Proponente:

"CALA CRAVIEU" Soc. Coop. a r.l.

Via Aurelia di ponente, 1/B - 17015 CELLE LIGURE (SV)

Oggetto:

INTERVENTI DI RIPRISTINO E RINFORZO DELLE OPERE DI DIFESA IN LOCALITA' "CALA CRAVIEU" A CELLE LIGURE (SV) DANNEGGIATE DALLA MAREGGIATA ECCEZIONALE DEL 29-30 OTTOBRE 2018

PROGETTO DEFINITIVO

Titolo elaborato:

RELAZIONE DI CALCOLO

Progettisti:



STUDIOGAGGERO

SAVONA Via Pia, 130R
Tel 019 829463 - Fax 019 8386702 - Cell 335/303133
Email ing.gaggero@libero.it

STUDIOELB Ingegneri Associati
Corso Torino 17/6 sc.A - 16129 Genova Tel. 010.5740568 - fax : 010.4211059
e-mail: inge@studioelb.it - PEC: studio@pec.studioelb.it - C.F. e P. I.V.A.: 01933110999

0	18.12.2019	PG	PG	Emissione
Revisione	Data	Redatto da:	Controllato da:	Descrizione

Data:	Scala:		
18.12.2019		B25	R07

SOMMARIO

1. GENERALITÁ…….. 1
1.1. Il progetto strutturale – sezione 5…….... 1
1.2 Il progetto strutturale – sezione 1…… 1
1.3 Normativa di riferimento……. 2
1.4 Modalità di calcolo…….. 2
1.5 Tipo di analisi…….. 2
1.6 Parametri del progetto……. 2
2. MATERIALI PREVISTI DAL PROGETTO……... 3
2.1 Acciai……... 3
2.2 Conglomerati cementizi…….. 3
3. ASPETTI GEOTECNICI…….. 4
3.1 Carico limite micropali fondazione……..……... 4
4. ANALISI DELLE C.D.S. E VERIFICHE DI SICUREZZA – SEZIONE 5…… 11
4.1 Analisi dei carichi…… 12
4.2 Verifica di resistenza della sezione inflessa del muro ……..... 14
4.3 Verifica di resistenza degli ancoraggi muro-banchina scorrimento muro-banchina……... 14
4.4 Verifica di resistenza dei micropali di fondazione – ribaltamento…….. 17
4.5 Verifica di scorrimento…… 18
5. ANALISI DELLE C.D.S. E VERIFICHE DI SICUREZZA – SEZIONE 1…… 19
5.1 Analisi dei carichi…… 19
5.2 Verifica di resistenza della sezione inflessa del muro – incastro…… 20
5.3 Verifica di resistenza – paramento del muro – parte superiore……... 21
5.4 Verifica di resistenza dei micropali di fondazione – ribaltamento e scorrimento……... 22

1. GENERALITÀ

Oggetto della presente relazione di calcolo sono le strutture murarie frangi flutti in calcestruzzo armato gettato in opera da realizzarsi a protezione del porto (Sezione 5) e del parcheggio (Sezione 1). Le verifiche di sicurezza saranno condotte sulla base di due azioni distinte: una forza impulsiva per la valutazione della resistenza ultima dei paramento murario (SLU-STR) ed una forza media per la valutazione dell'equilibrio globale del sistema resistente (SLU-EQU).

Entrambe le sezioni di progetto prevedono di utilizzare parti di strutture già esistenti, pertanto secondo il cap.8 delle NTC l'intervento rientra sempre nell'ambito dell'adeguamento.

1.1 Il progetto strutturale – Sezione 5

Il progetto prevede:

- esecuzione di una serie di micropali verticali (perforazione 220mm – tubo di armatura 139.7 t=8mm – L= 15.00m – i=2.00m) da realizzarsi sul lato mare della banchina esistente;
- esecuzione di una serie di micropali verticali (perforazione 220mm – tubo di armatura 139.7 t=8mm – L= 15.00m – i=1.00m) da realizzarsi sul lato interno della banchina esistente in modo da solidarizzare i tre corsi blocchi che la costituiscono; in alcune porzioni di banchina tali cassoni sono attualmente riempiti di materiale arido e sarà quindi necessario svuotarli e riempirli di calcestruzzo C12/15.
- esecuzione di una serie di micropali verticali (perforazione 220mm – tubo di armatura 139.7 t=8mm – L= 2.50m – i=1.00m) da realizzarsi in modo da solidarizzare il muro e primi due corsi di blocchi che costituiscono la banchina; in alcune porzioni di banchina tali cassoni sono attualmente riempiti di materiale arido e sarà quindi necessario svuotarli e riempirli di calcestruzzo C12/15.
- costruzione del muro anti onda, in calcestruzzo armato gettato in opera, vincolato alla fila di micropali verso mare ed appoggiato ai blocchi costituenti la banchina.

1.2 Il progetto strutturale – sezione **1**

Il progetto prevede:

- esecuzione di una serie di micropali inclinati (perforazione 220mm – tubo di armatura 139.7 t=8mm – L= 12.00m – i=1.50m) da realizzarsi sul lato mare e sulla fondazione del muro esistente;
- esecuzione di una serie di micropali inclinati (perforazione 220mm – tubo di armatura

139.7 t=8mm – L= 12.00m – i=1.50m) da realizzarsi sul lato parcheggio e sulla fondazione del muro esistente;

- costruzione del muro anti onda, in calcestruzzo armato gettato in opera, vincolato alle due file di micropali ed allo stesso muro esistente tramite barre inghisate con resina epossidica bicomponente.

1.3 Normativa di riferimento

- D.M. 17.01.2018 NORME TECNICHE
- CIRCOLARE 27.07.2018 SULLE NTC 2018

1.4 Modalità di calcolo

La valutazione dei carichi agenti sulle strutture e le verifiche di sicurezza sono condotte utilizzando il metodo semiprobabilistico degli Stati Limite.

1.5 Tipo di analisi

L'analisi delle caratteristiche di sollecitazione all'interno degli elementi strutturali è elastica lineare, condotta attraverso l'utilizzo di software agli elementi finiti e di statica tradizionale.

1.6 Parametri del progetto

- VITA NOMINALE V_N=50 anni
- CLASSE D'USO II
- COEFFICIENTE D'USO C_U=1.0
- CATEGORIA SOTTOSUOLO B
- COEFFICIENTE TOPOGRAFICO T1

2. MATERIALI PREVISTI DAL PROGETTO

Tutti i materiali utilizzati per la realizzazione dell'opera strutturale dovranno essere rispondenti alle prescrizioni delle specifiche tecniche qui riportate e posti in opera solo se, a giudizio della Direzione dei Lavori, saranno riconosciuti idonei.

2.1 Acciai

- ACCIAIO IN BARRE PER CALCESTRUZZO ARMATO B450C
- ACCIAIO PER ARMATURA MICROPALI S355

2.2 Conglomerati cementizi

	MURI
CLASSE DI RESISTENZA	C35/45
TIPO DI CEMENTO	PORTLAND 425
DOSAGGIO (kg/m3)	360
CLASSE DI CONSISTENZA	>S3
CLASSE DI ESPOSIZIONE	XS3
RAPPORTO A/C	0.45

3. ASPETTI GEOTECNICI

Sulla base della Relazione a firma del Geol. Dott. Paolo Peirone sono stati estrapolati i seguenti parametri geotecnici per l'orizzonte litostratigrafico individuato:



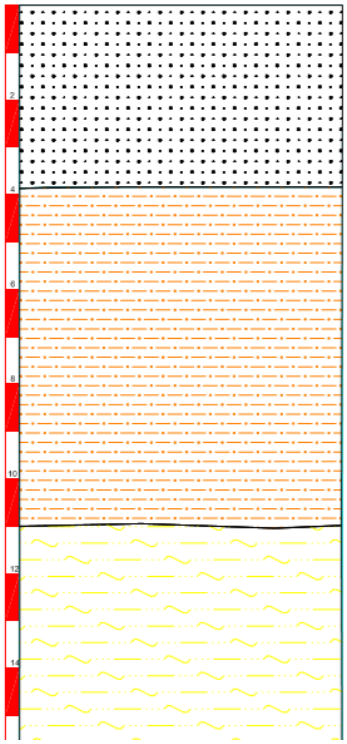
Livello 1: Soletta in cls e terreni di riporto



Livello 2: Orizzonte sciolto ad alto addensamento passante al top destrutturato del bed -rock (*γ = 2,0 T/m³ cu = 1 kg/cmq c' = 0,2 kg/cmq phi' = 31°)*



Livello 3 : Substrato sedimentario in discrete condizioni geomeccaniche (III Classe Bieniawski) (γ = 2,5 T/m³ C= 2,00 kg/cmq phi = 35° - sigci : 35 MPa gsi: 50 mi: 20 D= 0) li



I micropali previsti, affideranno all'attrito laterale la loro capacità portante, differente nel caso di sforzi di trazione e di compressione, sempre riferita ai parametri geotecnici del livello 2 a favore di sicurezza.

3.1 Carico limite micropali di fondazione

Secondo il D.M. 17.01.2018 nelle verifiche di sicurezza per le fondazioni su pali devono essere presi in considerazione tutti i meccanismi di stato limite ultimo, sia a breve sia a lungo termine.

Gli stati limite ultimi si riferiscono allo sviluppo di meccanismi di collasso determinati dalla mobilitazione della resistenza del terreno e al raggiungimento della resistenza degli elementi strutturali che compongono la fondazione stessa.

Le verifiche delle fondazioni su pali saranno effettuate con riferimento ai seguenti stati limite, accertando che la condizione $E_d \leq R_d$ sia soddisfatta per ogni stato limite considerato:

- SLU di tipo geotecnico (GEO):

  collasso per carico limite della palificata nei riguardi dei carichi assiali;

  collasso per carico limite di sfilamento nei riguardi dei carichi assiali di trazione;

- SLU di tipo strutturale (STR):

  raggiungimento della resistenza dei pali.

Le verifiche saranno effettuate secondo l'Approccio 2, con la combinazione (A1+M1+R3), tenendo conto dei valori dei coefficienti parziali riportati nelle Tabelle 6.2.I e 6.2.II.

Tab. 6.2.I – *Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni*

	Effetto	Coefficiente Parziale γ_F (o γ_E)	EQU	(A1)	(A2)
Carichi permanenti G_1	Favorevole	γ_{G1}	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevole		1,1	1,3	1,0
Carichi permanenti G_2 [1]	Favorevole	γ_{G2}	0,8	0,8	0,8
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3
Azioni variabili Q	Favorevole	γ_{Qi}	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3

[1] Per i carichi permanenti G_2 si applica quanto indicato alla Tabella 2.6.I. Per la spinta delle terre si fa riferimento ai coefficienti γ_{G1}

Tab. 6.2.II – *Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno*

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	$\gamma_{c'}$	1,0	1,25
Resistenza non drenata	c_{uk}	γ_{cu}	1,0	1,4
Peso dell'unità di volume	γ_γ	γ_γ	1,0	1,0

Per pali soggetti a carichi assiali il valore di progetto R_d della portata si ottiene a partire dal valore caratteristico R_k applicando i coefficienti parziali γ_R della tabella 6.4.II: $R_d = \frac{R_k}{\gamma_R}$

Tab. 6.4.II – *Coefficienti parziali γ_R da applicare alle resistenze caratteristiche a carico verticale dei pali*

Resistenza	Simbolo	Pali infissi	Pali trivellati	Pali ad elica continua
	γ_R	(R3)	(R3)	(R3)
Base	γ_b	1,15	1,35	1,3
Laterale in compressione	γ_s	1,15	1,15	1,15
Totale [*]	γ	1,15	1,30	1,25
Laterale in trazione	γ_{st}	1,25	1,25	1,25

[*] da applicare alle resistenze caratteristiche dedotte dai risultati di prove di carico di progetto.

Nelle verifiche nei confronti di SLU di tipo strutturale, il coefficiente γ_R non deve essere portato in conto.

La resistenza caratteristica R_k del palo singolo può essere dedotta da:

- risultati di prove di carico statico di progetto su pali pilota (§ 6.4.3.7.1);
- metodi di calcolo analitici, dove R_k è calcolata a partire dai valori caratteristici dei parametri geotecnici, oppure con l'impiego di relazioni empiriche che utilizzino direttamente i risultati di prove in sito (prove penetrometriche, pressiometriche, ecc.);
- risultati di prove dinamiche di progetto, ad alto livello di deformazione, eseguite su pali pilota (§ 6.4.3.7.1).

La resistenza caratteristica R_k del palo singolo è dedotta da calcoli analitici inserendo dei fattori correttivi funzione del numero di verticali indagate: $R_k = \frac{N_R}{\xi}$

Tab. 6.4.IV - *Fattori di correlazione ξ per la determinazione della resistenza caratteristica in funzione del numero di verticali indagate*

Numero di verticali indagate	1	2	3	4	5	7	≥10
ξ_3	1,70	1,65	1,60	1,55	1,50	1,45	1,40
ξ_4	1,70	1,55	1,48	1,42	1,34	1,28	1,21

Nel caso in esame il numero di verticali indagate risulta 1 per cui i fattori di correlazione ξ_3=1,70 e ξ_4=1,70.

La portata limite N_R del tratto efficace del micropalo vale:

$$N_R = \gamma_t \quad S \quad L \quad K_2 \quad K_2' + \frac{1}{2} \quad \gamma_t \quad \pi \quad D \quad L^2 \quad K_3$$

dove il primo termine rappresenta la portata di punta del micropalo e il secondo quella per attrito laterale ed esattamente:

- γ_t = peso specifico del terreno
- S = sezione della perforazione
- L = lunghezza efficace del palo
- D = diametro della perforazione
- ϕ = angolo di attrito del terreno

K_2 ,K'_2 ,K_3 sono parametri dipendenti dall'angolo di attrito secondo le seguenti espressioni:

$$k_2 = \tan^2\left(45° + \frac{\phi}{2}\right) \quad e^{\pi \ \tan\phi} \qquad k_2' = 1 + 0.32 \quad \tan^2\phi \qquad k_3 = \tan\phi \cdot e^{\frac{19}{30}\cdot\tan\phi\cdot\left(4+\tan^{2/3}\phi\right)}$$

Micropali – L=12.00m (SEZIONE 1)

Nel nostro caso i micropali hanno diametro di perforazione D=220 mm e risulteranno infissi mediamente nel materiale detritico grossolano per almeno 12 metri di lunghezza.

M1 $\quad tg\ \phi_D = tg\ \phi_k/1 = tg\ 31° = 0.57$

$\gamma_D = \gamma_k/1 = 20\ KN/m^3$

ϕ	31	A=	$tg^2(45+\phi/2)$	=	tg 60,5	3,12
		B=	$e^{\pi x C}$	=		6,60
		C=	tgϕ	=	tg 31	0,60

k_2 = 20,61

ϕ	31	A=	$tg^2\phi$	=	tg^2 31	0,36
		B=	A*0,32	=		0,12

k_2' = 1,12

ϕ	31	A=	tgϕ	= 0,60
		B=	e^{CxD}	= 6,01
		C=	(19/30)tgϕ	= 0,38
		D=	4+E	= 4,71
		E=	$(tg\phi)^{2/3}$	= 0,71

k_3 = 3,61

Per cui: $N_R = \gamma_t \quad S \quad L \quad K_2 \quad K_2' + \frac{1}{2} \quad \gamma_t \quad \pi \quad D \quad L^2 \quad K_3$

γ_t	= 13	KN/m^3	IN FALDA
S	= 0.038	m^2	
L	= 12	m	
D	= 0.22	m	
k_2	= 20.61		
k_2'	= 1.12		
k_3	= 3.61		

A = 136.82 KN
B = 2334.2 KN

Trascurando la portata di punta

N_R = 2334.2 KN

La portata caratteristica N_k del singolo palo vale: $N_K = \frac{N_R}{\xi}$

N_R = 2334 KN
ξ = 1,7

N_K = 1372,9 KN

Secondo l' APPROCCIO 2: (A1+M1+R3) $N_{R,D,compr} = \frac{N_{R,K}}{\gamma_R} = \frac{N_{R,K}}{1.15}$

$N_{R,D,traz} = \frac{N_{R,K}}{\gamma_R} = \frac{N_{R,K}}{1.25}$

$N_{R,k}$	1372 KN
$\gamma_{R,com}$	1,15
$\gamma_{R,traz}$	1,25
$N_{R,D,comp}$	1193 KN
$N_{R,D,traz}$	1098 KN

Micropali – L=15.00m (SEZIONE 5)

Nel nostro caso i micropali hanno diametro di perforazione D=220 mm e risulteranno infissi mediamente nel materiale detritico grossolano per almeno 10 metri di lunghezza.

M1 $\quad tg\ \phi_D = tg\ \phi_k/1 = tg\ 31° = 0.57$

$\gamma_D = \gamma_k/1 = 20\ KN/m^3$

ϕ	31	A=	$tg^2(45+\phi/2)$	=	tg 60,5	3,12
		B=	$e^{\pi x C}$	=		6,60
		C=	tgϕ	=	tg 31	0,60

k_2 = 20,61

ϕ	31	A=	$tg^2\phi$	=	tg^2 31	0,36
		B=	A*0,32	=		0,12

k_2' = 1,12

ϕ	31	A=	tgϕ	=	0,60
		B=	e^{CxD}	=	6,01
		C=	(19/30)tgϕ	=	0,38
		D=	4+E	=	4,71
		E=	$(tg\phi)^{2/3}$	=	0,71

k_3 = 3,61

Per cui: $N_R = \gamma_t \quad S \quad L \quad K_2 \quad K_2' + \frac{1}{2} \quad \gamma_t \quad \pi \quad D \quad L^2 \quad K_3$

γ_t	=	13	KN/m^3
S	=	0,038	m^2
L	=	10	m
D	=	0,22	m
k_2	=	20,61	
k_2'	=	1,12	
k_3	=	3,61	

A	=	114,013	KN
B	=	1620,96	KN

Trascurando la portata di punta

N_R = 1620,96 KN

La portata caratteristica N_k del singolo palo vale: $N_K = \frac{N_R}{\xi}$

N_R	=	1621 KN
ξ	=	1,7
N_K	=	953,5 KN

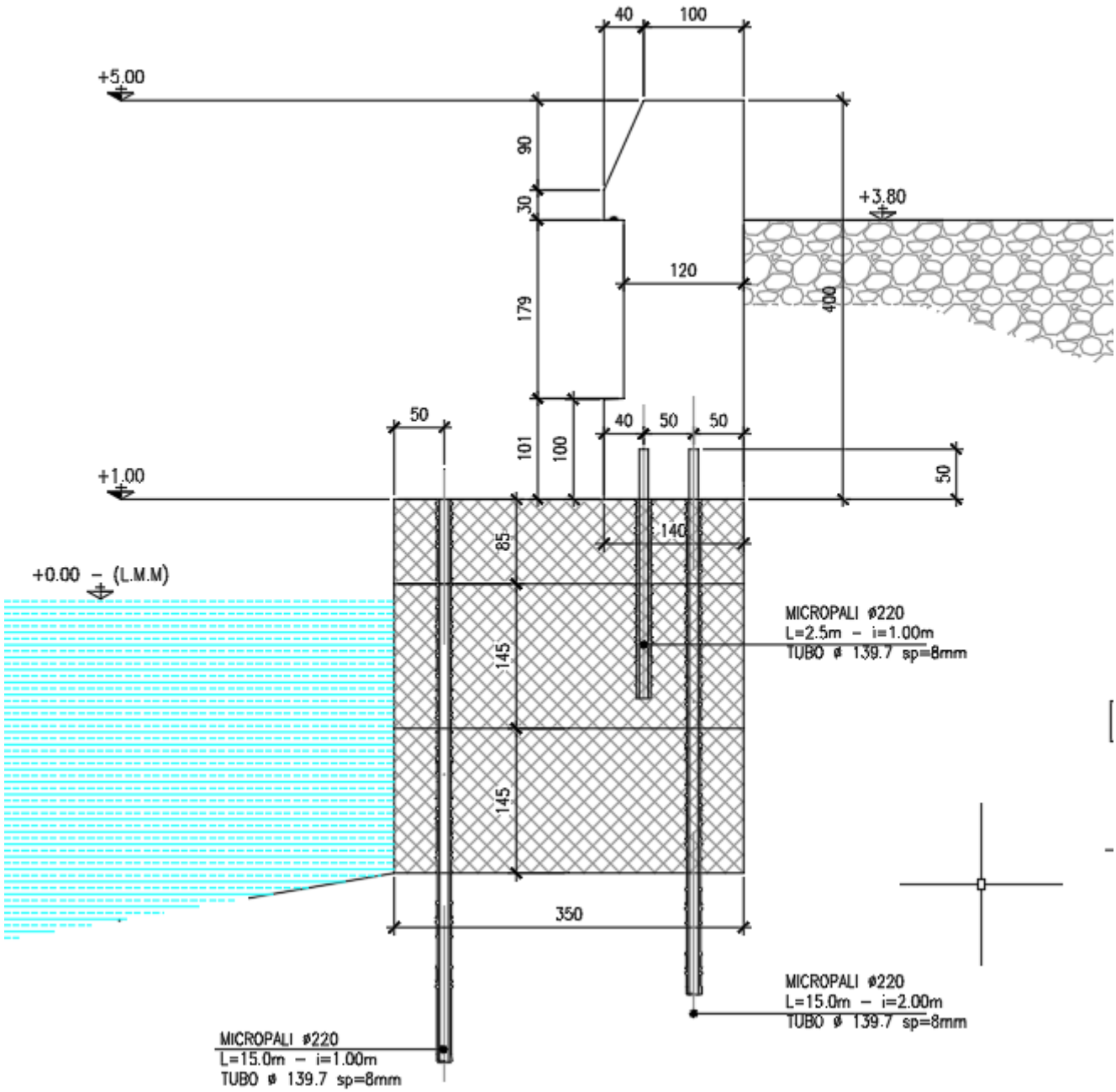
Secondo l' APPROCCIO 2: (A1+M1+R3) $N_{R,D,compr} = \frac{N_{R,K}}{\gamma_R} = \frac{N_{R,K}}{1.15}$

$N_{R,D,traz} = \frac{N_{R,K}}{\gamma_R} = \frac{N_{R,K}}{1.25}$

$N_{R,k}$	953,5 KN
$\gamma_{R,com}$	1,15
$\gamma_{R,traz}$	1,25
$N_{R,D,comp}$	829 KN
$N_{R,D,traz}$	763 KN

4. ANALISI DELLE C.D.S. E VERIFICHE DI SICUREZZA – SEZIONE 5

La sezione 5 prevede la realizzazione di un muro frangiflutti in parziale appoggio sui cassoni costituenti la banchina, come da disegno.



4.1 Analisi dei carichi

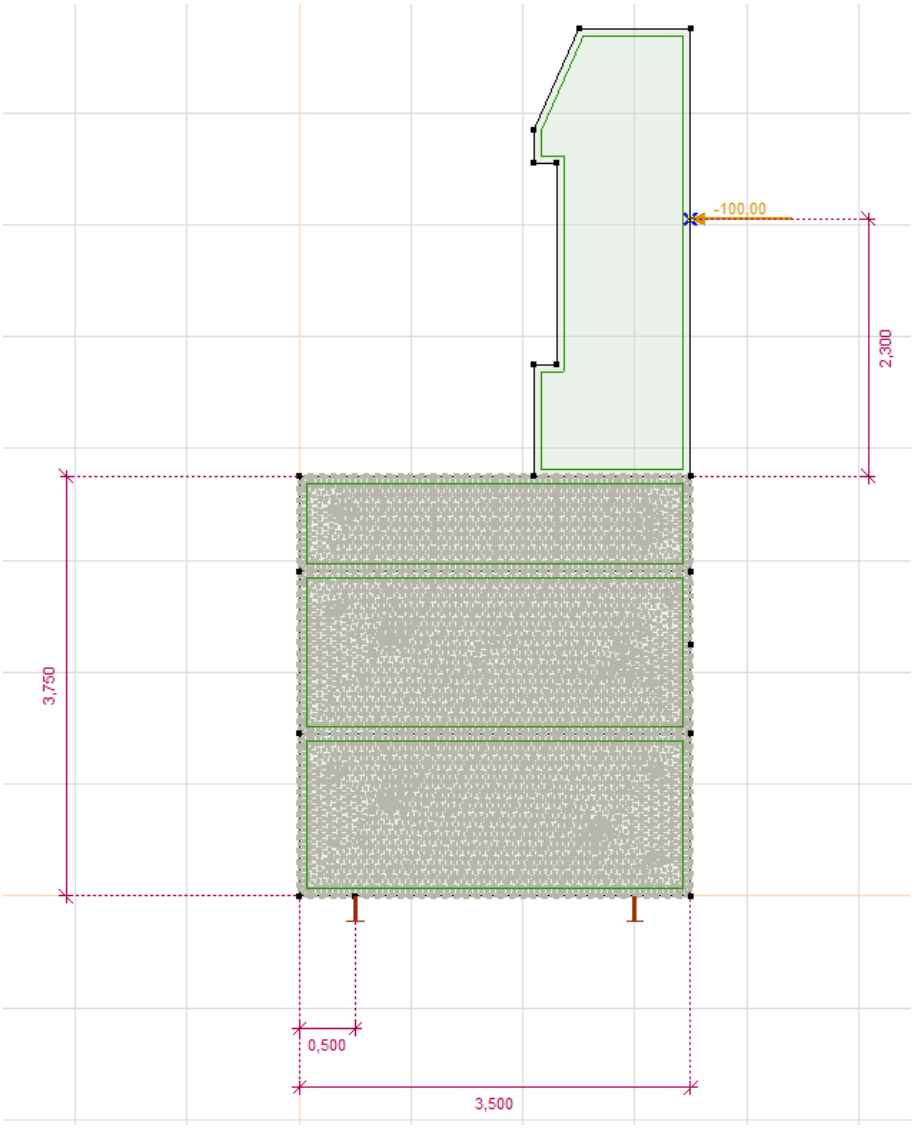
Le azioni agenti sul complesso strutturale composto dal muro e dalla banchina sono le seguenti:

- peso specifico del muro frangiflutti 25.0KN/m^3
- peso specifico dei cassoni immersi 15. 0KN/m^3
- spinta dell'onda 100.0KN/m
- spinta impulsiva dell'onda 200.0KN/m
- sottospinta verticale base cassoni 100.0KN/m

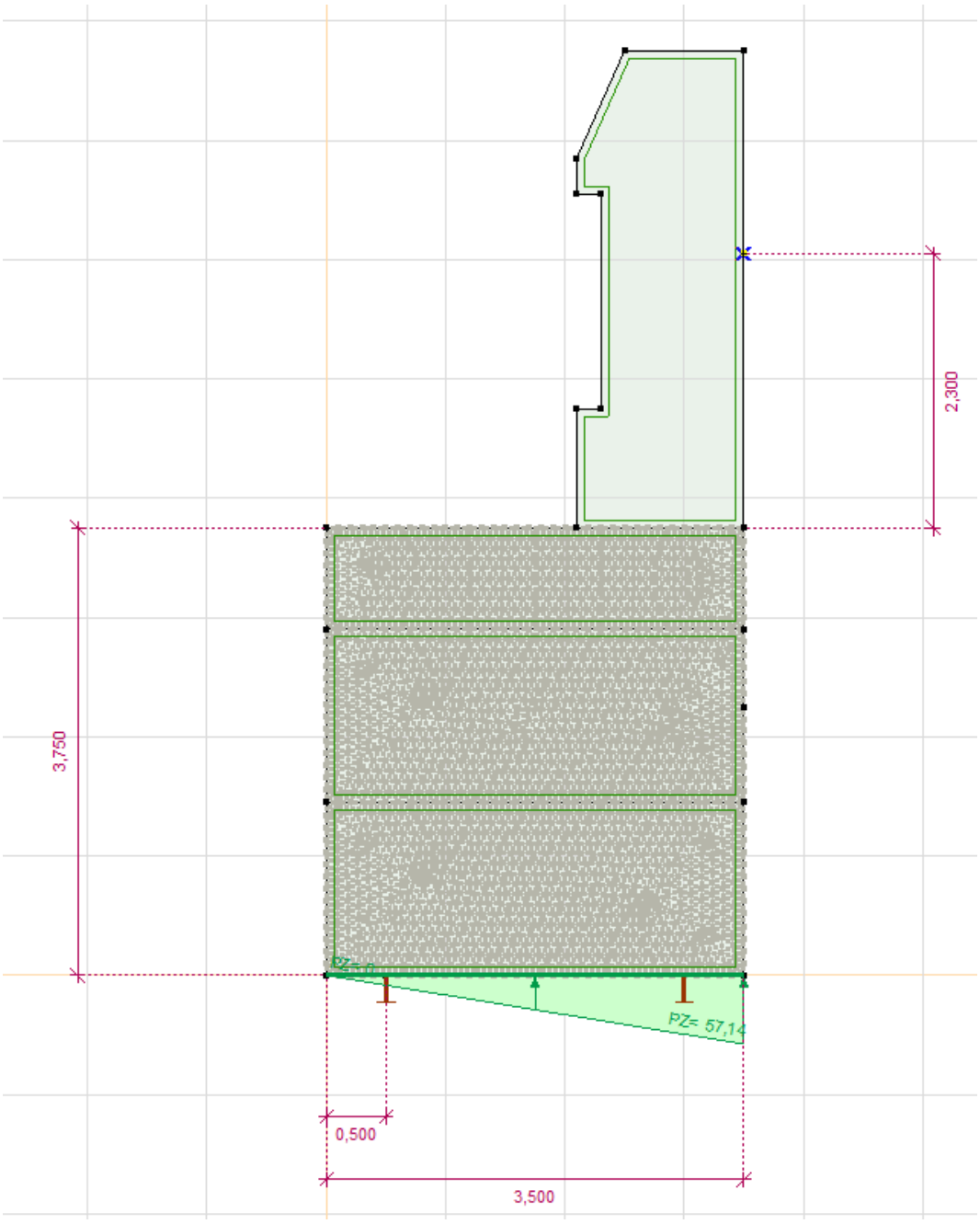
La distribuzione delle forze orizzontali delle onde è considerata uniforme e la risultante applicata alla q.ta +2.30 dalla base del muro.

La distribuzione della sottospinta è triangolare con risultante ad 1/3 della base dei cassoni verso mare.

SPINTA DELL'ONDA



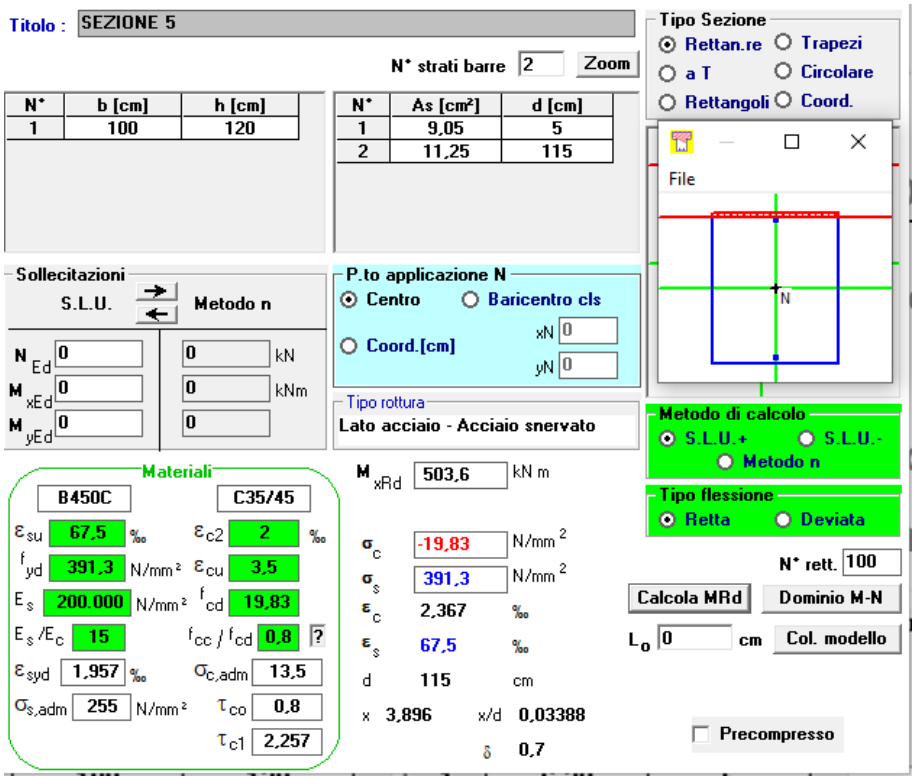
SOTTOSPINTA VERTICALE



4.2 Verifica di resistenza della sezione inflessa del muro

Il momento flettente massimo che sollecita la sezione di incastro del muro con la sua fondazione è pari a 1.5 x 200KN x 1.3m=390KNm, considerando agente la spinta impulsiva dell'onda.

La sezione resistente è calcolata con l'ausilio di un software che determina il momento resistente attraverso la geometria e le caratteristiche dei materiali.



Il momento resistente della sezione è circa 503KNm, maggiore del corrispondente valore sollecitante, la verifica di sicurezza è quindi soddisfatta.

4.3 Verifica di resistenza degli ancoraggi muro-banchina scorrimento muro-banchina

La verifica si riconduce alla resistenza a taglio dei tubi costituenti i micropali che collegano il nuovo muro alla banchina, in ragione di 1.5 tubi/m essendo disposti ad interasse 1.0m quelli verso lo specchio acqueo del porto ed ogni 2.0m quelli verso mare.

Il taglio resistente di progetto è valutato con la seguente:

$$V_{c,rd} = \frac{A_V \cdot f_{yk}}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{mo}}$$

- A = 1.5 · 33.1cm^2 = 49.65 cm^2 area resistente a metro
- A_v = 2 · A/Π = 31.60 cm^2 area resistente a taglio per tubi a metro
- f_{yk} = 355 N/mm^2 la tensione caratteristica di snervamento dell'acciaio dei tubi
- γ_{mo} = 1.05
- $V_{c,rd} = \frac{A_V \cdot f_{yk}}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{mo}}$ =618KN

- la forza esterna è l'impulsiva dell'onda 1.5 x 200KN =300KN

Essendo la forza resistente maggiore di quella sollecitante la verifica si ritiene soddisfatta.

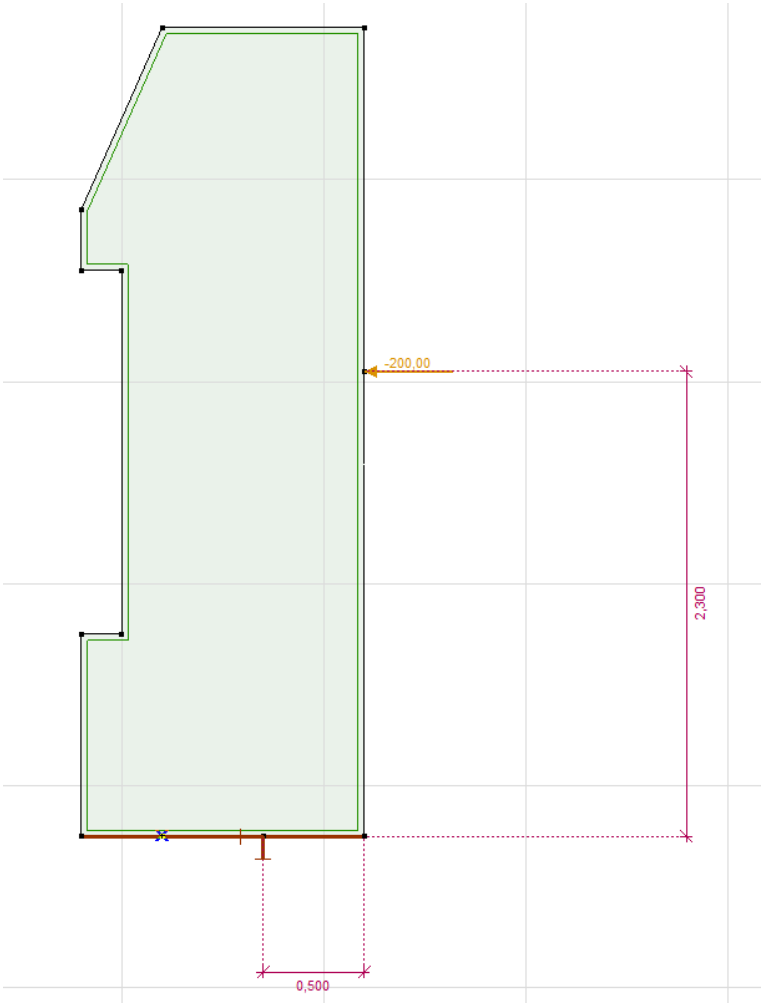
SFILAMENTO PALO-BANCHINA - RIBALTAMENTO

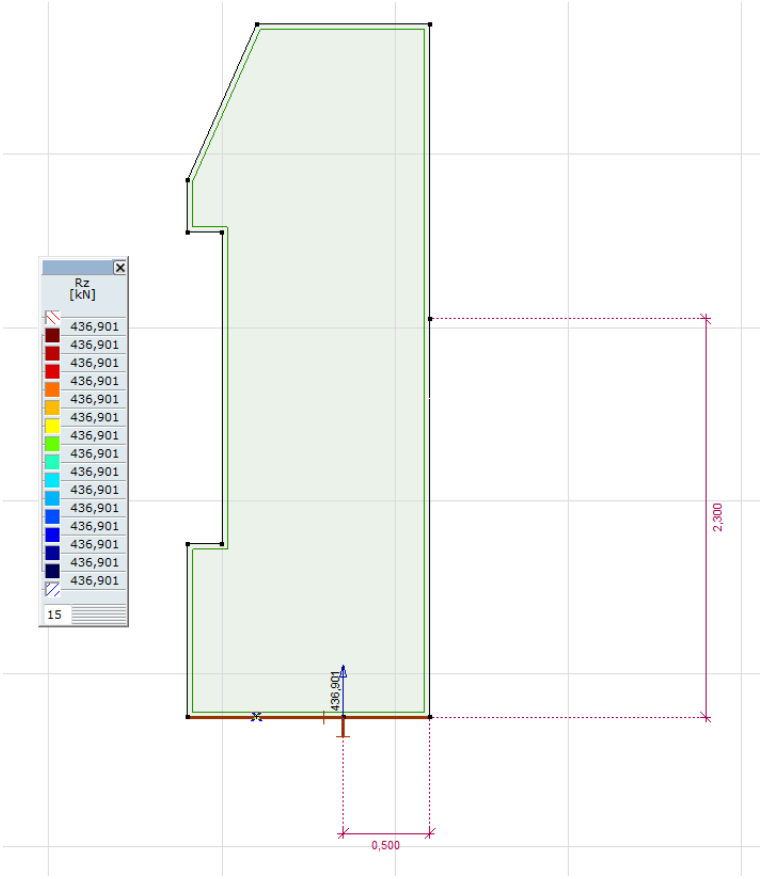
La verifica si riconduce alla resistenza a trazione dei tubi costituenti i micropali che collegano il nuovo muro alla banchina, in ragione di 1 tubo/2m essendo disposti ad interasse di 2.0m quelli verso mare.

La normale resistente di progetto è valutata con la seguente:

$$N_{c,rd} = \frac{A \cdot f_{yk}}{\gamma_{mo}}$$

- A = 33.1cm^2 area resistente a palo
- f_{yk} = 355 N/mm^2 la tensione caratteristica di snervamento dell'acciaio dei tubi
- γ_{mo} = 1.05
- $N_{c,rd}$ ==1119KN





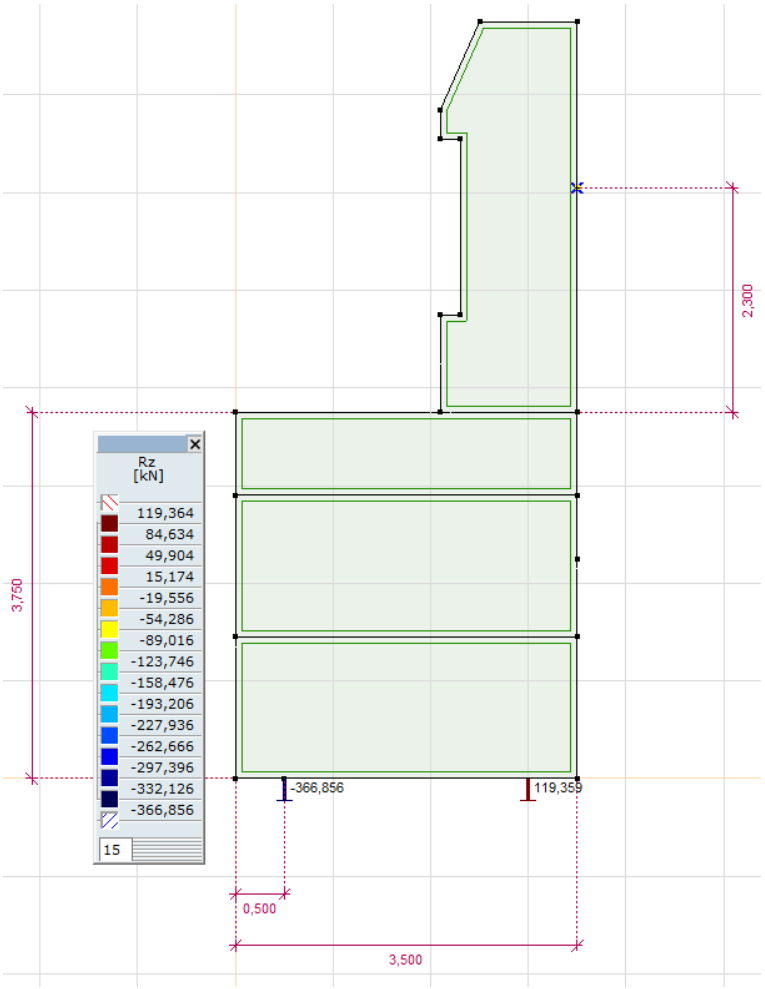
La reazione vincolare è pari a 437 KN/m quindi sul singolo micropalo la normale sollecitante di trazione N_{SD}=2·437KN = 874 KN

Essendo la forza resistente maggiore di quella sollecitante la verifica si ritiene soddisfatta.

4.4 Verifica di resistenza dei micropali di fondazione - ribaltamento

L'analisi delle c.d.s. è condotta sul modello completo di nuovo muro sommitale e cassoni di banchina, applicando per l'equilibrio globale la spinta dell'onda pari a 100KN applicata a 2.30m dal piano della banchina.

FORZE SUI MICROPALI (C.C. SLU-EQU)



I micropali che collegano i cassoni sono disposti ad interasse di 1.00m, pertanto la forza di compressione totale risulta 367KN < 829 KN, pertanto la verifica di sicurezza è soddisfatta.

I micropali che vincolano il muro sono disposti ad interasse di 2.00m, pertanto la forza di trazione totale risulta 120KN x 2.0= 240 KN< 763 KN, pertanto la verifica di sicurezza è soddisfatta.

La verifica di resistenza a trazione e compressione dei micropali di fondazione si sostituisce alla verifica dei ribaltamento.

4.5 Verifica di scorrimento

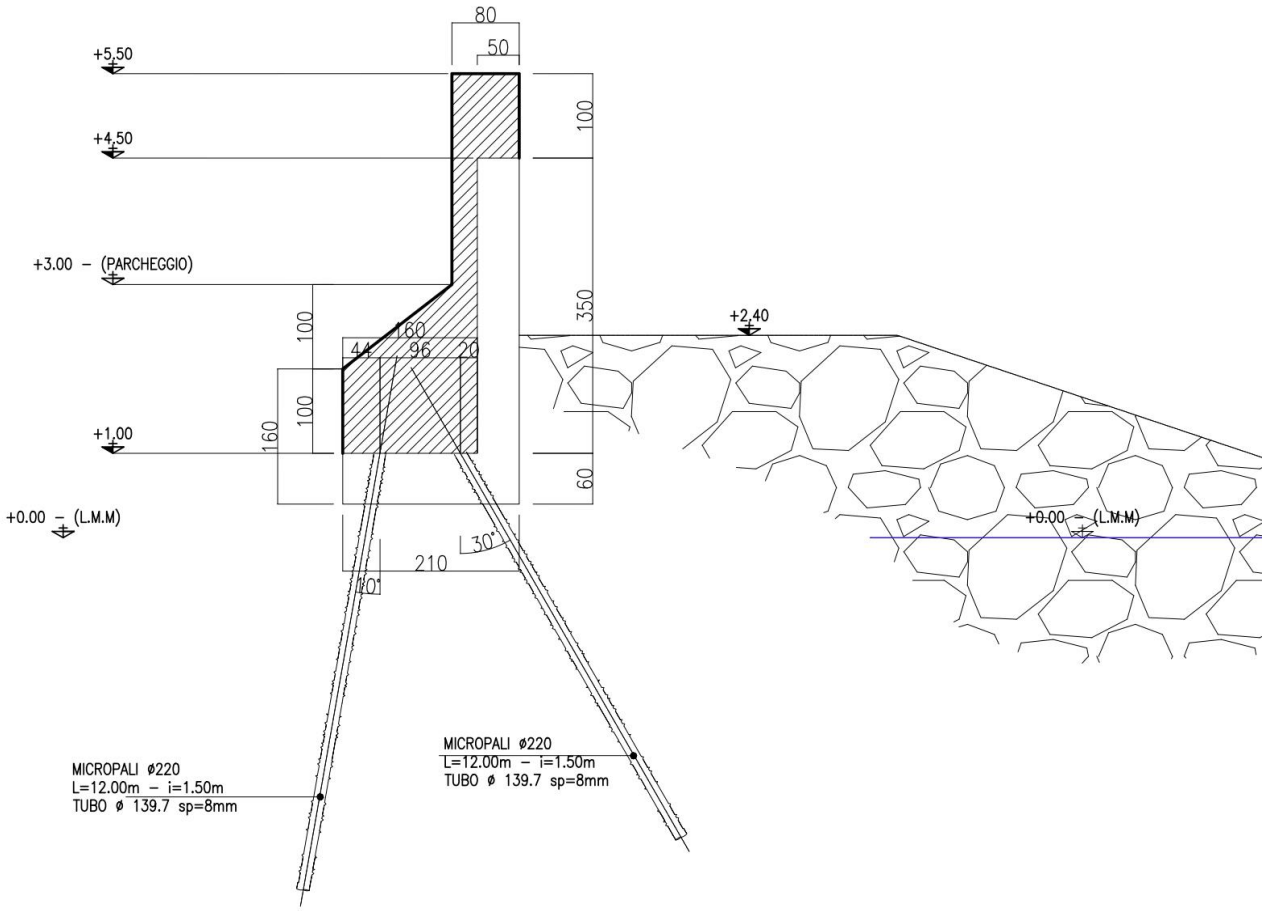
L'analisi delle c.d.s. è condotta sul modello completo di nuovo muro sommitale e cassoni di banchina, applicando per l'equilibrio globale la spinta dell'onda pari a 100KN applicata a 2.30m dal piano della banchina.

Ai fini dello scorrimento si considerano non reagenti i micropali verticali, pertanto la resistenza è offerta solo dal contributo gravitazionale del sistema.

- Peso dei cassoni immersi 39.3 t
- Peso del muro 25.3 t
- Peso totale 64.6 t
- Peso stabilizzante di progetto $0.9 \cdot 64.6t = 58.14t = 581KN$
- Coefficiente di attrito 0.5
- Forza stabilizzante di progetto $581KN \cdot 0.5 = 290\ KN$
- Forza mobilitante $1.5 \cdot 100KN = 150\ KN$
- Coefficiente di sicurezza $290/150 = 1.9$

5. ANALISI DELLE C.D.S. E VERIFICHE DI SICUREZZA – SEZIONE 1

La sezione 1 prevede la realizzazione di un muro frangiflutti in parziale sopraelevazione e rinforzo di quello esistente, come da disegno.



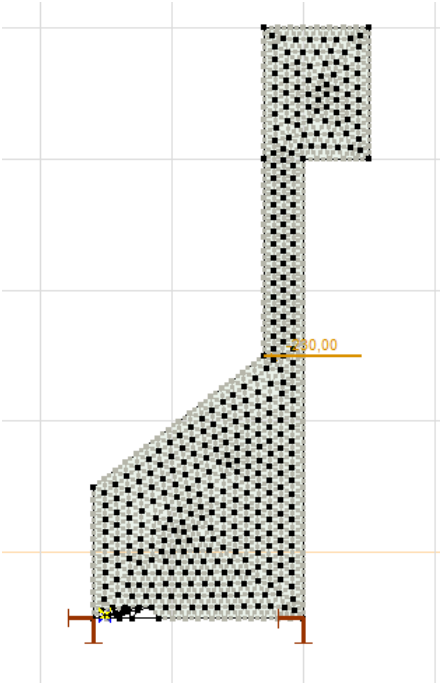
5.1 Analisi dei carichi

Le azioni agenti sul complesso strutturale composto dal muro e dalla banchina sono le seguenti:

- Peso specifico del muro frangiflutti 25.0KN/m^3
- Spinta dell'onda 230.0KN/m
- Spinta impulsiva dell'onda 350.0KN/m

La distribuzione delle forze orizzontali delle onde è considerata uniforme e la risultante applicata alla q.ta +2.00 dalla base del muro.

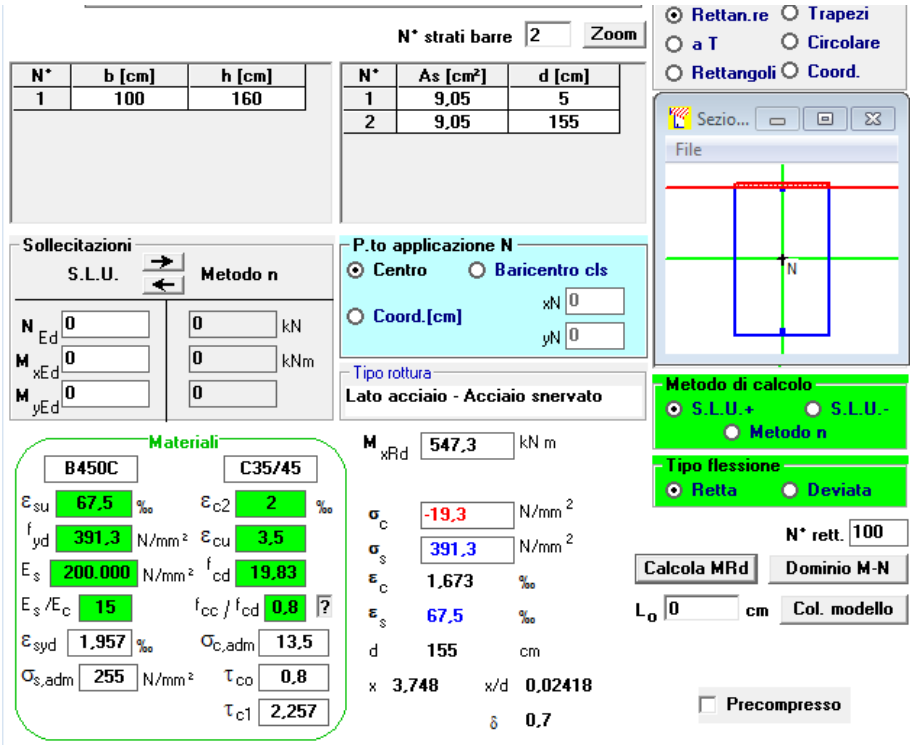
FORZA ORIZZONTALE MEDIA



5.2 Verifica di resistenza della sezione inflessa del muro - incastro

Il momento flettente massimo che sollecita la sezione di incastro del muro con la sua fondazione è pari a 1.5 x 350KN x 1.0m=525KNm, considerando agente la spinta impulsiva dell'onda.

La sezione resistente è calcolata con l'ausilio di un software che determina il momento resistente attraverso la geometria e le caratteristiche dei materiali.

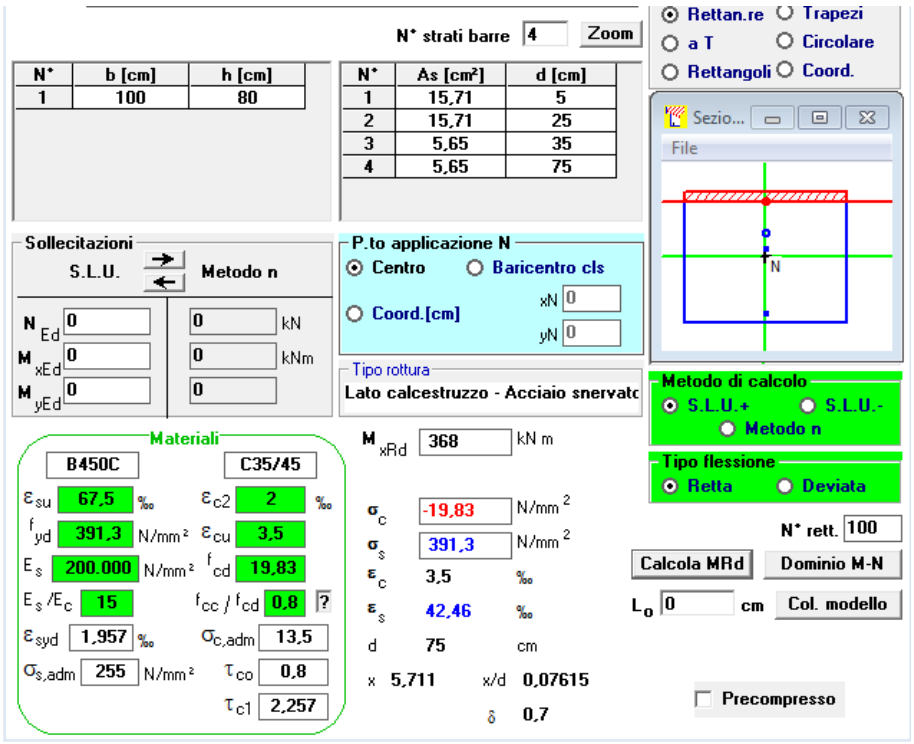


Il momento resistente della sezione è circa 550KNm, la verifica di sicurezza è quindi soddisfatta.

5.3 Verifica di resistenza – paramento del muro – parte superiore

Il momento flettente massimo che sollecita la sezione di incastro superiore del muro (spessa 30cm + 50cm) è pari a 1.5 x 350KN/m x 0.5 m =263KNm.

La sezione resistente è calcolata con l'ausilio di un software che determina il momento resistente attraverso la geometria e le caratteristiche dei materiali, ipotizzando che la porzione di paramento verticale esistente sia debolmente armata su entrambe le sue facce.

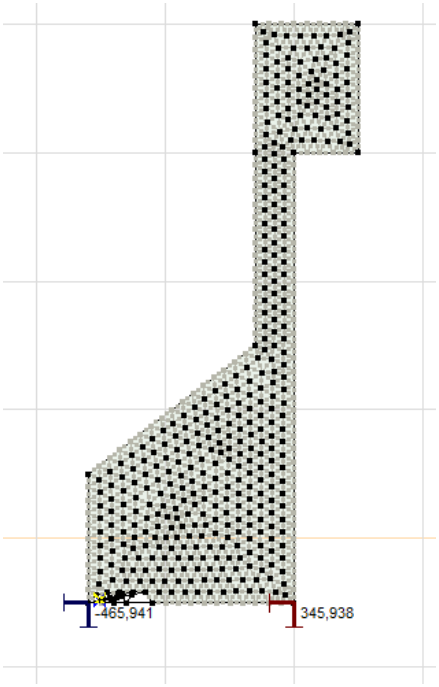


Il momento resistente della sezione è circa 368KNm, la verifica di sicurezza è quindi soddisfatta.

5.4 Verifica di resistenza dei micropali di fondazione – ribaltamento e scorrimento

L'analisi delle c.d.s. è condotta applicando per l'equilibrio globale la spinta dell'onda pari a 230KN applicata a q.ta +2.00 dalla base del muro.

FORZE SUI MICROPALI (C.C. SLU-EQU)



I micropali sono disposti ad interasse di 1.50m, pertanto la forza di compressione totale risulta dalla combinazione di 465KN x 1.5= 698 KN (verticale) e 230KN/2 x 1.5=173KN (orizzontale), pertanto :

$N_{SD} = \sqrt{698^2 + 173^2} = 720KN$ < $N_{RD,c}$ = 1193 KN, pertanto la verifica di sicurezza è soddisfatta.

La forza di trazione totale risulta dalla combinazione di 346KN x 1.5= 519 KN(verticale) e 230KN/2 x 1.5=173KN (orizzontale), pertanto: $N_{SD} = \sqrt{519^2 + 173^2} = 547KN$ < $N_{RD,c}$ = 1098 KN, pertanto la verifica di sicurezza è soddisfatta.

La verifica di resistenza a trazione e compressione dei micropali di fondazione si sostituisce alla verifica dei ribaltamento e a scorrimento.