

SETTORE SICUREZZA TERRITORIALE E PROTEZIONE CIVILE EMILIA
UT Sicurezza Territoriale e Protezione Civile Modena (USTPC-MO)D.L. 25 maggio 2021 n. 73 - DGR n. 2276 del 22/12/2023
DGR n. 155 del 29/01/2024 - DGR n. 767 del 06/05/2024

TITOLO INTERVENTO:

“INTERVENTI DI ADEGUAMENTO SPONDALE E RIPRISTINO SEZIONI SPONDALI
DEI TORRENTI TIEPIDO E GRIZZAGA SOGGETTI A SERVIZIO DI PIENA”

Comune di MODENA

Codice 2O1A003

CUP: E98H23000620001

Importo del finanziamento: € 3.500.000,00

PROGETTO ESECUTIVO

INTERVENTI

RELAZIONE DI CALCOLO

IL PROGETTISTA e COORDINATORE della SICUREZZA

Ing. **LUCA PIACENTINI**PIACENTINI
INGEGNERIPIACENTINI INGEGNERI s.r.l.
Via Belvedere 6, Casalecchio di Reno, Bologna, Italy
Piazza delle Fontane Marce 6, Genova, Italy
Via Vola 1/C, Novate Milanese, Milano, Italy

IL GEOLOGO

Dott. Geol. **PIER LUIGI COCETTI**

RIFERIMENTO ELABORATO										DATA: NOVEMBRE 2024			REVISIONE	
FILE													n.	data
Progetto			Fase			Codice elaborato					0	NOVEMBRE 2024		
GRZ	-	PES	-	INT	5	0	1	1	FEBBRAIO 2025					

VISTO DI VALIDAZIONE
(art. 42 co. 4 D.Lgs. 36/2023)

IL RESPONSABILE UNICO DEL PROCEDIMENTO

Ing. **FRANCESCA LUGLI**

Indice

<u>1</u>	<u>PREMESSA</u>	<u>2</u>
<u>2</u>	<u>NORMATIVE DI RIFERIMENTO</u>	<u>4</u>
<u>3</u>	<u>CARATTERISTICHE DEI MATERIALI STRUTTURALI</u>	<u>5</u>
<u>4</u>	<u>CARATTERISTICHE GEOTECNICHE</u>	<u>6</u>
<u>5</u>	<u>CRITERI DI PROGETTAZIONE GENERALE</u>	<u>7</u>
5.1	CLASSIFICAZIONE DELL'OPERA E VITA ATTESA	7
5.2	CODICI DI CALCOLO	7
<u>6</u>	<u>ANALISI DELL'OPERA</u>	<u>8</u>
6.1	CODICE DI CALCOLO	8
6.2	IPOTESI GENERALI DI CALCOLO	12
6.3	ANALISI DELLA STRUTTURA E COMBINAZIONI	12
6.4	AZIONE SISMICA	13
<u>7</u>	<u>CRITERI DI VERIFICA</u>	<u>14</u>
7.1	VERIFICA DI IMMORSAMENTO DEI DIAFRAMMI	14
7.2	VERIFICHE STRUTTURALI	14
<u>8</u>	<u>ANALISI DELL'OPERA</u>	<u>15</u>
8.1	GENERALITÀ	15
8.2	ANALISI DELLA SEZIONE DI CALCOLO A	15
8.3	ANALISI DELLA SEZIONE DI CALCOLO B	18
<u>9</u>	<u>VERIFICHE DI SICUREZZA</u>	<u>21</u>
9.1	VERIFICHE STRUTTURALI	21
9.2	VERIFICHE GEOTECNICHE	24

1 Premessa

Il presente Progetto Esecutivo è relativo agli **“Interventi di adeguamento spondale e ripristino sezioni di deflusso dei tratti dei torrenti Tiepido e Grizzaga soggetti a servizio di piena”** ed è stato redatto, per conto della committente Agenzia per la Sicurezza Territoriale e la protezione Civile - UT Sicurezza Territoriale e Protezione Civile di Modena, dalla Società incaricata Piacentini Ingegneri Srl.

Il presente elaborato si colloca nell’ambito della definizione delle opere necessarie per il ripristino delle sponde e del corretto deflusso del torrente Grizzaga, nel tratto compreso tra l’immissione nel torrente Tiepido e via Curtatona.

Il sistema difensivo esistente per contenere le acque di Panaro in piena, in sinistra lungo il Grizzaga e oggetto della presente progettazione, è costituito da arginature continue in terra.

In caso di rigurgito della piena del Fiume Panaro l’argine oggetto di intervento viene sollecitato dalle acque di piena che raggiungono una quota, a TR50, pari a 34.80 m.

È prevista la realizzazione di diaframmi plastici, all’interno delle arginature esistenti in sinistra idraulica, come opere di contenimento dei fenomeni di filtrazione delle arginature presenti in sinistra idraulica e di consolidamento del sistema arginale.

In corrispondenza dei capannoni presenti dietro all’argine sinistro verso la fine dell’intervento, i diaframmi plastici vengono sostituiti da diaframmi strutturali in cls, al fine di garantire adeguato rinforzo strutturale all’argine stesso per la presenza di tali fabbricati. Tali diaframmi hanno lunghezza pari a 9.00m, lunghezza che rispetta il criterio assunto per i diaframmi plastici della loro infissione nello strato di argilla per almeno 1.00÷1.50m circa.

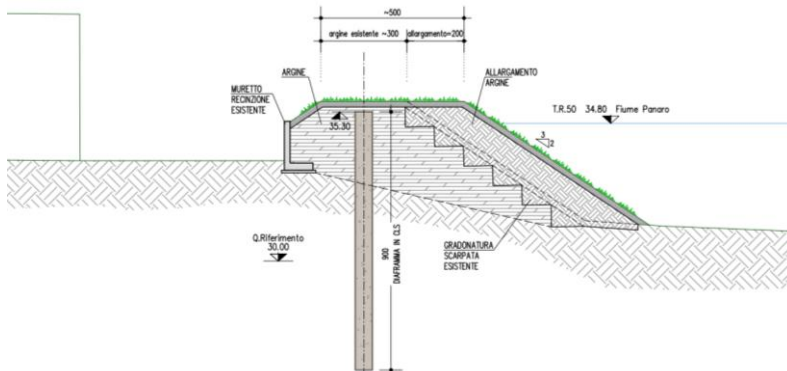
I diaframmi strutturali sono previsti anche in corrispondenza degli scarichi, attualmente presenti sotto l’argine e che interferiscono con la lavorazione di realizzazione dei diaframmi stessi. Sono possibili due soluzioni: in corrispondenza degli attuali scarichi, con sostituzione, se necessario, delle attuali tubazioni e manufatti di scarico, oppure la realizzazione di nuovi scarichi in adiacenza a quelli attuali, soluzione che permette di garantire sempre lo scarico durante l’esecuzione dei diaframmi ma che non permette la rimozione degli attuali manufatti di scarico che verranno dismessi.

Al fine della posa delle nuove tubazioni di scarico sono necessari diaframmi in c.a. per proteggere lo scavo necessario al raggiungimento della quota di posa di lunghezza pari a 9.00m-12.00m e spessore pari a 60cm.

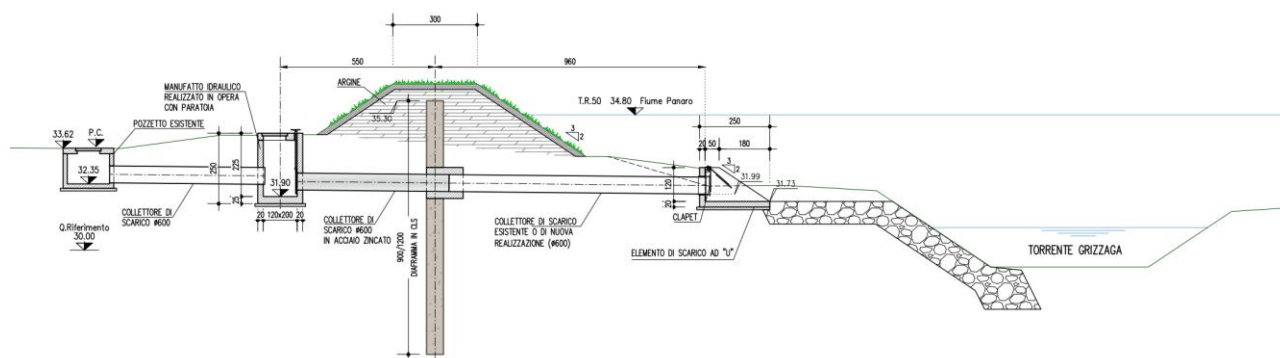
La presente relazione tratta l’analisi e la verifica dei diaframmi strutturali necessari per i seguenti interventi:

- Intervento di potenziamento strutturale dell’argine
- Intervento sulle condotte di scarico

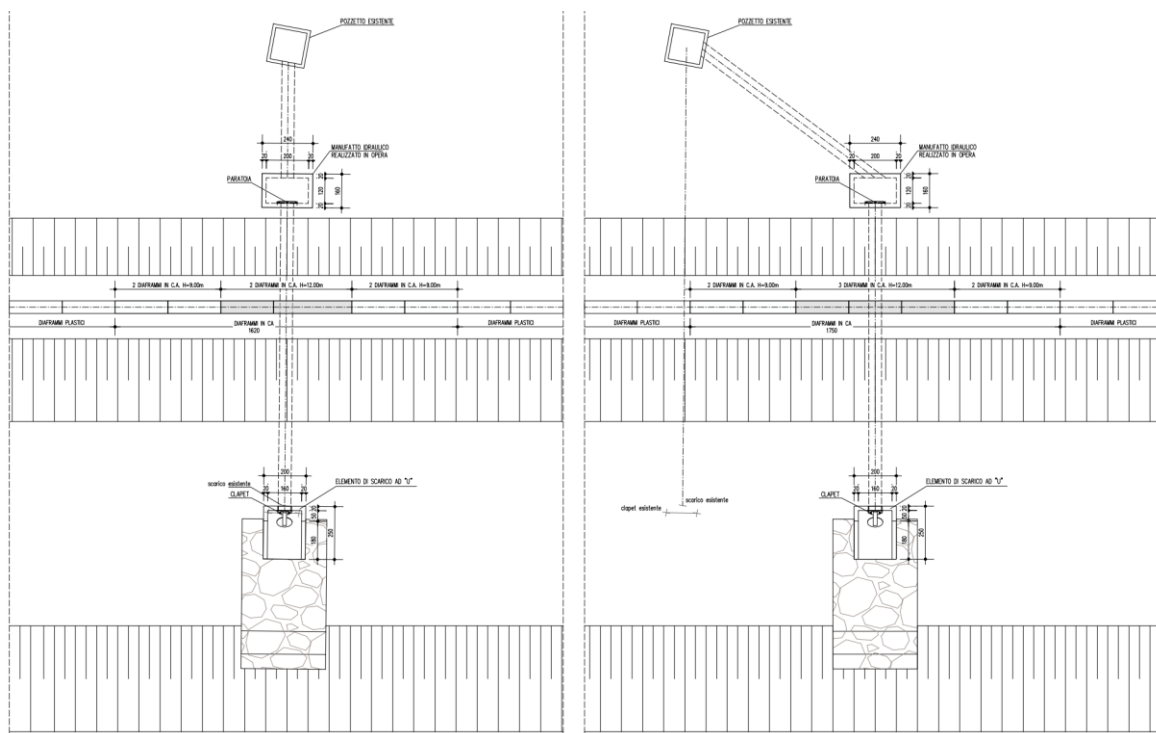
Nelle figure seguenti si rappresentano le sezioni in corrispondenza dei due interventi sopra citati.



Sezione tipo di potenziamento dell'argine



Sezione tipo in corrispondenza degli scarichi



Piante tipo: soluzione in corrispondenza e in adiacenza agli scarichi esistenti

2 Normative di riferimento

- [1] Decreto Ministeriale del 17 gennaio 2018: “Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni”, G.U. n.42 del 20-02-2018, Supplemento Ordinario n.8
- [2] Circolare 21/01/2019, n. 7 - “Istruzioni per l’applicazione delle Nuove norme tecniche per le costruzioni di cui al D.M. 17/01/2018”.
- [3] UNI EN 1990:2006 “Eurocodice 0 – Criteri generali di progettazioni strutturale”.
- [4] UNI EN 1991-1-1:2004 “Eurocodice 1 – Azioni sulle strutture - Parte 1-1: Azioni in generale - Pesì per unità di volume, pesì propri e sovraccarichi per gli edifici.”
- [5] UNI EN 1992-1-1:2015 “Eurocodice 2 – Progettazione delle strutture in calcestruzzo - Parte 1-1: Regole generali e regole per gli edifici.
- [6] UNI EN 1993-1-1:2005 “Eurocodice 3 – Progettazione delle strutture di acciaio – Parte 1-1: Regole generali e regole per gli edifici”.
- [7] UNI EN 1993-1-1:2007 “Eurocodice 3 – Progettazione delle strutture di acciaio – Parte 5: Pali e palancole”.
- [8] UNI EN 1994-1-1:2005 “Eurocodice 4 – Progettazione delle strutture composte acciaio-calcestruzzo – Parte 1-1: Regole generali e regole per gli edifici
- [9] UNI EN 1997-1:2013 “Eurocodice 7 – Progettazione geotecnica - Parte 1: Regole generali”.

3 Caratteristiche dei materiali strutturali

Le caratteristiche dei calcestruzzi sono definite in accordo con UNI-EN206-1 e CNR-UNI11104 mentre i copriferro sono definiti in base alle NTC18

CALCESTRUZZO PER DIAFRAMMI

- Classe di resistenza minima: C25/30
- Classe di esposizione: XC2
- Copriferro minimo: 80mm

ACCIAIO PER ARMATURA LENTA

- Acciaio in barre: B450C
- Reti: B450A
- Sovrapposizione: 50 diametri

4 Caratteristiche geotecniche

Il calcolo della paratia di diaframmi viene eseguito con riferimento alla stratigrafia e ai parametri meccanici riportati nella Relazione Geotecnica e riassunti nella tabella seguente.

Prof. (m)	Terreno	γ (kN/m ³)	c' (kPa)	ϕ'_{op} (°)	Evc (MPa)	Eur/Evc (-)
0.0÷-3.0	UGR	18.0	0	30	18.0	1.5
-3.0÷-10.0	UG1	18.5	5	26	12.0	1.5
-10.0÷-25.0	UG3	18.5	5	26	16.0	1.5

Per quanto riguarda l'andamento dei livelli d'acqua, si considera l'evento estremo di rigurgito della piena del Fiume Panaro che raggiunge una quota, a TR50, pari a 34.80 m.

Per dettagli si rimanda alle relazioni geologica e geotecnica.

5 Criteri di progettazione generale

5.1 Classificazione dell'opera e vita attesa

In accordo a quanto previsto dalle NTC-2018, la tipologia di opere in progetto può essere definita di tipo 3 con riferimento alla tabella di cui al seguito.

Opera	Tipo	V_N
Costruzioni temporanee e provvisorie (*)	1	≥ 10
Costruzioni con livelli di prestazioni ordinari	2	≥ 50
Costruzioni con livelli di prestazioni elevati	3	≥ 100
(*) per opere in fase di costruzione con durata minore di 2 anni si possono omettere le verifiche sismiche		

L'opera in oggetto può essere classificata come opera di tipo 2, per la quale si definisce una vita nominale $V_N = 50$ anni.

Considerando che l'opera ha classe di uso III, il coefficiente di uso è pari a $C_U = 1.50$ e il periodo di riferimento della costruzione risulta pari a $V_R = V_N C_U = 75$ anni.

5.2 Codici di calcolo

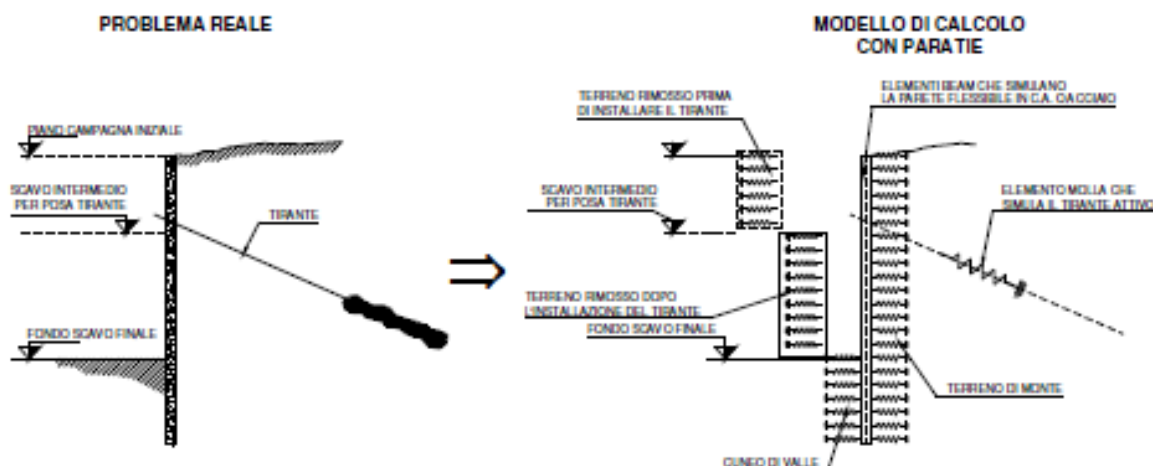
Per l'analisi e le verifiche geotecniche e strutturali si è fatto ricorso ai seguenti codici di calcolo commerciali:

- **PARATIE PLUS** rel. 22.1.1 (Harpaceas s.r.l) – Paratie e opere di sostegno
- **VCA SLU**

6 Analisi dell'opera

6.1 Codice di calcolo

La modellazione numerica dell'interazione terreno-struttura adottata da ParatiePlus 22.1.1 (licenza numero 1625087040) è del tipo "trave su suolo elastico": le pareti di sostegno vengono rappresentate con elementi finiti trave il cui comportamento è definito dalla rigidità flessionale EJ , mentre il terreno viene simulato attraverso elementi elastoplastici monodimensionali (molle) connessi ai nodi delle paratie: ad ogni nodo convergono uno o al massimo due elementi di terreno. Si veda la figura seguente.

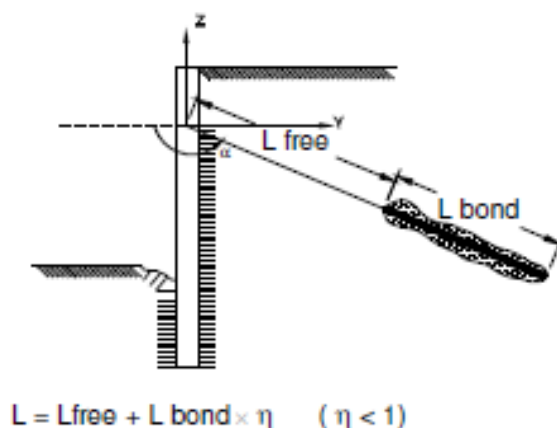


Modellazione dell'interazione terreno-struttura

Per quanto riguarda i tiranti, essi provocano nel modello due effetti:

- 1) sorge una forza al nodo di applicazione del tirante, dovuta allo stato di coazione (pretensione) con cui l'elemento nasce, nel caso di tirante attivo;
- 2) la rigidità globale della struttura riceve un contributo dovuto alla rigidità estensionale del tirante stesso. Quando, nelle fasi successive, il nodo ove il tirante è connesso, subirà ulteriori spostamenti, la forza nel tirante subirà mutamenti.

Un tirante viene caratterizzato da una rigidità assiale data da un'espressione del tipo $K = E \chi (A/L)$ dove E è il modulo elastico della materiale costituente il tirante, A l'area per unità di larghezza del tirante nel tratto deformabile e L la lunghezza del tratto deformabile del tirante, che può essere stimata come indicato nella figura successiva. Si assume $\eta = 0,5$.



Lunghezza deformabile del tirante

Il pendio eventualmente presente a monte è rappresentato mediante carico nastriforme equivalente posto su terreno orizzontale, la cui entità viene valutata in automatico dal software interpolando le quote intermedie della superficie inclinata con un passo di discretizzazione costante ed assegnando il rispettivo peso per unità di volume. Il carico nastriforme in superficie provoca una variazione alla Boussinesq di sforzi verticali efficaci all'interno del terreno.

Lo sforzo verticale efficace σ'_v nel terreno è calcolato, in ParatiePlus, indipendentemente dalle deformazioni alle quali la parete va incontro: è cioè ricavato attraverso semplici formule che tengono conto, fase per fase, della quota del piano campagna e dei sovraccarichi.

Nella fase iniziale, lo sforzo orizzontale efficace nel generico elemento terreno è calcolato come:

$$\sigma'_h = K_0 \sigma'_v \text{ (step 1)}$$

in cui K_0 è il coefficiente di spinta a riposo. Nelle fasi successive, σ'_h si modifica tenendo conto della deformazione laterale subita.

Per tener conto della presenza di carichi, in ParatiePlus si assume che esso induca, nel terreno, prima dello scavo, uno stato di sforzo addizionale. Questo sforzo, sommato a quello geostatico (dipendente da K_0), consente di calcolare lo sforzo efficace presente negli elementi molla, all'inizio dell'analisi, cioè a spostamenti nulli.

Nella prima fase dell'analisi, in tutti gli elementi molla σ'_h è calcolato come:

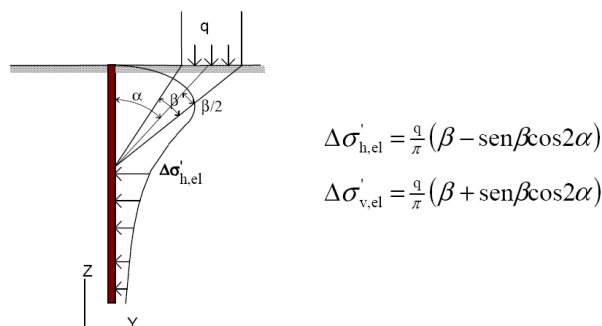
$$\sigma'_h = K_0 \sigma'_v \text{ (step 1)} + \Delta \sigma'_h$$

σ'_v , nella formula precedente, non tiene conto dell'incremento di tensione verticale dovuto al sovraccarico. $\Delta \sigma'_h$ è calcolata attraverso la soluzione del semispazio elastico sollecitato da un carico nastriforme sulla superficie libera.

σ'_h così calcolato stabilisce solamente lo sforzo iniziale nella molla generica: lo sforzo orizzontale in seguito varierà, in accordo con le deformazioni subite. In particolare, se la parete subisce deformazioni molto elevate, l'effetto di $\Delta \sigma'_h$ può azzerarsi.

Negli elementi a valle, σ'_v non risente della presenza di carichi; a monte, invece, si tiene conto, in tutte le fasi, di un incremento di σ'_v .

Il profilo degli sforzi orizzontali iniziali è calcolato secondo la formula che fornisce la distribuzione di sforzi in un semispazio elastico caricato da una striscia di carico di lunghezza infinita. La formula implementata è riportata nella figura riportata nel seguito.



Distribuzione degli sforzi sulla paratia

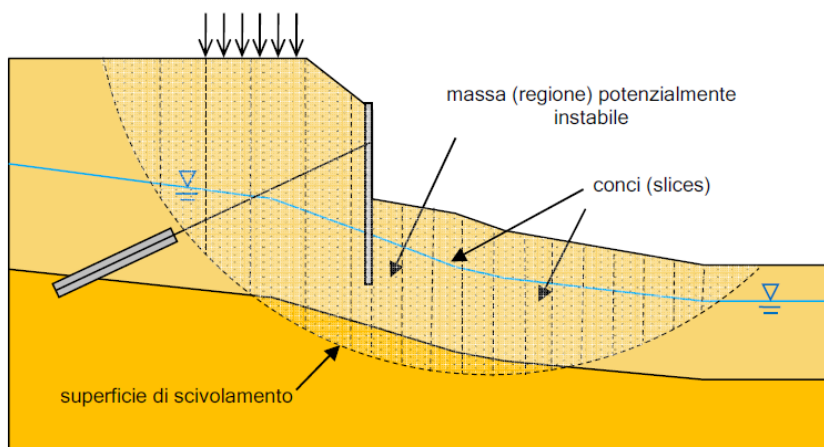
La formula è applicata ipotizzando il piano libero del semispazio elastico coincidente con la quota di imposta del sovraccarico.

PARATIE PLUS prevede il calcolo della stabilità per mezzo dei seguenti metodi.

- Metodo di Bishop semplificato
- Metodo di Janbu semplificato
- Metodo di Morgenstern & Price

Tutti questi, appartenenti alla famiglia dei metodi all'equilibrio limite, si basano sull'individuare una porzione di terreno instabile mobilitata lungo di una potenziale superficie di scorrimento.

Il coefficiente di sicurezza associato ad una superficie è calcolato imponendo le condizioni di equilibrio nelle quali vengono introdotte le resistenze offerte del terreno affette da tale coefficiente di sicurezza. Variando secondo diversi criteri la superficie di scorrimento, è possibile determinare la configurazione associata al coefficiente di sicurezza minimo. Tutti i metodi suddividono la regione di terreno mobilitata in conci verticali compresi tra la sommità del terreno e la superficie di scorrimento e istituiscono le condizioni di equilibrio generali e relative ai singoli conci. Poiché nella scrittura delle condizioni di equilibrio del singolo conco è necessario includere le azioni che esso scambia con i conci adiacenti, si ottiene un sistema risolvibile in cui le incognite (il coefficiente di sicurezza e le azioni interne fra i conci) superano le equazioni disponibili.

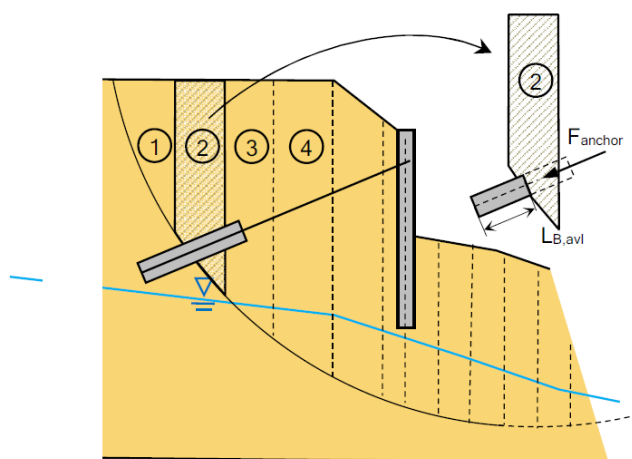


Paratie plus – verifica di stabilità globale

Un tirante/chiodo può costituire un contributo ai fini della stabilità della massa potenzialmente instabile.

PARATIE PLUS include tale contributo nel seguente modo:

- 1) determina la resistenza di calcolo F_{anchor} disponibile, pari al minimo tra
 - a. la resistenza strutturale
 - b. la resistenza del tratto ancorato al terreno, per la sola quota-parte della fondazione esterna alla superficie di scivolamento ($L_{B,avl}$ in figura)
- 2) individua il concio la cui base contiene l'intersezione tra la superficie di scivolamento e il tirante;
- 3) nel risolvere le condizioni di equilibrio locale di quel concio, aggiunge il contributo F_{anchor} ;
- 4) assembla il contributo del concio, dipendente quindi anche dalla resistenza di calcolo del tirante.



Paratie plus – inserimento tirante/chiodo

Nelle equazioni risolventi globali ed esegue il calcolo del coefficiente di sicurezza come di routine. Si osservi che la resistenza di calcolo strutturale dipende dal coefficiente di sicurezza parziale γ_M sul materiale, a sua volta dipendente dalla DA esaminata; in modo analogo, la resistenza geotecnica.

6.2 Ipotesi generali di calcolo

Le analisi sono state svolte considerando le seguenti ipotesi:

- Stato piano delle deformazioni (paratia di lunghezza infinita);
- Terreno modellato come un letto di molle con legame costitutivo elastico-perfettamente plastico con criterio di rottura di Mohr-Coulomb;
- Struttura discretizzata in elementi perfettamente elastici;
- Solutore agli elementi finiti (FEM);
- Tiranti modellati per mezzo di molle di opportuna rigidità;
- Sovraccarichi a monte ed a valle della paratia trasformati in spinte sul paramento in accordo a quanto previsto dalla teoria elastica;
- Mobilitazione della spinta della terra funzione del livello di deformazione partendo da una condizione iniziale di spinta "a riposo" (k_0). I valori massimo e minimi di spinta vengono definiti in funzione dei coefficienti di spinta "passiva" (k_p) e "attiva" (k_a).

6.3 Analisi della struttura e combinazioni

Le analisi sono state eseguite in accordo con le NTC2018 considerando differenti combinazioni di carico:

- Nominale (coeff. Parziali unitari)
- SLE-RARA/FREQUENTE/QUASI PERMANENTE
- SLU-STR – A1+M1+R1
- SLU-GEO – A2+M2+R1

La normativa prevede i coefficienti riportati nelle seguenti tabelle. In particolare, per i coefficienti parziali γ_F si è fatto riferimento al paragrafo 5.1.3.14, relativa alla normativa da ponti, che tiene conto delle azioni da traffico stradale.

		Coefficiente	EQU ⁽¹⁾	A1	A2
Azioni permanenti g_1 e g_3	favorevoli	γ_{G1} e γ_{G3}	0,90	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,10	1,35	1,00
Azioni permanenti non strutturali ⁽²⁾ g_2	favorevoli	γ_{G2}	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30
Azioni variabili da traffico	favorevoli	γ_Q	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,35	1,35	1,15
Azioni variabili	favorevoli	γ_{Qi}	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30

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

Parametro	Grandezza alla quale applicare il coefficiente parziale	Coefficiente parziale γ_M	(M1)	(M2)
Tangente dell'angolo di resistenza al taglio	$\tan \varphi'_k$	$\gamma_{\varphi'}$	1,0	1,25
Coesione efficace	c'_k	γ_c	1,0	1,25
Resistenza non drenata	c_{uk}	γ_{cu}	1,0	1,4
Peso dell'unità di volume	γ_r	γ_r	1,0	1,0

Coefficienti parziali per i parametri geotecnici

6.4 Azione sismica

Le caratteristiche per il calcolo dell'azione sismica sono valutate secondo il §5 della Relazione Geotecnica di PE (Rif. TO0GE00GETRE01-11-001). Di seguito si riassumono i parametri sismici utilizzati nell'analisi.

- Categoria del sottosuolo: C
- Categoria topografica: T1
- Periodo di riferimento: 75 anni

Stato Limite di Salvaguardia della Vita (SLV)

- a_g : 0.190g
- S_S : 1.43
- S_T : 1.000
- a_{max} : 0.270g
- α (coefficiente riduttivo per la deformabilità dei terreni): 1.00
- β (coefficiente riduttivo per la capacità dell'opera di subire spostamenti): 0.83

L'analisi dell'opera in condizioni sismiche viene eseguita con metodi pseudostatici, in cui l'azione sismica viene definita mediante un'accelerazione equivalente, costante nel tempo e nello spazio.

Per la stima dell'incremento di pressione del terreno per effetto del sisma si utilizza il metodo di Wood, per il quale i coefficienti sismici orizzontale e verticale risulta pari a:

$$k_h = \alpha \beta a_{max}/g = 0.223$$

$$k_v = \pm 0.5 \quad k_h = \pm 0.112$$

7 Criteri di verifica

Nel presente paragrafo verranno descritti i criteri di verifica dei diaframmi strutturali. In particolare, verranno descritti i metodi di calcolo per le verifiche strutturali e geotecniche degli elementi strutturali.

7.1 Verifica di immorsamento dei diaframmi

Per la verifica dell'immorsamento dei diaframmi costituenti la galleria artificiale si deve verificare che la mobilitazione della spinta passiva non superi in condizioni SLU-GEO il 100% della spinta potenzialmente mobilitabile.

7.2 Verifiche strutturali

Le verifiche strutturali dei diaframmi saranno svolte secondo gli Stati Limite Ultimi.

In dettaglio, le verifiche SLU verranno svolte facendo riferimento alle specifiche verifiche a flessione e a taglio di sezioni in c.a. secondo quanto riportato al §4.1.2 delle NTC18.

In particolare, la verifica a flessione sarà eseguita mediante il software VCA SLU considerando la resistenza dei materiali allo SLU, secondo i legami tensione-deformazione definiti dalle NTC18. Mentre la verifica a taglio verrà eseguita mediante foglio di calcolo prodotto secondo quanto richiesto al §4.1.2.3.5.2 delle NTC18.

8 Analisi dell'opera

8.1 Generalità

Si riportano nel seguito l'analisi e la verifica delle opere strutturali oggetto della relazione.

Si analizzano n.2 sezioni di calcolo significative relative alle due diverse tipologie di interventi previsti, aventi le seguenti caratteristiche:

- Sezione di calcolo A, relativa all'intervento di potenziamento dell'argine strutturale, con diaframmi di lunghezza pari a 9.00m e spessore 60cm e caratterizzata da altezza di scavo pari a 2.10m e altezza di battente d'acqua di 1.80m
- Sezione di calcolo B, relativa all'intervento su condotte di scarico, con diaframmi di lunghezza pari a 12.00m e spessore 60cm e caratterizzata da battente d'acqua libera di altezza di 3.50m

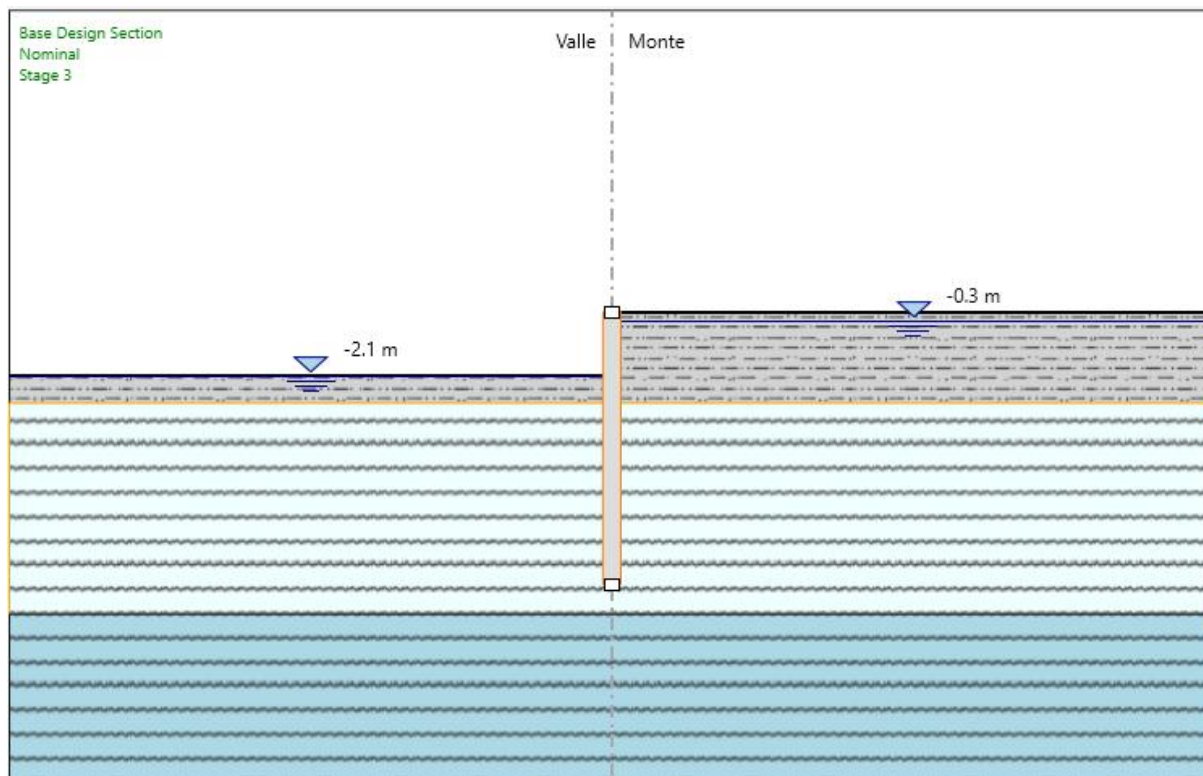
Si omettono le verifiche in condizioni sismiche in quanto le configurazioni provvisionali risultano essere le condizioni significative ai fini del calcolo e le più gravose.

8.2 Analisi della sezione di calcolo A

Si riporta a seguire l'analisi ed i risultati principali della sezione di calcolo A. Nell'immagine seguente si riportano le caratteristiche geometriche della sezione.

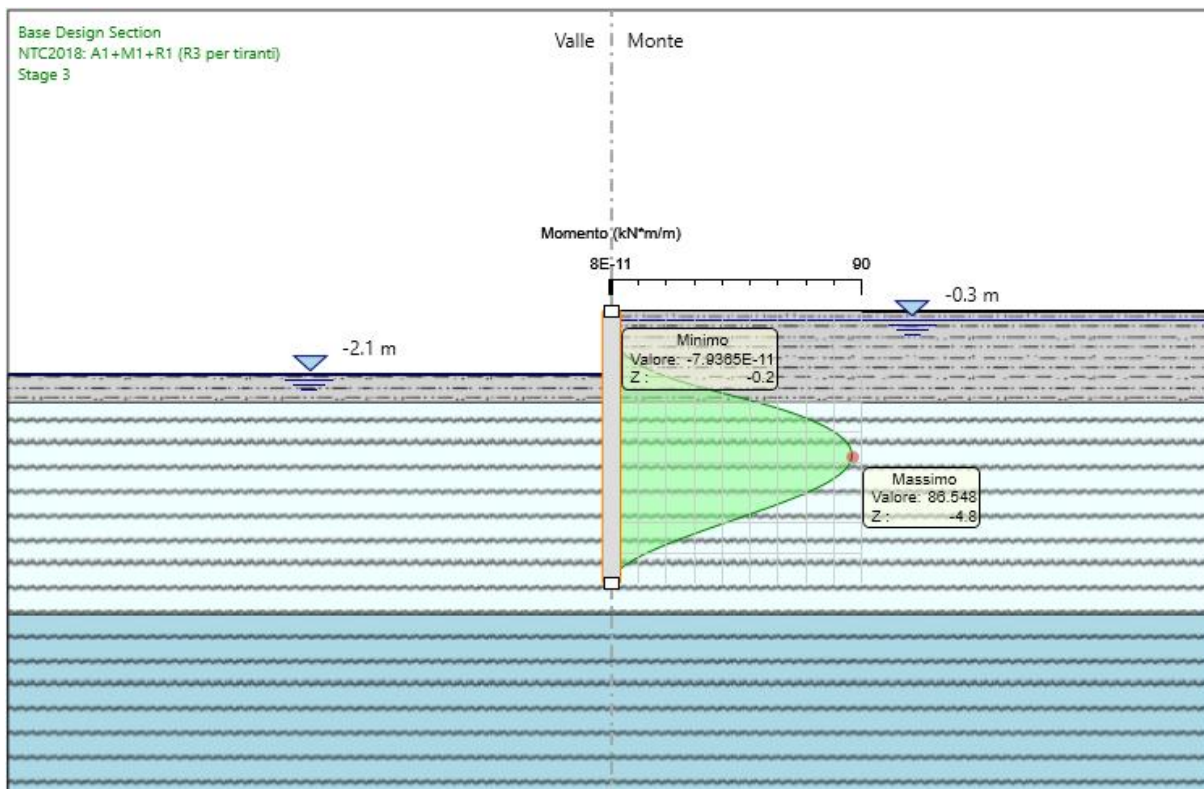
La quota 0.0 di calcolo coincide con il piano campagna (argine). Pertanto, l'altezza di scavo massima è pari a 2.10m. Il battente d'acqua presenta quota -0.30m da p.c..

Si considera cautelativamente un profilo del terreno indefinito a monte e a valle della paratia.

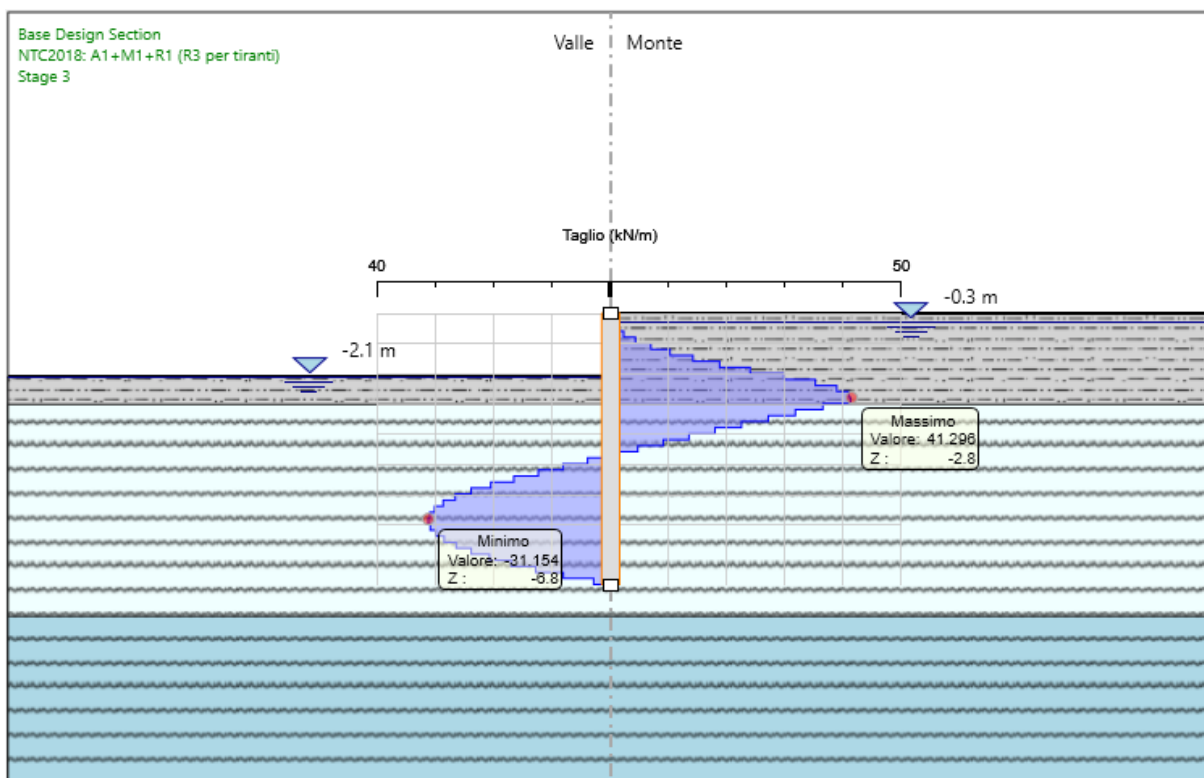


Geometria della sezione di calcolo A

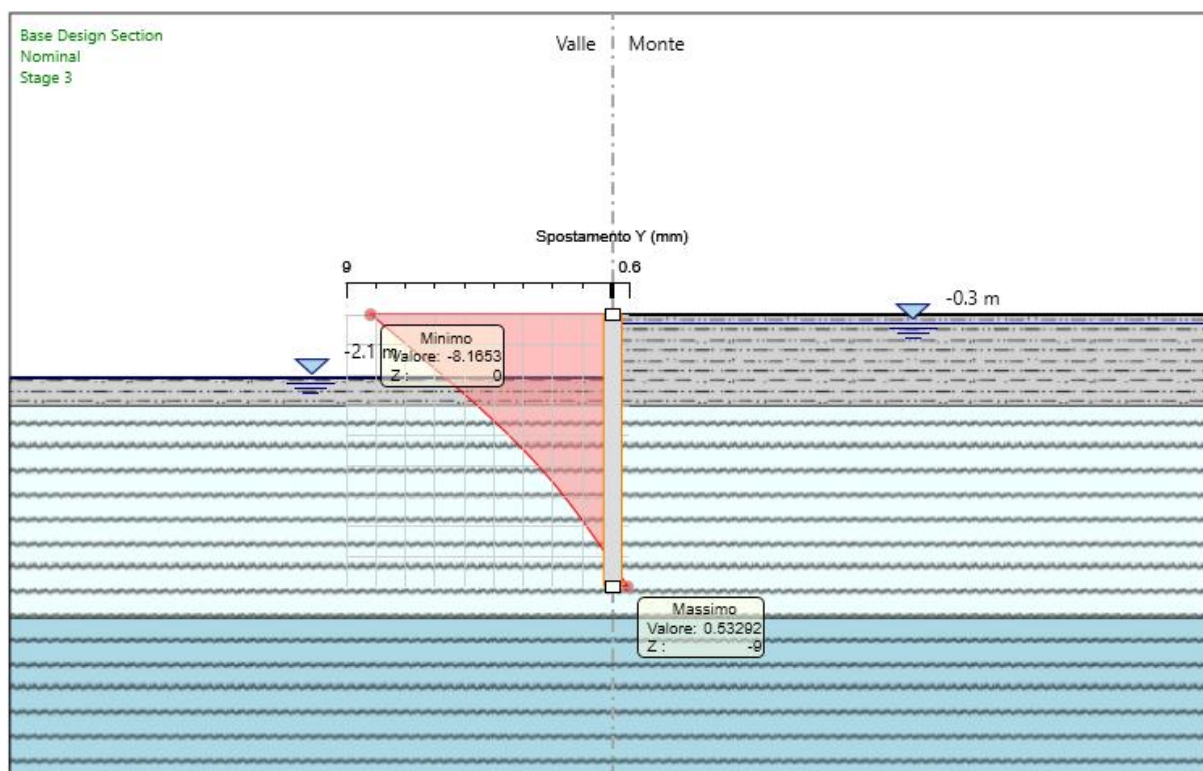
Si riportano i principali risultati dell'analisi.



Momento flettente SLU



Taglio SLU



Spostamenti massimi del diaframma

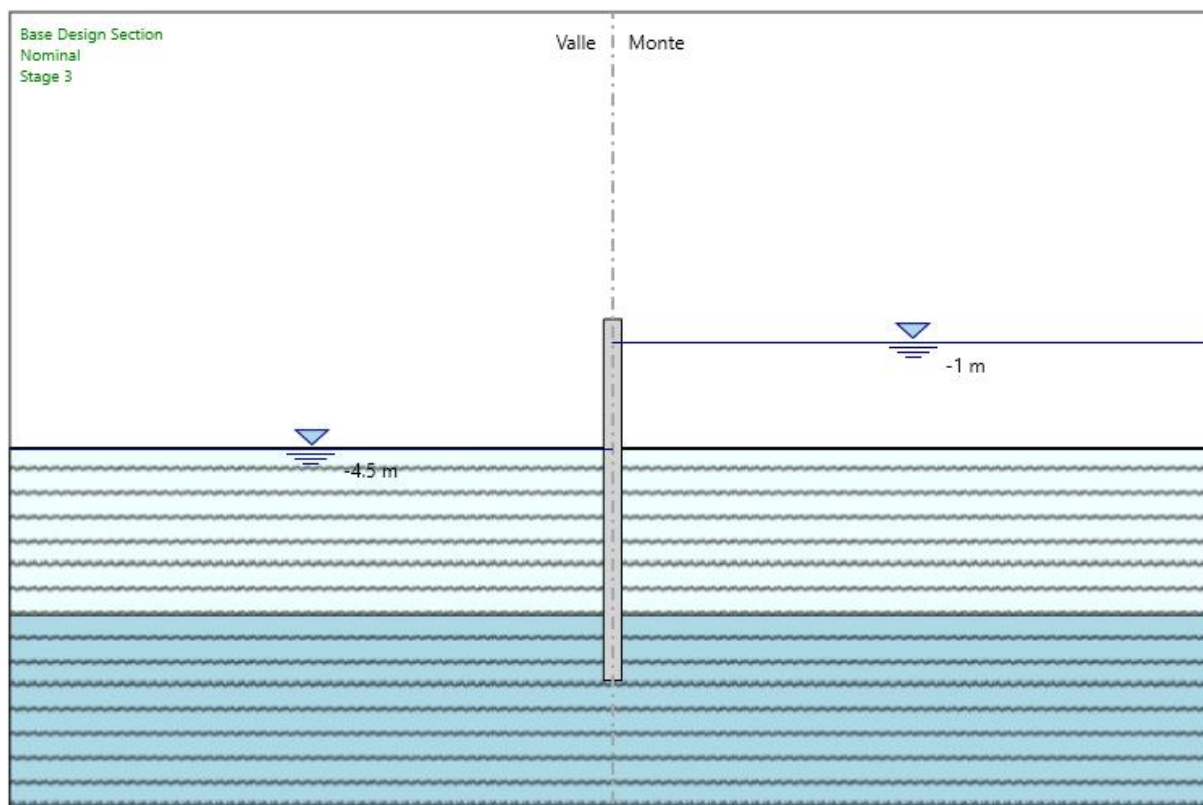
Gli spostamenti ottenuti si ritengono compatibili con la funzionalità dell'opera.

8.3 Analisi della sezione di calcolo B

Si riporta a seguire l'analisi ed i risultati principali della sezione di calcolo B. Nell'immagine seguente si riportano le caratteristiche geometriche della sezione.

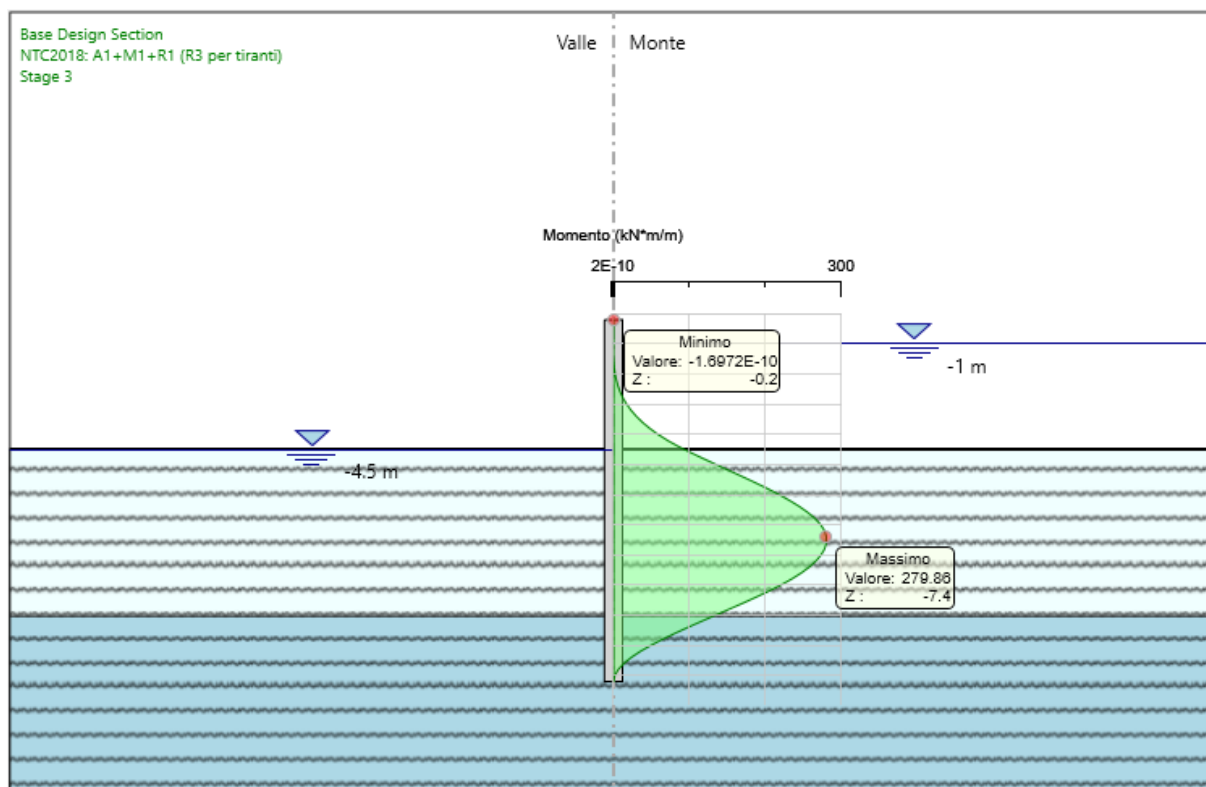
La quota 0.0 di calcolo coincide con il piano campagna (argine).

Considerando che lo scavo avviene simultaneamente a monte e a valle del diaframma, si considera un battente d'acqua di altezza pari a 3.50m (quota di -1.00m da p.c.).

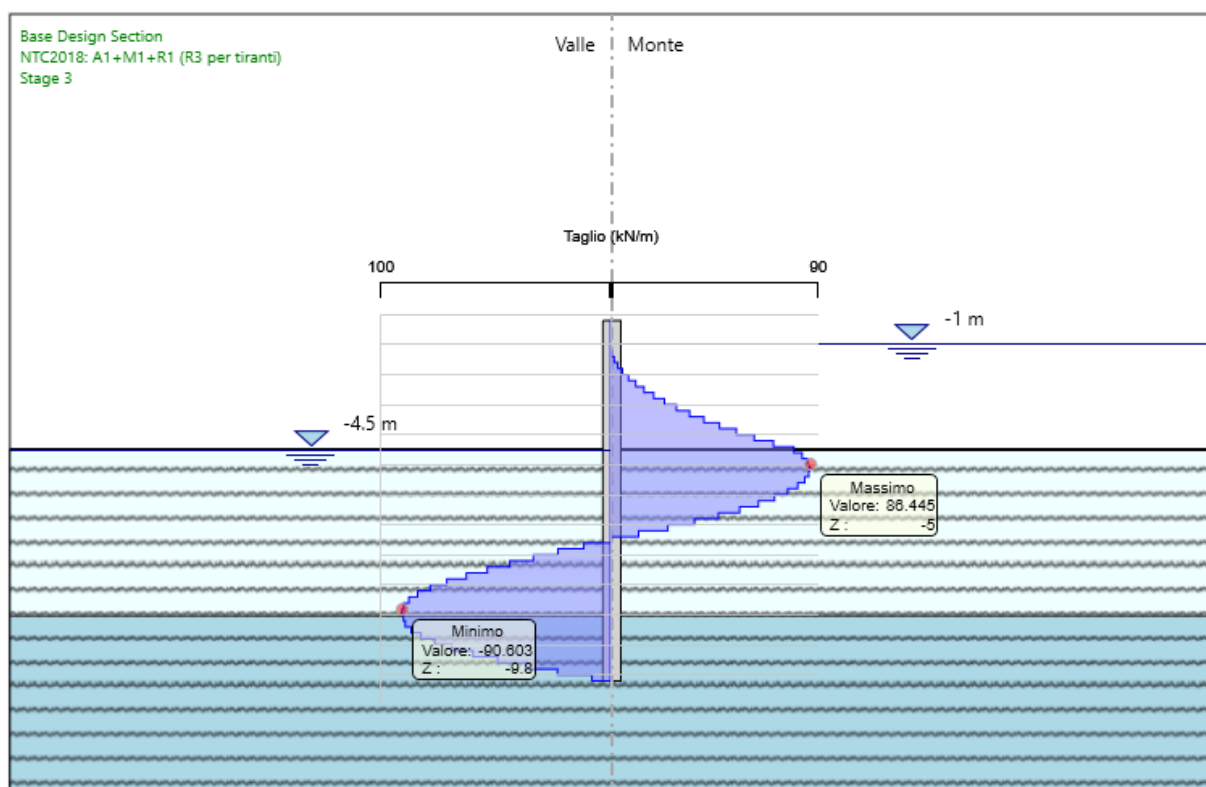


Geometria della sezione di calcolo B

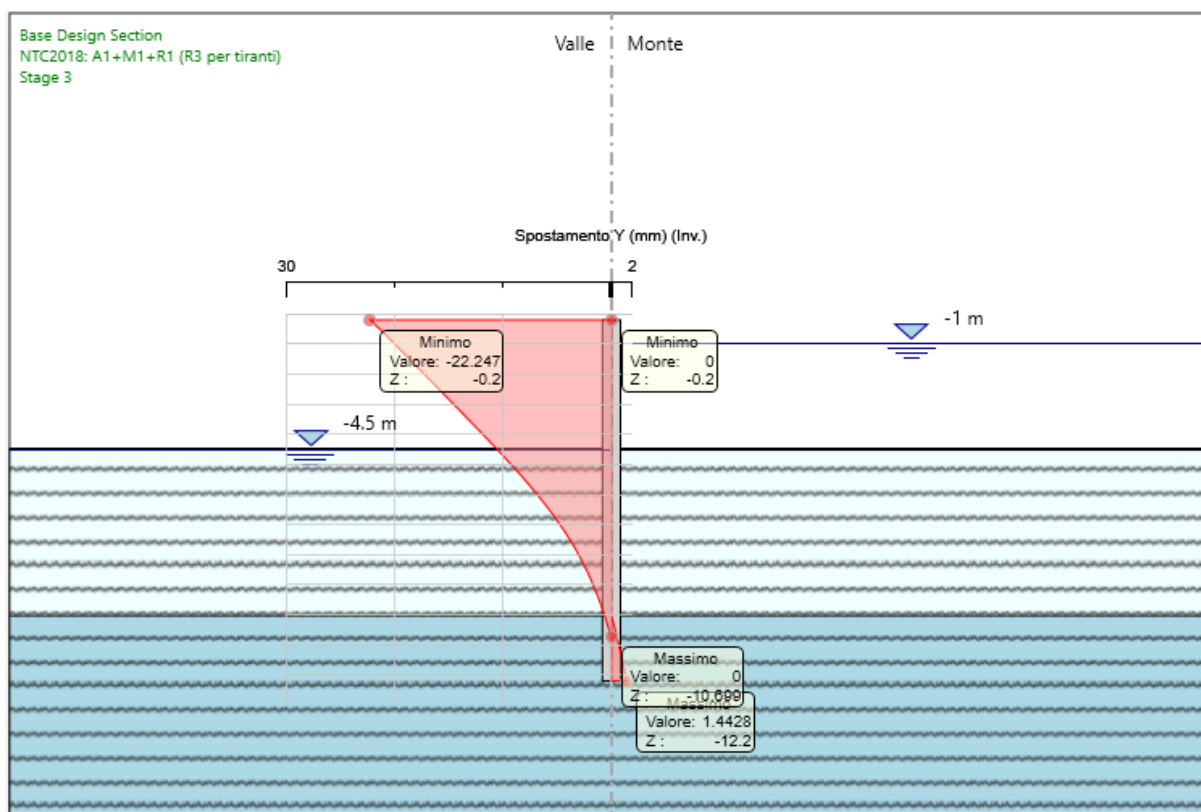
Si riportano i principali risultati dell'analisi.



Momento flettente SLU



Taglio SLU



Spostamenti massimi del diaframma

Gli spostamenti ottenuti si ritengono compatibili con la funzionalità dell'opera.

9 Verifiche di sicurezza

9.1 Verifiche strutturali

Si riportano le verifiche strutturali per le due sezioni di calcolo.

L'armatura dei diaframmi è la seguente.

Diaframma L = 9.00m

- Armatura longitudinale ø18/20cm
- Armatura trasversale staffe ø14/30cm

Diaframma L = 12.00m

- Armatura longitudinale ø20/20cm
- Armatura trasversale staffe ø14/30cm

Si riassumono le verifiche nella tabella seguente.

Le sollecitazioni si intendono per metro lineare.

		E_d	R_d
Sezione di calcolo A Diaframma L=9.00m	<i>Flessione M_{SLU}</i>	87	257
	<i>Taglio V_{SLU}</i>	42	182
Sezione di calcolo B Diaframma L=12.00m	<i>Flessione M_{SLU}</i>	280	306
	<i>Taglio V_{SLU}</i>	91	194

Diaframma L = 9.00m

Verifica C.A. S.L.U. - File

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2018 ?

Titolo :

N° strati barre 2 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	100	60	1	12.72	10.4
			2	12.72	49.6

Sollecitazioni
S.L.U. Metodo n

N Ed 0 kN
M xEd 0 kNm
M yEd 0 kNm

P.to applicazione N
Centro Baricentro cls
Coord. [cm] xN 0 yN 0

Tipo rottura
Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

Materiali
B450C C25/30

ϵ_{su} 67.5 ‰ ϵ_{c2} 2 ‰
 f_{yd} 391.3 N/mm² ϵ_{cu} 3.5 ‰
 E_s 200 000 N/mm² f_{cd} 14.17 N/mm²
 E_s/E_c 15 f_{cc}/f_{cd} 0.8 ?
 ϵ_{syd} 1.957 ‰ $\sigma_{c,adm}$ 9.75 N/mm²
 $\sigma_{s,adm}$ 255 N/mm² τ_{co} 0.6
 τ_{c1} 1.829

M xRd 257.4 kN m
 σ_c -14.17 N/mm²
 σ_s 391.3 N/mm²
 ϵ_c 3.5 ‰
 ϵ_s 19.86 ‰
d 49.6 cm
x 7.431 x/d 0.1498
 δ 0.7

Tipo Sezione
Rettan.re Trapezi
a T Circolare
Rettangoli Coord.
DXF

Metodo di calcolo
S.L.U. + S.L.U. -
Metodo n

Tipo flessione
Retta Deviata

N° rett. 100
Calcola MRd Dominio M-N
L₀ 0 cm Col. modello
M-curvatura
Precompresso

R _{ck}	30	N/mm²
f _{ck}	24.9	N/mm²
γ _c	1.5	
f _{yk}	450	N/mm²
b _w	100	cm
d	50	cm
r ₋	1.100	m
As _l	12.72	cm²
c	8	cm
f _{cd}	16.600	N/mm²
f _{ctd,0.05}	1.119	N/mm²
f _{yd}	391.304	N/mm²
verifica senza armatura resistente a taglio		
V _{Rd}	181.247	kN
V _{Rd,min}	182.138	kN

Diaframma L = 12.00m

Verifica C.A. S.L.U. - File

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2018 ?

Titolo :

N° strati barre 2 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	100	60	1	15.71	10.4
			2	15.71	49.6

Sollecitazioni
S.L.U. Metodo n

N Ed 0 0 kN
M xEd 0 0 kNm
M yEd 0 0

P.to applicazione N
Centro Baricentro cls
Coord. [cm] xN 0 yN 0

Tipo rottura
Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

Materiali
B450C C25/30
ε_{su} 67.5 ‰ ε_{c2} 2 ‰
f_{yd} 391.3 N/mm² ε_{cu} 3.5 ‰
E_s 200 000 N/mm² f_{cd} 14.17 ‰
E_s/E_c 15 f_{cc}/f_{cd} 0.8
ε_{syd} 1.957 ‰ σ_{c,adm} 9.75
σ_{s,adm} 255 N/mm² τ_{co} 0.6
τ_{c1} 1.829

M xRd 306.3 kNm
σ_c -14.17 N/mm²
σ_s 391.3 N/mm²
ε_c 3.5 ‰
ε_s 17.96 ‰
d 49.6 cm
x 8.09 x/d 0.1631
δ 0.7

Tipo Sezione
Rettan.re Trapezi
a T a Circolare
Rettangoli Coord.
DXF

Metodo di calcolo
S.L.U. + S.L.U. -
Metodo n

Tipo flessione
Retta Deviata

N° rett. 100
Calcola MRd Dominio M-N
L₀ 0 cm Col. modello
M-curvatura
Precompresso

R _{ck}	30	N/mm ²
f _{ck}	24.9	N/mm ²
γ _c	1.5	
f _{yk}	450	N/mm ²
b _w	100	cm
d	50	cm
r ₋	1.100	m
As _l	15.71	cm ²
c	8	cm
f _{cd}	16.600	N/mm ²
f _{ctd,0,05}	1.119	N/mm ²
f _{yd}	391.304	N/mm ²
verifica senza armatura resistente a taglio		
V _{Rd}	194.436	kN
V _{Rd,min}	182.138	kN

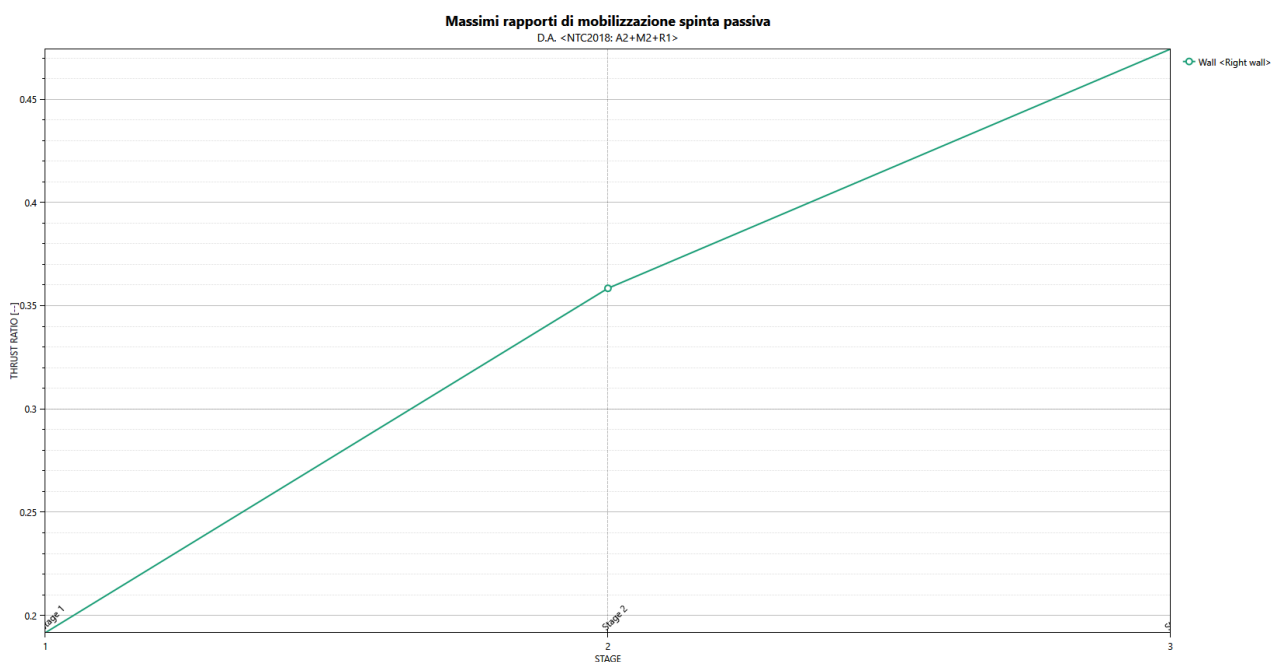
9.2 Verifiche geotecniche

Si riportano le verifiche geotecniche di immorsamento dei diaframmi per le due sezioni di calcolo.

Si riassumono le verifiche nel seguito.

	%Sp	FS
Sezione di calcolo A	47.4	2.10
Sezione di calcolo B	70.7	1.41

Sezione di calcolo A



Sezione di calcolo B

