,eff</sub>	0.01039 [-]
Rapporto tra E <sub>s</sub> /E <sub>cm</sub>	α <sub>e</sub>	6.19 [-]
Differenza tra la deformazione nell'acciaio e quella nel calcestruzzo	ε <sub>sm</sub> - ε <sub>cm</sub>	0.000251 [-] 0.000491 [-]
Determinazione del diametro equivalente delle barre tese	φ <sub>eq</sub>	18.00 [mm]
Coefficiente che tiene conto dell'aderenza migliorata delle barre	k <sub>1</sub>	0.8 [-]
Coefficiente che tiene conto della flessione pura	k <sub>2</sub>	0.5 [-]
	k <sub>3</sub>	3.4 [-]
	k <sub>4</sub>	0.425 [-]
Distanza massima tra le fessure	S <sub>r,max</sub>	430.61 [mm] 430.61 [mm]
<b>Ampiezza delle fessure</b>	<b>w<sub>k</sub></b>	<b>0.2113 [mm]</b>
<b>Ampiezza massima delle fessure</b>	<b>w<sub>max</sub></b>	<b>0.3 [mm]</b>

### 10.9.2 Verifica fondazione

La fondazione risulta sollecitata da un momento massimo pari a 64,10 kNm nella combinazione SLE Frequente e da un momento di 47,70 kNm nella combinazione SLE Quasi Permanente.

Vengono di seguito riportate le verifiche alle tensioni e a fessurazione del calcestruzzo.

I limiti imposti sull'apertura delle fessure sono relativi alla condizione XC4, condizioni aggressive e armatura poco sensibile.

Combinazione Frequente  $w_2 = 0,30$  mm  
 Combinazione Quasi Permanente  $w_1 = 0,20$  mm

DETERMINAZIONE DELLE TENSIONI A SLS		
Controllo tensionale per la Combinazione Quasi Permanente		
Momento sollecitante assunto in valore assoluto	$M_{Ed}$	47.7 [kNm]
Coefficiente di omogeneizzazione	$n$	15.0 [-]
Altezza della sezione trasversale di calcestruzzo	$j$	800 [-]
Larghezza della sezione trasversale di calcestruzzo	$b$	1000 [-]
Copriferro	$d'$	49 [-]
Altezza utile della sezione	$d'$	751 [-]
Area dell'armatura tesa	$A_s$	1272 [mm <sup>2</sup> ]
Area dell'armatura compressa	$A'_s$	1272 [mm <sup>2</sup> ]
Posizione dell'asse neutro	$x$	140.70 [mm]
Momento d'inerzia della sezione rispetto a x	$J$	8197521968 [mm <sup>4</sup> ]
Tensione ammissibile nel calcestruzzo nella combinazione quasi permanente	$\sigma_{c,q.p.}$	12.6 [MPa]
Tensione ammissibile nell'acciaio per le combinazioni a SLS	$\sigma_s$	360 [MPa]
<b>Tensione nel calcestruzzo</b>	<b><math>\sigma_c</math></b>	<b>0.82 [MPa]</b>
<b>Tensione nell'armatura tesa</b>	<b><math>\sigma_s</math></b>	<b>53.21 [MPa]</b>

DETERMINAZIONE DELLE TENSIONI A SLS		
Controllo tensionale per la Combinazione Frequente		
Momento sollecitante assunto in valore assoluto	$M_{Ed}$	64.1 [kNm]
Coefficiente di omogeneizzazione	$n$	15.0 [-]
Altezza della sezione trasversale di calcestruzzo	$j$	800 [MPa]
Larghezza della sezione trasversale di calcestruzzo	$b$	1000 [-]
Copriferro	$d'$	49 [kNm]
Altezza utile della sezione	$d'$	751 [kNm]
Area dell'armatura tesa	$A_s$	1272 [mm <sup>2</sup> ]
Area dell'armatura compressa	$A'_s$	1272 [mm <sup>2</sup> ]
Posizione dell'asse neutro	$x$	140.70 [mm]
Momento d'inerzia della sezione rispetto a x	$J$	8197521968 [mm <sup>4</sup> ]
<b>Tensione nel calcestruzzo</b>	<b><math>\sigma_c</math></b>	<b>1.10 [MPa]</b>
<b>Tensione nell'armatura tesa</b>	<b><math>\sigma_s</math></b>	<b>71.63 [MPa]</b>

CONTROLLO DI FESSURAZIONE A SLS		
Altezza della sezione trasversale di calcestruzzo	h	800 [mm]
Larghezza della sezione trasversale di calcestruzzo	b	1000 [mm]
Copriferro	d'	49 [mm]
Altezza utile della sezione	d	751 [mm]
Area dell'armatura tesa	A <sub>s</sub>	1272 [mm <sup>2</sup> ]
Area dell'armatura compressa	A' <sub>s</sub>	1272 [mm <sup>2</sup> ]
Distanza tra il bordo del cls e l'armatura	c	40 [mm]
Distanza tra i baricentri delle barre	s	200 [mm]
Distanza massima di riferimento tra le barre	S <sub>rif,max</sub>	245 [mm]
Calcolo dell'ampiezza delle fessure - Combinazione Quasi Permanente		
<b>Momento sollecitante per la combinazione Quasi Permanente</b>	<b>M<sub>Ed,q.p.</sub></b>	<b>47.65 [kNm]</b>
Durata del carico		lunga [-]
Posizione dell'asse neutro dal lembo superiore	x	140.70 [mm]
Tensione indotta nell'armatura tesa considerando la sezione fessurata	σ <sub>s</sub>	53.21 [MPa]
Valore medio della resistenza a trazione efficace del calcestruzzo	f <sub>ct,eff</sub>	2.8 [MPa]
Fattore dipendente dalla durata del carico	k <sub>f</sub>	0.4 [-]
Altezza efficace	h <sub>c,eff</sub>	122.5 [mm]
Area efficace del calcestruzzo teso attorno all'armatura	A <sub>c,eff</sub>	122500 [mm <sup>2</sup> ]
Rapporto geometrico sull'area efficace	ρ <sub>p,eff</sub>	0.01039 [-]
Rapporto tra E <sub>s</sub> /E <sub>cm</sub>	α <sub>e</sub>	6.19 [-]
Differenza tra la deformazione nell'acciaio e quella nel calcestruzzo	ε <sub>sm</sub> - ε <sub>cm</sub>	-0.000301 [-] 0.000160 [-]
Determinazione del diametro equivalente delle barre tese	φ <sub>eq</sub>	18.00 [mm]
Coefficiente che tiene conto dell'aderenza migliorata delle barre	k <sub>1</sub>	0.8 [-]
Coefficiente che tiene conto della flessione pura	k <sub>2</sub>	0.5 [-]
	k <sub>3</sub>	3.4 [-]
	k <sub>4</sub>	0.425 [-]
Distanza massima tra le fessure	S <sub>r,max</sub>	430.61 [mm] 430.61 [mm]
<b>Ampiezza delle fessure</b>	<b>w<sub>k</sub></b>	<b>0.0687 [mm]</b>
<b>Ampiezza massima delle fessure</b>	<b>w<sub>max</sub></b>	<b>0.2 [mm]</b>
Calcolo dell'ampiezza delle fessure - Combinazione Frequente		
<b>Momento sollecitante per la combinazione Frequente</b>	<b>M<sub>Ed,freq.</sub></b>	<b>64.14 [kNm]</b>
Durata del carico		lunga [-]
Posizione dell'asse neutro dal lembo superiore	x	140.70 [mm]
Tensione indotta nell'armatura tesa considerando la sezione fessurata	σ <sub>s</sub>	71.63 [MPa]
Valore medio della resistenza a trazione efficace del calcestruzzo	f <sub>ct,eff</sub>	2.8 [MPa]
Fattore dipendente dalla durata del carico	k <sub>f</sub>	0.4 [-]
Altezza efficace	h <sub>c,eff</sub>	122.5 [mm]
Area efficace del calcestruzzo teso attorno all'armatura	A <sub>c,eff</sub>	122500 [mm <sup>2</sup> ]
Rapporto geometrico sull'area efficace	ρ <sub>p,eff</sub>	0.01039 [-]
Rapporto tra E <sub>s</sub> /E <sub>cm</sub>	α <sub>e</sub>	6.19 [-]
Differenza tra la deformazione nell'acciaio e quella nel calcestruzzo	ε <sub>sm</sub> - ε <sub>cm</sub>	-0.000209 [-] 0.000215 [-]
Determinazione del diametro equivalente delle barre tese	φ <sub>eq</sub>	18.00 [mm]
Coefficiente che tiene conto dell'aderenza migliorata delle barre	k <sub>1</sub>	0.8 [-]
Coefficiente che tiene conto della flessione pura	k <sub>2</sub>	0.5 [-]
	k <sub>3</sub>	3.4 [-]
	k <sub>4</sub>	0.425 [-]
Distanza massima tra le fessure	S <sub>r,max</sub>	430.61 [mm] 430.61 [mm]
<b>Ampiezza delle fessure</b>	<b>w<sub>k</sub></b>	<b>0.0925 [mm]</b>
<b>Ampiezza massima delle fessure</b>	<b>w<sub>max</sub></b>	<b>0.3 [mm]</b>

## 11. MURO SEZIONE TIPO C

Di seguito si riportano le verifiche eseguite sull'opera tipo C, ovvero il muro a mensola di altezza compresa tra 655÷780. Per il calcolo viene scelto di utilizzare la sezione con altezza maggiore, condizione che massimizza le sollecitazioni sul paramento e sulla fondazione.

### 11.1 Geometria muro

#### 11.1.1 Geometria paramento e fondazione

##### Paramento

Materiale	C28/35	
Altezza paramento	6.80	[m]
Altezza paramento libero	7.10	[m]
Spessore in sommità	0.80	[m]
Spessore all'attacco con la fondazione	0.80	[m]
Inclinazione paramento esterno	0.00	[°]
Inclinazione paramento interno	0.00	[°]

##### Fondazione

Materiale	C28/35	
Lunghezza mensola di valle	1.50	[m]
Lunghezza mensola di monte	3.00	[m]
Lunghezza totale	5.30	[m]
Inclinazione piano di posa	0.00	[°]
Spessore	1.00	[m]
Spessore magrone	0.20	[m]

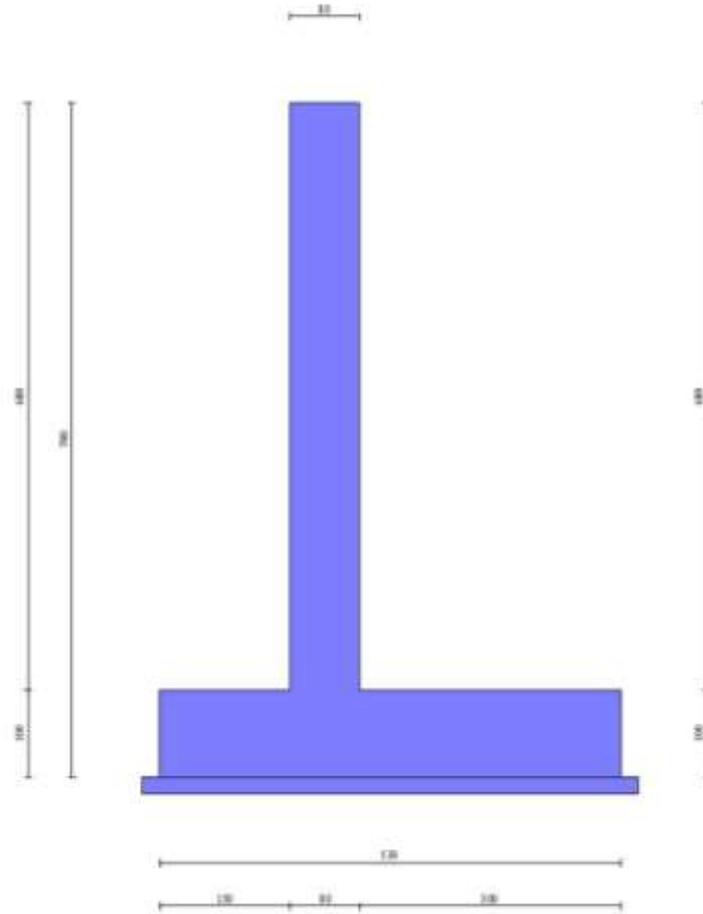


Figura 27 - Sezione quotata del muro

## 11.2 Stratigrafia

Simbologia adottata

n° Indice dello strato

H Spessore dello strato espresso in [m]

a Inclinazione espressa in [°]

Terreno Terreno dello strato

Per calcolo pali (solo se presenti)

Kw Costante di Winkler orizzontale espressa in Kg/cm<sup>2</sup>/cm

Ks Coefficiente di spinta

Cesp Coefficiente di espansione laterale (per tutti i metodi tranne il metodo di Bustamante-Doix)

Tabella 18

n°	H [m]	a [°]	Terreno	Kw [Kg/cm <sup>3</sup> ]	Ks	Cesp	Kst <sub>sta</sub>	Kst <sub>sis</sub>
1	1.00	0.000	Pacchetto Ferrovia	---	---	---	---	---
2	6.80	0.000	Terreno Naturale Sup	---	---	---	---	---
3	3.00	0.000	Terreno Naturale Inf	---	---	---	---	---

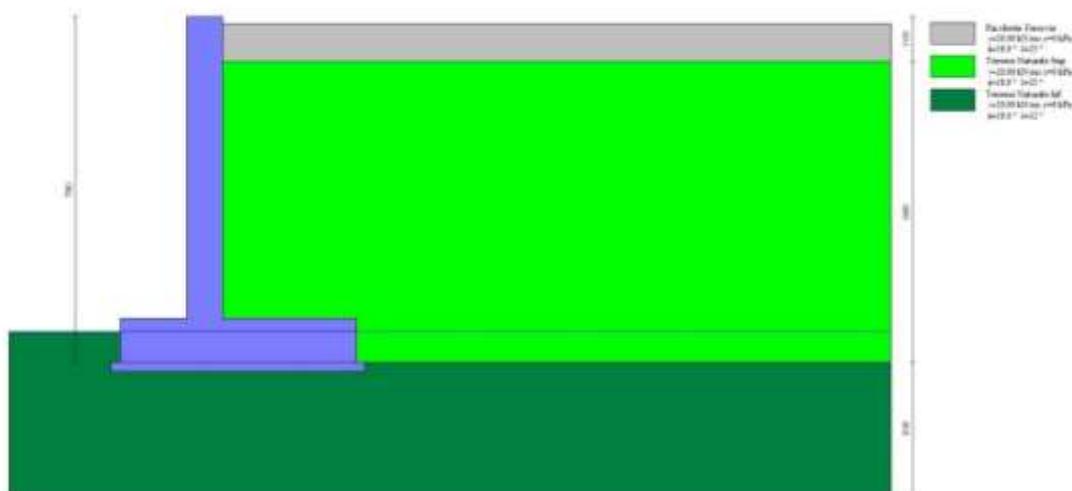


Figura 28 – Stratigrafia

### 11.3 Falda

Simbologia adottata

(Sistema di riferimento con origine in testa al muro, ascissa X positiva verso monte, ordinata Y positiva verso l'alto)

- n° numero ordine del punto  
 X ascissa del punto espressa in [m]  
 Y ordinata del punto espressa in [m]  
 A inclinazione del tratto espressa in [°]

n°	X [m]	Y [m]	A [°]
1	-4.80	-7.10	0.000
2	15.00	-7.10	0.000

### 11.4 Condizioni di carico

Simbologia adottata

Carichi verticali positivi verso il basso.

Carichi orizzontali positivi verso sinistra.

Momento positivo senso antiorario.

- X Ascissa del punto di applicazione del carico concentrato espressa in [m]  
 F<sub>x</sub> Componente orizzontale del carico concentrato espressa in [kN]  
 F<sub>y</sub> Componente verticale del carico concentrato espressa in [kN]  
 M Momento espresso in [kNm]  
 X<sub>i</sub> Ascissa del punto iniziale del carico ripartito espressa in [m]  
 X<sub>f</sub> Ascissa del punto finale del carico ripartito espressa in [m]  
 Q<sub>i</sub> Intensità del carico per x=X<sub>i</sub> espressa in [kN]

$Q_f$  Intensità del carico per  $x=X_f$  espressa in [kN]

Condizione n° 1 (Treno 1a) - VARIABILE

Coeff. di combinazione  $Y_0=0.80 - Y_1=0.80 - Y_2=0.20$

Carichi sul terreno

n°	Tipo	X [m]	Fx [kN]	Fy [kN]	M [kNm]	Xi [m]	Xf [m]	Qi [kN]	Qf [kN]
1	Distribuito					1.64	4.64	44.3400	44.3400

Condizione n° 2 (Treno 1b) - VARIABILE

Coeff. di combinazione  $Y_0=0.80 - Y_1=0.80 - Y_2=0.20$

Carichi sul terreno

n°	Tipo	X [m]	Fx [kN]	Fy [kN]	M [kNm]	Xi [m]	Xf [m]	Qi [kN]	Qf [kN]
1	Distribuito					3.47	6.47	44.3400	44.3400

Condizione n° 3 (Treno 2) - VARIABILE

Coeff. di combinazione  $Y_0=0.80 - Y_1=0.80 - Y_2=0.20$

Carichi sul terreno

n°	Tipo	X [m]	Fx [kN]	Fy [kN]	M [kNm]	Xi [m]	Xf [m]	Qi [kN]	Qf [kN]
1	Distribuito					9.32	12.32	44.3400	44.3400

## 11.5 Opzioni di calcolo

### Spinta

Metodo di calcolo della spinta Culmann  
 Tipo di spinta Spinta attiva  
 Terreno a bassa permeabilità NO  
 Superficie di spinta limitata NO

### Capacità portante

Metodo di calcolo della portanza Hansen  
 Criterio di media calcolo del terreno equivalente (terreni stratificati) Ponderata  
 Criterio di riduzione per eccentricità della portanza Meyerhof  
 Larghezza fondazione nel terzo termine della formula del carico limite ( $0.5B_g N_g$ ) Larghezza ridotta ( $B'$ )  
 Fattori di forma e inclinazione del carico Fattori di inclinazione e fattori di forma  
 Se la fondazione ha larghezza superiore a 2.0 m viene applicato il fattore di riduzione per comportamento a piastra

### Stabilità globale

Metodo di calcolo della stabilità globale Bishop

### Altro

Partecipazione spinta passiva terreno antistante 0.00

Considera terreno sulla fondazione di valle NO  
 Considera spinta e peso acqua fondazione di valle NO

**Tabella 19 Specifiche per le verifiche nelle combinazioni allo Stato Limite Ultimo (SLU)**

	<b>SLU</b>	<b>Eccezionali</b>
Coefficiente di sicurezza calcestruzzo a compressione	1.50	1.00
Coefficiente di sicurezza acciaio	1.15	1.00
Fattore di riduzione da resistenza cubica a cilindrica	0.83	0.83
Fattore di riduzione per carichi di lungo periodo	0.85	0.85
Coefficiente di sicurezza per la sezione	1.00	1.00

Specifiche per le verifiche nelle combinazioni allo Stato Limite di Esercizio (SLE)

**Paramento e fondazione muro**

Condizioni ambientali Aggressive  
 Armatura ad aderenza migliorata SI

*Verifica a fessurazione*

Sensibilità armatura Poco sensibile  
 Metodo di calcolo aperture delle fessure NTC 2018 - CIRCOLARE 21 gennaio 2019, n. 7 C.S.LL.PP.

Valori limite aperture delle fessure:

- $w_1=0.20$
- $w_2=0.30$
- $w_3=0.40$

*Verifica delle tensioni*

Valori limite delle tensioni nei materiali:

<b>Combinazione</b>	<b>Calcestruzzo</b>	<b>Acciaio</b>
Rara	$0.60 f_{ck}$	$0.80 f_{yk}$
Frequente	$1.00 f_{ck}$	$1.00 f_{yk}$
Quasi permanente	$0.45 f_{ck}$	$1.00 f_{yk}$

**11.6 Risultati per inviluppo**

**11.6.1 Spinta e forze**

Simbologia adottata

Ic Indice della combinazione

A Tipo azione

I Inclinazione della spinta, espressa in [°]

V Valore dell'azione, espressa in [kN]

C<sub>x</sub>, C<sub>y</sub> Componente in direzione X ed Y dell'azione, espressa in [kN]

P<sub>x</sub>, P<sub>y</sub> Coordinata X ed Y del punto di applicazione dell'azione, espressa in [m]

Ic	A	V [kN]	I [°]	C <sub>x</sub> [kN]	C <sub>y</sub> [kN]	P <sub>x</sub> [m]	P <sub>y</sub> [m]
2	Spinta statica	248.82	25.33	224.90	106.45	3.00	-4.81
	Peso/Inerzia muro			0.00	263.31/0.00	-0.03	-5.32
	Peso/Inerzia terrapieno			0.00	399.00/0.00	1.50	-3.48
	Spinta falda da monte			3.12		3.00	-7.57
	Sottostinta della falda				47.30	0.35	-7.80
	Peso dell'acqua sulla fondazione di valle				0.00	0.00	0.00

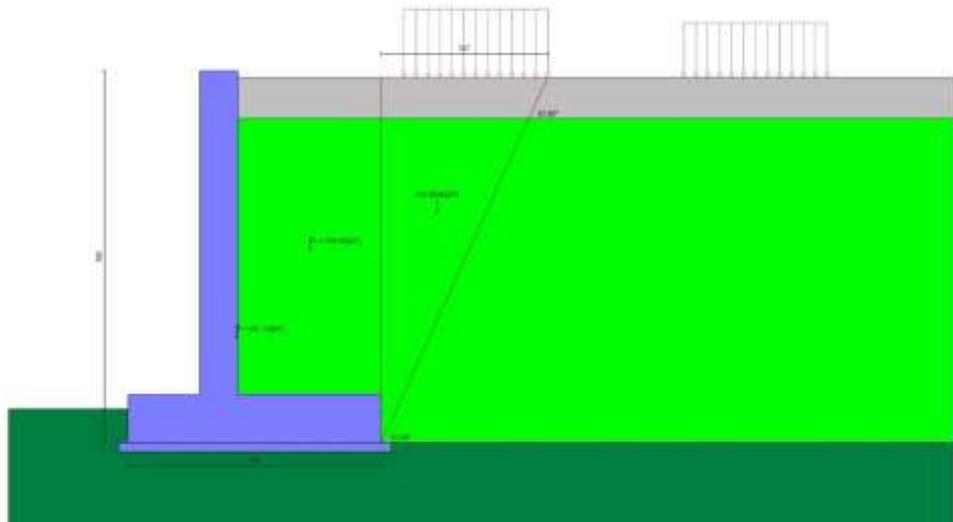


Figura 29 - Cuneo di spinta (combinazione statica) (Combinazione n° 2)

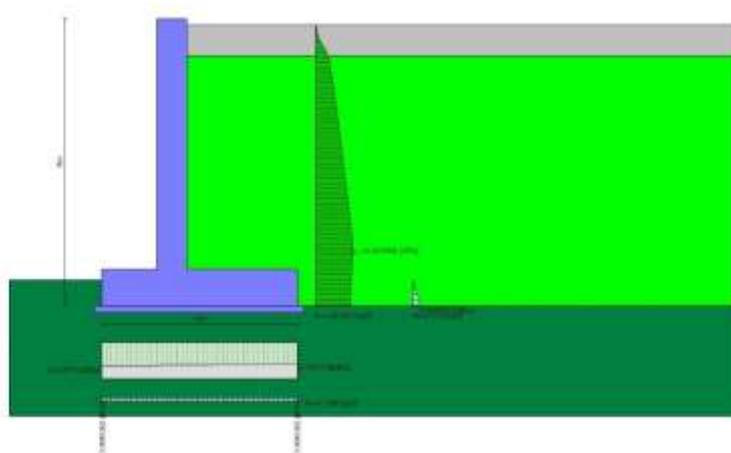


Figura 30 - Diagramma delle pressioni (combinazione statica) (Combinazione n°2)

## 11.6.2 Verifiche geotecniche

### 11.6.2.1 Quadro riassuntivo coeff. di sicurezza calcolati

Simbologia adottata

Cmb	Indice/Tipo combinazione
S	Sisma (H: componente orizzontale, V: componente verticale)
FS <sub>SCO</sub>	Coeff. di sicurezza allo scorrimento
FS <sub>RIB</sub>	Coeff. di sicurezza al ribaltamento
FS <sub>QLIM</sub>	Coeff. di sicurezza a carico limite
FS <sub>STAB</sub>	Coeff. di sicurezza a stabilità globale
FS <sub>HYD</sub>	Coeff. di sicurezza a sifonamento
FS <sub>UPL</sub>	Coeff. di sicurezza a sollevamento

Cmb	Sismic a	FS <sub>SCO</sub>	FS <sub>RIB</sub>	FS <sub>QLIM</sub>	FS <sub>STAB</sub>	FS <sub>HYD</sub>	FS <sub>UPL</sub>
1 - STR (A1-M1-R3)		2.584		4.269			
2 - STR (A1-M1-R3)		1.977		3.610			
3 - STR (A1-M1-R3)		2.630		4.343			
4 - STR (A1-M1-R3)		2.106		4.150			
5 - STR (A1-M1-R3)		1.977		3.610			
6 - STR (A1-M1-R3)		2.825		4.778			
7 - STR (A1-M1-R3)	H + V	2.458		4.865			
8 - STR (A1-M1-R3)	H + V	2.372		4.714			
9 - STR (A1-M1-R3)	H - V	2.401		5.169			
10 - STR (A1-M1-R3)	H - V	2.319		4.858			
11 - STR (A1-M1-R3)		3.232		3.828			
12 - STR (A1-M1-R3)		2.975		3.794			
13 - STR (A1-M1-R3)		2.842		4.407			
14 - STR (A1-M1-R3)		2.522		3.571			
15 - STR (A1-M1-R3)		2.305		3.448			
16 - STR (A1-M1-R3)		2.194		3.568			

Cmb	Sismic a	FS <sub>SCO</sub>	FS <sub>RIB</sub>	FS <sub>QLIM</sub>	FS <sub>STAB</sub>	FS <sub>HYD</sub>	FS <sub>UPL</sub>
17 - STR (A1-M1-R3)		3.309		3.910			
18 - STR (A1-M1-R3)		3.039		3.881			
19 - STR (A1-M1-R3)		2.900		4.455			
20 - STR (A1-M1-R3)		2.692		3.697			
21 - STR (A1-M1-R3)		2.459		3.600			
22 - STR (A1-M1-R3)		2.339		4.067			
23 - STR (A1-M1-R3)		2.522		3.571			
24 - STR (A1-M1-R3)		2.305		3.448			
25 - STR (A1-M1-R3)		2.194		3.568			
26 - STR (A1-M1-R3)		3.644		4.300			
27 - STR (A1-M1-R3)		3.319		4.290			
28 - STR (A1-M1-R3)		3.151		4.851			
29 - GEO (A2-M2-R2)					1.356		
30 - GEO (A2-M2-R2)					1.303		
31 - GEO (A2-M2-R2)					1.374		
32 - GEO (A2-M2-R2)					1.329		
33 - GEO (A2-M2-R2)					1.303		
34 - GEO (A2-M2-R2)					1.446		
35 - GEO (A2-M2-R2)	H + V				1.622		
36 - GEO (A2-M2-R2)	H + V				1.610		
37 - GEO (A2-M2-R2)	H - V				1.585		
38 - GEO (A2-M2-R2)	H - V				1.576		
39 - EQU (A1-M1-R3)			3.813				
40 - EQU (A1-M1-R3)			3.323				
41 - EQU (A1-M1-R3)			3.986				
42 - EQU (A1-M1-R3)			3.538				
43 - EQU (A1-M1-R3)			3.323				
44 - EQU (A1-M1-R3)			4.913				
45 - EQU (A1-M1-R3)	H + V		3.427				
46 - EQU (A1-M1-R3)	H + V		3.364				
47 - EQU (A1-M1-R3)	H - V		3.036				
48 - EQU (A1-M1-R3)	H - V		2.994				

### 11.6.2.2 Verifica a scorrimento fondazione

Simbologia adottata

n°	Indice combinazione
Rsa	Resistenza allo scorrimento per attrito, espresso in [kN]
Rpt	Resistenza passiva terreno antistante, espresso in [kN]
Rps	Resistenza passiva sperone, espresso in [kN]
Rp	Resistenza a carichi orizzontali pali (solo per fondazione mista), espresso in [kN]
Rt	Resistenza a carichi orizzontali tiranti (solo se presenti), espresso in [kN]
R	Resistenza allo scorrimento (somma di Rsa+Rpt+Rps+Rp), espresso in [kN]
T	Carico parallelo al piano di posa, espresso in [kN]
FS	Fattore di sicurezza (rapporto R/T)

n°	Rsa [kN]	Rpt [kN]	Rps [kN]	Rp [kN]	Rt [kN]	R [kN]	T [kN]	FS
2 - STR (A1-M1-R3)	450.82	0.00	0.00	--	--	450.82	228.02	1.977

### 11.6.2.3 Verifica a carico limite

### Simbologia adottata

n°	Indice combinazione
N	Carico normale totale al piano di posa, espresso in [kN]
Qu	carico limite del terreno, espresso in [kN]
Qd	Portanza di progetto, espresso in [kN]
FS	Fattore di sicurezza (rapporto tra il carico limite e carico agente al piano di posa)

n°	N	Qu	Qd	FS
	[kN]	[kN]	[kN]	
15 - STR (A1-M1-R3)	841.17	2900.04	2071.46	3.448

### 11.6.2.4 Dettagli calcolo portanza

#### Simbologia adottata

n°	Indice combinazione
Nc, Nq, Ng	Fattori di capacità portante
ic, iq, ig	Fattori di inclinazione del carico
dc, dq, dg	Fattori di profondità del piano di posa
gc, gq, gg	Fattori di inclinazione del profilo topografico
bc, bq, bg	Fattori di inclinazione del piano di posa
sc, sq, sg	Fattori di forma della fondazione
pc, pq, pg	Fattori di riduzione per punzonamento secondo Vesic
Re	Fattore di riduzione capacità portante per eccentricità secondo Meyerhof
Ir, Irc	Indici di rigidità per punzonamento secondo Vesic
ry	Fattori per tener conto dell'effetto piastra. Per fondazioni che hanno larghezza maggiore di 2 m, il terzo termine della formula trinomia $0.5B_g N_g$ viene moltiplicato per questo fattore
D	Affondamento del piano di posa, espresso in [m]
B'	Larghezza fondazione ridotta, espresso in [m]
H	Altezza del cuneo di rottura, espresso in [m]
$\gamma$	Peso di volume del terreno medio, espresso in [kN/mc]
$\phi$	Angolo di attrito del terreno medio, espresso in [°]
c	Coesione del terreno medio, espresso in [kPa]

Per i coeff. che in tabella sono indicati con il simbolo '--' sono coeff. non presenti nel metodo scelto (Hansen).

n°	Nc Nq Ny	ic iq iy	dc dq dy	gc gq gy	bc bq by	sc sq sy	pc pq py	Ir	Irc	Re	ry
15	61.352 48.933 56.174	0.472 0.483 0.349	1.053 1.030 1.000	1.000 1.000 1.000	1.000 1.000 1.000	1.008 1.008 0.996	-- -- --	--	--	0.846	0.894

n°	D	B'	H	$\gamma$	$\phi$	c
	[m]	[m]	[m]	[°]	[kN/m c]	[kPa]
15	0.70	5.30	5.43	10.19	38.00	0

### 11.6.3 Verifica a ribaltamento

#### Simbologia adottata

n°	Indice combinazione
Ms	Momento stabilizzante, espresso in [kNm]
Mr	Momento ribaltante, espresso in [kNm]

FS Fattore di sicurezza (rapporto tra momento stabilizzante e momento ribaltante)  
La verifica viene eseguita rispetto allo spigolo inferiore esterno della fondazione

Tabella 20

n°	Ms [kNm]	Mr [kNm]	FS
48 - EQU (A1-M1-R3) H - V	2480.99	828.75	2.994

### 11.6.4 Verifica stabilità globale muro + terreno

Simbologia adottata

Ic Indice/Tipo combinazione  
C Centro superficie di scorrimento, espresso in [m]  
R Raggio, espresso in [m]  
FS Fattore di sicurezza

Tabella 21

Ic	C [m]	R [m]	FS
30 - GEO (A2-M2-R2)	-3.00; 0.50	10.25	1.303

#### 11.6.4.1 Dettagli strisce verifiche stabilità

Simbologia adottata

Le ascisse X sono considerate positive verso monte  
Le ordinate Y sono considerate positive verso l'alto  
Origine in testa al muro (spigolo contro terra)  
W peso della striscia espresso in [kN]  
Qy carico sulla striscia espresso in [kN]  
Qf carico acqua sulla striscia espresso in [kN]  
a angolo fra la base della striscia e l'orizzontale espresso in [°] (positivo antiorario)  
f angolo d'attrito del terreno lungo la base della striscia  
c coesione del terreno lungo la base della striscia espressa in [kPa]  
b larghezza della striscia espressa in [m]  
u pressione neutra lungo la base della striscia espressa in [kPa]  
Tx; Ty Resistenza al taglio fornita dai tiranti in direzione X ed Y espressa in [kPa]

n°	W [kN]	Qy [kN]	Qf [kN]	b [m]	$\alpha$ [°]	$\phi$ [°]	c [kPa]	u [kPa]	Tx; Ty [kN]
1	21.02	0.00	0.00	7.24 - 0.69	77.406	32.007	0	0.0	
2	51.82	34.68	0.00	0.69	64.314	32.007	0	0.0	
3	68.66	39.51	0.00	0.69	56.426	32.007	0	0.0	
4	81.33	39.51	0.00	0.69	49.981	32.007	0	0.0	
5	91.51	39.51	0.00	0.69	44.323	32.007	0	0.0	
6	99.93	19.73	0.00	0.69	39.173	32.007	0	3.3	
7	109.49	0.00	0.00	0.69	34.381	32.007	0	8.4	
8	115.97	0.00	0.00	0.69	29.851	32.007	0	12.6	
9	120.91	0.00	0.00	0.69	25.519	32.007	0	16.1	
10	124.99	0.00	0.00	0.69	21.340	32.007	0	19.1	
11	138.39	0.00	0.00	0.69	17.277	32.007	0	21.4	
12	123.08	0.00	0.00	0.69	13.303	32.007	0	23.2	
13	41.59	0.00	0.00	0.69	9.393	32.007	0	24.6	
14	42.23	0.00	0.00	0.69	5.526	32.007	0	25.5	

n°	W [kN]	Qy [kN]	Qf [kN]	b [m]	$\alpha$ [°]	$\phi$ [°]	c [kPa]	u [kPa]	Tx; Ty [kN]
15	36.21	0.00	0.00	0.69	1.685	32.007	0	25.9	
16	36.17	0.00	0.00	0.69	-2.148	32.007	0	25.9	
17	35.50	0.00	0.00	0.69	-5.991	32.007	0	25.4	
18	34.19	0.00	0.00	0.69	-9.861	32.007	0	24.5	
19	32.22	0.00	0.00	0.69	-13.778	32.007	0	23.1	
20	29.57	0.00	0.00	0.69	-17.762	32.007	0	21.2	
21	26.18	0.00	0.00	0.69	-21.837	32.007	0	18.7	
22	22.00	0.00	0.00	0.69	-26.033	32.007	0	15.7	
23	16.95	0.00	0.00	0.69	-30.386	32.007	0	12.1	
24	10.92	0.00	0.00	0.69	-34.943	32.007	0	7.8	
25	3.72	0.00	0.00	-9.89 - 0.69	-39.100	32.007	0	2.7	

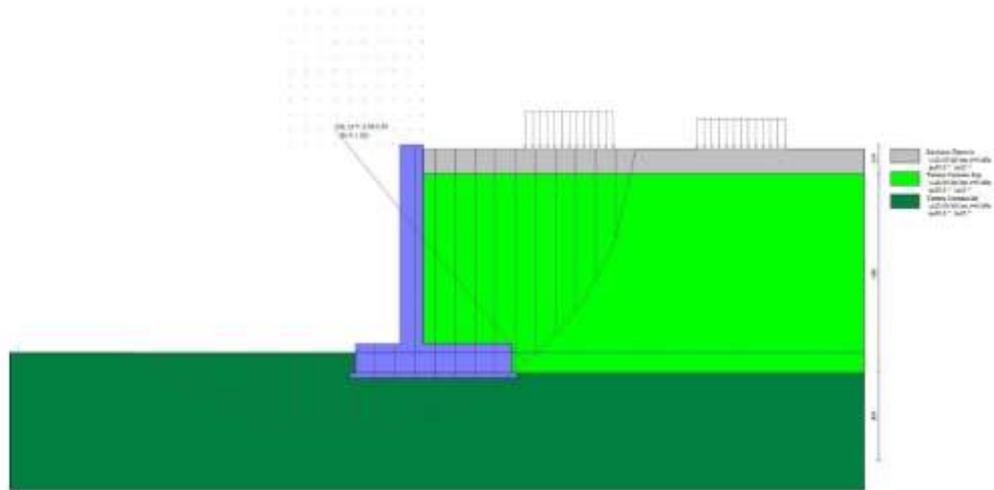


Figura 31 - Stabilità fronte di scavo - Cerchio critico (Combinazione n° 30)

## 11.7 Sollecitazioni

### Elementi calcolati a trave

#### Simbologia adottata

- N Sforzo normale, espresso in [kN]. Positivo se di compressione.  
 T Taglio, espresso in [kN]. Positivo se diretto da monte verso valle  
 M Momento, espresso in [kNm]. Positivo se tende le fibre contro terra (a monte)

#### 11.7.1 Paramento

n°	X [m]	N <sub>min</sub> [kN]	N <sub>max</sub> [kN]	T <sub>min</sub> [kN]	T <sub>max</sub> [kN]	M <sub>min</sub> [kNm]	M <sub>max</sub> [kNm]
1	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
2	-0.10	1.90	2.55	0.00	0.12	0.00	0.01
3	-0.20	3.80	5.10	0.00	0.38	0.00	0.03
4	-0.30	5.70	7.65	0.04	0.81	0.00	0.09
5	-0.40	7.61	10.20	0.12	1.28	0.01	0.19
6	-0.50	9.51	12.75	0.24	1.78	0.03	0.34

n°	X [m]	N <sub>min</sub> [kN]	N <sub>max</sub> [kN]	T <sub>min</sub> [kN]	T <sub>max</sub> [kN]	M <sub>min</sub> [kNm]	M <sub>max</sub> [kNm]
7	-0.60	11.41	15.30	0.40	2.33	0.06	0.55
8	-0.70	13.31	17.85	0.59	2.92	0.11	0.81
9	-0.80	15.21	20.40	0.83	3.54	0.18	1.13
10	-0.90	17.11	22.95	1.10	4.20	0.28	1.52
11	-1.00	19.02	25.50	1.42	4.91	0.40	1.98
12	-1.10	20.92	28.05	1.77	5.65	0.56	2.50
13	-1.20	22.82	30.60	2.16	6.43	0.76	3.11
14	-1.30	24.72	33.15	2.59	7.25	1.00	3.79
15	-1.40	26.62	35.70	3.06	8.11	1.28	4.56
16	-1.50	28.52	38.25	3.57	9.01	1.61	5.41
17	-1.60	30.43	40.80	4.12	9.95	1.99	6.36
18	-1.70	32.33	43.35	4.71	10.93	2.44	7.40
19	-1.80	34.23	45.90	5.34	11.94	2.94	8.55
20	-1.90	36.13	48.45	6.00	13.00	3.50	9.79
21	-2.00	38.03	51.00	6.71	14.09	4.14	11.15
22	-2.10	39.93	53.55	7.45	15.23	4.85	12.61
23	-2.20	41.84	56.09	8.24	16.40	5.63	14.19
24	-2.30	43.74	58.64	9.06	17.61	6.50	15.89
25	-2.40	45.64	61.19	9.92	18.86	7.44	17.72
26	-2.50	47.54	63.74	10.82	20.15	8.48	19.67
27	-2.60	49.44	66.29	11.76	21.48	9.61	21.75
28	-2.70	51.34	68.84	12.74	22.87	10.84	23.97
29	-2.80	53.24	71.39	13.76	24.33	12.16	26.33
30	-2.90	55.15	73.94	14.82	25.86	13.59	28.83
31	-3.00	57.05	76.49	15.92	27.46	15.13	31.50
32	-3.10	58.95	79.04	17.05	29.27	16.77	34.33
33	-3.20	60.85	81.59	18.23	31.78	18.54	37.33
34	-3.30	62.75	84.14	19.44	34.35	20.42	40.50
35	-3.40	64.65	86.69	20.70	36.99	22.43	43.85
36	-3.50	66.56	89.24	21.99	39.70	24.56	47.38
37	-3.60	68.46	91.79	23.32	42.48	26.83	51.10
38	-3.70	70.36	94.34	24.70	45.31	29.23	55.01
39	-3.80	72.26	96.89	26.11	48.21	31.77	59.11
40	-3.90	74.16	99.44	27.56	51.17	34.45	63.42
41	-4.00	76.06	101.99	29.05	54.20	37.28	67.92
42	-4.10	77.97	104.54	30.57	57.28	40.26	72.63
43	-4.20	79.87	107.09	32.14	60.42	43.40	77.55
44	-4.30	81.77	109.64	33.75	63.62	46.69	82.68
45	-4.40	83.67	112.19	35.39	66.88	50.15	88.03
46	-4.50	85.57	114.74	37.08	70.20	53.77	93.61
47	-4.60	87.47	117.29	38.80	73.57	57.57	100.08
48	-4.70	89.38	119.84	40.57	77.01	61.53	107.61
49	-4.80	91.28	122.39	42.37	80.50	65.68	115.48
50	-4.90	93.18	124.94	44.21	84.04	70.01	123.71
51	-5.00	95.08	127.49	46.09	87.64	74.52	132.29
52	-5.10	96.98	130.04	48.01	91.30	79.23	141.24
53	-5.20	98.88	132.59	49.97	95.01	84.13	150.55
54	-5.30	100.79	135.14	51.97	98.77	89.23	160.24
55	-5.40	102.69	137.69	54.01	102.60	94.52	170.31
56	-5.50	104.59	140.24	56.09	106.47	100.03	180.76
57	-5.60	106.49	142.79	58.20	110.40	105.74	191.60
58	-5.70	108.39	145.34	60.36	114.39	111.67	202.84
59	-5.80	110.29	147.89	62.55	118.43	117.82	214.48

n°	X	N <sub>min</sub>	N <sub>max</sub>	T <sub>min</sub>	T <sub>max</sub>	M <sub>min</sub>	M <sub>max</sub>
	[m]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kNm]	[kNm]
60	-5.90	112.19	150.44	64.79	122.52	124.18	226.53
61	-6.00	114.10	152.99	67.06	126.67	130.77	238.99
62	-6.10	116.00	155.54	69.37	130.86	137.60	251.87
63	-6.20	117.90	158.09	71.72	135.12	144.65	265.16
64	-6.30	119.80	160.64	74.11	139.42	151.94	278.89
65	-6.40	121.70	163.19	76.54	143.78	159.47	293.05
66	-6.50	123.60	165.74	79.01	148.20	167.25	307.65
67	-6.60	125.51	168.28	81.52	152.66	175.28	322.69
68	-6.70	127.41	170.83	84.07	157.18	183.56	338.18
69	-6.80	129.31	173.38	86.65	161.75	192.09	354.13

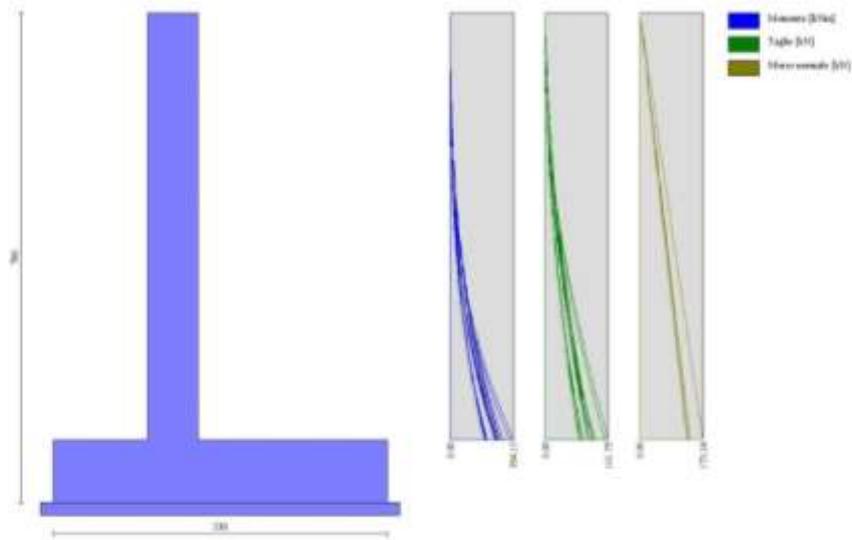


Figura 32 - Paramento

### 11.7.2 Fondazione

n°	X	N <sub>min</sub>	N <sub>max</sub>	T <sub>min</sub>	T <sub>max</sub>	M <sub>min</sub>	M <sub>max</sub>
	[m]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kNm]	[kNm]
1	-2.30	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
2	-2.20	0.00	0.00	6.68	14.10	0.33	0.71
3	-2.10	0.00	0.00	13.53	28.15	1.34	2.82
4	-2.00	0.00	0.00	20.55	42.15	3.04	6.33
5	-1.90	0.00	0.00	27.73	56.10	5.46	11.25
6	-1.80	0.00	0.00	35.09	70.00	8.60	17.55
7	-1.70	0.00	0.00	42.61	83.85	12.48	25.25
8	-1.60	0.00	0.00	50.31	97.65	17.13	34.32
9	-1.50	0.00	0.00	58.17	111.41	22.55	44.77
10	-1.40	0.00	0.00	66.20	125.11	28.76	56.60
11	-1.30	0.00	0.00	74.40	138.76	35.79	69.79
12	-1.20	0.00	0.00	82.76	152.36	43.65	84.35
13	-1.10	0.00	0.00	91.30	165.92	52.35	100.27
14	-1.00	0.00	0.00	100.00	179.93	61.91	117.53
15	-0.90	0.00	0.00	108.87	194.20	72.36	136.15
16	-0.80	0.00	0.00	117.92	208.53	83.69	156.11
17	0.00	0.00	0.00	-187.91	-8.89	-270.82	31.97
18	0.10	0.00	0.00	-183.85	-6.15	-256.61	32.95
19	0.20	0.00	0.00	-179.84	-3.58	-242.79	33.58

n°	X [m]	N <sub>min</sub> [kN]	N <sub>max</sub> [kN]	T <sub>min</sub> [kN]	T <sub>max</sub> [kN]	M <sub>min</sub> [kNm]	M <sub>max</sub> [kNm]
20	0.30	0.00	0.00	-175.88	-1.18	-229.38	33.89
21	0.40	0.00	0.00	-171.96	1.38	-216.36	33.89
22	0.50	0.00	0.00	-168.10	4.06	-203.73	33.62
23	0.60	0.00	0.00	-164.28	6.53	-191.48	33.09
24	0.70	0.00	0.00	-160.52	8.78	-179.62	32.32
25	0.80	0.00	0.00	-156.80	10.81	-168.12	31.34
26	0.90	0.00	0.00	-153.13	12.62	-157.00	30.17
27	1.00	0.00	0.00	-149.51	14.21	-146.24	28.82
28	1.10	0.00	0.00	-145.94	15.58	-135.84	27.33
29	1.20	0.00	0.00	-142.42	16.73	-125.79	25.71
30	1.30	0.00	0.00	-138.95	17.67	-116.10	23.99
31	1.40	0.00	0.00	-135.53	18.38	-106.75	22.19
32	1.50	0.00	0.00	-132.15	18.88	-97.73	20.32
33	1.60	0.00	0.00	-128.83	19.15	-89.06	18.42
34	1.70	0.00	0.00	-121.69	19.21	-78.20	16.50
35	1.80	0.00	0.00	-112.04	19.05	-66.52	14.58
36	1.90	0.00	0.00	-102.43	18.67	-55.79	12.70
37	2.00	0.00	0.00	-92.88	18.06	-46.03	10.86
38	2.10	0.00	0.00	-83.37	17.24	-37.22	9.09
39	2.20	0.00	0.00	-73.91	16.21	-29.35	7.42
40	2.30	0.00	0.00	-64.50	14.95	-22.43	5.86
41	2.40	0.00	0.00	-55.14	13.47	-16.45	4.44
42	2.50	0.00	0.00	-45.82	11.77	-11.40	3.17
43	2.60	0.00	0.00	-36.56	9.86	-7.29	2.09
44	2.70	0.00	0.00	-27.35	7.72	-4.09	1.21
45	2.80	0.00	0.00	-18.18	5.37	-1.81	0.55
46	2.90	0.00	0.00	-9.07	2.79	-0.45	0.14
47	3.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00

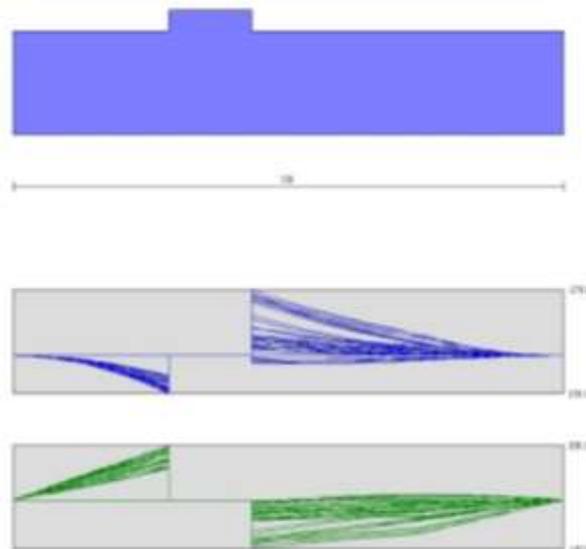


Figura 33 - Fondazione

## 11.8 Verifiche strutturali

Di seguito vengono riportate le verifiche strutturali delle sezioni di c.a. del muro oggetto di studio. Nella figura seguente sono riportate le resistenze caratteristiche e di calcolo del calcestruzzo e dell'acciaio.

DEFINIZIONE DEI MATERIALI			
<b>Calcestruzzo - Rif. UNI EN 1992 - 1 - 1 : 2005</b>			
Resistenza caratteristica cubica	$R_{ck}$	35	[MPa]
Resistenza caratteristica cilindrica	$f_{ck}$	28	[MPa]
Coefficiente di sicurezza parziale per il calcestruzzo	$\gamma_c$	1.5	[-]
Coefficiente che tiene conto degli effetti di lungo termine	$\alpha_{cc}$	0.85	[-]
Valore medio della resistenza a compressione cilindrica	$f_{cm}$	36	[MPa]
Valore medio della resistenza a trazione assiale del calcestruzzo	$f_{ctm}$	2.8	[MPa]
Valore caratteristico della resistenza a trazione assiale (frattile 5%)	$f_{ctk,0,05}$	1.9	[MPa]
Valore caratteristico della resistenza a trazione assiale (frattile 95%)	$f_{ctk,0,95}$	3.6	[MPa]
Modulo di elasticità secante del calcestruzzo	$E_{cm}$	32308	[MPa]
Deformazione di contrazione nel calcestruzzo alla tensione $f_c$	$\varepsilon_{c1}$	0.0020	[-]
Deformazione ultima di contrazione nel calcestruzzo	$\varepsilon_{cu}$	0.0035	[-]
Resistenza di progetto a compressione del calcestruzzo	$f_{cd}$	15.87	[MPa]
Resistenza di progetto a trazione del calcestruzzo	$f_{ctd}$	1.29	[MPa]
Tensione ammissibile nel calcestruzzo nella combinazione caratteristica	$\sigma_{c,caratt.}$	16.8	[MPa]
Tensione ammissibile nel calcestruzzo nella combinazione quasi permanente	$\sigma_{c,q.p.}$	12.6	[MPa]
<b>Acciaio - Rif. UNI EN 1992 - 1 - 1 : 2005</b>			
Resistenza a snervamento dell'acciaio	$f_{yk}$	450	[MPa]
Coefficiente di sicurezza parziale per l'acciaio	$\gamma_s$	1.15	[-]
Modulo di elasticità secante dell'acciaio	$E_s$	200000	[MPa]
Deformazione a snervamento dell'acciaio	$\varepsilon_{yd}$	0.001957	[-]
Deformazione ultima dell'acciaio	$\varepsilon_{su}$	0.01	[-]
Resistenza di progetto a trazione dell'acciaio	$f_{yd}$	391.3	[MPa]
Tensione ammissibile nell'acciaio per le combinazioni a SLS	$\sigma_s$	360	[MPa]

### 11.8.1 Verifiche a flessione paramento

Il paramento è soggetto a un momento massimo nella zona di innesto con la fondazione pari a 354,13 kNm. Allo spiccato di fondazione è prevista l'installazione di armatura in barre d'acciaio costituite da  $\phi 18/10$  al lembo teso (zona di monte paramento) e  $\phi 14/20$  al lembo compresso (zona di valle paramento).

Il momento resistente della sezione di calcestruzzo è pari a 710,88 kNm, pertanto viene considerata soddisfatta la verifica strutturale della sezione.

DEFINIZIONE DELLA GEOMETRIA			
SEZIONE TRASVERSALE			
Altezza della sezione trasversale di calcestruzzo	h	800	[mm]
Larghezza della sezione trasversale di calcestruzzo	b	1000	[mm]
Copriferro	d'	49	[mm]
Altezza utile della sezione	d	751	[mm]
ARMATURA TESA			
Diametro dei ferri correnti	$\phi_1$	18	[mm]
Numero dei ferri correnti	$n_1$	10	[-]
Diametro dei ferri di eventuale infittimento	$\phi_2$	0	[mm]
Numero dei ferri di eventuale infittimento	$n_2$	0	[-]
Area dell'armatura tesa	$A_s$	2545	[mm <sup>2</sup> ]
ARMATURA COMPRESSA			
Diametro dei ferri correnti	$\phi'_1$	14	[mm]
Numero dei ferri correnti	$n'_1$	5	[-]
Diametro dei ferri di eventuale infittimento	$\phi'_2$	0	[mm]
Numero dei ferri di eventuale infittimento	$n'_2$	0	[-]
Area dell'armatura compressa	$A'_s$	770	[mm <sup>2</sup> ]
CAMPO 2a			
Posizione adimensionale dell'asse neutro	$\xi$	0.1309	[-]
Posizione dell'asse neutro	x	98.29	[mm]
Deformazione massima nel calcestruzzo	$\varepsilon_{c,max}$	0.0015	[-]
Deformazione massima dell'acciaio	$\varepsilon_{s,max}$	0.0100	[-]
Coefficiente di riempimento	$\beta$	0.5640	[-]
Coefficiente di baricentro	$\kappa$	0.3613	[-]
Coefficiente $\alpha'_s = \sigma'_s / f_{yd}$	$\alpha'_s$	0.3860	[-]
Tensione nell'armatura compressa	$\sigma'_s$	151.03	[MPa]
Deformazione dell'armatura compressa	$\varepsilon'_s$	0.0008	[-]
<b>Momento resistente della sezione</b>	<b><math>M_{Rd}</math></b>	<b>710.88</b>	<b>[kNm]</b>
<b>Momento sollecitante a SLU assunto in valore assoluto</b>	<b><math>M_{Ed}</math></b>	<b>354.1</b>	<b>[kNm]</b>

A 1.30 m dall'estradosso della fondazione il momento massimo agente è pari a 180,76 kNm, pertanto in zona tesa si passa a  $\phi 18/20$ . La verifica risulta soddisfatta in quanto  $M_{Rd}$  della sezione di calcestruzzo armato è pari a 360,87 kNm.

DEFINIZIONE DELLA GEOMETRIA			
SEZIONE TRASVERSALE			
Altezza della sezione trasversale di calcestruzzo	h	800	[mm]
Larghezza della sezione trasversale di calcestruzzo	b	1000	[mm]
Copriferro	d'	49	[mm]
Altezza utile della sezione	d	751	[mm]
ARMATURA TESA			
Diametro dei ferri correnti	$\phi_1$	18	[mm]
Numero dei ferri correnti	$n_1$	5	[-]
Diametro dei ferri di eventuale infittimento	$\phi_2$	0	[mm]
Numero dei ferri di eventuale infittimento	$n_2$	0	[-]
Area dell'armatura tesa	$A_s$	1272	[mm <sup>2</sup> ]
ARMATURA COMPRESSA			
Diametro dei ferri correnti	$\phi'_1$	14	[mm]
Numero dei ferri correnti	$n'_1$	5	[-]
Diametro dei ferri di eventuale infittimento	$\phi'_2$	0	[mm]
Numero dei ferri di eventuale infittimento	$n'_2$	0	[-]
Area dell'armatura compressa	$A'_s$	770	[mm <sup>2</sup> ]
CAMPO 2a			
Posizione adimensionale dell'asse neutro	$\xi$	0.0912	[-]
Posizione dell'asse neutro	x	68.48	[mm]
Deformazione massima nel calcestruzzo	$\epsilon_{c,max}$	0.0010	[-]
Deformazione massima dell'acciaio	$\epsilon_{s,max}$	0.0100	[-]
Coefficiente di riempimento	$\beta$	0.4178	[-]
Coefficiente di baricentro	$\kappa$	0.3501	[-]
Coefficiente $\alpha'_s = \sigma'_s / f_{yd}$	$\alpha'_s$	0.1459	[-]
Tensione nell'armatura compressa	$\sigma'_s$	57.09	[MPa]
Deformazione dell'armatura compressa	$\epsilon'_s$	0.0003	[-]
<b>Momento resistente della sezione</b>	<b><math>M_{Rd}</math></b>	<b>360.87</b>	<b>[kNm]</b>
<b>Momento sollecitante a SLU assunto in valore assoluto</b>	<b><math>M_{Ed}</math></b>	<b>180.8</b>	<b>[kNm]</b>

### 11.8.2 Verifica a taglio paramento

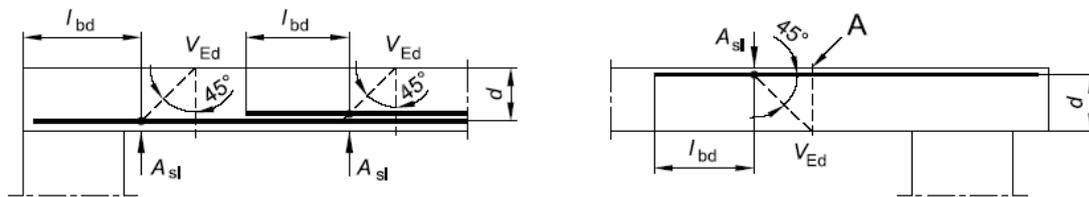
La massima sollecitazione tagliante sul paramento è pari a 161,75 kN. Viene di seguito riportata la verifica a taglio dalla sezione in c.a. Come si evince, la verifica risulta soddisfatta anche senza l'impiego di apposita armatura al taglio. In fase esecutiva saranno comunque inserite spille metalliche per il mantenimento delle distanze tra ferri anteriori e posteriori.

DETERMINAZIONE DELLA RESISTENZA A TAGLIO DELLA SEZIONE			
§ 4.1.2.1.3.1 - ELEMENTI SENZA ARMATURE TRASVERSALI RESISTENTI A TAGLIO			
Azione di Taglio sollecitante a Stato Limite Ultimo	$V_{Ed}$	161.75	[kN]
Considerare o meno il contributo dell'armatura tesa nel calcolo		si	[-]
Coefficiente $C_{Rd,c}$	$C_{Rd,c}$	0.12	[-]
Coefficiente k	k	1.52	[-]
		1.52	[-]
Rapporto geometrico d'armatura che si estende per non meno di $l_{bd} + d$	$\rho_1$	0.0033884	[-]
		0.0033884	[-]

figura 6.3 Definizione di  $A_{sl}$  nella espressione (6.2)

Legenda

A Sezione considerata



Resistenza a taglio offerta dal calcestruzzo teso	$V_{Rd,c}$	289.24	[kN]
Resistenza minima del calcestruzzo teso	$V_{Rd,min}$	259.63	[kN]
<b>Resistenza a taglio offerta dal calcestruzzo teso</b>	<b><math>V_{Rd}</math></b>	<b>289.24</b>	<b>[kN]</b>

### 11.8.3 Verifiche a flessione fondazione

La fondazione è soggetta a un momento massimo pari a 270,82kNm. È prevista l'installazione di armatura in barre d'acciaio costituite da  $\phi 18/20$  al lembo teso e  $\phi 18/20$  al lembo compresso.

Il momento resistente della sezione di calcestruzzo è pari a 449,08 kNm, pertanto viene considerata soddisfatta la verifica strutturale della sezione.

DEFINIZIONE DELLA GEOMETRIA			
SEZIONE TRASVERSALE			
Altezza della sezione trasversale di calcestruzzo	h	1000	[mm]
Larghezza della sezione trasversale di calcestruzzo	b	1000	[mm]
Copriferro	d'	49	[mm]
Altezza utile della sezione	d	951	[mm]
ARMATURA TESA			
Diametro dei ferri correnti	$\phi_1$	18	[mm]
Numero dei ferri correnti	$n_1$	5	[-]
Diametro dei ferri di eventuale infittimento	$\phi_2$	0	[mm]
Numero dei ferri di eventuale infittimento	$n_2$	0	[-]
Area dell'armatura tesa	$A_s$	1272	[mm <sup>2</sup> ]
ARMATURA COMPRESSA			
Diametro dei ferri correnti	$\phi'_1$	18	[mm]
Numero dei ferri correnti	$n'_1$	5	[-]
Diametro dei ferri di eventuale infittimento	$\phi'_2$	0	[mm]
Numero dei ferri di eventuale infittimento	$n'_2$	0	[-]
Area dell'armatura compressa	$A'_s$	1272	[mm <sup>2</sup> ]

Armatura simmetrica		
Posizione adimensionale dell'asse neutro	$\xi$	[-]
Posizione dell'asse neutro	$x$	[mm]
Deformazione massima nel calcestruzzo	$\epsilon_{c,max}$	[-]
Deformazione massima dell'acciaio	$\epsilon_{s,max}$	[-]
Coefficiente di riempimento	$\beta$	[-]
Coefficiente di baricentro	$\kappa$	[-]
Coefficiente $\alpha'_s = \sigma'_s / f_{yd}$	$\alpha'_s$	[-]
Tensione nell'armatura compressa	$\sigma'_s$	[MPa]
Deformazione dell'armatura compressa	$\epsilon'_s$	[-]
<b>Momento resistente della sezione</b>	<b><math>M_{Rd}</math></b>	<b>449.08 [kNm]</b>
<b>Momento sollecitante a SLU assunto in valore assoluto</b>	<b><math>M_{Ed}</math></b>	<b>270.8 [kNm]</b>

### 11.8.4 Verifica a taglio fondazione

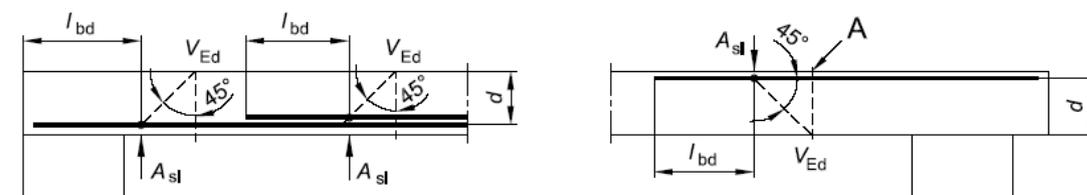
La massima sollecitazione tagliante sul paramento è pari a 208,53 kN. Viene di seguito riportata la verifica a taglio dalla sezione in c.a. Come si evince, la verifica risulta soddisfatta anche senza l'impiego di apposita armatura al taglio. In fase esecutiva saranno comunque inserite spille metalliche per il mantenimento delle distanze tra ferri anteriori e posteriori.

DETERMINAZIONE DELLA RESISTENZA A TAGLIO DELLA SEZIONE		
§ 4.1.2.1.3.1 - ELEMENTI SENZA ARMATURE TRASVERSALI RESISTENTI A TAGLIO		
Azione di Taglio sollecitante a Stato Limite Ultimo	$V_{Ed}$	208.53 [kN]
Considerare o meno il contributo dell'armatura tesa nel calcolo		si [-]
Coefficiente $C_{Rd,c}$	$C_{Rd,c}$	0.12 [-]
Coefficiente k	k	1.46 [-]
		1.46 [-]
Rapporto geometrico d'armatura che si estende per non meno di $l_{bd} + d$	$\rho_1$	0.0013379 [-]
		0.0013379 [-]

figura 6.3 Definizione di  $A_{sl}$  nella espressione (6.2)

Legenda

A Sezione considerata



Resistenza a taglio offerta dal calcestruzzo teso	$V_{Rd,c}$	258.52 [kN]
Resistenza minima del calcestruzzo teso	$V_{Rd,min}$	310.26 [kN]
<b>Resistenza a taglio offerta dal calcestruzzo teso</b>	<b><math>V_{Rd}</math></b>	<b>310.26 [kN]</b>

## 11.9 Verifiche alle tensioni e a fessurazione

### 11.9.1 Verifica paramento

Il paramento risulta sollecitato da un momento massimo pari a 248,20 kNm nella combinazione SLE Frequente e da un momento di 192,10 kNm nella combinazione SLE Quasi Permanente.

Vengono di seguito riportate le verifiche alle tensioni e a fessurazione del calcestruzzo. I limiti imposti sull'apertura delle fessure sono relativi alla condizione XC4, condizioni aggressive e armatura poco sensibile.

Combinazione Frequente  $w_2 = 0,30$  mm

Combinazione Quasi Permanente  $w_1 = 0,20$  mm

DETERMINAZIONE DELLE TENSIONI A SLS		
Controllo tensionale per la Combinazione Quasi Permanente		
Momento sollecitante assunto in valore assoluto	$M_{Ed}$	192.1 [kNm]
Coefficiente di omogeneizzazione	$n$	15.0 [-]
Altezza della sezione trasversale di calcestruzzo	$j$	800 [-]
Larghezza della sezione trasversale di calcestruzzo	$b$	1000 [-]
Copriferro	$d'$	49 [-]
Altezza utile della sezione	$d'$	751 [-]
Area dell'armatura tesa	$A_s$	2545 [mm <sup>2</sup> ]
Area dell'armatura compressa	$A's$	770 [mm <sup>2</sup> ]
Posizione dell'asse neutro	$x$	197.13 [mm]
Momento d'inerzia della sezione rispetto a x	$J$	14516435309 [mm <sup>4</sup> ]
Tensione ammissibile nel calcestruzzo nella combinazione quasi permanente	$\sigma_{c,q.p.}$	12.6 [MPa]
Tensione ammissibile nell'acciaio per le combinazioni a SLS	$\sigma_s$	360 [MPa]
<b>Tensione nel calcestruzzo</b>	<b><math>\sigma_c</math></b>	<b>2.61 [MPa]</b>
<b>Tensione nell'armatura tesa</b>	<b><math>\sigma_s</math></b>	<b>109.94 [MPa]</b>

DETERMINAZIONE DELLE TENSIONI A SLS		
Controllo tensionale per la Combinazione Frequente		
Momento sollecitante assunto in valore assoluto	$M_{Ed}$	248.2 [kNm]
Coefficiente di omogeneizzazione	$n$	15.0 [-]
Altezza della sezione trasversale di calcestruzzo	$j$	800 [MPa]
Larghezza della sezione trasversale di calcestruzzo	$b$	1000 [-]
Copriferro	$d'$	49 [kNm]
Altezza utile della sezione	$d'$	751 [kNm]
Area dell'armatura tesa	$A_s$	2545 [mm <sup>2</sup> ]
Area dell'armatura compressa	$A's$	770 [mm <sup>2</sup> ]
Posizione dell'asse neutro	$x$	197.13 [mm]
Momento d'inerzia della sezione rispetto a x	$J$	14516435309 [mm <sup>4</sup> ]
<b>Tensione nel calcestruzzo</b>	<b><math>\sigma_c</math></b>	<b>3.37 [MPa]</b>
<b>Tensione nell'armatura tesa</b>	<b><math>\sigma_s</math></b>	<b>142.05 [MPa]</b>

<b>CONTROLLO DI FESSURAZIONE A SLS</b>		
Altezza della sezione trasversale di calcestruzzo	h	800 [mm]
Larghezza della sezione trasversale di calcestruzzo	b	1000 [mm]
Copriferro	d'	49 [mm]
Altezza utile della sezione	d	751 [mm]
Area dell'armatura tesa	A <sub>s</sub>	2545 [mm <sup>2</sup> ]
Area dell'armatura compressa	A' <sub>s</sub>	770 [mm <sup>2</sup> ]
Distanza tra il bordo del cls e l'armatura	c	40 [mm]
Distanza tra i baricentri delle barre	s	200 [mm]
Distanza massima di riferimento tra le barre	S <sub>rif,max</sub>	245 [mm]
<b>Calcolo dell'ampiezza delle fessure - Combinazione Quasi Permanente</b>		
<b>Momento sollecitante per la combinazione Quasi Permanente</b>	<b>M<sub>Ed,q.p.</sub></b>	<b>192.1 [kNm]</b>
Durata del carico		lunga [-]
Posizione dell'asse neutro dal lembo superiore	x	197.13 [mm]
Tensione indotta nell'armatura tesa considerando la sezione fessurata	σ <sub>s</sub>	109.94 [MPa]
Valore medio della resistenza a trazione efficace del calcestruzzo	f <sub>ct,eff</sub>	2.8 [MPa]
Fattore dipendente dalla durata del carico	k <sub>f</sub>	0.4 [-]
Altezza efficace	h <sub>c,eff</sub>	122.5 [mm]
Area efficace del calcestruzzo teso attorno all'armatura	A <sub>c,eff</sub>	122500 [mm <sup>2</sup> ]
Rapporto geometrico sull'area efficace	ρ <sub>p,eff</sub>	0.02077 [-]
Rapporto tra E <sub>s</sub> /E <sub>cm</sub>	α <sub>e</sub>	6.19 [-]
Differenza tra la deformazione nell'acciaio e quella nel calcestruzzo	ε <sub>sm</sub> - ε <sub>cm</sub>	0.000249 [-] 0.000330 [-]
Determinazione del diametro equivalente delle barre tese	φ <sub>eq</sub>	18.00 [mm]
Coefficiente che tiene conto dell'aderenza migliorata delle barre	k <sub>1</sub>	0.8 [-]
Coefficiente che tiene conto della flessione pura	k <sub>2</sub>	0.5 [-]
	k <sub>3</sub>	3.4 [-]
	k <sub>4</sub>	0.425 [-]
Distanza massima tra le fessure	S <sub>r,max</sub>	283.31 [mm] 283.31 [mm]
<b>Ampiezza delle fessure</b>	<b>w<sub>k</sub></b>	<b>0.0934 [mm]</b>
<b>Ampiezza massima delle fessure</b>	<b>w<sub>max</sub></b>	<b>0.2 [mm]</b>
<b>Calcolo dell'ampiezza delle fessure - Combinazione Frequente</b>		
<b>Momento sollecitante per la combinazione Frequente</b>	<b>M<sub>Ed,freq.</sub></b>	<b>248.2 [kNm]</b>
Durata del carico		lunga [-]
Posizione dell'asse neutro dal lembo superiore	x	197.13 [mm]
Tensione indotta nell'armatura tesa considerando la sezione fessurata	σ <sub>s</sub>	142.05 [MPa]
Valore medio della resistenza a trazione efficace del calcestruzzo	f <sub>ct,eff</sub>	2.8 [MPa]
Fattore dipendente dalla durata del carico	k <sub>f</sub>	0.4 [-]
Altezza efficace	h <sub>c,eff</sub>	122.5 [mm]
Area efficace del calcestruzzo teso attorno all'armatura	A <sub>c,eff</sub>	122500 [mm <sup>2</sup> ]
Rapporto geometrico sull'area efficace	ρ <sub>p,eff</sub>	0.02077 [-]
Rapporto tra E <sub>s</sub> /E <sub>cm</sub>	α <sub>e</sub>	6.19 [-]
Differenza tra la deformazione nell'acciaio e quella nel calcestruzzo	ε <sub>sm</sub> - ε <sub>cm</sub>	0.000410 [-] 0.000426 [-]
Determinazione del diametro equivalente delle barre tese	φ <sub>eq</sub>	18.00 [mm]
Coefficiente che tiene conto dell'aderenza migliorata delle barre	k <sub>1</sub>	0.8 [-]
Coefficiente che tiene conto della flessione pura	k <sub>2</sub>	0.5 [-]
	k <sub>3</sub>	3.4 [-]
	k <sub>4</sub>	0.425 [-]
Distanza massima tra le fessure	S <sub>r,max</sub>	283.31 [mm] 283.31 [mm]
<b>Ampiezza delle fessure</b>	<b>w<sub>k</sub></b>	<b>0.1207 [mm]</b>
<b>Ampiezza massima delle fessure</b>	<b>w<sub>max</sub></b>	<b>0.3 [mm]</b>

### 11.9.2 Verifica fondazione

La fondazione risulta sollecitata da un momento massimo pari a 106,70 kNm nella combinazione SLE Frequente e da un momento di 83,70 kNm nella combinazione SLE Quasi Permanente.

Vengono di seguito riportate le verifiche alle tensioni e a fessurazione del calcestruzzo.

I limiti imposti sull'apertura delle fessure sono relativi alla condizione XC4, condizioni aggressive e armatura poco sensibile.

Combinazione Frequente  $w_2 = 0,30$  mm

Combinazione Quasi Permanente  $w_1 = 0,20$  mm

DETERMINAZIONE DELLE TENSIONI A SLS			
Controllo tensionale per la Combinazione Quasi Permanente			
Momento sollecitante assunto in valore assoluto	$M_{Ed}$	83.7	[kNm]
Coefficiente di omogeneizzazione	$n$	15.0	[-]
Altezza della sezione trasversale di calcestruzzo	$j$	1000	[-]
Larghezza della sezione trasversale di calcestruzzo	$b$	1000	[-]
Copriferro	$d'$	49	[-]
Altezza utile della sezione	$d'$	951	[-]
Area dell'armatura tesa	$A_s$	1272	[mm <sup>2</sup> ]
Area dell'armatura compressa	$A'_s$	1272	[mm <sup>2</sup> ]
Posizione dell'asse neutro	$x$	160.90	[mm]
Momento d'inerzia della sezione rispetto a x	$J$	13541555233	[mm <sup>4</sup> ]
Tensione ammissibile nel calcestruzzo nella combinazione quasi permanente	$\sigma_{c,q.p.}$	12.6	[MPa]
Tensione ammissibile nell'acciaio per le combinazioni a SLS	$\sigma_s$	360	[MPa]
<b>Tensione nel calcestruzzo</b>	<b><math>\sigma_c</math></b>	<b>0.99</b>	<b>[MPa]</b>
<b>Tensione nell'armatura tesa</b>	<b><math>\sigma_s</math></b>	<b>73.25</b>	<b>[MPa]</b>

DETERMINAZIONE DELLE TENSIONI A SLS			
Controllo tensionale per la Combinazione Frequente			
Momento sollecitante assunto in valore assoluto	$M_{Ed}$	106.7	[kNm]
Coefficiente di omogeneizzazione	$n$	15.0	[-]
Altezza della sezione trasversale di calcestruzzo	$j$	1000	[MPa]
Larghezza della sezione trasversale di calcestruzzo	$b$	1000	[-]
Copriferro	$d'$	49	[kNm]
Altezza utile della sezione	$d'$	951	[kNm]
Area dell'armatura tesa	$A_s$	1272	[mm <sup>2</sup> ]
Area dell'armatura compressa	$A'_s$	1272	[mm <sup>2</sup> ]
Posizione dell'asse neutro	$x$	160.90	[mm]
Momento d'inerzia della sezione rispetto a x	$J$	13541555233	[mm <sup>4</sup> ]
<b>Tensione nel calcestruzzo</b>	<b><math>\sigma_c</math></b>	<b>1.27</b>	<b>[MPa]</b>
<b>Tensione nell'armatura tesa</b>	<b><math>\sigma_s</math></b>	<b>93.38</b>	<b>[MPa]</b>

<b>CONTROLLO DI FESSURAZIONE A SLS</b>		
Altezza della sezione trasversale di calcestruzzo	h	1000 [mm]
Larghezza della sezione trasversale di calcestruzzo	b	1000 [mm]
Copriferro	d'	49 [mm]
Altezza utile della sezione	d	951 [mm]
Area dell'armatura tesa	A <sub>s</sub>	1272 [mm <sup>2</sup> ]
Area dell'armatura compressa	A' <sub>s</sub>	1272 [mm <sup>2</sup> ]
Distanza tra il bordo del cls e l'armatura	c	40 [mm]
Distanza tra i baricentri delle barre	s	200 [mm]
Distanza massima di riferimento tra le barre	S <sub>rif,max</sub>	245 [mm]
<b>Calcolo dell'ampiezza delle fessure - Combinazione Quasi Permanente</b>		
<b>Momento sollecitante per la combinazione Quasi Permanente</b>	<b>M<sub>Ed,q.p.</sub></b>	<b>83.69 [kNm]</b>
Durata del carico		lunga [-]
Posizione dell'asse neutro dal lembo superiore	x	160.90 [mm]
Tensione indotta nell'armatura tesa considerando la sezione fessurata	σ <sub>s</sub>	73.25 [MPa]
Valore medio della resistenza a trazione efficace del calcestruzzo	f <sub>ct,eff</sub>	2.8 [MPa]
Fattore dipendente dalla durata del carico	k <sub>f</sub>	0.4 [-]
Altezza efficace	h <sub>c,eff</sub>	122.5 [mm]
Area efficace del calcestruzzo teso attorno all'armatura	A <sub>c,eff</sub>	122500 [mm <sup>2</sup> ]
Rapporto geometrico sull'area efficace	ρ <sub>p,eff</sub>	0.01039 [-]
Rapporto tra E <sub>s</sub> /E <sub>cm</sub>	α <sub>e</sub>	6.19 [-]
Differenza tra la deformazione nell'acciaio e quella nel calcestruzzo	ε <sub>sm</sub> - ε <sub>cm</sub>	-0.000201 [-] 0.000220 [-]
Determinazione del diametro equivalente delle barre tese	φ <sub>eq</sub>	18.00 [mm]
Coefficiente che tiene conto dell'aderenza migliorata delle barre	k <sub>1</sub>	0.8 [-]
Coefficiente che tiene conto della flessione pura	k <sub>2</sub>	0.5 [-]
	k <sub>3</sub>	3.4 [-]
	k <sub>4</sub>	0.425 [-]
Distanza massima tra le fessure	S <sub>r,max</sub>	430.61 [mm] 430.61 [mm]
<b>Ampiezza delle fessure</b>	<b>w<sub>k</sub></b>	<b>0.0946 [mm]</b>
<b>Ampiezza massima delle fessure</b>	<b>w<sub>max</sub></b>	<b>0.2 [mm]</b>
<b>Calcolo dell'ampiezza delle fessure - Combinazione Frequente</b>		
<b>Momento sollecitante per la combinazione Frequente</b>	<b>M<sub>Ed,freq.</sub></b>	<b>106.69 [kNm]</b>
Durata del carico		lunga [-]
Posizione dell'asse neutro dal lembo superiore	x	160.90 [mm]
Tensione indotta nell'armatura tesa considerando la sezione fessurata	σ <sub>s</sub>	93.38 [MPa]
Valore medio della resistenza a trazione efficace del calcestruzzo	f <sub>ct,eff</sub>	2.8 [MPa]
Fattore dipendente dalla durata del carico	k <sub>f</sub>	0.4 [-]
Altezza efficace	h <sub>c,eff</sub>	122.5 [mm]
Area efficace del calcestruzzo teso attorno all'armatura	A <sub>c,eff</sub>	122500 [mm <sup>2</sup> ]
Rapporto geometrico sull'area efficace	ρ <sub>p,eff</sub>	0.01039 [-]
Rapporto tra E <sub>s</sub> /E <sub>cm</sub>	α <sub>e</sub>	6.19 [-]
Differenza tra la deformazione nell'acciaio e quella nel calcestruzzo	ε <sub>sm</sub> - ε <sub>cm</sub>	-0.000100 [-] 0.000280 [-]
Determinazione del diametro equivalente delle barre tese	φ <sub>eq</sub>	18.00 [mm]
Coefficiente che tiene conto dell'aderenza migliorata delle barre	k <sub>1</sub>	0.8 [-]
Coefficiente che tiene conto della flessione pura	k <sub>2</sub>	0.5 [-]
	k <sub>3</sub>	3.4 [-]
	k <sub>4</sub>	0.425 [-]
Distanza massima tra le fessure	S <sub>r,max</sub>	430.61 [mm] 430.61 [mm]
<b>Ampiezza delle fessure</b>	<b>w<sub>k</sub></b>	<b>0.1206 [mm]</b>
<b>Ampiezza massima delle fessure</b>	<b>w<sub>max</sub></b>	<b>0.3 [mm]</b>

## 12.DICHIARAZIONI SECONDO N.T.C. 2018 (PUNTO 10.2)

L'analisi strutturale e le verifiche sono state condotte con l'ausilio di un codice di calcolo automatico.

Origine e caratteristiche dei codici di calcolo

Titolo MAX - Analisi e Calcolo Muri di Sostegno

Versione 15.0

Produttore Aztec Informatica srl, Casali del Manco - loc. Casole Bruzio (CS)

Licenza AIU5978R4

Affidabilità dei codici di calcolo

La documentazione fornita dal produttore del software contiene un'esauriente descrizione delle basi teoriche, degli algoritmi impiegati e l'individuazione dei campi d'impiego. La società produttrice Aztec Informatica srl ha verificato l'affidabilità e la robustezza del codice di calcolo attraverso un numero significativo di casi prova in cui i risultati dell'analisi numerica sono stati confrontati con soluzioni teoriche.

Informazioni generali sull'elaborazione

Il software prevede una serie di controlli automatici che consentono l'individuazione di errori di modellazione, di non rispetto di limitazioni geometriche e di armatura e di presenza di elementi non verificati. Il codice di calcolo consente di visualizzare e controllare, sia in forma grafica che tabellare, i dati del modello strutturale, in modo da avere una visione consapevole del comportamento corretto del modello strutturale.

Giudizio motivato di accettabilità dei risultati

I risultati delle elaborazioni sono stati sottoposti a controlli: tale valutazione ha compreso il confronto con i risultati di semplici calcoli, eseguiti con metodi tradizionali. Inoltre sulla base di considerazioni riguardanti gli stati tensionali e deformativi determinati, si è valutata la validità delle scelte operate in sede di schematizzazione e di modellazione della struttura e delle azioni.