

COMMITTENTE :



RETE FERROVIARIA ITALIANA - S.p.A.

DIREZIONE TERRITORIALE PRODUZIONE DI ANCONA

PROGETTAZIONE:



SWS engineering s.p.a.
Via della Stazione, 27 Fraz. Mattarello
38123 Trento (TN) Italia
P.iva C.F. 05560910222



SOGGETTO TECNICO : RFI SpA - DIREZIONE TERRITORIALE PRODUZIONE DI ANCONA
S. O. INGEGNERIA

PROGETTO DEFINITIVO

LINEA: BOLOGNA-LECCE
COMUNE DI ANCONA

PROGETTO: Comune di Ancona - Lungomare Nord

Realizzazione della scogliera di protezione della linea ferroviaria Bologna-Lecce, interrimento con gli escavi dei fondali marini, rettifica e velocizzazione della linea ferroviaria

RELAZIONE DI CALCOLO DELLE STRUTTURE - OPERE DI SOSTEGNO

SCALA

Foglio

di

PROGETTO/ANNO

SOTTOPR.

LIVELLO

NOME DOC.

PROGR.OP.

FASE FUNZ.

NUMERAZ.

1 8 2 6 1 8

0 0 2

P D

T G

0 0

0 0

E 5 0 2

Revis.	Descrizione	Redatto	Data	Verificato	Data	Approvato	Data	Autorizzato	Data
A	1^ EMISSIONE	C. Marchetti	03 Luglio 2018	V. Gangai	02 Luglio 2018	P. Ludovico	04 Luglio 2018	G. del Vasto	04 Luglio 2018
B	2^ EMISSIONE	Ing. CLAUDIA MARCHETTI	03 Agosto 2018	V. Gangai	02 Settemb. 2018	P. Ludovico	04 Settemb. 2018	G. del Vasto	04 Settemb. 2018
C	3^ EMISSIONE		26 Dicembre 2018	V. Gangai	26 Febbraio 2019	P. Ludovico	26 Febbraio 2019	N. D'Alessandro	26 Febbraio 2019

POSIZIONE ARCHIVIO

LINEA

SEDE TECN.

NOME DOC.

NUMERAZ

□ □ □ □

□ □ □ □ □ □

- - - -

.

Verificato e trasmesso	Data	Convalidato	Data	Archiviato	Data

File:

Sommario

1	PREMESSA	2
2	INQUADRAMENTO NORMATIVO	3
3	CAMPAGNA DI INDAGINI	5
3.1	INDAGINI GEOTECNICHE	5
3.2	INDAGINI GEOFISICHE	5
4	INQUADRAMENTO GEOLOGICO ED IDROGEOLOGICO	6
5	INQUADRAMENTO SISMICO	8
6	CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA DEI TERRENI	11
6.1	PARAMETRI GEOTECNICI DI CALCOLO	11
7	CARATTERISTICHE DEI MATERIALI	13
8	PARATIE - ANALISI E VERIFICHE STRUTTURALI E GEOTECNICHE	14
8.1	MODELLO DI CALCOLO	14
8.1.1	Pressione e resistenza statica delle terre e dell'acqua.....	15
8.2	CONDIZIONI DI CARICO.....	16
8.2.1	Carichi mobili stradali.....	16
8.3	COMBINAZIONI E COEFFICIENTI PARZIALI	16
8.3.1	Note sulle verifiche in esercizio (SLE)	18
8.3.2	Note sulle verifiche di resistenza degli elementi strutturali (SLU).....	19
8.3.3	Note sulle verifiche di stabilità geotecnica (GEO).....	19
8.3.4	Note sulle verifiche in fase sismica.....	19
8.4	ANALISI DELLA PARATIA	22
8.4.1	Fasi di calcolo	22
8.5	ANALISI DEI RISULTATI E VERIFICHE	22
8.6	VERIFICHE DEGLI ELEMENTI STRUTTURALI.....	25
9	MURI DI SOSTEGNO	27
10	ALLEGATO - TABULATO DI CALCOLO IS-PARATIE	55

1 PREMESSA

Nell'ambito dell'Accordo di Programma "Comune di Ancona - Lungomare Nord. Realizzazione della scogliera di protezione della linea ferroviaria Bologna-Lecce, interrimento con gli escavi dei fondali marini, rettifica e velocizzazione della linea ferroviaria" sottoscritto il 12/10/2017 tra Rete Ferroviaria Italiana S.p.A., il Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti, L'Autorità di Sistema Portuale del Mare Adriatico Centrale, la Regione Marche e il Comune di Ancona, si inseriscono la progettazione, l'appalto e l'esecuzione dell'intervento in oggetto che si articola in tre fasi funzionali:

- Fase 1: realizzazione della scogliera di protezione della linea ferroviaria (scogliera esterna lato mare e un pennello), a cura di RFI;
- Fase 2: realizzazione sottofondo, rettifica e velocizzazione della linea ferroviaria (compreso confinamento interno), a cura di RFI;
- Fase 3: interrimento con gli escavi dei fondali marini (area compresa tra la scogliera esterna e il confinamento interno), a cura di AdSP.

In particolare, il presente elaborato ha lo scopo di affrontare tutte le problematiche di natura geotecnica e strutturale riguardanti le paratie e i muri di sostegno previsti in progetto per il prolungamento del sottopassaggio pedonale in corrispondenza della stazione di Ancona Torrette.

2 INQUADRAMENTO NORMATIVO

Per la valutazione e la risoluzione delle problematiche di ordine geotecnico e strutturale, si è fatto riferimento alle seguenti normative di carattere generale:

D.M. 17 gennaio 2018 “Aggiornamento delle Norme Tecniche per le Costruzioni”;

D.M. 14 gennaio 2008 “Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni”;

Circolare Esplicativa 02 febbraio 2009 n° 617/C.S.LL. “Istruzioni per l'applicazione delle Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni di cui al D.M. 14 gennaio 2008”;

NORMATIVA FERROVIARIA

- *Manuale di progettazione delle opere civili parte I*
Codifica RFI DTC SI MA IFS 001 B
- *Manuale di progettazione delle opere civili parte II sezione 1 - Ambiente*
Codifica RFI DTC SI AM MA IFS 001 A
- *Manuale di progettazione delle opere civili parte II sezioni 2 – Ponti e strutture*
Codifica RFI DTC SI PS MA IFS 001 B
- *Manuale di progettazione delle opere civili parte II sezioni 3 – Corpo stradale*
Codifica RFI DTC SI CS MA IFS 001 B
- *Manuale di progettazione delle opere civili parte II sezioni 4 - Gallerie*
Codifica RFI DTC SI GA MA IFS 001 B
- *Manuale di progettazione delle opere civili parte II sezioni 5 – Prescrizioni per i marciapiedi e le pensiline delle stazioni ferroviarie a servizio dei viaggiatori*
Codifica RFI DTC SI CS MA IFS 002 A
- *Manuale di progettazione delle opere civili parte II sezioni 6 – Sagome e profilo minimo degli ostacoli*
Codifica RFI DTC SI CS MA IFS 003 A
- *Manuale di progettazione delle opere civili parte II sezioni 7 – Geologia*
Codifica RFI DTC SI GE MA IFS 001 A
- *Specifiche per la progettazione geotecnica delle opere civili ferroviarie*
Codifica RFI DTC INC CS SP IFS 001 A
- *Specifiche per la progettazione e l'esecuzione dei ponti ferroviari e di altre opere minori sotto binario*
Codifica RFI DTC INC PO SP IFS 001 A
- *Specifiche per la progettazione e l'esecuzione di cavalcavia e passerelle pedonali sulla sede ferroviaria*

- Codifica RFI DTC INC PO SP IFS 002 A
- *Specifica per la verifica a fatica dei ponti ferroviari*
Codifica RFI DTC INC PO SP IFS 003 A
- *Linee guida per il collaudo statico delle opere in terra*
Codifica RFI DTC CS LG IFS 001 A
- *Specifica per il progetto, la produzione, il controllo della produzione e la posa in opera dei dispositivi di vincolo e dei coprigiunti degli impalcati ferroviari e dei cavalcavia*
Codifica RFI DTC INC PO SP IFS 005 A

3 CAMPAGNA DI INDAGINI

A supporto della progettazione definitiva per le opere in oggetto è stata eseguita a partire dal giorno 5 marzo 2018 e fino al giorno 31 maggio 2018 una estesa campagna di indagini geognostiche e geofisiche.

3.1 INDAGINI GEOTECNICHE

Nel dettaglio il programma di indagini è stato il seguente:

- Esecuzione di n° 7 sondaggi meccanici realizzati a terra a carotaggio continuo (cc), spinti a profondità variabili tra 40,00 e 100,00 dal p.c.
Nei sondaggi, sono state installate (sino alla profondità massima raggiunta dalle perforazioni), varie tipologie di strumentazioni, come riportato nella documentazione allegata;
- Esecuzione di n° 6 sondaggi meccanici realizzati in mare a carotaggio continuo (cc), spinti a profondità variabili tra 40,00 e 50,00 dal p.c.;
- Installazione di n° 3 tubi inclinometrici spinti alla profondità max di 100,00 da p.c.;
- Installazione di n° tubi in PVC per acquisizione sismica in foro tipo Down Hole, spinti alla profondità max di 50,00 m da p.c.;
- Prelievo di n° 3 campioni rimaneggiati, per Analisi Ambientali;
- Prelievo di n° 39 campioni indisturbati, tramite campionatore a pressione “a parete sottile di tipo aperto” (Shelby), per analisi geotecniche di laboratorio;
- Prelievo di n°3 campioni rimaneggiati, per Analisi Granulometriche;
- Esecuzione di n°15 prove penetrometriche statiche elettriche con piezocono (CPTU) eseguite in mare, spinte a profondità variabili tra 7,79 e 12,08 m dal p.c..

3.2 INDAGINI GEOFISICHE

Oltre alle indagini sopra menzionate sono state eseguite anche le indagini geofisiche sotto elencate:

- Esecuzione di n° 3 indagini sismiche tipo Down Hole;
- Esecuzione di n°3 indagini sismiche tipo Masw.

4 INQUADRAMENTO GEOLOGICO ED IDROGEOLOGICO

L'assetto geologico della zona appartiene prevalentemente a depositi argillosi di età Plio-Pleistocenica, deposti nel bacino adriatico al di sopra delle formazioni pelitiche del Dominio Umbro-Marchigiano (Cantalamessa & Di Celma, 2004), rappresentate nell'area anconetana dalla Formazione dello Schlier, Formazione Gessoso-solfifera e dalle Argille a Colombacci. La Formazione delle Argille Azzurre di età Pliocenica è costituita in prevalenza da argille, argille marnose e marne argillose, molto bioturbate e siltose, e di colore grigio o grigio-azzurro. Nelle argille si intercalano siltiti e livelli di sabbie in strati generalmente sottili (spesso organizzati in pacchi). La discriminazione su base litologica dei terreni deposti in periodi diversi risulta difficoltosa data la sostanziale omogeneità litologica che li caratterizza. Unica evidenza il passaggio tra il Pliocene Inferiore e Superiore che è marcato dall'aumento del numero dei livelli sabbiosi (Cotecchia, 2006) caratteristico del Pliocene Medio.

L'assetto tettonico di questi terreni è caratterizzato da sinclinali e anticlinali formatesi in seguito a recenti fasi tettoniche con componente compressiva: tra queste viene segnalata la sinclinale di Tavarnelle, la cui asse corre subparallela alla linea di costa in tutta l'area in frana (Figura 4). La presenza di questa struttura fa sì che l'assetto degli strati risulti a franapoggio a monte dell'asse e a reggipoggio a valle; recenti indagini sismiche (Stucchi & Mazzotti, 2009; OGS, 2011) evidenziano come l'assetto degli strati a mare si mantenga con una leggera inclinazione verso la terraferma. Sono inoltre presenti alcune faglie normali con direzione appenninica, e faglie trascorrenti antiappenniniche.

Dal punto di vista geomorfologico l'area in esame risulta caratterizzata da una estesa frana complessa.

I dati a disposizione, ottenuti a partire dagli studi condotti da Cotecchia (1994-2001-2006), hanno permesso di definire tale frana come una frana multipla, costituita da tre frane denominate, A, B e C.

La scarpata principale della frana A è localizzata nella parte sommitale della collina di Montagnolo, con una superficie di scivolamento profonda nell'ordine di oltre 100 m. che emergerebbe sul fondale marino ad una distanza dalla linea di costa stimabile in 200-300 m.

La frana B interessa per tutta la sua lunghezza la parte centrale del versante. All'interno del perimetro della frana B sono stati osservati numerosi scivolamenti che hanno interessato la parte bassa del versante fino ad arrivare in prossimità della linea di costa e in alcuni casi a superarla di alcune decine di metri.

La frana C interessa una fascia più ristretta del versante del Montagnolo con una superficie di scivolamento che con molta probabilità emergerebbe dal fondale marino ad una distanza di circa 100 m dalla linea di costa.

Cotecchia (1994) ipotizza che le superfici di scivolamento di queste tre principali frane convergono in profondità in un'unica ampia fascia di taglio a comportamento duttile.

La morfodinamica dell'area risulta caratterizzata dall'evoluzione della grande frana in rapporto all'azione erosiva del mare sulla costa. Nel lungo periodo anche le oscillazioni eustatiche del livello marino modificherebbero i rapporti di forze tra i depositi franosi in movimento, i depositi marini e l'azione del mare.

Dal punto di vista idrogeologico, secondo Cotecchia (2006), il sistema di filtrazione nella zona della frana di Ancona è da considerarsi unico, verosimilmente a causa dell'alto grado di fessurazione delle argille. Infatti, molto spesso risulta difficile distinguere livelli piezometrici registrati nel materiale rimaneggiato dalla frana, da quelli basali nelle argille indisturbate del Pliocene. Il livello acquifero misurato nei numerosi piezometri presenti nell'area mostra oscillazioni anche sensibili all'interno dei primi 6-8 m. dal piano di campagna, con risalite locali, concomitanti con i periodi di maggior ricarica invernale-primaverile, fino a 1-2 m. dal p.d.c..

Dal punto di vista litologico i terreni dell'area di studio sono costituiti da argille e argille marnose da consistenti a molto consistenti alternate a sabbie fini e medio fini limose addensate. Localmente si rintracciano livelli a caratteristiche coesive o granulari con minor grado di consistenza od addensamento.

Il complesso delle indagini eseguite per la caratterizzazione stratigrafica e geotecnica dei terreni interessati dal presente progetto mostra, per le zone a mare una stratigrafia che indica, dall'alto verso il basso uno spessore variabile da 0,90 a 5,0 m. di depositi marini recenti ed attuali costituiti da sabbie da fini a medie talora debolmente limose grigie prevalentemente da sciolte a poco addensate. Di seguito si rintracciano depositi limoso argillosi talora con livelli organici (nei pressi della costa della località Barducci) di consistenza variabile, di spessore variabile da 0,50 a 5,80 m, talora più sabbiosi con livelli di sabbie fini grigie generalmente mediamente consistenti.

5 INQUADRAMENTO SISMICO

Con riferimento alle problematiche di natura sismica, si rileva che il presente progetto definitivo è stato elaborato sulla base del DM 17/1/18.

È ben noto che l'azione sismica dipende dalla categoria del terreno, così come definita dalle NTC 2018, che a sua volta si determina mediante il calcolo della velocità media delle onde sismiche di taglio nei primi 30 metri di terreno sotto il piano di fondazione. La categoria di terreno influenza in vario modo i parametri sismici attraverso coefficienti moltiplicativi che valgono 1 solamente nel caso di suolo rigido (categoria A, ammassi rocciosi affioranti o terreni molto rigidi).

Per stabilire i parametri sismici di progetto occorre partire dalla probabilità di superamento dell'evento sismico (PVR), lo stato limite al quale si intende riferirsi e la vita di riferimento dell'opera in progetto (VR) per ricavare il tempo di ritorno dell'evento sismico (TR). Nel caso specifico si assume come riferimento lo stato limite di collasso (SLC), con una PVR del 5% da cui, con una VR = 75 anni, deriva un TR = 1462 anni. Si tratta ora di definire la terna dei parametri (a_g , F_0 , T_c^*), che in un certo senso si possono definire indipendenti e tabulati per la maglia sismica di riferimento.



Figura 1 – Individuazione della maglia di riferimento

SLATO LIMITE	T_R [anni]	a_g [g]	F_0 [-]	T_c^* [s]
SLO	45	0.054	2.543	0.276
SLD	75	0.073	2.479	0.284
SLV	712	0.205	2.475	0.302
SLC	1462	0.267	2.497	0.312

Tabella 1 - Terna dei parametri (a_g , F_0 , T_c^*) per i periodi di ritorno associati a ciascun stato limite

Nella Tabella 1 - sono riportati i valori della terna di parametri (a_g , F_0 , T_c^*) per i periodi di ritorno associati a ciascun stato limite.

Ciascuno dei parametri viene calcolato mediante interpolazione lineare dei parametri associati ad ogni nodo del reticolo attorno al sito. Per lo specifico tempo di ritorno T_R , i valori dei parametri sono i seguenti:

- $a_g = 2.011 \text{ m/sec}^2$
- $a_g/g = 0,205$
- $F_0 = 2.475$
- $T_c^* = 0,302 \text{ sec}$

Con questi valori, possono essere determinati i periodi fondamentali T_B , T_C e T_D che separano i vari rami dello spettro di risposta dell'accelerazione orizzontale.

$$T_B = \frac{T_C}{3} \quad T_C = C_C \cdot T_C^* \quad T_D = 4.0 \cdot \frac{a_g}{g} + 1.60$$

Dove C_C è tabulato in funzione della categoria del sottosuolo e vale 1.0 nel caso di sottosuolo rigido (categoria A).

Le espressioni che definiscono i rami dello spettro di risposta sono le seguenti:

$$\begin{aligned} 0 \leq T < T_B & \quad S_e(T) = a_g * S * \eta * F_0 * \left[\frac{T}{T_B} + \frac{1}{\eta * F_0} * \left(1 - \frac{T}{T_B} \right) \right] \\ T_B \leq T < T_C & \quad S_e(T) = a_g * S * \eta * F_0 \\ T_C \leq T < T_D & \quad S_e(T) = a_g * S * \eta * F_0 * \left[\frac{T_C}{T} \right] \\ T_D \leq T & \quad S_e(T) = a_g * S * \eta * F_0 * \left[\frac{T_C * T_D}{T^2} \right] \end{aligned}$$

Il coefficiente S è il prodotto del fattore di amplificazione stratigrafica S_S e delle condizioni topografiche S_T ; si può cautelativamente assumere un valore:

$$S_T = 1.00 \quad (\text{categoria topografica T1})$$

Il coefficiente S_S si ricava da formule che dipendono dalla categoria di sottosuolo, da F_0 e dall'accelerazione attesa a_g/g . Il valore di S , per la categoria di suolo D, nel caso specifico della coppia di valori a_g e F_0 pari a quelli sopra ipotizzati per il tracciato in progetto è pari a 1.396.

All'interno delle suddette relazioni, il parametro η altera lo spettro elastico per coefficienti di smorzamento viscosi convenzionali (ξ) diversi dal 5% (valore per il quale si ha $\eta = 1$). Si possono assumere valori di $5\% \leq \xi \leq 28\%$; in corrispondenza dell'estremo superiore ($\xi = 28\%$) si ha $\eta \geq 0.55$, considerando la seguente legge di variazione di η :

$$\eta = \sqrt{\frac{10}{5+\xi}}$$

Assumendo uno smorzamento del 5% ($\eta = 1$), nelle figure seguenti si riportano le ordinate dello spettro di risposta $S_e(T)$ in accelerazione orizzontale per lo stato limite di collasso, considerando il sottosuolo di categoria C e categoria topografica T1.

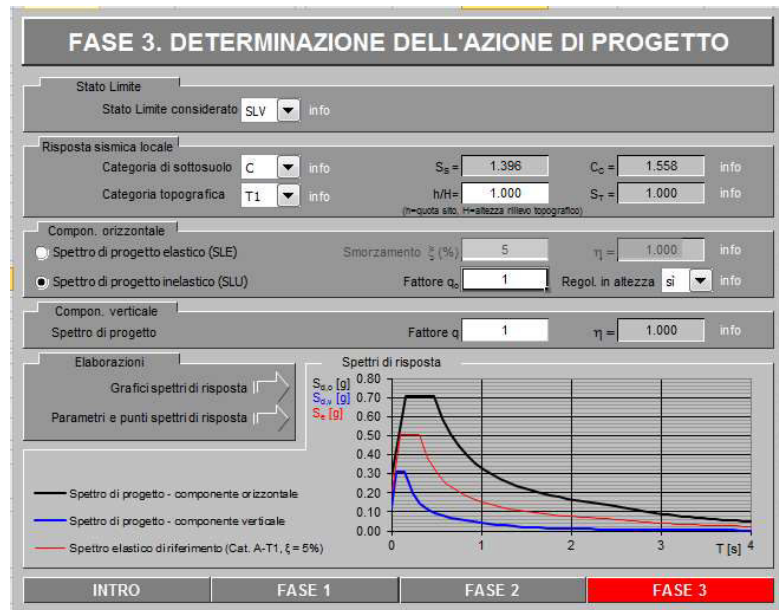
Categoria di sottosuolo C

Parametri indipendenti

STATO LIMITE	SLV
a_g	0.205 g
F_o	2.475
T_C	0.302 s
S_S	1.396
C_C	1.558
S_T	1.000
q	1.000

Parametri dipendenti

S	1.396
η	1.000
T_B	0.157 s
T_C	0.471 s
T_D	2.419 s



6 CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA DEI TERRENI

In base ai risultati delle indagini è stato possibile ricostruire la stratigrafia dei terreni interessati dalla realizzazione del nuovo rilevato ferroviario. La stratigrafia non è costante lungo il profilo del tracciato ferroviario, in quanto nei tratti iniziali il nuovo tracciato ferroviario si sovrappone all'esistente, mentre nel tratto centrale si trova più verso mare. Inoltre, dalle indagini sembrerebbe che, nei tratti iniziale e finale, sia presente una superficie di scivolamento della frana più superficiale.

Di seguito si riportano tre stratigrafie, rappresentati del tratto iniziale, centrale e finale:

Tratto iniziale

- Terreno di riporto da p.c. a -4,90 m
- Sabbia medio fine debolmente limosa da -4,90 m a -6,70 m
- Argilla limosa o limo argilloso da -6,70 m a -18,70 m
- Argilla limosa da consistente a molto consistente a partire da -18,70 m fino alla profondità indagata

Tratto centrale

- Sabbia medio fine debolmente limosa da p.c. a -0,50 m
- Argilla limosa o limo argilloso da -0,50 m a -1,60 m
- Argilla limosa da consistente a molto consistente a partire da -1,60 m fino alla profondità indagata

Tratto finale

- Terreno di riporto da p.c. a -3,00 m
- Sabbia medio fine debolmente limosa da -3,00 m a -6,00 m
- Argilla limosa o limo argilloso da -6,00 m a -13,60 m
- Argilla limosa da consistente a molto consistente a partire da -13,60 m fino alla profondità indagata

6.1 PARAMETRI GEOTECNICI DI CALCOLO

Il modello geotecnico del terreno, utilizzato per le verifiche strutturali deriva dall'interpretazione delle indagini geologiche effettuate in sito e delle prove di laboratorio su campioni di terreno indisturbati.

Al fine di determinare i parametri geotecnici di progetto sono state utilizzate le correlazioni ricavate dalla letteratura specifica.

Ai fini dei calcoli e delle verifiche geotecniche, in base alla caratterizzazione stratigrafica riportata sopra e geologica riportata nello specifico elaborato, sono state definite le seguenti unità geotecniche riportate in tabella:

CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA						
		γ_n [kN/m ³]	Cu [kPa]	ϕ'	c' [kPa]	Mo [Mpa]
UNITA' GEOTECNICHE	terreno di riporto - R	19.0		35.0		
	sabbie medio fini - Sb	19.0		31.0	0.0	
	argilla limosa di consistenza medio bassa e media - Al-m	20.0	80.0	25.5	12.5	6.0
	argilla debolmente limosa molto consistente - Al-c	20.0	205.0	19.7	61.7	10.7

7 CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

E' previsto l'impiego dei seguenti materiali:

Calcestruzzo per magrone: $R_{ck} \geq 15 \text{ N/mm}^2$

Calcestruzzo per strutture di fondazione e in elevazione: C32/40

$$R_{ck} = 40 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{ck} = 33.2 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{cd} = 18.81 \text{ N/mm}^2$$

$$E_{cm} \approx 33643 \text{ N/mm}^2$$

Acciaio da cemento armato: B450C ad aderenza migliorata

$$f_{yk} = 450 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{tk} = 540 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{yd} = 391.3 \text{ N/mm}^2$$

Copriferro: 4.0 cm

Acciaio per micropali S275 J0

$$f_{yk} \geq 275 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{tk} \geq 430 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{yd} = 262 \text{ N/mm}^2$$

$$E = 210000 \text{ N/mm}^2$$

In accordo con quanto previsto dalla "Specifica RFI DTC INC PO SP IFS 001 A" per le verifiche allo SLE si è tenuto conto delle seguenti limitazioni sulle tensioni:

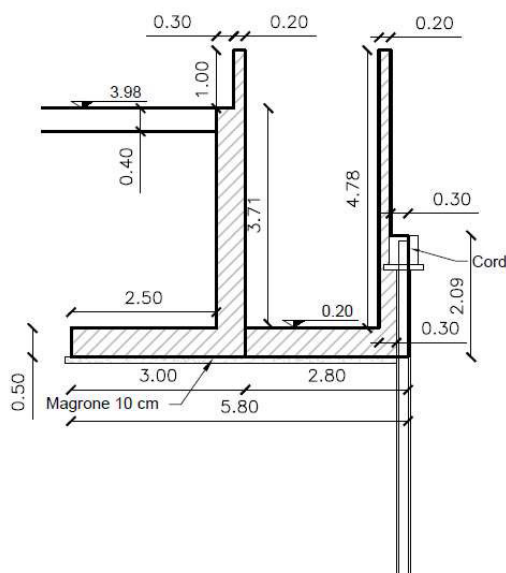
Limite tensioni di compressione nel calcestruzzo (comb. rare)	$0.55 f_{ck}$
Limite tensioni di compressione nel calcestruzzo (comb. quasi perm.)	$0.40 f_{ck}$
Limite tensioni di trazione nell'acciaio (comb. rare)	$0.75 f_{yk}$

8 PARATIE - ANALISI E VERIFICHE STRUTTURALI E GEOTECNICHE

Le paratie da costruire sono costituite da micropali di diametro 25 cm, armati con tubolari di acciaio $\varnothing 168.3\text{mm}$, spessi 8 mm di lunghezza pari a 6.00 m. I tubi sono posti ad un interasse di 40 cm.

In sommità è prevista la realizzazione di un cordolo di coronamento in CA.

In fase definitiva la paratia viene rivestita da una fodera in c.a. Tale rivestimento sarà ancorato al cordolo di testa e proseguirà in alto fino a raggiungere la stessa quota sommitale della parete parallela, lato ferrovia, come illustrato nella figura seguente:



8.1 MODELLO DI CALCOLO

Al fine di ottenere informazioni attendibili sull'entità delle sollecitazioni e delle deformazioni nelle paratie è necessario poterne seguire il comportamento durante le principali fasi esecutive. Il calcolo "monodimensionale" della paratia verrà perciò condotto con l'ausilio del codice di calcolo automatico agli elementi finiti IS *PARATIE* prodotto da *CDM Dolmen e omnia IS srl* che, con l'impiego di un metodo di calcolo iterativo, consente di modellare l'interazione terreno-struttura nella successione delle fasi di scavo e di esercizio.

Infatti, in tale codice di calcolo, l'interazione fra la paratia e il terreno, è simulata modellando la prima con elementi finiti caratterizzati da una rigidità flessionale ed il secondo con molle elasto-plastiche connesse ai nodi della paratia di rigidità proporzionale al modulo di rigidità del terreno. Inoltre, è possibile modellare eventuali elementi di sostegno della paratia (tiranti, puntoni, centine) con molle dotate di opportuna rigidità.

La legge costitutiva elasto-plastica del terreno è identificata dai parametri di spinta del terreno: il terreno reagisce in modo elastico sino ai valori limite dello spostamento raggiunti

i quali, la reazione corrisponde, a seconda del segno dello spostamento, ai valori limite della pressione attiva o passiva. Si intende che gli spostamenti vengono computati a partire dalla situazione di terreno "in quiete".

Questo modello, nella sua semplicità concettuale, derivato direttamente dal modello di Winkler, consente una simulazione del comportamento del terreno adeguata agli scopi progettuali. In particolare, vengono superate le limitazioni dei più tradizionali metodi dell'equilibrio limite, non idonei a seguire il comportamento della struttura al variare delle fasi esecutive.

Il metodo di calcolo richiede la definizione di parametri di interazione struttura-terreno, valutati in funzione delle caratteristiche geotecniche e fisiche dei terreni e delle caratteristiche geometriche e strutturali dell'opera.

Tutti i calcoli verranno condotti con riferimento a condizioni di lungo termine (parametri del terreno "efficaci") che, nel caso di esecuzione di scavi (detensionamento del terreno), conducono a risultati cautelativi sul dimensionamento delle opere di sostegno.

8.1.1 PRESSIONE E RESISTENZA STATICA DELLE TERRE E DELL'ACQUA

In generale, la pressione σ'_h che lo scheletro solido del terreno esercita su una struttura di sostegno dipende dagli spostamenti che essa subisce per effetto di σ'_h stessa ovvero dipende dall'interazione fra la struttura ed il terreno a tergo dell'opera. Nel caso in cui la struttura subisca uno spostamento verso valle (diminuzione della tensione orizzontale efficace rispetto alle condizioni geostatiche), la σ'_h sul paramento di monte può essere calcolata come:

$$\sigma'_h = k_a \sigma'_v - 2c' \sqrt{k_a} \quad \text{pressione attiva}$$

dove:

k_a è il coefficiente di spinta attiva

σ'_v è la tensione verticale efficace

c' è la coesione efficace

Il coefficiente di spinta attiva, per il caso in esame, è stato determinato tramite analisi limite, come illustrato dal seguente paragrafo.

Per il coefficiente di resistenza passiva, in condizioni statiche si può porre $k_p = k_p(\varphi', \psi, \beta, \delta)$.

Pertanto, in generale, nel caso di strutture di sostegno flessibili, eventualmente contrastate da elementi strutturali attivi o passivi messi in opera in fasi successive, sul paramento di monte agirà la pressione attiva e su quello di valle la pressione passiva.

Nel caso di strutture molto rigide, incapaci di subire spostamenti sufficienti a mobilitare la pressione attiva o quella passiva, la pressione σ'_h esercitata dallo scheletro solido sull'opera di sostegno può essere calcolata come la pressione in condizioni geostatiche:

$$\sigma'_h = k_0 \sigma'_v \quad \text{pressione a riposo}$$

dove:

k_0 è il coefficiente di spinta a riposo;

σ'_v è la tensione verticale efficace.

Secondo la relazione di [Kulhawy et al., 1989] k_0 dipende dalla resistenza del terreno e dal rapporto di sovraconsolidazione del terreno O.C.R.:

$$k_0 = k_0^{nc} (OCR)^m$$

dove:

k_0^{nc} è il coefficiente di spinta a riposo per terreni normal consolidati che secondo [Jaky, 1936] può essere posto pari a $(1 - \tan \varphi')$;

m è un parametro empirico, di solito compreso tra 0.4 e 0.7.

In generale, per strutture di sostegno impermeabili senza sistemi di drenaggio a monte, alla pressione esercitata dallo scheletro solido deve essere sommata la pressione esercitata dall'acqua.

In condizioni drenate (regime stazionario), che sono le condizioni a vantaggio di sicurezza nel caso di esecuzione di scavi (detensionamento del terreno), la pressione dell'acqua (pressione neutra) nei pori è indipendente dalla deformazione dello scheletro solido (disaccoppiamento meccanico-idraulico). Pertanto, nell'ipotesi semplificativa che il flusso nell'intorno della paratia si sviluppi prevalentemente in direzione verticale il calcolo della pressione neutra p alla quota z può essere condotto considerando che il prodotto fra permeabilità k e perdita di carico i è costante (principio di conservazione della massa applicato alla legge di Darcy) ovvero, che in ciascun tratto omogeneo (permeabilità k costante), di spessore $L = z - z_0$, la perdita di carico i è costante:

$$p = p_0 - \gamma_w (1 + i)(z - z_0) \quad \text{pressione neutra}$$

p_0 è la pressione all'inizio di ciascun tratto omogeneo ovvero $p(z = z_0)$

γ_w è il peso specifico dell'acqua

$$i = \frac{-\Delta h}{L} = -\frac{[h(z) - h(z_0)]}{z - z_0}$$

i è la perdita di carico

z è la quota, positiva verso l'alto, alla quale si calcola p

8.2 CONDIZIONI DI CARICO

Le azioni applicate a monte della paratia sono sostanzialmente quelle dovute ai carichi mobili stradali.

8.2.1 CARICHI MOBILI STRADALI

A monte della paratia si è applicato un carico variabile distribuito pari a 20 kN/m.

8.3 COMBINAZIONI E COEFFICIENTI PARZIALI

Le analisi per il dimensionamento dell'opera sono svolte secondo la metodologia degli stati limite.

Nelle verifiche allo stato limite ultimo deve essere rispettata la seguente relazione:

$$E_d < R_d$$

dove E_d sono le azioni di progetto agenti sul sistema considerato, R_d la resistenza di progetto del sistema considerato. Inoltre, valgono le seguenti relazioni:

$$E_d = \gamma_E E_k \left[F_k; \frac{X_k}{\gamma_M}; a_d \right]$$

$$R_d = \frac{1}{\gamma_R} R_k \left[\gamma_F F_k; \frac{X_k}{\gamma_M}; a_d \right]$$

Effetto delle azioni e resistenza sono espresse in funzione delle azioni di progetto $E_d = \gamma_E E_k$, dei parametri di progetto $X_d = X_k / \gamma_M$ e della geometria di progetto a_d . Nella formulazione di R_d compare esplicitamente il coefficiente γ_R che opera direttamente sulla resistenza del sistema.

La verifica della suddetta condizione deve essere effettuata impiegando diverse combinazioni di gruppi di coefficienti parziali, rispettivamente definiti per le azioni (A1, A2), per i parametri geotecnici (M1, M2) e per le resistenze (R1, R2, R3). I diversi gruppi di coefficienti di sicurezza parziali sono scelti nell'ambito di due approcci progettuali distinti [NTC – 6.5.3.1.2].

La verifica di stabilità globale dell'insieme terreno-opera deve essere effettuata con la seguente combinazione:

- Combinazione 2: A2+M2+R2 utilizzata per le verifiche di stabilità globale dell'insieme terreno-opera.

Le restanti verifiche devono essere effettuate considerando le seguenti combinazioni di coefficienti (*Approccio 1*):

- Combinazione 1: A1+M1+R1 utilizzata per le verifiche strutturali in condizioni statiche;
- Combinazione 2: A2+M2+R1 utilizzata per le verifiche geotecniche in condizioni statiche;

oppure, in alternativa (*Approccio 2*):

- Combinazione unica: A1+M1+R3.

Nelle tabelle sotto riportate, sono riassunti i fattori parziali considerati per ciascuna combinazione e per ciascuno stato limite. I valori caratteristici della coesione e dell'angolo di attrito efficaci del terreno sono stati ottenuti direttamente dai risultati delle indagini, condotte nell'area in esame.

Tabella 2 – Coefficienti parziali sulle azioni

Combinazione	γ_{G1}	γ_{Qi}
A1	1.35	1.50
A2	1.00	1.30

γ_{G1} = coefficiente parziale azioni permanenti

γ_{Qi} = coefficiente parziale azioni variabili

Tabella 3 – Coefficienti parziali sulle resistenze

Combinazione	$\gamma_{\varphi'}$	$\gamma_{c'}$	γ_{cu}	γ_c	γ_s
M1	1.0	1.0	1.0	1.5	1.15
M2	1.25	1.25	1.4	1.5	1.15

$\gamma_{\varphi'}$ = coefficiente parziale angolo di attrito efficace

$\gamma_{c'}$ = coefficiente parziale coesione efficace

γ_{cu} = coefficiente parziale coesione non drenata

γ_c = coefficiente parziale resistenza calcestruzzo

γ_s = coefficiente parziale resistenza acciaio

Nelle seguenti tabelle si riportano i coefficienti parziali indicati dalla normativa (moltiplicativi per le azioni e riduttivi per i parametri di resistenza del terreno).

Azioni (γ_F)				Proprietà del terreno (γ_M)		
Permanenti		Variabili		$\tan \varphi'$	c'	c_u
sfavorevoli	favorevoli	sfavorevoli	favorevoli			
1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00

Tabella 4 – Combinazioni per analisi statiche in esercizio (SLE)

Combinazione	Azioni (γ_F)				Proprietà del terreno (γ_M)		
	Permanenti		Variabili		$\tan \varphi'$	c'	c_u
	sfavorevoli	favorevoli	sfavorevoli	favorevoli			
STR (A1 + M1)	1.30	1.00	1.50	0.00	1.00	1.00	1.00
GEO(A2 + M2)	1.00	1.00	1.30	0.00	1.25	1.25	1.40

Tabella 5 – Combinazioni per analisi statiche SLU

Le analisi contemplano le seguenti combinazioni di carico:

- **SLE** indicativa per le analisi di deformabilità e per le verifiche delle tensioni sui materiali e di fessurazione delle sezioni in c.a.
- **SLU (STR)** per le verifiche di resistenza degli elementi strutturali in condizioni statiche.
- **SLU (GEO)** per le verifiche di stabilità geotecnica in condizioni statiche.

8.3.1 NOTE SULLE VERIFICHE IN ESERCIZIO (SLE)

I valori delle proprietà meccaniche da adoperare nell'analisi sono quelli caratteristici e i coefficienti parziali sulle azioni e sui parametri di resistenza sono sempre unitari. Tale combinazione è di riferimento per le verifiche tensionali sui materiali e le verifiche di fessurazione. E' inoltre rappresentativa delle condizioni di deformazione dell'opera e del

terreno circostante. In virtù della presenza di una strada in esercizio a tergo dell'opera di contenimento si è verificato che gli spostamenti della superficie a monte dello scavo in corrispondenza dell'asse stradale siano compatibili con la funzionalità e le caratteristiche della pavimentazione stradale.

8.3.2 NOTE SULLE VERIFICHE DI RESISTENZA DEGLI ELEMENTI STRUTTURALI (SLU)

Si considerano gli stati limite ultimi per raggiungimento della resistenza negli elementi strutturali. L'analisi può essere svolta utilizzando la Combinazione 1 (A1+M1+R1), nella quale i coefficienti sui parametri di resistenza del terreno (M1) e sulla resistenza globale del sistema (R1) sono unitari, mentre le azioni permanenti e variabili sono amplificate mediante i coefficienti parziali del gruppo A1.

8.3.3 NOTE SULLE VERIFICHE DI STABILITÀ GEOTECNICA (GEO)

Nelle verifiche agli stati limite ultimi per il dimensionamento geotecnico delle paratie (GEO), si considera lo sviluppo di meccanismi di collasso determinati dalla mobilitazione della resistenza del terreno e, specificamente, dal raggiungimento delle condizioni di equilibrio limite nel terreno interagente con la paratia. L'analisi può essere condotta con la Combinazione 2 (A2+M2+R1), nella quale i parametri di resistenza del terreno sono ridotti tramite i coefficienti parziali del gruppo M2, i coefficienti γ_R sulla resistenza globale (R1) sono unitari e le sole azioni variabili sono amplificate con i coefficienti del gruppo A2. I parametri di resistenza di progetto sono perciò inferiori a quelli caratteristici e di conseguenza il valore di progetto della spinta attiva è maggiore, e quello della resistenza passiva è minore, dei corrispondenti valori caratteristici. Le azioni di progetto E_d sono le risultanti o i momenti risultanti delle forze sulla paratia che producono il cinematismo di collasso ipotizzato, mentre le resistenze di progetto R_d sono le risultanti o i momenti risultanti delle forze che vi si oppongono.

8.3.4 NOTE SULLE VERIFICHE IN FASE SISMICA

Essendo la paratia nella configurazione finale un'opera definitiva verranno eseguite anche le verifiche in condizioni sismiche. L'analisi sismica viene effettuata secondo la seguente combinazione:

- Combinazione 1 con coefficienti parziali M1 sui parametri e coefficienti unitari sulle azioni;

L'azione sismica è stata calcolata come differenza fra la spinta calcolata sulla parte fuori terra della paratia con riferimento ai coefficienti di spinta attiva in presenza di sisma ed i corrispondenti coefficienti di spinta attiva in condizioni statiche.

L'incremento di spinta dovuto al sisma (inteso come differenza fra la spinta totale in condizioni sismiche e la spinta pre-agente in condizioni statiche) viene applicato a metà dell'altezza fuori terra della paratia, come previsto dall'Eurocodice 8.

Il calcolo del coefficiente di spinta in condizioni sismiche K_{as} viene eseguito utilizzando la formula di Mueller-Breslau (1924), valida per superfici di rottura piane, e generalizzata per tener conto delle condizioni sismiche in base alla teoria di Mononobe ed Okabe riportata di seguito:

per $\beta \leq \Phi - \theta$:

$$k_a = \frac{\text{sen}^2(\psi + \phi - \theta)}{\cos \theta \text{sen}^2 \psi \text{sen}(\phi + \theta - \delta) \left[1 + \sqrt{\frac{\text{sen}(\phi + \delta) \text{sen}(\phi - \beta - \theta)}{\text{sen}(\phi + \theta - \delta) \text{sen}(\psi + \beta)}} \right]^2}$$

per $\beta \geq \Phi - \theta$:

$$k_a = \frac{\text{sen}^2(\psi + \phi - \theta)}{\cos \theta \text{sen}^2 \psi \text{sen}(\phi + \theta - \delta)}$$

in cui:

ϕ = angolo di resistenza al taglio del terreno

β = inclinazione del terreno a monte della paratia rispetto all'orizzontale (positivo per terreno che sale allontanandosi dal muro)

ψ = inclinazione della paratia rispetto all'orizzontale (>90° per parete inclinata verso valle)

δ = angolo di attrito muro terreno

θ = angolo dipendente dalla accelerazione sismica e definito dalle seguenti espressioni:

$$\theta = \text{tg}^{-1} (k_h / (1 \pm k_v))$$

Il coefficiente di accelerazione sismica k_h viene valutato come:

$$k_h = \alpha \beta a_{\max}/g$$

dove:

a_{\max} = accelerazione massima attesa al sito in considerazione

g = accelerazione di gravità

α = coefficiente di deformabilità funzione dell'altezza complessiva H della paratia e della categoria di sottosuolo, si desume dal grafico della Figura 2 (figura 7.11.2 della normativa vigente qui di seguito riprodotto)

β = coefficiente funzione dello spostamento massimo u_s tollerabile dall'opera e viene desunto dal grafico della Figura 3 (figura 7.11.3 della normativa vigente riprodotto qui di seguito)

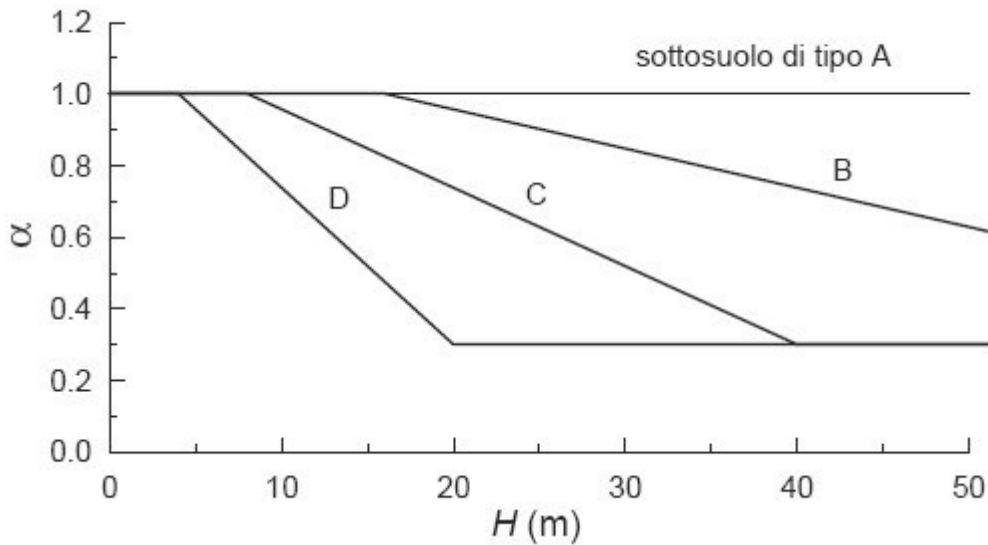


Figura 2 Diagramma per la valutazione del coefficiente di deformabilità α

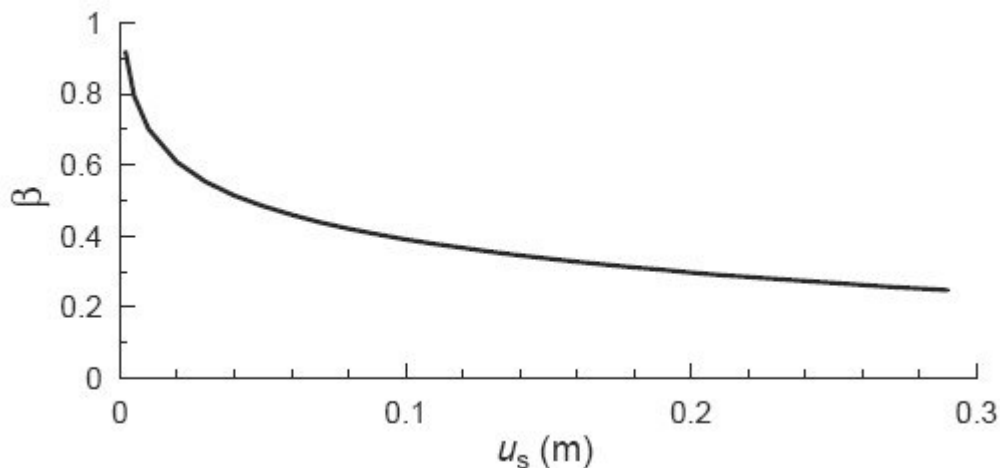


Figura 3 Diagramma per la valutazione del coefficiente di spostamento β

Ai fini della valutazione di β lo spostamento deve comunque assumersi $u_s \leq 0.005 H$. Inoltre deve sempre risultare il prodotto $\alpha \beta \geq 0.2$.

L'accelerazione massima è stata valutata come:

$$a_{\max} = a_g S_S S_T$$

in cui:

$a_g = 0.205 g$ = accelerazione massima attesa al sito di riferimento sul substrato rigido

$S_S = 1.396$ = coefficiente di amplificazione stratigrafica

$S_T = 1.00$ = coefficiente di amplificazione topografica

Come previsto dalla normativa si è posto:

$$k_v = 0$$

e si sono trascurate le forze inerziali agenti sulla struttura della paratia (fatta eccezione per il muro che, nella situazione definitiva, risulta ancorato al cordolo di testa, la cui inerzia è stata applicata alla sommità della paratia, come forza e coppia esterna).

8.4 ANALISI DELLA PARATIA

Di seguito si riporta la descrizione del modello di calcolo implementato per l'analisi dell'opera in oggetto. In particolare il modello riportato in relazione è relativo alla sezione di massimo scavo ($h=2.20$ m), con micropali di lunghezza 6.00 m. Le sezioni con altezza di scavo inferiore non sono trattate nella presente relazione ma sono state ugualmente analizzate ed è stato verificato che le sollecitazioni nei micropali e nei tiranti non fossero superiori a quelle relative alla sezione con massimo scavo.

8.4.1 FASI DI CALCOLO

Di seguito si riportano le fasi di calcolo che sono state analizzate in successione. La quota di zero è fissata a testa paratia.

Step 1 Esecuzione della paratia di pali. Inizializzazione geostatica.

Step 2 Scavo fino a quota -2.20 m

Step 3 Parziale rinterro (realizzazione fondazione accesso al sottopasso).

Step 4 Fase sismica.

8.5 ANALISI DEI RISULTATI E VERIFICHE

La seguente tabella riporta i principali risultati derivanti dalle analisi: spostamenti e sollecitazioni per m di sviluppo lineare e per singolo elemento strutturale e i coefficienti di sicurezza delle principali verifiche geotecniche.

COMBO	Spostamento X paratia	Cedimenti Z terreno	Momento paratia	Momento paratia	Taglio paratia	Taglio paratia
	[cm]	[cm]	[kNm/m]	[kNm]	[kN/m]	[kN]
Comb. 1 A1+M1+R1	0.63	0.15	23.56	9.424	23.88	9.552
Comb. 2 A2+M2+R1	0.76	0.18	23.74	9.496	21.42	8.568
Comb. 3 SISMICA	1.64	0.35	49.90	19.96	34.48	13.792
Comb. 4 SLE - rara	0.40	0.09	16.49	6.596	17.44	6.976

Tabella 6 – Tabella riassuntiva risultati

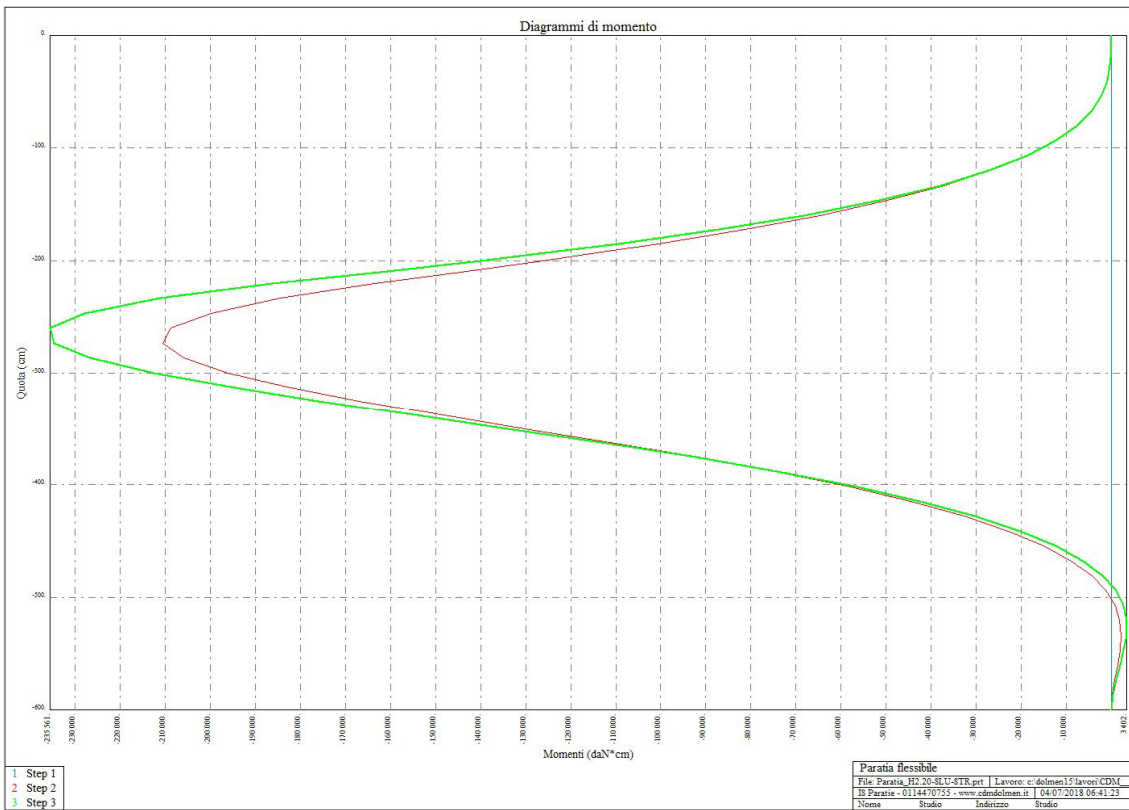


Figura 4 – Diagrammi del momento flettente – Combinazione SLU-A1+M1+R1

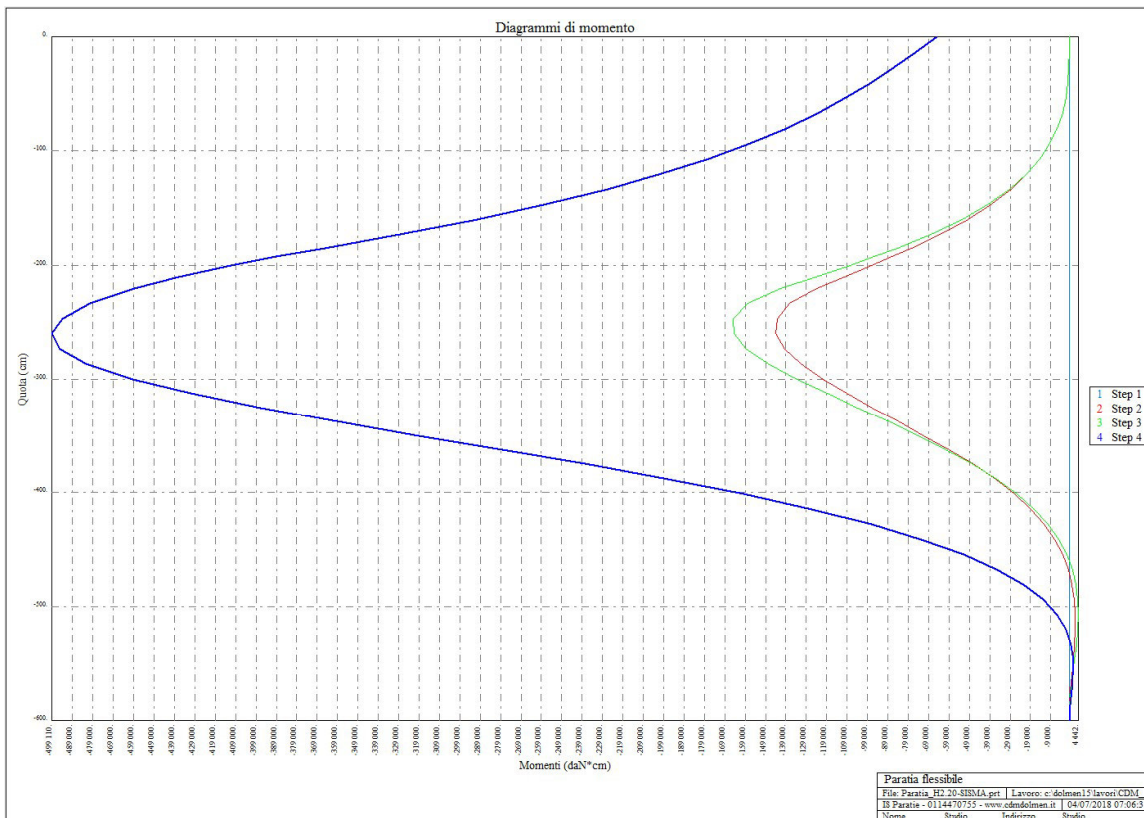


Figura 5 – Diagrammi del momento flettente – Combinazione SISMICA

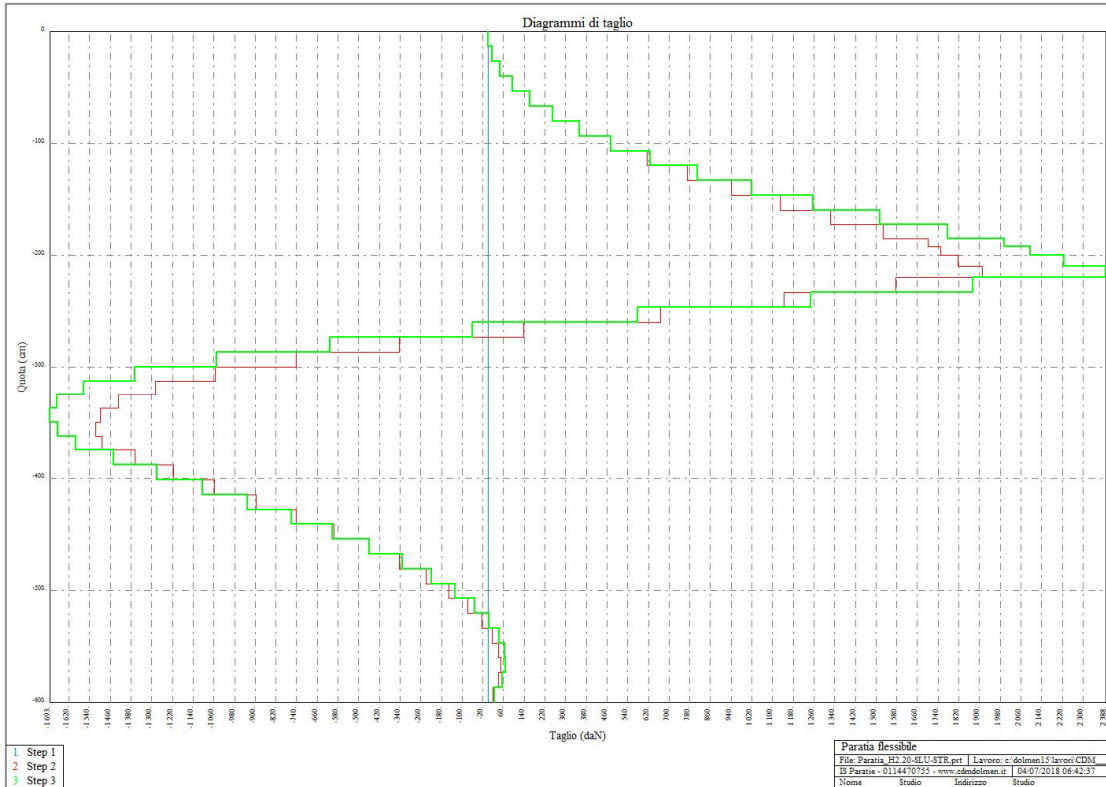


Figura 6 – Diagrammi del taglio – Combinazione SLU-A1+M1+R1

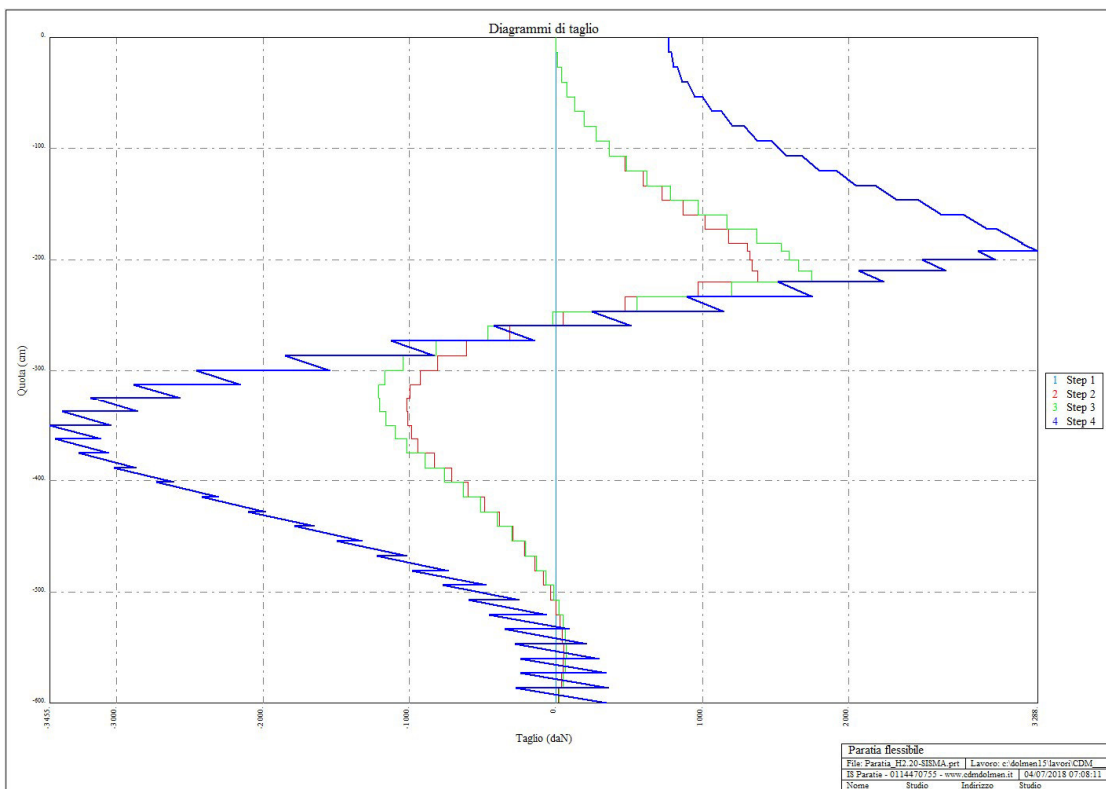


Figura 7 – Diagrammi del Taglio – Combinazione SISMICA

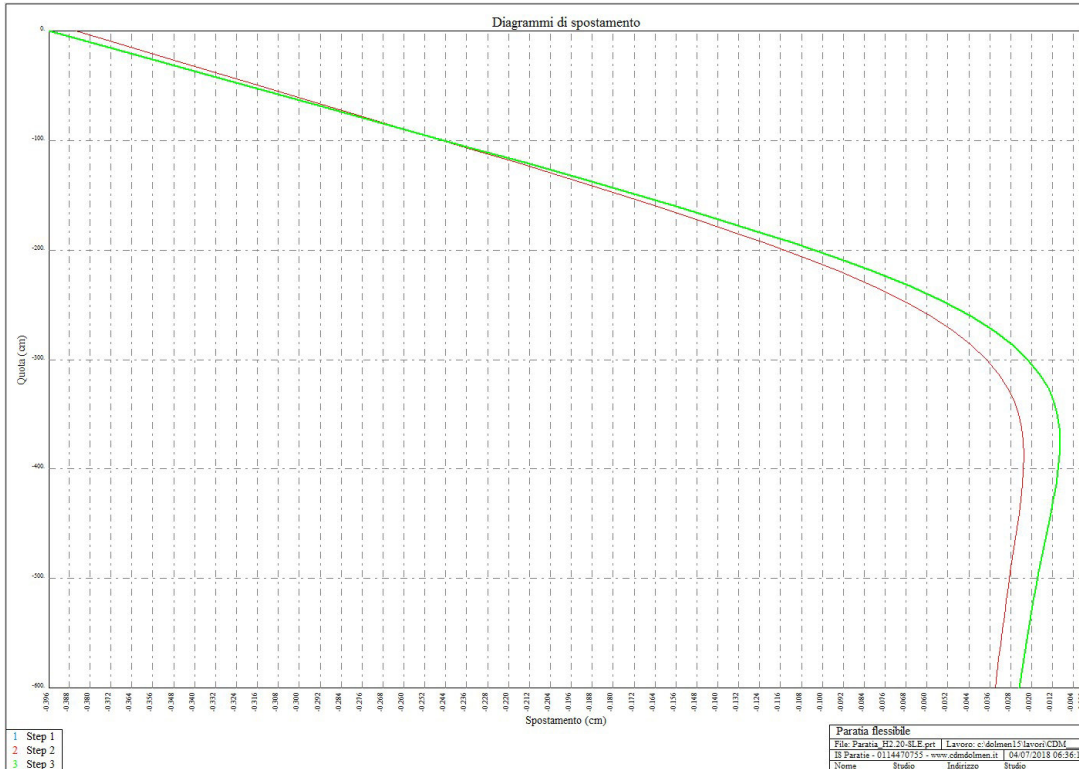


Figura 8 – Spostamenti orizzontali paratia (SLE)

8.6 VERIFICHE DEGLI ELEMENTI STRUTTURALI

Per i tubi in acciaio di armatura dei micropali ($\varnothing 168.3\#8$), occorre verificare che risulti:

$$\frac{M_{Ed}}{M_{c,Rd}} \leq 1$$

dove $M_{c,Rd}$ è dato da:

$$M_{c,Rd} = M_{pl,Rd} = \frac{W_{pl} \cdot f_{yk}}{\gamma_{M0}} \quad \text{per le sezioni di classe 1 e 2;}$$

dove:

- f_{yk} è la tensione di snervamento caratteristica;
- W_{pl} è il modulo di resistenza plastico della sezione del profilato;
- γ_{M0} coefficiente parziale di sicurezza;

Per il taglio occorre verificare che sia:

$$\frac{V_{Ed}}{V_{c,Rd}} \leq 1$$

dove $V_{c,Rd}$ è dato da:

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

dove:

- A_v è l'area resistente a taglio del profilato;

Nel caso di presenza contemporanea di flessione e taglio occorre verificare che sia:

$$V_{Ed} \leq 0.5 V_{c,Rd}$$

oppure calcolare la resistenza a flessione con una tensione di snervamento ridotta:

$$(1-\rho) f_{yk}$$

dove:

$$\rho = \left[\frac{2V_{Ed}}{V_{c,Rd}} - 1 \right]^2$$

La tensione caratteristica di snervamento dell'acciaio f_{yk} è pari 355 MPa, mentre il coefficiente parziale $\gamma_{M0} = 1.05$ (coefficiente di sicurezza per la resistenza delle membrature aventi sezioni di classe 1-2-3-4). Cautelativamente non si è tenuto conto del contributo della malta di iniezione nel tubo di armatura. Nella tabella seguente sono riassunte le verifiche eseguite per la comb.1 (SLU – A1+M1+R1) e comb. 3 (SISMICA)

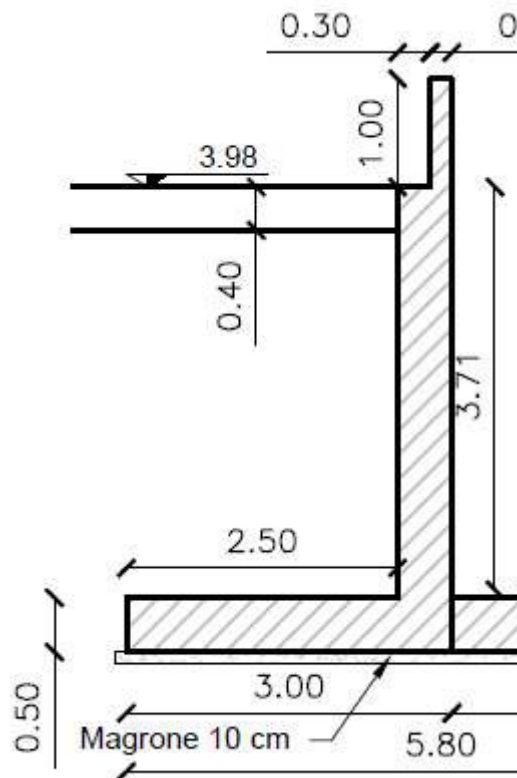
VERIFICA STRUTTURALE MICROPALO												
Profilo	ϕ	s	A	A_v	W_{pl}	f_{yk}	V_{Ed}	M_{Ed}	$V_{c,Rd}$	ρ	$M_{c,Rd}$	Esito Verifica
	[mm]	[mm]	[mm ²]	[mm ²]	[mm ³]	[MPa]	[kN]	[kNm]	[kN]		[kNm]	
Ø168.3÷8	168.3	8	4030	2565.578	206000	275	9.552	9.424	387.943	0	53.95238	OK
Ø168.3÷8	168.3	8	4030	2565.578	206000	275	13.792	19.96	387.943	0	53.95238	OK

Tabella 7 – Verifiche di resistenza armatura micropali

Le verifiche sono soddisfatte.

9 MURI DI SOSTEGNO

I muri di sostegno oggetto di verifica sono quelli previsti lungo la rampa di uscita dal sottopassaggio, lato banchina ferroviaria. Si esegue la verifica per la sezione di massima altezza, con sovraccarico sul terreno di monte costituito dal peso della soletta di banchina e dal carico folla. Le verifiche vengono eseguite per le combinazioni SLU e sismiche previste dalle norme NTC2018.



DEFINIZIONE DATI

1 CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

1.1 Calcestruzzo

Classe del calcestruzzo		C25/30
Peso specifico del calcestruzzo	γ_{cks}	25.00 kN/m ³
Altezza del sottofondo in magrone	Hmag	0.10 m
Resistenza cubica caratteristica	Rc,k	30.00 N/mm ²
Resistenza cilindrica media	fc,m	32.90 N/mm ²
Resistenza cilindrica caratteristica	fc,k	24.90 N/mm ²
Resistenza cilindrica di calcolo	fc,d	16.60 N/mm ²
Resistenza a trazione caratteristica	fct,m	2.56 N/mm ²
Resistenza a trazione media	fct,k	1.79 N/mm ²
Resistenza a trazione di calcolo	fct,d	1.19 N/mm ²
Resistenza tangenziale di calcolo	fb,d	2.69 N/mm ²
Modulo di Young	Ec	31447 N/mm ²

1.2 Acciaio

Tipo di acciaio		Fe B450C
Resistenza a trazione di calcolo	fy,d	391.3 N/mm ²
Modulo di Young	Ec	206000 N/mm ²

2 PARAMETRI SISMICI SLV

TROVA I PARAMETRI SISMICI (ag; F0;TC*)

Accelerazione massima su suolo rigido	a_g	2.619 m/s ²
Coefficiente di amplificazione spettrale	F_0	2.497
Periodo di inizio tratto a velocità costante	T_c^*	0.312 s
Categoria di sottosuolo		C
Categoria topografica		T1
Accelerazione di gravità	g	9.806 m/s ²
Accelerazione orizzontale riferita al suolo rigido adimensionale	a_g/g	0.267
Coefficiente di amplificazione topografica	S_T	1.000
Coefficiente di amplificazione stratigrafica	S_S	1.300
Prodotto $S_S \cdot S_T$	S	1.300
Accelerazione orizzontale riferita al sito adimensionale	$a(max)/g$	0.347
Coefficiente funzione della categoria di sottosuolo	C_c	1.542
Periodo del tratto ad accelerazione costante	T_B	0.160 s
Periodo del tratto a velocità costante	T_C	0.481 s
Periodo del tratto a spostamento costante	T_D	2.668 s
Coefficiente di smorzamento viscoso	ξ	5 %
Coefficiente di correzione per smorzamento viscoso diverso dal 5%	η	1
Coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito	β_m	0.38
Coefficiente sismico orizzontale	K_h	0.132
Coefficiente sismico verticale	K_v	± 0.066

3 GEOMETRIA DEL MURO

paramento

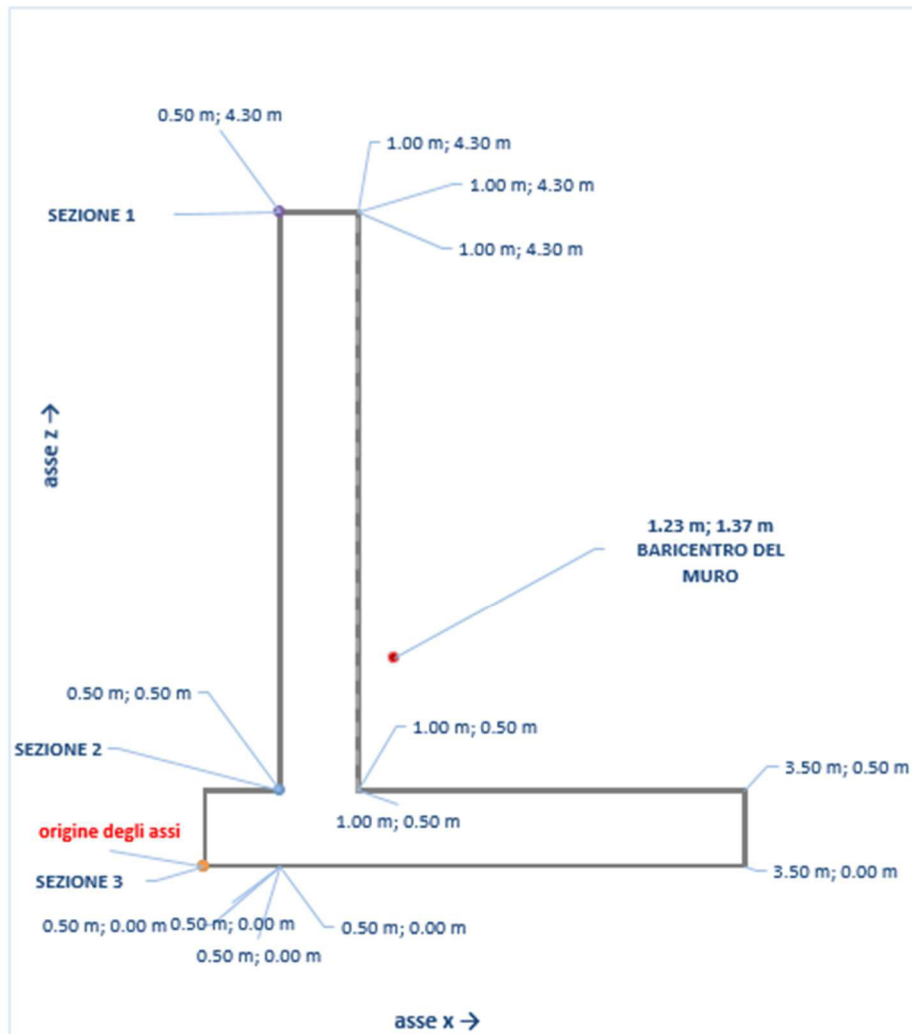
Altezza del paramento dall'estradosso della zattera	h_p	3.80 m
Larghezza del muro	L	1.00 m
Spessore del paramento	s_p	0.500 m
Numero di costole	nc	1
Spessore delle costole	s_c	0.000 m
Distanza delle costole dal bordo esterno.	D_c	0.000 m
Altezza iniziale della sezione (alla testa del paramento)	h_{is}	0.500 m
Altezza finale della sezione (alla base del paramento)	h_{fs}	0.500 m
	h_{ic}	0.000 m
	h_{fc}	0.000 m

muro a contrafforti

zattera

Altezza della zattera	h_z	0.500 m
Lunghezza netta della zattera lato SX	$s_{z,sx}$	0.500 m
Lunghezza netta della zattera lato DX	$s_{z,dx}$	2.500 m
Riferimento per definire la lunghezza netta di destra della zattera	Filo dx del paramento	

3.1 Output grafico: sezione sagittale e trasversale



4 CARICHI AGGIUNTIVI

Carico permanente non strutturale sul terreno

G_{ap}

10.00 kN/m²

Carico variabile sul terreno

q_{ap}

5.00 kN/m²

5 GEOTECNICA

5.1 TERRAPIENO

5.1.1 Inclinazione terreno

Inclinazione del terreno a tergo del muro

ω_m	0.00 °
$\omega_m\%$	0.0 %

5.1.2 Stratigrafia terreno

Bisogna sempre partire dal primo strato

Angolo di attrito

φ' 0.00 °

Peso specifico del terreno a tergo del muro

γ 0.0 kN/m³

Coesione non drenata

c_u 0.00 kPa

Coesione

c' 0.00 kPa

Altezza dello strato

Z 0.40 m

1° strato:
limi-argille

Angolo di attrito

φ' 35.00 °

Peso specifico del terreno a tergo del muro

γ 19.0 kN/m³

Coesione non drenata

c_u 0.00 kPa

Coesione

c' 0.00 kPa

Altezza dello strato

Z 3.90 m

2° strato:
ghiaia-
sabbie

Angolo di attrito

φ' 25.50 °

Peso specifico del terreno a tergo del muro

γ 20.0 kN/m³

Coesione non drenata

c_u 30.00 kPa

Coesione

c' 12.50 kPa

Altezza dello strato

Z 0.00 m

3° strato:
limi-argille

5.1.3 Falda

Attiva la falda:

si

Quota della falda dal p.c. di monte

Hfalda 4.00 m

Peso specifico acqua

γ_w 10.0 kN/m³

5.3 FONDAZIONE

Argilla sabbiosa

Densità relativa
Modulo elastico
Modulo edometrico
Coefficiente di Poisson
Costante di Winkler

Dr	-
E	140250 kPa
M	120214 kPa
v	0.25
Kw	24 N/cm ²

Inclinazione piano posa
Inclinazione piano campagna
Angolo di attrito
Resistenza a taglio non drenata
Coesione
Peso specifico del terreno sopra la zattera dal lato di valle
Peso specifico del terreno sotto il piano di posa.
Affondamento della zattera, misurato rispetto al piano di posa
Quota della falda dal piano campagna del lato libero
Vuoi utilizzare valori unitari del coefficiente ?
Vuoi utilizzare valori unitari del coefficiente ?

α	0.00 °
ωv	0.00 °
φ'	25.50 °
cu	80.00 kPa
c'	12.50 kPa
Yf,sopra	20.00 kN/m ²
Yf,sotto	20.00 kN/m ²
D	0.50 m
Hfalda	0.00 m
s	si
d	no

Strato di
fondazione:
limi-argille

6 SELEZIONE DELLA COMBINAZIONE

Approccio e combinazione utilizzata:

APPROCCIO 2 --- Combinazione (A1+M1+R3)

E' stata abilitata la verifica sismica perché sull'analisi delle spinte è stato inserita la teoria di Mononobe-Okabe

AZIONI	A	
	sfav.	fav.
y G1	1.00	0.90
y G2	1.00	0.80
y Qk	1.00	0.00

GEOTECNICA	M
Tan(φ').k	1.00
c'.k	1.00
cu.k	1.00
Y.k	1.00

RESISTENZE	R
capacità portante	1.20
scorrimento	1.00

Tab.7.11.III NTC18

VERIFICA AL RIBALTAMENTO

CONDIZIONI NON DRENATE

1 Combinazione di calcolo e parametri sismici

Condizione di verifica: **SISMICA**

Secondo la combinazione: **APPROCCIO 2 --- Combinazione (A1+M1+R3)**

AZIONI	A
γ_{G1}	1.00
γ_{G2}	1.00
γ_{Qk}	1.00

GEOTECNICA	1.00
$\tan(\varphi')_{,k}$	1.00
$c'_{,k}$	1.00
$cu_{,k}$	1.00
$\gamma_{,k}$	1.00

Accelerazione massima su suolo rigido
 Coefficiente di amplificazione spettrale
 Periodo di inizio tratto a velocità costante
 Categoria di sottosuolo
 Categoria topografica
 Coefficiente di riduzione dell'accelerazione
 Coefficiente sismico orizzontale
 Coefficiente sismico verticale

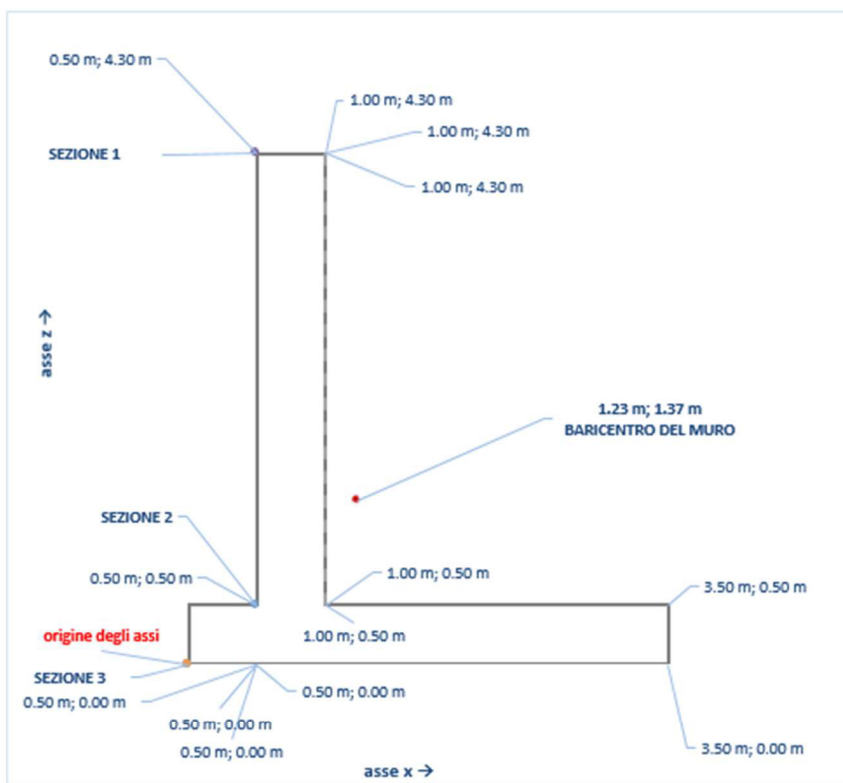
a_g	2.619 m/s ²
F_0	2.497
T_c^*	0.312 s
	C
	T1
β_m	0.380
K_h	0.132
K_v	0.066

2.1 Caratteristiche geometriche e pesi del muro

CARATTERISTICHE DEL MURO

V	3.65 m ²
P	91.25 kN
H _{tot}	4.30 m
X _g	1.229 m
Y _g	0.000 m
Z _g	1.369 m

Peso totale calcestruzzo	ΣW 91.25 kN
Braccio della forza risultante, dovuto al peso	x ₀ 1.23 m



	H	V	P	X _g	Y _g	Z _g
Paragliaia	0.00 m	0.00 m ²	0.00 kN			
Paramento	3.80 m	1.90 m ²	47.50 kN	0.75 m	0.00 m	2.40 m
Zattera	0.50 m	1.75 m ²	43.75 kN	1.75 m	0.00 m	0.25 m
Dente	0.00 m	0.00 m ²	0.00 kN			

2.2 Caratteristiche geometriche e pesi del sistema terra-muro

Peso del terreno che grava sulla zattera	W_t 130.92 kN
Braccio della forza risultante, dovuto al peso	x_t 2.25 m
Peso specifico (media pesata)	γ_m 17.2 kN/m ³

viene sottratto il volume dei contrafforti

baricentro terra muro

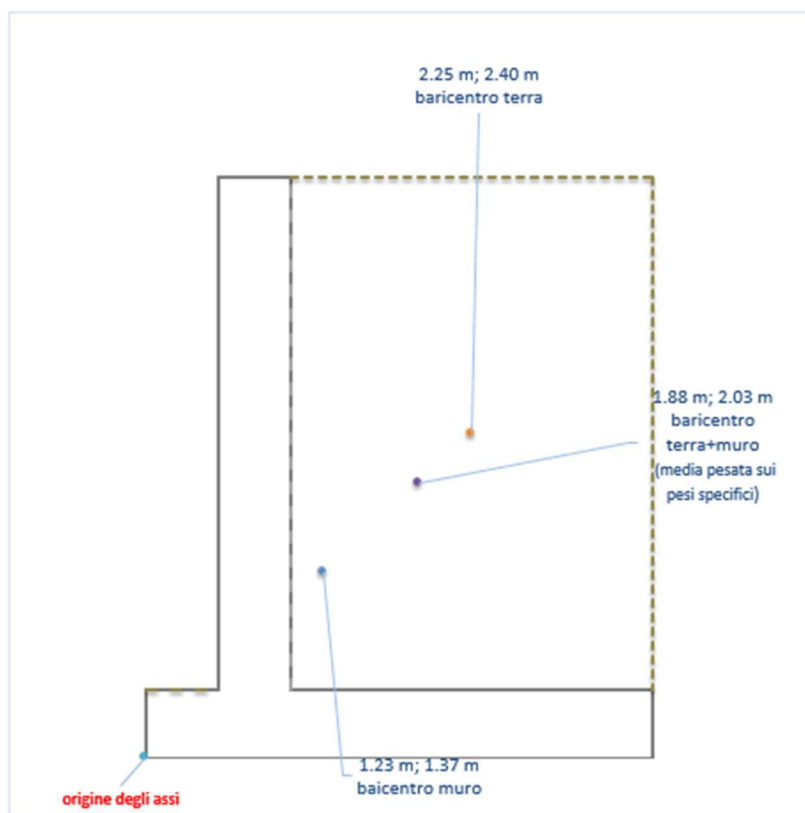
$X_{g,t+m}$	1.88 m
$Y_{g,t+m}$	0.00 m
$Z_{g,t+m}$	2.03 m

baricentro terra

$X_{g,t}$	2.25 m
$Y_{g,t}$	0.00 m
$Z_{g,t}$	2.40 m

baricentro muro

X_g	1.23 m
Y_g	0.00 m
Z_g	1.37 m



3 Verifica allo SLU di ribaltamento

3.1 La verifica al ribaltamento si tratta con la combinazione EQU

Condizione di verifica: SISMICA

Secondo la combinazione: APPROCCIO 2 --- Combinazione (A1+M1+R3)

CARICHI DESTABILIZZANTI

	Mr	$\gamma G1$	Amp. $\beta_m +50\%$	Med
Analisi delle Spinte Cond. non drenate	213.2 kNm	1.00	1.45	309.2 kNm
			Ed	309.15

CARICHI STABILIZZANTI

	Peso	γ_g	Peso,d	dist dal c.r.	Mrd
Muro	91.25 kN	1.00	91.25 kN	1.23	112.2 kNm
Terra	130.92 kN	1.00	130.92 kN	2.25	294.6 kNm
G2	12.50 kN	1.00	12.50 kN	3.25	40.6 kNm
Qk	25.00 kN	0.00	0.00 kN	3.25	0.0 kNm
Sh,tot Y	37.79 kN	0.67	25.19 kN	2.50	63.0 kNm
Kv x Wtot	14.65 kN	1	14.65 kN	1.88	27.6 kNm
	312.12 kN		274.52 kN		538.0 kNm
			Coefficiente parziale Ribaltame		1.15
			Rd		467.8 kNm

Rd/Ed	1.74	VERIFICATO
-------	------	------------

3 Verifica allo SLU di ribaltamento

3.1 La verifica al ribaltamento si tratta con la combinazione EQU

Condizione di verifica: SISMICA

Secondo la combinazione: APPROCCIO 2 --- Combinazione (A1+M1+R3)

CARICHI DESTABILIZZANTI

	Mr	$\gamma G1$	Amp. $\beta_m +50\%$	Med
Analisi delle Spinte Cond. non drenate	213.2 kNm	1.00	1.45	309.2 kNm
			Ed	309.15

CARICHI STABILIZZANTI

	Peso	γ_g	Peso,d	dist dal c.r.	Mrd
Muro	91.25 kN	1.00	91.25 kN	1.23	112.2 kNm
Terra	130.92 kN	1.00	130.92 kN	2.25	294.6 kNm
G2	12.50 kN	1.00	12.50 kN	3.25	40.6 kNm
Qk	25.00 kN	0.00	0.00 kN	3.25	0.0 kNm
Sh,tot Y	37.79 kN	0.67	25.19 kN	2.50	63.0 kNm
Kv x Wtot	14.65 kN	1	14.65 kN	1.88	27.6 kNm
	312.12 kN		274.52 kN		538.0 kNm
			Coefficiente parziale Ribaltame		1.15
			Rd		467.8 kNm

Rd/Ed	1.74	VERIFICATO
-------	------	------------

VERIFICA AL RIBALTAMENTO

CONDIZIONI DRENATE

1 Combinazione di calcolo e parametri sismici

Condizione di verifica: **SISMICA**

Secondo la combinazione: **APPROCCIO 2 --- Combinazione (A1+M1+R3)**

AZIONI	A
$\gamma G1$	1.00
$\gamma G2$	1.00
γQk	1.00

GEOTECNICA	1.00
$\text{Tan}(\varphi'),k$	1.00
c',k	1.00
cu,k	1.00
γ,k	1.00

Accelerazione massima su suolo rigido
 Coefficiente di amplificazione spettrale
 Periodo di inizio tratto a velocità costante
 Categoria di sottosuolo
 Categoria topografica
 Coefficiente di riduzione dell'accelerazione
 Coefficiente sismico orizzontale
 Coefficiente sismico verticale

a_g	2.619 m/s ²
F_0	2.497
T_c^*	0.312 s
	C
	T1
β_m	0.380
K_h	0.132
K_v	0.066

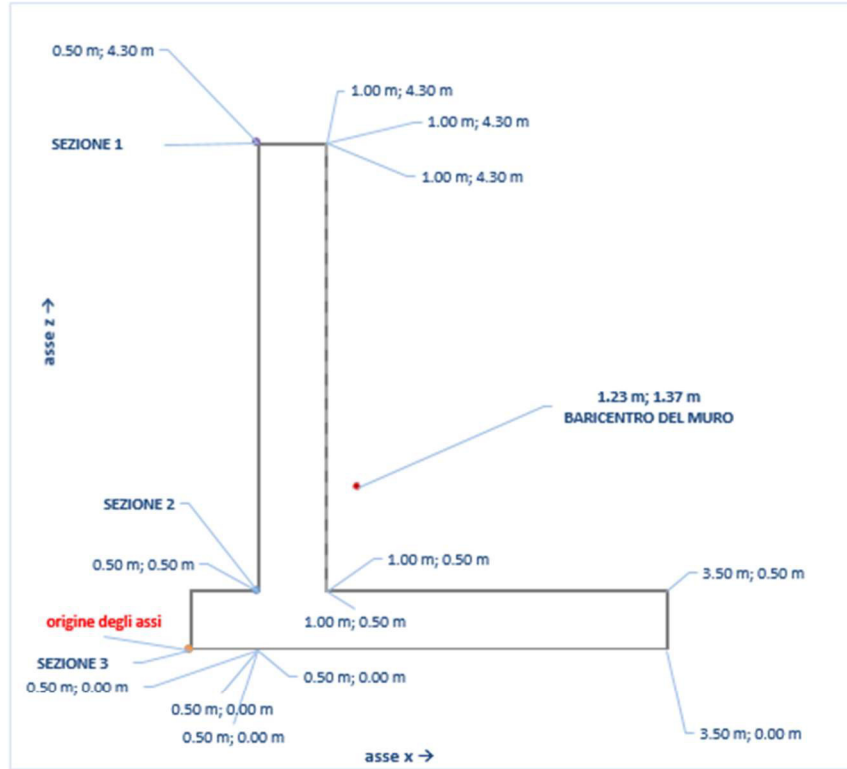
2 Caratteristiche geometriche e pesi

2.1 Caratteristiche geometriche e pesi del muro

CARATTERISTICHE DEL MURO

V	3.65 m ³
P	91.25 kN
H _{tot}	4.30 m
X _g	1.229 m
Y _g	0.000 m
Z _g	1.369 m

Peso totale calcestruzzo	ΣW 91.25 kN
Braccio della forza risultante, dovuto al peso	x ₀ 1.23 m



	H	V	P	X _g	Y _g	Z _g
Paraghiaia	0.00 m	0.00 m ³	0.00 kN			
Paramento	3.80 m	1.90 m ³	47.50 kN	0.75 m	0.00 m	2.40 m
Zattera	0.50 m	1.75 m ³	43.75 kN	1.75 m	0.00 m	0.25 m
Dente	0.00 m	0.00 m ³	0.00 kN			

3 Verifica allo SLU di ribaltamento

3.1 La verifica al ribaltamento si tratta con la combinazione EQU

Condizione di verifica: SISMICA

Secondo la combinazione: APPROCCIO 2 --- Combinazione (A1+M1+R3)

CARICHI DESTABILIZZANTI

	Mr	$\gamma G1$	Amp. $\beta_m +50\%$	Med
Analisi delle Spinte Cond. drenate	213.2 kNm	1.00	1.45	309.2 kNm
			Ed	309.15

CARICHI STABILIZZANTI

	Peso	γ_g	Peso,d	dist dal c.r.	Mrd
Muro	91.25 kN	1.00	91.25 kN	1.23	112.2 kNm
Terra	130.92 kN	1.00	130.92 kN	2.25	294.6 kNm
G2	12.50 kN	1.00	12.50 kN	3.25	40.6 kNm
Qk	25.00 kN	0.00	0.00 kN	3.25	0.0 kNm
Sh,tot Y	37.79 kN	0.67	25.19 kN	2.50	63.0 kNm
Kv x Wtot	14.65 kN	1	14.65 kN	1.88	27.6 kNm
	312.12 kN		274.52 kN		538.0 kNm
			Coefficiente parziale Ribaltame		1.15
			Rd		467.8 kNm
			Rd/Ed	1.74	VERIFICATO

2.2 Caratteristiche geometriche e pesi del sistema terra-muro

Peso del terreno che grava sulla zattera	W_t 130.92 kN
Braccio della forza risultante, dovuto al peso	x_t 2.25 m
Peso specifico (media pesata)	γ_m 17.2 kN/m ³

viene sottratto il volume dei contrafforti

baricentro terra muro

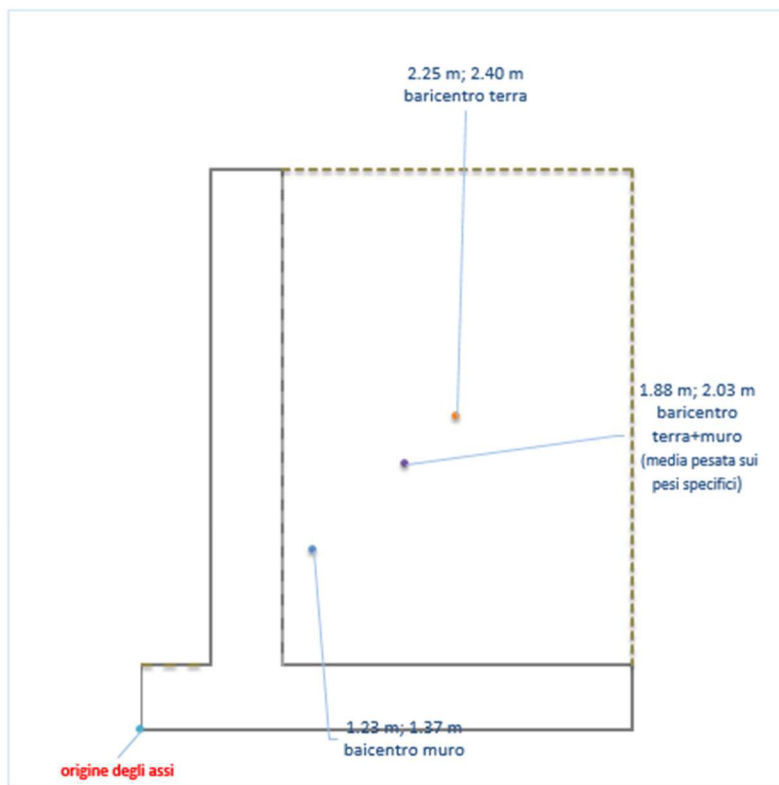
$X_{g,t+m}$	1.88 m
$Y_{g,t+m}$	0.00 m
$Z_{g,t+m}$	2.03 m

baricentro terra

$X_{g,t}$	2.25 m
$Y_{g,t}$	0.00 m
$Z_{g,t}$	2.40 m

baricentro muro

X_g	1.23 m
Y_g	0.00 m
Z_g	1.37 m



VERIFICA AL COLLASSO PER CARICO LIMITE PER IL SISTEMA TERRENO-FONDAZIONE

CONDIZIONI NON DRENATE

1 COMBINAZIONE DI CALCOLO E PARAMETRI SISMICI

Condizione di verifica: SISMICA

Secondo la combinazione: APPROCCIO 2 --- Combinazione (A1+M1+R3)

AZIONI	A
γ_{G1}	1.00
γ_{G2}	1.00
γ_{Qk}	1.00

GEOTECNIC	1.00
$\text{Tan}(\varphi'),k$	1.00
c',k	1.00
c_u,k	1.00
γ,k	1.00

RESISTENZI	R
capacità portante	1.20
scorri-mento	1.00

Accelerazione massima su suolo rigido
Coefficiente di amplificazione spettrale
Periodo di inizio tratto a velocità costante
Categoria di sottosuolo
Categoria topografica
Coefficiente di riduzione dell'accelerazione
Coefficiente sismico orizzontale
Coefficiente sismico verticale

a_g	2.619 m/s ²
F_0	2.497
T_c^*	0.312 s
	C
	T1
β_m	0.380
K_h	0.132
K_v	0.066

Realizzazione della scogliera di protezione della linea ferroviaria Bologna – Lecce, interrimento con gli escavi dei fondali marini, rettifica e velocizzazione della linea ferroviaria dal km 200+175 al km 202+640 della linea Bologna-Lecce

PROGETTO DEFINITIVO – RELAZIONE DI CALCOLO DELLE STRUTTURE – OPERE DI SOSTEGNO

2 DATI DI PROGETTO

angolo di attrito	φ,d	0.00 °
Resistenza a taglio non drenata	c_u,d	80.00 kPa
P.S. terreno sopra il piano di posa	$\gamma_f,sopra,d$	20.0 kN/m ³
P.S. terreno sotto il piano di posa	$\gamma_f,sotto,d$	20.0 kN/m ³
P.S. medio del terreno	$\gamma_f,medio$	20.0 kN/m ³
inclinazione piano posa	α	0.00 °
inclinazione piano campagna	ω	0.00 °
Profondità della curva di scorrimento	H_{scor}	1.48 m

Base	B	3.50
Larghezza	L	1.00
Base ridotta	B^*	1.83
Altezza zattera	H	0.50
Affondamento	D	0.50
Altezza magrone	H_m	0.10

Carico verticale	V,d	359.2 kN
Carico Orizzontale	H,d	122.9 kN
Momento Sollecitante	M,d	329.1 kNm

3 FATTORI DI CAPACITA' PORTANTE

$N_{\gamma,0}$	0.00	Secondo Vesic (1973)
$N_{c,0}$	5.14	Secondo Vesic (1970)
$N_{q,0}$	1.00	Secondo Prandtl (1921)

4 COEFFICIENTI CORRETTIVI

Coefficienti di forma	
$S_{c,0}$	1.000

Coefficienti di profondità	
$d_{c,0}$	1.109

Coefficienti di inclinazione del carico	
$i_{c,0}$	0.779
m_b	1.353
	0.779399

Coefficienti di inclinazione del piano campagna	
$b_{c,0}$	1.000

Coefficienti di inclinazione del piano di posa della fondazione	
$g_{c,0}$	1.000

5 REGOLA DI MEYERHOF

e_b	0.83 m
B^*	1.83 m

6 CARICO LIMITE

q_{lim}	365.6	[kN/m ²]
Q_{lim}	669.9	[kN]

$$q_{lim} = c_u N_c^0 S_c^0 d_{c,0}^0 i_{c,0}^0 b_{c,0}^0 g_{c,0}^0 + q$$

↑ contributo forze di **coesione**
↑ contributo **sovraccarico**

7 VERIFICA CAPACITA' PORTANTE (ROTTURA GENERALE)

E_d	359.2	[kN]	$E_d \leq R_d$	verificato
R_d	558.3	[kN]		1.55
e_d	196.0	[kPa]		
r_d	304.6	[kPa]		

8 VERIFICA A SCORRIMENTO

E_d	110.6	[kN]	$E_d \leq R_d$	verificato
R_d	146.6	[kN]		1.33

Vuoi trascurare la spinta passiva nella verifica a scorrimento?

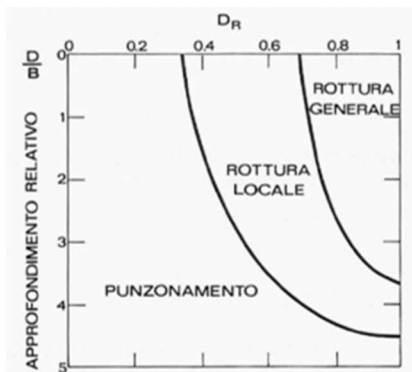
Altezza per la spinta passiva 0.00 m

9 ROTTURA PER PUNZONAMENTO

Questo tipo di rottura richiede una significativa variazione di volume del terreno, perciò non può verificarsi in condizioni drenate in cui per ipotesi il terreno è incompressibile. La verifica si applica soprattutto in terreni sabbiosi sciolti.

10 ROTTURA LOCALE

Questo tipo di rottura costituisce un caso intermedio fra la rottura globale e la rottura per punzonamento e non si verifica in condizioni drenate, perché per ipotesi il terreno è incompressibile.



De Beer (1967)

VERIFICA AL COLLASSO PER CARICO LIMITE PER IL SISTEMA TERRENO-FONDAZIONE CONDIZIONI DRENATE

1 COMBINAZIONE DI CALCOLO E PARAMETRI SISMICI

Condizione di verifica: SISMICA

Secondo la combinazione: APPROCCIO 2 --- Combinazione (A1+M1+R3)

AZIONI	A
$\gamma G1$	1.00
$\gamma G2$	1.00
γQk	1.00

GEOTECNIC	1.00
$\tan(\phi'),k$	1.00
c',k	1.00
c_u,k	1.00
γ,k	1.00

RESISTENZ	R
capacità portante	1.20
scorrimento	1.00

Accelerazione massima su suolo rigido
Coefficiente di amplificazione spettrale
Periodo di inizio tratto a velocità costante
Categoria di sottosuolo
Categoria topografica
Coefficiente di riduzione dell'accelerazione
Coefficiente sismico orizzontale
Coefficiente sismico verticale

a_g	2.619 m/s ²
F_0	2.497
T_c^*	0.312 s
	C
	T1
β_m	0.380
K_h	0.132
K_v	0.066

2 DATI DI PROGETTO

angolo di attrito
coesione

φ',d	25.50 °
c',d	12.50 kPa
$\gamma'f,sopra,d$	#####
$\gamma'f,sotto,d$	#####
$\gamma'f,medio$	#####
α	0.00 °
ω	0.00 °
Hscor.	2.67 m

Base
Larghezza
Base ridotta
Altezza zattera
Affondamento
Altezza magrone

B	3.50 m
L	1.00 m
B*	1.83 m
H	0.50 m
D	0.50 m
Hm	0.10 m

Carico verticale
Carico Orizzontale
Momento Sollecità

V,d	359.2 kN
H,d	122.9 kN
M,d	329.1 kNm

3 FATTORI DI CAPACITA' PORTANTE

N _v	11.68	Secondo Vesic, 1973
N _c	21.47	Secondo Vesic (1970)
N _q	11.24	Secondo Prandtl (1921)

4 COEFFICIENTI CORRETTIVI

Coefficienti di forma	
S _y	1.000
S _c	1.000
S _q	1.000

Coefficienti di profondità	
d _y	1.000
d _c	1.093
d _q	1.084

Coefficienti di Inclinazione del carico	
i _y	0.429
i _c	0.577
i _q	0.615
mb	1.353

Coefficienti di Inclinazione del piano campagna	
b _y	1.000
b _c	1.000
b _q	1.000

Coefficienti di Inclinazione del piano di posa della fondazione	
g _y	1.000
g _c	1.000
g _q	1.000

Coefficienti che tengono conto della rottura per punzonamento	
ψ _y	1.000
ψ _c	1.000
ψ _q	1.000

5 REGOLA DI MEYERHOF

e _b	0.83 m
B*	1.83 m

6 CARICO LIMITE

q _{lim}	252.7	[kN/m ²]
Q _{lim}	463.1	[kN]

$$q_{lim} = \frac{1}{2} \gamma' B N_{\gamma} s_{\gamma} d_{\gamma} i_{\gamma} b_{\gamma} g_{\gamma} + c' N_{c} s_{c} d_{c} i_{c} b_{c} g_{c} + q' N_{q} s_{q} d_{q} i_{q} b_{q} g_{q}$$

↑ contributo forze di **attrito**
↑ contributo forze di **coesione**
↑ contributo **sovraccarico**

7 VERIFICA CAPACITA' PORTANTE

(ROTTURA GENERALE)

E _d	359.2	[kN]	E_d ≤ R_d	verificato
R _d	386.0	[kN]		1.07
e _d	196.0	[kPa]		
r _d	210.6	[kPa]		

8 VERIFICA A SCORRIMENTO

E _d	122.9	[kN]	E_d ≤ R_d	verificato
R _d	129.9	[kN]		1.06

Vuoi definire l'angolo di attrito?

Vuoi trascurare la spinta passiva nella verifica a scorrimento?

Altezza del cuneo di spinta passiva

9 VERIFICA A PUNZONAMENTO

Tensione normale media σ

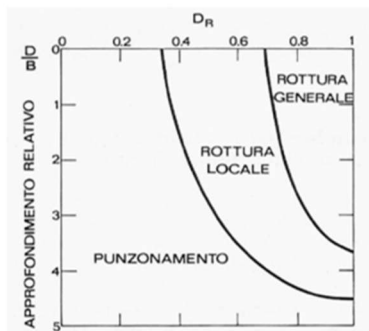
Modulo di Young del terreno E

I_r 3231.868

$I_{r,crit}$ 9.4192118

TIPO ROTTURA: GENERALE

10 VERIFICA PER ROTTURA LOCALE



De Beer (1967)

Se DR è compreso negli intervalli del grafico di De Beer bisogna utilizzare i seguenti parametri meccanici corretti, validi per DR minori del 67%. La verifica verrà eseguita come nel caso di rottura generale utilizzando nel calcolo i parametri modificati secondo Vesic.

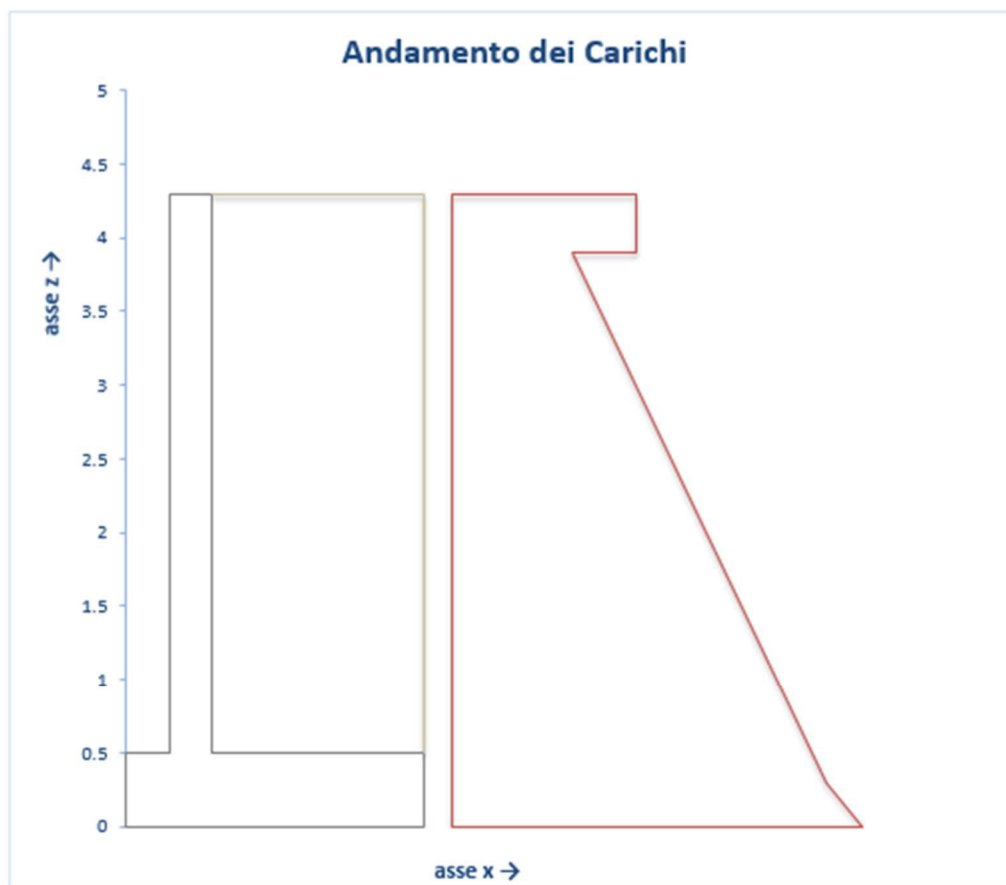
Definisci DR percentuale

angolo di attrito corretto ϕ',d

coesione corretta c',d

parametro di correzione Secondo Vesic (1970) r

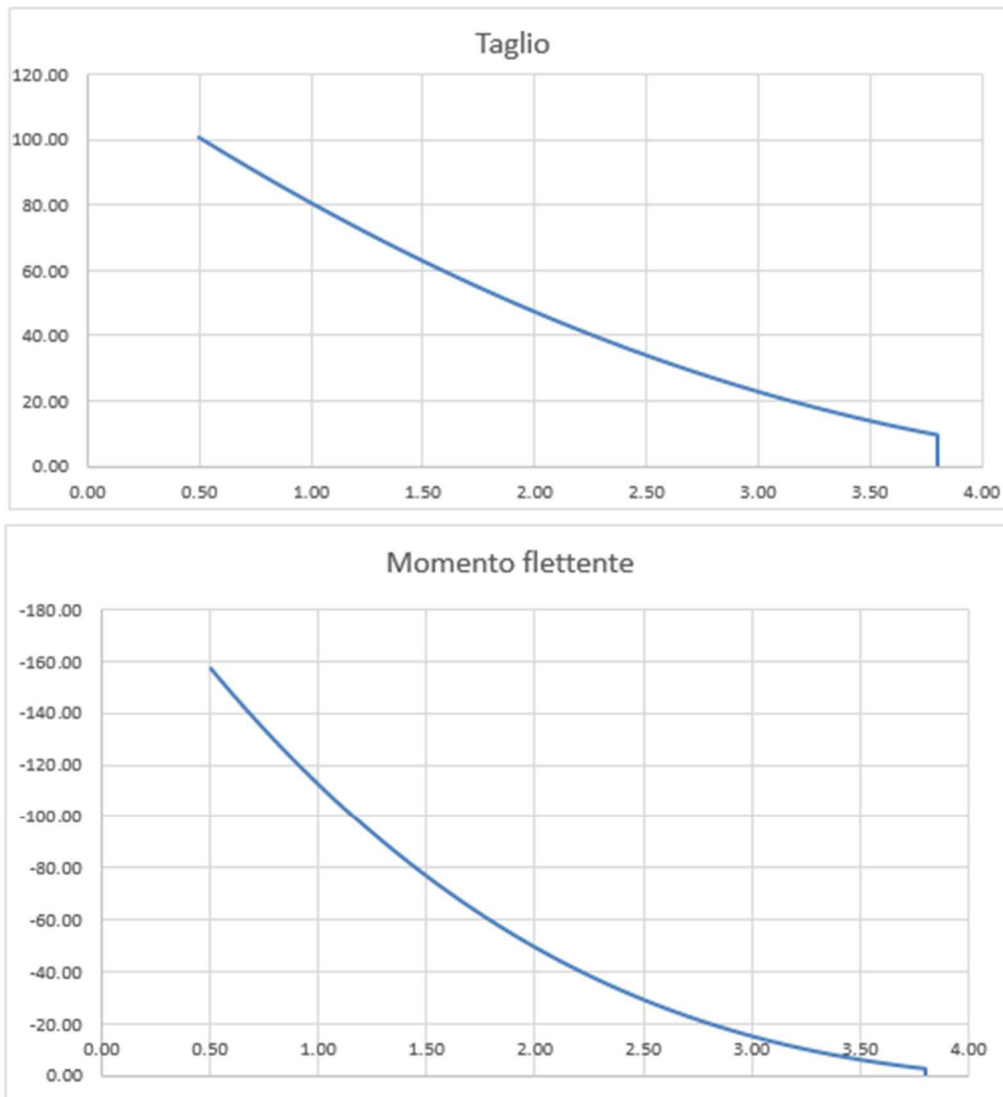
Vuoi usare i parametri corretti?



Z	z, parziale	Coefficiente riduttivo per attrito e inclinazione	distribuzione trapezia delle forze d'inerzia	distribuzione del carico dinamico dell'acqua	CARICO
4.30 m	0.00 m	1.000	5.68	0.00	20.57 kN/m
3.90 m	0.40 m	1.000	5.90	0.00	20.78 kN/m
3.90 m	0.00 m	1.000	5.90	0.00	20.78 kN/m
3.90 m	0.00 m	0.918	5.90	0.00	12.07 kN/m
0.30 m	3.60 m	0.918	7.79	0.00	43.94 kN/m
0.00 m	0.30 m	0.918	7.95	0.00	48.22 kN/m

3.1 Caratteristiche della sollecitazione

A partire dall'estradosso della zattera (interessano solo il paramento)



step	Quota (z)	h(z)	T,ed(z)	M,Ed(z)
0	3.80 m	0.500 m	0.00 kN	0.0 kNm
1	3.80 m	0.500 m	7.74 kN	-1.4 kNm
2	3.54 m	0.500 m	13.17 kN	-5.5 kNm
3	3.17 m	0.500 m	19.50 kN	-11.5 kNm
4	2.78 m	0.500 m	27.26 kN	-20.5 kNm
5	2.40 m	0.500 m	36.33 kN	-32.6 kNm
6	2.03 m	0.500 m	46.44 kN	-48.1 kNm
7	1.64 m	0.500 m	58.09 kN	-68.1 kNm
8	1.27 m	0.500 m	70.72 kN	-92.2 kNm
9	0.88 m	0.500 m	84.94 kN	-122.0 kNm
10	0.50 m	0.500 m	100.46 kN	-157.5 kNm

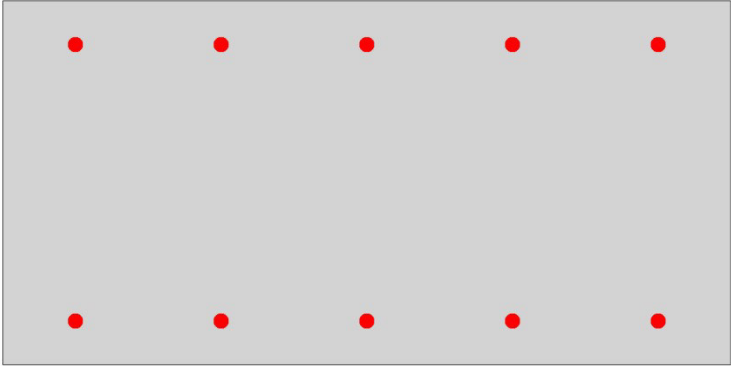
CemArm: PROGRAMMA PER LA VERIFICA DELLE SEZIONI IN C.A. DI FORMA QUALSIASI

Titolo:

Normativa applicata: NTC 2018

Materiali: C15: C25/30 Diagramma $\sigma-\epsilon$: Parabola - Rettangolo

Acciaio: B450C Diagramma $\sigma-\epsilon$: Elastico Perfettamente Plastico Illimitato

Sez. N. 1 Forma sezione:		Forma rettangolare			
					
Sezione in cls.					
Nr. V.	b (cm)	h (cm)			
4	100.0	50.0			
$A_c = 5000.00 \text{ cm}^2$			$x_{0c} = 0.00 \text{ cm}$		$y_{0c} = 25.00 \text{ cm}$
$J_y = 1041666.67 \text{ cm}^4$			$J_x = 4166666.67 \text{ cm}^4$		
Armature					
n_b	ϕ (mm)	ϵ_{pd} (‰)	s (cm)	d (cm)	
5	20.00	0.00	20.00	6.00	
5	20.00	0.00	20.00	44.00	
$A_s = 31.42 \text{ cm}^2$			$x_{0s} = 0.00 \text{ cm}$		$y_{0s} = 25.00 \text{ cm}$
$A_p = 0.00 \text{ cm}^2$			$x_{0p} = 0.00 \text{ cm}$		$y_{0p} = 0.00 \text{ cm}$
Armatura a Taglio					
	n_b	ϕ (mm)	Area (cm ² /m)	s (cm)	α (°)
Staffe					
Barre inclinate					

VERIFICHE AGLI STATI LIMITE ULTIMI

VERIFICHE ALLO STATO LIMITE ULTIMO PER PRESSO-FLESSIONE

VERIFICHE ALLO STATO LIMITE ULTIMO PER PRESSO-FLESSIONE: Legenda	
N_{Ed}	Valore di calcolo della Forza Normale
M_{xEd}	Valore di calcolo del Momento flettente secondo X
M_{yEd}	Valore di calcolo del Momento flettente secondo Y
h	Altezza sezione
β	Inclinazione asse di parzializzazione rispetto all'orizzontale con: N_{SD}, M_{xSD}, M_{ySD}
σ	Tensione massima nel calcestruzzo (+ = compressione) con: N_{SD}, M_{xSD}, M_{ySD}
$\sigma_{s,max}$	Tensione massima nell'acciaio (+ = trazione) con: N_{SD}, M_{xSD}, M_{ySD}
$\sigma_{s,max}$	Distanza asse di parzializzazione dal lembo compresso con: N_{SD}, M_{xSD}, M_{ySD}
$\sigma_{p,max}$	Tensione massima nell'acciaio preteso (+ = trazione) con: N_{SD}, M_{xSD}, M_{ySD}
$\epsilon_{c,max}$	Deformazione massima nel calcestruzzo con: N_{SD}, M_{xSD}, M_{ySD}
$\epsilon_{s,max}$	Deformazione massima nell'acciaio con: N_{SD}, M_{xSD}, M_{ySD}
$\epsilon_{p,max}$	Deformazione massima nell'acciaio preteso con: N_{SD}, M_{xSD}, M_{ySD}
β_U	Inclinazione asse di parzializzazione rispetto all'orizzontale con: N_{RD}, M_{xRD}, M_{yRD}
σ_U	Tensione massima nel calcestruzzo (+ = compressione) con: N_{RD}, M_{xRD}, M_{yRD}
$\sigma_{s,max,U}$	Tensione massima nell'acciaio (+ = trazione) con: N_{RD}, M_{xRD}, M_{yRD}
$\sigma_{s,max,U}$	Distanza asse di parzializzazione dal lembo compresso con: N_{RD}, M_{xRD}, M_{yRD}
$\sigma_{p,max,U}$	Tensione massima nell'acciaio preteso (+ = trazione) con: N_{RD}, M_{xRD}, M_{yRD}
$\epsilon_{c,max,U}$	Deformazione massima nel calcestruzzo con: N_{RD}, M_{xRD}, M_{yRD}
$\epsilon_{s,max,U}$	Deformazione massima nell'acciaio con: N_{RD}, M_{xRD}, M_{yRD}
$\epsilon_{p,max,U}$	Deformazione massima nell'acciaio preteso con: N_{RD}, M_{xRD}, M_{yRD}
N_{Rd}	Valore di calcolo della forza normale resistente
M_{xRd}	Valore di calcolo del momento resistente secondo x
M_{yRd}	Valore di calcolo del momento resistente secondo y
Mappatura Colori	<p> σ_s $\sigma_{s,max}$ </p> <p> σ_c $\sigma_{c,max}$ </p>

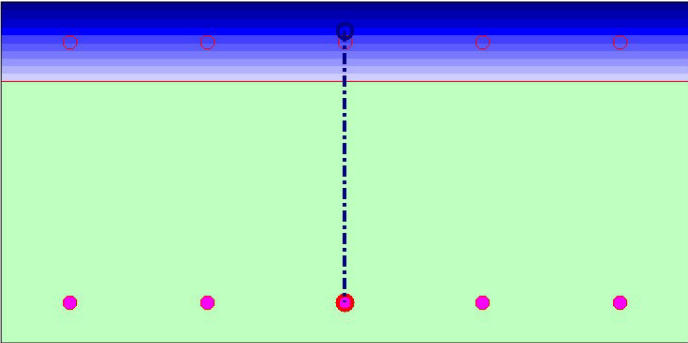
Realizzazione della scogliera di protezione della linea ferroviaria Bologna – Lecce, interrimento con gli escavi dei fondali marini, rettifica e velocizzazione della linea ferroviaria dal km 200+175 al km 202+640 della linea Bologna-Lecce

PROGETTO DEFINITIVO – RELAZIONE DI CALCOLO DELLE STRUTTURE – OPERE DI SOSTEGNO

N° comb.		1
Sez. N.		1
Grafico tensioni		
Dominio N-M		
N_{Ed}	(kN)	0.000
M_{xEd}	(kNm)	157.500
M_{yEd}	(kNm)	0.000
h	(cm)	50.000
β	(°)	0.000
x	(cm)	11.670
σ_{c,max}	(N/mm ²)	5.461
σ_{s,max}	(N/mm ²)	391.304
σ_{p,max}	(N/mm ²)	252.562
ε_{c,max}	(‰)	0.434
ε_{s,max}	(‰)	1.203
ε_{p,max}	(‰)	0.000
β_U	(°)	0.000
x_U	(cm)	5.775
σ_{c,max,U}	(N/mm ²)	14.110
σ_{s,max,U}	(N/mm ²)	391.304
σ_{p,max,U}	(N/mm ²)	0.000
ε_{c,max,U}	(‰)	3.500
ε_{s,max,U}	(‰)	23.167
ε_{p,max,U}	(‰)	0.000
N_{Rd}	(kN)	0.000
M_{xRd}	(kNm)	257.303
M_{yRd}	(kNm)	0.000
Fattore di sicurezza		1.634
ESITO VERIFICA		OK

VERIFICHE ALLO STATO LIMITE ULTIMO PER TAGLIO

VERIFICHE ALLO STATO LIMITE ULTIMO PER TAGLIO: Legenda	
N_{Ed}	Valore di calcolo della Forza Normale
M_{xEd}	Valore di calcolo del Momento flettente secondo X
M_{yEd}	Valore di calcolo del Momento flettente secondo Y
V_{yEd}	Valore di calcolo del Taglio in direzione y
V_{xEd}	Valore di calcolo del Taglio in direzione x
V_{res}	Valore di calcolo del Taglio risultante
d	Altezza utile della sezione
b_w	Larghezza minima della sezione
$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \leq 2,0$	
$v_{min} = 0,035 k^{9/2} \cdot f_{ck}^{1/2}$	
A_{sl}	Area armatura longitudinale in trazione
$\rho_1 = A_{sl} / (b_w \cdot d)$	
$\sigma_{cp} = N_{Ed} / A_c$	Tensione media nel calcestruzzo
$V_{Rd1} = \left\{ 0,18 \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_1 \cdot f_{ck})^{1/3} / \gamma_c + 0,15 \cdot \sigma_{cp} \right\} \cdot b_w \cdot d$ $V_{Rd1} \geq (v_{min} + 0,15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d$	Resistenza di calcolo a taglio in assenza di armature
$\theta: 1 \leq \text{ctg}\theta \leq 2.5 \text{ (} 0.4 \leq \text{cot}\theta \leq 2.5 \text{ se } V_{res} = 0 \text{)}$	Inclinazione Bielle compresse
$f'_{cd} = 0.5 f_{cd}$	Resistenza a compressione ridotta del calcestruzzo d'anima
α_c	Coefficiente che tiene conto dello stato di sollecitazione nella biella compressa
$V_{Rcd} = 0,9 \cdot d \cdot b_w \cdot \alpha_c \cdot f'_{cd} \cdot (\text{ctg}\alpha + \text{ctg}\theta) / (1 + \text{ctg}^2\theta)$	Valore di progetto del massimo sforzo di taglio che può essere sopportato, limitato dalla rottura delle bielle compresse
$A_{sw,s} / s$	Incidenza armatura a taglio disposta ortogonalmente all'asse trave
$A_{sw,i} / s$	Incidenza armatura a taglio inclinata rispetto all'asse trave dell'angolo α
α	Inclinazione armatura a taglio
$V_{Rsd} = 0,9 \cdot d \cdot \frac{A_{sw}}{s} \cdot f_{yd} \cdot (\text{ctg}\alpha + \text{ctg}\theta) \cdot \sin\alpha$	Valore di progetto dello sforzo di taglio che può essere sopportato dall'armatura a taglio alla tensione di snervamento
$V_{Rd} = \min(V_{Rcd}, V_{Rsd})$	Resistenza di calcolo a taglio in presenza di armature

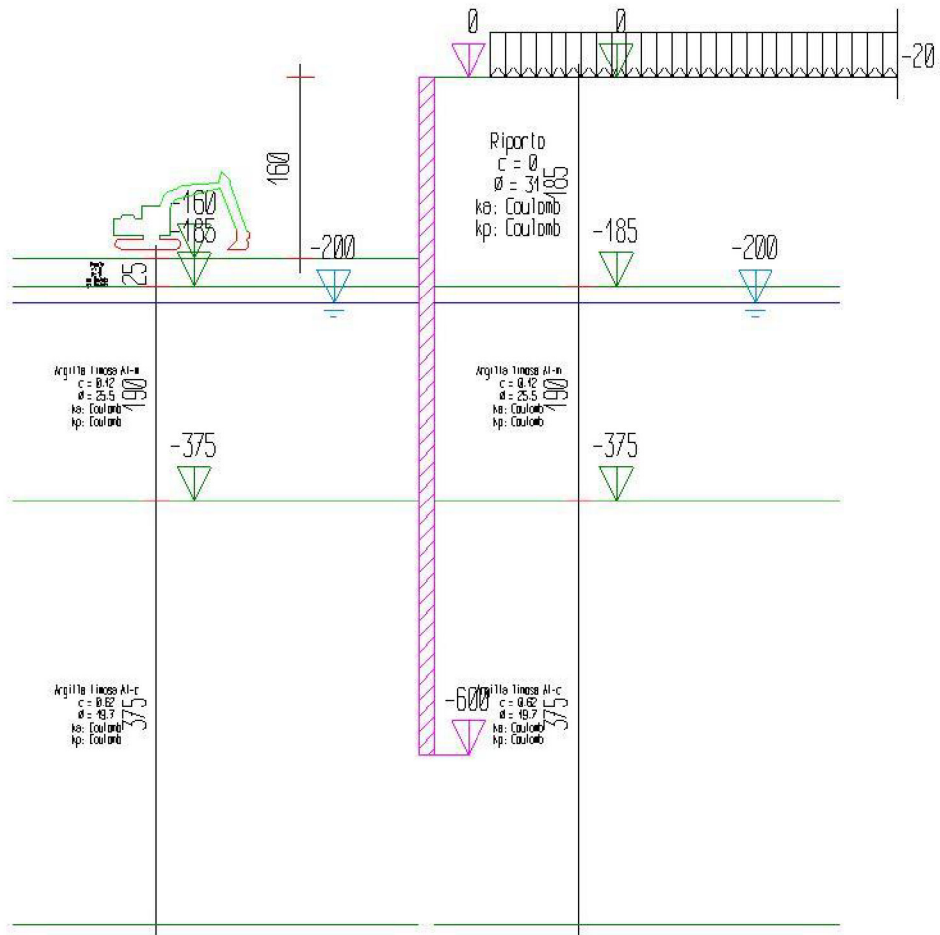
N° comb.		2
Sez. N.		1
Disposizione bielle di calcestruzzo compresse		
N_{Ed}	(kN)	0.000
M_{xEd}	(kNm)	157.500
M_{yEd}	(kNm)	0.000
V_{yEd}	(kN)	100.460
V_{xEd}	(kN)	0.000
V_{res}	(kN)	100.460
d	(cm)	44.000
b_w	(cm)	100.000
k		1.674
v_{min}	(N/mm ²)	0.378
A_{sl}	(cm ²)	15.708
ρ_l	(‰)	0.357
σ_{cp}	(N/mm ²)	0.000
V_{Rd1}	(kN)	183.118
θ	(°)	-
f_{cd}	(N/mm ²)	-
α_c		-
V_{Rcd}	(kN)	-
A_{sw,s} /s	(cm ² /m)	-
A_{sw,i} /s	(cm ² /m)	-
α	(°)	-
V_{Rsd}	(kN)	-
V_{Rd}	(kN)	-
ESITO VERIFICA		OK

10 ALLEGATO - TABULATO DI CALCOLO IS-PARATIE

Relazione di Calcolo

Descrizione: Paratia flessibile

Nome: Paratia_H2.20-SLU-STR.prt



Nome Studio

Indirizzo Studio

04/07/2018 06:43:57

Modello Strutturale	3
Metodo di calcolo	3
Materiali da costruzione impiegati	4
Elementi strutturali	4
Strati	4
Spinta a riposo	4
Pressione limite attiva e passiva	6
Deformabilità	7
Paratia	8
Sezioni	8
Carichi nastriformi distribuiti sul terreno	9
Peso proprio	9
Step di progetto	9
Tabella riassuntiva	12
Risultati	12
Singoli Step	12
Step 1	12
Step 2	17
Step 3	21
Step 4	26
Inviluppo delle sollecitazioni (SLU)	31
Inviluppo delle sollecitazioni (SISMICA)	33

Modello Strutturale

Segue la descrizione dei materiali da costruzione impiegati nella definizione del modello di calcolo. Oltre a questi vengono elencati gli elementi strutturali elementari che formano il modello.

Metodo di calcolo

Il programma "IS Paratie 15" utilizza il metodo di calcolo degli elementi finiti con cui schematizza sia la paratia che il terreno. La paratia è schematizzata con elementi trave a sei gradi di libertà (due traslazioni ed una rotazione per nodo) mentre il terreno è schematizzato con una serie di molle distribuite lungo l'altezza della paratia. Il procedimento iterativo di risoluzione del modello considera il comportamento non lineare del terreno (non linearità meccanica), mentre agli altri elementi assegna un comportamento elastico lineare. I valori numerici utilizzati per il calcolo sono introdotti esplicitamente dall'utente attraverso l'interfaccia grafica del programma, e vengono utilizzati direttamente: in particolare **il programma non adotta alcun coefficiente di sicurezza implicito.**

Il programma "IS Paratie 15" verifica i seguenti meccanismi di stato limite ultimo: stabilità dell'opera (rototraslazione), resistenza degli elementi strutturali che compongono la paratia, resistenza strutturale degli eventuali ancoraggi (tiranti), verifica a sfilamento degli eventuali ancoraggi, verifica della resistenza strutturale delle eventuali travi di collegamento degli ancoraggi, verifica della resistenza strutturale di eventuali puntoni. Tutte le verifiche vengono condotte con riferimento alle combinazioni di carico indicate dall'utente, sia statiche che sismiche.

Le deformazioni e le sollecitazioni cui è soggetta l'opera vengono stabilite utilizzando il metodo FEM con un procedimento iterativo che permette di considerare il comportamento non lineare del terreno. Tutti gli elementi strutturali (paratia, eventuali tiranti, eventuali puntoni) ed il terreno stesso sono schematizzati con elementi finiti e partecipano al calcolo con le proprie caratteristiche di rigidità e resistenza. Qualora il procedimento iterativo di soluzione del sistema di equazioni non lineari non trovi l'equilibrio dell'opera o superi lo spostamento massimo (valore parametrizzato e modificabile dall'utente), il calcolo si interrompe, e viene riportato un messaggio esplicito a video e nell'output di stampa. L'esistenza dei risultati è di per se garanzia che il programma è stato in grado di calcolare una configurazione equilibrata e congruente, cioè una situazione di equilibrio tra le azioni applicate all'opera e la resistenza da questa esplicata, stanti le caratteristiche meccaniche e geometriche della paratia e del terreno ed i coefficienti di sicurezza applicati. Alla situazione di equilibrio determinata, corrispondono spostamenti e sollecitazioni lungo la paratia e gli altri elementi strutturali, che vengono verificati in successione. Tutte queste ulteriori verifiche sono riportate a schermo e nell'output di stampa e devono essere superate per garantire la sicurezza dell'opera.

La sicurezza dell'opera è valutata in relazione al seguente approccio: **NTC 2018, punto 6.5.3.1.2, Combinazione 1 (A1+M1+R1).**

Metodo di verifica degli elementi strutturali.

Le verifiche tensionali degli elementi strutturali vengono eseguite col metodo degli stati limite.

Coefficienti sulle azioni.

L'intensità delle azioni, o dell'effetto delle azioni, è modificata applicando i seguenti coefficienti di sicurezza parziali ai carichi: $\gamma_{G1} = 1.3$, $\gamma_{G2} = 1.5$, $\gamma_{Q1} = 1.5$.

Coefficienti per il calcolo delle spinte del terreno.

Si applicano coefficienti di sicurezza parziali alle caratteristiche meccaniche del terreno: $\gamma_{\phi} = 1$, $\gamma_c = 1$, $\gamma_{su} = 1$, $\gamma_{\gamma} = 1$.

Unità di misura e convenzioni.

Ove non altrimenti specificato si utilizzano le seguenti unità di misura: daN; cm; cm²; daN/cm; daN cm; daN/cm².

Per quanto riguarda lo Step di inserimento di un elemento, si intende che quest'ultimo è presente nel modello dall'inizio dello Step. La stessa regola vale per lo Step di rimozione, cioè si intende che un elemento viene rimosso all'inizio dello Step specificato. Il sistema di riferimento utilizzato vede l'asse delle z verticale, orientato verso l'alto, l'asse delle x parallelo al piano di lavoro ed orientato verso destra, e l'asse delle y parallelo allo sviluppo longitudinale della paratia. In quest'ultima direzione viene convenzionalmente considerata una sezione di paratia larga 100 cm.

Materiali da costruzione impiegati

Cemento Armato: Conglomerato Cementizio Rck 300, Barre d'armatura B450C (cls: $f_{cd} = 141.1$; barre: $f_{yd} = 3913.04$).

Elementi strutturali

La struttura analizzata è formata dai seguenti elementi.

Strati

Segue la descrizione della stratigrafia del terreno utilizzata nel modello.

	STR_1	STR_2	STR_3	STR_4
Descrizione	Riporto	Argilla limosa Al-m	Argilla limosa Al-c	Riporto
Quota iniziale [cm]	0	-185	-375	-750
Grado di preconsolidazione (OCR)	1	1	1	1
Angolo d'attrito (ϕ') [°]	31	25.5	19.7	30
Coesione efficace (c') [daN/cm ²]	0	0.125	0.617	0
Resistenza non drenata (s_u) [daN/cm ²]	0.8	0.8	2.05	0.8
Permeabilità (m) [cm/s]	0.001	0.001	0.001	0.001
Peso di unità di volume fuori falda (γ_d) [daN/cm ³]	0.0019	0.002	0.002	0.002
Peso di unità di volume sotto falda (γ_t) [daN/cm ³]	0.00195	0.00205	0.00205	0.00215

Spinta a riposo

STR_1

La spinta a riposo viene valutata in termini di tensioni efficaci, con l'espressione seguente:

$$\sigma'_{h0} = k_{0,oc} \sigma'_{v0}, \text{ dove } k_{0,oc} = k_{0,nc} \text{OCR}^{\alpha}.$$

Metodo *Jaky* per il calcolo del coefficiente di spinta normalconsolidato. Il valore di $k_{0,nc}$ è calcolato con l'espressione: $k_{0,nc} = (1 - \sin\varphi') = 0.485$.

Metodo *Alpan* per il calcolo del coefficiente di spinta sovraconsolidato. Il valore di α è assunto pari a 0.5.

I valori dei coefficienti di spinta a riposo utilizzati nel calcolo sono i seguenti:

$$k_{0,nc} = 0.485$$

$$k_{0,oc} = 0.485$$

STR_2

La spinta a riposo viene valutata in termini di tensioni efficaci, con l'espressione seguente:

$$\sigma'_{h0} = k_{0,oc} \sigma'_{v0}, \text{ dove } k_{0,oc} = k_{0,nc} \text{OCR}^\alpha.$$

Metodo *Jaky* per il calcolo del coefficiente di spinta normalconsolidato. Il valore di $k_{0,nc}$ è calcolato con l'espressione: $k_{0,nc} = (1 - \sin\varphi') = 0.5695$.

Metodo *Alpan* per il calcolo del coefficiente di spinta sovraconsolidato. Il valore di α è assunto pari a 0.5.

I valori dei coefficienti di spinta a riposo utilizzati nel calcolo sono i seguenti:

$$k_{0,nc} = 0.5695$$

$$k_{0,oc} = 0.5695$$

STR_3

La spinta a riposo viene valutata in termini di tensioni efficaci, con l'espressione seguente:

$$\sigma'_{h0} = k_{0,oc} \sigma'_{v0}, \text{ dove } k_{0,oc} = k_{0,nc} \text{OCR}^\alpha.$$

Metodo *Jaky* per il calcolo del coefficiente di spinta normalconsolidato. Il valore di $k_{0,nc}$ è calcolato con l'espressione: $k_{0,nc} = (1 - \sin\varphi') = 0.6629$.

Metodo *Alpan* per il calcolo del coefficiente di spinta sovraconsolidato. Il valore di α è assunto pari a 0.5.

I valori dei coefficienti di spinta a riposo utilizzati nel calcolo sono i seguenti:

$$k_{0,nc} = 0.6629$$

$$k_{0,oc} = 0.6629$$

STR_4

La spinta a riposo viene valutata in termini di tensioni efficaci, con l'espressione seguente:

$$\sigma'_{h0} = k_{0,oc} \sigma'_{v0}, \text{ dove } k_{0,oc} = k_{0,nc} \text{OCR}^\alpha.$$

Metodo *Jaky* per il calcolo del coefficiente di spinta normalconsolidato. Il valore di $k_{0,nc}$ è calcolato con l'espressione: $k_{0,nc} = (1 - \sin\varphi') = 0.5$.

Metodo *Alpan* per il calcolo del coefficiente di spinta sovraconsolidato. Il valore di α è assunto pari a 0.5.

I valori dei coefficienti di spinta a riposo utilizzati nel calcolo sono i seguenti:

$$k_{0,nc} = 0.5$$

$$k_{0,oc} = 0.5$$

Pressione limite attiva e passiva**STR_1**

Metodo *Coulomb* per il calcolo del limite di spinta attiva.

Il limite di spinta attiva viene valutato in termini di tensioni efficaci, con l'espressione seguente:

$$\sigma'_{ha} = k_{a,h} \sigma'_v - 2c'(k_{a,h})^{1/2}$$

Il valore di $k_{a,h}$ è calcolato con la formula di Coulomb estesa da Muller-Breslau. Vengono applicati gli opportuni coefficienti di sicurezza parziali all'angolo di resistenza al taglio ed alla coesione drenata ($\gamma_\phi = 1$, $\gamma_c = 1$). Si considera un'inclinazione del terrapieno di 0 gradi ed un angolo di attrito muro-terreno nullo.

$$k_{a,h} = 0.3201$$

Metodo *Coulomb* per il calcolo del limite di spinta passiva.

Il limite di spinta passiva viene valutato in termini di tensioni efficaci, con l'espressione seguente:

$$\sigma'_{hp} = k_{p,h} \sigma'_v + 2c'(k_{p,h})^{1/2}$$

Il valore di $k_{p,h}$ è calcolato con la formula di Coulomb estesa da Muller-Breslau. Vengono applicati gli opportuni coefficienti di sicurezza parziali all'angolo di resistenza al taglio ed alla coesione drenata ($\gamma_\phi = 1$, $\gamma_c = 1$). Si considera un'inclinazione del terrapieno di 0 gradi ed un angolo di attrito muro-terreno nullo.

$$k_{p,h} = 3.124$$

STR_2

Metodo *Coulomb* per il calcolo del limite di spinta attiva.

Il limite di spinta attiva viene valutato in termini di tensioni efficaci, con l'espressione seguente:

$$\sigma'_{ha} = k_{a,h} \sigma'_v - 2c'(k_{a,h})^{1/2}$$

Il valore di $k_{a,h}$ è calcolato con la formula di Coulomb estesa da Muller-Breslau. Vengono applicati gli opportuni coefficienti di sicurezza parziali all'angolo di resistenza al taglio ed alla coesione drenata ($\gamma_\phi = 1$, $\gamma_c = 1$). Si considera un'inclinazione del terrapieno di 0 gradi ed un angolo di attrito muro-terreno nullo.

$$k_{a,h} = 0.3981$$

Metodo *Coulomb* per il calcolo del limite di spinta passiva.

Il limite di spinta passiva viene valutato in termini di tensioni efficaci, con l'espressione seguente:

$$\sigma'_{hp} = k_{p,h} \sigma'_v + 2c'(k_{p,h})^{1/2}$$

Il valore di $k_{p,h}$ è calcolato con la formula di Coulomb estesa da Muller-Breslau. Vengono applicati gli opportuni coefficienti di sicurezza parziali all'angolo di resistenza al taglio ed alla coesione drenata ($\gamma_\phi = 1$, $\gamma_c = 1$). Si considera un'inclinazione del terrapieno di 0 gradi ed un angolo di attrito muro-terreno nullo.

$$k_{p,h} = 2.5119$$

STR_3

Metodo *Coulomb* per il calcolo del limite di spinta attiva.

Il limite di spinta attiva viene valutato in termini di tensioni efficaci, con l'espressione seguente:

$$\sigma'_{ha} = k_{a,h} \sigma'_v - 2c'(k_{a,h})^{1/2}$$

Il valore di $k_{a,h}$ è calcolato con la formula di Coulomb estesa da Muller-Breslau. Vengono applicati gli opportuni coefficienti di sicurezza parziali all'angolo di resistenza al taglio ed alla coesione drenata ($\gamma_\phi = 1$, $\gamma_c = 1$). Si considera un'inclinazione del terrapieno di 0 gradi ed un angolo di attrito muro-terreno nullo.

$$k_{a,h} = 0.4958$$

Metodo *Coulomb* per il calcolo del limite di spinta passiva.

Il limite di spinta passiva viene valutato in termini di tensioni efficaci, con l'espressione seguente:

$$\sigma'_{hp} = k_{p,h}\sigma'_v + 2c'(k_{p,h})^{1/2}$$

Il valore di $k_{p,h}$ è calcolato con la formula di Coulomb estesa da Muller-Breslau. Vengono applicati gli opportuni coefficienti di sicurezza parziali all'angolo di resistenza al taglio ed alla coesione drenata ($\gamma_\phi = 1$, $\gamma_c = 1$). Si considera un'inclinazione del terrapieno di 0 gradi ed un angolo di attrito muro-terreno nullo.

$$k_{p,h} = 2.017$$

STR_4

Metodo *Coulomb* per il calcolo del limite di spinta attiva.

Il limite di spinta attiva viene valutato in termini di tensioni efficaci, con l'espressione seguente:

$$\sigma'_{ha} = k_{a,h}\sigma'_v - 2c'(k_{a,h})^{1/2}$$

Il valore di $k_{a,h}$ è calcolato con la formula di Coulomb estesa da Muller-Breslau. Vengono applicati gli opportuni coefficienti di sicurezza parziali all'angolo di resistenza al taglio ed alla coesione drenata ($\gamma_\phi = 1$, $\gamma_c = 1$). Si considera un'inclinazione del terrapieno di 0 gradi ed un angolo di attrito muro-terreno nullo.

$$k_{a,h} = 0.3333$$

Metodo *Coulomb* per il calcolo del limite di spinta passiva.

Il limite di spinta passiva viene valutato in termini di tensioni efficaci, con l'espressione seguente:

$$\sigma'_{hp} = k_{p,h}\sigma'_v + 2c'(k_{p,h})^{1/2}$$

Il valore di $k_{p,h}$ è calcolato con la formula di Coulomb estesa da Muller-Breslau. Vengono applicati gli opportuni coefficienti di sicurezza parziali all'angolo di resistenza al taglio ed alla coesione drenata ($\gamma_\phi = 1$, $\gamma_c = 1$). Si considera un'inclinazione del terrapieno di 0 gradi ed un angolo di attrito muro-terreno nullo.

$$k_{p,h} = 3$$

Deformabilità

STR_1

Metodo *Utente* per il calcolo del modulo di reazione del terreno.

Il modulo di reazione viene valutato secondo l'espressione seguente:

$$k_s = A_s + B_s z$$

I valori di A_s e di B_s sono definiti direttamente dall'utente.

$$A_s = 5, B_s = 0$$

Il rapporto fra il modulo in ricarico/scarico rispetto a quello in compressione vergine è altresì definito dall'utente e vale 1.

STR_2

Metodo *Utente* per il calcolo del modulo di reazione del terreno.

Il modulo di reazione viene valutato secondo l'espressione seguente:

$$k_s = A_s + B_s z$$

I valori di A_s e di B_s sono definiti direttamente dall'utente.

$$A_s = 5, B_s = 0$$

Il rapporto fra il modulo in ricarico/scarico rispetto a quello in compressione vergine è altresì definito dall'utente e vale 1.

STR_3

Metodo *Utente* per il calcolo del modulo di reazione del terreno.

Il modulo di reazione viene valutato secondo l'espressione seguente:

$$k_s = A_s + B_s z$$

I valori di A_s e di B_s sono definiti direttamente dall'utente.

$$A_s = 5, B_s = 0$$

Il rapporto fra il modulo in ricarico/scarico rispetto a quello in compressione vergine è altresì definito dall'utente e vale 1.

STR_4

Metodo *Utente* per il calcolo del modulo di reazione del terreno.

Il modulo di reazione viene valutato secondo l'espressione seguente:

$$k_s = A_s + B_s z$$

I valori di A_s e di B_s sono definiti direttamente dall'utente.

$$A_s = 5, B_s = 0$$

Il rapporto fra il modulo in ricarico/scarico rispetto a quello in compressione vergine è altresì definito dall'utente e vale 1.

Paratia

Il modello comprende una sola paratia (PAR_1), alta 600 cm.

La paratia PAR_1 utilizza la sezione trasversale SEZ_4. Per la verifica delle tensioni si utilizza la sezione 3.

Sezioni

Segue la descrizione delle sezioni trasversali utilizzate dagli elementi del modello.

	SEZ_3	SEZ_4
Tipo	TUBO CIRCOLARE	RETTANGOLARE
Descrizione	Tubolare	Micropalo
Materiale	C.A.	C.A.

Modulo di Young [daN/cm ²]	314472.	314472.
Numero di sezioni per metro	2.5	2.5
Area [cm ²]	40.34	1391.
Momento d'inerzia Z [cm ⁴]	1296.	22428.
Momento d'inerzia Y [cm ⁴]	1296.	1159167.
Ferri superiori	nessun ferro	nessun ferro
Ferri inferiori	nessun ferro	nessun ferro

Carichi nastriformi distribuiti sul terreno

Segue la descrizione dei carichi nastriformi distribuiti sul terreno nella zona a monte. I carichi sono dati in daN/cm, per ogni metro di estensione longitudinale della paratia. Il valore dichiarato rappresenta quindi il carico distribuito su una striscia di 1x100 cm.

	CUD_1_1
Quota di applicazione [cm]	0
Distanza dalla paratia [cm]	50
Larghezza [cm]	600
Carico distribuito [daN/cm]	-20
Carico distribuito [daN/cm ²]	-0.2
Tipologia	permanente
Step di attivazione	1
Step di rimozione	-

Peso proprio

Alla paratia PAR_1, viene automaticamente applicato il peso proprio come carico distribuito in direzione verticale, con intensita' definita dalla propria sezione trasversale.

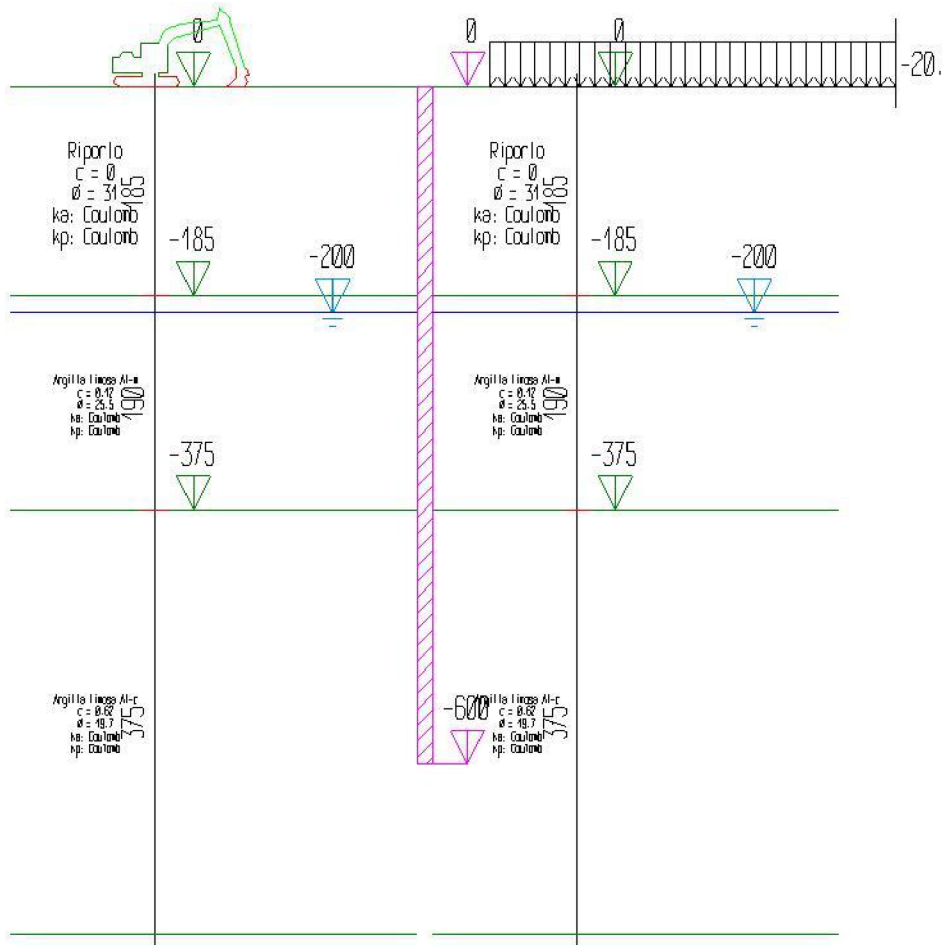
Step di progetto

Segue la descrizione dei passi considerati nella definizione del modello per simulare le fasi realizzative dell'opera.

Step 1

In questo step vengono effettuate le seguenti modifiche al modello:

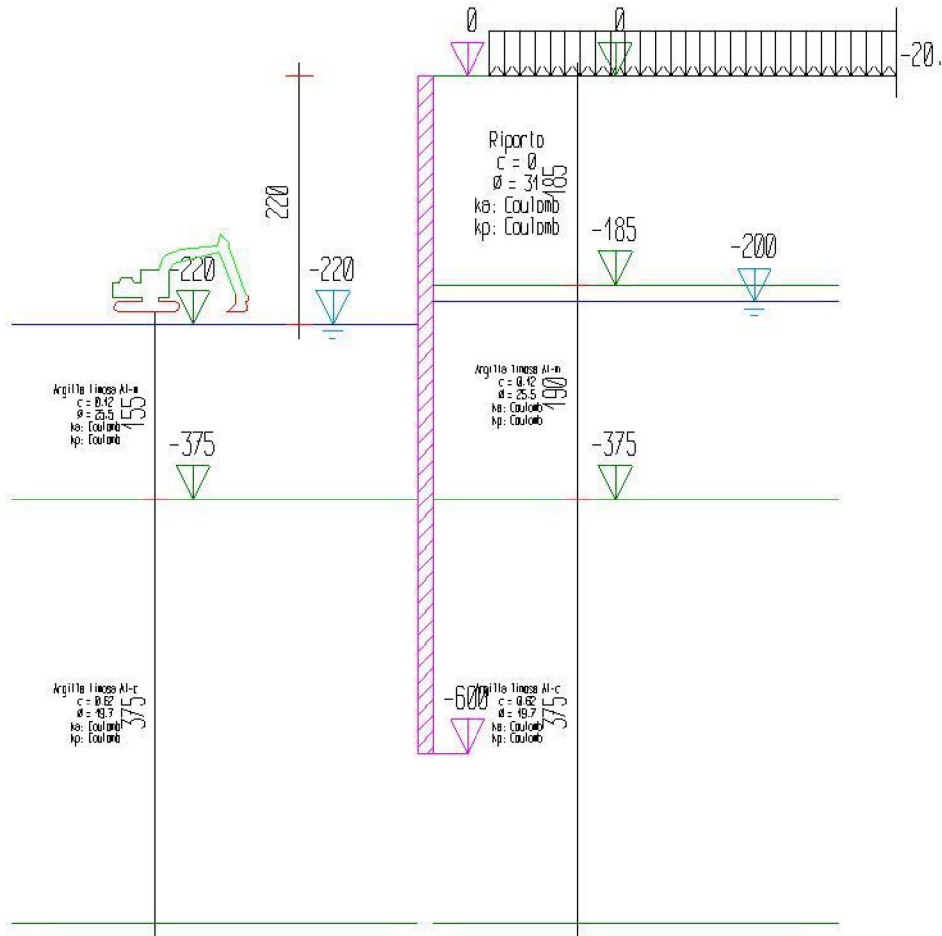
Inserimento carico nastriforme su terreno: CUD_1_1



Step 2

In questo step vengono effettuate le seguenti modifiche al modello:

Scavo portato a quota: -220



Step 3

In questo step vengono effettuate le seguenti modifiche al modello:

Scavo portato a quota: -160

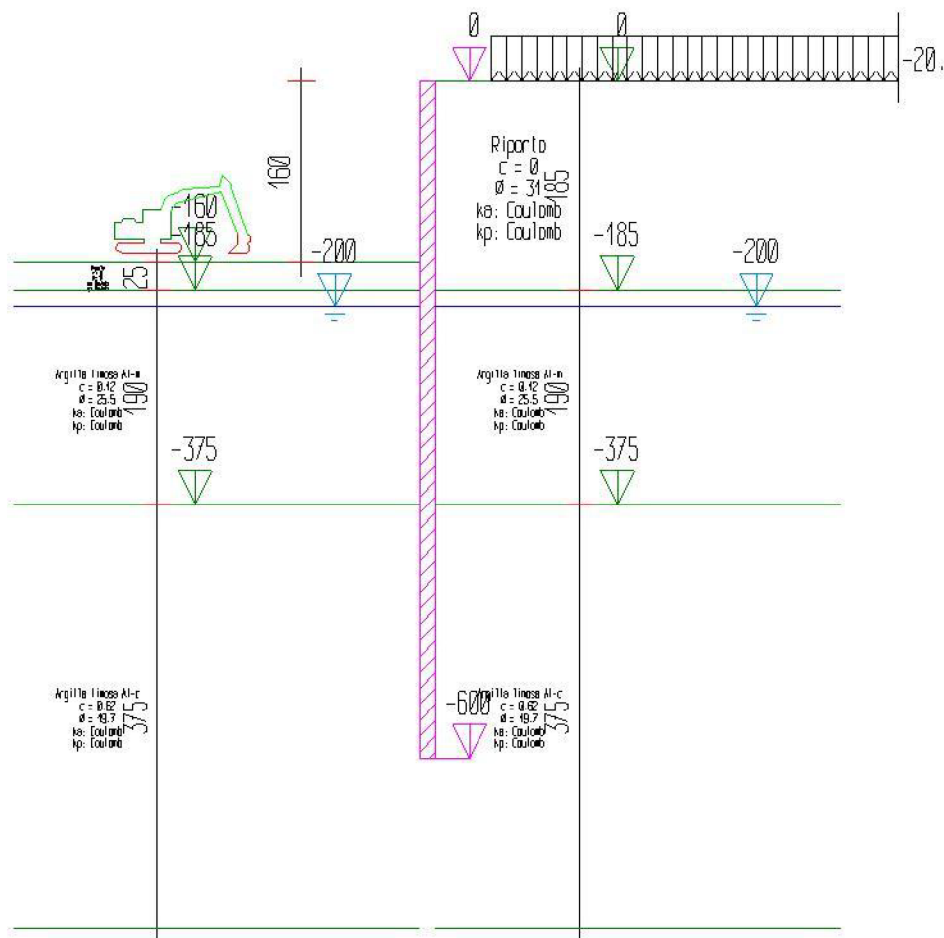


Tabella riassuntiva

La seguente tabella riassume le caratteristiche del modello strutturale nell'insieme degli step considerati.

Step	Quota scavo	Strati	Carichi terreno
1	0	STR_1 STR_1 STR_2 STR_3 STR_4	CUD_1_1
2	-220	STR_1 STR_1	CUD_1_1
3	-160	STR_1 STR_1	CUD_1_1

Risultati

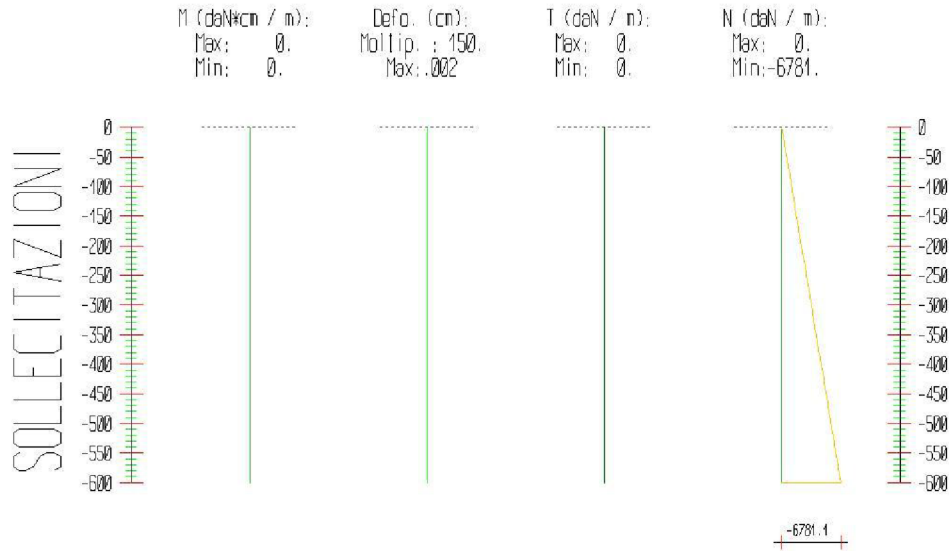
Il calcolo è stato eseguito correttamente per 3 Step.

Singoli Step

Segue la descrizione dei risultati ottenuti nei diversi Step considerati.

Step 1

In questo Step si hanno le seguenti sollecitazioni, deformazioni, reazioni vincolari, pressioni nel terreno e risultanti delle spinte.



Sollecitazioni - Paratia PAR_1					
Progressiva	Spost. x [cm]	Spost. z [cm]	M [daN cm]	T [daN]	N [daN]
-13.3	0	-0.002	0	0	-150.7
-26.7	0	-0.002	0	0	-301.4
-40	0	-0.002	0	0	-452.1
-53.3	0	-0.002	0	0	-602.8
-66.7	0	-0.002	0	0	-753.5
-80	0	-0.002	0	0	-904.2
-93.3	0	-0.002	0	0	-1054.8
-106.7	0	-0.002	0	0	-1205.5
-120	0	-0.002	0	0	-1356.2
-133.3	0	-0.002	0	0	-1506.9
-146.7	0	-0.002	0	0	-1657.6
-160	0	-0.002	0	0	-1808.3
-172.5	0	-0.002	0	0	-1949.6
-185	0	-0.002	0	0	-2090.8
-192.5	0	-0.002	0	0	-2175.6
-200	0	-0.002	0	0	-2260.4
-210	0	-0.002	0	0	-2373.4
-220	0	-0.002	0	0	-2486.4

-233.3	0	-0.002	0	0	-2637.1
-246.7	0	-0.002	0	0	-2787.8
-260	0	-0.002	0	0	-2938.5
-273.3	0	-0.001	0	0	-3089.2
-286.7	0	-0.001	0	0	-3239.9
-300	0	-0.001	0	0	-3390.6
-300	0	-0.001	0	0	-3390.7
-312.5	0	-0.001	0	0	-3531.9
-325	0	-0.001	0	0	-3673.2
-337.5	0	-0.001	0	0	-3814.4
-350	0	-0.001	0	0	-3955.7
-362.5	0	-0.001	0	0	-4096.9
-375	0	-0.001	0	0	-4238.2
-388.2	0	-0.001	0	0	-4387.8
-401.5	0	-0.001	0	0	-4537.4
-414.7	0	-0.001	0	0	-4687
-427.9	0	-0.001	0	0	-4836.5
-441.2	0	-0.001	0	0	-4986.1
-454.4	0	-0.001	0	0	-5135.7
-467.6	0	-0.001	0	0	-5285.3
-480.9	0	-0.001	0	0	-5434.9
-494.1	0	-0.001	0	0	-5584.5
-507.4	0	-0.001	0	0	-5734
-520.6	0	0	0	0	-5883.6
-533.8	0	0	0	0	-6033.2
-547.1	0	0	0	0	-6182.8
-560.3	0	0	0	0	-6332.4
-573.5	0	0	0	0	-6482
-586.8	0	0	0	0	-6631.5
-600	0	0	0	0	-6781.1

Reazioni vincolari				
Descrizione	Nome	Orizzontale [daN]	Verticale [daN]	Momento [daN cm]
Base Paratia	PAR_1	-	6781.1	-

Pressioni nel terreno, Paratia PAR_1												
Quota [cm]	Pres. Monte [daN/cm ²]						Pres. Valle [daN/cm ²]					
z	σ_v	σ_h	u	σ'_v	σ'_h	τ	σ_v	σ_h	u	σ'_v	σ'_h	τ
0	0.008	0.004	0	0.008	0.004	0	0.008	0.004	0	0.008	0.004	0
-13.33	0.034	0.016	0	0.034	0.016	0	0.034	0.016	0	0.034	0.016	0
-26.67	0.072	0.035	0	0.072	0.035	0	0.072	0.035	0	0.072	0.035	0
-40	0.114	0.055	0	0.114	0.055	0	0.114	0.055	0	0.114	0.055	0
-53.33	0.158	0.077	0	0.158	0.077	0	0.158	0.077	0	0.158	0.077	0
-66.67	0.202	0.098	0	0.202	0.098	0	0.202	0.098	0	0.202	0.098	0
-80	0.244	0.118	0	0.244	0.118	0	0.244	0.118	0	0.244	0.118	0
-93.33	0.285	0.138	0	0.285	0.138	0	0.285	0.138	0	0.285	0.138	0
-106.67	0.325	0.158	0	0.325	0.158	0	0.325	0.158	0	0.325	0.158	0
-120	0.364	0.177	0	0.364	0.177	0	0.364	0.177	0	0.364	0.177	0
-133.33	0.402	0.195	0	0.402	0.195	0	0.402	0.195	0	0.402	0.195	0
-146.67	0.439	0.213	0	0.439	0.213	0	0.439	0.213	0	0.439	0.213	0
-160	0.475	0.23	0	0.475	0.23	0	0.475	0.23	0	0.475	0.23	0
-172.5	0.51	0.247	0	0.51	0.247	0	0.51	0.247	0	0.51	0.247	0
-185	0.54	0.262	0	0.54	0.262	0	0.54	0.262	0	0.54	0.262	0
-192.5	0.564	0.321	0	0.564	0.321	0	0.564	0.321	0	0.564	0.321	0
-200	0.587	0.334	0.001	0.586	0.334	0	0.587	0.334	0.001	0.586	0.334	0
-210	0.613	0.355	0.013	0.6	0.342	0	0.613	0.355	0.013	0.6	0.342	0
-220	0.643	0.378	0.027	0.617	0.351	0	0.643	0.378	0.027	0.617	0.351	0
-233.33	0.678	0.404	0.042	0.636	0.362	0	0.678	0.404	0.042	0.636	0.362	0
-246.67	0.715	0.433	0.059	0.656	0.373	0	0.715	0.433	0.059	0.656	0.373	0
-260	0.752	0.461	0.076	0.675	0.385	0	0.752	0.461	0.076	0.675	0.385	0
-273.33	0.788	0.489	0.093	0.695	0.396	0	0.788	0.489	0.093	0.695	0.396	0

-286.67	0.825	0.517	0.11	0.714	0.407	0	0.825	0.517	0.11	0.714	0.407	0
-300	0.852	0.538	0.123	0.729	0.415	0	0.852	0.538	0.123	0.729	0.415	0
-300.01	0.87	0.552	0.131	0.738	0.42	0	0.87	0.552	0.131	0.738	0.42	0
-312.51	0.895	0.571	0.143	0.752	0.428	0	0.895	0.571	0.143	0.752	0.428	0
-325.01	0.929	0.598	0.159	0.769	0.438	0	0.929	0.598	0.159	0.769	0.438	0
-337.5	0.962	0.624	0.175	0.787	0.448	0	0.962	0.624	0.175	0.787	0.448	0
-350	0.996	0.65	0.191	0.805	0.458	0	0.996	0.65	0.191	0.805	0.458	0
-362.5	1.03	0.676	0.207	0.822	0.468	0	1.03	0.676	0.207	0.822	0.468	0
-375	1.064	0.78	0.223	0.84	0.557	0	1.064	0.78	0.223	0.84	0.557	0
-388.24	1.098	0.809	0.24	0.858	0.569	0	1.098	0.809	0.24	0.858	0.569	0
-401.47	1.134	0.838	0.257	0.877	0.581	0	1.134	0.838	0.257	0.877	0.581	0
-414.71	1.169	0.867	0.274	0.895	0.593	0	1.169	0.867	0.274	0.895	0.593	0
-427.94	1.204	0.896	0.291	0.913	0.606	0	1.204	0.896	0.291	0.913	0.606	0
-441.18	1.239	0.925	0.307	0.932	0.618	0	1.239	0.925	0.307	0.932	0.618	0
-454.41	1.274	0.954	0.324	0.95	0.63	0	1.274	0.954	0.324	0.95	0.63	0
-467.65	1.309	0.983	0.341	0.968	0.642	0	1.309	0.983	0.341	0.968	0.642	0
-480.88	1.344	1.012	0.358	0.986	0.654	0	1.344	1.012	0.358	0.986	0.654	0
-494.12	1.379	1.041	0.375	1.004	0.666	0	1.379	1.041	0.375	1.004	0.666	0
-507.35	1.414	1.07	0.392	1.022	0.678	0	1.414	1.07	0.392	1.022	0.678	0
-520.59	1.449	1.098	0.409	1.04	0.69	0	1.449	1.098	0.409	1.04	0.69	0
-533.82	1.484	1.127	0.426	1.058	0.702	0	1.484	1.127	0.426	1.058	0.702	0
-547.06	1.519	1.156	0.442	1.076	0.713	0	1.519	1.156	0.442	1.076	0.713	0
-560.29	1.553	1.185	0.459	1.094	0.725	0	1.553	1.185	0.459	1.094	0.725	0
-573.53	1.588	1.213	0.476	1.112	0.737	0	1.588	1.213	0.476	1.112	0.737	0
-586.76	1.623	1.242	0.493	1.13	0.749	0	1.623	1.242	0.493	1.13	0.749	0
-600	1.649	1.264	0.506	1.143	0.758	0	1.649	1.264	0.506	1.143	0.758	0

σ_v = tensione verticale totale

σ_h = tensione orizzontale totale

u = pressione neutra

σ'_v = tensione verticale efficace

σ'_h = tensione orizzontale efficace

Risultanti delle pressioni [daN] e bracci [cm], Paratia PAR_1

Monte				Valle			
R _h	-35148	b _h	414.8	R _h	35148	b _h	414.8
R' _h	-24950	b' _h	393.5	R' _h	24950	b' _h	393.5
R _u	-10198	b _u	466.7	R _u	10198	b _u	466.7

R = risultanti delle spinte, b = bracci rispetto alla testa della paratia.

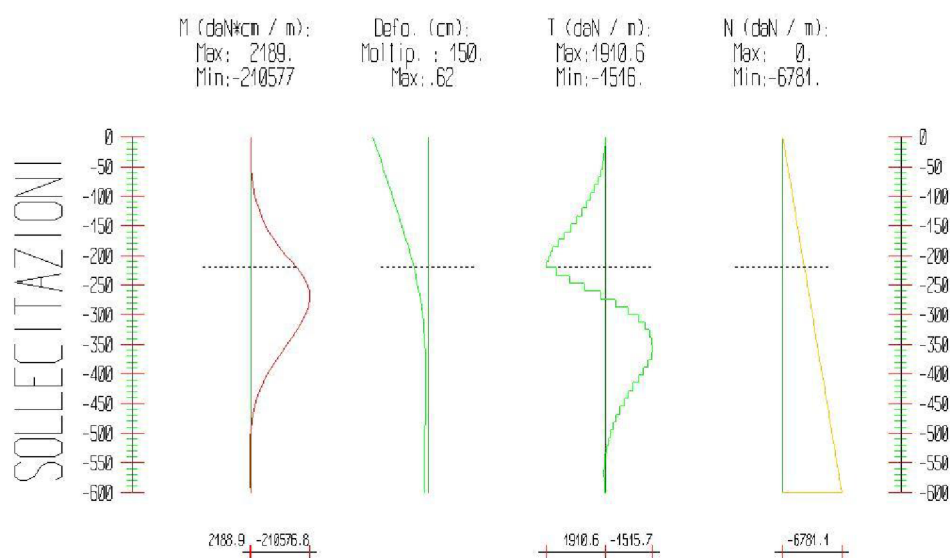
pedice h = risultante delle pressioni totali sulla paratia.

pedice 'h = risultante delle pressioni efficaci sulla paratia.

pedice u = risultante delle pressioni neutre sulla paratia.

Step 2

In questo Step si hanno le seguenti sollecitazioni, deformazioni, reazioni vincolari, pressioni nel terreno e risultanti delle spinte.



Sollecitazioni - Paratia PAR_1					
Progressiva	Spost. x [cm]	Spost. z [cm]	M [daN cm]	T [daN]	N [daN]
-13.3	-0.5906	-0.002	-23.767	1.8	-150.7
-26.7	-0.5614	-0.002	-240.848	16.3	-301.4
-40	-0.5322	-0.002	-868.183	47.1	-452.1
-53.3	-0.5031	-0.002	-2145.811	95.8	-602.8

-66.7	-0.4739	-0.002	-4322.925	163.3	-753.5
-80	-0.4448	-0.002	-7647.182	249.3	-904.2
-93.3	-0.4158	-0.002	-12359.967	353.5	-1054.8
-106.7	-0.3869	-0.002	-18695.284	475.1	-1205.5
-120	-0.3582	-0.002	-26880.179	613.9	-1356.2
-133.3	-0.3297	-0.002	-37135.656	769.2	-1506.9
-146.7	-0.3017	-0.002	-49677.639	940.6	-1657.6
-160	-0.2741	-0.002	-64717.798	1128	-1808.3
-172.5	-0.2489	-0.002	-81272.951	1324.4	-1949.6
-185	-0.2244	-0.002	-100375.934	1528.2	-2090.8
-192.5	-0.2101	-0.002	-113132.973	1700.9	-2175.6
-200	-0.1962	-0.002	-126265.217	1751	-2260.4
-210	-0.1782	-0.002	-144440.77	1817.6	-2373.4
-220	-0.1611	-0.002	-163546.49	1910.6	-2486.4
-233.3	-0.1398	-0.002	-184548.16	1575.1	-2637.1
-246.7	-0.1202	-0.002	-199824.666	1145.7	-2787.8
-260	-0.1027	-0.002	-208720.003	667.2	-2938.5
-273.3	-0.0873	-0.001	-210576.797	139.3	-3089.2
-286.7	-0.074	-0.001	-206001.011	-343.2	-3239.9
-300	-0.0628	-0.001	-196124.322	-740.8	-3390.6
-300	-0.0627	-0.001	-196115.333	-897.6	-3390.7
-312.5	-0.054	-0.001	-182944.821	-1053.8	-3531.9
-325	-0.0469	-0.001	-166880.02	-1285.4	-3673.2
-337.5	-0.0412	-0.001	-149038.491	-1427.5	-3814.4
-350	-0.0369	-0.001	-130306.46	-1498.8	-3955.7
-362.5	-0.0337	-0.001	-111363.36	-1515.7	-4096.9
-375	-0.0315	-0.001	-92707.66	-1492.7	-4238.2
-388.2	-0.0301	-0.001	-74633.329	-1365.6	-4387.8
-401.5	-0.0294	-0.001	-58539.351	-1216	-4537.4
-414.7	-0.0293	-0.001	-44545.308	-1057.3	-4687

-427.9	-0.0297	-0.001	-32667.578	-897.4	-4836.5
-441.2	-0.0303	-0.001	-22843.744	-742.2	-4986.1
-454.4	-0.0313	-0.001	-14953.334	-596.2	-5135.7
-467.6	-0.0323	-0.001	-8835	-462.3	-5285.3
-480.9	-0.0335	-0.001	-4300.345	-342.6	-5434.9
-494.1	-0.0347	-0.001	-1144.662	-238.4	-5584.5
-507.4	-0.0359	-0.001	845.072	-150.3	-5734
-520.6	-0.0371	0	1884.609	-78.5	-5883.6
-533.8	-0.0382	0	2188.872	-23	-6033.2
-547.1	-0.0394	0	1970.051	16.5	-6182.8
-560.3	-0.0406	0	1436.981	40.3	-6332.4
-573.5	-0.0417	0	795.44	48.5	-6482
-586.8	-0.0428	0	248.988	41.3	-6631.5
-600	-0.0439	0	0	18.8	-6781.1

Reazioni vincolari				
Descrizione	Nome	Orizzontale [daN]	Verticale [daN]	Momento [daN cm]
Base Paratia	PAR_1	-	6781.1	-

Pressioni nel terreno, Paratia PAR_1												
Quota [cm]	Pres. Monte [daN/cm ²]						Pres. Valle [daN/cm ²]					
z	σ_v	σ_h	u	σ'_v	σ'_h	τ	σ_v	σ_h	u	σ'_v	σ'_h	τ
0	0.008	0.003	0	0.008	0.003	0	0	0	0	0	0	0
-13.33	0.034	0.011	0	0.034	0.011	0	0	0	0	0	0	0
-26.67	0.072	0.023	0	0.072	0.023	0	0	0	0	0	0	0
-40	0.114	0.037	0	0.114	0.037	0	0	0	0	0	0	0
-53.33	0.158	0.051	0	0.158	0.051	0	0	0	0	0	0	0
-66.67	0.202	0.065	0	0.202	0.065	0	0	0	0	0	0	0
-80	0.244	0.078	0	0.244	0.078	0	0	0	0	0	0	0
-93.33	0.285	0.091	0	0.285	0.091	0	0	0	0	0	0	0

-106.67	0.325	0.104	0	0.325	0.104	0	0	0	0	0	0	0
-120	0.364	0.117	0	0.364	0.117	0	0	0	0	0	0	0
-133.33	0.402	0.129	0	0.402	0.129	0	0	0	0	0	0	0
-146.67	0.439	0.141	0	0.439	0.141	0	0	0	0	0	0	0
-160	0.475	0.152	0	0.475	0.152	0	0	0	0	0	0	0
-172.5	0.51	0.163	0	0.51	0.163	0	0	0	0	0	0	0
-185	0.54	0.173	0	0.54	0.173	0	0	0	0	0	0	0
-192.5	0.564	0.067	0	0.564	0.067	0	0	0	0	0	0	0
-200	0.587	0.076	0.001	0.586	0.075	0	0	0	0	0	0	0
-210	0.613	0.093	0.011	0.602	0.082	0	0	0	0	0	0	0
-220	0.643	0.113	0.024	0.62	0.089	0	0.002	0.4	0.001	0.001	0.399	0
-233.33	0.678	0.135	0.038	0.64	0.097	0	0.036	0.457	0.019	0.017	0.438	0
-246.67	0.715	0.159	0.053	0.662	0.106	0	0.071	0.518	0.038	0.033	0.48	0
-260	0.752	0.182	0.068	0.684	0.114	0	0.107	0.578	0.057	0.05	0.522	0
-273.33	0.788	0.206	0.083	0.705	0.123	0	0.142	0.568	0.076	0.067	0.492	0
-286.67	0.825	0.23	0.098	0.727	0.132	0	0.178	0.528	0.094	0.083	0.433	0
-300	0.852	0.247	0.11	0.742	0.138	0	0.204	0.492	0.109	0.096	0.383	0
-300.01	0.87	0.268	0.131	0.738	0.136	0	0.222	0.511	0.106	0.116	0.405	0
-312.51	0.895	0.301	0.143	0.752	0.158	0	0.247	0.487	0.118	0.129	0.369	0
-325.01	0.929	0.363	0.159	0.769	0.204	0	0.28	0.477	0.134	0.146	0.343	0
-337.5	0.962	0.417	0.175	0.787	0.242	0	0.313	0.474	0.15	0.163	0.325	0
-350	0.996	0.465	0.191	0.805	0.274	0	0.346	0.479	0.166	0.181	0.313	0
-362.5	1.03	0.507	0.207	0.822	0.3	0	0.38	0.489	0.182	0.198	0.307	0
-375	1.064	0.623	0.223	0.84	0.399	0	0.414	0.524	0.198	0.216	0.326	0
-388.24	1.098	0.659	0.24	0.858	0.419	0	0.448	0.545	0.214	0.234	0.331	0
-401.47	1.134	0.691	0.257	0.877	0.434	0	0.484	0.571	0.231	0.252	0.34	0
-414.71	1.169	0.721	0.274	0.895	0.447	0	0.519	0.6	0.248	0.271	0.352	0
-427.94	1.204	0.748	0.291	0.913	0.457	0	0.554	0.631	0.265	0.289	0.365	0
-441.18	1.239	0.773	0.307	0.932	0.466	0	0.589	0.663	0.282	0.307	0.381	0
-454.41	1.274	0.798	0.324	0.95	0.473	0	0.625	0.697	0.299	0.326	0.398	0

-467.65	1.309	0.821	0.341	0.968	0.48	0	0.66	0.731	0.316	0.344	0.415	0
-480.88	1.344	0.845	0.358	0.986	0.486	0	0.695	0.766	0.333	0.363	0.433	0
-494.12	1.379	0.867	0.375	1.004	0.492	0	0.731	0.801	0.349	0.381	0.451	0
-507.35	1.414	0.89	0.392	1.022	0.498	0	0.766	0.836	0.366	0.399	0.47	0
-520.59	1.449	0.913	0.409	1.04	0.504	0	0.801	0.871	0.383	0.418	0.488	0
-533.82	1.484	0.936	0.426	1.058	0.51	0	0.836	0.906	0.4	0.436	0.506	0
-547.06	1.519	0.959	0.442	1.076	0.516	0	0.872	0.941	0.417	0.455	0.524	0
-560.29	1.553	0.982	0.459	1.094	0.523	0	0.907	0.976	0.434	0.473	0.542	0
-573.53	1.588	1.005	0.476	1.112	0.529	0	0.942	1.01	0.451	0.491	0.56	0
-586.76	1.623	1.028	0.493	1.13	0.535	0	0.977	1.045	0.468	0.51	0.578	0
-600	1.649	1.044	0.506	1.143	0.538	0	1.004	1.072	0.48	0.524	0.592	0

σ_v = tensione verticale totale

σ_h = tensione orizzontale totale

u = pressione neutra

σ'_v = tensione verticale efficace

σ'_h = tensione orizzontale efficace

Risultanti delle pressioni [daN] e bracci [cm], Paratia PAR_1

Monte				Valle			
R_h	-25697.3	b_h	437.3	R_h	25698.1	b_h	437.3
R'_h	-15570	b'_h	417.2	R'_h	16450	b'_h	417.5
R_u	-10127.3	b_u	468.1	R_u	9248.1	b_u	472.4

R = risultanti delle spinte, b = bracci rispetto alla testa della paratia.

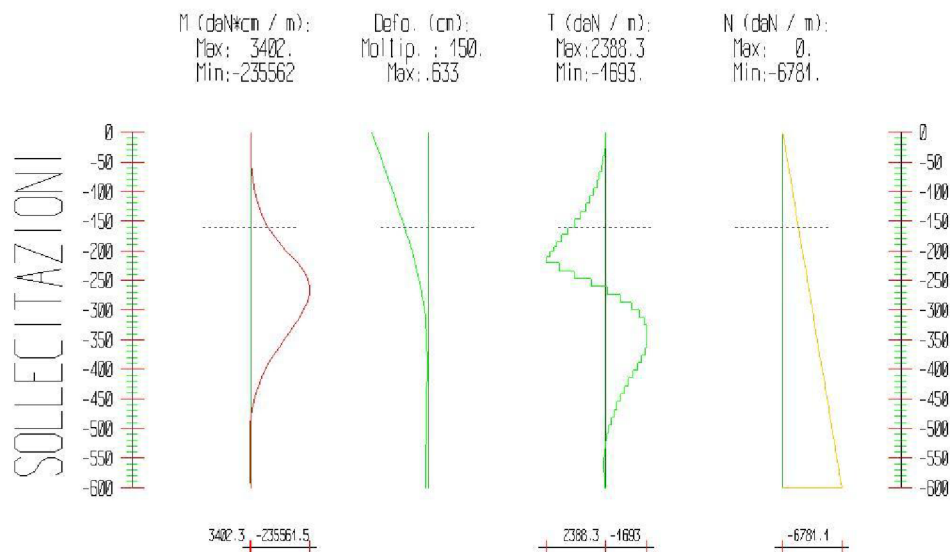
pedice h = risultante delle pressioni totali sulla paratia.

pedice 'h = risultante delle pressioni efficaci sulla paratia.

pedice u = risultante delle pressioni neutre sulla paratia.

Step 3

In questo Step si hanno le seguenti sollecitazioni, deformazioni, reazioni vincolari, pressioni nel terreno e risultanti delle spinte.



Sollecitazioni - Paratia PAR_1					
Progressiva	Spost. x [cm]	Spost. z [cm]	M [daN cm]	T [daN]	N [daN]
-13.3	-0.602	-0.002	-23.418	1.8	-150.7
-26.7	-0.5709	-0.002	-239.583	16.2	-301.4
-40	-0.5398	-0.002	-865.569	46.9	-452.1
-53.3	-0.5087	-0.002	-2141.548	95.7	-602.8
-66.7	-0.4777	-0.002	-4316.848	163.1	-753.5
-80	-0.4467	-0.002	-7639.26	249.2	-904.2
-93.3	-0.4157	-0.002	-12350.309	353.3	-1054.8
-106.7	-0.3849	-0.002	-18690.251	475.5	-1205.5
-120	-0.3543	-0.002	-27055.34	627.4	-1356.2
-133.3	-0.324	-0.002	-37835.757	808.5	-1506.9
-146.7	-0.294	-0.002	-51416.379	1018.5	-1657.6
-160	-0.2646	-0.002	-68177.132	1257.1	-1808.3
-172.5	-0.2377	-0.002	-87115.945	1515.1	-1949.6
-185	-0.2115	-0.002	-109328.591	1777	-2090.8
-192.5	-0.1962	-0.002	-124295.852	1995.6	-2175.6
-200	-0.1814	-0.002	-140029.427	2097.8	-2260.4
-210	-0.1623	-0.002	-162315.214	2228.6	-2373.4
-220	-0.1441	-0.002	-186198.307	2388.3	-2486.4

-233.3	-0.1215	-0.002	-211178.945	1873.5	-2637.1
-246.7	-0.101	-0.002	-227827.776	1248.7	-2787.8
-260	-0.0828	-0.002	-235561.482	580	-2938.5
-273.3	-0.067	-0.001	-234742.584	-61.4	-3089.2
-286.7	-0.0535	-0.001	-226581.753	-612.1	-3239.9
-300	-0.0423	-0.001	-212586.27	-1049.7	-3390.6
-300	-0.0423	-0.001	-212574.034	-1223.1	-3390.7
-312.5	-0.0337	-0.001	-195522.834	-1364.3	-3531.9
-325	-0.0269	-0.001	-175981.266	-1563.5	-3673.2
-337.5	-0.0216	-0.001	-155159.538	-1666	-3814.4
-350	-0.0177	-0.001	-133999.777	-1693	-3955.7
-362.5	-0.015	-0.001	-113210.723	-1663.3	-4096.9
-375	-0.0133	-0.001	-93301.026	-1593	-4238.2
-388.2	-0.0124	-0.001	-74137.813	-1447.9	-4387.8
-401.5	-0.0122	-0.001	-57195.964	-1280.1	-4537.4
-414.7	-0.0126	-0.001	-42581.796	-1104.2	-4687
-427.9	-0.0135	-0.001	-30292.092	-928.6	-4836.5
-441.2	-0.0146	-0.001	-20241.018	-759.4	-4986.1
-454.4	-0.0159	-0.001	-12282.717	-601.3	-5135.7
-467.6	-0.0174	-0.001	-6229.783	-457.3	-5285.3
-480.9	-0.0189	-0.001	-1867.93	-329.6	-5434.9
-494.1	-0.0205	-0.001	1032.777	-219.2	-5584.5
-507.4	-0.022	-0.001	2709.742	-126.7	-5734
-520.6	-0.0236	0	3402.277	-52.3	-5883.6
-533.8	-0.025	0	3348.243	4.1	-6033.2
-547.1	-0.0265	0	2782.452	42.7	-6182.8
-560.3	-0.0279	0	1936.417	63.9	-6332.4
-573.5	-0.0293	0	1039.034	67.8	-6482
-586.8	-0.0307	0	317.775	54.5	-6631.5
-600	-0.0321	0	0	24	-6781.1

Reazioni vincolari				
Descrizione	Nome	Orizzontale [daN]	Verticale [daN]	Momento [daN cm]
Base Paratia	PAR_1	-	6781.1	-

Pressioni nel terreno, Paratia PAR_1												
Quota [cm]	Pres. Monte [daN/cm ²]						Pres. Valle [daN/cm ²]					
z	σ_v	σ_h	u	σ'_v	σ'_h	τ	σ_v	σ_h	u	σ'_v	σ'_h	τ
0	0.008	0.003	0	0.008	0.003	0	0	0	0	0	0	0
-13.33	0.034	0.011	0	0.034	0.011	0	0	0	0	0	0	0
-26.67	0.072	0.023	0	0.072	0.023	0	0	0	0	0	0	0
-40	0.114	0.037	0	0.114	0.037	0	0	0	0	0	0	0
-53.33	0.158	0.051	0	0.158	0.051	0	0	0	0	0	0	0
-66.67	0.202	0.065	0	0.202	0.065	0	0	0	0	0	0	0
-80	0.244	0.078	0	0.244	0.078	0	0	0	0	0	0	0
-93.33	0.285	0.092	0	0.285	0.092	0	0	0	0	0	0	0
-106.67	0.325	0.114	0	0.325	0.114	0	0	0	0	0	0	0
-120	0.364	0.136	0	0.364	0.136	0	0	0	0	0	0	0
-133.33	0.402	0.158	0	0.402	0.158	0	0	0	0	0	0	0
-146.67	0.439	0.179	0	0.439	0.179	0	0	0	0	0	0	0
-160	0.475	0.2	0	0.475	0.2	0	0	0	0	0	0	0
-172.5	0.51	0.219	0	0.51	0.219	0	0.031	0.01	0	0.031	0.01	0
-185	0.54	0.237	0	0.54	0.237	0	0.059	0.019	0	0.059	0.019	0
-192.5	0.564	0.136	0	0.564	0.136	0	0.081	0	0	0.081	0	0
-200	0.587	0.15	0.001	0.586	0.149	0	0.102	0.001	0.001	0.102	0	0
-210	0.613	0.173	0.013	0.6	0.16	0	0.127	0.013	0.013	0.115	0	0
-220	0.643	0.197	0.027	0.617	0.17	0	0.156	0.638	0.027	0.13	0.611	0
-233.33	0.678	0.225	0.042	0.636	0.182	0	0.19	0.693	0.042	0.147	0.651	0
-246.67	0.715	0.252	0.059	0.656	0.193	0	0.225	0.754	0.059	0.166	0.694	0
-260	0.752	0.279	0.076	0.675	0.202	0	0.261	0.76	0.076	0.184	0.683	0
-273.33	0.788	0.304	0.093	0.695	0.21	0	0.296	0.717	0.093	0.203	0.623	0

-286.67	0.825	0.327	0.11	0.714	0.217	0	0.332	0.656	0.11	0.221	0.545	0
-300	0.852	0.344	0.123	0.729	0.221	0	0.358	0.608	0.123	0.235	0.485	0
-300.01	0.87	0.37	0.131	0.738	0.238	0	0.376	0.594	0.131	0.244	0.462	0
-312.51	0.895	0.403	0.143	0.752	0.259	0	0.401	0.562	0.143	0.257	0.419	0
-325.01	0.929	0.463	0.159	0.769	0.304	0	0.434	0.545	0.159	0.275	0.386	0
-337.5	0.962	0.515	0.175	0.787	0.34	0	0.467	0.537	0.175	0.292	0.362	0
-350	0.996	0.561	0.191	0.805	0.37	0	0.501	0.537	0.191	0.309	0.346	0
-362.5	1.03	0.6	0.207	0.822	0.393	0	0.534	0.544	0.207	0.327	0.337	0
-375	1.064	0.714	0.223	0.84	0.49	0	0.568	0.601	0.223	0.344	0.378	0
-388.24	1.098	0.747	0.24	0.858	0.507	0	0.602	0.62	0.24	0.362	0.38	0
-401.47	1.134	0.777	0.257	0.877	0.52	0	0.638	0.644	0.257	0.381	0.387	0
-414.71	1.169	0.804	0.274	0.895	0.53	0	0.673	0.671	0.274	0.399	0.398	0
-427.94	1.204	0.829	0.291	0.913	0.538	0	0.708	0.701	0.291	0.418	0.41	0
-441.18	1.239	0.852	0.307	0.932	0.545	0	0.743	0.733	0.307	0.436	0.425	0
-454.41	1.274	0.874	0.324	0.95	0.55	0	0.779	0.766	0.324	0.454	0.441	0
-467.65	1.309	0.896	0.341	0.968	0.555	0	0.814	0.799	0.341	0.473	0.458	0
-480.88	1.344	0.917	0.358	0.986	0.559	0	0.849	0.834	0.358	0.491	0.476	0
-494.12	1.379	0.938	0.375	1.004	0.563	0	0.885	0.868	0.375	0.51	0.493	0
-507.35	1.414	0.959	0.392	1.022	0.568	0	0.92	0.903	0.392	0.528	0.511	0
-520.59	1.449	0.981	0.409	1.04	0.572	0	0.955	0.938	0.409	0.546	0.529	0
-533.82	1.484	1.002	0.426	1.058	0.576	0	0.99	0.973	0.426	0.565	0.547	0
-547.06	1.519	1.023	0.442	1.076	0.581	0	1.026	1.007	0.442	0.583	0.565	0
-560.29	1.553	1.045	0.459	1.094	0.586	0	1.061	1.042	0.459	0.602	0.583	0
-573.53	1.588	1.067	0.476	1.112	0.591	0	1.096	1.077	0.476	0.62	0.601	0
-586.76	1.623	1.089	0.493	1.13	0.595	0	1.131	1.112	0.493	0.638	0.618	0
-600	1.649	1.103	0.506	1.143	0.597	0	1.158	1.139	0.506	0.652	0.634	0

σ_v = tensione verticale totale

σ_h = tensione orizzontale totale

u = pressione neutra

σ'_v = tensione verticale efficace

σ'_h = tensione orizzontale efficace

Risultanti delle pressioni [daN] e bracci [cm], Paratia PAR_1

Monte				Valle			
R _h	-29387.4	b _h	427.6	R _h	29388.6	b _h	427.6
R' _h	-19189.4	b' _h	406.8	R' _h	19190.6	b' _h	406.8
R _u	-10198	b _u	466.7	R _u	10198	b _u	466.7

R = risultanti delle spinte, b = bracci rispetto alla testa della paratia.

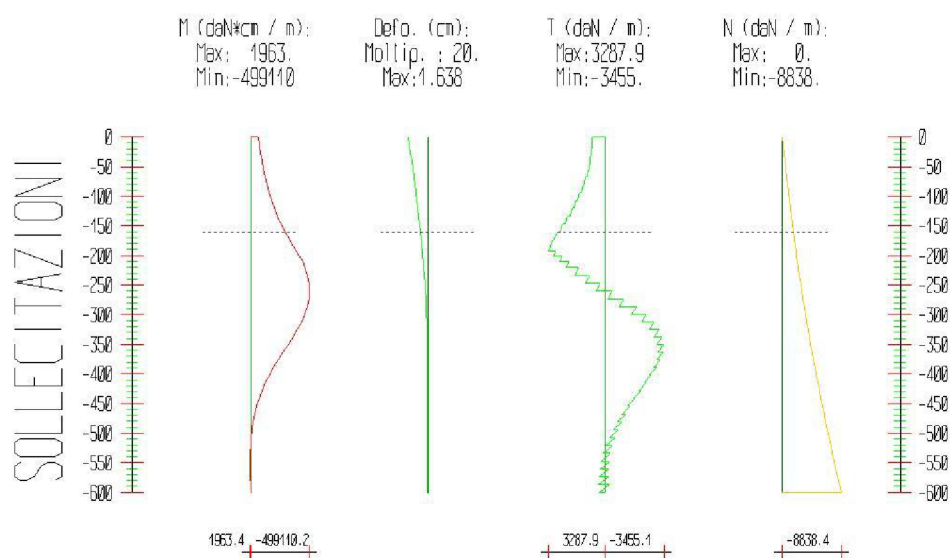
pedice h = risultante delle pressioni totali sulla paratia.

pedice 'h = risultante delle pressioni efficaci sulla paratia.

pedice u = risultante delle pressioni neutre sulla paratia.

Step 4

In questo Step si hanno le seguenti sollecitazioni, deformazioni, reazioni vincolari, pressioni nel terreno e risultanti delle spinte.



Sollecitazioni - Paratia PAR_1					
Progressiva	Spost. x [cm]	Spost. z [cm]	M [daN cm]	T [daN]	N [daN]
-13.3	-1.5486	-0.002	-75249.119	773.3	-117.7
-26.7	-1.4595	-0.002	-85832.155	805.3	-239
-40	-1.3714	-0.002	-97101.296	863.7	-363.8
-53.3	-1.2842	-0.002	-109426.496	949.9	-492.3

-66.7	-1.1981	-0.002	-123184.745	1064.3	-624.3
-80	-1.1133	-0.002	-138751.844	1206.9	-759.9
-93.3	-1.0298	-0.002	-156498.762	1377.3	-899.1
-106.7	-0.948	-0.002	-176790.778	1575.2	-1041.8
-120	-0.8679	-0.002	-199987.807	1800	-1188.1
-133.3	-0.7899	-0.002	-226445.106	2051.5	-1338
-146.7	-0.7141	-0.002	-256514.009	2329.3	-1491.5
-160	-0.6409	-0.002	-290542.592	2633.2	-1648.6
-172.5	-0.575	-0.002	-326348.472	2946.7	-1799.1
-185	-0.512	-0.002	-365061.527	3185.4	-1952.7
-192.5	-0.4757	-0.002	-389303.078	3287.9	-2046.4
-200	-0.4406	-0.002	-411362.921	2999.2	-2141.2
-210	-0.3959	-0.002	-437153.147	2659.8	-2269.4
-220	-0.3537	-0.002	-458667.071	2236.1	-2399.6
-233.3	-0.3015	-0.002	-480461.6	1753.9	-2576.3
-246.7	-0.2541	-0.002	-494056.903	1145.9	-2756.6
-260	-0.2116	-0.002	-499110.222	512.2	-2940.5
-273.3	-0.1742	-0.002	-495277.759	-147.3	-3128
-286.7	-0.1417	-0.002	-482214.781	-832.6	-3319
-300	-0.1141	-0.002	-459575.633	-1543.9	-3513.7
-300	-0.1141	-0.002	-459555.479	-2017.3	-3513.8
-312.5	-0.0924	-0.002	-430765.557	-2152.9	-3699.5
-325	-0.0746	-0.002	-396696.016	-2569.2	-3888.3
-337.5	-0.0602	-0.002	-358969.115	-2855.7	-4080.3
-350	-0.049	-0.001	-318914.354	-3035.8	-4275.4
-362.5	-0.0406	-0.001	-277893.68	-3107	-4473.7
-375	-0.0347	-0.001	-237433.371	-3056.1	-4675.1
-388.2	-0.0307	-0.001	-196891.431	-2864.6	-4891.8
-401.5	-0.0287	-0.001	-159661.318	-2607.5	-5112
-414.7	-0.0283	-0.001	-126337.664	-2305.5	-5335.7

-427.9	-0.0291	-0.001	-97229.742	-1980.1	-5563
-441.2	-0.0309	-0.001	-72420.538	-1648.5	-5793.8
-454.4	-0.0334	-0.001	-51818.313	-1323.8	-6028.2
-467.6	-0.0364	-0.001	-35200.555	-1015.9	-6266
-480.9	-0.0398	-0.001	-22250.517	-731.9	-6507.4
-494.1	-0.0434	-0.001	-12586.733	-476.8	-6752.3
-507.4	-0.0471	-0.001	-5786.1	-253.6	-7000.7
-520.6	-0.0509	-0.001	-1401.186	-64.3	-7252.7
-533.8	-0.0547	0	1027.496	90.4	-7508.1
-547.1	-0.0585	0	1963.448	210	-7767.1
-560.3	-0.0623	0	1869.587	294.7	-8029.7
-573.5	-0.066	0	1206.272	344.6	-8295.7
-586.8	-0.0697	0	431.148	359.8	-8565.3
-600	-0.0734	0	0	340.7	-8838.4

Reazioni vincolari				
Descrizione	Nome	Orizzontale [daN]	Verticale [daN]	Momento [daN cm]
Base Paratia	PAR_1	-	8838.4	-

Pressioni nel terreno, Paratia PAR_1												
Quota [cm]	Pres. Monte [daN/cm ²]						Pres. Valle [daN/cm ²]					
	σ_v	σ_h	u	σ'_v	σ'_h	τ	σ_v	σ_h	u	σ'_v	σ'_h	τ
0	0.006	0.002	0	0.006	0.002	0	0	0	0	0	0	0
-13.33	0.026	0.008	0	0.026	0.008	0	0	0	0	0	0	0
-26.67	0.055	0.018	0	0.055	0.018	0	0	0	0	0	0	0
-40	0.088	0.028	0	0.088	0.028	0	0	0	0	0	0	0
-53.33	0.122	0.039	0	0.122	0.039	0	0	0	0	0	0	0
-66.67	0.155	0.05	0	0.155	0.05	0	0	0	0	0	0	0
-80	0.188	0.06	0	0.188	0.06	0	0	0	0	0	0	0
-93.33	0.219	0.07	0	0.219	0.07	0	0	0	0	0	0	0

-106.67	0.25	0.08	0	0.25	0.08	0	0	0	0	0	0	0
-120	0.28	0.09	0	0.28	0.09	0	0	0	0	0	0	0
-133.33	0.309	0.099	0	0.309	0.099	0	0	0	0	0	0	0
-146.67	0.338	0.108	0	0.338	0.108	0	0	0	0	0	0	0
-160	0.366	0.117	0	0.366	0.117	0	0	0	0	0	0	0
-172.5	0.392	0.125	0	0.392	0.125	0	0.024	0.074	0	0.024	0.074	0
-185	0.415	0.133	0	0.415	0.133	0	0.045	0.141	0	0.045	0.141	0
-192.5	0.434	0.015	0	0.434	0.015	0	0.062	0.553	0	0.062	0.553	0
-200	0.451	0.022	0.001	0.451	0.022	0	0.079	0.593	0.001	0.078	0.593	0
-210	0.472	0.036	0.01	0.462	0.026	0	0.098	0.628	0.01	0.088	0.618	0
-220	0.495	0.052	0.02	0.474	0.031	0	0.12	0.667	0.02	0.1	0.647	0
-233.33	0.522	0.07	0.033	0.489	0.037	0	0.146	0.713	0.033	0.113	0.68	0
-246.67	0.55	0.089	0.046	0.504	0.043	0	0.173	0.762	0.046	0.127	0.716	0
-260	0.578	0.108	0.059	0.519	0.049	0	0.2	0.811	0.059	0.142	0.752	0
-273.33	0.606	0.127	0.072	0.535	0.055	0	0.228	0.86	0.072	0.156	0.788	0
-286.67	0.634	0.146	0.085	0.549	0.061	0	0.255	0.909	0.085	0.17	0.824	0
-300	0.655	0.16	0.095	0.561	0.065	0	0.276	0.876	0.095	0.181	0.781	0
-300.01	0.669	0.169	0.101	0.568	0.068	0	0.289	0.865	0.101	0.188	0.764	0
-312.51	0.688	0.183	0.11	0.578	0.072	0	0.308	0.765	0.11	0.198	0.655	0
-325.01	0.714	0.2	0.123	0.592	0.078	0	0.334	0.689	0.123	0.211	0.566	0
-337.5	0.74	0.218	0.135	0.605	0.083	0	0.359	0.631	0.135	0.225	0.496	0
-350	0.766	0.255	0.147	0.619	0.108	0	0.385	0.59	0.147	0.238	0.443	0
-362.5	0.792	0.316	0.159	0.633	0.157	0	0.411	0.564	0.159	0.251	0.405	0
-375	0.818	0.427	0.172	0.646	0.255	0	0.437	0.585	0.172	0.265	0.413	0
-388.24	0.845	0.469	0.185	0.66	0.284	0	0.463	0.583	0.185	0.279	0.399	0
-401.47	0.872	0.501	0.198	0.674	0.304	0	0.491	0.592	0.198	0.293	0.394	0
-414.71	0.899	0.526	0.211	0.689	0.315	0	0.518	0.609	0.211	0.307	0.399	0
-427.94	0.926	0.544	0.224	0.703	0.32	0	0.545	0.633	0.224	0.321	0.409	0
-441.18	0.953	0.557	0.237	0.717	0.321	0	0.572	0.662	0.237	0.335	0.425	0
-454.41	0.98	0.567	0.249	0.731	0.317	0	0.599	0.695	0.249	0.35	0.445	0

-467.65	1.007	0.574	0.262	0.745	0.311	0	0.626	0.73	0.262	0.364	0.468	0
-480.88	1.034	0.579	0.275	0.759	0.304	0	0.653	0.768	0.275	0.378	0.492	0
-494.12	1.061	0.583	0.288	0.773	0.295	0	0.68	0.806	0.288	0.392	0.518	0
-507.35	1.088	0.587	0.301	0.786	0.286	0	0.708	0.846	0.301	0.406	0.544	0
-520.59	1.115	0.59	0.314	0.8	0.276	0	0.735	0.886	0.314	0.42	0.571	0
-533.82	1.141	0.593	0.327	0.814	0.266	0	0.762	0.926	0.327	0.434	0.598	0
-547.06	1.168	0.597	0.34	0.828	0.256	0	0.789	0.966	0.34	0.449	0.625	0
-560.29	1.195	0.6	0.353	0.842	0.247	0	0.816	1.006	0.353	0.463	0.652	0
-573.53	1.222	0.603	0.366	0.855	0.237	0	0.843	1.045	0.366	0.477	0.679	0
-586.76	1.248	0.607	0.379	0.869	0.228	0	0.87	1.085	0.379	0.491	0.706	0
-600	1.269	0.605	0.389	0.88	0.216	0	0.891	1.12	0.389	0.502	0.731	0

σ_v = tensione verticale totale

σ_h = tensione orizzontale totale

u = pressione neutra

σ'_v = tensione verticale efficace

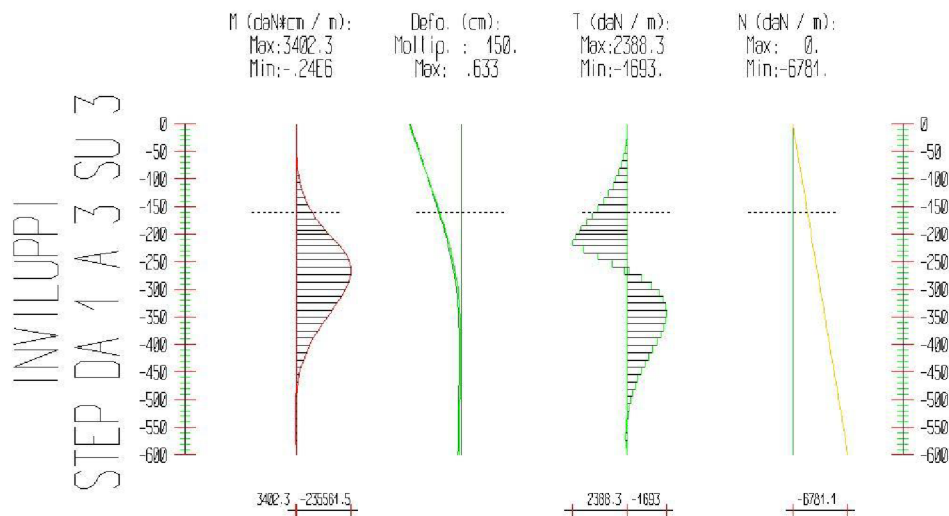
σ'_h = tensione orizzontale efficace

Risultanti delle pressioni [daN] e bracci [cm], Paratia PAR_1							
Monte				Valle			
R _h	-16796.7	b _h	434.2	R _h	31635.8	b _h	406.4
R' _h	-8952	b' _h	405.7	R' _h	23791.2	b' _h	386.6
R _u	-7844.6	b _u	466.7	R _u	7844.6	b _u	466.7

R = risultanti delle spinte, b = bracci rispetto alla testa della paratia.
pedice h = risultante delle pressioni totali sulla paratia.
pedice 'h = risultante delle pressioni efficaci sulla paratia.
pedice u = risultante delle pressioni neutre sulla paratia.

Inviluppo delle sollecitazioni (SLU)

Segue l'inviluppo dei risultati ottenuti negli Step considerati.



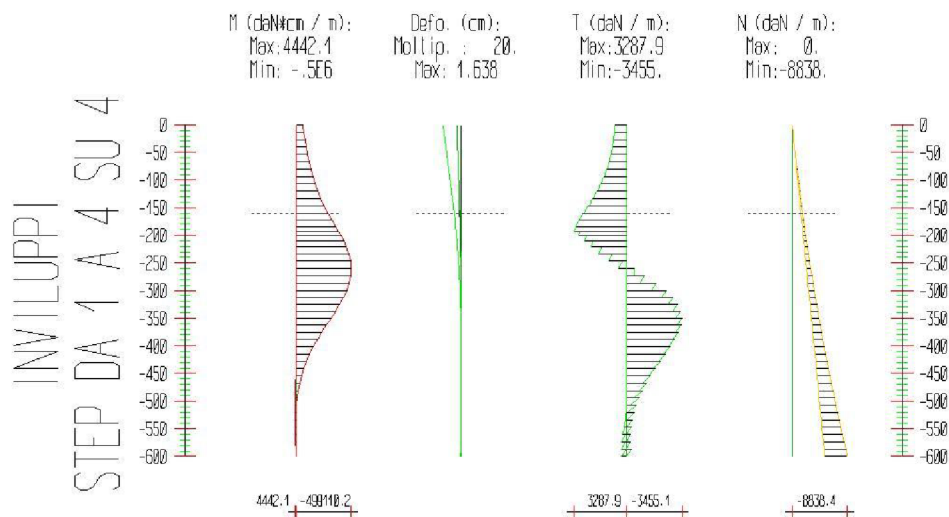
Inviluppo - Paratia PAR_1						
Progressiva	M [daN cm]		T [daN]		N [daN]	
	Min.	Max	Min.	Max	Min.	Max
z						
-13.3	-23.8	0.	0.	1.8	-150.7	-150.7
-26.7	-240.8	0.	0.	16.3	-301.4	-301.4
-40.	-868.2	0.	0.	47.1	-452.1	-452.1
-53.3	-2146.	0.	0.	95.8	-602.8	-602.8
-66.7	-4323.	0.	0.	163.3	-753.5	-753.5
-80.	-7647.	0.	0.	249.3	-904.2	-904.2
-93.3	-12360	0.	0.	353.5	-1055.	-1055.
-106.7	-18695	0.	0.	475.5	-1206.	-1206.
-120.	-27055	0.	0.	627.4	-1356.	-1356.
-133.3	-37836	0.	0.	808.5	-1507.	-1507.
-146.7	-51416	0.	0.	1018.5	-1658.	-1658.
-160.	-68177	0.	0.	1257.1	-1808.	-1808.
-172.5	-87116	0.	0.	1515.1	-1950.	-1950.
-185.	-.11E6	0.	0.	1777.	-2091.	-2091.
-192.5	-.12E6	0.	0.	1995.6	-2176.	-2176.
-200.	-.14E6	0.	0.	2097.8	-2260.	-2260.

-210.	-.16E6	0.	0.	2228.6	-2373.	-2373.
-220.	-.19E6	0.	0.	2388.3	-2486.	-2486.
-233.3	-.21E6	0.	0.	1873.5	-2637.	-2637.
-246.7	-.23E6	0.	0.	1248.7	-2788.	-2788.
-260.	-.24E6	0.	0.	667.2	-2939.	-2939.
-273.3	-.23E6	0.	-61.4	139.3	-3089.	-3089.
-286.7	-.23E6	0.	-612.1	0.	-3240.	-3240.
-300.	-.21E6	0.	-1050.	0.	-3391.	-3391.
-300.	-.21E6	0.	-1223.	0.	-3391.	-3391.
-312.5	-.2E6	0.	-1364.	0.	-3532.	-3532.
-325.	-.18E6	0.	-1564.	0.	-3673.	-3673.
-337.5	-.16E6	0.	-1666.	0.	-3814.	-3814.
-350.	-.13E6	0.	-1693.	0.	-3956.	-3956.
-362.5	-.11E6	0.	-1663.	0.	-4097.	-4097.
-375.	-93301	0.	-1593.	0.	-4238.	-4238.
-388.2	-74633	0.	-1448.	0.	-4388.	-4388.
-401.5	-58539	0.	-1280.	0.	-4537.	-4537.
-414.7	-44545	0.	-1104.	0.	-4687.	-4687.
-427.9	-32668	0.	-928.6	0.	-4837.	-4837.
-441.2	-22844	0.	-759.4	0.	-4986.	-4986.
-454.4	-14953	0.	-601.3	0.	-5136.	-5136.
-467.6	-8835.	0.	-462.3	0.	-5285.	-5285.
-480.9	-4300.	0.	-342.6	0.	-5435.	-5435.
-494.1	-1145.	1032.8	-238.4	0.	-5585.	-5585.
-507.4	0.	2709.7	-150.3	0.	-5734.	-5734.
-520.6	0.	3402.3	-78.5	0.	-5884.	-5884.
-533.8	0.	3348.2	-23.	4.1	-6033.	-6033.
-547.1	0.	2782.5	0.	42.7	-6183.	-6183.
-560.3	0.	1936.4	0.	63.9	-6332.	-6332.
-573.5	0.	1039.	0.	67.8	-6482.	-6482.

-586.8	0.	317.8	0.	54.5	-6632.	-6632.
-600.	0.	0.	0.	24.	-6781.	-6781.

Inviluppo delle sollecitazioni (SISMICA)

Segue l'inviluppo dei risultati ottenuti negli Step considerati.



Inviluppo - Paratia PAR_1						
Progressiva	M [daN cm]		T [daN]		N [daN]	
	Min.	Max	Min.	Max	Min.	Max
z						
-13.3	-75249	0.	0.	773.3	-117.7	-115.9
-26.7	-85832	0.	0.	805.3	-239.	-231.8
-40.	-97101	0.	0.	863.7	-363.8	-347.8
-53.3	-1.11E6	0.	0.	949.9	-492.3	-463.7
-66.7	-1.12E6	0.	0.	1064.3	-624.3	-579.6
-80.	-1.14E6	0.	0.	1206.9	-759.9	-695.5
-93.3	-1.16E6	0.	0.	1377.3	-899.1	-811.4
-106.7	-1.18E6	0.	0.	1575.2	-1042.	-927.3
-120.	-1.2E6	0.	0.	1800.	-1188.	-1043.
-133.3	-1.23E6	0.	0.	2051.5	-1338.	-1159.
-146.7	-1.26E6	0.	0.	2329.3	-1492.	-1275.
-160.	-1.29E6	0.	0.	2633.2	-1649.	-1391.
-172.5	-1.33E6	0.	0.	2946.7	-1799.	-1500.

-185.	-.37E6	0.	0.	3185.4	-1953.	-1608.
-192.5	-.39E6	0.	0.	3287.9	-2046.	-1674.
-200.	-.41E6	0.	0.	2999.2	-2141.	-1739.
-210.	-.44E6	0.	0.	2659.8	-2269.	-1826.
-220.	-.46E6	0.	0.	2236.1	-2400.	-1913.
-233.3	-.48E6	0.	0.	1753.9	-2576.	-2029.
-246.7	-.49E6	0.	0.	1145.9	-2757.	-2145.
-260.	-.5E6	0.	-22.2	512.2	-2941.	-2260.
-273.3	-.5E6	0.	-469.1	0.	-3128.	-2376.
-286.7	-.48E6	0.	-832.6	0.	-3319.	-2492.
-300.	-.46E6	0.	-1544.	0.	-3514.	-2608.
-300.	-.46E6	0.	-2017.	0.	-3514.	-2608.
-312.5	-.43E6	0.	-2153.	0.	-3700.	-2717.
-325.	-.4E6	0.	-2569.	0.	-3888.	-2826.
-337.5	-.36E6	0.	-2856.	0.	-4080.	-2934.
-350.	-.32E6	0.	-3036.	0.	-4275.	-3043.
-362.5	-.28E6	0.	-3107.	0.	-4474.	-3152.
-375.	-.24E6	0.	-3056.	0.	-4675.	-3260.
-388.2	-.2E6	0.	-2865.	0.	-4892.	-3375.
-401.5	-.16E6	0.	-2608.	0.	-5112.	-3490.
-414.7	-.13E6	0.	-2306.	0.	-5336.	-3605.
-427.9	-97230	0.	-1980.	0.	-5563.	-3720.
-441.2	-72421	0.	-1649.	0.	-5794.	-3836.
-454.4	-51818	0.	-1324.	0.	-6028.	-3951.
-467.6	-35201	1545.8	-1016.	0.	-6266.	-4066.
-480.9	-22251	3301.7	-731.9	0.	-6507.	-4181.
-494.1	-12587	4211.8	-476.8	0.	-6752.	-4296.
-507.4	-5786.	4442.1	-253.6	0.	-7001.	-4411.
-520.6	-1401.	4154.2	-64.3	21.7	-7253.	-4526.
-533.8	0.	3504.5	0.	90.4	-7508.	-4641.

-547.1	0.	2644.1	0.	210.	-7767.	-4756.
-560.3	0.	1869.6	0.	294.7	-8030.	-4871.
-573.5	0.	1206.3	0.	344.6	-8296.	-4986.
-586.8	0.	431.1	0.	359.8	-8565.	-5101.
-600.	0.	0.	0.	340.7	-8838.	-5216.