



STUDIO CANEPA ASSOCIATI

ESSELUNGA®
S

ESSELUNGA S.P.A. - VIA VITTOR PISANI, 20 - 20124 MILANO

PROGETTO URBANISTICO OPERATIVO
SETTORE N° 1 DEL DISTRETTO 06 "NUOVA SESTRI P."
IN CONFORMITÀ AL PUC DI GENOVA SU
EDIFICIO EX-COGNETEX - VIA HERMADA, 4 - SESTRI P.
PER LA REALIZZAZIONE DI
NUOVA GSV DI GENERI ALIMENTARI
CON AREE ACCESSORIE E PERTINENZIALI
OLTRE
OPERE DI SISTEMAZIONE IDRAULICA DEL T. CHIARAVAGNA,
PARCHEGGI E VERDE PUBBLICO

MURO D'ARGINE IN SPONDA DESTRA
DEL TORRENTE CHIARAVAGNA

RELAZIONE DI CALCOLO

Dicembre 2021



ing. Giovanni Canepa - arch. Maurizio Canepa - ing. Giovanni G. Canepa
Via Domenico Fiasella 16/22 - 16121 Genova- Tel./Fax. 010.561.227 / 010.585.064
web: www.studiocanepa.com - e-mail: associati@studiocanepa.it
Codice Fiscale e Partita IVA 03783800109



**INDICE**

pag.

<u>1</u>	<u>GENERALITÀ</u>	<u>3</u>
1.1	DESCRIZIONE DELLE OPERE	3
1.2	DEFINIZIONE DEI PARAMETRI DI PROGETTO	3
1.2.1	VITA NOMINALE DELL'OPERA	3
1.2.2	CLASSE D'USO.....	4
1.2.3	PERIODO DI RIFERIMENTO PER L'AZIONE SISMICA	5
1.3	NORMATIVA DI RIFERIMENTO.....	6
1.4	UNITÀ DI MISURA.....	6
<u>2</u>	<u>CARATTERISTICHE SISMICHE DEL SITO</u>	<u>7</u>
2.1	ZONIZZAZIONE SISMICA	7
2.2	CARATTERIZZAZIONE DEL TERRENO	8
2.3	CONDIZIONI TOPOGRAFICHE	8
<u>3</u>	<u>CARATTERISTICHE COSTRUTTIVE</u>	<u>9</u>
3.1	DURABILITÀ	9
3.1.1	CEMENTO ARMATO.....	9
3.1.2	ACCIAIO.....	9
<u>4</u>	<u>CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA.....</u>	<u>10</u>
4.1	DESCRIZIONE DEI TERRENI.....	10
4.1.1	INQUADRAMENTO GEOMORFOLOGICO E LINEAMENTI GEOLOGICI.....	10
4.2	CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA DEI TERRENI (VALORI MEDI).....	11
4.2.1	RIPORTI E TERRENI RIMANEGGIATI.....	11
4.2.2	DEPOSITI ALLUVIONALI COSTITUITI DA GHIAIE-SABBIOSE	11
4.2.3	DEPOSITI MARINI COSTITUITI DA SABBIE FINI E SABBIE- LIMOSE	11
4.2.4	ARGILLE LIMOSE (ARGILLE DI ORTOVERO)	11
<u>5</u>	<u>ANALISI DELLE OPERE DI SOSTEGNO.....</u>	<u>12</u>
5.1	CALCOLO DELLA SPINTA DEL MURO.....	12
5.1.1	CALCOLO DELLA SPINTA DEL MURO	12
5.1.1.1	METODO DI CULMANN	12
5.1.1.2	SPINTA IN PRESENZA DI SISMA	12
5.1.1.3	SPINTA DELLA FALDA FREATICA.....	13
5.2	VERIFICA AL RIBALTAMENTO	14
5.3	VERIFICA A SCORRIMENTO.....	14
5.4	VERIFICA AL CARICO LIMITE	14
5.5	VERIFICA ALLA STABILITÀ GLOBALE.....	16
5.6	DATI	17
5.7	OPZIONI DI CALCOLO.....	24
<u>6</u>	<u>CONCLUSIONI.....</u>	<u>38</u>



1 GENERALITÀ

La presente relazione tecnica illustra gli interventi inerenti la realizzazione di un nuovo muro d'argine da realizzarsi in sostituzione dell'attuale arginatura in sponda destra del torrente Chiaravagna, a levante di un'area avente accesso da Via Hermada, 8 e "delimitata" verso valle dalla viabilità pubblica di Via Albareto, in Genova Sestri Ponente – Municipio VI Medio Ponente.

Il nuovo manufatto fa parte di un più ampio contesto di opere volte alla messa in sicurezza idraulica delle aree da detto sottese ed è caratterizzato da una soluzione costruttiva in C.A.

Come anticipato la zona di intervento è detta ubicata in area urbana del Comune di Genova, edificata ed originariamente destinata ad uso industriale-produttivo, attualmente dismessa, ed interessa la sponda destra del Torrente Chiaravagna, nella sua porzione ricompresa tra un ponte "privato" interno alle aree produttive della confinante proprietà Finmeccanica, a monte, e il ponte di Via Albareto, a valle.

1.1 DESCRIZIONE DELLE OPERE

Le opere in progetto che, come anticipato, comporteranno la completa demolizione dell'arginatura esistente si riferiscono alla costruzione di un "nuovo argine" comportante:

- a) la realizzazione di due "limitati" allineamenti di micropali, uno a monte, immediatamente a ridosso della proprietà Finmeccanica, ed uno a valle, in fregio a Via Albareto, in modo tale da garantire adeguate condizioni di sicurezza operativa nel corso dei lavori di scavo volti al raggiungimento del piano d'imposta fondazionale del nuovo muro d'argine;
- b) la realizzazione di un nuovo muro di sostegno/argine, con struttura in C.A. direttamente impostata sul substrato, in sponda destra del corso d'acqua. Detto muro sarà caratterizzato da soletta fondazionale interamente rivolta verso le retrostanti aree di proprietà, ovvero non interessate in alcun modo gli strati del subalveo torrentizio, impostata con quota di estradosso soletta fondazionale inferiore ad 1,00 m rispetto alla quota di "futura" sistemazione di fondo alveo e con paramento in elevazione di altezza tale da garantire il contenimento della max piena con periodo di ritorno 200-ennale, oltre al livello di "sopraelevazione cinetica". Il ricorso a tale soluzione costruttiva è dettato dalla preesistenza in alveo, alla base della attuale arginatura "da ricostruire", di locali tratte interessate dalla presenza di allineamenti di micropali di consolidamento delle stesse e da canalizzazioni impiantistiche.

Nel corso dei lavori di costruzione del "nuovo muro d'argine" si dovrà procedere con avanzamento per tratte "frontali" della lunghezza di ca. 40 di sviluppo, provvedendo nel contempo alla contestuale formazione di una retrostante "tura provvisoria", in sommità al versante di scavo, formata da blocchi da 1 mc in calcestruzzo disposti su più file verticali in modo da ricostruire una sorta di barriere di contenimento delle acque a seguito di eventuali eventi alluvionali che dovessero occorrere nel corso dei lavori stessi.

Il rinterro a tergo della "nuova arginatura" verrà realizzato con impiego di materiale arido drenante atto allo smaltimento di eventuali acque di falda subcorticale presenti nel terrapieno retrostante e ad avviare le stesse verso un sistema di barbacani/fori drenati all'uopo previsti sul paramento verticale del muro in questione.

1.2 DEFINIZIONE DEI PARAMETRI DI PROGETTO

Le specifiche prestazionali utilizzate per la valutazione della sicurezza dell'edificio sono conformi alle disposizioni delle NTC 2018 e vengono riportate nei paragrafi seguenti.

1.2.1 VITA NOMINALE DELL'OPERA

Per vita nominale V_N di un'opera strutturale si intende il numero di anni nel quale la struttura, purché soggetta alla manutenzione ordinaria, deve poter essere usata per lo scopo alla quale è destinata.

La tabella seguente indica la vita nominale per i diversi tipi di opera.

Tabella 1.1 – Vita nominale V_N per diversi tipi di opere

Tipi di costruzione		Vita Nominale V_N (in anni)
1	Opere provvisorie – Opere provvisionali – Strutture in fase costruttiva	≤ 10
2	Opere ordinarie, ponti, opere infrastrutturali e dighe di dimensioni contenute o di importanza normale	≥ 50
3	Grandi opere, ponti, opere infrastrutturali e dighe di grandi dimensioni o di importanza strategica	≥ 100

La struttura oggetto della presente relazione è un'opera di tipo ordinario e, pertanto, si assume una:

Vita Nominale $V_N = 50$ anni

1.2.2 CLASSE D'USO

Con riferimento a quanto al § 2.4.2 delle NTC 18, le costruzioni, in relazione alle conseguenze di eventuali interruzioni di operatività dovute ad azioni sismiche vengono suddivise nelle seguenti classi d'uso:

<i>Classe I</i>	Costruzioni con presenza solo occasionale di persone, edifici agricoli
<i>Classe II</i>	Costruzioni il cui uso preveda normali affollamenti, senza contenuti pericolosi per l'ambiente e senza funzioni pubbliche e sociali essenziali. Industrie con attività non pericolose per l'ambiente. Ponti, opere infrastrutturali, reti viarie non ricadenti in Classe d'uso III o in Classe d'uso IV, reti ferroviarie la cui interruzione non provochi situazioni d'emergenza. Dighe il cui collasso non provochi conseguenze rilevanti.
<i>Classe III</i>	Costruzioni il cui uso preveda affollamenti significativi. Industrie con attività pericolose per l'ambiente. Reti viarie extraurbane non ricadenti in Classe d'uso IV. Ponti e reti ferroviarie la cui interruzione provochi situazioni d'emergenza. Dighe rilevanti per le conseguenze di un loro eventuale collasso.
<i>Classe IV</i>	Costruzioni con funzioni pubbliche o strategiche importanti, anche con riferimento alla gestione della protezione civile in caso di calamità. Industrie con attività particolarmente pericolose per l'ambiente. Reti viarie di tipo A o B, di cui al DM 05.11.2001, n° 6792 "Norme funzionali e geometriche per la costruzione di strade di tipo A o B". Ponti e reti ferroviarie di importanza critica per il mantenimento delle vie di comunicazione, particolarmente dopo un evento sismico. Dighe connesse al funzionamento di acquedotti e a impianti di produzione di energia elettrica.

Tutte le opere in oggetto, di tipo infrastrutturale la cui interruzione non può comportare l'insorgere di particolari criticità al traffico, sono da assimilabili a reti viarie extraurbane comunque ricadenti nella:

Classe d'uso II

Le opere in oggetto non sono inoltre da considerarsi "di interesse strategico" e/o "di tipo sensibile" in quanto non rientrano tra le categorie di edifici e di opere infrastrutturali la cui funzionalità durante gli eventi sismici assume rilievo fondamentale per le finalità di protezione civile e come definite dalla casistica di cui agli elenchi dell'Allegato 1 al Decreto del Capo del Dipartimento di Protezione Civile n° 3685 del 21.10.2003 o dell'Allegato B al D.G.R. n° 1384/2003.

**1.2.3 PERIODO DI RIFERIMENTO PER L'AZIONE SISMICA**

Con riferimento a quanto al § 2.4.3 delle NTC 18, l'azione sismica su ciascuna struttura viene valutata in relazione ad un periodo di riferimento V_R che si ricava, per ciascun tipo di costruzione, moltiplicando la vita nominale V_N per il coefficiente d'uso C_U dedotto dalla tabella 2.4.II:

Classe d'Uso	I	II	III	IV
Coefficiente C_U	0,7	1,0	1,5	2,0

$$V_R = V_N C_U = 50 \times 1.0 = \mathbf{50 \text{ anni}}$$



1.3 NORMATIVA DI RIFERIMENTO

La verifica degli elementi strutturali è effettuata secondo i dettami delle vigenti:

- **D.M. 14.01.2018.** Norme Tecniche per le Costruzioni (**NTC 18**);
- **Circ. C.S. LL.PP. 21.01.2019 n° 7:** Istruzioni per l'applicazione delle "Norme tecniche per le costruzioni" di cui al D.M. 14.01.2018;
- **Legge 05.11.1971 n° 1086:** Norme per la disciplina delle opere di conglomerato cementizio armato, normale e precompresso ed a struttura metallica;

Le normative nazionali previgenti e comunque considerate, sono:

- Eurocodice 2 (UNI EN 1992 -1-1:2005): Progettazione delle strutture di calcestruzzo, parte 1-1, regole generali e regole per gli edifici;
- D.M. 14.01.2008. Norme Tecniche per le Costruzioni (NTC 08);
- Circ. C.S. LL.PP. 02.02.2009 n° 617: Istruzioni per l'applicazione delle "Norme tecniche per le costruzioni" di cui al D.M. 14.01.2018;
- D.M. 14.09.2005. Norme Tecniche per le Costruzioni
- O.P.C.M. n° 3274 del 20.03.2003 e s.m.i.: Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e di normative tecniche per le costruzioni in zona sismica.
- D.M. 16.01.1996: Norme tecniche relative ai "Criteri generali per verifica delle costruzioni e dei carichi e sovraccarichi;
- D.M. LL.PP. 16.01.1996: Norme tecniche per le costruzioni in zona sismica;
- D.M. LL.PP. 09.01.1996: Norme tecniche per il calcolo, l'esecuzione ed il collaudo delle strutture in cemento armato, normale e precompresso e per le strutture metalliche;
- Circ. Min. LL.PP. 15.10.1996 n° 252 : Istruzioni per l'applicazione del D.M. 09.01.1996;
- Circ. Min. LL.PP. 10.04.1997 n° 156AA.GG/STC : Istruzioni per l'applicazione del D.M. 16.01.1996;
- D.M. 14.02.1992 (G.U. 18-3-1992, N. 65): Norme tecniche per il calcolo, l'esecuzione ed il collaudo delle strutture in cemento armato, normale e precompresso e per le strutture metalliche.
- D.M. 04.05.1990: Aggiornamento delle norme tecniche per la progettazione , esecuzione e collaudo dei ponti stradali.
- D.M. 11.03.1988: Norme tecniche riguardanti le indagini sui terreni e sulle rocce, la stabilità dei pendii naturali e delle scarpate, i criteri generali e le prescrizioni per la progettazione, l'esecuzione e il collaudo delle opere di sostegno delle terre e delle opere di fondazione;
- Circ. Min. LL.PP. 24.11.1988 n° 30483: Istruzioni riguardanti le indagini sui terreni e sulle rocce, la stabilità dei pendii naturali e delle scarpate, i criteri generali e le prescrizioni per la progettazione, l'esecuzione e il collaudo delle opere di sostegno delle terre e delle opere di fondazione;
- D.M. 03.12.1987: Norme tecniche per la progettazione , esecuzione e collaudo delle costruzioni prefabbricate.
- Legge 02.02.1974 n° 64: Provvedimenti per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche.

1.4 UNITÀ DI MISURA

Le unità di misura utilizzate nell'elaborazione di calcoli e delle verifiche nonché nell'esportazione dei grafici sono:

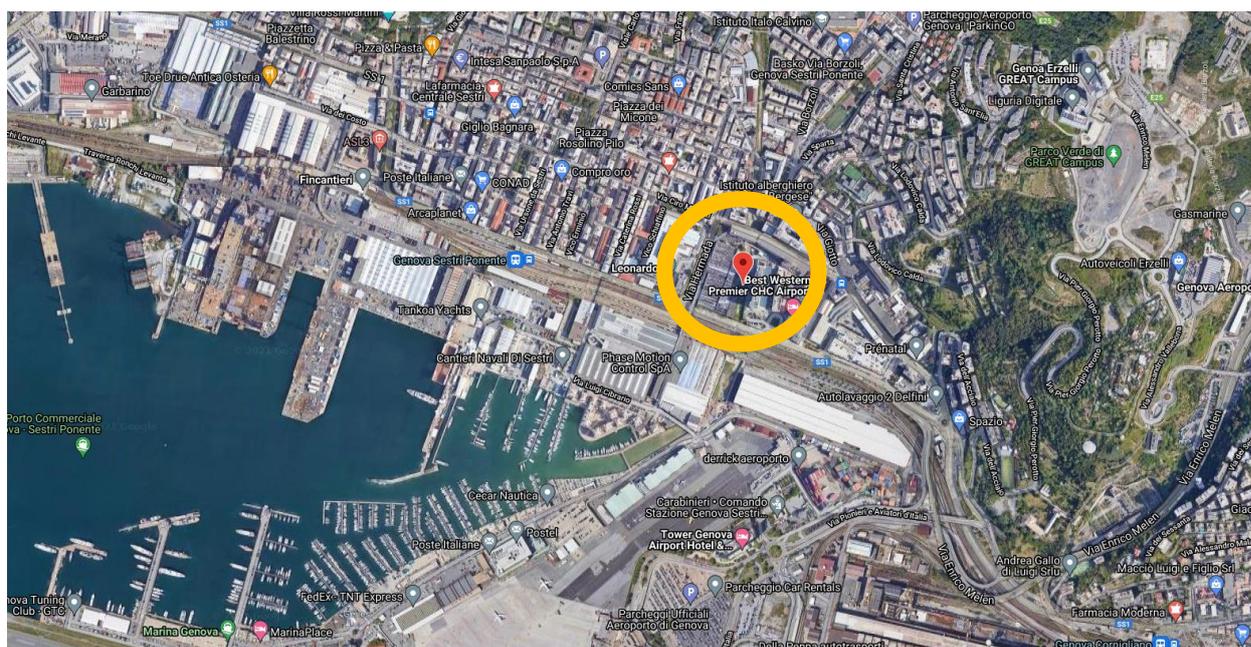
- metri per le lunghezze
- daN per le forze

2 CARATTERISTICHE SISMICHE DEL SITO

2.1 ZONIZZAZIONE SISMICA

Le strutture di cui trattasi, secondo la vigente Deliberazione della Giunta Regionale n° 216 del 17.03.2017 in recepimento della classificazione sismica di cui alla D.G.R. n. 1308 del 21.10.2008. e successivi aggiornamenti, ed essendo il Comune contraddistinto dal numero identificativo 32 sulla mappa allegata alla D.G.R. sopracitata, risultano ubicate in

“Zona 3 –BASSA SISMICITÀ”



I valori dei parametri sismici sono riportati nel paragrafo dedicato valutando l'esatta localizzazione geografica come previsto dalla vigente normativa (NTC 18):

Latitudine 44°42'18"6
 Longitudine 8°8'53"5

Nella seguente tabella vengono esposti i valori dell'accelerazione orizzontale massima convenzionale (a_g), ed i corrispondenti F_0 e T_C^* associati ad un periodo di ritorno per ciascuno stato limite.

STATO LIMITE		Probabilità di superamento della Vita di Riferimento	T_R (anni)	a_g/g (m/sec^2)	F_0 (-)	T_C^* (sec)
Stato Limite di Esercizio	SLO	81 %	30	0,0219	2,55	0,18
	SLD	63 %	50	0,0283	2,52	0,20
Stato Limite Ultimo	SLV	10 %	475	0,0638	2,55	0,29
	SLC	5 %	975	0,0811	2,56	0,30

In cui:

SLO = Stato Limite di Operatività;

SLD = Stato Limite di Danno;

SLE = Stato Limite di Esercizio;

SLV = Stato Limite di Salvaguardia della vita;

SLC = Stato Limite di Collasso.

ed

a_g/g = Accelerazione orizzontale massima al sito;

F_0 = Valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale;

T_C^* = Periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale.

2.2 CARATTERIZZAZIONE DEL TERRENO

In base alle indicazioni contenute “Relazione Geologica”, del Dicembre 2021, a firma della Dott.ssa Geol. Elisabetta Barboro, e con riferimento a quanto previsto dalla Tabella 3.2.II della NTC 18, la tipologia del terreno di fondazione, ai fini della determinazione dell’azione sismica, è individuato nella seguente categoria di terreno:

<i>Categoria Sottosuolo</i>	<i>Descrizione</i>
C	Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti con profondità del substrato superiori a 30 m, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 180 m/s e 360 m/s.

cui competono i Coefficienti di amplificazione stratigrafica come desunti dalla Tabella 3.2.IV delle NTC 18 e di seguito riportati:

<i>Categoria Sottosuolo</i>	S_s	C_c
C	$1,00 \leq 1,70 - 0,60 F_0 a_g/g \leq 1,50$	$1,05 (T_C^*)^{-0,33}$

2.3 CONDIZIONI TOPOGRAFICHE

Con riferimento a quanto alla Tabella 3.2.III della NTC 18 il sito in cui è prevista la realizzazione degli interventi in progetto è caratterizzato da:

<i>Categoria</i>	<i>Caratteristiche della superficie topografica</i>
T1	Superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media $i \pm 15^\circ$

cui competono i Coefficienti di amplificazione topografica come desunti dalla Tabella 3.2.V delle NTC 18 e di seguito riportati:

<i>Categoria Topografica</i>	<i>Ubicazione dell’Opera e dell’Intervento</i>	S_T
T1	-	1,0



3 CARATTERISTICHE COSTRUTTIVE

3.1 DURABILITÀ

Per durabilità si intende il requisito che devono possedere le strutture affinché possano conservare le prestazioni assunte in fase progettuale per l'intera vita nominale dell'opera.

Tale requisito viene garantito mediante provvedimenti atti a limitare gli effetti del degrado.

3.1.1 CEMENTO ARMATO

Per quanto riguarda il cemento armato dovrà essere limitato il degrado indotto dall'attacco chimico, fisico e derivante dalla corrosione delle armature e dai cicli di gelo e disgelo.

Tali obiettivi possono essere conseguiti adottando un opportuno copriferro in funzione delle condizioni ambientali dove sorgerà l'opera al fine di definire la classe di esposizione per i differenti elementi strutturali. A tale scopo si è fatto utile riferimento alle norme UNI EN 206-1:2006 ed UNI 11104:2004, come previsto al § 11.2.11 delle vigenti NTC 18.

In funzione delle condizioni ambientali presenti per il sito in questione che prevedono situazioni per le quali il calcestruzzo sia "ciclicamente asciutto e bagnato", la classe di esposizione da considerare ai fini della durabilità del calcestruzzo sarà la seguente:

<i>Elemento strutturale</i>	<i>Classe di esposizione</i>
<ul style="list-style-type: none">▪ Calcestruzzo armato ordinario o precompresso in esterni con superfici soggette a alternanze di asciutto ed umido▪ Calcestruzzo a vista in ambienti urbani▪ Superfici a contatto con l'acqua non compresa nella classe XC2	XC4

In base a quanto stabilito al § 4.1.2.2.4.3 delle NTC 18 (rif. Tabella 4.1.III) alla classe XC4 appartengono gli "ambienti aggressivi".

Secondo quanto riportato nella tabella 4.4N dell'Eurocodice 2 per la progettazione delle strutture di calcestruzzo, parte 1-1, regole generali e regole per gli edifici, nella versione UNI EN 1992-1-1:2005, adottando una classe di consistenza S4 per il conglomerato cementizio, si dovrà adottare ovunque un copriferro (inteso come distanza tra la superficie esterna della sezione di calcestruzzo e la superficie più esterna degli elementi di armatura) pari a 30 mm.

3.1.2 ACCIAIO

Al fine di garantire i livelli di sicurezza imposti dalla vigente Normativa (§11.2.11 NTC 18) dovrà essere assicurato il mantenimento per tutta la vita utile di progetto della geometria e delle caratteristiche meccaniche dei materiali della struttura, affinché quest'ultima conservi inalterate funzionalità, aspetto estetico e resistenza. In particolare le opere in carpenteria metallica sono, se non adeguatamente protette, soggette al fenomeno dell'ossidazione che trasforma l'acciaio in ossido di ferro idrato, comunemente conosciuto come ruggine, abbassandone la resistenza meccanica e riducendo le caratteristiche inerziali delle sezioni.

Si può ovviare al fenomeno della corrosione proteggendo adeguatamente l'acciaio mediante verniciatura o zincatura cosicché non venga a trovarsi a contatto con l'aria e l'acqua.



4 CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA

La presente relazione contenente le caratteristiche geotecniche dei terreni individuati viene elaborata sulla scorta delle indicazioni riportate nella Relazione Geologica a firma della Dott.ssa Geologa Elisabetta Barboro del Dicembre 2021.

4.1 DESCRIZIONE DEI TERRENI

4.1.1 INQUADRAMENTO GEOMORFOLOGICO E LINEAMENTI GEOLOGICI

La zona d'intervento è ubicata in sponda idrografica di sinistra del T. Chiaravagna, nella parte di fondovalle, urbanizzata.

L'elemento morfologico dominante è determinato dalle due piane fluviali del Torr. Chiaravagna caratterizzate da depositi alluvionali. I depositi sono costituiti da ghiaie e sabbie grossolane e fini, con frazioni limose, costituenti l'apporto solido del bacino del torrente in oggetto.

Le due piane si raccordano con i versanti con una falda detritica, debolmente inclinata ed a volta quasi inesistente, costituente una frangia pedemontana di detrito colluviale frammista a matrice alluvionale.

I versanti a monte appaiono mutati rispetto all'originario assetto morfologico che li caratterizzava, in quanto trattasi di una porzione di versanti più o meno acclivi, attraversati da direttrici viarie importanti e secondarie, tra cui l'autostrada A 10 Genova-Ventimiglia ed il casello autostradale di Cornigliano, ed interessati da un'urbanizzazione più o meno estesa.

Le zone di fondovalle e mezzacosta dei versanti, che degradano verso la piana alluvionale, creata del vicino corso d'acqua, nel tempo hanno subito rimaneggiamenti dovuti inizialmente a lavorazioni agricole e successivamente ad attività antropiche, relativamente ai primi due metri di profondità.

Quindi l'azione di sistemazione e rimodellamento effettuata da parte dell'uomo e l'avanzamento dell'urbanizzazione hanno fatto sì che le morfologie siano state in gran parte mascherate.

Nel dettaglio il comparto risulta interamente interessato da copertura urbana, rinvenendosi pertanto nelle porzioni superficiali frequenti riporti ed interventi di impermeabilizzazione. Esso è collocato nell'ambito della piana alluvionale ed in parte è in prossimità del piede collinare, per cui i depositi alluvionali si intrecciano con i materiali derivanti dal progressivo disfacimento del versante.

L'espansione urbanistica della zona, come buona parte del centro urbano di Genova, ha causato l'incanalamento di alcuni rivi e nel caso specifico il Torr. Chiaravagna, il quale nel comparto in oggetto risulta a cielo aperto, il rio Ruscarolo, del rio Negrone ed del rivo Senza Nome.

Non si sono rilevati evidenti fenomeni di dissesto; inoltre la fisionomia dei luoghi, non mostrando evidenti morfologie, manifestano buone condizioni di stabilità, le quali trovano un riscontro positivo dall'analisi diretta in situ sui terreni e sui manufatti limitrofi preesistenti, sui quali non si sono rilevati fenomeni di dissesto rilevanti.

L'ossatura litologica del dosso soprastante alla zona in oggetto è costituita dai litotipi appartenenti all'unità litostratigrafica e tettonica Timone-Tejolo che costituisce la parte più occidentale del substrato roccioso della Valle Polcevera.

Si tratta di un'unità di età Giurassica e parte inferiore del Cretaceo, estesa lungo la parte più esterna della sponda di sinistra del Torr. Polcevera.

L'unità si trova in contatto tettonico ad ovest con le altre appartenenti alla zona della Sestri-Voltaggio ed è costituita nella porzione a monte del comparto da:

- ofioliti
- lherzoliti più o meno serpentizzate,
- da basalti e metabasalti.

Il substrato della zona e del versante immediatamente al di sopra della zona di interesse, sono costituiti da basalti spilitici meta- morfosati. L'affioramento più imponente è la massa Erzelli, costituita prevalentemente da colate di cuscini (pillows) brecciate e rimaneggiate.



Buona parte dell'abitato di Sestri Ponente risulta localizzata, come l'area di interesse, nell'ambito di una fossa del substrato che ha ospitato, in età pliocenica, un'ingressione da parte del mare, con conseguente formazione di depositi marini che l'hanno colmata.

I depositi sopracitati appartengono alla Formazione delle Argille di Ortovero, la quale è costituita da marne argillose con livelli sabbiosi e ghiaiosi.

Da indagini geognostiche effettuate nel lotto di interesse le argille plioceniche risultano essere composte da marne limoso-argillose, grigio cinerine, screziate con livelletti sabbiosi fine e medi e clasti ofiolitici arrotondati ed in altri aumenta la frazione siltosa grigio scuro, con frequenti livelli francamente sabbiosi e ghiaiosi. In tutti i sondaggi, al di sotto di un sottile strato di riporti e terreni rimaneggiati e/o frammisti a riporti, di spessore variabile tra 2,6-4 mt., è stata riscontrata la presenza di depositi alluvionali a granulometria prevalentemente ghiaioso-sabbiosa, di spessore variabile tra 6,0 m 8,15 m, seguiti da depositi marini sabbiosi fini e sabbioso-limosi e da argille limose plioceniche da mediamente consistenti a consistenti (Formazione delle Argille di Ortovero).

4.2 CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA DEI TERRENI (VALORI MEDI)

Per la definizione del modello geotecnico locale è stato fatto riferimento alla stratigrafia definito in precedenza.

Sulla base delle indagini effettuate vengono di seguito riassunte le caratteristiche geotecniche medie dei terreni incontrati schematizzando gli stessi in 4 strati e, come richiesto dalle NTC 2018, i parametri geotecnici riportati nella presente relazione, in fase esecutiva, potranno essere eventualmente corretti in ragione delle specifiche verifiche e tipologie di intervento.

4.2.1 RIPORTI E TERRENI RIMANEGGIATI

$$\gamma = 2,100 \text{ t/mc}$$

In condizioni drenate:

$$\varphi' = 30^\circ\text{-}31^\circ$$

$$c' = 0$$

4.2.2 DEPOSITI ALLUVIONALI COSTITUITI DA GHIAIE-SABBIOSE

$$\gamma = 2,000 - 2,100 \text{ t/mc}$$

In condizioni drenate:

$$\varphi' = 33^\circ$$

$$c' = 0$$

4.2.3 DEPOSITI MARINI COSTITUITI DA SABBIE FINI E SABBIE- LIMOSE

$$\gamma = 2,000 - 2,200 \text{ t/mc}$$

In condizioni drenate

$$\varphi' = 36^\circ$$

$$c' = 5 \text{ Kpa}$$

In condizioni non drenate $c_u = 54 \text{ KPa}$

4.2.4 ARGILLE LIMOSE (ARGILLE DI ORTOVERO)

$$\gamma = 2,000 \text{ t/mc}$$

In condizioni drenate

$$\varphi' = 29^\circ$$

$$c' = 13 \text{ KPa}$$

In condizioni non drenate $c_u = 110 \text{ KPa}$



5 ANALISI DELLE OPERE DI SOSTEGNO

5.1 CALCOLO DELLA SPINTA DEL MURO

5.1.1 CALCOLO DELLA SPINTA DEL MURO

Effettuando il calcolo tramite gli Eurocodici è necessario fare la distinzione fra i parametri caratteristici ed i valori di calcolo (o di progetto) sia delle azioni che delle resistenze.

I valori di calcolo si ottengono dai valori caratteristici mediante l'applicazione di opportuni coefficienti di sicurezza parziali. In particolare si distinguono combinazioni di carico di tipo A1-M1 nelle quali vengono incrementati i carichi e lasciati inalterati i parametri di resistenza del terreno e combinazioni di carico di tipo A2-M2 nelle quali vengono ridotti i parametri di resistenza del terreno e incrementati i soli carichi variabili.

5.1.1.1 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 ρ rispetto all'orizzontale) e si considera il cuneo di spinta delimitato dalla superficie di rottura stessa, dalla parete su cui si calcola la spinta e dal profilo del terreno;
- si valutano tutte le forze agenti sul cuneo di spinta e cioè peso proprio (W), carichi sul terrapieno, resistenza per attrito e per coesione lungo la superficie di rottura (R e C) e resistenza per coesione lungo la parete (A);
- dalle equazioni di equilibrio si ricava il valore della spinta S sulla parete.

Questo processo viene iterato fino a trovare l'angolo di rottura per cui la spinta risulta massima.

La convergenza non si raggiunge se il terrapieno risulta inclinato di un angolo maggiore dell'angolo d'attrito del terreno.

Nei casi in cui è applicabile il metodo di Coulomb (profilo a monte rettilineo e carico uniformemente distribuito) i risultati ottenuti col metodo di Culmann coincidono con quelli del metodo di Coulomb.

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

5.1.1.2 SPINTA IN PRESENZA DI SISMA

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

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

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

$$\begin{aligned}\varepsilon' &= \varepsilon + \theta \\ \beta' &= \beta + \theta\end{aligned}$$

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

In presenza di falda a monte, θ assume le seguenti espressioni:

Terreno a bassa permeabilità

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

Terreno a permeabilità elevata

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

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

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

dove il coefficiente A vale

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

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

Adottando il metodo di Mononobe-Okabe per il calcolo della spinta, il coefficiente A viene posto pari a 1. Tale incremento di spinta è applicato a metà altezza della parete di spinta nel caso di forma rettangolare del diagramma di incremento sismico, allo stesso punto di applicazione della spinta statica nel caso in cui la forma del diagramma di incremento sismico è uguale a quella del diagramma statico.

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

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

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.

5.1.1.3 SPINTA DELLA FALDA FREATICA

I muri in questione dovranno essere dotati di un drenaggio particolarmente efficace.

Per impedire che si generino delle spinte significative dovute alla falda freatica, oltre ai tubi di drenaggio, bisognerà rispettare la prescrizione di riempire il volume a tergo del muro con materiale drenante, così come meglio precisato dalle tavole di progetto.



5.2 VERIFICA AL RIBALTAMENTO

La verifica a ribaltamento consiste nel determinare il momento risultante di tutte le forze che tendono a fare ribaltare il muro (momento ribaltante M_r) ed il momento risultante di tutte le forze che tendono a stabilizzare il muro (momento stabilizzante M_s) rispetto allo spigolo a valle della fondazione e verificare che il rapporto M_s/M_r sia maggiore di un determinato coefficiente di sicurezza η_r . 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 terra-muro δ è positivo, ribaltante se δ è negativo. δ è positivo quando è il terrapieno che scorre rispetto al muro, negativo quando è il muro che tende a scorrere rispetto al terrapieno (questo può essere il caso di una spalla da ponte gravata da carichi notevoli). Se sono presenti dei tiranti essi contribuiscono al momento stabilizzante.

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

5.3 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 η_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 δ_f l'angolo d'attrito terreno-fondazione, con c_a l'adesione terreno-fondazione e con B_f la larghezza della fondazione reagente, la forza resistente può esprimersi come

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

La Normativa consente di computare, nelle forze resistenti, una aliquota dell'eventuale spinta dovuta al terreno posto a valle del muro. In tal caso, però, il coefficiente di sicurezza deve essere aumentato opportunamente. L'aliquota di spinta passiva che si può considerare ai fini della verifica a scorrimento non può comunque superare il 50 per cento.

Per quanto riguarda l'angolo d'attrito terra-fondazione, δ_f , diversi autori suggeriscono di assumere un valore di δ_f pari all'angolo d'attrito del terreno di fondazione.

5.4 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 η_q . Cioè, detto Q_u , il carico limite ed R la risultante verticale dei carichi in fondazione, deve essere:

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

Si adotta per il calcolo del carico limite in fondazione il metodo di MEYERHOF.

L'espressione del carico ultimo è data dalla relazione:

$$q_u = cN_c s_c d_c i_c + qN_q s_q d_q i_q + 0.5B\gamma N_\gamma s_\gamma d_\gamma i_\gamma$$

In questa espressione:

- c** coesione del terreno in fondazione
- ϕ angolo di attrito del terreno in fondazione
- γ peso di volume del terreno in fondazione
- B** larghezza della fondazione
- D** profondità del piano di posa
- q** pressione geostatica alla quota del piano di posa
- N** fattori di capacità portante
- d** fattori di profondità del piano di posa
- i** fattori di inclinazione del carico

Fattori di capacità portante		$N_c = (N_q - 1) \cot \phi$	$N_q = e^{\pi \tan \phi} K_p$	$N_\gamma = (N_q - 1) \tan(1.4\phi)$
Fattori di forma	$\phi = 0$	$s_c = 1 + 0.2K_p \frac{B'}{L'}$	$s_q = 1$	$s_\gamma = 1$
	$\phi > 0$	$s_c = 1 + 0.2K_p \frac{B'}{L'}$	$s_q = 1 + 0.1K_p \frac{B'}{L'}$	$s_\gamma = 1 + 0.1K_p \frac{B'}{L'}$
Fattori di profondità	$\phi = 0$	$d_c = 1 + 0.2 \frac{D}{B} \sqrt{K_p}$	$d_q = 1$	$d_\gamma = 1$
	$\phi > 0$	$d_c = 1 + 0.2 \frac{D}{B} \sqrt{K_p}$	$d_q = 1 + 0.1 \frac{D}{B} \sqrt{K_p}$	$d_\gamma = 1 + 0.1 \frac{D}{B} \sqrt{K_p}$
Fattori di inclinazione del carico	$\phi = 0$	$i_c = \left(1 - \frac{\theta^\circ}{90^\circ}\right)^2$	$i_q = \left(1 - \frac{\theta^\circ}{90^\circ}\right)^2$	$i_\gamma = 0$
	$\phi > 0$	$i_c = \left(1 - \frac{\theta^\circ}{90^\circ}\right)^2$	$i_q = \left(1 - \frac{\theta^\circ}{90^\circ}\right)^2$	$i_g = \left(1 - \frac{\theta^\circ}{\phi^\circ}\right)^2$

Indichiamo con K_p il coefficiente di spinta passiva espresso da:

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

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.

Riduzione per effetto piastra

Per valori elevati di B (dimensione minore della fondazione), Bowles propone di utilizzare un fattore correttivo r_γ del solo termine sul peso di volume ($0.5 B \gamma N_\square$) quando B supera i 2 m.

$$r_\gamma = 1.0 + 0.25 \log \frac{B}{2.0}$$

Il termine sul peso di volume diventa:

$$0.5B\gamma N_\gamma r_\gamma$$

5.5 VERIFICA ALLA STABILITA' GLOBALE

La verifica alla stabilità globale del complesso muro+terreno deve fornire un coefficiente di sicurezza non inferiore a η_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 α_i sono la larghezza e l'inclinazione della base della striscia i -esima rispetto all'orizzontale, W_i è il peso della striscia i -esima, c_i e φ_i sono le caratteristiche del terreno (coesione ed angolo di attrito) lungo la base della striscia ed u_i è la pressione neutra lungo la base della striscia.

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

**5.6 DATI**Materiali

Simbologia adottata

n° Indice materiale

Descr Descrizione del materiale

Calcestruzzo armato

C Classe di resistenza del cls

A Classe di resistenza dell'acciaio

 γ Peso specifico, espresso in [kg/mc] R_{ck} Resistenza caratteristica a compressione, espressa in [kg/cm²]E Modulo elastico, espresso in [kg/cm²] ν Coeff. di Poisson

n Coeff. di omogenizzazione acciaio/cls

ntc Coeff. di omogenizzazione cls teso/compresso

Calcestruzzo armato

n°	Descr	C	A	γ [kg/mc]	R_{ck} [kg/cm ²]	E [kg/cm ²]	ν	n	ntc
1	Cls Armato	Rck 250	B450C	2500,00	250,00	306659	0.30	15.00	0.50
2	Materiale tiranti	Rck 250	Precomp	2500,00	250,00	306659	0.30	15.00	0.50

Acciai

Descr	f_{yk} [kg/cm ²]	f_{uk} [kg/cm ²]
B450C	4588,65	5506,38

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 [°]

n°	X [m]	Y [m]	A [°]
1	0,00	0,00	0.000
2	0,20	0,00	0.000
3	12,00	0,00	0.000

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

Geometria muro*Geometria paramento e fondazione***ESSELUNGA**

MURO D'ARGINE IN SPONDA DESTRA DEL TORR. CHIARAVAGNA

Relazione di Calcolo



Lunghezza muro	10,00	[m]
Altezza paramento	6,30	[m]
Altezza paramento libero	6,30	[m]
Spessore in sommità	0,50	[m]
Spessore all'attacco con la fondazione	0,50	[m]
Inclinazione paramento esterno	0,00	[°]
Inclinazione paramento interno	0,00	[°]
Fondazione		
Materiale	Clis Armato	
Lunghezza mensola di valle	0,00	[m]
Lunghezza mensola di monte	3,40	[m]
Lunghezza totale	3,90	[m]
Inclinazione piano di posa	0,00	[°]
Spessore	0,60	[m]
Spessore magrone	0,00	[m]

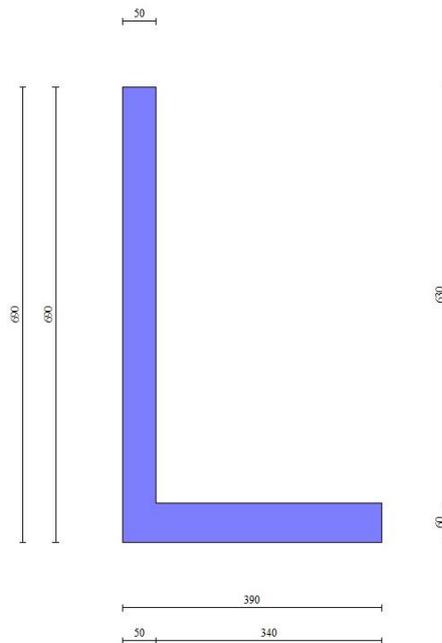


Fig. 1 - Sezione quotata del muro

Descrizione terreni

Parametri di resistenza

Simbologia adottata

- n° Indice del terreno
 Descr Descrizione terreno
 γ Peso di volume del terreno espresso in [kg/mc]
 γ_s Peso di volume saturo del terreno espresso in [kg/mc]
 ϕ Angolo d'attrito interno espresso in [°]
 δ Angolo d'attrito terra-muro espresso in [°]
 c Coesione espressa in [kg/cm^q]
 c_a Adesione terra-muro espressa in [kg/cm^q]

Per calcolo portanza con il metodo di Bustamante-Doix

- Cesp Coeff. di espansione laterale (solo per il metodo di Bustamante-Doix)
 τ_l Tensione tangenziale limite, espressa in [kg/cm^q]

n°	Descr	γ [kg/mc]	γ_{sat} [kg/mc]	ϕ [°]	δ [°]	c [kg/cm ^q]	c_a [kg/cm ^q]	Cesp	τ_l [kg/cm ^q]
1	Terreno rimaneggiato	2100,00	2100,00	31.000	20.670	0,00	0,00	---	---
2	Deposito alluvionale ghiaioso-sabbioso	2000,00	2100,00	33.000	22.000	0,00	0,00	---	---

Stratigrafia

Simbologia adottata

- n° Indice dello strato
 H Spessore dello strato espresso in [m]
 α Inclinazione espressa in [°]

Terreno Terreno dello strato

Per calcolo pali (solo se presenti)

- Kw Costante di Winkler orizzontale espressa in Kg/cm²/cm
 Ks Coefficiente di spinta
 Cesp Coefficiente di espansione laterale (per tutti i metodi tranne il metodo di Bustamante-Doix)

Per calcolo della spinta con coeff. di spinta definiti (usati solo se attiva l'opzione 'Usa coeff. di spinta da strato')

$K_{st_{sta}}$, $K_{st_{sis}}$ Coeff. di spinta statico e sismico

	[m]	[°]		[Kg/cm ³]				
1	3,00	0.000	Terreno rimaneggiato	---	---	---	---	---
2	5,00	0.000	Deposito alluvionale ghiaioso-sabbioso	---	---	---	---	---

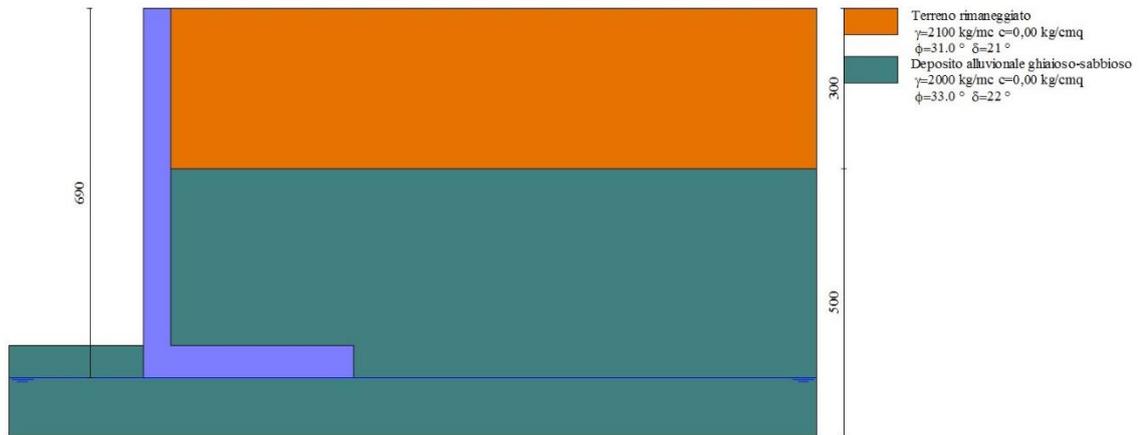


Fig. 2 - Stratigrafia

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_x Componente orizzontale del carico concentrato espressa in [kg]

F_y Componente verticale del carico concentrato espressa in [kg]

M Momento espresso in [kgm]

X_i Ascissa del punto iniziale del carico ripartito espressa in [m]

X_f Ascissa del punto finale del carico ripartito espressa in [m]

Q_i Intensità del carico per $x=X_i$ espressa in [kg]

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

Condizione n° 1 (Condizione 1) - VARIABILE

Coeff. di combinazione $\Psi_0=1.00 - \Psi_1=1.00 - \Psi_2=1.00$

Carichi sul terreno

n°	Tipo	X [m]	F_x [kg]	F_y [kg]	M [kgm]	X_i [m]	X_f [m]	Q_i [kg]	Q_f [kg]
1	Distribuito					0,00	4,00	200,00	200,00

Condizione n° 2 (Condizione 2) - VARIABILE

Coeff. di combinazione $\Psi_0=1.00 - \Psi_1=1.00 - \Psi_2=1.00$

Carichi sul terreno

n°	Tipo	X [m]	F_x [kg]	F_y [kg]	M [kgm]	X_i [m]	X_f [m]	Q_i [kg]	Q_f [kg]
1	Distribuito					0,00	4,00	200,00	200,00

Normativa

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

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

ESSELUNGA

MURO D'ARGINE IN SPONDA DESTRA DEL TORR. CHIARAVAGNA

Relazione di Calcolo

Carichi	Effetto		Combinazioni statiche					Combinazioni sismiche		
			HYD	UPL	EQU	A1	A2	EQU	A1	A2
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	1.50	1.50	1.50	1.30	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

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	γ_c	1.00	1.25	1.00	1.00
Resistenza non drenata	γ_{cu}	1.00	1.40	1.00	1.00
Peso nell'unità di volume	γ_γ	1.00	1.00	1.00	1.00

Coeff. parziali γ_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	--

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. per I valori dei coeff. γ_G e γ_Q , sono definiti nella tabella normativa.

In particolare si sono considerate le seguenti combinazioni:

Simbologia adottata

γ Coefficiente di partecipazione della condizione
 Ψ Coefficiente di combinazione della condizione

Combinazione n° 1 - STR (A1-M1-R3)

Condizione	γ	Ψ	Effetto
Peso muro	1.00	--	Favorevole
Peso terrapieno	1.00	--	Favorevole
Spinta terreno	1.30	--	Sfavorevole
Condizione 1	1.50	1.00	Sfavorevole

ESSELUNGA

MURO D'ARGINE IN SPONDA DESTRA DEL TORR. CHIARAVAGNA
Relazione di Calcolo

Combinazione n° 2 - STR (A1-M1-R3) H + V

Condizione	γ	Ψ	Effetto
Peso muro	1.00	--	Favorevole
Peso terrapieno	1.00	--	Favorevole
Spinta terreno	1.00	--	Sfavorevole
Condizione 1	1.00	1.00	Sfavorevole

Combinazione n° 3 - STR (A1-M1-R3) H - V

Condizione	γ	Ψ	Effetto
Peso muro	1.00	--	Sfavorevole
Peso terrapieno	1.00	--	Sfavorevole
Spinta terreno	1.00	--	Sfavorevole
Condizione 1	1.00	1.00	Sfavorevole

Combinazione n° 4 - GEO (A2-M2-R2)

Condizione	γ	Ψ	Effetto
Peso muro	1.00	--	Sfavorevole
Peso terrapieno	1.00	--	Sfavorevole
Spinta terreno	1.00	--	Sfavorevole
Condizione 1	1.30	1.00	Sfavorevole

Combinazione n° 5 - GEO (A2-M2-R2) H + V

Condizione	γ	Ψ	Effetto
Peso muro	1.00	--	Sfavorevole
Peso terrapieno	1.00	--	Sfavorevole
Spinta terreno	1.00	--	Sfavorevole
Condizione 1	1.00	1.00	Sfavorevole

Combinazione n° 6 - GEO (A2-M2-R2) H - V

Condizione	γ	Ψ	Effetto
Peso muro	1.00	--	Sfavorevole
Peso terrapieno	1.00	--	Sfavorevole
Spinta terreno	1.00	--	Sfavorevole
Condizione 1	1.00	1.00	Sfavorevole

Combinazione n° 7 - EQU (A1-M1-R3)

Condizione	γ	Ψ	Effetto
Peso muro	1.00	--	Favorevole
Peso terrapieno	1.00	--	Favorevole
Spinta terreno	1.30	--	Sfavorevole
Condizione 1	1.50	1.00	Sfavorevole

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

Condizione	γ	Ψ	Effetto
Peso muro	1.00	--	Favorevole
Peso terrapieno	1.00	--	Favorevole
Spinta terreno	1.00	--	Sfavorevole
Condizione 1	1.00	1.00	Sfavorevole

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

Condizione	γ	Ψ	Effetto
Peso muro	1.00	--	Favorevole
Peso terrapieno	1.00	--	Favorevole
Spinta terreno	1.00	--	Sfavorevole
Condizione 1	1.00	1.00	Sfavorevole

Combinazione n° 10 - SLER**ESSELUNGA**

MURO D'ARGINE IN SPONDA DESTRA DEL TORR. CHIARAVAGNA
Relazione di Calcolo



Condizione	γ	Ψ	Effetto
Peso muro	1.00	--	Sfavorevole
Peso terrapieno	1.00	--	Sfavorevole
Spinta terreno	1.00	--	Sfavorevole
Condizione 1	1.00	1.00	Sfavorevole

Combinazione n° 11 - SLEF

Condizione	γ	Ψ	Effetto
Peso muro	1.00	--	Sfavorevole
Peso terrapieno	1.00	--	Sfavorevole
Spinta terreno	1.00	--	Sfavorevole
Condizione 1	1.00	1.00	Sfavorevole

Combinazione n° 12 - SLEQ

Condizione	γ	Ψ	Effetto
Peso muro	1.00	--	Sfavorevole
Peso terrapieno	1.00	--	Sfavorevole
Spinta terreno	1.00	--	Sfavorevole
Condizione 1	1.00	1.00	Sfavorevole

Dati sismici

Comune	
Provincia	
Regione	
Latitudine	44.421899
Longitudine	8.852769
Indice punti di interpolazione	16695 - 16694 - 16916 - 16917
Vita nominale	50 anni
Classe d'uso	II
Tipo costruzione	Normali affollamenti
Vita di riferimento	50 anni

	Simbolo	U.M.	SLU	SLE
Accelerazione al suolo	a_g	[m/s ²]	0.626	0.278
Accelerazione al suolo	a_g/g	[%]	0.064	0.028
Massimo fattore amplificazione spettro orizzontale	F0		2.551	2.525
Periodo inizio tratto spettro a velocità costante	Tc*		0.290	0.203
Tipo di sottosuolo - Coefficiente stratigrafico	Ss	C	1.500	1.500
Categoria topografica - Coefficiente amplificazione topografica	St	T2	1.200	

Stato limite ...	Coeff. di riduzione β_m	kh	kv
Ultimo	0.380	4.363	2.181
Ultimo - Ribaltamento	0.570	6.544	3.272
Esercizio	0.470	2.400	1.200

Forma diagramma incremento sismico **Stessa forma del diagramma statico**



5.7 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	Meyerhof
Criterio di media calcolo del terreno equivalente (terreni stratificati)	Ponderata
Criterio di riduzione per eccentricità della portanza	Meyerhof
Criterio di riduzione per rottura locale (punzonamento)	Nessuna
Larghezza fondazione nel terzo termine della formula del carico limite ($0.5B\gamma N_c$)	Larghezza ridotta (B')
Fattori di forma e inclinazione del carico	Solo i fattori di inclinazione
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
Partecipazione resistenza passiva dente di fondazione	50.00
Componente verticale della spinta nel calcolo delle sollecitazioni	NO
Considera terreno sulla fondazione di valle	NO
Considera spinta e peso acqua fondazione di valle	NO

Spostamenti

Non è stato richiesto il calcolo degli spostamenti

Cedimenti

Non è stato richiesto il calcolo dei cedimenti

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

	SLU	Eccezionale
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	Ordinarie
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:

ESSELUNGA

MURO D'ARGINE IN SPONDA DESTRA DEL TORR. CHIARAVAGNA

Relazione di Calcolo

Combinazione	Calcestruzzo	Acciaio
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}

Risultati per combinazione

Spinta e forze

Simbologia adottata

Ic Indice della combinazione

A Tipo azione

I Inclinazione della spinta, espressa in [°]

V Valore dell'azione, espressa in [kg]

C_x, C_y Componente in direzione X ed Y dell'azione, espressa in [kg]

P_x, P_y Coordinata X ed Y del punto di applicazione dell'azione, espressa in [m]

Ic	A	V [kg]	I [°]	C _x [kg]	C _y [kg]	P _x [m]	P _y [m]
1	Spinta statica	17266	21,72	16040	6391	3,40	-4,53
	Peso/Inerzia muro			0	13725/0	0,47	-4,62
	Peso/Inerzia terrapieno			0	44880/0	1,70	-3,15
	Peso dell'acqua sulla fondazione di valle				0	0,00	0,00
2	Spinta statica	13274	21,72	12331	4913	3,40	-4,53
	Incremento di spinta sismica		1319	1225	488	3,40	-4,60
	Peso/Inerzia muro			499	13725/250	0,47	-4,62
	Peso/Inerzia terrapieno			1619	44540/810	1,70	-3,15
3	Spinta statica	13274	21,72	12331	4913	3,40	-4,53
	Incremento di spinta sismica		838	778	310	3,40	-4,60
	Peso/Inerzia muro			499	13725/-250	0,47	-4,62
	Peso/Inerzia terrapieno			1619	44540/-810	1,70	-3,15
10	Spinta statica	13274	21,72	12331	4913	3,40	-4,53
	Peso/Inerzia muro			0	13725/0	0,47	-4,62
	Peso/Inerzia terrapieno			0	44540/0	1,70	-3,15
	Peso dell'acqua sulla fondazione di valle				0	0,00	0,00
11	Spinta statica	13274	21,72	12331	4913	3,40	-4,53
	Peso/Inerzia muro			0	13725/0	0,47	-4,62
	Peso/Inerzia terrapieno			0	44540/0	1,70	-3,15
	Peso dell'acqua sulla fondazione di valle				0	0,00	0,00
12	Spinta statica	13274	21,72	12331	4913	3,40	-4,53
	Peso/Inerzia muro			0	13725/0	0,47	-4,62
	Peso/Inerzia terrapieno			0	44540/0	1,70	-3,15
	Peso dell'acqua sulla fondazione di valle				0	0,00	0,00

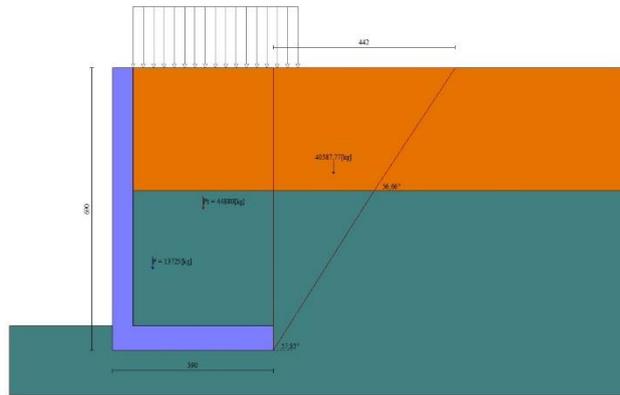


Fig. 3 - Cuneo di spinta (combinazione statica) (Combinazione n° 1)

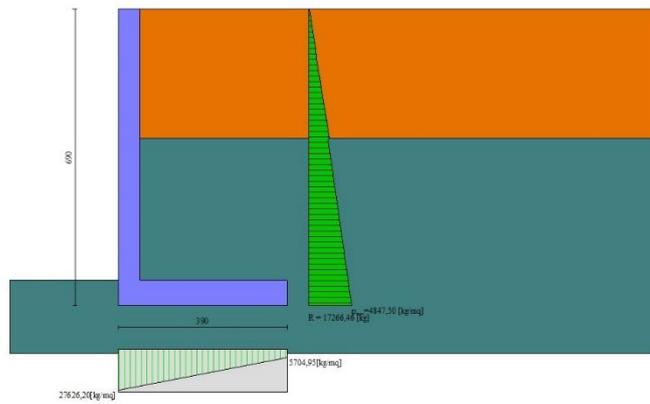


Fig. 4 - Diagramma delle pressioni (combinazione statica) (Combinazione n° 1)

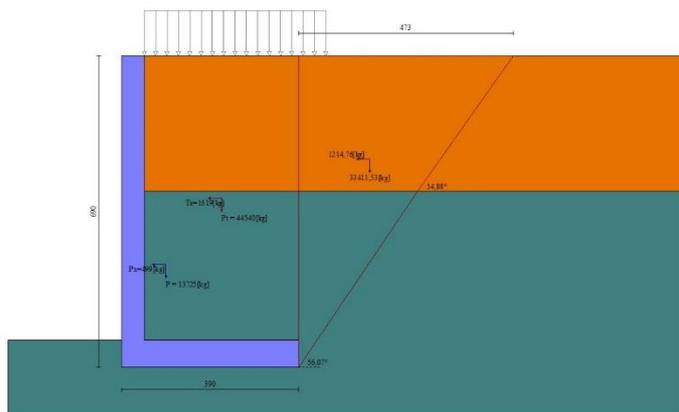


Fig. 5 - Cuneo di spinta (combinazione sismica) (Combinazione n° 2)

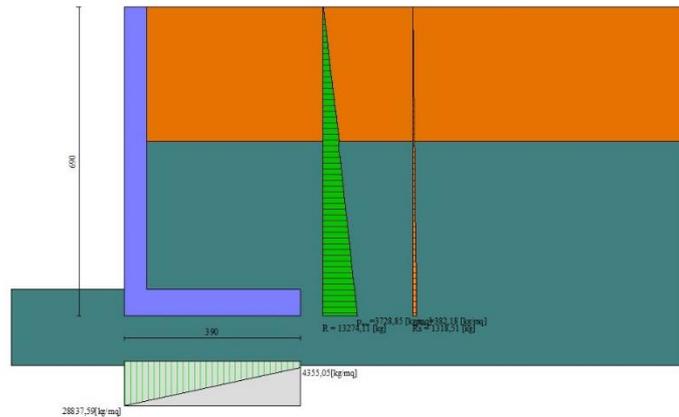


Fig. 6 - Diagramma delle pressioni (combinazione sismica) (Combinazione n° 2)

Verifiche geotecniche

Quadro riassuntivo coeff. di sicurezza calcolati

Simbologia adottata

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

Cmb	Sismica	FS _{SCO}	FS _{RIB}	FS _{QLIM}	FS _{STAB}	FS _{HYD}	FS _{UPL}
1 - STR (A1-M1-R3)		1.637		1.647			
2 - STR (A1-M1-R3)	H + V	1.668		1.630			
3 - STR (A1-M1-R3)	H - V	1.656		1.676			
4 - GEO (A2-M2-R2)					1.329		
5 - GEO (A2-M2-R2)	H + V				1.561		
6 - GEO (A2-M2-R2)	H - V				1.549		
7 - EQU (A1-M1-R3)			3.599				
8 - EQU (A1-M1-R3)	H + V		3.077				
9 - EQU (A1-M1-R3)	H - V		2.887				

Verifica a scorrimento fondazione

Simbologia adottata

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



n°	Rsa [kg]	Rpt [kg]	Rps [kg]	Rp [kg]	Rt [kg]	R [kg]	T [kg]	FS
1 - STR (A1-M1-R3)	26260	0	0	--	--	26260	16040	1.637
2 - STR (A1-M1-R3) H + V	26151	0	0	--	--	26151	15675	1.668
3 - STR (A1-M1-R3) H - V	25223	0	0	--	--	25223	15228	1.656

Verifica a carico limite

Simbologia adottata

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

n°	N [kg]	Qu [kg]	Qd [kg]	FS
1 - STR (A1-M1-R3)	64996	107077	76484	1.647
2 - STR (A1-M1-R3) H + V	64726	105531	87943	1.630
3 - STR (A1-M1-R3) H - V	62429	104610	87175	1.676

Dettagli calcolo portanza

Simbologia adottata

- n° Indice combinazione
 Nc, Nq, N_γ Fattori di capacità portante
 ic, iq, i_γ Fattori di inclinazione del carico
 dc, dq, d_γ Fattori di profondità del piano di posa
 gc, gq, g_γ Fattori di inclinazione del profilo topografico
 bc, bq, b_γ Fattori di inclinazione del piano di posa
 sc, sq, s_γ Fattori di forma della fondazione
 pc, pq, p_γ Fattori di riduzione per punzonamento secondo Vesic
 Re Fattore di riduzione capacità portante per eccentricità secondo Meyerhof
 Ir, Irc Indici di rigidezza per punzonamento secondo Vesic
 r_γ Fattori per tener conto dell'effetto piastra. Per fondazioni che hanno larghezza maggiore di 2 m, il terzo termine della formula trinomia $0.5B\gamma N_{\gamma}$ viene moltiplicato per questo fattore
 D Affondamento del piano di posa, espresso in [m]
 B' Larghezza fondazione ridotta, espresso in [m]
 H Altezza del cono di rottura, espresso in [m]
 γ Peso di volume del terreno medio, espresso in [kg/mc]
 φ Angolo di attrito del terreno medio, espresso in [°]
 c Coesione del terreno medio, espresso in [kg/cm²]
 Per i coeff. che in tabella sono indicati con il simbolo '--' sono coeff. non presenti nel metodo scelto (Meyerhof).

n°	Nc Nq N _γ	ic iq i _γ	dc dq d _γ	gc gq g _γ	bc bq b _γ	sc sq s _γ	pc pq p _γ	Ir	Irc	Re	r _γ
1	38.638	0.716	1.057	--	--	--	--	--	--	0.669	0.927
	26.092	0.716	1.028	--	--	--	--	--	--		
	26.166	0.336	1.028	--	--	--	--	--	--		
2	38.638	0.720	1.057	--	--	--	--	--	--	0.649	0.927
	26.092	0.720	1.028	--	--	--	--	--	--		
	26.166	0.345	1.028	--	--	--	--	--	--		
3	38.638	0.719	1.057	--	--	--	--	--	--	0.647	0.927
	26.092	0.719	1.028	--	--	--	--	--	--		
	26.166	0.342	1.028	--	--	--	--	--	--		



n°	D [m]	B' [m]	H [m]	γ [°]	ϕ [kg/mc]	c [kg/cm q]
1	0,60	3,90	3,59	1100	33.00	0,00
2	0,60	3,90	3,59	1100	33.00	0,00
3	0,60	3,90	3,59	1100	33.00	0,00

Verifica a ribaltamento

Simbologia adottata

n° Indice combinazione

Ms Momento stabilizzante, espresso in [kgm]

Mr Momento ribaltante, espresso in [kgm]

FS Fattore di sicurezza (rapporto tra momento stabilizzante e momento ribaltante)

La verifica viene eseguita rispetto allo spigolo inferiore esterno della fondazione

n°	Ms [kgm]	Mr [kgm]	FS
7 - EQU (A1-M1-R3)	137036	38080	3.599
8 - EQU (A1-M1-R3) H + V	136466	44354	3.077
9 - EQU (A1-M1-R3) H - V	132392	45856	2.887

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

Ic	C [m]	R [m]	FS
4 - GEO (A2-M2-R2)	-2,00; 1,50	10,00	1.329
5 - GEO (A2-M2-R2) H + V	-2,00; 1,50	10,00	1.561
6 - GEO (A2-M2-R2) H - V	-2,50; 2,50	11,11	1.549

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 [kg]

Qy carico sulla striscia espresso in [kg]

Qf carico acqua sulla striscia espresso in [kg]

α angolo fra la base della striscia e l'orizzontale espresso in [°] (positivo antiorario)

ϕ angolo d'attrito del terreno lungo la base della striscia

c coesione del terreno lungo la base della striscia espressa in [kg/cm^q]

b larghezza della striscia espressa in [m]

u pressione neutra lungo la base della striscia espressa in [kg/cm^q]

Tx; Ty Resistenza al taglio fornita dai tiranti in direzione X ed Y espressa in [kg/cm^q]

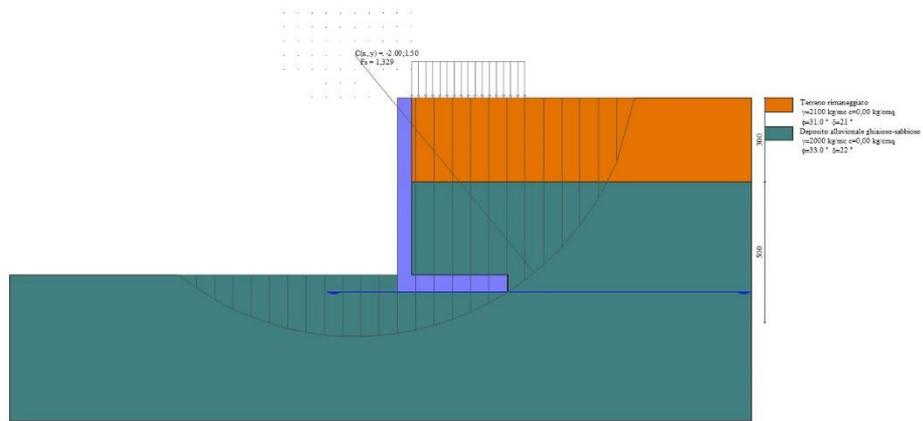


Fig. 7 - Stabilità fronte di scavo - Cerchio critico (Combinazione n° 4)

Sollecitazioni

Elementi calcolati a trave

Simbologia adottata

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

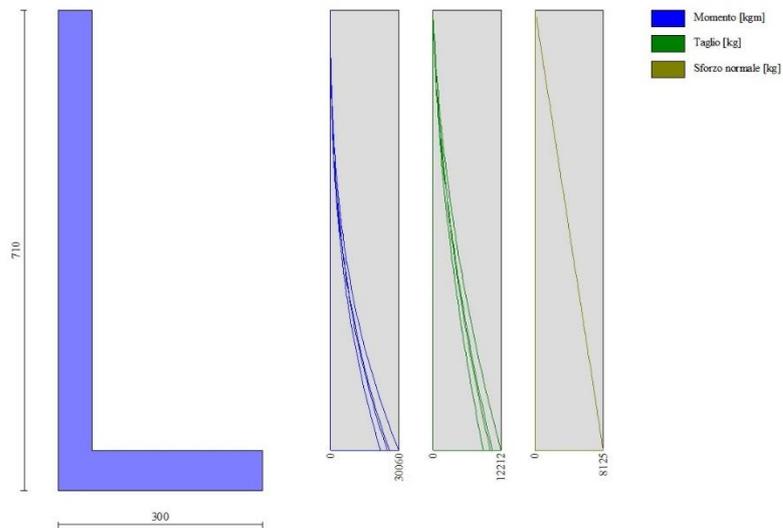


Fig. 8 - Paramento (Inviluppo)



Fondazione

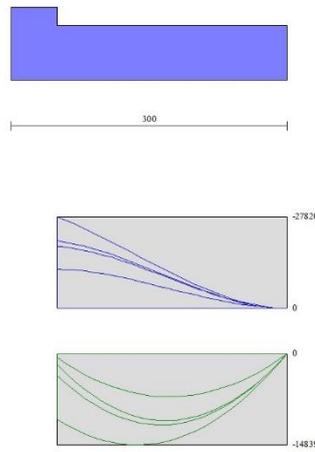


Fig. 9 - Fondazione (Inviluppo)

Spinta e forze

Simbologia adottata

Ic Indice della combinazione

A Tipo azione

I Inclinazione della spinta, espressa in [°]

V Valore dell'azione, espressa in [kg]

C_x, C_y Componente in direzione X ed Y dell'azione, espressa in [kg]

P_x, P_y Coordinata X ed Y del punto di applicazione dell'azione, espressa in [m]

Ic	A	V [kg]	I [°]	C_x [kg]	C_y [kg]	P_x [m]	P_y [m]
1	Spinta statica	17266	21,72	16040	6391	3,40	-4,53
	Peso/Inerzia muro			0	13725/0	0,47	-4,62
	Peso/Inerzia terrapieno			0	44880/0	1,70	-3,15
	Peso dell'acqua sulla fondazione di valle				0	0,00	0,00

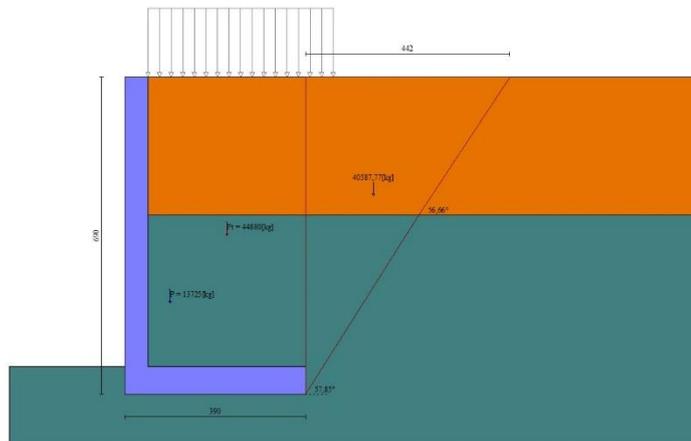


Fig. 10 - Cuneo di spinta (combinazione statica) (Combinazione n° 1)

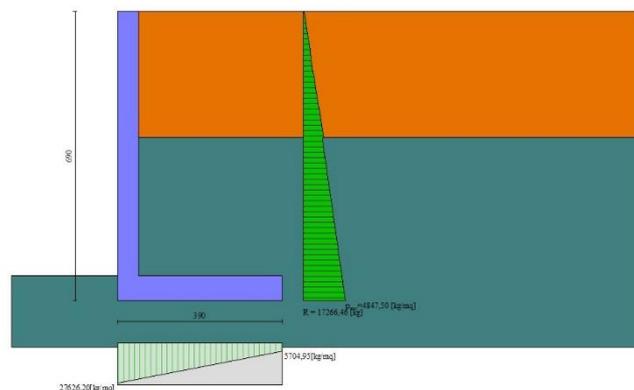


Fig. 11 - Diagramma delle pressioni (combinazione statica) (Combinazione n° 1)



Cmb	Sismica	FS _{SCO}	FS _{RIB}	FS _{QLIM}	FS _{STAB}	FS _{HYD}	FS _{UPL}
1 - STR (A1-M1-R3)		1.637		1.647			
2 - STR (A1-M1-R3)	H + V	1.668		1.630			
3 - STR (A1-M1-R3)	H - V	1.656		1.676			
4 - GEO (A2-M2-R2)					1.329		
5 - GEO (A2-M2-R2)	H + V				1.561		
6 - GEO (A2-M2-R2)	H - V				1.549		
7 - EQU (A1-M1-R3)			3.599				
8 - EQU (A1-M1-R3)	H + V		3.077				
9 - EQU (A1-M1-R3)	H - V		2.887				

Verifica a scorrimento fondazione

Simbologia adottata

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

n°	Rsa [kg]	Rpt [kg]	Rps [kg]	Rp [kg]	Rt [kg]	R [kg]	T [kg]	FS
1 - STR (A1-M1-R3)	26260	0	0	--	--	26260	16040	1.637

Verifica a carico limite

Simbologia adottata

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

n°	N [kg]	Qu [kg]	Qd [kg]	FS
2 - STR (A1-M1-R3) H + V	64726	105531	87943	1.630

Dettagli calcolo portanza

Simbologia adottata

- n° Indice combinazione
- Nc, Nq, N_γ Fattori di capacità portante
- ic, iq, i_γ Fattori di inclinazione del carico
- dc, dq, d_γ Fattori di profondità del piano di posa
- gc, gq, g_γ Fattori di inclinazione del profilo topografico
- bc, bq, b_γ Fattori di inclinazione del piano di posa
- sc, sq, s_γ Fattori di forma della fondazione
- pc, pq, p_γ 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_γ Fattori per tener conto dell'effetto piastra. Per fondazioni che hanno larghezza maggiore di 2 m, il terzo termine della formula trinomia 0.5B_γN_γ 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 [kg/mc]
- φ Angolo di attrito del terreno medio, espresso in [°]

ESSELUNGA



c Coesione del terreno medio, espresso in [kg/cmq]
 Per i coeff. che in tabella sono indicati con il simbolo '-' sono coeff. non presenti nel metodo scelto (Meyerhof).

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
2	38.638 26.092 26.166	0.720 0.720 0.345	1.057 1.028 1.028	-- -- --	-- -- --	-- -- --	-- -- --	--	--	0.649	0.927

n°	D [m]	B' [m]	H [m]	γ [°]	φ [kg/mc]	c [kg/cm q]
2	0,60	3,90	3,59	1100	33.00	0,00

Verifica a ribaltamento

Simbologia adottata

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

n°	Ms [kgm]	Mr [kgm]	FS
9 - EQU (A1-M1-R3) H - V	132392	45856	2.887

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

Ic	C [m]	R [m]	FS
4 - GEO (A2-M2-R2)	-2,00; 1,50	10,00	1.329

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

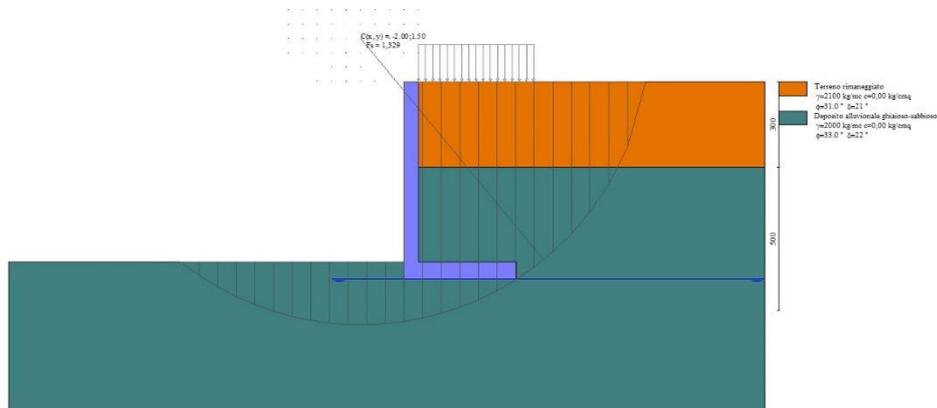


Fig. 12 - Stabilità fronte di scavo - Cerchio critico (Combinazione n° 4)

Sollecitazioni

Elementi calcolati a trave

Simbologia adottata

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

Paramento

n°	X [m]	N _{min} [kg]	N _{max} [kg]	T _{min} [kg]	T _{max} [kg]	M _{min} [kgm]	M _{max} [kgm]
1	0,00	0	0	0	0	0	0
2	-0,10	125	125	8	13	0	1
3	-0,20	250	250	22	32	2	3
4	-0,30	375	375	42	58	5	7
5	-0,40	500	500	67	91	10	15
6	-0,50	625	625	97	132	18	25
7	-0,60	750	750	134	180	30	41
8	-0,70	875	875	175	236	45	62
9	-0,80	1000	1000	223	298	65	88
10	-0,90	1125	1125	276	368	90	122
11	-1,00	1250	1250	335	446	121	162
12	-1,10	1375	1375	399	531	157	211
13	-1,20	1500	1500	469	623	201	269
14	-1,30	1625	1625	545	722	251	336
15	-1,40	1750	1750	626	829	310	413
16	-1,50	1875	1875	713	942	377	502
17	-1,60	2000	2000	805	1064	452	602
18	-1,70	2125	2125	903	1192	538	715
19	-1,80	2250	2250	1007	1328	633	841
20	-1,90	2375	2375	1116	1471	739	981
21	-2,00	2500	2500	1231	1622	857	1135
22	-2,10	2625	2625	1352	1780	986	1305
23	-2,20	2750	2750	1478	1945	1127	1491
24	-2,30	2875	2875	1610	2117	1282	1694
25	-2,40	3000	3000	1747	2297	1449	1915
26	-2,50	3125	3125	1890	2484	1631	2154
27	-2,60	3250	3250	2039	2678	1827	2412
28	-2,70	3375	3375	2193	2880	2039	2690
29	-2,80	3500	3500	2353	3088	2266	2988
30	-2,90	3625	3625	2518	3305	2510	3308
31	-3,00	3750	3750	2689	3528	2770	3649
32	-3,10	3875	3875	2853	3741	3047	4013

ESSELUNGA

MURO D'ARGINE IN SPONDA DESTRA DEL TORR. CHIARAVAGNA
 Relazione di Calcolo

n°	X [m]	N _{min} [kg]	N _{max} [kg]	T _{min} [kg]	T _{max} [kg]	M _{min} [kgm]	M _{max} [kgm]
33	-3,20	4000	4000	3019	3959	3341	4398
34	-3,30	4125	4125	3191	4183	3651	4805
35	-3,40	4250	4250	3367	4414	3979	5234
36	-3,50	4375	4375	3549	4651	4325	5688
37	-3,60	4500	4500	3735	4894	4689	6165
38	-3,70	4625	4625	3927	5143	5072	6667
39	-3,80	4750	4750	4123	5399	5474	7194
40	-3,90	4875	4875	4324	5662	5897	7747
41	-4,00	5000	5000	4530	5931	6339	8326
42	-4,10	5125	5125	4741	6206	6803	8933
43	-4,20	5250	5250	4956	6487	7288	9568
44	-4,30	5375	5375	5177	6775	7794	10231
45	-4,40	5500	5500	5403	7069	8323	10923
46	-4,50	5625	5625	5633	7370	8875	11645
47	-4,60	5750	5750	5869	7677	9450	12397
48	-4,70	5875	5875	6109	7990	10049	13180
49	-4,80	6000	6000	6354	8310	10672	13995
50	-4,90	6125	6125	6604	8636	11320	14843
51	-5,00	6250	6250	6859	8969	11993	15723
52	-5,10	6375	6375	7119	9307	12692	16637
53	-5,20	6500	6500	7384	9653	13417	17584
54	-5,30	6625	6625	7654	10004	14169	18567
55	-5,40	6750	6750	7928	10362	14948	19586
56	-5,50	6875	6875	8208	10727	15754	20640
57	-5,60	7000	7000	8492	11097	16589	21731
58	-5,70	7125	7125	8782	11475	17453	22860
59	-5,80	7250	7250	9076	11858	18346	24026
60	-5,90	7375	7375	9375	12248	19268	25231
61	-6,00	7500	7500	9679	12644	20221	26476
62	-6,10	7625	7625	9988	13046	21204	27760
63	-6,20	7750	7750	10301	13455	22219	29085
64	-6,30	7875	7875	10619	13869	23265	30452

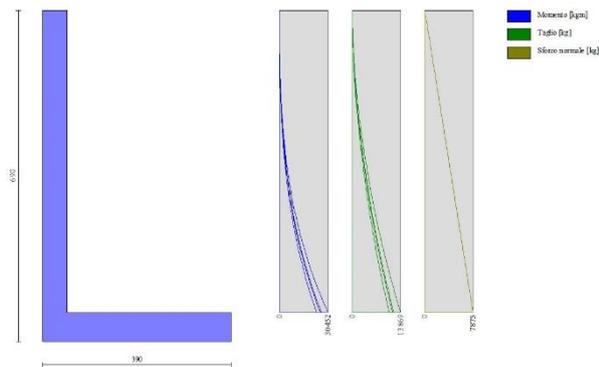


Fig. 13 - Paramento

Fondazione

n°	X [m]	N _{min} [kg]	N _{max} [kg]	T _{min} [kg]	T _{max} [kg]	M _{min} [kgm]	M _{max} [kgm]
1	0,00	0	0	-11253	1670	-37540	-11682
2	0,10	0	0	-11849	889	-36384	-11810
3	0,20	0	0	-12389	153	-35172	-11861
4	0,30	0	0	-12874	-539	-33908	-11842
5	0,40	0	0	-13301	-1187	-32599	-11755
6	0,50	0	0	-13673	-1790	-31250	-11606

n°	X [m]	N _{min} [kg]	N _{max} [kg]	T _{min} [kg]	T _{max} [kg]	M _{min} [kgm]	M _{max} [kgm]
7	0,60	0	0	-13988	-2349	-29866	-11399
8	0,70	0	0	-14248	-2863	-28454	-11138
9	0,80	0	0	-14451	-3334	-27019	-10827
10	0,90	0	0	-14598	-3760	-25566	-10472
11	1,00	0	0	-14688	-4141	-24101	-10077
12	1,10	0	0	-14723	-4479	-22630	-9646
13	1,20	0	0	-14701	-4772	-21158	-9183
14	1,30	0	0	-14623	-5020	-19692	-8693
15	1,40	0	0	-14488	-5224	-18236	-8180
16	1,50	0	0	-14298	-5384	-16796	-7649
17	1,60	0	0	-14051	-5500	-15378	-7105
18	1,70	0	0	-13748	-5571	-13987	-6551
19	1,80	0	0	-13389	-5598	-12630	-5992
20	1,90	0	0	-12974	-5581	-11311	-5433
21	2,00	0	0	-12503	-5519	-10037	-4877
22	2,10	0	0	-11975	-5413	-8813	-4330
23	2,20	0	0	-11391	-5263	-7644	-3796
24	2,30	0	0	-10751	-5068	-6536	-3279
25	2,40	0	0	-10055	-4829	-5496	-2784
26	2,50	0	0	-9302	-4546	-4527	-2315
27	2,60	0	0	-8493	-4218	-3637	-1876
28	2,70	0	0	-7628	-3846	-2831	-1473
29	2,80	0	0	-6707	-3429	-2113	-1109
30	2,90	0	0	-5730	-2969	-1491	-788
31	3,00	0	0	-4696	-2464	-969	-516
32	3,10	0	0	-3607	-1914	-554	-297
33	3,20	0	0	-2461	-1320	-250	-135
34	3,30	0	0	-1258	-682	-63	-34
35	3,40	0	0	0	0	0	0

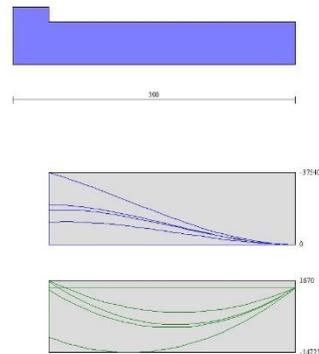


Fig. 14 - Fondazione



6 CONCLUSIONI

Le verifiche riportate hanno dimostrato che la struttura così progettata è idonea a sostenere le azioni sia statiche che sismiche ed i carichi di progetto nel rispetto delle normative vigenti.

Il progettista strutturale
ing. Giovanni G. Canepa

