Comune di Savignone

SOLLERS - STUDIO ASSOCIATO DI INGEGNERIA
ING. GIORGIO MOZZO & ING. MARIO SERVETTO
piazza della Vittoria, 15/22
16121 Genova
tel: +39 349 1835258
tel: +39 348 6002357
mail: segreteria@sollers.it



STUDIO TECNICO ASSOCIATO
ING. SERGIO BRIZZOLARA & ING. STEFANO STURLA
via Cap. Renato Orsi, 31/20
16043 Chiavari (GE)
P.I.V.A. e C.F.: 01455710994
☎ +39 0185 370127
+39 0185 368280
b3s@b3s.it – b3s@pec.b3s.it
dott. ing. Sergio Brizzolara – sergio@b3s.it
dott. ing. Stefano Sturla – stefano@b3s.it



sistemazione idraulica del tratto terminale del rio Camiasca alla confluenza con il torrente Scrivia in località ponte di Savignone

PROGETTO DEFINITIVO

(D. Lgs. 50/2016 – art. 23 – comma 7)

RELAZIONE GEOTECNICA

CALCOLI DELLE STRUTTURE

TAV. 18

SCALA

STABS 0936

			il Responsabile del Procedimento
	agosto 2022	*prima emissione*	
REV.	*data*	*motivazione*	

questo documento è di proprietà esclusiva – è proibita la riproduzione anche parziale e la cessione a terzi senza specifica autorizzazione

sollers – studio associato di ingegneria – ing. giorgio mozzo & ing. mario servetto
piazza della Vittoria, 15/22 - 16121 Genova – tel +39 349 1835258 / 348 6002357 – mail: segreteria@sollers.it

studio tecnico associato ing. sergio brizzolara & ing. stefano sturla
via Cap. Renato Orsi, 31/20 - 16043 Chiavari (GE) P.I.V.A. e C.F. 01455710994
☎ +39 0185 370127 +39 0185 368280 b3s@b3s.it - b3s@pec.b3s.it

I N D I C E

1. PREMESSA Pag. 3

2. DESCRIZIONE DELLE OPERE Pag. 4

3. NORMATIVA DI RIFERIMENTO Pag. 6

4. MATERIALI
   4.1 Acciai Pag. 7
   4.2 Calcestruzzi Pag. 9

5. CARICHI
   5.1 Carichi permanenti Pag. 10
   5.2 Sovraccarichi accidentali Pag. 11
   5.3 Spinte dei terreni Pag. 12

6. DIMENSIONAMENTO E VERIFICHE OPERE DI SOSTEGNO ARGINALI Pag. 14
   6.1 Tratto canale a cielo aperto – sez. 15 – 11.5 Pag. 14
   6.2. Tratto canale a cielo aperto con mensola a sbalzo in sponda sinistra sez. 11.5-8 Pag. 31

7. DIMENSIONAMENTO E VERIFICHE PARATIA IN MICROPALI Pag. 55
   7.1. Metodi di analisi Pag. 55

8. DICHIARAZIONI SECONDO N.T.C. 2018 (PUNTO 10.2) Pag. 76

1. PREMESSA

Il presente elaborato (tavola 18) costituisce parte integrante della progettazione definitiva redatta ai sensi del D.Lgs. n°50/2016 – art. 23 comma 7 inerente " *sistemazione idraulica del tratto terminale del rio Camiasca alla confluenza con il torrente Scrivia in località Ponte di Savignone*"

La presente relazione illustra le verifiche di resistenza e stabilità, condotte secondo la parametrizzazione geotecnica desunta dalla relazione geologica all'uopo predisposta in fase di progettazione definitiva, al fine di effettuare il corretto dimensionamento delle opere strutturali (arginature di sostegno in c.a. in sponda destra e sinistra del rio Camiasca, canale a cielo aperto ad "U" in struttura gettata in opera, paratie in micropali e tiranti ubicata immediatamente a valle della copertura tra i due ponti in attraversamento del rio sulla S.P. 10), opere previste con la progettazione definitiva in oggetto e poterne dunque restituire le corrette caratteristiche dimensionali e le necessarie indicazioni circa i materiali e le tecnologie da impiegare.

2. DESCRIZIONE DELLE OPERE

L'intervento a progetto è essenzialmente finalizzato all'adeguamento idraulico con mitigazione del rischio idraulico del tratto terminale del rio Camiasca.
L'intervento andrà pertanto ad estendersi a partire dalla sezione 23 (limite di monte), sino alla sezione 1.5 (limite di valle) procedendo ad adeguare e proteggere dalle piene sia i tratti a cielo aperto che quelli in copertura per un estensione pari a circa 130,00 m.

Gli interventi previsti vengono di seguito riportati e suddivisi a seconda dei tratti di intervento e delle tipologie adottate. In particolare:

- tratto a monte sezione 22: non si prevedono particolari interventi in sponda destra, essendo un'eventuale piena contenuta tra il versante in sponda sinistra (oggetto di rivestimento per il tratto compreso tra le sezioni 23 e 22) e il muro di delimitazione della viabilità provinciale in sponda destra;
- tratto sezioni 22-14: in sponda sinistra si prevede il rivestimento della porzione di versante potenzialmente raggiungibile dalle piene, mentre in sponda destra si prevede la realizzazione di una muratura in c.a. in sostituzione e sovralzo delle strutture esistenti, il tutto al fine di evitare che la piana retrostante l'argine possa essere interessata dalle piene; a partire dalla sezione 20 ha peraltro inizio la prevista risagomatura/regolarizzazione della livelletta di fondo alveo, estesa anche a tutti i tratti di valle, sino alla sezione 2.5;
- tratto sezioni 14-8: in tale tratto si prevede la demolizione della copertura esistente, con la ricostruzione di arginature e il mantenimento del corso d'acqua a cielo aperto; dovrà comunque essere garantito uno sbalzo pedonale e carrabile in sponda sinistra tra le sezioni 11.5 e 8 al fine di garantire l'accessibilità ai fabbricati esistenti a poca distanza dal corso d'acqua che altrimenti resterebbero totalmente irraggiungibili;
- tratto sezioni 8-5: in tale tratto risulta imprescindibile la copertura del corso d'acqua e dunque se ne prevede il rifacimento, massimizzando la sezione idraulica in funzione dei numerosi ed evidenti vincoli che impone un'area densamente urbanizzata; in

corrispondenza della sezione 6 è prevista la realizzazione di un piccolo salto di fondo (altezza 50 cm);

- tratto sezioni 4-1.5: si prevede la demolizione e successiva ricostruzione, in posizione arretrata rispetto allo stato attuale, della muratura esistente in sponda sinistra e ad oggi gravemente danneggiata; l'arretramento consente peraltro di incrementare anche la sezione idraulica, che ad oggi in tale tratto presenta una "strettoia" che può comportare un sovralzo dei livelli idrici. Il flusso idrico sarà comunque direzionato analogamente alla condizione attuale, in modo da evitare che possa essere in qualche modo interessata la pila esistente del ponte della S.P.10; in corrispondenza della sezione 2.5 si prevede la risagomatura.

Così come già citato in precedenza, l'intervento comprende anche un'opera di risagomatura/regolarizzazione della livelletta di fondo alveo, per tutto il tratto compreso tra le sezioni 20 e 2.5, il tutto con previsione di livelletta di fondo con pendenza costante pari al 4% e spezzata da un limitato salto di fondo (altezza pari a 50 cm) alla sezione 6.

3. NORMATIVA DI RIFERIMENTO

I calcoli di seguito riportati sono eseguiti in conformità alle normative vigenti sia per le opere in muratura sia in cemento armato e in struttura metallica e specificamente alle norme tecniche seguenti:

- Legge nr. 1086 del 05/11/1971:" Norme per la disciplina delle opere in conglomerato cementizio, normale e precompresso ed a struttura metallica".
- Legge nr. 64 del 02/02/1974: "Provvedimenti per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche".
- Norme Tecniche per le Costruzioni 2018 (D.M. 17 Gennaio 2018);
- Circolare applicatica NTC 2018 del 21/01/2019.
- D.P.R. n°380/2001 s.m.i.

4. MATERIALI

Nell'esecuzione delle opere in oggetto è previsto l'impiego dei seguenti materiali.

4.1 Acciai

4.1.1 Acciaio per c.a.

Per la realizzazione delle opere in conglomerato cementizio armato è previsto l'utilizzo di acciaio in barre ad aderenza migliorata di tipo Fe B 450 C rispondente alle caratteristiche meccaniche e tecnologiche previste al paragrafo 11.3.2.1 del D.M. 17.01.2018 – N.T.C. 2018.
Per l'accertamento delle proprietà meccaniche si farà riferimento alle prescrizioni della Norma E.N. 10002, UNI 564 e UNI 6407. Le modalità di accettazione ed i controlli saranno effettuati secondo quanto indicato nella normativa citata (D.M. 17.01.2018).

Acciaio Fe B 450 C

Resistenza caratteristica a trazione	$f_{yk} \geq 450 N/mm^2$
Tensione di rottura	$f_{tk} \geq 540 N/mm^2$
Modulo di elasticità	$E = 206.000 N/mm^2$
Massa volumica	$\rho = 78{,}00 KN/m^3$

4.1.2 Acciaio per carpenteria metallica – S275

Per la realizzazione delle opere in struttura metallica è previsto l'utilizzo di acciaio in profilati tipo S 275 rispondente alle caratteristiche meccaniche e tecnologiche previste al paragrafo 11.3.4.1 e 11.3.4.2 del D.M. 17.01.2018 – N.T.C. 2018.
Per l'accertamento delle proprietà meccaniche si farà riferimento alle prescrizioni della Norma UNI E.N. 10025 recanti la marcatura CE. Le modalità di accettazione ed i controlli saranno effettuati secondo quanto indicato nella normativa citata al paragrafo 11.3.4.11 del D.M. 17.01.2018.

Tensione di snervamento	$f_y = 275 N/mm^2$
Modulo di elasticità	$E = 210.000 N/mm^2$

Massa volumica	$\rho = 78{,}50 KN/m^3$
Coefficiente di dilatazione termica	$\alpha = 12E^{-6}°C^{-1}$
Coefficiente di Poisson	$\nu = 0{,}30$

4.1.3 Armatura tubolare per micropali

Per la realizzazione dei micropali è previsto l'utilizzo di armatura tubolare in acciaio S355 rispondente alle caratteristiche meccaniche e tecnologiche previste al paragrafo 11.3.4.1 e 11.3.4.2 del D.M. 17.01.2018 – N.T.C. 2018, le cui caratteristiche sono riassunte di seguito.
Per l'accertamento delle proprietà meccaniche si farà riferimento alle prescrizioni della Norma UNI E.N. 10025 recanti la marcatura CE. Le modalità di accettazione ed i controlli saranno effettuati secondo quanto indicato nella normativa citata al paragrafo 11.3.4.11 del D.M. 17.01.2018.

Acciaio S355

Resistenza caratteristica a trazione	$f_{yk} \geq 355 N/mm^2$
Tensione di rottura	$f_{tk} \geq 510 N/mm^2$
Modulo di elasticità	$E = 206.000 N/mm^2$
Massa volumica	$\rho = 78{,}50 kN/m^3$
Coefficiente di dilatazione termica	$\alpha = 1.10E^{-5}°C^{-1}$

4.1.4 Armatura per tiranti attivi in trefoli di acciaio armonico

Acciaio armonico in trefoli – 1670/1860

Resistenza caratteristica a trazione	$f_{yk} \geq 1.670 N/mm^2$
Tensione di rottura	$f_{tk} \geq 1.860 N/mm^2$
Modulo di elasticità	$E = 206.000 N/mm^2$
Massa volumica	$\rho = 78{,}50 kN/m^3$
Coefficiente di dilatazione termica	$\alpha = 1.10E^{-5}°C^{-1}$

4.2 Calcestruzzi

4.2.1 Resistenza caratteristica

Per l'esecuzione delle opere in oggetto è richiesto l'utilizzo di calcestruzzi con resistenze caratteristiche a 28 gg (R'ck) non inferiore ai valori seguenti:

OPERE IN FONDAZIONE ED ELEVAZIONE:

A. Calcestruzzo Classe di resistenza C28/35 (Rck 350 kg/cm^2) – classe di esposizione XF4

Resistenza caratteristica a compressione cilindrica	$f_{ck} \geq 29{,}05 N/mm^2$
Resistenza media a trazione	$f_{ctm} \geq 2{,}83 N/mm^2$
Resistenza caratteristica a trazione	$f_{ctk} \geq 1{,}98 N/mm^2$
Modulo di elasticità	$E = 32.588 N/mm^2$
Massa volumica	$\rho = 25{,}00 KN/m^3$
Coefficiente di dilatazione termica	$\alpha = 1.00E^{-5}°C^{-1}$

5. CARICHI

5.1 Carichi permanenti

Sono stati considerati i carichi dovuti ai pesi propri delle strutture e degli elementi architettonici gravanti su di esse. In particolare di seguito si riportano i carichi permanenti non strutturali agenti sulle strutture a sbalzo in sponda destra.

- PAVIMENTAZIONE STRADALE: 3,00 kN/mq

- PARAPETTO IN MURATURA (sponda sinistra sez. 11.5-8)

(25 kN/mc x 0,25 x 1,10)/1,0 m = 6,88 kN/m

- SOLAIO COPERTURA (FORAP 50+18 cm) – tratto sez. 8-6:

• peso proprio	11,00 kN/mq
• pavimentazione	3,00 kN/mq
	totale 14,00 kN/mq

- CARICO PERMANENTE (TERGO PARATIA) - (sez. 3.5-1.5 sponda sinistra)

Il carico permanente complessivo dovuto alla muratura in c.a. di placcagigo della paratia agente sulla paratia medesima risulta pari a **70 kN/mq**.

Inoltre è stato considerato un carico variabile agente sul terrapieno esistente pari a **20 kN/mq**

5.2 Sovraccarichi accidentali

5.2.1 Sovraccarichi stradali

Per il calcolo delle strutture in esame è stato considerato il carico stradale lungo la viabilità comunale rispettivamente assunto pari a 20,00 kN/mq distribuito in corrispondenza della paratia a sostegno del terrapieno tra le seziioni 3.5-1.5 mentre sul retro delle buove opere arginali nel tratto ricompreso tra le sezioni 15-6 è stato considerato un carico pari a 10 kN/mq.

5.3 Spinta dei terreni

Sulla base della relazione geologica all'uopo predisposta vengono desunte sia la caratterizzazione delle stratigrafie interessate dall' opera sia la parametrizzazione geotecnica dei terreni:

livello I - *Livello terroso (terreno agrario) assimilabile a limi-argillosi (m 0-1)*:

γ_{nat} = 18,00 – 19,00 kN/mc

γ_{sat} = 19,00 – 20,00 kN/mc

ϕ = 21°-24°

c = 0,00 daN/cmq

livello II - *Livelli alluvionali sabbie e ghiaie-limose (m 1-2m)*

γ_{nat} = 18,00 – 19,00 kN/mc

γ_{sat} = 19,00 – 20,00 kN/mc

ϕ = 26°-28°

c = 0,00 daN/cmq

Con riferimento alla caratterizzazione geomeccanica del substrato roccioso di cui si rimanda alla relazione geologica all'uopo predispota, di seguito si riportano i parametri geotecnici del substrato desunti dai campionamenti eseguiti in situ lungo l'asta terminale del rio Camiasca (prove sclerometriche e rilievi geomeccanici) dai quali è stato possibile ricavare un peso specifico dell'ammasso roccioso che risulta pari a 25 kN/mc. Analizzando il substrato secondo la classificazione di Bieniawski è stata decotta una classificazione del substrato roccioso afferente alla *Classe III: Discreta.*

		Intervallo	Coeff.
1. Compressione semplice	*Qu (Mpa)*	5 - 25	2
2. RQD	*RQD calcolato*	50 - 75	13
3. Spaziatura dei giunti	*Spaziatura (mm)*	60 - 200	8
4. Condizioni dei giunti	*Continuità (m)*	> 20 m	0
	Apertura(mm)	0,1 - 1 mm	4
	Scabrezza	Lievemente scabri	3
	Riempimento	Duri<5 mm	4
	Alterazione	Moderata	3
5. Condizioni idrauliche	*Situazione generale*	Umido	10
RMRbase	*47*		
Classe	*III - Roccia discreta*		

Pertanto, per quanto attiene la determinazione dell'angolo di attrito e della coesione, attraverso le correlazioni presenti in letteratura con mteodo di Bieniawski, dal valore di RMRb riportato in tabella (47) si derivano i parametri caratteristici dell'ammasso, che secondo Beniawsky assumono il valore:

- coesione c (kPa) = 5 RMRb = 5*47= 235 kPa
- angolo di attrito φ = 0,5 RMRb + 5 = 28,5°

I parametri geotecnici assunti in fase di modellizzazione per quanto attiene il substrato roccioso sono di seguito riportati

livello III - substrato roccioso: γ_{nat} = 25,00 kN/mc

γ_{sat} = 25,00 kN/mc

ϕ = 28,5°

c = 235,00 kPa

Nella modellizzazione eseguita sono stati dunque valutati gli effetti dovuti alla spinta dei terreni sulle opere sia per il caso statico sia in considerazioni delle accelerazioni orizzontali dovute al sisma.

6. DIMENSIONAMENTO E VERIFICHE OPERE STRUTTURALI

Le verifiche strutturali delle opere arginali consistenti nella realizzazione di struttura ad "U " gettata in opera nel tratto a cielo aperto ricompreso tra le sezioni 15-11.5 nonché per quanto concerne il tratto di canale coperto ricompreso tra le sezioni 11.5-6, sono state verificate tre tipologie costruttive distinte in considerazione della geometria variabile e delle condizioni di carico assunte nelle diverse configurazioni.
Di seguito si riportano le verifiche strutturali delle tipologie costruttive analizzate.

6.1 Tratto canale a cielo aperto – sez.15 – 11.5

Le verifiche strutturali del tratto di canale a cielo aperto ricompreso tra le sezioni 15-11.5 sono state condotte attraverso una modellizzazione del canale effettuata mediante impiego di software di calcolo AMV- Mastersap 2021, ipotizzando una struttura ad "U" gettata in opera modellizzata attraverso elementi finiti travi di fondazione e travi in elevazione di sezione pari a 100x40 cm vincolata alla base attraverso sistema di molle alla Winkler su suolo elastico.
Su dette membrature sono stati implementati i carichi permamenti e variabili agenti a tergo della struttura in c.a. gettata in opera considerando sia la presenza di carichi varabili e carichi permanenti dovuti alla presenza di terrapieno, edifici, ecc..
Nel caso in esame viene preso in considerazione la sezione 12 con dimensioni nette interne pari a 6,00 x 5,95 m che risulta delimitata sia in sponda destra sia in sponda destra dalla presenza di terrapieno.
Al fine di applicare le varie condizioni di carico agenti sulle membrature in esame si è proceduto a calcolare in funzione della stratigrafia del terrapieno e della parametrizzazione geotecnica le spinte agenti nonché, considerando un sovraccarico variabile pari 10 KN/mq sul terrapieno, si è tenuto in considerazione una spinta costante agente sulle sponde destra e sinistra.

Infine si è tenuto in considerazione della spinta idrostatica interna al canale e spingente verso l'esterno e sulla fondazione ipotizzando il canale pieno.

Di seguito si riassumono le condizioni di carico che sono state applicate alle mebrature in esame e che sono state poi combinate sia in condizioni statiche sia in condizioni sismiche, il tutto al fine di dimensionare le strutture portanti in c.a.

Il modello è dunque utilizzato per la verifica delle membrature mono e bidimensionali e per la verifica sismica, utilizzando l'analisi statica equivalente, sia per le deformazioni che per le sollecitazioni. In generale le geometrie utilizzate (interassi delle membrature e sezioni) coincidono con quelle reali dei corrispondenti elementi, i carichi applicati (come carichi lineari su elementi trave e come uniformemente distribuiti su elemento trave di fondazione) sono quelli dedotte dalla tabella di analisi dei carichi, mentre i pesi propri vengono sempre messi in conto automaticamente dal programma.

Per completezza si riportano i tabulati di input (comprendenti geometrie, materiali, carichi e condizioni di carico), le immagini delle verifiche SLU-SLE nonché lo schema del modello e la visualizzazione sintetica delle sollecitazioni principali.

L'azione statica e l'azione sismica sono state applicate alla struttura in conformità alle disposizioni delle Norme Tecniche per le Costruzioni 2018.

L'azione statica è stata calcolata attraverso un'analisi statica lineare mentre l'azione sismica è calcolata mediante analisi lineare statica equivalente.

Le verifiche verranno eseguite con il metodo semiprobabilistico agli stati limite.

6.1.1 Condizioni di carico

Alla struttura sono stati applicati i carichi statici e le spinte del terreno in situ nelle condizioni di carico previste nella relazione di calcolo al paragrafo 5.3 non si è considerata la presenza della falda. Nella condizione sismica si è preso in considerazione il sisma nella direzione principale trasversale X; si è trascurata, a favore di sicurezza, la spinta passiva del terreno in caso di sisma.

In una delle combinazioni statiche è stata considerata la presenza interna dell'acqua considerando cautelativamente il canale pieno.

Le sollecitazioni sono state calcolate con un'analisi statica lineare (combinazioni statiche) e un'analisi statica lineare equivalente (combinazione sismica).

- Spinta attiva del terreno (combinazione statica) – condizione di carico 1

La spinta attiva dovuta alla presenza di terreno a tergo dell'opera viene inserita come un carico a pressione variabile agente in direzione ortogonale alle pareti in elevazione che costituiscono le spalle del manufatto. A seconda della stratigrafia dei terreni desunta dalla relazione geologica si sono calcolate le pressioni agenti sulle membrature in funzione dei coefficienti Ka determinati attraverso la formulazione di Coulomb.

Le pressioni agenti sulle membrature dovute al terrpieno sono dunque:

- livello I:

in sommità assume un valore pari a p_i = 0 kN/mq, in corrispondenza del cambio di stratigrafia p_f = Ka· γt·Hm = 7,13 kN/mq.

- livello II:

in sommità assume un valore pari a p_i = 6,10 kN/mq, in corrispondenza della fondazione p_f = Ka· γt·Hm = 37,72 kN/mq.

dove:

H_I = 1,00 m altezza del primo strato (livello I) e H_{II}=3,07 m altezza del secondo strato (livello II)

Ka = 0,375 coefficiente di spinta attiva afferente al Livello I in considerazione della parametrizzazione geotecnica con ϕ=24° e · γ_t·= 19.00 kN/m3, calcolato mediante la relazione di Coulomb.

Ka = 0,321 coefficiente di spinta attiva afferente al Livello II in consdierazione della parametrizzazione geotecnica con ϕ=25° e · γ_t·= 19.00 kN/m3, calcolato mediante la relazione di Coulomb.

- Sovraccarico variabile terrapieno (combinazione statica) – condizione di carico 2

Si considera inoltre cautelativamente la presenza di un sovraccarico variabile posto al di sopra del terrapieno sia in sponda sinistra sia in sponda destra pari a 1.000 daN/mq. Detta spinta costante per ciascun livello stratigrafico agente alle spalle del manufatto risulta pertanto pari a:

- livello I:

$pc_I = qxKa = 10,00 \times 0,375 = 3,75$ kN/mq.

- livello II:

$pc_{II} = qxKa = 10,00 \times 0,321 = 3,21$ kN/mq.

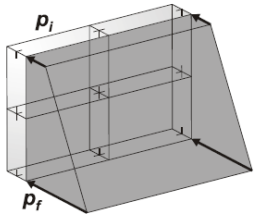
dove:

Ka = 0,375 coefficiente di spinta attiva afferente al Livello I in considerazione della parametrizzazione geotecnica con ϕ=24° e $\cdot \gamma_t \cdot$= 19.00 kN/m3, calcolato mediante la relazione di Coulomb.

Ka = 0,321 coefficiente di spinta attiva afferente al Livello II in consdierazione della parametrizzazione geotecnica con ϕ=25° e $\cdot \gamma_t \cdot$= 19.00 kN/m3, calcolato mediante la relazione di Coulomb.

Spinta Idrostatica – condizione di carico 3

La spinta idrostatica dovuta al livello idrico è calcolata con la quota T=200anni; viene inserita come un carico a pressione variabile agente in direzione ortogonale alle pareti che costituiscono le spalle del manufatto e pressione verticale sul fondo.



Il valore pi = 0 kN/mq , pf = $\gamma_w \cdot H$ = 61,5 kN/mq,

dove:

H =6,15 m altezza idrica massima arrotondata rispetto alla mezzeria della soletta di fondo.

γ_w = 10 kN/m3 peso specifico dell'acqua.

- spinta idrostatica parapetto:

P_{hp}= variabile da 0,0 kN/mq a 10,0 KN/mq

- livello I:

P_{hI}= variabile da 10,0 kN/mq a 20,0 KN/mq

- livello II:

P_{hI}= variabile da 20,0 a 50,7 KN/mq

- pressione idrostatica sul fondo: P_{hf}= 61,5 KN/mq

<u>- Spinta attiva del terreno (combinazione sismica) – condizione di carico 4</u>

In presenza dell'azione sismica la formula della pressione agente sul manufatto si modifica nei seguenti modi:

- livello I:

in sommità assume un valore pari a p_i = 0 kN/mq, in corrispondenza del cambio di stratigrafia p_f = Ka· γt·Hm = 7,40 kN/mq.

- livello II:

in sommità assume un valore pari a p_i = 6,40 kN/mq, in corrispondenza della fondazione p_f = Ka· γt·Hm = 26,00 kN/mq.

dove:

H_I = 1,00 m altezza del primo strato (livello I) e H_{II}=3,07 m altezza del secondo strato (livello II)

seguente modo: pf = Kae· γt ·Hm·(1 +/- kv) dove:

Kae(I livello) = 0,391 coefficiente di spinta attiva, calcolato mediante la formula di Mononobe e Okabe, kv è il coefficiente sismico verticale (trascurato).

Kae(II livello) = 0,335 coefficiente di spinta attiva, calcolato mediante la formula di Mononobe e Okabe, kv è il coefficiente sismico verticale (trascurato).

<u>- Sovraccarico variabile terrapieno (combinazione sismica) – condizione di carico 5</u>

La spinta attiva, nella condizione simsica, dovuta alla presenza di sovraccarico variabile pari a 1.000 daN/mq viene inserita come un carico a pressione costante agente in direzione ortogonale alle pareti in elevazione che costituiscono le spalle del manufatto.

La pressione costante per ciascuan strato assume i seguenti valori:

- livello I:

pc_I = qxKae = 10,00 x 0,391 = 3,91 kN/mq.

- livello II:

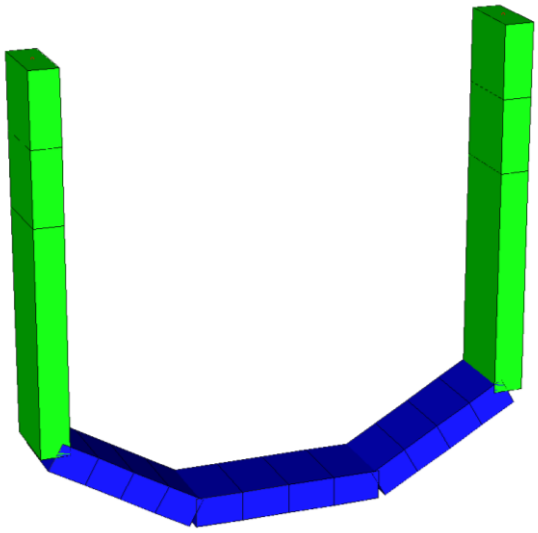
pc_{II} = qxKae = 10,00 x 0,335 = 3,35 kN/mq.

dove:

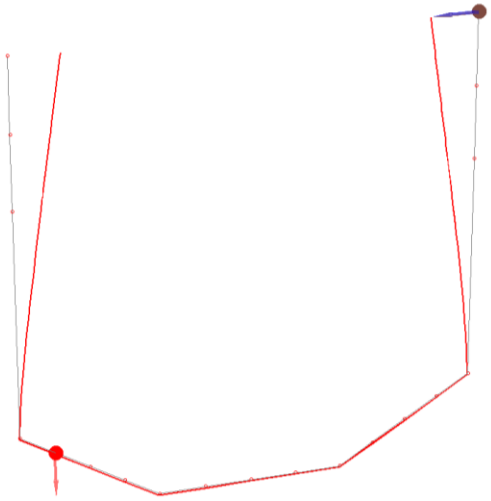
Kae(I livello) = 0,391 coefficiente di spinta attiva, calcolato mediante la formula di Mononobe e Okabe, kv è il coefficiente sismico verticale (trascurato).

Kae(II livello) = 0,335 coefficiente di spinta attiva, calcolato mediante la formula di Mononobe e Okabe, kv è il coefficiente sismico verticale (trascurato).

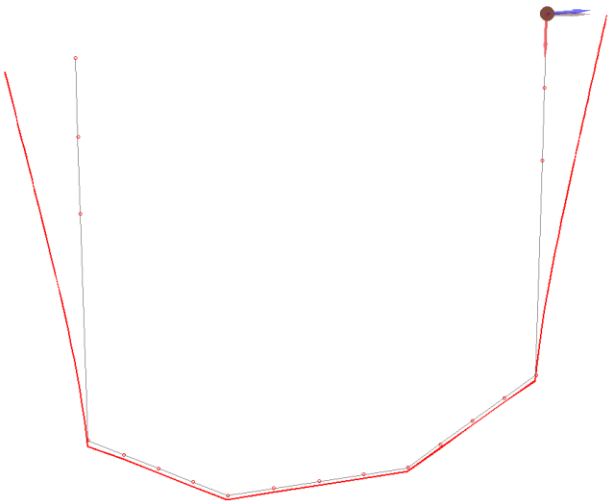
6.1.2 Modellazione strutturale e dati di input



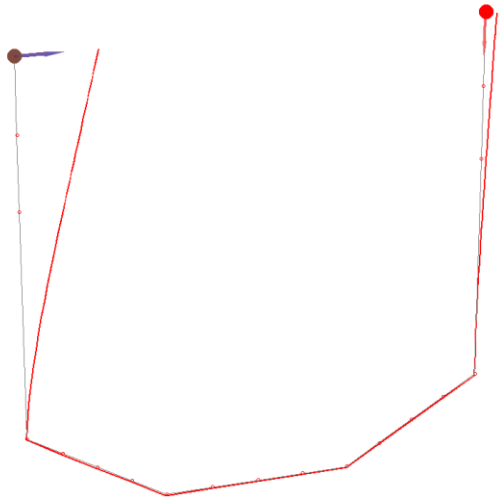
Modello strutturale



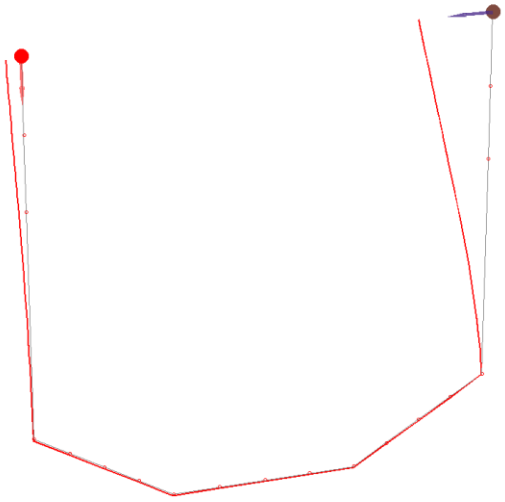
deformata statica canale vuoto



deformata statica canale pieno



deformata combinazione sismica +x



deformata combinazione sismica –x

STAMPA DEI DATI DI PROGETTO

INTESTAZIONE E DATI CARATTERISTICI DELLA STRUTTURA

Nome dell'archivio di lavoro	**sez_12_rio_Camiasca**
Intestazione del lavoro	**sez_12**
Tipo di struttura	Nello Spazio
Tipo di analisi	Statica sismica equivalente
Tipo di soluzione	Lineare
Unita' di misura delle forze	daN
Unita' di misura delle lunghezze	cm
Normativa	NTC-2018

NORMATIVA

Vita nominale costruzione	50 anni
Classe d'uso costruzione	II
Vita di riferimento	50 anni
Localita'	Ponte di Savignone
Longitudine (WGS84)	8.988
Latitudine (WGS84)	44.566
Categoria del suolo	A
Coefficiente topografico	1.2
Eccentricita' accidentale	5%
Periodo proprio T1 in direzione X	0.120
Periodo proprio T1 in direzione Y	0.120
λ	1
Comportamento strutturale	NON Dissipativo

PARAMETRI SISMICI

	TR	ag/g	FO	TC*	CC	Ss	Pga (ag*S) (m/s^2)
SLO	30	0.0265	2.4750	0.20	1.00	1.00	0.312
SLD	50	0.0340	2.5160	0.21	1.00	1.00	0.400
SLV	475	0.0903	2.4560	0.28	1.00	1.00	1.063
SLE	475	0.0903	2.4560	0.28	1.00	1.00	1.063
SLC	975	0.1198	2.4570	0.28	1.00	1.00	1.410

DATI SPETTRO

STATO LIMITE ULTIMO

Fattore di comportamento q	qor=1.5
Sd (T1)	0.177 g
Coeff.globale accelerazione sismica	0.177

STATO LIMITE DI DANNO

Fattore di comportamento q	qor=1.5
Sd (T1)	0.068 g

Coeff.globale accelerazione sismica	0.068
Coeff.moltiplicativo sisma	1.000

CARICHI PER ELEMENTI TRAVE, TRAVE DI FONDAZIONE E RETICOLARE

Carico distribuito con riferimento globale X

Descrizione	Cod.	Cond. carico	Tipo Azione/categoria	Val. iniz.	Dist. iniz. nodo I	Val. finale	Dist.fin. nodo I	Aliq.inerz.	Aliq.inerz. SLD
spinta terreno dx - I livello	1	Condizione 1	Permanente: Permanente portato	-0.071000	0.000	0.000000	0.000	1.0000	1.0000
spinta terreno dx - II livello	2	Condizione 1	Permanente: Permanente portato	-0.377000	0.000	-0.061000	0.000	1.0000	1.0000
spinta terreno sx - I livello	3	Condizione 1	Permanente: Permanente portato	0.071000	0.000	0.000000	0.000	1.0000	1.0000
spinta terreno sx - II livello	4	Condizione 1	Permanente: Permanente portato	0.377000	0.000	0.061000	0.000	1.0000	1.0000
idrostatica dx parapetto	5	Condizione 3	Permanente: Permanente portato	0.100000	0.000	0.000000	0.000	0.0000	0.0000
idrostatica sx parapetto	6	Condizione 3	Permanente: Permanente portato	-0.100000	0.000	0.000000	0.000	1.0000	1.0000
sovraccarico var terreno dx - I livello	7	Condizione 2	Variabile: Domestici e residenziali	-0.037500	0.000	-0.037500	0.000	0.0000	0.0000
sovraccarico var terrano dx - II livello	8	Condizione 2	Variabile: Domestici e residenziali	-0.032100	0.000	-0.032100	0.000	0.0000	0.0000
sovraccarico var terreno sx - I livello	9	Condizione 2	Variabile: Domestici e residenziali	0.037500	0.000	0.037500	0.000	0.0000	0.0000
sovraccarico var terreno sx - II livello	10	Condizione 2	Variabile: Domestici e residenziali	0.032100	0.000	0.032100	0.000	0.0000	0.0000
spinta terreno SISM dx I livello	12	Condizione 4	Permanente: Permanente portato	-0.074000	0.000	0.000000	0.000	1.0000	1.0000
idrost. sp dx I livello	13	Condizione 3	Permanente: Permanente portato	0.200000	0.000	0.100000	0.000	1.0000	1.0000
idrost sp sx I livello	14	Condizione 3	Permanente: Permanente portato	-0.200000	0.000	-0.100000	0.000	1.0000	1.0000
idrostatica sp dx II livello	15	Condizione 3	Permanente: Permanente portato	0.507000	0.000	0.200000	0.000	1.0000	1.0000
idrostatica sp sx II livello	16	Condizione 3	Permanente: Permanente portato	-0.507000	0.000	-0.200000	0.000	1.0000	1.0000
spinta terreno SISM dx II livello	17	Condizione 4	Permanente: Permanente portato	-0.260000	0.000	-0.064000	0.000	1.0000	1.0000
spinta terreno SISM sx I livello	18	Condizione 4	Permanente: Permanente portato	0.074000	0.000	0.000000	0.000	1.0000	1.0000
spinta terreno SISM sx II livello	19	Condizione 4	Permanente: Permanente portato	0.260000	0.000	0.064000	0.000	1.0000	1.0000
sovracc var terreno SISM dx - I livello	20	Condizione 5	Variabile: Domestici e residenziali	-0.039000	0.000	-0.039000	0.000	0.0000	0.0000
sovracc var terreno SISM dx - II livello	21	Condizione 5	Variabile: Domestici e residenziali	-0.034000	0.000	-0.034000	0.000	0.0000	0.0000
sovracc var terreno SISM sx - I livello	22	Condizione 5	Variabile: Domestici e residenziali	0.039000	0.000	0.039000	0.000	0.0000	0.0000
sovracc var terreno SISM sx - II livello	23	Condizione 5	Variabile: Domestici e residenziali	0.034000	0.000	0.034000	0.000	0.0000	0.0000

Carico distribuito riferimento globale V

Descrizione	Cod.	Cond. carico	Tipo Azione/categoria	Val. iniz.	Dist. iniz. nodo I	Val. finale	Dist.fin. nodo I	Aliq.inerz.	Aliq.inerz. SLD
idrostatico su fondazione	11	Condizione 3	Permanente: Permanente portato	0.615000	0.000	0.615000	0.000	0.0000	0.0000

LISTA MATERIALI UTILIZZATI

Codice	Descrizione	Tipo materiale	Mod. elast.	Coef. Poisson	Peso unit.	Dil. term.	Aliq. inerz.	Rigid. taglio	Rigid. fless.
1	Calcestruzzo C25/30 (Rck 300)	Calcestruzzo	+3.21e+05	0.120	0.00250	+1.00e-05	1.000	+1.00e+00	+1.00e+00

RIEPILOGO DELLE SEZIONI UTILIZZATE NEL MODELLO STRUTTURALE

SEZIONE RETTANGOLARE

Codice	Base	H
1	100.000	40.000

GRUPPI DELLA STRUTTURA

ELEMENTO FINITO: TRAVE

Numero gruppo	Descrizione gruppo		
1	muri elevaz		

ELEMENTO FINITO: TRAVE DI FONDAZIONE

Numero gruppo	Descrizione gruppo		
1	base muro		

NODI DEL MODELLO

Nodo	Coord. X	Coord. Y	Coord. Z	Temper.	uX	uY	uZ	rX	rY	rZ
1	0.000	0.000	0.000	0.000	0	1	0	0	0	0
2	260.000	0.000	0.000	0.000	0	1	0	0	0	0
3	449.000	0.000	108.000	0.000	0	1	0	0	0	0
4	-189.000	0.000	108.000	0.000	0	1	0	0	0	0
5	449.000	0.000	615.000	0.000	0	1	0	0	0	0
6	-189.000	0.000	615.000	0.000	0	1	0	0	0	0
7	449.000	0.000	515.000	0.000	0	1	0	0	0	0
8	-189.000	0.000	515.000	0.000	0	1	0	0	0	0
9	-189.000	0.000	415.000	0.000	0	1	0	0	0	0
10	449.000	0.000	415.000	0.000	0	1	0	0	0	0
11	130.000	0.000	0.000	0.000	0	0	0	0	0	0
12	-141.750	0.000	81.000	0.000	0	0	0	0	0	0
13	-94.500	0.000	54.000	0.000	0	0	0	0	0	0
14	-47.250	0.000	27.000	0.000	0	0	0	0	0	0
15	307.250	0.000	27.000	0.000	0	0	0	0	0	0
16	354.500	0.000	54.000	0.000	0	0	0	0	0	0
17	401.750	0.000	81.000	0.000	0	0	0	0	0	0
18	65.000	0.000	0.000	0.000	0	0	0	0	0	0
19	195.000	0.000	0.000	0.000	0	0	0	0	0	0

COMBINAZIONI DI CARICO

NORMATIVA: NORME TECNICHE PER LE COSTRUZIONI 2018 ITALIA

COMBINAZIONI PER LE VERIFICHE ALLO STATO LIMITE ULTIMO

Num.	Descrizione	Parametri	Tipo azione/categoria	Condizione	Moltiplicatore
1	Statica canale vuoto	Azione sismica: Sisma assente Torsione: Assente	Permanente: Peso Proprio	Condizione peso proprio	1.300
			Permanente: Permanente portato	Condizione 1	1.300
			Variabile: Domestici e residenziali	Condizione 2	1.500
2	Statica canale pieno	Azione sismica: Sisma assente Torsione: Assente	Permanente: Peso Proprio	Condizione peso proprio	1.300
			Permanente: Permanente portato	Condizione 1	1.300
			Permanente: Permanente portato	Condizione 3	1.300
3	Sismica +X	Azione sismica: SISMA +X Torsione: Assente	Permanente: Peso Proprio	Condizione peso proprio	1.000
			Permanente: Permanente portato	Condizione 4	1.000
			Variabile: Domestici e residenziali	Condizione 5	1.000
4	Sismca -X	Azione sismica: SISMA -X Torsione: Assente	Permanente: Peso Proprio	Condizione peso proprio	1.000
			Permanente: Permanente portato	Condizione 4	1.000
			Variabile: Domestici e residenziali	Condizione 5	1.000

COMBINAZIONI PER LE VERIFICHE ALLO STATO LIMITE D'ESERCIZIO

Num.	Descrizione	Parametri	Tipo azione/categoria	Condizione	Moltiplicatore
5	Quasi permanente canale vuoto	Tipologia: Quasi permanente	Permanente: Peso Proprio	Condizione peso proprio	1.000
			Permanente: Permanente portato	Condizione 1	1.000
6	Quasi permanente canale pieno	Tipologia: Quasi permanente	Permanente: Peso Proprio	Condizione peso proprio	1.000
			Permanente: Permanente portato	Condizione 1	1.000
			Permanente: Permanente portato	Condizione 3	1.000
7	Sismica +X	Tipologia: Rara	Permanente: Peso Proprio	Condizione peso proprio	1.000
			Permanente: Permanente portato	Condizione 1	1.000
			Permanente: Permanente portato	Condizione 3	1.000
			Permanente: Permanente portato	Condizione 4	1.000
			Variabile: Domestici e residenziali	Condizione 2	1.000
			Variabile: Domestici e residenziali	Condizione 5	1.000

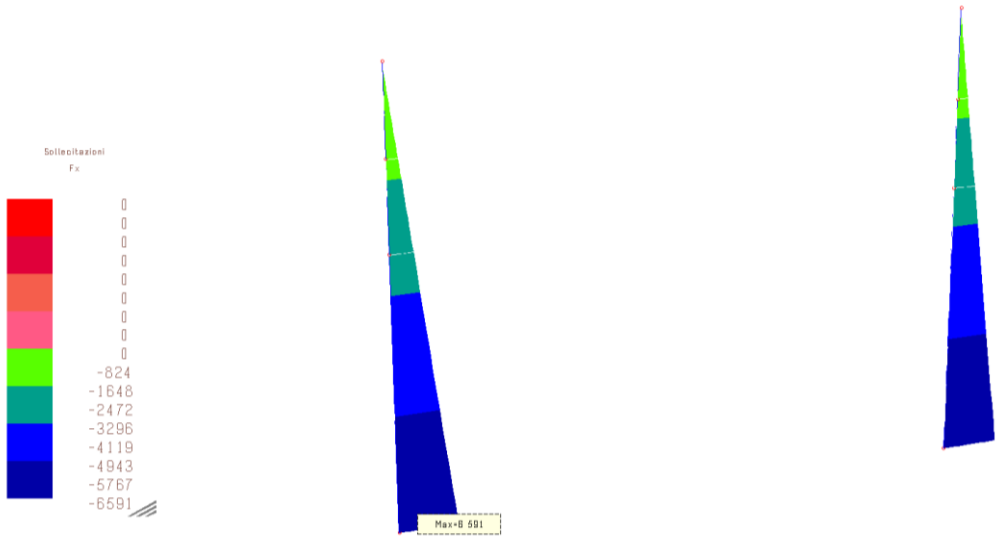
COMBINAZIONI PER LE VERIFICHE ALLO STATO LIMITE DI DANNO

Num.	Descrizione	Parametri	Tipo azione/categoria	Condizione	Moltiplicatore
8	Sismica +X	Azione sismica: SISMA +X Torsione: Assente	Permanente: Peso Proprio	Condizione peso proprio	1.000
			Permanente: Permanente portato	Condizione 4	1.000
			Variabile: Domestici e residenziali	Condizione 5	1.000
9	Sismca -X	Azione sismica: SISMA -X Torsione: Assente	Permanente: Peso Proprio	Condizione peso proprio	1.000
			Permanente: Permanente portato	Condizione 4	1.000
			Variabile: Domestici e residenziali	Condizione 5	1.000

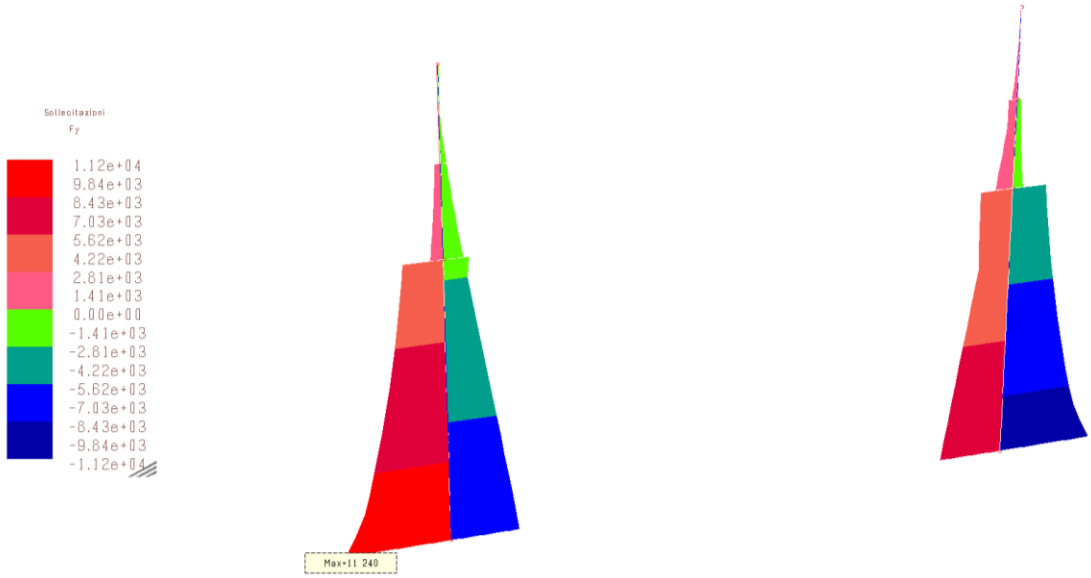
6.1.3 Risultati derivanti dalla modellizzazione

A seguire si riportano i risultati derivanti dall'analisi statica e sismica eseguiti sul modello in esame dalle quali si possono estrapolare i valori delle caratteristiche di sollecitazione N, T, M afferenti alle membrature in esame. Per il dimensionamento delle membrature afferenti al canale si prendono in considerazione le caratteritiche di sollecitazione massime che rilevano in corrispondenza del nodo di base delle pareti perimetrali del canale medesimo.

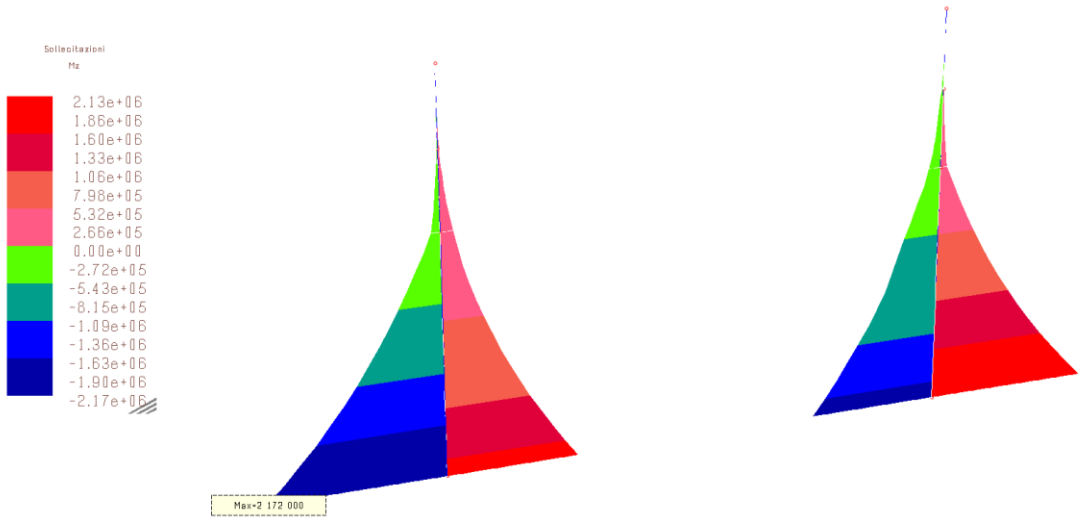
<u>- risultati pareti canale</u>



inviluppo sollecitazioni Fx (sollecitazione massima Fx=6.591 daN)



inviluppo sollecitazioni Fy (sollecitazione massima Fy=11.440 daN)



inviluppo sollecitazioni Mz (sollecitazione massima Mz=2.172.000 daNcm)

Le caratteristiche di sollecitazione massime agenti in corrispondenza del nodo di base delle pareti laterali del canale sono dunque pari a:
N=- 6.591,00 daN
T= 11.240 daN
M=2.172.000 daNcm

Pertanto attraverso le verifiche strutturali eseguite mediante software dedicato per le verifiche delle strutture in c.a. si è potuto verificare strutturalmente le pareti del canale adottando idonea armatura per la sezione in c.a. 100x 40 cm.

Dati di input

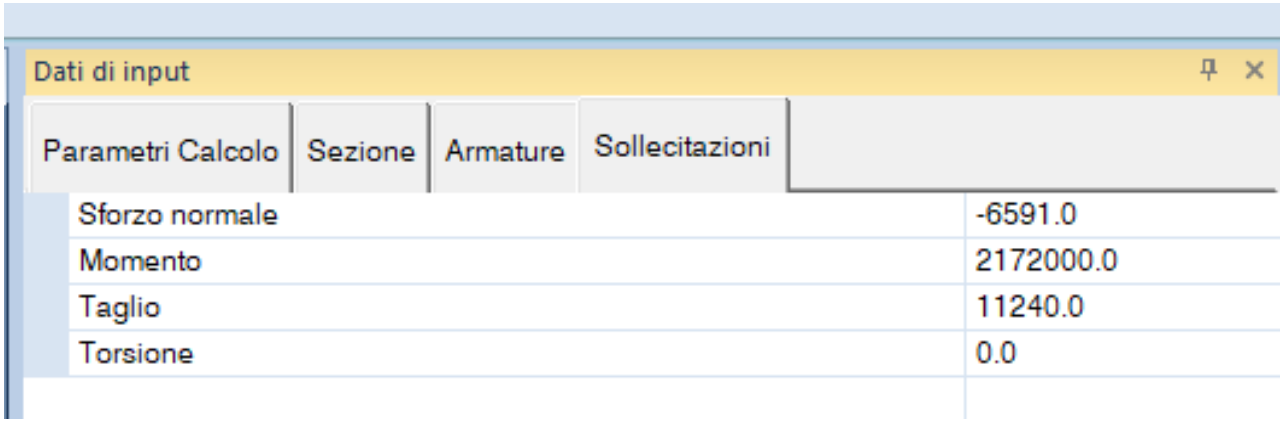
Parametri Calcolo | Sezione | Armature | Sollecitazioni

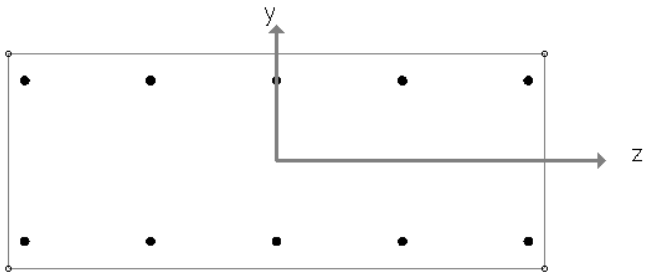
Procedura di calcolo	**Stato limite**
Metodo di calcolo IR SLU:	**proporzionale a ...**
☑ Pressoflessione	
☐ Calcolo sostanzialmente elastico	
☑ Taglio/Torsione	
☐ S.L.E.	
Stato Limite	
Norma	**NTC-2018**
Versione	**Edifici nuovi**
Classe	**Rck= 350 fyk= 4...**
Minimi sismici	
☐ Controllo/Applicazione minimi sismici	
☐ Zona critica	
Riferimento	**Duttilità bassa**
Info aggiuntive stati limite	
Modalità	**Verifica**
☐ Cotg theta = 1	

Dati di input

Parametri Calcolo | Sezione | Armature | Sollecitazioni

Armatura superiore	5Ø24
Armatura inferiore	5Ø24
Staffe	
Numero bracci direzione y	2
Diametro [mm]	10
Passo [cm]	20.0





VERIFICA S.L.U (modalità verifica)

Unita' di misura delle forze:	daN
Unita' di misura delle lunghezze:	cm
Tensioni espresse in:	daN/cm^2
Normativa:	NTC-2018
Versione:	Edifici nuovi
Tipologia:	Trave
Rck:	350.0
fyk:	4580.0
Tensione di calcolo calcestruzzo a pressotensoflessione:	-164.6
Tensione di calcolo acciaio a pressotensoflessione:	3982.6
Tensione di calcolo a compressione calcestruzzo per taglio e torsione:	-164.6
Tensione di calcolo a trazione calcestruzzo:	13.3
Tensione di calcolo per l'armatura trasversale per taglio e torsione:	3982.6

DATI GEOMETRICI, ARMATURE E SOLLECITAZIONI

Sezione tipo:	Rettangolare piena
Base:	100.000
Altezza:	40.000

Armature superiori

num. barre	ϕ(mm)	copriferro(cm)
5	24.0	4.0

Armature inferiori

num. barre	ϕ(mm)	copriferro(cm)
5	24.0	4.0

Sforzo normale N: -6591.000
Momento flettente: 2172000.000
Taglio: 11240.000

RISULTATI VERIFICA A PRESSOFLESSIONE

Metodo di calcolo IR s.l.u. proporzionale a N, Mx, My
Indice di resistenza allo s.l.u.: 0.69
Campo di rottura della sezione: 3

Sollecitazioni resistenti
Sforzo normale: -9603.793
Momento flettente: 3164305.000

Distanza asse neutro
dal bordo compresso: 4.995

	Calcestruzzo		**Acciaio**	
	Tensioni	deformazioni(%)	Tensioni	deformazioni(%)
bordo superiore:	-164.61	-0.35	-1464.40	-0.07
bordo inferiore:	Allungamento	2.45	3982.60	2.17

RISULTATI VERIFICA A TAGLIO

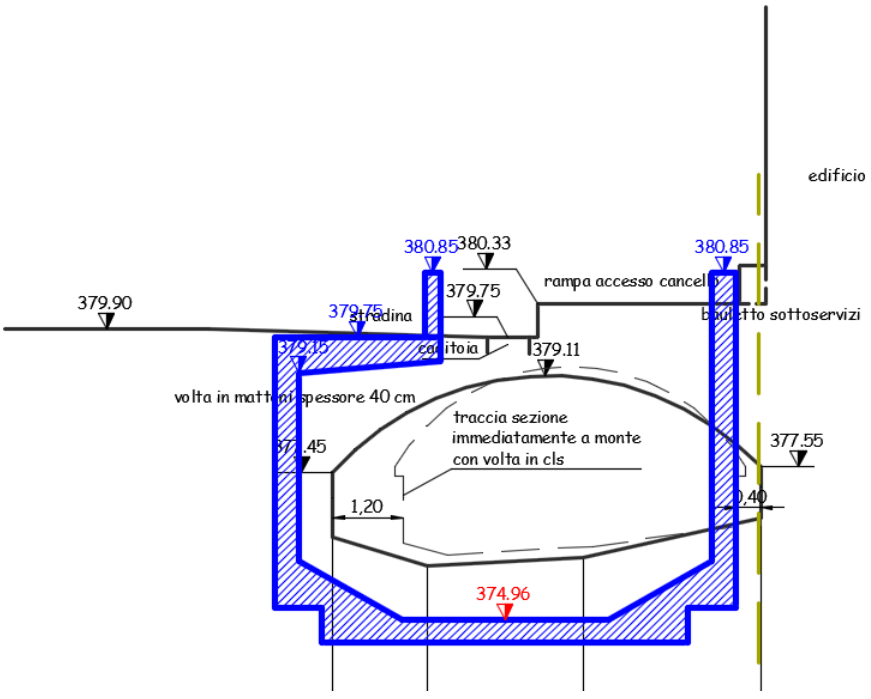
Verifica senza armatura trasversale
Taglio res. ultimo (VRd): 20997.551
Indice di resistenza: 0.54

Verifica delle bielle compresse
Taglio resistente ultimo (VRcd): 92875.023
ctg(ϑ): 2.50
Indice di resistenza: 0.12

Verifica con armatura trasversale
Taglio attribuito all'armatura (VRsd): 25336.207
Indice di resistenza: 0.44
Armatura trasversale per unita' di lunghezza (Asw,cm^2/m): 7.85
Vengono applicati solo i minimi di norma perchè la sezione non richiede armatura trasversale a taglio (V<=Vrdu1)
Staffe a 2 bracci: ϕ10/20.0cm

6.2 Tratto canale a ciaelo aperto con mensola a sbalzo in sponda sinistra – sez.11.5 - 8

Le verifiche strutturali del tratto di canale a cielo aperto ricompreso tra le sezioni 11.5-8 sono state condotte attraverso una modellizzazione del canale effettuata mediante impiego di software di calcolo AMV- Mastersap 2021, ipotizzando una struttura ad "U" gettata in opera modellizzata attraverso elementi finiti travi di fondazione e travi in elevazione di sezione pari a 100x40 cm vincolata alla base attraverso sistema di molle alla Winkler su suolo elastico. In sommità all'argine in sponda sinistra per consentire l'accesso ai fabbricati posti in adiacenza al rio Camiasca, occorre prevedere una soletta a sbalzo che di fatto risulta connessa alla struttura ad "U" gettata in opera come di seguito rappresentato nella sezione trasversale 11, dalla quale se ne desume la geometria.



Su dette membrature sono stati implementati i carichi permamenti e variabili agenti a tergo della struttura in c.a. gettata in opera considerando sia la presenza di carichi varabili e carichi permanenti dovuti alla presenza di terrapieno, edifici, ecc..

Nel caso in esame viene preso in considerazione la sezione 11 con dimensioni nette interne pari a 7,00 x 6,15 m che risulta delimitata sia in sponda destra sia in sponda destra dalla presenza di terrapieno, con mensola a sbalzo in sommità alla sponda sinsitra di larghezza pari a 2,40 m con spessore variabile da 0,5 m a 0,4 m.

Al fine di applicare le varie condizioni di carico agenti sulle membrature in esame si è proceduto a calcolare in funzione della stratigrafia del terrapieno e della parametrizzazione geotecnica le spinte agenti nonché, considerando inoltre un sovraccarico variabile pari 10 KN/mq sul terrapieno, una spinta costante agente sulle sponde destra e sinistra.

Infine si è tenuto in considerazione della spinta idrostatica interna al canale e spingente verso l'esterno e sulla fondazione ipotizzando il canale pieno.

Sulla mensola a sbalzo invece è stato considerato, oltre al carico permanente della pavimentazione pari a 3,00 kN/mq, un sovraccarico afferente alla categoria G (rimesse e parcheggi ed aree per il traffico di veicoli – peso a pieno carico compreso tra i 30 KN e i 60 kN) pari a 5,00 KN/mq.

Di seguito si riassumono le condizioni di carico che sono state applicate alle mebrature in esame e che sono state poi combinate sia in condizioni statiche sia in condizioni sismiche, il tutto al fine di dimensionare le strutture portanti in c.a.

Il modello è dunque utilizzato per la verifica delle membrature mono e bidimensionali e per la verifica sismica, utilizzando l'analisi statica equivalente, sia per le deformazioni che per le sollecitazioni. In generale le geometrie utilizzate (interassi delle membrature e sezioni) coincidono con quelle reali dei corrispondenti elementi, i carichi applicati (come carichi lineari su elementi trave e come uniformemente distribuiti su elemento trave di fondazione) sono quelli dedotte dalla tabella di analisi dei carichi, mentre i pesi propri vengono sempre messi in conto automaticamente dal programma.

Per completezza si riportano i tabulati di input (comprendenti geometrie, materiali, carichi e condizioni di carico), le immagini delle verifiche SLU-SLE nonché lo schema del modello e la visualizzazione sintetica delle sollecitazioni principali.

L'azione statica e l'azione sismica sono state applicate alla struttura in conformità alle disposizioni delle Norme Tecniche per le Costruzioni 2018.

L'azione statica è stata calcolata attraverso un'analisi statica lineare mentre l'azione sismica è calcolata mediante analisi lineare statica equivalente.
Le verifiche verranno eseguite con il metodo semiprobabilistico agli stati limite.

6.2.1 Condizioni di carico

Alla struttura sono stati applicati i carichi statici e le spinte del terreno in situ nelle condizioni di carico previste nella relazione di calcolo al paragrafo 5.3 non si è considerata la presenza della falda. Nella condizione sismica si è preso in considerazione il sisma nella direzione principale trasversale X; si è trascurata, a favore di sicurezza, la spinta passiva del terreno in caso di sisma.
In una delle combinazioni statiche è stata considerata la presenza interna dell'acqua considerando cautelativamente il canale pieno.
Le sollecitazioni sono state calcolate con un'analisi statica lineare (combinazioni statiche) e un'analisi statica lineare equivalente (combinazione sismica).

<u>- Spinta attiva del terreno agente in sponda destra (combinazione statica) – condizione di carico 1</u>

La spinta attiva dovuta alla presenza di terreno a tergo dell'arginatura laterale in sponda destra viene inserita come un carico a pressione variabile agente in direzione ortogonale alla parete in elevazione che costituisce le spalla del manufatto. A seconda della stratigrafia dei terreni desunta dalla relazione geologica si sono calcolate le pressioni agenti sulle membrature in funzione dei coefficienti Ka determinati attraverso la formulazione di Coulomb.
Le pressioni agenti sulle membrature dovute al terrpieno sono dunque:
- livello I:
in sommità assume un valore pari a p_i = 0 kN/mq, in corrispondenza del cambio di stratigrafia p_f = Ka· γt·Hm = 13,00 kN/mq.
- livello II:

in sommità assume un valore pari a p_i = 11,00 kN/mq, in corrispondenza della fondazione p_f = Ka· γt·Hm = 27,45 kN/mq.

dove:

H_I = 1,80 m altezza del primo strato (livello I) e H_{II}=2,70 m altezza del primo strato (livello II).

Ka = 0,375 coefficiente di spinta attiva afferente al Livello I in considerazione della parametrizzazione geotecnica con ϕ=24° e · γ_t·= 19.00 kN/m3, calcolato mediante la relazione di Coulomb.

Ka = 0,321 coefficiente di spinta attiva afferente al Livello II in consdierazione della parametrizzazione geotecnica con ϕ=25° e · γ_t·= 19.00 kN/m3, calcolato mediante la relazione di Coulomb.

<u>- Spinta attiva del terreno agente in sponda sinistra (combinazione statica) – condizione di carico 1</u>

La spinta attiva dovuta alla presenza di terreno a tergo dell'arginatura laterale in sponda sinistra viene inserita come un carico a pressione variabile agente in direzione ortogonale alle parete in elevazione che costituisce la spalla del manufatto. A seconda della stratigrafia dei terreni desunta dalla relazione geologica si sono calcolate le pressioni agenti sulle membrature in funzione dei coefficienti Ka determinati attraverso la formulazione di Coulomb.

Le pressioni agenti sulle membrature dovute al terrpieno sono dunque:

- livello I:

in sommità assume un valore pari a p_i = 0 kN/mq, in corrispondenza del cambio di stratigrafia p_f = Ka· γt·Hm = 7,10 kN/mq.

- livello II:

in sommità assume un valore pari a p_i = 6,10 kN/mq, in corrispondenza della fondazione p_f = Ka· γt·Hm = 22,60 kN/mq.

dove:

H_I = 1,00 m altezza del primo strato (livello I) e H_{II}=2,70 m altezza del primo strato (livello II).

Ka = 0,375 coefficiente di spinta attiva afferente al Livello I in considerazione della parametrizzazione geotecnica con ϕ=24° e $\cdot \gamma_t \cdot$= 19.00 kN/m3, calcolato mediante la relazione di Coulomb.

Ka = 0,321 coefficiente di spinta attiva afferente al Livello II in consdierazione della parametrizzazione geotecnica con ϕ=25° e $\cdot \gamma_t \cdot$= 19.00 kN/m3, calcolato mediante la relazione di Coulomb.

Sempre nella condizione statica viene considerato il peso proprio del parapetto in cls sulla sommità della mensola a sbalzo posto all'estremità della stessa:

Fy= 0,25x1,10x25,00 KN/mc= -6,88 kN/m

<u>- Sovraccarico variabile terrapieno (combinazione statica) – condizione di carico 2</u>

Si considera inoltre cautelativamente la presenza di un sovraccarico variabile posto al di sopra del terrapieno sia in sponda sinistra sia in sponda destra pari a 1.000 daN/mq. Detta spinta costante per ciascun livello stratigrafico agente alle spalle del manufatto risulta pertanto pari a:

- livello I:

pc_I = qxKa = 10,00 x 0,375 = 3,75 kN/mq.

- livello II:

pc_{II} = qxKa = 10,00 x 0,321 = 3,21 kN/mq.

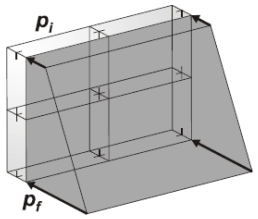
dove:

Ka = 0,375 coefficiente di spinta attiva afferente al Livello I in considerazione della parametrizzazione geotecnica con ϕ=24° e $\cdot \gamma_t \cdot$= 19.00 kN/m3, calcolato mediante la relazione di Coulomb.

Ka = 0,321 coefficiente di spinta attiva afferente al Livello II in consdierazione della parametrizzazione geotecnica con ϕ=25° e $\cdot \gamma_t \cdot$= 19.00 kN/m3, calcolato mediante la relazione di Coulomb.

Spinta Idrostatica – condizione di carico 3

La spinta idrostatica dovuta al livello idrico è calcolata con la quota T=200anni; viene inserita come un carico a pressione variabile agente in direzione ortogonale alle pareti che costituiscono le spalle del manufatto e pressione verticale sul fondo.



Il valore pi = 0 kN/mq , pf = $\gamma_w \cdot H$ = 61,5 kN/mq,

dove:
H =6,15 m altezza idrica massima arrotondata rispetto alla mezzeria della soletta di fondo.

γ_w = 10 kN/m3 peso specifico dell'acqua.

- spinta idrostatica parapetto:

P_{hp}= variabile da 0,0 kN/mq a 10,0 KN/mq

- livello I:

P_{hI}= variabile da 10,0 kN/mq a 20,0 KN/mq

- livello II:

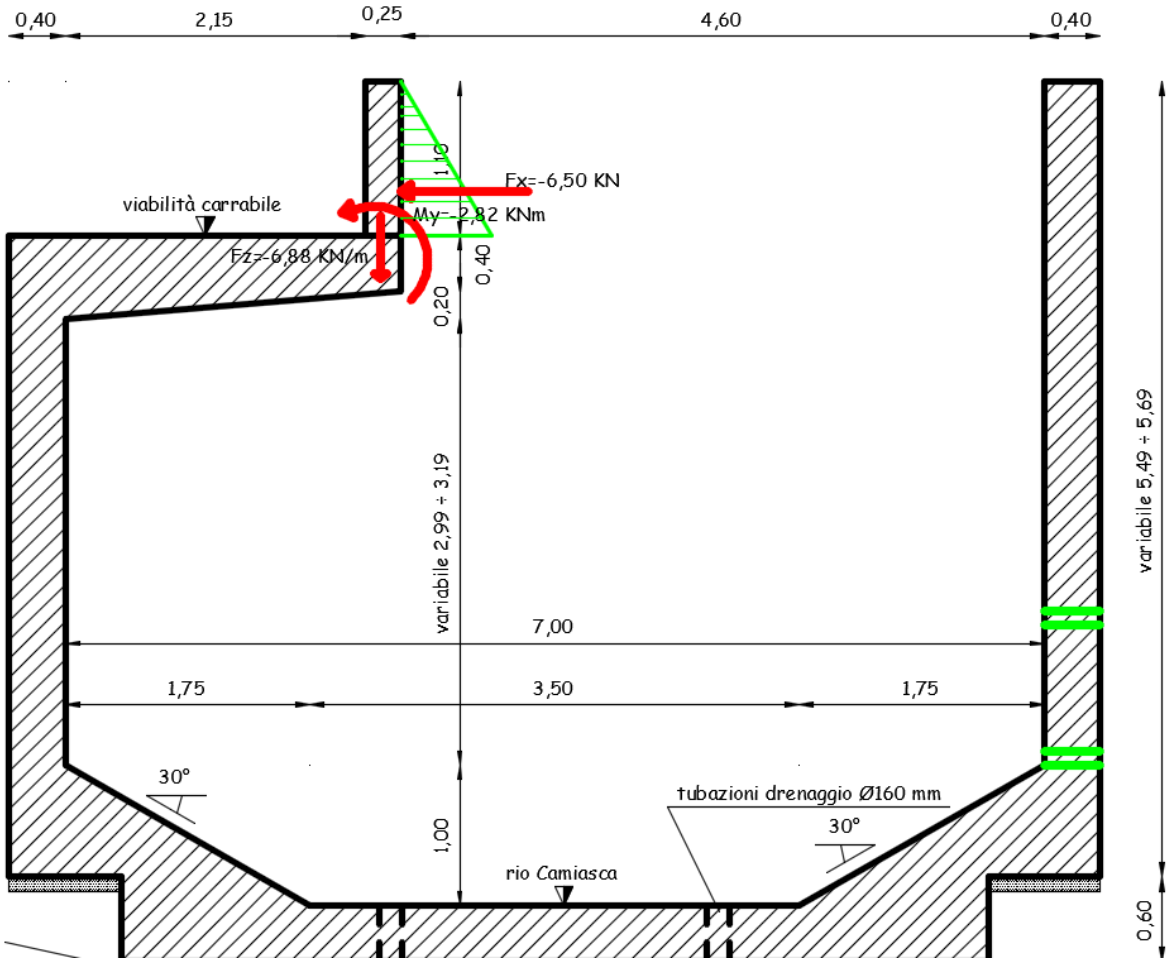
P_{hI}= variabile da 20,0 a 50,7 KN/mq

- pressione idrostatica sul fondo: P_{hf}= 61,5 KN/mq

Tenendo in considerazione della geometria della sezione con sbalzo e nell'ipotesi che il canale sia pieno e sia duqnue presente al di sopra della mensola a sbalzo, risultano appalicate al nodo di estremità dello sbalzo le azioni derivanti dalla presenza di carico idrostatico alla sommità della struttura (forza e momento) derivanti dal diagramma triangolare idrostatico posto sullo sbalzo.

Fx=(10 kN/mc x 1,30)/2=- 6,50 KN

My=FxH/3= - (6,50 x 1,30/3)= - 2,816 kNm



carico idrostatico su parapetto in sponda sinistra

<u>- Spinta attiva del terreno sponda destra (combinazione sismica) – condizione di carico 4</u>

In presenza dell'azione sismica la formula della pressione agente sul manufatto si modifica nei seguenti modi:

- livello I:

in sommità assume un valore pari a p_i = 0 kN/mq, in corrispondenza del cambio di stratigrafia p_f = Ka· γt·Hm = 13,3 kN/mq.

- livello II:

in sommità assume un valore pari a p_i = 11,45 kN/mq, in corrispondenza della fondazione p_f = Ka· γt·Hm = 28,64 kN/mq.

dove:

H_I = 1,80 m altezza del primo strato (livello I) e H_{II}=2,70 m altezza del primo strato (livello II).

seguente modo: pf = Kae· γt ·Hm·(1 +/- kv) dove:

Kae(I livello) = 0,391 coefficiente di spinta attiva, calcolato mediante la formula di Mononobe e Okabe, kv è il coefficiente sismico verticale (trascurato).

Kae(II livello) = 0,335 coefficiente di spinta attiva, calcolato mediante la formula di Mononobe e Okabe, kv è il coefficiente sismico verticale (trascurato).

<u>- Spinta attiva del terreno sponda sinistra (combinazione sismica) – condizione di carico 4</u>

In presenza dell'azione sismica la formula della pressione agente sul manufatto si modifica nei seguenti modi:

- livello I:

in sommità assume un valore pari a p_i = 0 kN/mq, in corrispondenza del cambio di stratigrafia p_f = Ka· γt·Hm = 7,40 kN/mq.

- livello II:

in sommità assume un valore pari a p_i = 6,40 kN/mq, in corrispondenza della fondazione p_f = Ka· γt·Hm = 23,55 kN/mq.

dove:

H_I = 1,00 m altezza del primo strato (livello I) e H_{II}=2,70 m altezza del primo strato (livello II).

seguente modo: pf = Kae· γt ·Hm·(1 +/- kv) dove:

Kae(I livello) = 0,391 coefficiente di spinta attiva, calcolato mediante la formula di Mononobe e Okabe, kv è il coefficiente sismico verticale (trascurato).

Kae(II livello) = 0,335 coefficiente di spinta attiva, calcolato mediante la formula di Mononobe e Okabe, kv è il coefficiente sismico verticale (trascurato).

<u>- Sovraccarico variabile terrapieno (combinazione sismica) – condizione di carico 5</u>

La spinta attiva, nella condizione simsica, dovuta alla presenza di sovraccarico variabile pari a 1.000 daN/mq viene inserita come un carico a pressione costante agente in direzione ortogonale alle pareti in elevazione che costituiscono le spalle del manufatto.

La pressione costante per ciascuan strato assume i seguenti valori:

- livello I:

pc_I = qxKae = 10,00 x 0,391 = 3,90 kN/mq.

- livello II:

pc_{II} = qxKae = 10,00 x 0,335 = 3,40 kN/mq.

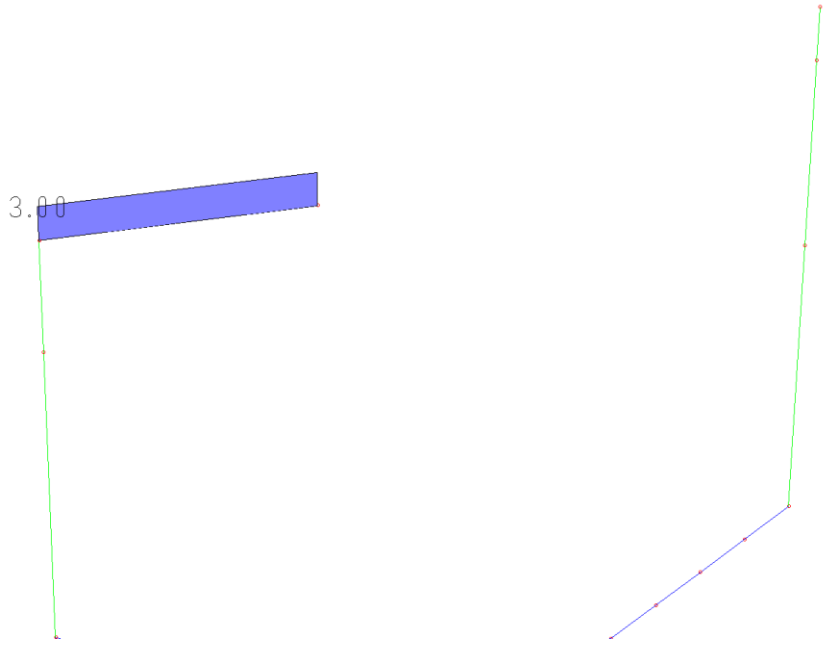
dove:

Kae(I livello) = 0,391 coefficiente di spinta attiva, calcolato mediante la formula di Mononobe e Okabe, kv è il coefficiente sismico verticale (trascurato).

Kae(II livello) = 0,335 coefficiente di spinta attiva, calcolato mediante la formula di Mononobe e Okabe, kv è il coefficiente sismico verticale (trascurato).

<u>- Sovraccarico permanente mesnola a sblazo: pavimentazione – condizione di carico 1 e 4</u>

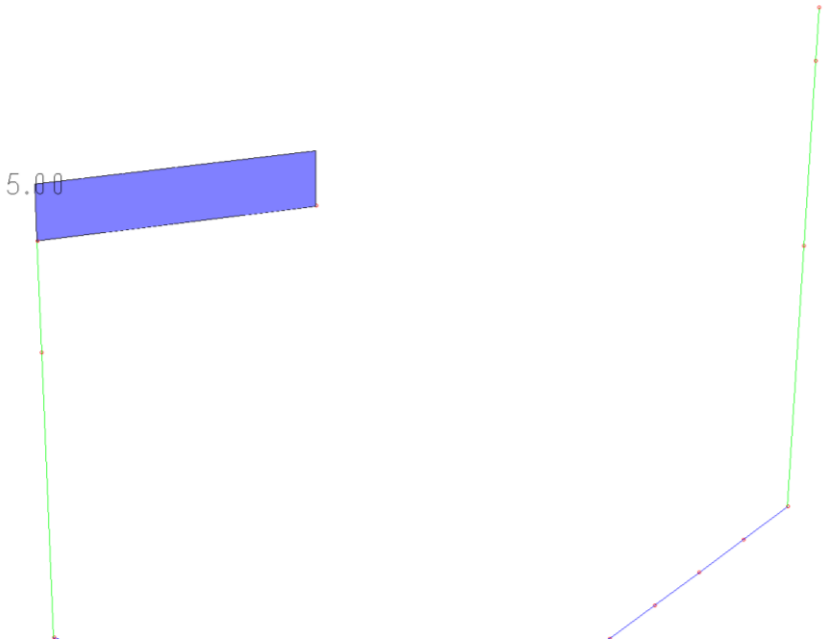
Il carico uniformemente distribuito dovuto alla pavimentazione sulla mensola a sbalzo risulta pari a 3,00 kN/m.



sovraccarico pavimentazione mensola soletta sbalzo sp sx

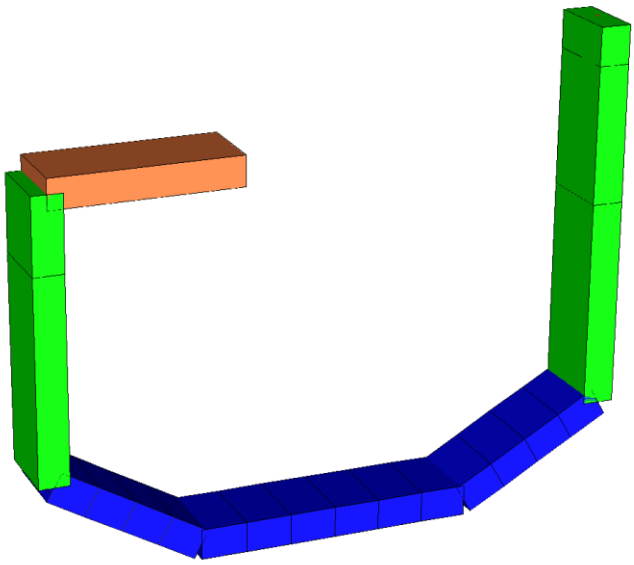
- Sovraccarico variabile traffico (cat. G) mesnola a sblazo: pavimentazione – condizione di carico 6 e 7

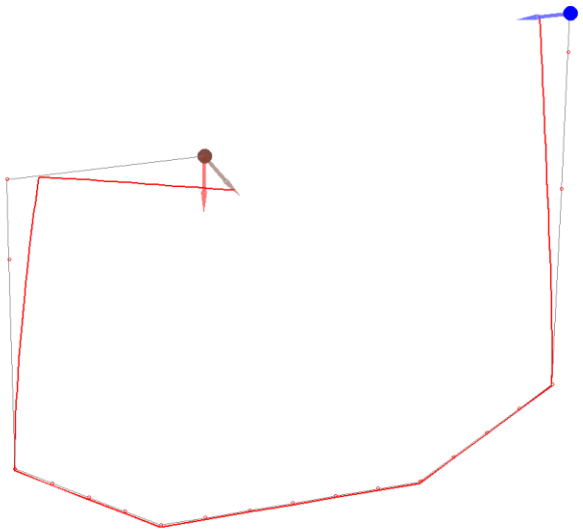
Il sovraccarico variabile uniformemente distribuito dovuto alla presenza del traffico afferente alla categoria G sulla mensola a sbalzo risulta pari a 5,00 kN/m.



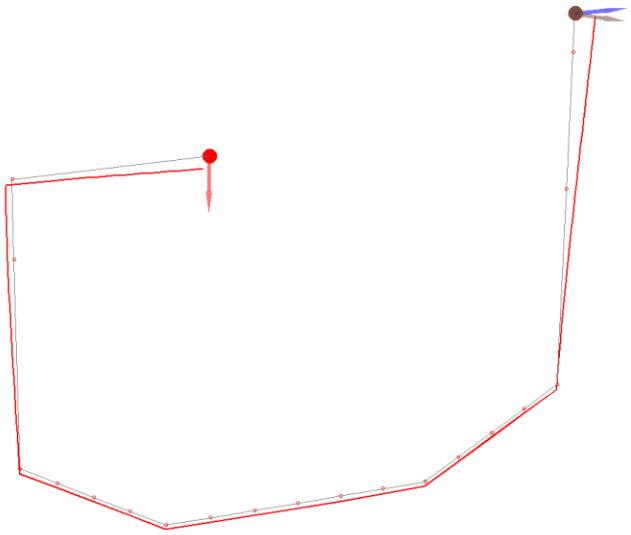
sovraccarico variabile mensola soletta sbalzo sp sx

6.2.2 Modellazione strutturale e dati di input

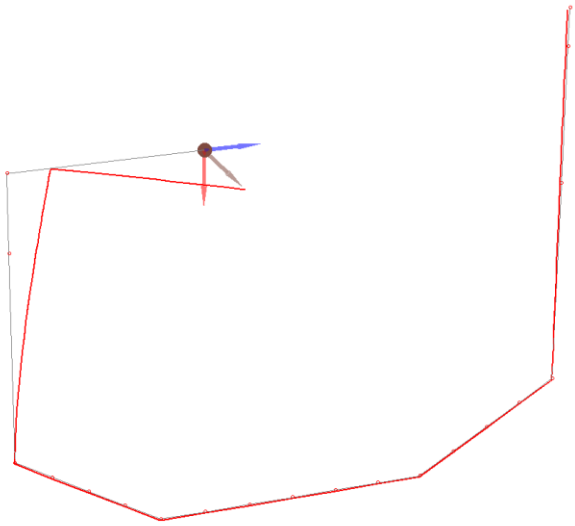




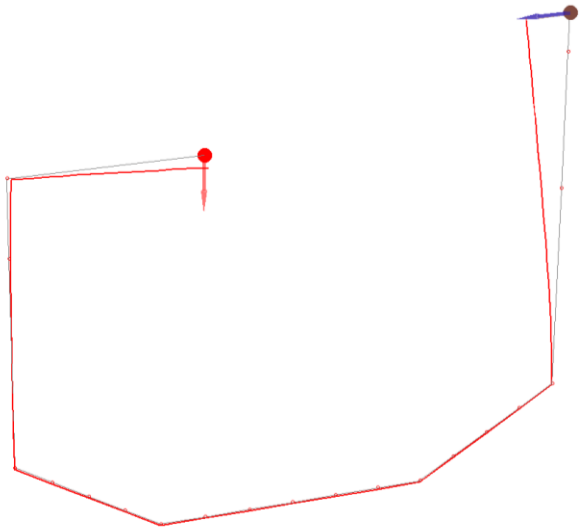
deformata statica canale vuoto



deformata statica canale pieno



deformata combinazione sismica +x



deformata combinazione sismica –x

STAMPA DEI DATI DI PROGETTO

INTESTAZIONE E DATI CARATTERISTICI DELLA STRUTTURA

Nome dell'archivio di lavoro	**sez_11_sbalzo**
Intestazione del lavoro	**sez_11**
Tipo di struttura	Nello Spazio
Tipo di analisi	Statica sismica equivalente
Tipo di soluzione	Lineare
Unita' di misura delle forze	daN
Unita' di misura delle lunghezze	cm
Normativa	NTC-2018

NORMATIVA

Vita nominale costruzione	50 anni
Classe d'uso costruzione	II
Vita di riferimento	50 anni
Localita'	Ponte di Savignone
Longitudine (WGS84)	8.988
Latitudine (WGS84)	44.566
Categoria del suolo	A
Coefficiente topografico	1.2
Eccentricita' accidentale	5%
Periodo proprio T1 in direzione X	0.120
Periodo proprio T1 in direzione Y	0.120

λ	1
Comportamento strutturale	NON Dissipativo

PARAMETRI SISMICI

	TR	ag/g	FO	TC*	CC	Ss	Pga (ag*S) (m/s^2)
SLO	30	0.0265	2.4750	0.20	1.00	1.00	0.312
SLD	50	0.0340	2.5160	0.21	1.00	1.00	0.400
SLV	475	0.0903	2.4560	0.28	1.00	1.00	1.063
SLE	475	0.0903	2.4560	0.28	1.00	1.00	1.063
SLC	975	0.1198	2.4570	0.28	1.00	1.00	1.410

DATI SPETTRO

STATO LIMITE ULTIMO

Fattore di comportamento q	qor=1.5
Sd (T1)	0.177 g
Coeff.globale accelerazione sismica	0.177

STATO LIMITE DI DANNO

Fattore di comportamento q	qor=1.5
Sd (T1)	0.068 g
Coeff.globale accelerazione sismica	0.068
Coeff.moltiplicativo sisma	1.000

CARICHI PER ELEMENTI TRAVE, TRAVE DI FONDAZIONE E RETICOLARE

Carico distribuito con riferimento globale X

Descrizione	Cod.	Cond. carico	Tipo Azione/categoria	Val. iniz.	Dist. iniz. nodo I	Val. finale	Dist.fin. nodo I	Aliq.inerz.	Aliq.inerz. SLD
spinta terreno dx - I livello	1	Condizione 1	Permanente: Permanente portato	-0.130000	0.000	0.000000	0.000	1.0000	1.0000
spinta terreno dx - II livello	2	Condizione 1	Permanente: Permanente portato	-0.274000	0.000	-0.110000	0.000	1.0000	1.0000
spinta terreno sx - I livello	3	Condizione 1	Permanente: Permanente portato	0.071000	0.000	0.000000	0.000	1.0000	1.0000
spinta terreno sx - II livello	4	Condizione 1	Permanente: Permanente portato	0.226000	0.000	0.061000	0.000	1.0000	1.0000
idrostatica dx parapetto	5	Condizione 3	Permanente: Permanente portato	0.050000	0.000	0.000000	0.000	0.0000	0.0000
sovraccarico var terreno dx - I livello	7	Condizione 2	Variabile: Domestici e residenziali	-0.037500	0.000	-0.037500	0.000	0.0000	0.0000
sovraccarico var terreno dx - II livello	8	Condizione 2	Variabile: Domestici e residenziali	-0.032100	0.000	-0.032100	0.000	0.0000	0.0000
sovraccarico var terreno sx - I livello	9	Condizione 2	Variabile: Domestici e residenziali	0.037500	0.000	0.037500	0.000	0.0000	0.0000
sovraccarico var terreno sx - II livello	10	Condizione 2	Variabile: Domestici e residenziali	0.032100	0.000	0.032100	0.000	0.0000	0.0000
spinta terreno SISM dx I livello	12	Condizione 4	Permanente: Permanente portato	-0.133000	0.000	0.000000	0.000	1.0000	1.0000
idrost. sp dx I livello	13	Condizione 3	Permanente: Permanente portato	0.230000	0.000	0.050000	0.000	1.0000	1.0000
idrost sp sx I livello	14	Condizione 3	Permanente: Permanente portato	-0.230000	0.000	-0.130000	0.000	1.0000	1.0000

Descrizione	Cod.	Cond. carico	Tipo Azione/categoria	Val. iniz.	Dist. iniz. nodo I	Val. finale	Dist.fin. nodo I	Aliq.inerz.	Aliq.inerz. SLD
idrostatica sp dx II livello	15	Condizione 3	Permanente: Permanente portato	0.500000	0.000	0.150000	0.000	1.0000	1.0000
idrostatica sp sx II livello	16	Condizione 3	Permanente: Permanente portato	-0.500000	0.000	-0.230000	0.000	1.0000	1.0000
spinta terreno SISM dx II livello	17	Condizione 4	Permanente: Permanente portato	-0.286000	0.000	-0.114000	0.000	1.0000	1.0000
spinta terreno SISM sx I livello	18	Condizione 4	Permanente: Permanente portato	0.074000	0.000	0.000000	0.000	1.0000	1.0000
spinta terreno SISM sx II livello	19	Condizione 4	Permanente: Permanente portato	0.236000	0.000	0.064000	0.000	1.0000	1.0000
sovracc var terreno SISM dx - I livello	20	Condizione 5	Variabile: Domestici e residenziali	-0.039000	0.000	-0.039000	0.000	0.0000	0.0000
sovracc var terreno SISM dx - II livello	21	Condizione 5	Variabile: Domestici e residenziali	-0.034000	0.000	-0.034000	0.000	0.0000	0.0000
sovracc var terreno SISM sx - I livello	22	Condizione 5	Variabile: Domestici e residenziali	0.039000	0.000	0.039000	0.000	0.0000	0.0000
sovracc var terreno SISM sx - II livello	23	Condizione 5	Variabile: Domestici e residenziali	0.034000	0.000	0.034000	0.000	0.0000	0.0000

Carico distribuito riferimento globale V

Descrizione	Cod.	Cond. carico	Tipo Azione/categoria	Val. iniz.	Dist. iniz. nodo I	Val. finale	Dist.fin. nodo I	Aliq.inerz.	Aliq.inerz. SLD
carico pavim mensola	6	Condizione 1	Permanente: Permanente portato	0.030000	0.000	0.030000	0.000	1.0000	1.0000
idrostatico su fondazione	11	Condizione 3	Permanente: Permanente portato	0.610000	0.000	0.610000	0.000	0.0000	0.0000
sovracc var mensola	24	Condizione 6	Variabile: Autorimesse	0.050000	0.000	0.050000	0.000	0.3000	0.3000
carico pavim mensola SISM	25	Condizione 4	Permanente: Permanente portato	0.030000	0.000	0.030000	0.000	1.0000	1.0000
sovracc var mesnola SISM	26	Condizione 7	Variabile: Autorimesse	0.050000	0.000	0.050000	0.000	0.3000	0.3000

CONDIZIONI DI CARICO AI NODI

Num.cond.carico	Descrizione							
1	PARAPETTO	Nodo	FX	FY	FZ	MX	MY	MZ
		6			-6.88e+02			
2	idrostatica	Nodo	FX	FY	FZ	MX	MY	MZ
		6	-6.50e+02				-2.82e+02	

LISTA MATERIALI UTILIZZATI

Codice	Descrizione	Tipo materiale	Mod. elast.	Coef. Poisson	Peso unit.	Dil. term.	Aliq. inerz.	Rigid. taglio	Rigid. fless.
1	Calcestruzzo C25/30 (Rck 300)	Calcestruzzo	+3.21e+05	0.120	0.00250	+1.00e-05	1.000	+1.00e+00	+1.00e+00

RIEPILOGO DELLE SEZIONI UTILIZZATE NEL MODELLO STRUTTURALE

SEZIONE RETTANGOLARE

Codice	Base	H
1	100.000	40.000

NODI DEL MODELLO

Nodo	Coord. X	Coord. Y	Coord. Z	Temper.	uX	uY	uZ	rX	rY	rZ
1	0.000	0.000	0.000	0.000	0	1	0	0	0	0
2	60.000	0.000	0.000	0.000	0	0	0	0	0	0
3	549.000	0.000	108.000	0.000	0	1	0	0	0	0
4	-189.000	0.000	108.000	0.000	0	1	0	0	0	0
5	549.000	0.000	608.000	0.000	0	1	0	0	0	0
6	59.000	0.000	478.000	0.000	0	0	0	0	0	0
7	549.000	0.000	558.000	0.000	0	1	0	0	0	0
8	-189.000	0.000	378.000	0.000	0	0	0	0	0	0
9	-189.000	0.000	478.000	0.000	0	1	0	0	0	0
11	120.000	0.000	0.000	0.000	0	0	0	0	0	0
12	-141.750	0.000	81.000	0.000	0	0	0	0	0	0
13	-94.500	0.000	54.000	0.000	0	0	0	0	0	0
14	-47.250	0.000	27.000	0.000	0	0	0	0	0	0
15	407.250	0.000	27.000	0.000	0	0	0	0	0	0
16	454.500	0.000	54.000	0.000	0	0	0	0	0	0
17	501.750	0.000	81.000	0.000	0	0	0	0	0	0
18	180.000	0.000	0.000	0.000	0	0	0	0	0	0
19	240.000	0.000	0.000	0.000	0	0	0	0	0	0
20	360.000	0.000	0.000	0.000	0	0	0	0	0	0
21	300.000	0.000	0.000	0.000	0	0	0	0	0	0
22	549.000	0.000	378.000	0.000	0	0	0	0	0	0

Legenda: descrizione della simbologia adottata per i gradi di liberta'

Simbolo	Descrizione del Grado di Liberta'
0	libero
1	bloccato
MASTER	Master di una o piu' relazioni

GRUPPI DELLA STRUTTURA

ELEMENTO FINITO: TRAVE

Numero gruppo	Descrizione gruppo		
1	muri elevaz		
2	mensola sbalzo		

ELEMENTO FINITO: TRAVE DI FONDAZIONE

Numero gruppo	Descrizione gruppo		
1	base muro		

COMBINAZIONI DI CARICO

NORMATIVA: NORME TECNICHE PER LE COSTRUZIONI 2018 ITALIA

COMBINAZIONI PER LE VERIFICHE ALLO STATO LIMITE ULTIMO

Num.	Descrizione	Parametri	Tipo azione/categoria	Condizione	Moltiplicatore
1	Statica canale vuoto	Azione sismica: Sisma assente Torsione: Assente	Permanente: Peso Proprio	Condizione peso proprio	1.300
			Permanente: Permanente portato	Condizione 1	1.300
			Variabile: Domestici e residenziali	Condizione 2	1.500
			Variabile: Autorimesse	Condizione 6	1.500
2	Statica canale pieno	Azione sismica: Sisma assente Torsione: Assente	Permanente: Peso Proprio	Condizione peso proprio	1.300
			Permanente: Permanente portato	Condizione 1	1.300
			Permanente: Permanente portato	Condizione 3	1.300
3	Sismica +X	Azione sismica: SISMA +X Torsione: Assente	Permanente: Peso Proprio	Condizione peso proprio	1.000
			Permanente: Permanente portato	Condizione 4	1.000
			Variabile: Domestici e residenziali	Condizione 5	1.000
			Variabile: Autorimesse	Condizione 7	1.000
4	Sismca -X	Azione sismica: SISMA -X Torsione: Assente	Permanente: Peso Proprio	Condizione peso proprio	1.000
			Permanente: Permanente portato	Condizione 4	1.000
			Variabile: Domestici e residenziali	Condizione 5	1.000
			Variabile: Autorimesse	Condizione 7	1.000

COMBINAZIONI PER LE VERIFICHE ALLO STATO LIMITE D'ESERCIZIO

Num.	Descrizione	Parametri	Tipo azione/categoria	Condizione	Moltiplicatore
5	Quasi permanente canale vuoto	Tipologia: Quasi permanente	Permanente: Peso Proprio	Condizione peso proprio	1.000
			Permanente: Permanente portato	Condizione 1	1.000
6	Quasi permanente canale pieno	Tipologia: Quasi permanente	Permanente: Peso Proprio	Condizione peso proprio	1.000
			Permanente: Permanente portato	Condizione 1	1.000
			Permanente: Permanente portato	Condizione 3	1.000

COMBINAZIONI PER LE VERIFICHE ALLO STATO LIMITE DI DANNO

Num.	Descrizione	Parametri	Tipo azione/categoria	Condizione	Moltiplicatore
8	Sismica +X	Azione sismica: SISMA +X Torsione: Assente	Permanente: Peso Proprio	Condizione peso proprio	1.000
			Permanente: Permanente portato	Condizione 4	1.000
			Variabile: Domestici e residenziali	Condizione 5	1.000
			Variabile: Autorimesse	Condizione 7	1.000
9	Sismca -X	Azione sismica: SISMA -X Torsione: Assente	Permanente: Peso Proprio	Condizione peso proprio	1.000
			Permanente: Permanente portato	Condizione 4	1.000
			Variabile: Domestici e residenziali	Condizione 5	1.000
			Variabile: Autorimesse	Condizione 7	1.000

GRUPPI ELEMENTO FINITO TRAVE DI FONDAZIONE

GRUPPO NUMERO: 1 - DESCRIZIONE: BASE MURO

	Nodi			Connessioni						
Asta	I	J	K	Nodo I	Nodo J	Mat.	Sez.	Car.suolo	Larg.impronta	suddivisioni
1	1	14	0	Rigida	Rigida	1	1	+2.00e+01	100.000	5
2	14	13	0	Rigida	Rigida	1	1	+2.00e+01	100.000	5
3	13	12	0	Rigida	Rigida	1	1	+2.00e+01	100.000	5
4	12	4	0	Rigida	Rigida	1	1	+2.00e+01	100.000	5
5	15	16	0	Rigida	Rigida	1	1	+2.00e+01	100.000	5
6	16	17	0	Rigida	Rigida	1	1	+2.00e+01	100.000	5
7	17	3	0	Rigida	Rigida	1	1	+2.00e+01	100.000	5
8	20	15	0	Rigida	Rigida	1	1	+2.00e+00	100.000	5
9	1	2	0	Rigida	Rigida	1	1	+2.00e+00	100.000	5
10	2	11	0	Rigida	Rigida	1	1	+2.00e+00	100.000	5

	Nodi			Connessioni						
Asta	**I**	**J**	**K**	**Nodo I**	**Nodo J**	**Mat.**	**Sez.**	**Car.suolo**	**Larg.impronta**	**suddivisioni**
11	11	18	0	Rigida	Rigida	1	1	+2.00e+00	100.000	5
12	18	19	0	Rigida	Rigida	1	1	+2.00e+00	100.000	5
13	19	21	0	Rigida	Rigida	1	1	+2.00e+00	100.000	5
14	21	20	0	Rigida	Rigida	1	1	+2.00e+00	100.000	5

GRUPPI ELEMENTO FINITO TRAVE - ELEMENTI CON CARICO APPLICATO

GRUPPO NUMERO: 1- DESCRIZIONE: MURI ELEVAZ

Asta		**Carichi**				
1	Codice carico	4	10	16	19	23
	Moltiplicatore	100.00	100.00	100.00	100.00	100.00
2	Codice carico	5				
	Moltiplicatore	100.00				
3	Codice carico	2	8	15	17	21
	Moltiplicatore	100.00	100.00	100.00	100.00	100.00
4	Codice carico	1	7	12	13	20
	Moltiplicatore	100.00	100.00	100.00	100.00	100.00
5	Codice carico	3	9	14	18	22
	Moltiplicatore	100.00	100.00	100.00	100.00	100.00

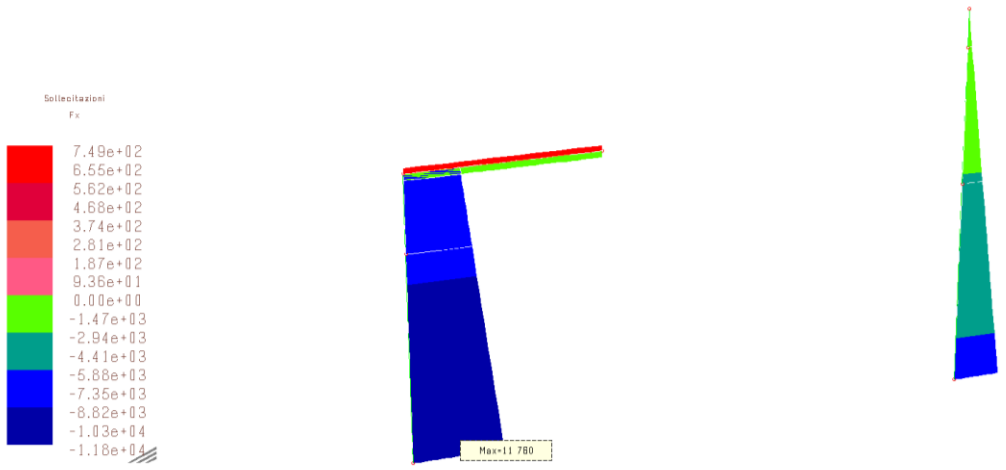
GRUPPO NUMERO: 2- DESCRIZIONE: MENSOLA SBALZO

Asta		**Carichi**			
1	Codice carico	6	24	25	26
	Moltiplicatore	100.00	100.00	100.00	100.00

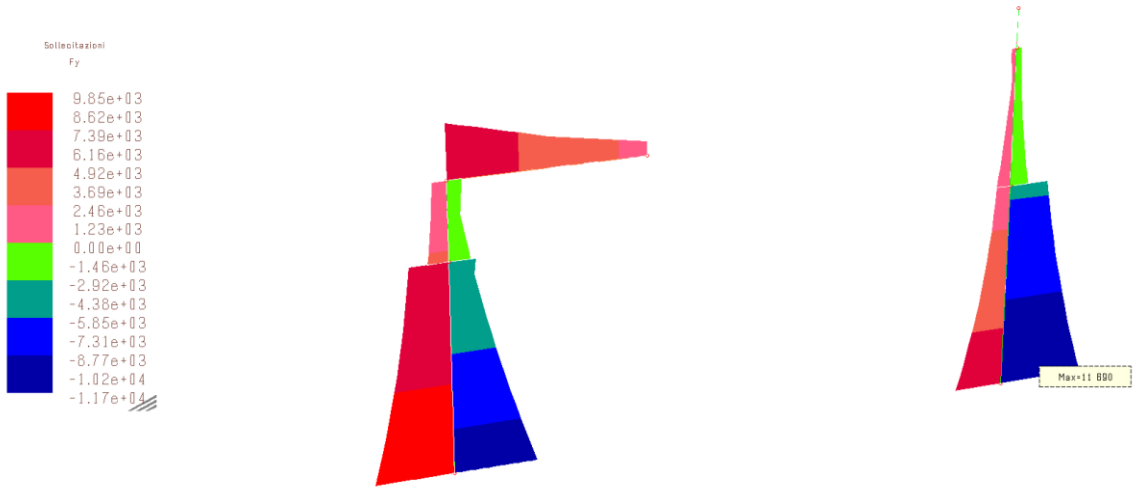
6.2.3 Risultati derivanti dalla modellizzazione

A seguire si riportano i risultati derivanti dall'analisi statica e sismica eseguiti sul modello in esame dalle quali si possono estrapolare i valori delle caratteristiche di sollecitazione N, T, M afferenti alle membrature in esame. Per il dimensionamento delle membrature afferenti al canale si prendono in considerazione le caratteritiche di sollecitazione massime che rilevano in corrispondenza del nodo di base delle pareti perimetrali del canale medesimo.

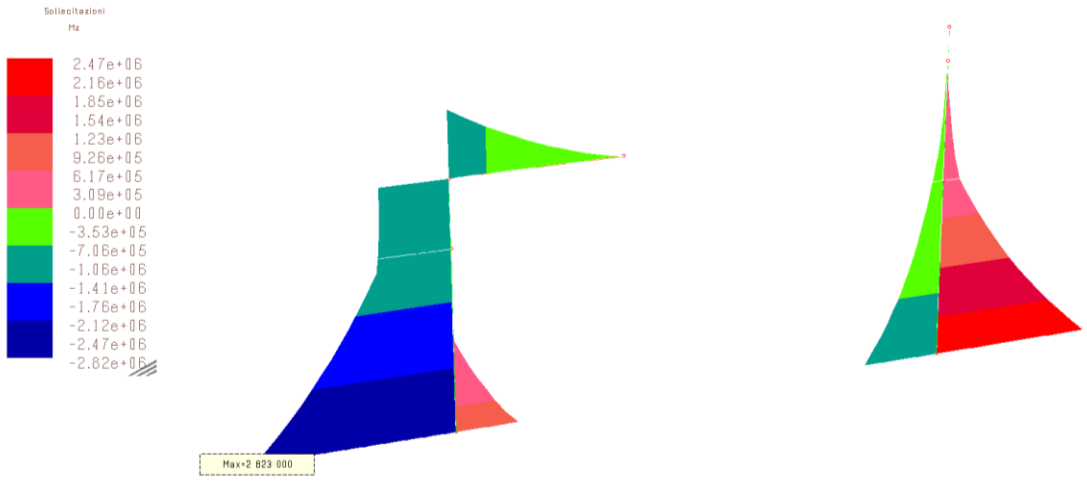
<u>- risultati pareti canale</u>



inviluppo sollecitazioni Fx (sollecitazione massima Fx=11.760 daN)



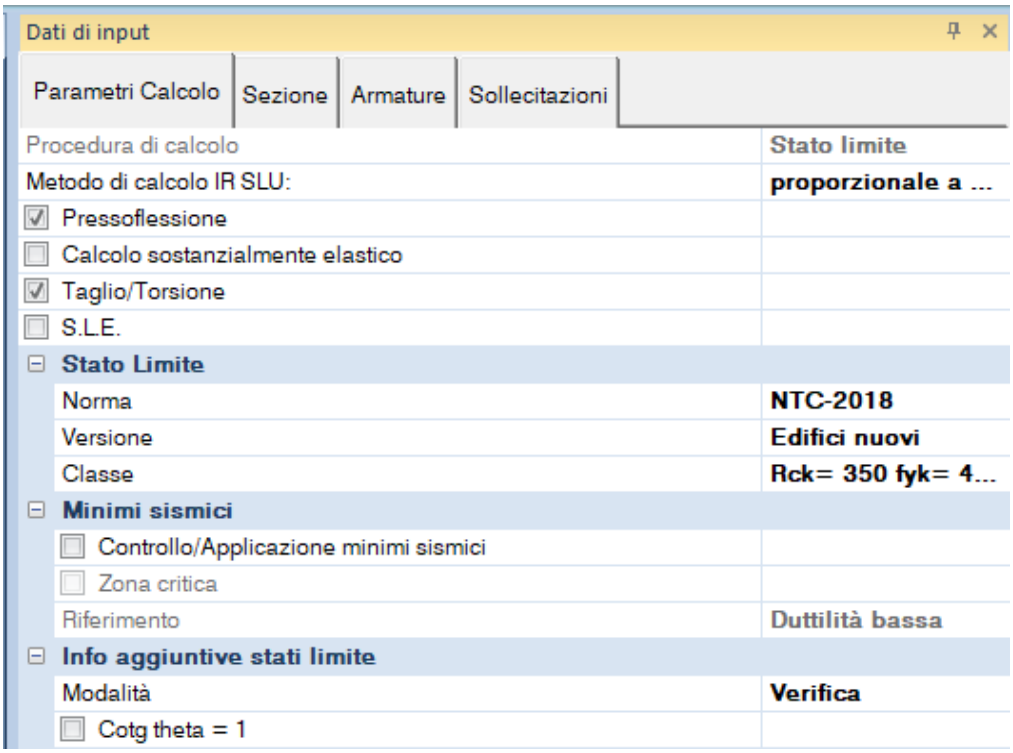
inviluppo sollecitazioni Fy (sollecitazione massima Fy=11.690 daN)

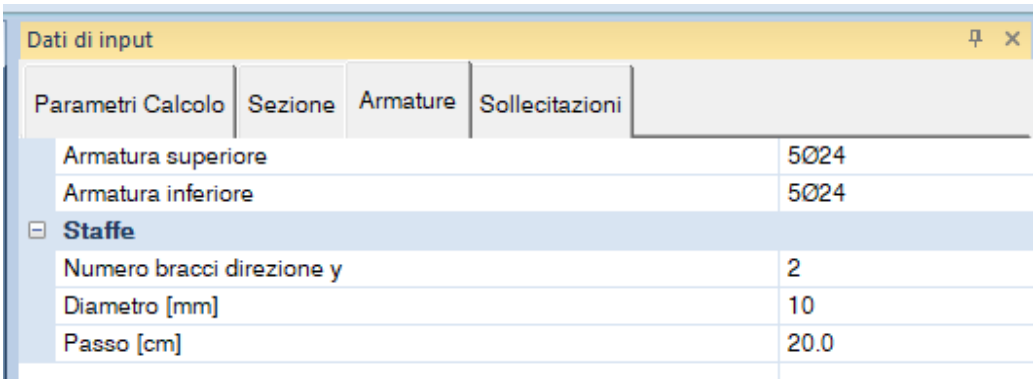


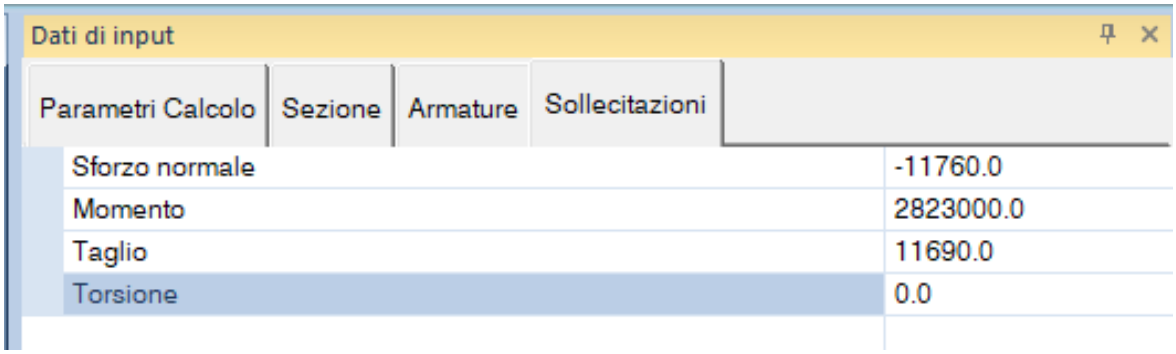
inviluppo sollecitazioni Mz (sollecitazione massima Mz=2.823.000 daNcm)

Le caratteristiche di sollecitazione massime agenti in corrispondenza del nodo di base delle pareti laterali del canale sono dunque pari a:
N=- 11.760,00 daN
T= 11.690 daN
M=2.823.000 daNcm

Pertanto attraverso le verifiche strutturali eseguite mediante software dedicato per le verifiche delle strutture in c.a. si è potuto verificare strutturalmente le pareti del canale nonché la mensola a sbalzo adottando idonea armatura per la sezione in c.a. 100x 40 cm.







caratteristiche di sollecitazione

VERIFICA S.L.U (modalità verifica)

Unita' di misura delle forze:	daN
Unita' di misura delle lunghezze:	cm
Tensioni espresse in:	daN/cm^2
Normativa:	NTC-2018
Versione:	Edifici nuovi
Tipologia:	Trave
Rck:	350.0
fyk:	4580.0
Tensione di calcolo calcestruzzo a pressotensoflessione:	-164.6
Tensione di calcolo acciaio a pressotensoflessione:	3982.6
Tensione di calcolo a compressione calcestruzzo per taglio e torsione:	-164.6
Tensione di calcolo a trazione calcestruzzo:	13.3
Tensione di calcolo per l'armatura trasversale per taglio e torsione:	3982.6

DATI GEOMETRICI, ARMATURE E SOLLECITAZIONI

Sezione tipo:	Rettangolare piena
Base:	100.000
Altezza:	40.000

Armature superiori

num. barre	ϕ(mm)	copriferro(cm)
5	24.0	4.0

Armature inferiori

num. barre	ϕ(mm)	copriferro(cm)
5	24.0	4.0

Sforzo normale N:	-11760.000
Momento flettente:	2823000.000
Taglio:	11690.000

RISULTATI VERIFICA A PRESSOFLESSIONE

Metodo di calcolo IR s.l.u. proporzionale a N, Mx, My	
Indice di resistenza allo s.l.u.:	0.88
Campo di rottura della sezione:	3

Sollecitazioni resistenti	
Sforzo normale:	-13438.711
Momento flettente:	3225409.750
Distanza asse neutro dal bordo compresso:	5.092

	Calcestruzzo		**Acciaio**	
	Tensioni	deformazioni(%)	Tensioni	deformazioni(%)
bordo superiore:	-164.61	-0.35	-1576.70	-0.08
bordo inferiore:	Allungamento	2.40	3982.60	2.12

RISULTATI VERIFICA A TAGLIO

Verifica senza armatura trasversale

Taglio res. ultimo (VRd):	21695.367

Indice di resistenza: 0.54

Verifica delle bielle compresse
Taglio resistente ultimo (VRcd): 93596.906
ctg(ϑ): 2.50
Indice di resistenza: 0.12

Verifica con armatura trasversale
Taglio attribuito all'armatura (VRsd): 25336.207
Indice di resistenza: 0.46
Armatura trasversale per unita' di lunghezza (Asw,cm^2/m): 7.85
Vengono applicati solo i minimi di norma perchè la sezione non richiede armatura trasversale a taglio (V<=Vrdu1)
Staffe a 2 bracci: ϕ10/20.0cm

7. DIMENSIONAMENTO E VERIFICHE PARATIA IN MICROPALI

Le verifiche strutturali della paratia ubicata in sponda sinistra tra le sezioni 3.5-1.5, sono state condotte attraverso apposito software di calcolo (PAC-AZTEC Informatica vers. 16.02.a).

Per quanto riguarda il dimensionamento della paratia ubicata in sponda sinistra del rio Camiasca a valle della copertura tra i ponti sulla S.P.10, essa è stata calcolata sia in condizioni statiche sia dianmiche tenendo conto degli effetti dovuti da un potenziale evento sismico.

Detta paratia con placcagigo in c.a. anteriore a raccordo dell'argiantura a valle della copertura, è stata calcolata mediante l'impiego delle seguenti metodologie di calcolo: sia per combinazioni di carico sia per fasi di scavo e conseguente inserimento dei carichie delle opere (tiranti). Entrambe le verifiche sono state soddisfatte; di seguito si riporta la verifica della paratia in micropali e tiranti analizzata attraverso le combinazioni di carico assunte in fase di verifica.

7.1. Metodi di analisi

Richiami teorici

Metodo di analisi

Calcolo della profondità di infissione

Nel caso generale l'equilibrio della paratia è assicurato dal bilanciamento fra la spinta attiva agente da monte sulla parte fuori terra, la resistenza passiva che si sviluppa da valle verso monte nella zona interrata e la controspinta che agisce da monte verso valle nella zona interrata al di sotto del centro di rotazione.
Nel caso di paratia tirantata nell'equilibrio della struttura intervengono gli sforzi dei tiranti (diretti verso monte); in questo caso, se la paratia non è sufficientemente infissa, la controspinta sarà assente.
Pertanto, il primo passo da compiere nella progettazione è il calcolo della profondità di infissione necessaria ad assicurare l'equilibrio fra i carichi agenti (spinta attiva, resistenza passiva, controspinta, tiro dei tiranti ed eventuali carichi esterni).
Nel calcolo classico delle paratie si suppone che essa sia infinitamente rigida e che possa subire una rotazione intorno ad un punto (*Centro di rotazione*) posto al di sotto della linea di fondo scavo (per paratie non tirantate).
Occorre pertanto costruire i diagrammi di spinta attiva e di spinta (resistenza) passiva agenti sulla paratia. A partire da questi si costruiscono i diagrammi risultanti.
Nella costruzione dei diagrammi risultanti si adotterà la seguente notazione:

K_{am} diagramma della spinta attiva agente da monte
K_{av} diagramma della spinta attiva agente da valle sulla parte interrata
K_{pm} diagramma della spinta passiva agente da monte
K_{pv} diagramma della spinta passiva agente da valle sulla parte interrata.

Calcolati i diagrammi suddetti si costruiscono i diagrammi risultanti

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

Questi diagrammi rappresentano i valori limiti delle pressioni agenti sulla paratia. La soluzione è ricercata per tentativi facendo variare la profondità di infissione e la posizione del centro di rotazione fino a quando non si raggiunge l'equilibrio sia alla traslazione che alla rotazione.
Per mettere in conto un fattore di sicurezza nel calcolo delle profondità di infissione
si può agire con tre modalità:
1. applicazione di un coefficiente moltiplicativo alla profondità di infissione strettamente necessaria per l'equilibrio
2. riduzione della spinta passiva tramite un coefficiente di sicurezza
3. riduzione delle caratteristiche del terreno tramite coefficienti di sicurezza su tan(ϕ) e sulla coesione

Calcolo delle spinte

Metodo di Culmann (metodo del cuneo di tentativo)

Il metodo di Culmann adotta le stesse ipotesi di base del metodo di Coulomb: cuneo di spinta a monte della parete che si muove rigidamente lungo una superficie di rottura rettilinea o spezzata (nel caso di terreno stratificato).
La differenza sostanziale è che mentre Coulomb considera un terrapieno con superficie a pendenza costante e carico uniformemente distribuito (il che permette di ottenere una espressione in forma chiusa per il valore della spinta) il metodo di Culmann consente di analizzare situazioni con profilo di forma generica e carichi sia concentrati che distribuiti comunque disposti. Inoltre, rispetto al metodo di Coulomb, risulta più immediato e lineare tener conto della coesione del masso spingente. Il metodo di Culmann, nato come metodo essenzialmente grafico, si è evoluto per essere trattato mediante analisi numerica (noto in questa forma come metodo del cuneo di tentativo).
I passi del procedimento risolutivo sono i seguenti:
- si impone una superficie di rottura (angolo di inclinazione ρ rispetto all'orizzontale) e si considera il cuneo di spinta delimitato dalla superficie di rottura stessa, dalla parete su cui si calcola la spinta e dal profilo del terreno;
- si valutano tutte le forze agenti sul cuneo di spinta e cioè peso proprio *(W)*, carichi sul terrapieno, resistenza per attrito e per coesione lungo la superficie di rottura *(R e C)* e resistenza per coesione lungo la parete *(A)*;
- dalle equazioni di equilibrio si ricava il valore della spinta S sulla parete.

Questo processo viene iterato fino a trovare l'angolo di rottura per cui la spinta risulta massima nel caso di spinta attiva e minima nel caso di spinta passiva.
Le pressioni sulla parete di spinta si ricavano derivando l'espressione della spinta S rispetto all'ordinata *z*. Noto il diagramma delle pressioni si ricava il punto di applicazione della spinta.

Spinta in presenza di sisma

Per tenere conto dell'incremento di spinta dovuta al sisma si fa riferimento al metodo di **Mononobe-Okabe** (cui fa riferimento la Normativa Italiana).
Il metodo di Mononobe-Okabe considera nell'equilibrio del cuneo spingente la forza di inerzia dovuta al sisma. Indicando con *W* il peso del cuneo e con *C* il coefficiente di intensità sismica la forza di inerzia valutata come

$$F_i = W*C$$

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

$$DS = S - S_s$$

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

Tiranti di ancoraggio

Le paratie possono essere tirantate, con tiranti attivi o con tiranti passivi, realizzati entrambi tramite perforazione e iniezione del foro con malta in pressione previa sistemazione delle armature opportune.
I tiranti attivi, contrariamente ai tiranti passivi, sono sottoposti ad uno sforzo di pretensione prendendo il contrasto sulla struttura stessa. Il tiro finale sul tirante attivo dipende sia dalla pretensione che dalla deformazione della struttura oltre che dalle cadute di tensione. Nel caso di tiranti passivi il tiro dipende unicamente dalla deformabilità della struttura. L'armatura dei tiranti attivi è costituita da trefoli ad alta resistenza (trefoli per c.a.p.), viceversa i tiranti passivi possono essere armati con trefoli o con tondini o, in alcuni casi, con profilati tubolari.
La capacità di resistenza dei tiranti è legata all'attrito e all'aderenza fra superficie del tirante e terreno.

Calcolo della lunghezza di ancoraggio

La lunghezza di ancoraggio (fondazione) del tirante si calcola determinando la lunghezza massima atta a soddisfare le tre seguenti condizioni:
1. Lunghezza necessaria per garantire l'equilibrio fra tensione tangenziale che si sviluppa fra la superficie laterale del tirante ed il terreno e lo sforzo applicato al tirante;
2. Lunghezza necessaria a garantire l'aderenza malta-armatura;
3. Lunghezza necessaria a garantire la resistenza della malta.
Siano N lo sforzo nel tirante, δ l'angolo d'attrito tirante-terreno, c_a l'adesione tirante-terreno, γ il peso di volume del terreno, D ed L_f il diametro e la lunghezza di ancoraggio (o lunghezza efficace) del tirante ed H la profondità media al di sotto del piano campagna abbiamo la relazione

$$N = \pi D L_f (\gamma H K_s \tan\delta + c_a)$$

da cui si ricava la lunghezza di ancoraggio L_f

$$L_f = \frac{N}{\pi D(\gamma H K_s \tan\delta + c_a)}$$

K_s rappresenta il coefficiente di spinta
Per quanto riguarda la seconda condizione, la lunghezza necessaria atta a garantire l'aderenza malta-armatura è data dalla relazione

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

dove d è la somma dei diametri dei trefoli disposti nel tirante, τ_{c0} è la resistenza tangenziale limite della malta ed ω è un coefficiente correttivo dipendente dal numero di trefoli (**ω = 1 - 0.075 [n trefoli - 1]**).
Per quanto riguarda la verifica della terza condizione si impone che la tensione tangenziale limite tirante-terreno non possa superare la tensione tangenziale di aderenza acciaio-calcestruzzo.
Alla lunghezza efficace determinata prendendo il massimo valore di L_f si deve aggiungere la lunghezza di franco L che rappresenta la lunghezza del tratto che compreso fra la paratia e la superficie di ancoraggio.
Nel caso di tiranti attivi, cioè tiranti soggetti ad uno stato di pretensione, bisogna considerare le cadute di tensione. A tale scopo è stato introdotto il coefficiente di caduta di tensione β, che rappresenta il rapporto fra lo sforzo N_0 al momento del tiro e lo sforzo N in esercizio

$$\beta = \frac{N_0}{N}$$

Analisi ad elementi finiti

La paratia è considerata come una struttura a prevalente sviluppo lineare (si fa riferimento ad un metro di larghezza) con comportamento a trave. Come caratteristiche geometriche della sezione si assume il momento d'inerzia I e l'area A per metro lineare di larghezza della paratia. Il modulo elastico è quello del materiale utilizzato per la paratia.
La parte fuori terra della paratia è suddivisa in elementi di lunghezza pari a circa 5 centimetri e più o meno costante per tutti gli elementi. La suddivisione è suggerita anche dalla eventuale presenza di tiranti, carichi e vincoli. Infatti questi elementi devono capitare in corrispondenza di un nodo. Nel caso di tirante è inserito un ulteriore elemento atto a schematizzarlo. Detta L la lunghezza libera del tirante, A_f l'area di armatura nel tirante ed E_s il modulo elastico dell'acciaio è inserito un elemento di lunghezza pari ad L, area A_f, inclinazione pari a quella del tirante e modulo elastico E_s. La parte interrata della paratia è suddivisa in elementi di lunghezza, come visto sopra, pari a circa 5 centimetri.
I carichi agenti possono essere di tipo distribuito (spinta della terra, diagramma aggiuntivo di carico, spinta della falda, diagramma di spinta sismica) oppure concentrati. I carichi distribuiti sono riportati sempre come carichi concentrati nei nodi (sotto forma di reazioni di incastro perfetto cambiate di segno).

Schematizzazione del terreno

La modellazione del terreno si rifà al classico schema di Winkler. Esso è visto come un letto di molle indipendenti fra di loro reagenti solo a sforzo assiale di compressione. La rigidezza della singola molla è legata alla costante di sottofondo orizzontale del terreno (*costante di Winkler*). La costante di sottofondo, k, è definita come la pressione unitaria che occorre applicare per ottenere uno spostamento unitario. Dimensionalmente è espressa quindi come rapporto fra una pressione ed uno spostamento al cubo [F/L^3]. È evidente che i risultati sono tanto migliori quanto più è elevato il numero delle molle che schematizzano il terreno. Se m è l'interasse fra le molle (in cm) e b è la larghezza della paratia in direzione longitudinale (b=100 cm) l'area equivalente della molla sarà A_m=m*b.
Per le molle di estremità, in corrispondenza della linea di fondo scavo ed in corrispondenza dell'estremità inferiore della paratia, si assume una area equivalente dimezzata. Inoltre, tutte le molle hanno, ovviamente, rigidezza flessionale e tagliante nulla e sono vincolate all'estremità alla traslazione. Quindi la matrice di rigidezza di tutto il sistema paratia-terreno sarà data dall'assemblaggio delle matrici di rigidezza degli elementi della paratia (elementi a rigidezza flessionale, tagliante ed assiale), delle matrici di rigidezza dei tiranti (solo rigidezza assiale) e delle molle (rigidezza assiale).

Modalità di analisi e comportamento elasto-plastico del terreno

A questo punto vediamo come è effettuata l'analisi. Un tipo di analisi molto semplice e veloce sarebbe l'analisi elastica (peraltro disponibile nel programma ***PAC***). Ma si intuisce che considerare il terreno con un comportamento infinitamente elastico è una approssimazione alquanto grossolana. Occorre quindi introdurre qualche correttivo che meglio ci aiuti a modellare il terreno. Fra le varie soluzioni possibili una delle più praticabili e che fornisce risultati soddisfacenti è quella di considerare il terreno con comportamento elasto-plastico perfetto. Si assume cioè che la curva sforzi-deformazioni del terreno abbia andamento bilatero. Rimane da scegliere il criterio di plasticizzazione del terreno (molle). Si può fare riferimento ad un criterio di tipo cinematico: la resistenza della molla cresce con la deformazione fino a quando lo spostamento non raggiunge il valore X_{max}; una volta superato tale spostamento limite non si ha più incremento di resistenza all'aumentare degli spostamenti. Un altro criterio può essere di tipo statico: si assume che la molla abbia una resistenza crescente fino al raggiungimento di una pressione p_{max}. Tale pressione p_{max} può essere imposta pari al valore della pressione passiva in corrispondenza della quota della molla. D'altronde un ulteriore criterio si può ottenere dalla combinazione dei due descritti precedentemente: plasticizzazione o per raggiungimento dello spostamento limite o per raggiungimento della pressione passiva. Dal punto di vista strettamente numerico è chiaro che l'introduzione di criteri di plasticizzazione porta ad analisi di tipo non lineare (non linearità meccaniche). Questo comporta un aggravio computazionale non indifferente. L'entità di tale aggravio dipende poi dalla particolare tecnica adottata per la soluzione. Nel caso di analisi elastica lineare il problema si risolve immediatamente con la soluzione del sistema fondamentale (K matrice di rigidezza, u vettore degli spostamenti nodali, p vettore dei carichi nodali)

$$Ku=p$$

Un sistema non lineare, invece, deve essere risolto mediante un'analisi al passo per tener conto della plasticizzazione delle molle. Quindi si procede per passi di carico, a partire da un carico iniziale p0, fino a raggiungere il carico totale p. Ogni volta che si incrementa il carico si controllano eventuali plasticizzazioni delle molle. Se si hanno nuove plasticizzazioni la matrice globale andrà riassemblata escludendo il contributo delle molle plasticizzate. Il procedimento descritto se fosse applicato in questo modo sarebbe particolarmente gravoso (la fase di decomposizione della matrice di rigidezza è particolarmente onerosa). Si ricorre pertanto a soluzioni più sofisticate che escludono il riassemblaggio e la decomposizione della matrice, ma usano la matrice elastica iniziale (*metodo di Riks*).
Senza addentrarci troppo nei dettagli diremo che si tratta di un metodo di Newton-Raphson modificato e ottimizzato. L'analisi condotta secondo questa tecnica offre dei vantaggi immediati. Essa restituisce l'effettiva deformazione della paratia e le relative sollecitazioni; dà informazioni dettagliate circa la deformazione e la pressione sul terreno. Infatti, la deformazione è direttamente leggibile, mentre la pressione sarà data dallo sforzo nella molla diviso per l'area di influenza della molla stessa. Sappiamo quindi quale è la zona di terreno effettivamente plasticizzato. Inoltre, dalle deformazioni ci si può rendere conto di un possibile meccanismo di rottura del terreno.

Analisi per fasi di scavo

L'analisi della paratia per fasi di scavo consente di ottenere informazioni dettagliate sullo stato di sollecitazione e deformazione dell'opera durante la fase di realizzazione. In ogni fase lo stato di sollecitazione e di deformazione dipende dalla 'storia' dello scavo (soprattutto nel caso di paratie tirantate o vincolate).
Definite le varie altezze di scavo (in funzione della posizione di tiranti, vincoli, o altro) si procede per ogni fase al calcolo delle spinte inserendo gli elementi (tiranti, vincoli o carichi) attivi per quella fase, tendendo conto delle deformazioni dello stato precedente. Ad esempio, se sono presenti dei tiranti passivi si inserirà nell'analisi della fase la 'molla' che lo rappresenta. Indicando con u ed u_0 gli spostamenti nella fase attuale e nella fase precedente, con s ed s_0 gli sforzi nella fase attuale e nella fase precedente e con K la matrice di rigidezza della 'struttura' la relazione sforzi-deformazione è esprimibile nella forma

$$s=s_0+K(u-u_0)$$

Le modalità di analisi sono più complicate nel caso di tiranti attivi in quanto è importante conoscere la modalità di tiro: infatti il tirante può essere tesato prima dello scavo, oppure tesato alla fine della corrispondente fase di scavo, oppure al termine di tutto lo scavo. Nella fase in cui il tirante è tesato verrà inserita una molla con uno stato di pretensione pari allo sforzo di tesatura. Nelle fasi successive il tirante verrà considerato come una semplice molla che 'ricorda', naturalmente, lo sforzo della fase precedente.
Ovviamente si otterranno soluzioni differenti in funzione della modalità di tiro selezionata.
Nel caso di tiranti attivi, inoltre, è analizzata una fase ulteriore (a lungo termine) nella quale il tiro iniziale è depurato delle cadute di tensione.
In sostanza analizzare la paratia per fasi di scavo oppure 'direttamente' porta a risultati abbastanza diversi sia per quanto riguarda lo stato di deformazione e sollecitazione dell'opera sia per quanto riguarda il tiro dei tiranti.

Verifica alla stabilità globale

La verifica alla stabilità globale del complesso paratia+terreno deve fornire un coefficiente di sicurezza non inferiore a 1,10.
È usata la tecnica della suddivisione a strisce della superficie di scorrimento da analizzare. La superficie di scorrimento è supposta circolare.
In particolare, il programma esamina, per un dato centro 3 cerchi differenti: un cerchio passante per la linea di fondo scavo, un cerchio passante per il piede della paratia ed un cerchio passante per il punto medio della parte interrata. Si determina il minimo coefficiente di sicurezza su una maglia di centri di dimensioni 10x10 posta in prossimità della sommità della paratia. Il numero di strisce è pari a 50.

Il coefficiente di sicurezza fornito da Fellenius si esprime secondo la seguente formula:

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

dove *n* è il numero delle strisce considerate, b_i e α_i sono la larghezza e l'inclinazione della base della striscia i_{esima} rispetto all'orizzontale, W_i è il peso della striscia i_{esima} e c_i e ϕ_i sono le caratteristiche del terreno (coesione ed angolo di attrito) lungo la base della striscia.
Inoltre u_i ed l_i rappresentano la pressione neutra lungo la base della striscia e la lunghezza della base della striscia ($l_i = b_i/\cos\alpha_i$).
Quindi, assunto un cerchio di tentativo si suddivide in *n* strisce e dalla formula precedente si ricava η. Questo procedimento è eseguito per il numero di centri prefissato ed è assunto come coefficiente di sicurezza della scarpata il minimo dei coefficienti così determinati.

Analisi dei pali

Per l'analisi della capacità portante dei pali occorre determinare alcune caratteristiche del terreno in cui si va ad operare. In particolare bisogna conoscere l'angolo d'attrito ϕ e la coesione *c*. Per pali soggetti a carichi trasversali è necessario conoscere il modulo di reazione laterale o il modulo elastico laterale.
La capacità portante di un palo solitamente viene valutata come somma di due contributi: portata di base (o di punta) e portata per attrito laterale lungo il fusto. Cioè si assume valida l'espressione:

$$Q_t = Q_p + Q_l - W_p$$

dove:
Q_T portanza totale del palo
Q_P portanza di base del palo
Q_L portanza per attrito laterale del palo
W_P peso proprio del palo

e le due componenti Q_P e Q_L sono calcolate in modo indipendente fra loro.
Dalla capacità portante del palo si ricava il carico ammissibile del palo Q_A applicando il coefficiente di sicurezza della portanza alla punta η_p ed il coefficiente di sicurezza della portanza per attrito laterale η_l.

Palo compresso:

$$Q_d = \frac{Q_p}{\eta_p} + \frac{Q_l}{\eta_l} - W_p$$

Palo teso:

$$Q_d = \frac{Q_l}{\eta_l} - W_p$$

Capacità portante di punta

In generale la capacità portante di punta viene calcolata tramite l'espressione:

$$Q_p = A_p\left(cN'_c + qN'_q + \frac{1}{2}B\gamma N'_\gamma\right)$$

dove:
A_p è l'area portante efficace della punta del palo
c è la coesione
q è la pressione geostatica alla quota della punta del palo
γ è il peso specifico del terreno
D è il diametro del palo
N'_c N'_q N'_γ sono i coefficienti di capacità portante corretti per tener conto degli effetti di forma e di profondità.

Capacità portante per resistenza laterale

La resistenza laterale è data dall'integrale esteso a tutta la superficie laterale del palo delle tensioni tangenziali palo-terreno in condizioni limite:

$$Q_l = \int_S \tau_a \, dS$$

dove τ_a è dato dalla nota relazione di Coulomb

$$\tau_a = c_a + \sigma_h \tan\delta$$

dove:
c_a è l'adesione palo-terreno
δ è l'angolo di attrito palo-terreno
γ è il peso specifico del terreno
z è la generica quota a partire dalla testa del palo
L è la lunghezza del palo
P è il perimetro del palo
K_s è il coefficiente di spinta che dipende dalle caratteristiche meccaniche e fisiche del terreno dal suo stato di addensamento e dalle modalità di realizzazione del palo.

7.2 Paratia micropali tratto 3.1-10 - sponda destra

Dati

Geometria paratia

Tipo paratia: **Paratia di micropali**		
Altezza fuori terra	7,00	[m]
Profondità di infissione	2,00	[m]
Altezza totale della paratia	9,00	[m]
Lunghezza paratia	12,00	[m]
Numero di file di micropali	1	
Interasse fra i micropali della fila	0,40	[m]
Diametro dei micropali	22,00	[cm]
Numero totale di micropali	30	
Numero di micropali per metro lineare	2.50	
Diametro esterno del tubolare	139,70	[mm]
Spessore del tubolare	10,00	[mm]

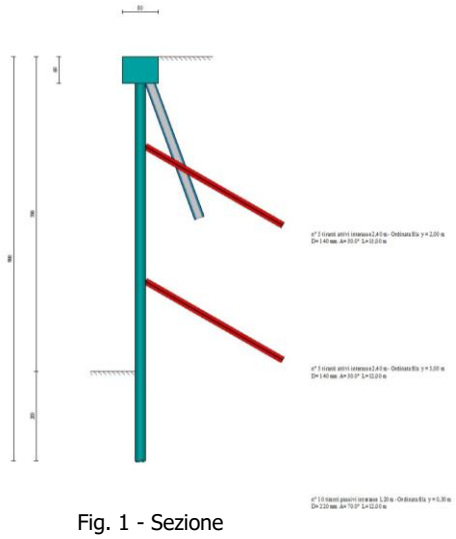


Fig. 1 - Sezione

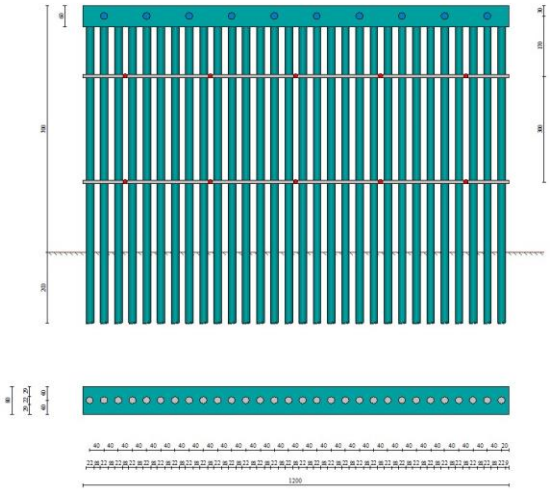


Fig. 2 - Pianta/Prospetto

Geometria cordoli

Simbologia adottata
n° numero d'ordine del cordolo
Y posizione del cordolo sull'asse della paratia espresso in [m]

Cordoli in calcestruzzo
B Base della sezione del cordolo espresso in [cm]
H Altezza della sezione del cordolo espresso in [cm]

Cordoli in acciaio
A Area della sezione in acciaio del cordolo espresso in [cmq]
W Modulo di resistenza della sezione del cordolo espresso in [cm^3]

N°	Y	Tipo	B	H	A	W
	[m]		*[cm]*	*[cm]*	*[cmq]*	*[cm^3]*
1	0,00	Calcestruzzo	80,00	60,00	--	--
2	2,00	Acciaio	--	--	50,68	212,60
3	5,00	Acciaio	--	--	50,68	212,60

Geometria profilo terreno

Simbologia adottata e sistema di riferimento
(Sistema di riferimento con origine in testa alla paratia, 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 [°]

Profilo di monte

N°	X	Y	A
	[m]	*[m]*	*[°]*
2	10,00	0,00	0.00

Profilo di valle

N°	X	Y	A
	[m]	*[m]*	*[°]*
1	-10,00	-7,00	0.00
2	0,00	-7,00	0.00

Descrizione terreni

Simbologia adottata
n° numero d'ordine
Descrizione Descrizione del terreno
γ peso di volume del terreno espresso in [kN/mc]

γ_{sat} peso di volume saturo del terreno espresso [kN/mc]
ϕ angolo d'attrito interno del terreno espresso in [°]
δ angolo d'attrito terreno/paratia espresso in [°]
c coesione del terreno espressa in [kPa]
ca adesione terreno/paratia espressa in [kPa]
Parametri per il calcolo dei tiranti secondo il metodo di Bustamante-Doix
Cesp coeff. di espansione laterale minimo e medio del tirante nello strato
τ_l tensione tangenziale minima e media lungo il tirante espresso in [kPa]
I parametri medi e minimi vengono usati per il calcolo di portanza di progetto dei pali e per la resistenza di progetto a sfilamento dei tiranti

N°	Descrizione	γ [kN/mc]	γ_{sat} [kN/mc]	ϕ [°]	δ [°]	c [kPa]	ca [kPa]	Cesp	τ_l [kPa]	
1	LIVELLO 1	18,000	19,000	24.00	12.00	0,0	0,0	1.00	0,0	CAR
				24.00	12.00	0,0	0,0		0,0	MIN
				24.00	12.00	0,0	0,0		0,0	MED
2	LIVELLO 2	18,000	19,000	28.00	14.00	0,0	0,0	1.00	0,0	CAR
				28.00	14.00	0,0	0,0		0,0	MIN
				28.00	14.00	0,0	0,0		0,0	MED
3	SUBSTRATO ROC	24,500	24,500	28.50	14.25	235,0	0,0	1.00	250,0	CAR
				28.50	14.25	235,0	0,0		250,0	MIN
				28.50	14.25	235,0	0,0		250,0	MED

Descrizione stratigrafia

Simbologia adottata
n° numero d'ordine dello strato a partire dalla sommità della paratia
sp spessore dello strato in corrispondenza dell'asse della paratia espresso in [m]
kw costante di Winkler orizzontale espressa in [Kg/cm^2/cm]
α inclinazione dello strato espressa in [°] (M: strato di monte, V: strato di valle)
Terreno Terreno associato allo strato (M: strato di monte, V: strato di valle)

N°	sp [m]	α_M [°]	α_V [°]	Kw_M [kg/cmq/cm]	Kw_V [kg/cmq/cm]	Terreno M	Terreno V
1	2,00	0.00	0.00	0.24	0.24	LIVELLO 1	LIVELLO 1
2	4,00	0.00	0.00	1.18	1.18	LIVELLO 2	LIVELLO 2
3	10,00	0.00	0.00	11.14	11.14	SUBSTRATO ROC	SUBSTRATO ROC

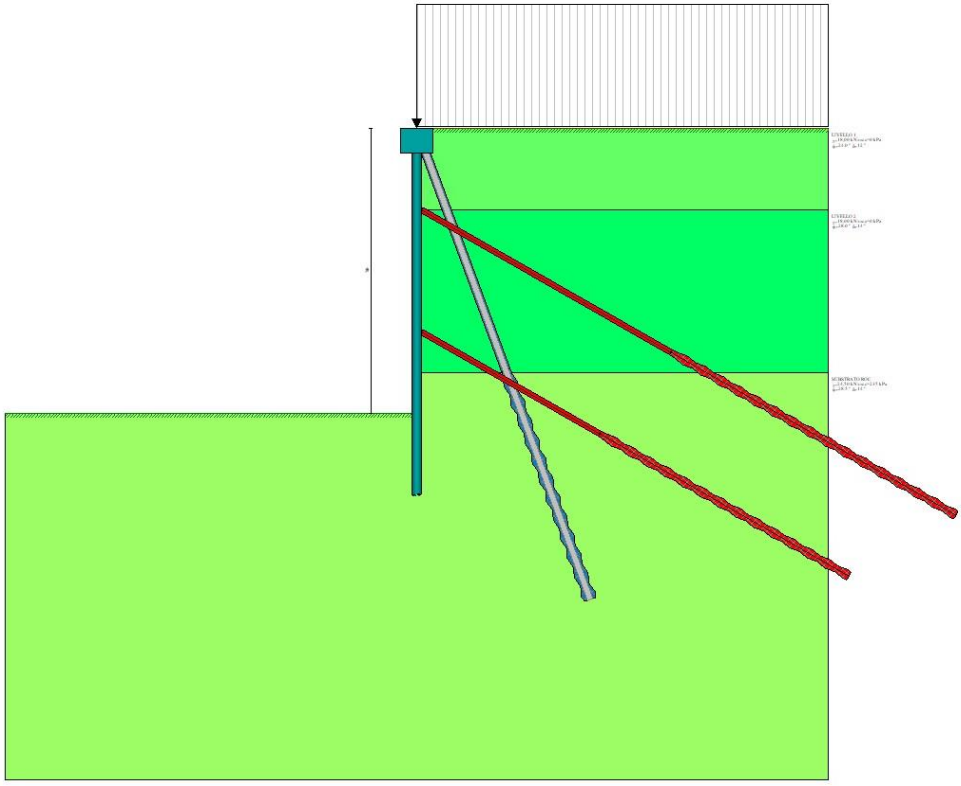


Fig. 3 - Stratigrafia

Caratteristiche tiranti di ancoraggio

Tipologia tiranti n° 1 - Tirante attivo (trefoli)

Calcolo tiranti:	VERIFICA	
Diametro della perforazione	14,00	[cm]
Coeff. di espansione laterale	1.10	
Malta utilizzata per i tiranti		
Classe di Resistenza	C25/30	
Resistenza caratteristica a compressione R_{ck}	30000	[kPa]
Acciaio utilizzato per i tiranti		
Tipo	1670/1860	
Tensione di snervamento f_{yk}	1670000	[kPa]
Tiranti attivi armati con trefoli		
Area del singolo trefolo:	1,39	[cmq]
Numero di trefoli del tirante:	3	
Coefficiente cadute di tensione:	1.30	
Coeff. correttivo ω:	SI	
Metodo di calcolo dei tiranti:	BUSTAMANTE-DOIX	
Tensione limite resistenza malta	Tensione tangenziale aderenza acciaio-cls f_{bd}= 1880 [kPa]	

Tipologia tiranti n° 2 - TIRANTE A CAVALETTO

Calcolo tiranti:	VERIFICA	
Diametro della perforazione	22,00	[cm]
Coeff. di espansione laterale	1.00	
Malta utilizzata per i tiranti		
Classe di Resistenza	C25/30	
Resistenza caratteristica a compressione R_{ck}	30000	[kPa]
Acciaio utilizzato per i tiranti		
Tipo	S 355	
Tensione di snervamento f_{yk}	355000	[kPa]
Tiranti passivi armati con tubolare		
Diametro esterno del tubolare:	139,70	[mm]
Spessore del tubolare:	10,00	[mm]
Metodo di calcolo dei tiranti:	BUSTAMANTE-DOIX	
Superficie di ancoraggio	Angolo di rottura	
Tensione limite resistenza malta	Tensione tangenziale aderenza acciaio-cls f_{bd}= 1880 [kPa]	

Descrizione tiranti di ancoraggio

Simbologia adottata

n°	numero d'ordine della fila
Tipologia	Descrizione tipologia tirante
Y	ordinata della fila espressa in [m] misurata dalla testa della paratia
I	interasse tra le file di tiranti espressa in [m]
f	franco laterale espressa in [m]
alfa	inclinazione dei tiranti della fila rispetto all'orizzontale espressa in [°]
ALL	allineamento dei tiranti della fila (CENTRATI o SFALSATI)
nr	numero di tiranti della fila
Lt	lunghezza totale del tirante espresso in [m]
Lf	lunghezza di fondazione del tirante espresso in [m]
T	tiro iniziale espresso in [kN]

n°	Tipo	Y	I	f	Alfa	ALL	nr	Lt	Lf	T
		[m]	*[m]*	*[m]*	*[°]*			*[m]*	*[m]*	*[kN]*
1	TIRANTE A CAVALETTO	0,30	1,20	0,20	70.00	Sfalsati	10	12,00	--	--
2	Tirante attivo (trefoli)	2,00	2,40	0,20	30.00	Centrati	5	15,00	8,00	150,0000
3	Tirante attivo (trefoli)	5,00	2,40	0,20	30.00	Centrati	5	12,00	7,00	180,0000

Caratteristiche materiali utilizzati

Simbologia adottata

γ_{cls}	Peso specifico cls, espresso in [kN/mc]
Classe cls	Classe di appartenenza del calcestruzzo
Rck	Rigidezza cubica caratteristica, espressa in [kPa]
E	Modulo elastico, espresso in [kPa]
Acciaio	Tipo di acciaio
n	Coeff. di omogeneizzazione acciaio-calcestruzzo

Descrizione	γ_{cls} [kN/mc]	Classe cls	Rck [kPa]	E [kPa]	Acciaio	n
Paratia	24,52	C25/30	30000	31447048	S 355	15.00
Cordolo/Muro	24,52	C25/30	30000	31447048	B450C	15.00

Coeff. di omogeneizzazione cls teso/compresso 1.00

Descrizione	$\gamma_{acciaio}$ [kN/mc]	E [kPa]
Paratia	76,98	205942924

Condizioni di carico

Simbologia e convenzioni adottate

Le ascisse dei punti di applicazione del carico sono espresse in [m] rispetto alla testa della paratia
Le ordinate dei punti di applicazione del carico sono espresse in [m] rispetto alla testa della paratia

Ig	Indice di gruppo
F_x	Forza orizzontale espressa in [kN], positiva da monte verso valle
F_y	Forza verticale espressa in [kN], positiva verso il basso
M	Momento espresso in [kNm], positivo ribaltante
Q_i, Q_f	Intensità dei carichi distribuiti sul profilo espresse in [kN/mq]
V_i, V_s	Intensità dei carichi distribuiti sulla paratia espresse in [kN/mq], positivi da monte verso valle
R	Risultante carico distribuito sulla paratia espressa in [kN]

Condizione n° 1 - Variabile - sovraccarico var (Ig=0) [Ψ_0=0.70 - Ψ_1=0.50 - Ψ_2=0.30]

Carico distribuito sul profilo	X_i = 0,00	X_f = 10,00	Q_i = 19,62	Q_f = 19,62	

Condizione n° 2 - Permanente - placcagig paratia ant

Carico concentrato sulla paratia	Y=0,00	F_x=0,00	F_y=70,00	M=0,00	

Combinazioni di carico

Nella tabella sono riportate le condizioni di carico di ogni combinazione con il relativo coefficiente di partecipazione.

Combinazione n° 1 - SLU - STR (A1-M1-R1)

Condizione	Fav/Sfav	γ	Ψ
Spinta terreno	SFAV	1.30	
placcagig paratia ant	SFAV	1.30	1.00
sovraccarico var	SFAV	1.50	1.00

Combinazione n° 2 - SLV - STR (A1-M1-R3)

Condizione	Fav/Sfav	γ	Ψ
Spinta terreno	SFAV	1.00	
placcagig paratia ant	SFAV	1.00	1.00

Combinazione n° 3 - SLU - GEO (A2-M2-R1)

Condizione	Fav/Sfav	γ	Ψ
Spinta terreno	SFAV	1.00	
placcagig paratia ant	SFAV	1.00	1.00
sovraccarico var	SFAV	1.30	1.00

Combinazione n° 4 - SLV - GEO (A2-M2-R1)

Condizione	Fav/Sfav	γ	Ψ
Spinta terreno	SFAV	1.00	
placcagig paratia ant	SFAV	1.00	1.00

Combinazione n° 5 - SLE - Rara

Condizione	Fav/Sfav	γ	Ψ
Spinta terreno	SFAV	1.00	
placcagig paratia ant	SFAV	1.00	1.00
sovraccarico var	SFAV	1.00	1.00

Combinazione n° 6 - SLE - Frequente

Condizione	Fav/Sfav	γ	Ψ
Spinta terreno	SFAV	1.00	
placcagig paratia ant	SFAV	1.00	1.00
sovraccarico var	SFAV	1.00	0.75

Combinazione n° 7 - SLE - Quasi permanente

Condizione	Fav/Sfav	γ	Ψ
Spinta terreno	SFAV	1.00	
placcagig paratia ant	SFAV	1.00	1.00

Combinazione n° 8 - SLD

Condizione	Fav/Sfav	γ	Ψ
Spinta terreno	SFAV	1.00	
placcagig paratia ant	SFAV	1.00	1.00

Impostazioni di progetto

Spinte e verifiche secondo: **Norme Tecniche sulle Costruzioni 2018 (17/01/2018)**

Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni:

			Statici		Sismici	
Carichi	**Effetto**		**A1**	**A2**	**A1**	**A2**
Permanenti	Favorevole	γ_{Gfav}	1.00	1.00	1.00	1.00
Permanenti	Sfavorevole	γ_{Gsfav}	1.30	1.00	1.00	1.00
Permanenti ns	Favorevole	γ_{Gfav}	0.80	0.80	0.00	0.00
Permanenti ns	Sfavorevole	γ_{Gsfav}	1.50	1.30	1.00	1.00
Variabili	Favorevole	γ_{Qfav}	0.00	0.00	0.00	0.00
Variabili	Sfavorevole	γ_{Qsfav}	1.50	1.30	1.00	1.00
Variabili da traffico	Favorevole	γ_{Qfav}	0.00	0.00	0.00	0.00
Variabili da traffico	Sfavorevole	γ_{Qsfav}	1.35	1.15	1.00	1.00

Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno:

		Statici		Sismici	
Parametri		**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	γ_{cu}	1.00	1.40	1.00	1.00
Resistenza a compressione uniassiale	γ_{qu}	1.00	1.60	1.00	1.00
Peso dell'unità di volume	γ_{γ}	1.00	1.00	1.00	1.00

TIRANTI DI ANCORAGGIO

Coefficienti parziali γ_R per le verifiche dei tiranti

Resistenza		**R3**
Laterale	γ_{st}	1,20

Coefficienti di riduzione ξ per la determinazione della resistenza caratteristica dei tiranti.

Numero di verticali indagate 1 ξ_3=1,80 ξ_4=1,80

Verifica materiali: Stato Limite

Impostazioni verifiche SLU

Coefficienti parziali per resistenze di calcolo dei materiali

Coefficiente di sicurezza calcestruzzo	1.50
Coefficiente di sicurezza acciaio	1.15
Fattore riduzione da resistenza cubica a cilindrica	0.83
Fattore di riduzione per carichi di lungo periodo	0.85

Coefficiente di sicurezza per la sezione 1.00

Verifica Taglio
Sezione in acciaio

$$V_{c,Rd} = \frac{A_v \, f_{yk}}{\sqrt{3}\gamma_{M0}}$$

con:
A_v Area lorda sezione profilo

Impostazioni verifiche SLE

Condizioni ambientali Ordinarie

Impostazioni di analisi

Analisi per Combinazioni di Carico.

Rottura del terreno:
Pressione passiva

Influenza δ (angolo di attrito terreno-paratia): Nel calcolo del coefficiente di spinta attiva Ka e nell'inclinazione della spinta attiva (non viene considerato per la spinta passiva)

Stabilità globale:

Metodo:	Metodo di Fellenius
Maglia dei centri	Passo maglia **Automatica**
Resistenza a taglio paratia	**V_{Rd}**

Impostazioni analisi sismica

Identificazione del sito

Latitudine	44.565315
Longitudine	8.988463
Comune	Savignone
Provincia	Genova
Regione	Liguria
Punti di interpolazione del reticolo	16253 - 16031 - 16030 - 16252

Tipo di opera

Tipo di costruzione	Opera ordinaria
Vita nominale	50 anni
Classe d'uso	II - Normali affollamenti e industrie non pericolose
Vita di riferimento	50 anni

Combinazioni/Fase	**SLU**	**SLE**
Accelerazione al suolo [m/s^2]	0.885	0.334
Massimo fattore amplificazione spettro orizzontale F_0	2.454	2.517
Valore di riferimento per la determinazione del periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione Tc* [sec]	0.277	0.214
Coefficiente di amplificazione topografica (St)	1.200	1.200
Tipo di sottosuolo	A	
Coefficiente di amplificazione per tipo di sottosuolo (Ss)	1.000	1.000
Coefficiente di riduzione per tipo di sottosuolo (α)	1.000	1.000
Spostamento massimo senza riduzione di resistenza Us [m]	0.045	0.045
Coefficiente di riduzione per spostamento massimo (β)	0.626	0.626
Prodotto α β	0.626 > 0.2	0.626 > 0.2

Coefficiente di intensità sismica [%]	6.776	2.561
Rapporto intensità sismica verticale/orizzontale (kv)	0.00	
Coefficiente di riduzione (β_s)	0.380	0.470
Coefficiente di intensità sismica nella verifica di stabilità [%]	4.113	1.923

Inerzia massa strutturale **Non considerata**
Influenza sisma nella spinta attiva da monte
Forma diagramma incremento sismico: Triangolare con vertice in alto.

Risultati

Analisi della paratia

L'analisi è stata eseguita per combinazioni di carico
La paratia è analizzata con il metodo degli elementi finiti.
Essa è discretizzata in 140 elementi fuori terra e 40 elementi al di sotto della linea di fondo scavo.
Le molle che simulano il terreno hanno un comportamento elastoplastico: una volta raggiunta la pressione passiva non reagiscono ad ulteriori incrementi di carico.

Altezza fuori terra della paratia	7,00	[m]
Profondità di infissione	2,00	[m]
Altezza totale della paratia	9,00	[m]

Forze agenti sulla paratia

Tutte le forze si intendono positive se dirette da monte verso valle. Esse sono riferite ad un metro di larghezza della paratia. Le Y hanno come origine la testa della paratia, e sono espresse in [m]

Simbologia adottata
n° Indice della Combinazione/Fase
Tipo Tipo della Combinazione/Fase
Pa Spinta attiva, espressa in [kN]
Is Incremento sismico della spinta, espressa in [kN]
Pw Spinta della falda, espressa in [kN]
Pp Resistenza passiva, espressa in [kN]
Pc Controspinta, espressa in [kN]

n°	Tipo	Pa	Y_{Pa}	Is	Y_{Is}	Pw	Y_{Pw}	Pp	Y_{Pp}	Pc	Y_{Pc}
		[kN]	*[m]*	*[kN]*	*[m]*	*[kN]*	*[m]*	*[kN]*	*[m]*	*[kN]*	*[m]*
1	SLU - STR	195,31	3,63	--	--	--	--	-40,73	7,24	20,32	8,53
2	SLV - STR	104,21	3,94	14,87	4,67	--	--	-19,26	7,27	7,49	8,58
3	SLU - GEO	190,86	3,61	--	--	--	--	-38,57	7,24	19,28	8,53
4	SLV - GEO	126,54	3,95	14,87	4,67	--	--	-29,16	7,26	12,36	8,56
5	SLE - Rara	144,16	3,66	--	--	--	--	-21,59	7,24	10,48	8,53
6	SLE - Frequente	134,28	3,71	--	--	--	--	-18,90	7,25	8,97	8,54
7	SLE - Quasi permanente	104,65	3,95	--	--	--	--	-10,85	7,26	4,47	8,57
8	SLD	104,49	3,95	5,36	4,67	--	--	-13,88	7,26	5,56	8,57

Simbologia adottata
n° Indice della Combinazione/Fase
Tipo Tipo della Combinazione/Fase
Rc Risultante carichi esterni applicati, espressa in [kN]
Rt Risultante delle reazioni dei tiranti (componente orizzontale), espressa in [kN]
Rv Risultante delle reazioni dei vincoli, espressa in [kN]
Rp Risultante delle reazioni dei puntoni, espressa in [kN]

n°	Tipo	Rc	Y_{Rc}	Rt	Y_{Rt}	Rv	Y_{Rv}	Rp	Y_{Rp}
		[kN]	*[m]*	*[kN]*	*[m]*	*[kN]*	*[m]*	*[kN]*	*[m]*
1	SLU - STR	0,00	0,00	174,83	3,35	0,00	0,00	0,00	0,00
2	SLV - STR	0,00	0,00	107,26	3,77	0,00	0,00	0,00	0,00
3	SLU - GEO	0,00	0,00	171,50	3,35	0,00	0,00	0,00	0,00
4	SLV - GEO	0,00	0,00	124,56	3,72	0,00	0,00	0,00	0,00
5	SLE - Rara	0,00	0,00	132,99	3,46	0,00	0,00	0,00	0,00
6	SLE - Frequente	0,00	0,00	124,29	3,52	0,00	0,00	0,00	0,00
7	SLE - Quasi permanente	0,00	0,00	98,22	3,79	0,00	0,00	0,00	0,00
8	SLD	0,00	0,00	101,48	3,78	0,00	0,00	0,00	0,00

Simbologia adottata
n° Indice della Combinazione/Fase
Tipo Tipo della Combinazione/Fase
P_{NUL} Punto di nullo del diagramma, espresso in [m]
P_{INV} Punto di inversione del diagramma, espresso in [m]
C_{ROT} Punto Centro di rotazione, espresso in [m]
MP Percentuale molle plasticizzate, espressa in [%]
R/R_{MAX} Rapporto tra lo sforzo reale nelle molle e lo sforzo che le molle sarebbero in grado di esplicare, espresso in [%]

n°	Tipo	P_{NUL}	P_{INV}	C_{ROT}	MP	R/R_{MAX}
		[m]	*[m]*	*[m]*	*[%]*	*[%]*
1	SLU - STR	7,00	7,00	7,83	0,00	2,61
2	SLV - STR	7,00	7,00	7,92	0,00	1,26
3	SLU - GEO	7,00	7,00	7,83	0,00	3,55
4	SLV - GEO	7,00	7,00	7,88	0,00	2,58
5	SLE - Rara	7,00	7,00	7,84	0,00	1,48
6	SLE - Frequente	7,00	7,00	7,84	0,00	1,29
7	SLE - Quasi permanente	7,00	7,00	7,89	0,00	0,72
8	SLD	7,00	7,00	7,91	0,00	0,92

Verifiche geotecniche

Simbologia adottata

n° Indice della Combinazione/Fase
Tipo Tipo della Combinazione/Fase
$P_{P,med}$, $P_{P,min}$ Portanza di punta media e minima, espressa in [kN]
$P_{L,med}$, $P_{L,min}$ Portanza laterale media e minima, espressa in [kN]
Pd Portanza di progetto, espressa in [kN]
N Sforzo normale alla base del palo, espressa in [kN]
FS Fattore di sicurezza (rapporto Pd/N)

n°	Tipo	$P_{P.med}$ [kN]	$P_{L.med}$ [kN]	$P_{P.min}$ [kN]	$P_{L.min}$ [kN]	P_d [kN]	N [kN]	FS
1	SLU - STR	51,84	345,58	51,84	345,58	199,35	99,46	2.004
2	SLV - STR	51,84	345,58	51,84	345,58	199,35	59,47	3.352

Valori massimi e minimi sollecitazioni per metro di paratia

Simbologia adottata

n° Indice della combinazione/fase
Tipo Tipo della combinazione/fase
Y ordinata della sezione rispetto alla testa espressa in [m]
M momento flettente massimo e minimo espresso in [kNm]
N sforzo normale massimo e minimo espresso in [kN] (positivo di compressione)
T taglio massimo e minimo espresso in [kN]

n°	Tipo	M [kNm]	Y_M [m]	T [kN]	Y_T [m]	N [kN]	Y_N [m]	
1	SLU - STR	23,09	7,20	58,54	5,00	248,64	9,00	MAX
		-33,94	3,60	-47,21	2,00	0,00	0,00	MIN
2	SLV - STR	13,07	2,00	35,61	5,00	148,67	9,00	MAX
		-15,30	3,70	-30,42	2,00	0,00	0,00	MIN
3	SLU - GEO	21,91	7,20	57,14	5,00	225,48	9,00	MAX
		-32,83	3,55	-46,27	2,00	0,00	0,00	MIN
4	SLV - GEO	13,78	7,25	43,05	5,00	162,77	9,00	MAX
		-21,67	3,70	-35,96	2,00	0,00	0,00	MIN
5	SLE - Rara	11,87	7,20	42,87	5,00	185,53	9,00	MAX
		-20,84	3,60	-35,61	2,00	0,00	0,00	MIN
6	SLE - Frequente	10,69	2,00	40,19	5,00	174,56	9,00	MAX
		-18,67	3,65	-33,63	2,00	0,00	0,00	MIN
7	SLE - Quasi permanente	13,69	2,00	32,15	5,00	141,65	9,00	MAX
		-12,25	3,70	-27,70	2,00	0,00	0,00	MIN
8	SLD	13,47	2,00	33,39	5,00	144,18	9,00	MAX
		-13,35	3,70	-28,68	2,00	0,00	0,00	MIN

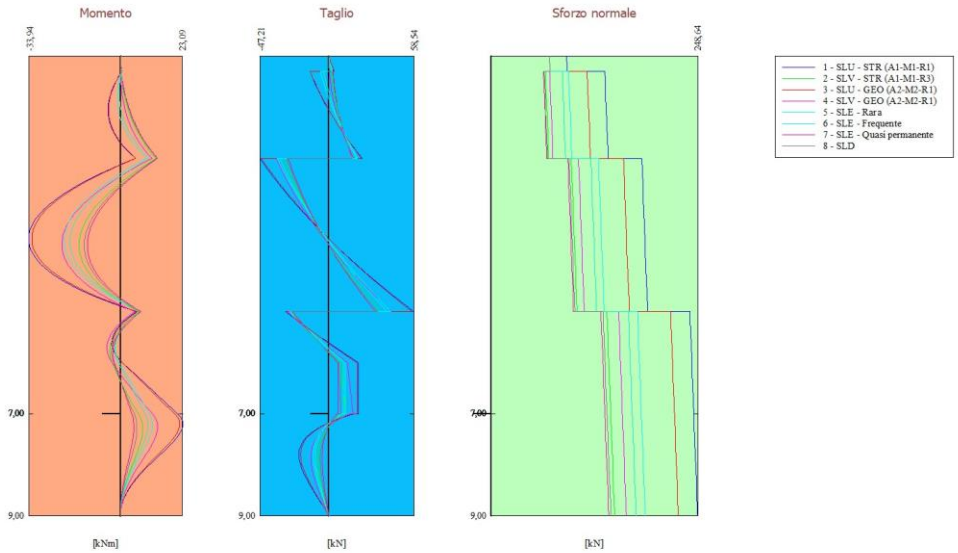


Fig. 4 - Sollecitazioni (Inviluppo)

Spostamenti massimi e minimi della paratia

Simbologia adottata
n° Indice della combinazione/fase
Tipo Tipo della combinazione/fase
Y ordinata della sezione rispetto alla testa della paratia espressa in [m]
U spostamento orizzontale massimo e minimo espresso in [cm] positivo verso valle
V spostamento verticale massimo e minimo espresso in [cm] positivo verso il basso

n°	Tipo	U	Y_U	V	Y_V	
		[cm]	*[m]*	*[cm]*	*[m]*	
1	SLU - STR	1,0508	3,50	0,0600	0,00	MAX
		-0,0215	9,00	0,0000	0,00	MIN
2	SLV - STR	0,3212	3,80	0,0338	0,00	MAX
		-0,0095	9,00	0,0000	0,00	MIN
3	SLU - GEO	1,0029	3,45	0,0533	0,00	MAX
		-0,0204	9,00	0,0000	0,00	MIN
4	SLV - GEO	0,5491	3,70	0,0369	0,00	MAX
		-0,0148	9,00	0,0000	0,00	MIN
5	SLE - Rara	0,5516	3,50	0,0437	0,00	MAX
		-0,0113	9,00	0,0000	0,00	MIN
6	SLE - Frequente	0,4636	3,55	0,0408	0,00	MAX
		-0,0098	9,00	0,0000	0,00	MIN
7	SLE - Quasi permanente	0,2032	3,80	0,0324	0,00	MAX
		-0,0055	9,00	0,0000	0,00	MIN
8	SLD	0,2458	3,80	0,0329	0,00	MAX
		-0,0069	9,00	0,0000	0,00	MIN

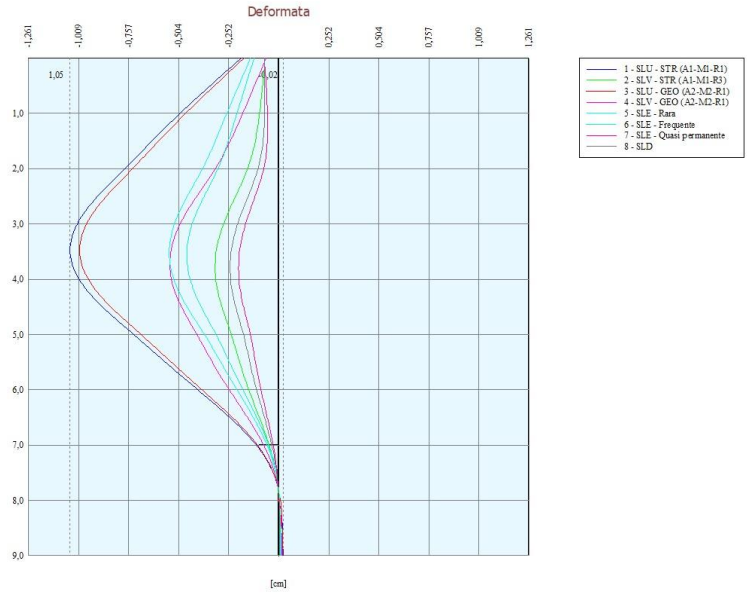


Fig. 5 - Spostamenti (Inviluppo)

Verifica a spostamento

Simbologia adottata
n° Indice combinazione/Fase
Tipo Tipo combinazione/Fase
Ulim spostamento orizzontale limite, espresso in [cm]
U spostamento orizzontale calcolato, espresso in [cm] (positivo verso valle)

n°	Tipo	Ulim	U
		[cm]	*[cm]*
1	SLU - STR	4,5000	1,0508
2	SLV - STR	4,5000	0,3212
3	SLU - GEO	4,5000	1,0029
4	SLV - GEO	4,5000	0,5491
5	SLE - Rara	4,5000	0,5516
6	SLE - Frequente	4,5000	0,4636
7	SLE - Quasi permanente	4,5000	0,2032
8	SLD	4,5000	0,2458

Verifiche di corpo rigido

Simbologia adottata

n° Indice della combinazione/fase
Tipo Tipo della combinazione/fase
S Spinta attiva da monte (risultante diagramma delle pressioni attive da monte) espressa in [kN]
R Resistenza passiva da valle (risultante diagramma delle pressioni passive da valle) espresso in [kN]
W Spinta netta falda (positiva da monte verso valle), espresso in [kN]
T Reazione tiranti espresso in [kN]
P Reazione puntoni espresso in [kN]
V Reazione vincoli espresso in [kN]
C Risultante carichi applicati sulla paratia (positiva da monte verso valle) espresso in [kN]
Y Punto di applicazione, espresso in [m]
Mr Momento ribaltante, espresso in [kNm]
Ms Momento stabilizzante, espresso in [kNm]
FS_{RIB} Fattore di sicurezza a ribaltamento
FS_{SCO} Fattore di sicurezza a scorrimento
I punti di applicazione delle azioni sono riferiti alla testa della paratia.
La verifica a ribaltamento viene eseguita rispetto al centro di rotazione posto alla base del palo.

n°	Tipo	S Y	R Y	W Y	T Y	P Y	V Y	C Y	Mr	Ms	FS_{RIB}	FS_{SCO}
		[kN]	*[kN]*	*[kN]*	*[kN]*	*[kN]*	*[kN]*	*[kN]*	*[kNm]*	*[kNm]*		
3	SLU - GEO	190,8575 3,61	1328,7046 8,08	0,0000 0,00	171,5023 3,35	0,0000 0,00	0,0000 0,00	0,0000 0,00	1028,3484	2187,3269	2.127	7.860

Stabilità globale

Simbologia adottata

n° Indice della combinazione/fase
Tipo Tipo della combinazione/fase
$(X_C; Y_C)$ Coordinate centro cerchio superficie di scorrimento, espresse in [m]
R Raggio cerchio superficie di scorrimento, espresso in [m]
$(X_V; Y_V)$ Coordinate intersezione del cerchio con il pendio a valle, espresse in [m]
$(X_M; Y_M)$ Coordinate intersezione del cerchio con il pendio a monte, espresse in [m]
FS Coefficiente di sicurezza
R Coefficiente di sicurezza richiesto

Numero di cerchi analizzati 100

n°	Tipo	X_C, Y_C	R	X_V, Y_V	X_M, Y_M	FS	R
		[m]	*[m]*	*[m]*	*[m]*		
3	SLU - GEO	-0,90; 0,90	9,94	-6,95; -6,99	9,01; 0,00	6.010	1.100
4	SLV - GEO	-0,90; 0,00	9,04	-6,64; -6,99	8,14; 0,00	8.579	1.200
8	SLD	-0,90; 0,00	9,04	-6,64; -6,99	8,14; 0,00	8.727	1.200

Dettagli superficie con fattore di sicurezza minimo

Simbologia adottata

Le ascisse X sono considerate positive verso monte
Le ordinate Y sono considerate positive verso l'alto
Origine in testa alla paratia (spigolo contro terra)
Le strisce sono numerate da monte verso valle
N° numero d'ordine della striscia
W peso della striscia espresso in [kN]
α angolo fra la base della striscia e l'orizzontale espresso in gradi (positivo antiorario)
ϕ 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]
L sviluppo della base della striscia espressa in [m] ($L=b/\cos\alpha$)
u pressione neutra lungo la base della striscia espressa in [kPa]
Ctn, Ctt contributo alla striscia normale e tangenziale del tirante espresse in [kN]

Combinazione n° 3 - SLU - GEO

Numero di strisce 51

Caratteristiche delle strisce

N°	Wi	α	L	ϕ	c	u	(Ctn; Ctt)
	[kN]	*[°]*	*[m]*	*[°]*	*[kPa]*	*[kPa]*	*[kN]*
1	0,8283	-36.33	0,39	23.48	188,0	0,0	(0,00; 0,00)
2	2,5530	-34.10	0,38	23.48	188,0	0,0	(0,00; 0,00)
3	4,1406	-31.93	0,37	23.48	188,0	0,0	(0,00; 0,00)
4	5,6011	-29.81	0,36	23.48	188,0	0,0	(0,00; 0,00)
5	6,9426	-27.73	0,36	23.48	188,0	0,0	(0,00; 0,00)
6	8,1721	-25.69	0,35	23.48	188,0	0,0	(0,00; 0,00)
7	9,2953	-23.69	0,34	23.48	188,0	0,0	(0,00; 0,00)
8	10,3175	-21.72	0,34	23.48	188,0	0,0	(0,00; 0,00)

N°	Wi	α	L	ϕ	c	u	(Ctn; Ctt)
	[kN]	*[°]*	*[m]*	*[°]*	*[kPa]*	*[kPa]*	*[kN]*
9	11,2428	-19.77	0,34	23.48	188,0	0,0	(0,00; 0,00)
10	12,0749	-17.85	0,33	23.48	188,0	0,0	(0,00; 0,00)
11	12,8170	-15.95	0,33	23.48	188,0	0,0	(0,00; 0,00)
12	13,4717	-14.06	0,33	23.48	188,0	0,0	(0,00; 0,00)
13	14,0414	-12.19	0,32	23.48	188,0	0,0	(0,00; 0,00)
14	14,5280	-10.34	0,32	23.48	188,0	0,0	(0,00; 0,00)
15	14,9331	-8.49	0,32	23.48	188,0	0,0	(0,00; 0,00)
16	15,2579	-6.66	0,32	23.48	188,0	0,0	(0,00; 0,00)
17	15,5035	-4.83	0,32	23.48	188,0	0,0	(0,00; 0,00)
18	15,6707	-3.00	0,32	23.48	188,0	0,0	(0,00; 0,00)
19	15,7600	-1.18	0,32	23.48	188,0	0,0	(0,00; 0,00)
20	15,7716	0.64	0,32	23.48	188,0	0,0	(0,00; 0,00)
21	15,7055	2.46	0,32	23.48	188,0	0,0	(0,00; 0,00)
22	15,5617	4.28	0,32	23.48	188,0	0,0	(0,00; 0,00)
23	64,1587	6.09	0,31	23.48	188,0	0,0	(0,00; 0,00)
24	63,8687	7.90	0,31	23.48	188,0	0,0	(0,00; 0,00)
25	63,5026	9.71	0,32	23.48	188,0	0,0	(0,00; 0,00)
26	63,0595	11.53	0,32	23.48	188,0	0,0	(0,00; 0,00)
27	62,5378	13.36	0,32	23.48	188,0	0,0	(0,00; 0,00)
28	61,9359	15.21	0,32	23.48	188,0	0,0	(0,00; 0,00)
29	61,2518	17.08	0,32	23.48	188,0	0,0	(0,00; 0,00)
30	60,4831	18.96	0,33	23.48	188,0	0,0	(0,00; 0,00)
31	59,6270	20.86	0,33	23.48	188,0	0,0	(0,00; 0,00)
32	58,6804	22.79	0,34	23.48	188,0	0,0	(27,90; 0,00)
33	57,6395	24.75	0,34	23.48	188,0	0,0	(0,00; 0,00)
34	56,4999	26.73	0,35	23.48	188,0	0,0	(0,00; 0,00)
35	55,2565	28.76	0,35	23.48	188,0	0,0	(0,00; 0,00)
36	53,9034	30.82	0,36	23.48	188,0	0,0	(0,00; 0,00)
37	52,4334	32.93	0,37	23.48	188,0	0,0	(67,76; 34,63)
38	50,8384	35.09	0,38	23.48	188,0	0,0	(0,00; 0,00)
39	49,1082	37.31	0,39	23.48	188,0	0,0	(0,00; 0,00)
40	47,2308	39.59	0,40	23.48	188,0	0,0	(0,00; 0,00)
41	45,1914	41.96	0,42	23.48	188,0	0,0	(0,00; 0,00)
42	42,9716	44.42	0,43	23.48	188,0	0,0	(0,00; 0,00)
43	40,7965	46.98	0,46	23.04	0,0	0,0	(55,90; 12,92)
44	38,8371	49.68	0,48	23.04	0,0	0,0	(0,00; 0,00)
45	36,6821	52.53	0,51	23.04	0,0	0,0	(0,00; 0,00)
46	34,2828	55.59	0,55	23.04	0,0	0,0	(0,00; 0,00)
47	31,5768	58.90	0,60	23.04	0,0	0,0	(0,00; 0,00)
48	28,4649	62.58	0,67	23.04	0,0	0,0	(0,00; 0,00)
49	24,7673	66.80	0,79	23.04	0,0	0,0	(0,00; 0,00)
50	20,0780	71.96	1,00	21.32	0,0	0,0	(0,00; 0,00)
51	12,6671	79.64	1,73	19.61	0,0	0,0	(0,00; 0,00)

Resistenza a taglio paratia = 0,0000 [kN]
ΣW_i = 1648,5212 [kN]
$\Sigma W_i \sin\alpha_i$ = 610,7894 [kN]
$\Sigma W_i \cos\alpha_i \tan\phi_i$ = 608,5611 [kN]
$\Sigma c_i b_i / \cos\alpha_i$ = 2711,3298 [kN]

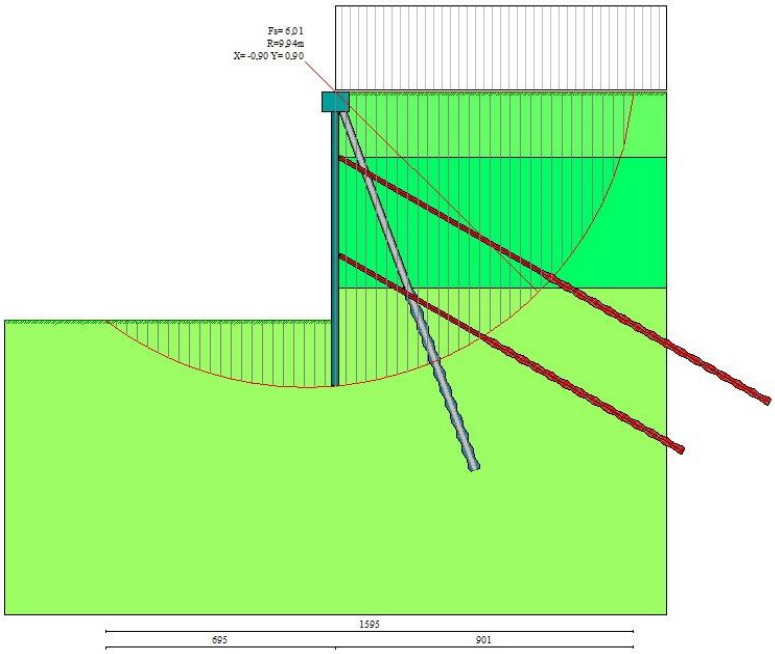


Fig. 6 - Stabilità globale (Combinazione n° 3)

Risultati tiranti

Simbologia adottata

N sforzo su ogni tirante della fila espresso in [kN]
A_f area di armatura in ogni tirante espressa in [cmq]
L lunghezza totale di progetto del tirante espressa in [m]
Lf lunghezza di fondazione di progetto del tirante espressa in [m]
σ_f tensione di trazione nell'acciaio del tirante espressa in [kPa]
u spostamento orizzontale del tirante della fila, positivo verso valle, espresso in [cm]
R1, R2, R3 resistenza nei tre meccanismi considerati (sfilamento della fondazione, aderenza malta-armatura, resistenza malta) espressa in [kN]
FS Fattore di sicurezza (rapporto min(R1, R2, R3)/N)

n°	N	Af	Lf	L	σ_f	u	R1	R2	R3	FS	cmb
	[kN]	*[cmq]*	*[m]*	*[m]*	*[kPa]*	*[cm]*	*[kN]*	*[kN]*	*[kN]*		
1	57,77	40,75	6,00	12,00	14178	0,28321	436,33	9547,78	7088,18	7.553	1
2	194,57	4,17	8,00	15,00	466606	0,77491	361,43	1628,76	7277,20	1.858	1
3	244,29	4,17	7,00	12,00	585837	0,73035	361,43	1425,17	6367,55	1.479	1

Verifica armatura paratia (Inviluppo sezioni critiche)

Verifica a flessione

Simbologia adottata

n° numero d'ordine della sezione
Y ordinata della sezione rispetto alla testa della paratia espressa in [m]
M momento flettente espresso in [kNm]
N sforzo normale espresso in [kN] (positivo di compressione)
M_u momento ultimo di riferimento espresso in [kNm]
N_u sforzo normale ultimo di riferimento espresso in [kN]
FS coefficiente di sicurezza (rapporto fra la sollecitazione ultima e la sollecitazione di esercizio)

Area della sezione del tubolare 40,75 [cmq]

n° - Tipo	Y	M	N	Mu	Nu	FS
	[m]	*[kNm]*	*[kN]*	*[kNm]*	*[kN]*	
1 - SLU - STR	3,60	-13,58	74,07	-57,47	313,52	4.233

Verifica a taglio

Simbologia adottata

n°	numero d'ordine della sezione
Y	ordinata della sezione rispetto alla testa, espressa in [m]
V_{Ed}	taglio agente sul palo, espresso in [kN]
V_{Rd}	taglio resistente, espresso in [kN]
FS	coefficiente di sicurezza a taglio (V_{Rd}/V_{Ed})

La verifica a taglio sui micropali viene eseguita considerando il solo contributo resistente del tubolare. L'area della sezione effetiva di verifica (A_{eff}) viene determinata come area lorda (A) della sezione tubolare moltiplicata per 2 / π.
A_{eff} = 25,94 cmq

n° - Tipo	Y [m]	V_{Ed} [kN]	V_{Rd} [kN]	FS
1 - SLU - STR	5,00	23,41	506,35	21.625

Verifica tensioni

Simbologia adottata

n°	numero d'ordine della sezione
Y	ordinata della sezione rispetto alla testa della paratia espressa in [m]
σ_f	tensione nell'acciaio espressa in [kPa]
τ_f	tensione tangenziale in [kPa]
σ_{id}	tensione ideale espressa in [kPa]

Area della sezione del tubolare 40,75 [cmq]

σ_f [kPa]	τ_f [kPa]	σ_{id} [kPa]	cmb
80614	27	80614	5

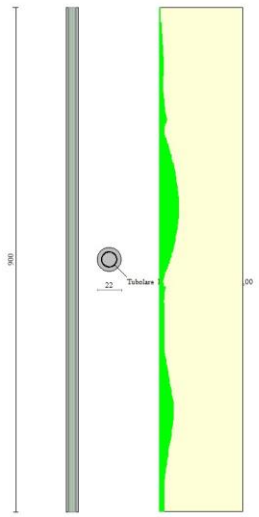


Fig. 7 - Armature - verifiche SLU

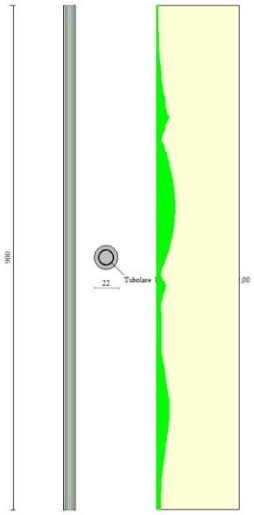


Fig. 8 - Armature - verifiche SLE

Verifica sezione cordoli

Simbologia adottata

M_h	momento flettente espresso in [kNm] nel piano orizzontale
T_h	taglio espresso in [kN] nel piano orizzontale
M_v	momento flettente espresso in [kNm] nel piano verticale
T_v	taglio espresso in [kN] nel piano verticale

Cordolo N° 1 (X=0,00 m) (Cordolo in c.a.)

B=80,00 [cm]	H=60,00 [cm]		
A_{fv}=20,11 [cmq]	A_{fh}=16,08 [cmq]	Staffe ϕ10/13	Nbh=2 - Nbv=2
M_h=2,96 [kNm]	M_{uh}=581,02 [kNm]	FS=196.04	
T_h=9,88 [kN]	T_{Rh}=808,51 [kN]	FS_T=81.84	cotgθh=2.50
M_v=8,14 [kNm]	M_{uv}=426,73 [kNm]	FS=52.40	
T_v=27,14 [kN]	T_R=595,75 [kN]	FS_{Tv}=21.95	cotgθv=2.50

Cordolo N° 2 (X=2,00 m) (Cordolo in acciaio)

A=50,68 [cmq]	W=212,60 [cm^3]		
M_h=50,55 [kNm]	T_h=84,25 [kN]	M_v=29,19 [kNm]	T_v=48,64 [kN]
σ_f = 237780 [kPa]	τ_f = 16625 [kPa]	σ_{id} = 239517 [kPa]	

Cordolo N° 3 (X=5,00 m) (Cordolo in acciaio)

A=50,68 [cmq]	W=212,60 [cm^3]		
M_h=63,47 [kNm]	T_h=105,78 [kN]	M_v=36,64 [kNm]	T_v=61,07 [kN]
σ_f = 298539 [kPa]	τ_f = 20873 [kPa]	σ_{id} = 300720 [kPa]	

8. DICHIARAZIONI SECONDO N.T.C. 2018 (PUNTO 10.2)

Analisi e verifiche svolte con l'ausilio di codici di calcolo
Il sottoscritto , in qualità di calcolatore delle opere in progetto, dichiara quanto segue.

Tipo di analisi svolta
L'analisi strutturale e le verifiche sono condotte con l'ausilio di un codice di calcolo automatico. La verifica della sicurezza degli elementi strutturali è stata valutata con i metodi della scienza delle costruzioni. L'analisi strutturale è condotta con l'analisi statica non-lineare, utilizzando il metodo degli spostamenti per la valutazione dello stato limite indotto dai carichi statici. L'analisi strutturale sotto le azioni sismiche è condotta con il metodo dell'analisi statica equivalente secondo le disposizioni del capitolo 7 del DM 17/01/2018.
L'analisi strutturale viene effettuata con il metodo degli elementi finiti, schematizzando la struttura in elementi lineari e nodi. Le incognite del problema sono le componenti di spostamento in corrispondenza di ogni nodo (2 spostamenti e 1 rotazioni).
La verifica delle sezioni degli elementi strutturali è eseguita con il metodo degli Stati Limite. Le combinazioni di carico adottate sono esaustive relativamente agli scenari di carico più gravosi cui l'opera sarà soggetta.

Origine e caratteristiche dei codici di calcolo

Titolo	PAC - Analisi e Calcolo Paratie
Versione	16.0
Produttore	Aztec Informatica srl, Casali del Manco - Loc. Casole Bruzio (CS)
Utente	Studio Tec. Ass. Ing. Brizzolara e Ing. Sturla
Licenza	AIU3767A3

Affidabilità dei codici di calcolo
Un attento esame preliminare della documentazione a corredo del software ha consentito di valutarne l'affidabilità. 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.

Modalità di presentazione dei risultati
La relazione di calcolo strutturale presenta i dati di calcolo tale da garantirne la leggibilità, la corretta interpretazione e la riproducibilità. La relazione di calcolo illustra in modo esaustivo i dati in ingresso ed i risultati delle analisi in forma tabellare.

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 dal sottoscritto utente del software. 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.
In base a quanto sopra, io sottoscritto asserisco che l'elaborazione è corretta ed idonea al caso specifico, pertanto i risultati di calcolo sono da ritenersi validi ed accettabili.