

Autorità di Sistema Portuale
del Mar Tirreno Centro Settentrionale

PORTI DI ROMA E DEL LAZIO - CIVITAVECCHIA - FIUMICINO - GAETA

OPERE STRATEGICHE PER IL PORTO DI CIVITAVECCHIA - 2° STRALCIO -

NUOVO ACCESSO AL BACINO STORICO - COLLEGAMENTO TRA IL MOLO VESPUCCI E L'ANTEMURALE COLOMBO

PROGETTO DEFINITIVO

Titolo elaborato

RELAZIONE DI CALCOLO DIGA FORANEA A PARETE VERTICALE

P R 2 D R 0 0 6 0 0 C S I

Committente:

Autorità Portuale di Civitavecchia, Fiumicino e Gaeta

IL PRESIDENTE:

Dr. Pino Musolino

IL RESPONSABILE DEL PROCEDIMENTO

Dott. Ing. Maurizio Marini

IL COORDINATORE GENERALE

Dott. Ing. Giuseppe Solinas

Progetto A.T.I. :

MODIMAR S.r.l. (Capogruppo)

V.A.M.S. Ingegneria S.r.l.

SEACON S.r.l.

Data	Rev.	DESCRIZIONE	Redatto:	Verificato:	Approvato:
12/12/2022	0	PRIMA EMISSIONE	F. MONDINI	F. MONDINI	P.CONTINI

INDICE

1.	NORMATIVA DI RIFERIMENTO	2
1.1	Azioni sulle costruzioni	2
1.2	Terreni, rocce, opere di sostegno e di fondazione	3
1.3	Elaborati tecnici	3
2.	MATERIALI.....	4
3.	VERIFICHE DI STABILITÀ IN FASE DI GALLEGGIAMENTO E AFFONDAMENTO.....	5
4.	AZIONI AGENTI SULLE OPERE IN PROGETTO	8
4.1	Peso proprio della struttura e spinta di galleggiamento	8
4.1.1	Calcolo delle azioni.....	8
4.2	Moto ondoso	9
4.2.1	Definizione dell'onda di progetto	9
4.2.2	Determinazione analitica delle azioni	11
4.2.2.1	Spinta indotta dal moto ondoso in fase di cavo	11
4.2.2.2	Spinta indotta dal moto ondoso in fase di cresta	12
4.2.2.3	Schema di calcolo.....	13
4.2.3	Calcolo delle azioni.....	14
4.3	Carico di banchina	15
5.	AZIONI SISMICHE.....	16
5.1.1	Forze di massa indotta dal sisma.....	19
5.1.3	Spinta idrodinamica indotta dal sisma	20
6.	VERIFICHE DI STABILITÀ.....	21
6.1	Generalità.....	21
6.2	Verifiche di stabilità al ribaltamento e alla traslazione	23
7.	VERIFICHE DI RESISTENZA DELLE SEZIONI MAGGIORMENTE SOLLECITATE.....	26
7.1	Azioni sulla parete esterna del fusto	26
7.2	Azioni sul solettone	27
7.3	Verifiche di resistenza del Cassone	30
7.3.1	Parete esterna del fusto	30
7.3.1.1	Analisi dei carichi	30
7.3.1.2	Verifica a flessione.....	33
7.3.1.3	Verifica a taglio	37
7.3.2	Soletta di base	39
7.3.2.1	Analisi dei carichi	39
7.3.2.2	Verifica a flessione.....	42
7.3.2.3	Verifica a taglio	48
7.4	Solette prefabbricate	51
7.5	Verifica di resistenza del muro paraonde	55
7.5.1	Verifiche di resistenza della sovrastruttura	55
7.5.1.1	Verifica a flessione.....	56
7.5.1.2	Verifica a taglio	59

1. NORMATIVA DI RIFERIMENTO

La progettazione delle opere in oggetto è condotta nel rispetto delle seguenti norme:

1.1 Azioni sulle costruzioni

- **D.M. 14 Gennaio 2008**
Norme tecniche sulle costruzioni
- **D.M. 17 Gennaio 2018**
Aggiornamento delle Norme tecniche sulle costruzioni
- **UNI EN 1998-5 DEL 01/01/2005**
Progettazione delle strutture per la resistenza sismica
- **O.P. Consiglio dei Ministri n. 3274 del 20/03/2003 e succ. agg.**
Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e di normative tecniche per le costruzioni in zona sismica
- **Presidenza del Consiglio Superiore dei LL.PP. Serv. Tecn. Centrale, 12/1996**
Linee guida sul calcestruzzo strutturale
- **D.M. LL.PP. del 16/01/1996 e succ. agg.**
Norme tecniche per la verifica di sicurezza delle costruzioni e dei carichi e dei sovraccarichi.
Norme tecniche per le costruzioni in zone sismiche
- **D.M. LL.PP. del 09/01/1996**
Norme tecniche per il calcolo, l'esecuzione ed il collaudo delle opere in cemento armato normale e precompresso e per le strutture metalliche.
- **Circ.Min. LL.PP. del 24/06/1993, n° 37406/STC**
Istruzioni relative alle norme tecniche per l'esecuzione delle opere in cemento armato normale e precompresso e per le strutture metalliche, di cui al D.M. 14/02/1992.
- **D.M. LL.PP. del 14/02/1992**
Norme tecniche per l'esecuzione delle opere in cemento armato normale e precompresso e per le strutture metalliche.
- **D.M. LL.PP. del 03/12/1987**
Norme tecniche per la progettazione, esecuzione e collaudo delle costruzioni prefabbricate.
- **D.M. LL.PP. del 12/02/1982**
Aggiornamento delle norme tecniche relative ai "Criteri generali per la verifica di sicurezza delle costruzioni, dei carichi e sovraccarichi.
- **Circ.Min. LL.PP. del 24/05/1982, n° 22631**
Istruzioni relative ai carichi, ai sovraccarichi ed ai criteri generali per la verifica di sicurezza delle costruzioni.
- **Circolare Min. LL.PP. n. 11951 14/02/1974**
Istruzioni per l'applicazione delle "Norme per la disciplina delle opere di conglomerato cementizio armato, normale e precompresso ed a struttura metallica."
- **Legge del 05/11/1971, n° 1086**
Norme per la disciplina delle opere di conglomerato cementizio armato, normale e precompresso ed a struttura metallica.

1.2 Terreni, rocce, opere di sostegno e di fondazione

- **D.M. LL.PP. del 11/03/1988**

Norme tecniche riguardanti le indagini sui terreni e sulle rocce, la stabilità dei pendii naturali e delle scarpate, i criteri generali e le prescrizioni per la progettazione, l'esecuzione ed il collaudo delle opere di sostegno delle terre e delle opere di fondazione.

- **Circ.Min.LL.PP. del 24/09/1988, n° 30483**

Ministero LL.PP. Legge 02/02/1974, n° 64 art. 1 – D.M.LL.PP. 11/03/1988 – Norme tecniche riguardanti le indagini sui terreni e sulle rocce, la stabilità dei pendii naturali e delle scarpate, i criteri generali e le prescrizioni per la progettazione, l'esecuzione ed il collaudo delle opere di sostegno delle terre e delle opere di fondazione.

1.3 Elaborati tecnici

- **CNR 10024 n° 160 del 06/10/1986**

Analisi delle strutture mediante elaboratore: impostazione e redazione delle relazioni di calcolo.

- **UNI 936 Settembre 1986**

Disegni tecnici – Formati e disposizioni degli elementi grafici dei fogli da disegno.

- **UNI 938 Settembre 1981**

Disegni tecnici – Piegatura dei fogli.

2. MATERIALI

Per il calcestruzzo dei cassoni e della sovrastruttura sono stati assunti i seguenti pesi di volume:

- Peso di volume asciutto: $\gamma_c = 25.00 \text{ kN/m}^3$
- Peso di volume immerso: $\gamma_{c'} = 14.90 \text{ kN/m}^3$

Per il calcestruzzo magro sono stati assunti i seguenti pesi di volume:

- Peso di volume asciutto: $\gamma_c = 24.00 \text{ kN/m}^3$
- Peso di volume immerso: $\gamma_{c'} = 13.90 \text{ kN/m}^3$

Le caratteristiche geo-meccaniche del materiale impiegato per lo scanno d'imbasamento dei cassoni sono le seguenti:

- Peso di volume asciutto: $\gamma_d = 19.00 \text{ kN/m}^3$
- Peso di volume saturo: $\gamma_s = 20.00 \text{ kN/m}^3$
- Peso di volume immerso: $\gamma' = 9.90 \text{ kN/m}^3$
- Angolo di attrito: $\phi' = 40^\circ$
- Coesione: $c = 0.00 \text{ kN/m}^2$

Per il riempimento delle celle dei cassoni è stato ipotizzato l'impiego di materiale proveniente dai dragaggi e dalle demolizioni che presenta le seguenti caratteristiche geo-meccaniche:

- Peso di volume saturo: $\gamma_s = 18.00 \text{ kN/m}^3$
- Peso di volume immerso: $\gamma' = 7.90 \text{ kN/m}^3$

3. VERIFICHE DI STABILITÀ IN FASE DI GALLEGGIAMENTO E AFFONDAMENTO

In fase di galleggiamento e affondamento un cassone è soggetto alle seguenti azioni:

- Peso complessivo della zattera di fondazione, del fusto e della zavorra stabilizzatrice;
- Spinta di galleggiamento.

La stabilità del cassone risulta soddisfatta in due casi:

- qualora il centro di carena C (baricentro del volume immerso) si venga a trovare al di sopra del baricentro G del cassone;
- qualora, trovandosi il baricentro al di sopra del centro di carena, sia verificata la seguente relazione: $CM - CG > 0$

dove:

- CM è l'altezza metacentrica del cassone;
- CG è la distanza tra baricentro e centro di carena.

Dal punto di vista analitico, l'altezza metacentrica CM si ricava dalla seguente relazione:

$$CM = \frac{J}{V} \quad \text{in assenza dello zavorramento con acqua marina;}$$

$$CM = \frac{J - \sum j}{V} \quad \text{con lo zavorramento con acqua marina (peso di volume 10.3 kN/m³);}$$

dove:

- J = momento d'inerzia baricentrico minimo della sezione di galleggiamento;
- $\sum j$ = somma dei momenti d'inerzia dei singoli specchi liquidi rispetto ai relativi assi baricentrici;
- V = volume della parte immersa.

Nel calcolo di $\sum j$ si è tenuto conto dei casi in cui le celle del cassone non siano tutte indipendenti ma collegate idraulicamente tra di esse in gruppi di celle.

Nella Figura 3-1 è riportato lo schema considerato per lo zavorramento delle celle.

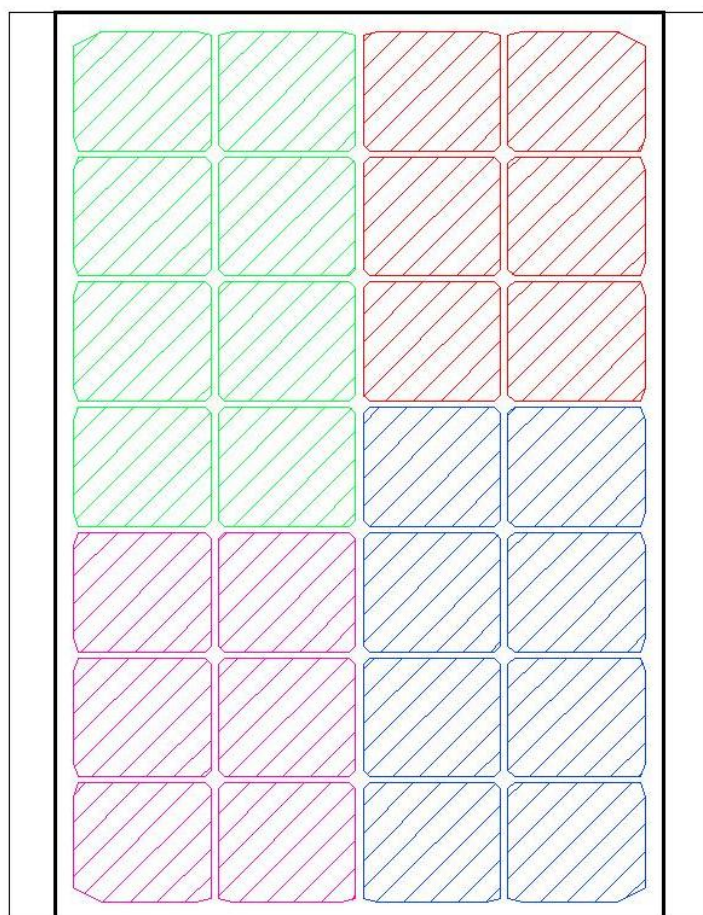
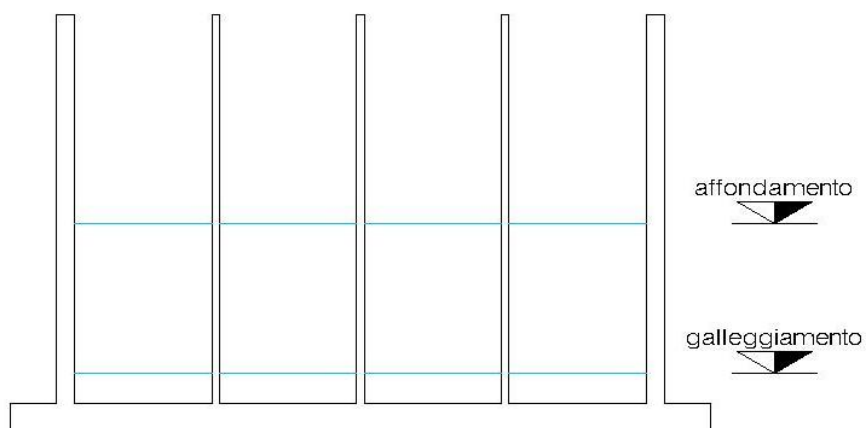


Figura 3-1 – Schema di zavorramento liquido delle celle

CASSONE	FASE	
	galleggiamento	affondamento
Peso fusto (kN)	38,080	34,281.6
Peso solettone (kN)	17,422	17,542.8
ZAVORRA		
altezza zavorra (m)	1.00	5.30
volume (m ³)	485	2,571
peso (kN)	4,997	26,482
CASSONE e ZAVORRA		
peso (kN)	60,499	81,985
GALLEGGIAMENTO		
volume immerso	5,873	7,959
affondamento (m)	9.54	13.00
profondità baricentro (m)	4.68	8.31
profondità centro carena (m)	4.84	6.56
momento inerzia cassone (m ⁴)	20,200.00	-
momento inerzia celle (m ⁴)	3,554.00	-
distanza centro carena-metacentro (m)	2.83	-
distanza centro carena-baricentro (m)	0.16	-
distanza del metacentro dal baricentro (m)	2.68	-

Tabella 1 – Verifiche di stabilità al galleggiamento nelle varie fasi esecutive

4. AZIONI AGENTI SULLE OPERE IN PROGETTO

4.1 Peso proprio della struttura e spinta di galleggiamento

Il peso proprio della struttura è dato dalla somma dei pesi del cassone, dei riempimenti con materiale inerte e con calcestruzzo magro, e della sovrastruttura.

La spinta di galleggiamento è data dal volume immerso tenuto conto del sovrizzo di tempesta pari a 0.5 m.

4.1.1 Calcolo delle azioni

lunghezza soletta (m)	30.30
larghezza soletta (m)	23.00
peso cassone (kN)	55,327
braccio peso cassone da piede mare (m)	11.50
braccio peso cassone da piede porto (m)	11.50
momento peso cassone (kNm) piede mare	636,265
momento peso cassone (kNm) piede porto	636,265
peso unitario cassone (kN)	1,826
momento unitario peso cassone (kNm) piede porto	20,999
momento unitario peso cassone (kNm) piede mare	20,999

Tabella 2 – Peso proprio del cassone

peso materiale saturo (kN/m ³)	18.00
peso cls magro (kN/m ³)	24.00
peso totale riempimento (kN)	107,846
braccio peso totale riempimento (m) piede porto	11.04
momento peso totale riempimento (kNm)	1,190,136
peso unitario riempimento (kN)	3,559
momento peso unitario riempimento (kNm) piede porto	42,585
momento peso unitario riempimento (kNm) piede mare	39,278

Tabella 3 - Peso riempimento cassone

area sovrastruttura (m ²)	70.19
peso sovrastruttura (kN)	1,755
braccio peso sovrastruttura (m) piede porto	12.00
momento peso unitario riempimento (kNm) piede porto	19,337
momento peso unitario riempimento (kNm) piede mare	21,022

Tabella 4 - Peso sovrastruttura

volume cassone immerso (m ³)	261
peso acqua (kN/m ³)	10.10
spinta di galleggiamento unitaria (kN)	2,638
braccio spinta di galleggiamento (m) piede porto	11.18
momento spinta di galleggiamento (kNm) piede porto	31,191
momento spinta di galleggiamento (kNm) piede mare	29,493

Tabella 5 - Spinta di galleggiamento

4.2 Moto ondos

4.2.1 Definizione dell'onda di progetto

Per la definizione dell'onda di progetto da considerare nelle verifiche delle opere è stato fatto riferimento ai risultati dello studio meteomarin. Per lo svolgimento dello studio sono state utilizzate diverse serie temporali di dati meteomarini, distinti sia per tipologia (vento, onde o livelli marini), sia per modalità di acquisizione (misure dirette, misure indirette, modellazioni numeriche).

I dati raccolti sono stati esaminati al fine di selezionare una serie storica di misure dirette sulla quale basare l'analisi statistica degli eventi estremi. Dalla serie storica sono stati esclusi i dati affetti da incertezza o tali da non garantire il requisito di omogeneità.

Per il dimensionamento delle opere è stata considerata quale altezza d'onda di progetto al largo quella corrispondente a un tempo di ritorno di 50 anni. Pertanto, l'onda di progetto è caratterizzata dai seguenti valori dell'altezza e del periodo:

- $H'_0 = 6.5$ m
- $T_p = 10.8$ s

Si evidenzia che in tutte le verifiche sono stati considerati in via cautelativa un'onda di progetto agente perpendicolarmente alla struttura e un sovrizzo pari a 0.50 m.

Per determinare l'altezza d'onda al piede dell'opera da utilizzare per le verifiche si è fatto riferimento alle seguenti formule (Takahashi, "Design of vertical breakwaters" 1996):

$$\begin{aligned}
 H_{1/3} &= K_s H'_0 && : h / L_0 \geq 0.2 \\
 &= \min \{ (\beta_0 H'_0 + \beta_1 h), \beta_{\max} H'_0, K_s H'_0 \} && : h / L_0 < 0.2 \\
 H_{\max} &= H_{1/250} = 1.8 K_s H'_0 && : h / L_0 \geq 0.2 \\
 &= \min \{ (\beta_0^* H'_0 + \beta_1^* h), \beta_{\max}^* H'_0, 1.8 K_s H'_0 \} && : h / L_0 < 0.2
 \end{aligned}$$

con i coefficienti che sono dati dalle seguenti relazioni:

Coefficients for $H_{1/3}$	Coefficients for H_{\max}
$\beta_0 = 0.028(H'_0/L_0)^{-0.38} \exp[20 \tan^{1.5} \theta]$	$\beta_0^* = 0.052(H'_0/L_0)^{-0.38} \exp[20 \tan^{1.5} \theta]$
$\beta_1 = 0.52 \exp[4.2 \tan \theta]$	$\beta_1^* = 0.63 \exp[3.8 \tan \theta]$
$\beta_{\max} = \max \{ 0.92, 0.32(H'_0/L_0)^{-0.29} \times \exp[2.4 \tan \theta] \}$	$\beta_{\max}^* = \max \{ 1.65, 0.53(H'_0/L_0)^{-0.29} \times \exp[2.4 \tan \theta] \}$

dove L_0 è la lunghezza d'onda al largo e $\tan \theta$ è la pendenza del fondale.

γ peso specifico acqua (kN/m ³)	10.1
sovralzo (m)	0.5
H _S altezza d'onda significativa al largo (m)	6.5
T _p periodo di picco (m)	10.8
T _s periodo significativo (m)	9.8
angolo incidenza (gradi)	0.0
L ₀ lunghezza d'onda al largo (m)	150.6
k numero d'onda	0.042
L lunghezza d'onda a riva (m)	119.5
k numero d'onda	0.053
k _S coefficiente di shoaling	0.92
h / L ₀	0.14

Tabella 6 – Dati meteomarini

coefficienti per	H _S	H _{max}
$\beta_0 ; \beta_0^*$	0.14	0.26
$\beta_1 ; \beta_1^*$	0.71	0.84
$\beta_{max} ; \beta_{max}^*$	0.95	1.65
H _S altezza d'onda significativa a riva (m)	5.9	
H _{max} altezza d'onda massima a riva (m)	10.7	
H _f altezza d'onda frangente (m)	16.6	
H _D altezza d'onda di calcolo (m)	10.7	

Tabella 7 – Calcolo altezza d'onda a ridosso dell'opera

4.2.2 Determinazione analitica delle azioni

4.2.2.1 Spinta indotta dal moto ondoso in fase di cavo

La spinta indotta dal moto ondoso in fase di cavo è costituita da una componente orizzontale e da una componente verticale. Le forze sono state determinate integrando lungo il paramento verticale le pressioni calcolate con la teoria di Sainflou riportata nelle Istruzioni Tecniche per la Progettazione delle Dighe Marittime del CSLPP.

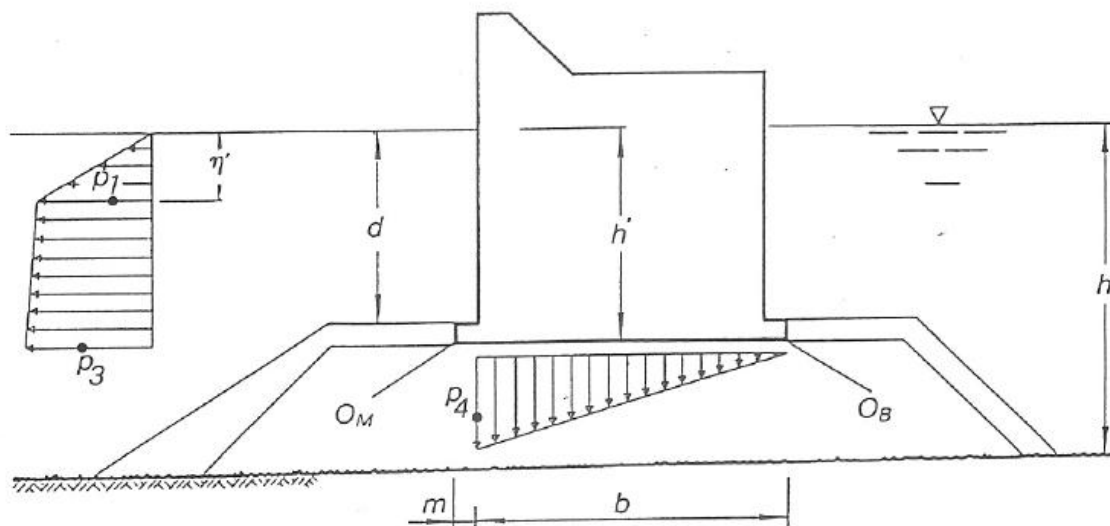


Figura 4-1 - Grafico delle pressioni indotte dal moto ondoso in fase di cresta e di cavo secondo la teoria di Sainflou

Le equazioni delle pressioni secondo la teoria di Sainflou vengono di seguito riportate:

$$p_1 = \gamma \eta'$$

$$p_3 = \gamma \frac{H}{\cosh kd} \left(\frac{h' - \eta'}{d - \eta'} \right) - p_1 \left(\frac{h' - d}{d - \eta'} - 1 \right)$$

$$p_4 = p_3 \frac{b}{b + m}$$

$$\eta' = H - \frac{\pi H^2}{L} \frac{1}{\tanh kd}$$

dove:

- $H = H_{1/100} = 1.67 H_s$ altezza d'onda;
- p_1 = pressione a quota η' ;
- p_3 = pressione alla base del cassone;
- p_4 = sovrappressione sul solettone;
- h' = profondità al piede;
- γ = densità dell'acqua marina;
- L = lunghezza d'onda.

4.2.2.2 Spinta indotta dal moto ondoso in fase di cresta

La spinta indotta dal moto ondoso in fase di cavo è costituita da una componente orizzontale e da una componente verticale. Le forze sono state determinate integrando lungo il paramento verticale le pressioni calcolate con le formule di Goda estese per tener conto delle azioni impulsive (Takahashi, "Design of vertical breakwaters" 1996).

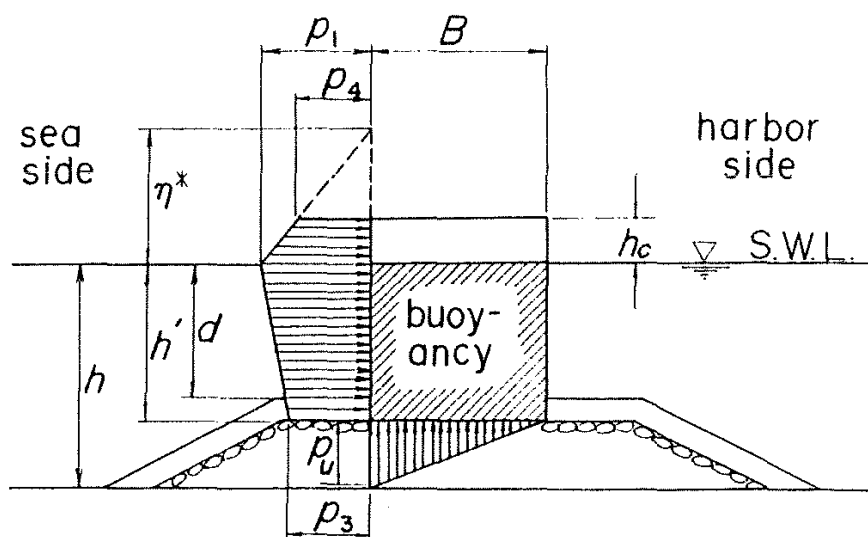


Figura 4-2 - Grafico delle pressioni indotte dal moto ondoso in fase di cresta secondo la teoria di Goda

Le equazioni delle pressioni secondo la teoria di Goda vengono di seguito riportate:

$$\eta^* = 0.75(1 + \cos \theta) \lambda_1 H_D$$

$$p_1 = 0.5(1 + \cos \theta) (\lambda_1 \alpha_1 + \lambda_2 \alpha^* \cos^2 \theta) w_0 H_D$$

$$p_3 = \alpha_3 p_1$$

$$p_4 = \alpha_4 p_1$$

$$p_u = 0.5(1 + \cos \theta) \lambda_3 \alpha_1 \alpha_3 w_0 H_D$$

Nelle quali:

$$\alpha_1 = 0.6 + 0.5 \left\{ \frac{4\pi h}{L_D} / \sinh \left(\frac{4\pi h}{L_D} \right) \right\}^2$$

$$\alpha^* = \max \{ \alpha_2, \alpha_1 \}$$

$$\alpha_2 = \min \left\{ \left(1 - \frac{d}{h_b} \right) \left(\frac{H_D}{d} \right)^2 / 3, 2d / H_D \right\}$$

$$\alpha_3 = 1 - \left(\frac{h'}{h} \right) \left\{ 1 - 1 / \cosh \left(\frac{2\pi h}{L_D} \right) \right\}$$

$$\alpha_4 = 1 - h_c^* / \eta^*$$

$$h_c^* = \min \{ \eta^*, h_c \}$$

dove:

- θ è l'angolo di incidenza delle onde;
- H_D , L_D sono l'altezza e la lunghezza d'onda di calcolo;
- α_1 è il coefficiente della pressione impulsiva;
- h_b è la profondità ad una distanza dalla parete verticale pari a 5 volte H_s ;
- λ_1 , λ_2 e λ_3 sono dei coefficienti che nel caso in esame sono pari a 1.

4.2.2.3 Schema di calcolo

Nel caso in esame la sovrastruttura del cassone presenta lato mare una parte orizzontale ed una inclinata. Pertanto il diagramma di spinta è stato scomposto per tenere conto della geometria dell'opera come mostrato nello schema seguente.

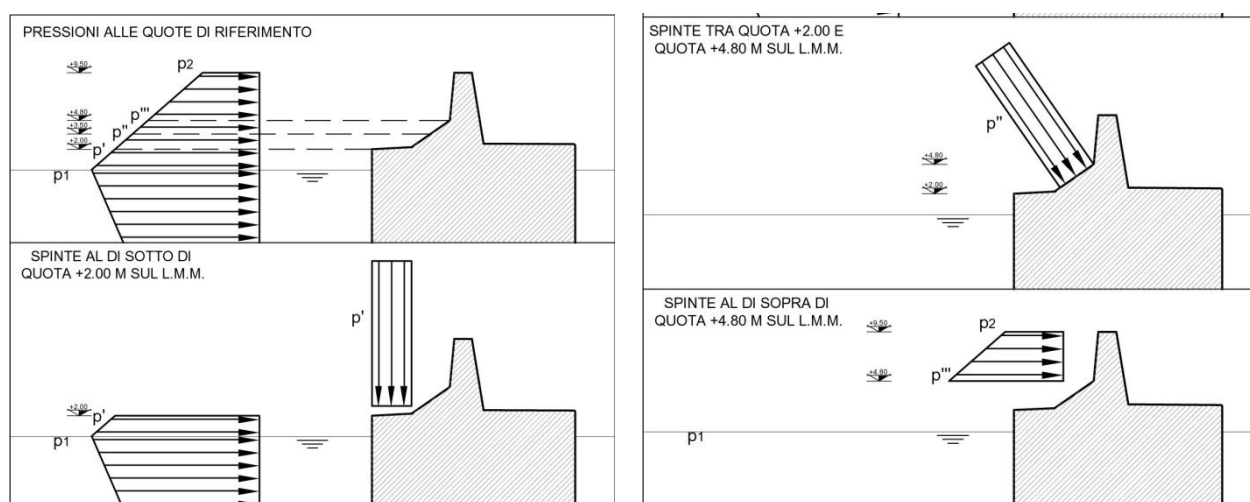


Figura 4-3 – Schema di calcolo delle pressioni in fase di cresta

4.2.3 Calcolo delle azioni

Geometria

h_c quota sommità muro paraonde (m)	7.6
h' profondità imbasamento cassone (m)	13.0
d profondità scanno (m)	12.0
h profondità al piede dello scanno (m)	19.0
h_b profondità al largo (a $5xH_s$ dalla parete) (m)	20.0
B larghezza scanno (m)	11.5
b larghezza opera (m)	20.5
m larghezza dente (m)	1.5
$tg \vartheta$ pendenza fondale	0.075
Sovralzo (m)	0.5

Fase di cavo

H cavo (m)	9.85
η' (m)	5.7
P_1 pressione superiore (kN/m^2)	57.8
P_3 pressione inferiore (kN/m^2)	80.3
P_4 pressione fondo (kN/m^2)	80.3
spinta verticale onda (kN)	702
spinta orizzontale onda (kN)	863
momento spinta verticale onda (kNm)	6,558
momento spinta orizzontale onda (kNm)	3,577

Fase di cresta

H cresta (m)	10.7
η^* altezza di risalita (m)	16.1
P_1 pressione Imm+sovralzo (kN/m^2)	94.5
P_4 pressione superiore (kN/m^2)	52.7
P_3 pressione inferiore (kN/m^2)	70.3
P_U pressione fondo (kN/m^2)	58.6
pressione a quota +2.00 m (kN/m^2)	85.7
pressione a quota +2.20 m (kN/m^2)	84.5
pressione a quota +4.80 m (kN/m^2)	69.2
spinta orizzontale onda (kN)	1,618
momento spinta orizzontale onda (kNm)	16,734
spinta verticale onda (kN)	3
momento spinta verticale onda (kN)	-1,874

Tabella 8 – Azioni del moto ondoso sui cassoni

4.3 Carico di banchina

Tenuto conto che le banchine non sono destinate a specifici traffici ma saranno utilizzate solo occasionalmente per lo stazionamento di imbarcazioni da diporto prevalentemente in transito, è stato considerato un sovraccarico di 20 KN/m². Tale valore, generalmente utilizzato per i traffici RORO e passeggeri, è stato considerato nella progettazione delle banchine realizzate nel porto nel corso degli ultimi anni.

sovraccarico banchina (kN/m ²)	20
larghezza banchina (m)	7
sovraccarico banchina unitario (kN)	140
momento sovraccarico (kNm) piede porto	658
momento sovraccarico (kNm) piede mare	2,562

Tabella 9 – Sovraccarico di banchina

5. AZIONI SISMICHE

Il calcolo dei coefficienti sismici orizzontale e verticale (k_h e k_v) è stato condotto secondo quanto riportato dal D.M. 17 Gennaio 2018 "Aggiornamento delle «Norme tecniche per le costruzioni»".

In particolare i cassoni sono stati verificati allo stato limite ultimo di salvaguardia della vita (SLV) a cui è associata una probabilità di superamento P_{VR} pari al 10%, considerando una vita nominale dell'opera pari a 100 anni ed una classe d'uso IV. I valori dell'accelerazione sismica a_g e dello spettro F_0 sono determinati utilizzando il programma "Spettri di risposta ver. 1.02" del C.S.LL.PP..

Categoria	Descrizione
A	Ammassi rocciosi affioranti o terreni molto rigidi caratterizzati da valori di $V_{s,30}$ superiori a 800 m/s, eventualmente comprendenti in superficie uno strato di alterazione, con spessore massimo pari a 3 m.
B	Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di $V_{s,30}$ compresi tra 360 m/s e 800 m/s (ovvero $N_{SPT,30} > 50$ nei terreni a grana grossa e $c_{u,30} > 250$ kPa nei terreni a grana fina).
C	Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di $V_{s,30}$ compresi tra 180 m/s e 360 m/s (ovvero $15 < N_{SPT,30} < 50$ nei terreni a grana grossa e $70 < c_{u,30} < 250$ kPa nei terreni a grana fina).
D	Depositi di terreni a grana grossa scarsamente addensati o di terreni a grana fina scarsamente consistenti, con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di $V_{s,30}$ inferiori a 180 m/s (ovvero $N_{SPT,30} < 15$ nei terreni a grana grossa e $c_{u,30} < 70$ kPa nei terreni a grana fina).
E	Terreni dei sottosuoli di tipo C o D per spessore non superiore a 20 m, posti sul substrato di riferimento (con $V_s > 800$ m/s).

Tabella 10 – Categorie di sottosuolo

Sulla base di quanto riportato nella "Relazione geologico-geotecnica" a corredo del presente progetto per i cassoni è stata considerata una categoria del sottosuolo di tipo C. Applicando le espressioni riportate nella Tabella 11, è possibile calcolare il coefficiente di amplificazione stratigrafica S_s .

Categoria sottosuolo	SS
A	1,00
B	$1,00 \leq 1,40 - 0,40 \cdot F_0 \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,20$
C	$1,00 \leq 1,70 - 0,60 \cdot F_0 \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,50$
D	$0,90 \leq 2,40 - 1,50 \cdot F_0 \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,80$
E	$1,00 \leq 2,00 - 1,10 \cdot F_0 \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,60$

Tabella 11 –Coefficiente di amplificazione stratigrafica

Come è possibile osservare nelle tabelle seguenti, alle condizioni topografiche del sito corrisponde la categoria T1, per la quale è previsto un coefficiente di amplificazione $S_T = 1$.

Categoria	Caratteristiche della superficie topografica
T1	Superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media $i \leq 15^\circ$
T2	Pendii con inclinazione media $i > 15^\circ$
T3	Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media $15^\circ \leq i \leq 30^\circ$
T4	Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media $i > 30^\circ$

Tabella 12 –Categorie topografiche

Categoria topografica	Ubicazione dell'opera o dell'intervento	S_T
T1	-	1,00
T2	In corrispondenza della sommità del pendio	1,20
T3	In corrispondenza della cresta del rilievo	1,20
T4	In corrispondenza della cresta del rilievo	1,40

Tabella 13 –Valori del coefficiente di amplificazione topografica

Il valore dell'accelerazione massima orizzontale attesa al sito è esplicitabile mediante la seguente espressione:

$$a_{\max} = S_s \cdot S_T \cdot a_g$$

dove:

- S_s = coefficiente di amplificazione stratigrafica
- S_T = coefficiente di amplificazione topografica

Pertanto, i valori dei coefficienti sismici orizzontale e verticale sono dati dalle seguenti espressioni:

$$k_h = \beta_m \cdot \frac{a_{\max}}{g} \qquad k_v = \pm 0.5 \cdot k_h$$

dove:

- β_m = coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito pari a 0.38 per le verifiche allo stato limite SLV (incrementato del 50% per le verifiche al ribaltamento);

Nelle tabelle seguenti sono riportati sinteticamente tutti i parametri previsti nella sopracitata normativa calcolati per le diverse tipologie di cassoni.

VITA NOMINALE	V_N	100
CLASSE D'USO	C_U	4
PERIODO DI RIFERIMENTO PER SISMA	V_R	200
PROBABILITA' DI SUPERAMENTO	P_{VR}	0.1
TEMPO DI RITORNO	T_R	1899
ACCELERAZIONE SISMICA	a_g	0.804
PARAMETRO SPETTRO	F_O	2.945
CATEGORIA TERRENO	-	C
CATEGORIA DEL SOTTOSUOLO	S_S	1.50
AMPLIFICAZIONE TOPOGRAFICA	S_T	1
ACCELERAZIONE ORIZZONTALE MAX	a_{max}	1.206
Verifiche al ribaltamento		
RIDUZIONE ACCELERAZIONE MAX	β_m	0.57
COEFFICIENTE SISMICO ORIZZONTALE	k_h	0.070
COEFFICIENTE SISMICO VERTICALE	k_v	0.035
Altre verifiche		
RIDUZIONE ACCELERAZIONE MAX	β_m	0.38
COEFFICIENTE SISMICO ORIZZONTALE	k_h	0.047
COEFFICIENTE SISMICO VERTICALE	k_v	0.023

Tabella 14 –Parametri sismici

5.1.1 Forze di massa indotta dal sisma

Nella fase sismica, oltre alle forze considerate, la normativa prevede che alle masse dell'opera vengano applicate una forza orizzontale ed una verticale (orientata verso l'alto o verso il basso) date dalle seguenti relazioni:

- forza orizzontale: $F_H = k_h \times W$
- forza verticale: $F_V = \pm k_v \times W$

dove:

- W è il peso del singolo elemento della struttura;
- k_h e k_v coefficienti sismici orizzontale e verticale previsti dal D.M. 17/01/18.

	Altre verifiche	Ribaltamento
spinta sismica sovraccarico cassone (kN)	143	145
momento sovraccarico banchina (kNm) piede porto	673	681
momento sovraccarico banchina (kNm) piede mare	2,622	2,652
braccio forza sismica di massa orizzontale (kN)	8.65	
braccio forza sismica di massa verticale (kN)	11.50	
forza sismica di massa orizzontale (kN)	334	500
momento forza sismica di massa orizzontale (kN)	2,885	4,328
forza sismica di massa verticale (kN)	167	250
momento forza sismica di massa verticale (kN) piede mare	1,918	2,877
momento forza sismica di massa verticale (kN) piede porto	1,918	2,877

Tabella 15 – Forze di massa indotta dal sisma

5.1.3 Spinta idrodinamica indotta dal sisma

Sulle pareti esterne del muro di banchina insiste la seguente pressione dell'acqua dovuta ad effetti idrodinamici indotti dal sisma:

$$q(z) = \pm \frac{7}{8} k_h \cdot \gamma_w \cdot \sqrt{h} \cdot z$$

dove:

- k_h è il coefficienti di spinta sismica orizzontale previsto dal D.M.17/01/18;
- γ_w è il peso specifico dell'acqua marina;
- h è il tirante idrico;
- z è la coordinata verticale diretta verso il basso, con origine sul l.m.m. .

Pertanto, integrando l'espressione precedente lungo la verticale, la spinta idrodinamica E_{WD} dell'acqua ed il relativo momento sono esplicitabili mediante le seguenti relazioni:

$$E_{WD} = \frac{7}{12} \times k_h \times \gamma_w \times H_s^2$$

$$M_{E_{WD}} = \frac{7}{12} \times k_h \times \gamma_w \times H_s^2 \times \frac{3}{5} H_s$$

dove:

- k_h è il coefficienti di spinta sismica orizzontale previsto dal D.M. 14/01/08;
- γ_w è il peso specifico dell'acqua marina;
- H_s è l'altezza del cassone immerso (al di sotto del livello marino).

	Altre verifiche	Ribaltamento
spinta idrodinamica sismica (kN)	47	70
momento spinta idrodinamica sismica (kNm)	363	544

Tabella 16 – Forze idrodinamiche sismiche

6. VERIFICHE DI STABILITÀ

Le verifiche eseguite hanno riguardato la stabilità al ribaltamento e alla traslazione sul piano di posa secondo quanto previsto dalla normativa riportata nel par.1.

6.1 Generalità

Per le verifiche di stabilità al ribaltamento e alla traslazione (stato limite ultimo) è stata verificata la condizione:

$$E_d \leq R_d$$

dove:

- E_d valore dell'azione di progetto;
- R_d valore della resistenza del sistema geotecnico.

L'effetto delle azioni e della resistenza possono essere espresse in funzione delle azioni di progetto $\gamma_F F_k$, dei parametri di progetto X_k/γ_M e della geometria di progetto a_d , mentre nella formulazione della resistenza compare un coefficiente γ_R che opera direttamente sulla resistenza del sistema:

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

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

I valori delle azioni di progetto possono essere esplicitate mediante le seguenti combinazioni:

Combinazione SLU: $\gamma_{G1} G_1 + \gamma_{G2} G_2 + \gamma_{Q1} Q_{k1} + \gamma_{Q2} \Psi_{02} Q_{k2} + \dots$

Combinazione sismica SLV: $E + G_1 + G_2 + P + \Psi_{21} Q_{k1} + \Psi_{22} Q_{k2} + \dots$

dove:

- G_1 sono i carichi permanenti strutturali;
- G_2 sono i carichi permanenti non strutturali;
- E azione sismica;
- Q_{k1} azione variabile dominante;
- Q_{kj} azioni variabili restanti;
- γ_{Qi} coefficiente parziale delle azioni variabili;
- γ_{G1} coefficiente parziale dei carichi permanenti strutturali;
- γ_{G2} coefficiente parziale dei carichi permanenti non strutturali;
- Ψ_{0j}, Ψ_{2j} coefficienti di combinazione delle azioni.

Per quanto riguarda la verifica alla traslazione e al ribaltamento, la condizione $E_d \leq R_d$ è stata verificata secondo l'approccio:

$$(A1+M1+R3)$$

tenendo conto dei valori dei coefficienti parziali riportati nelle tabelle che seguono.

CARICHI	EFFETTO	Coefficiente Parziale γ_F	(A1) STR
Permanenti	Favorevole	γ_{G1}	1.0
	Sfavorevole		1.3
Permanenti non strutturali	Favorevole	γ_{G2}	0.8
	Sfavorevole		1.5
Variabili	Favorevole	γ_{Qi}	0.0
	Sfavorevole		1.5

Tabella 17 - Coefficienti parziali per le azioni

VERIFICA	Coefficiente Parziale (R3)
Scorrimento	$\gamma_R=1.1$

Tabella 18 - Coefficienti parziali per le verifiche agli stati limite ultimi

Poiché è stato previsto di realizzare la superficie inferiore del solettone del cassone secondo una metodologia che consente di ottenere un ottimo ingranamento tra il solettone e lo scanno di imbasamento, nei calcoli è stato considerato cautelativamente un coefficiente di attrito pari a 0.7. Tale metodologia è già stata utilizzata nell'ambito dei lavori di realizzazione del I° Lotto delle Opere Strategiche ed è stata verificata con prove sperimentali.

Nelle verifiche riportate nei paragrafi successivi, sono stati utilizzati i seguenti coefficienti di combinazione delle azioni:

Categoria/Azione variabile	Ψ_{0j}	Ψ_{2j}
Sovraccarico di banchina	0.7	0.3
Spinta del moto ondoso	0.6	0.0
Tiro alla bitta	0.6	0.0

Tabella 19 - Coefficienti di combinazione dei carichi accidentali utilizzati

I valori dei coefficienti di combinazione del moto ondoso, del tiro alla bitta, e della spinta della nave sono stati associati per analogia a quello previsto per il vento. Il valori per il sovraccarico di banchina sono stati associati per analogia a quelli previsti per rimesse e parcheggi per autoveicoli di peso > 30KN.

6.2 Verifiche di stabilità al ribaltamento e alla traslazione

Per le verifiche di stabilità al ribaltamento e alla traslazione sul piano di posa sono state considerate le seguenti combinazioni:

- combinazione n.1 spinta moto ondoso in fase cresta
- combinazione n.2 spinta moto ondoso in fase cavo
- combinazione n.3 sisma

Nelle verifiche di stabilità il coefficiente parziale del sovraccarico di banchina è stato considerato pari a zero, poiché è a favore della stabilità.

Il tiro alla bitta non è stato considerato in quanto l'ormeggio lungo la banchina è previsto solo temporaneamente e non in condizioni di tempesta.

RELAZIONE DI CALCOLO. DIGA FORANEA A PARETE VERTICALE

Verifica traslazione sul piano di posa						
combinazione n.1 spinta in fase cresta dominante						
Azioni		coeff. parziali (γ_{Gi} ; γ_{Qi})	coeff. combinazione (Ψ_{0i})	Azioni di calcolo		
peso cassone (kN)	1,826				Forza mobilitante (kN)	2,427
peso totale riempimento (kN)	3,559				Risultante forze verticali (kN)	4,502
peso sovrastruttura (kN)	1,755				coeff. Attrito	0.7
peso struttura (kN)	7,140				coeff.parziale resistenza γ_R	1.1
spinta di galleggiamento (kN)	2,638				Forza resistente (kN)	2,865
peso risultante struttura (kN)	4,502	1.0	1.0	4,502	Resistenza / Azione	1.181
tiro alla bitta (kN)	0	1.5	0.6	0		
spinta verticale sovraccarico (kN)	140	0	0.7	0		
spinta verticale onda (kN)	-12	0	1.0	0		
spinta orizzontale onda (kN)	1,618	1.5	1.0	2,427		
combinazione n.2 spinta in fase cavo dominante						
Azioni		coeff. parziali (γ_{Gi} ; γ_{Qi})	coeff. combinazione (Ψ_{0i})	Azioni di calcolo		
peso cassone (kN)	1,826				Forza mobilitante (kN)	1,054
peso totale riempimento (kN)	3,559				Risultante forze verticali (kN)	4,502
peso sovrastruttura (kN)	1,755				coeff. Attrito	0.7
peso struttura (kN)	7,140				coeff.parziale resistenza γ_R	1.1
spinta di galleggiamento (kN)	2,638				Forza resistente (kN)	2,865
peso risultante struttura (kN)	4,502	1.0	1.0	4,502	Resistenza / Azione	2.719
tiro alla bitta (kN)	0	0.0	0.6	0		
spinta verticale sovraccarico (kN)	140	0.0	0.7	0		
spinta verticale onda (kN)	863	0.0	1.0	0		
spinta orizzontale onda (kN)	702	1.5	1.0	1,054		
combinazione n.3 sisma						
Azioni		coeff. parziali (γ_{Gi} ; γ_{Qi})	coeff. combinazione (Ψ_{0i})	Azioni di calcolo		
peso cassone (kN)	1,826				Forza mobilitante (kN)	380
peso totale riempimento (kN)	3,559				Risultante forze verticali (kN)	4,378
peso sovrastruttura (kN)	1,755				coeff. Attrito	0.6
spinta di galleggiamento (kN)	2,638				coeff.parziale resistenza γ_R	1.0
peso risultante struttura (kN)	4,502	1.0	1.0	4,502	Forza resistente (kN)	2,627
spinta verticale sovraccarico (kN)	143	1.0	0.3	43	Resistenza / Azione	6.911
spinta idrodinamica sismica (kN)	47	1.0	1.0	47		
forza sismica di massa orizzontale (kN)	334	1.0	1.0	334		
forza sismica di massa verticale (kN)	167	1.0	1.0	167		

RELAZIONE DI CALCOLO. DIGA FORANEA A PARETE VERTICALE

Verifica al ribaltamento						
combinazione n.1 spinta in fase cresta dominante		coeff.	coeff.			
Azioni		parziali (γ_{Gi} ; γ_{Qi})	combinazione (Ψ_{0i})	Azioni di calcolo		
momento peso cassone (kNm)	20,999				Momento ribaltante (kNm)	24,560
momento peso totale riempimento (kNm)	42,585				coeff.parziale resistenza γ_R	1.0
momento peso sovrastruttura (kNm)	19,337				Momento resistente (kN)	51,730
momento peso struttura (kNm)	82,921				Resistenza / Azione	2.106
momento spinta di galleggiamento (kNm)	31,191					
momento risultante peso struttura (kNm)	51,730	1.0	1.0	51,730		
momento tiro alla bitta (kNm)	0	1.5	0.6	0		
momento spinta sovraccarico (kNm)	658	0.0	0.7	0		
momento spinta verticale onda (kNm)	-2,298	0.0	1.0	0		
momento spinta orizzontale onda (kNm)	16,374	1.5	1.0	24,560		
combinazione n.2 spinta in fase cavo dominante						
Azioni		coeff. parziali (γ_{Gi} ; γ_{Qi})	coeff. combinazione (Ψ_{0i})	Azioni di calcolo		
momento peso cassone (kNm)	20,999				Momento ribaltante (kNm)	5,365
momento peso totale riempimento (kNm)	39,278				coeff.parziale resistenza γ_R	1.0
momento peso sovrastruttura (kNm)	21,022				Momento resistente (kN)	51,807
momento peso struttura (kNm)	81,299				Resistenza / Azione	9.657
momento spinta di galleggiamento (kNm)	29,493					
momento risultante peso struttura (kNm)	51,807	1.0	1.0	51,807		
momento tiro alla bitta (kNm)	0	0.0	0.6	0		
momento spinta sovraccarico (kNm)	2,562	0.0	0.7	0		
momento spinta verticale onda (kNm)	6,558	0.0	1.0	0		
momento spinta orizzontale onda (kNm)	3,577	1.5	1.0	5,365		
combinazione n.3 sisma						
Azioni		coeff. parziali (γ_{Gi} ; γ_{Qi})	coeff. combinazione (Ψ_{0i})	Azioni di calcolo		
momento peso cassone (kNm)	20,999				Momento ribaltante (kNm)	4,872
momento peso totale riempimento (kNm)	42,585				coeff.parziale resistenza γ_R	1.0
momento peso sovrastruttura (kNm)	19,337				Momento resistente (kN)	53,527
momento spinta di galleggiamento (kNm)	26,722				Resistenza / Azione	10.987
momento peso struttura risultante (kNm)	56,199	1.0	1.0	56,199		
momento spinta verticale sovraccarico (kNm)	681	1.0	0.3	204		
momento spinta idrodinamica sismica (kNm)	544	1.0	1.0	544		
momento forza sismica di massa orizzontale (kNm)	4,328	1.0	1.0	4,328		
momento forza sismica di massa verticale (kNm)	2,877	1.0	1.0	2,877		

7. VERIFICHE DI RESISTENZA DELLE SEZIONI MAGGIORMENTE SOLLECITATE

Di seguito sono riportate le verifiche di resistenza agli SLU relative ai principali elementi strutturali in calcestruzzo armato secondo le NTC2018.

A riguardo si osserva che:

- per le pareti esterne del cassone le maggiori sollecitazioni si verificano nella fase di varo e affondamento;
- per il solettone alla base del cassone le maggiori sollecitazioni si verificano nelle fasi di cresta e di cavo dell'onda di progetto.

7.1 Azioni sulla parete esterna del fusto

Per definire le azioni sulle pareti esterne dei cassoni si è fatto riferimento alle verifiche di stabilità nelle fasi di varo e affondamento riportate nel cap. **Errore. L'origine riferimento non è stata trovata.**

Le azioni sulle pareti sono costituite dalla risultante della spinta idrostatica esterna e interna dovute all'immersione e alla zavorra (v.). Per le verifiche è stato considerato un coefficiente parziale γ da applicare al carico permanente pari a 1.3.

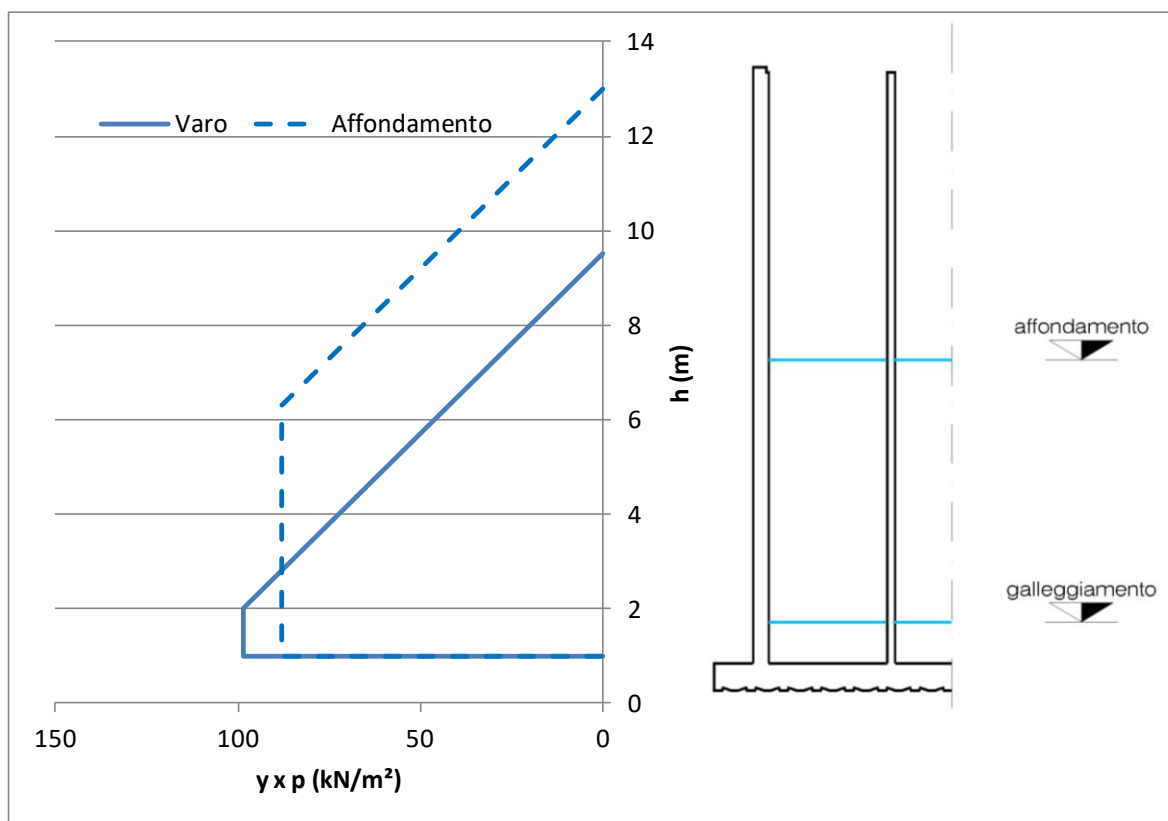


Figura 7-1 – Azioni sulla parete esterna dei cassoni

7.2 Azioni sul solettone

Nella fase di esercizio dell'opera il solettone risulta caricato dal basso verso l'alto dalla reazione del terreno e dall'alto verso il basso dal peso proprio e dal peso del terreno di riempimento delle celle, secondo lo schema riportato in Figura 7-2.

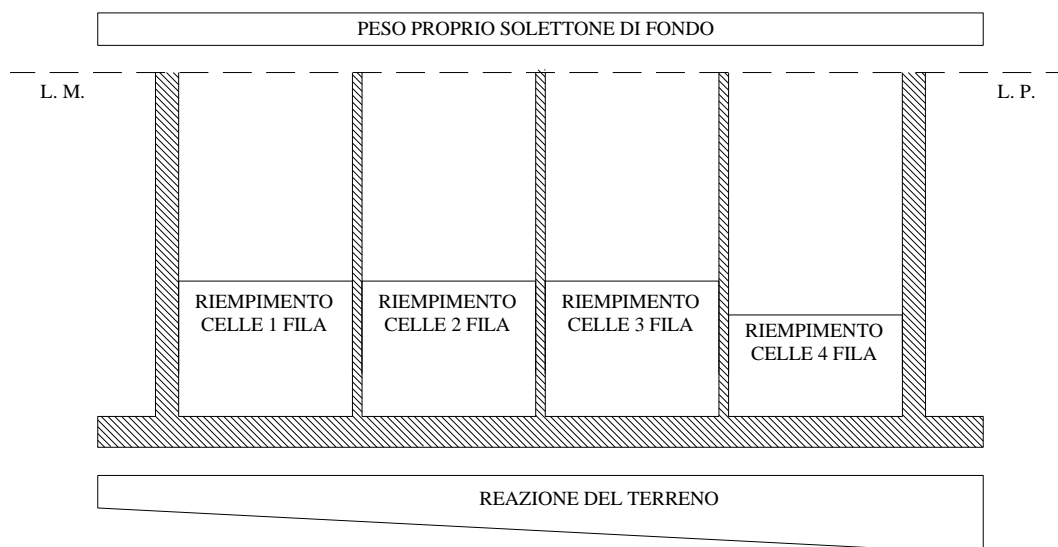


Figura 7-2 – Solettone di fondo. Schema di carico

Le reazioni del terreno sono state determinate prendendo in considerazione le seguenti azioni e combinazioni delle stesse:

Carichi permanenti

- Peso proprio del cassone;
- Peso proprio degli altri elementi strutturali (sovrastuttura di c.a., muroparaonde) e non strutturali (terreno di riempimento delle celle, tappo di cls magro a chiusura delle celle antiriflettenti);
- Spinta di galleggiamento.

Carichi accidentali

- Moto ondoso in fase di cresta;
- Moto ondoso in fase di cavo;

Azioni sismiche

In presenza di sisma, oltre a quelle già indicate, sono state considerate le seguenti forze:

- Azioni inerziali indotte nelle masse;
- Azione idrodinamica dovuta all'acqua libera sulle pareti del cassone.

Poiché per il solettone alla base del cassone le maggiori sollecitazioni si verificano nelle fasi di cresta e cavo dell'onda di progetto, le combinazioni di carico considerate sono le seguenti:

- Combinazione 1:
 - $\gamma_g \times$ Carichi permanenti strutturali e non strutturali
 - $\gamma_q \times$ Moto ondoso in fase di cresta
- Combinazione 2:
 - $\gamma_g \times$ Carichi permanenti strutturali e non strutturali
 - $\gamma_q \times$ Moto ondoso in fase di cavo
- Combinazione 3:
 - Carichi permanenti strutturali e non strutturali
 - Azioni inerziali

- Azione idrodinamica
- $\Psi_{21} \times$ Sovraccarico di banchina

con:

$\gamma_g = 1.3$ - coefficiente parziale per i carichi permanenti (STR)

$\gamma_q = 1.5$ - coefficiente parziale per carichi variabili (STR)

$\Psi_{21} = 0.3$ - coefficiente di combinazione sovraccarico di banchina.

Dalle tabelle e dalle figure riportate nel seguito, in cui sono riportati i valori delle azioni agenti sul solettone, si evince chiaramente che le maggiori sollecitazioni si verificano nelle fasi di cresta e di cavo dell'onda di progetto.

	Cassone A	
	lato mare	lato porto
fase di cresta σ (kN/m ²)	0	791
fase di cavo σ (kN/m ²)	654	109
sisma σ (kN/m ²)	350	173

Tabella 20 - Pressioni sul solettone

altezza solettone (m)	1.0
peso specifico cls (kN/m ³)	25
peso (kN/m ²)	25
$\gamma \times$ peso (kN/m ²)	32.5

Tabella 21 - Peso del solettone

celle	1 (lato mare)	2	3	4 (lato porto)
altezza riempimento cls (m)	2	0	0	2
peso specifico riemp (kN/m ³)	13.9	13.9	13.9	13.9
altezza riempimento inerte (m)	19.6	21.6	15.5	15.5
peso specifico riemp (kN/m ³)	7.9	7.9	7.9	7.9
peso (kN/m ²)	183	171	150	150
$\gamma \times$ peso (kN/m ²)	237	222	195	195

Tabella 22 - Peso del riempimento delle celle del cassone

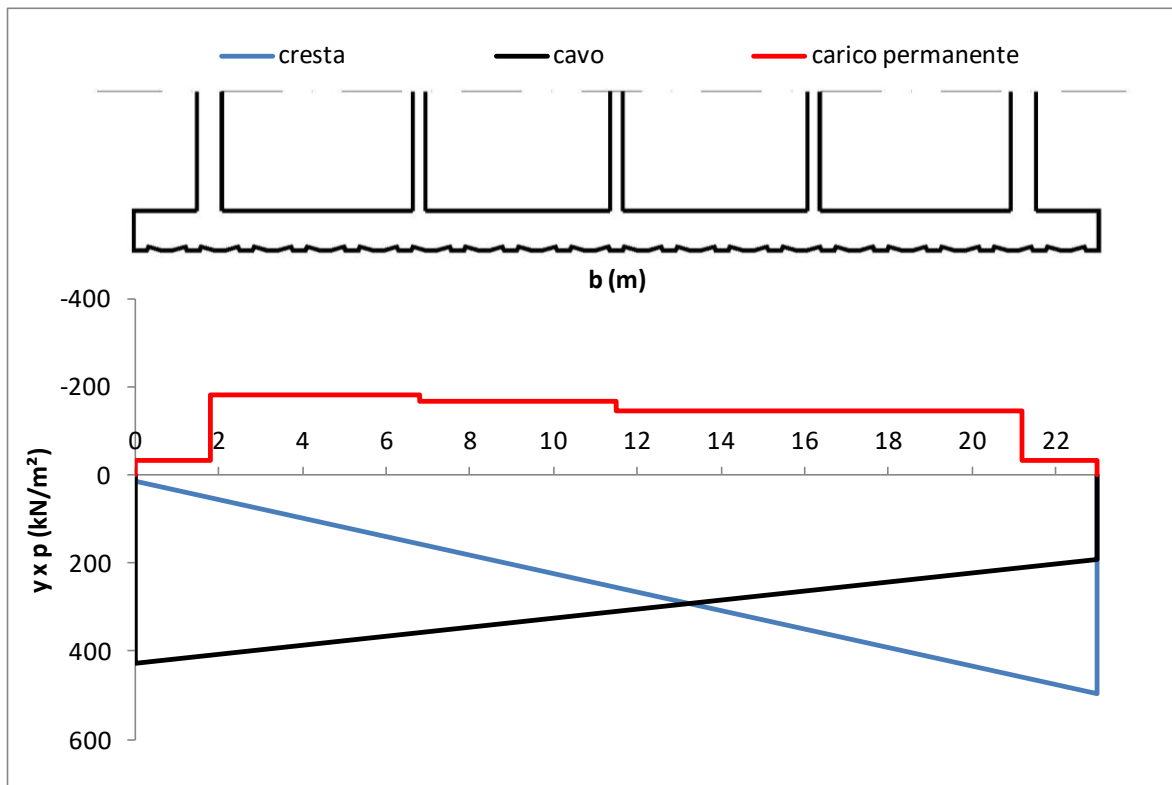


Figura 7-3 – Azioni sul solettone dei cassoni in fase di cresta e di cavo dell'onda

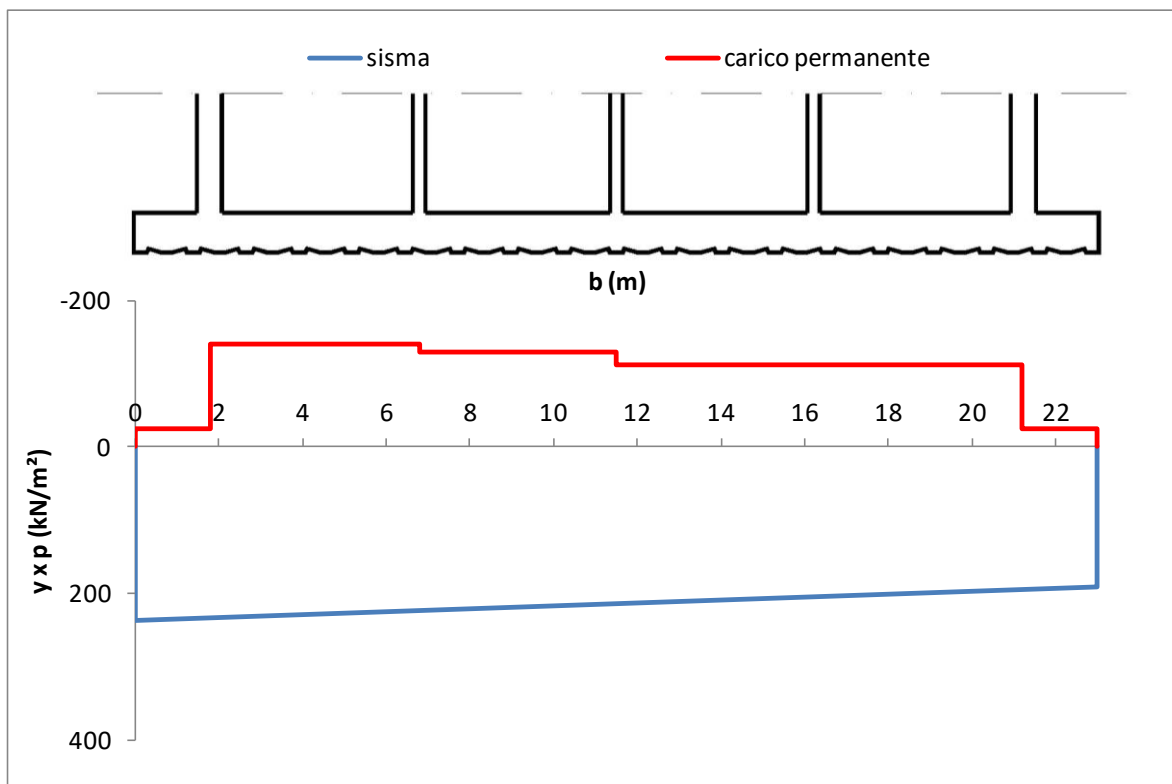


Figura 7-4 – Azioni sul solettone dei cassoni in caso di sisma

7.3 Verifiche di resistenza del Cassone

Di seguito sono riportate le verifiche di resistenza agli SLU relative ai principali elementi strutturali in calcestruzzo armato, secondo le NTC-2018, afferenti al cassone Tipo B.

A riguardo si osserva che:

- per le pareti esterne del cassone, le maggiori sollecitazioni si verificano nella fase di affondamento;
- per la soletta di base le maggiori sollecitazioni si verificano nelle fasi di cresta e cavo dell'onda incidente.

Le verifiche sono state condotte per:

- pareti esterne di spessore 60 cm e armate simmetricamente in direzione orizzontale con $\phi 16/20$ e simmetricamente in direzione verticale con $\phi 14/20$;
- soletta di base di spessore 1.00 m armata nelle zone laterali con comportamento a mensola con $\phi 20/20$ superiori e $\phi 20/10$ inferiori (lungo x) e con $\phi 16/20$ simmetricamente lungo y; nelle zone centrali si inserisce un'armatura simmetrica $\phi 16/20$ sia lungo x che lungo y. In tutta la soletta si inserisce una staffatura $\phi 16/20$.

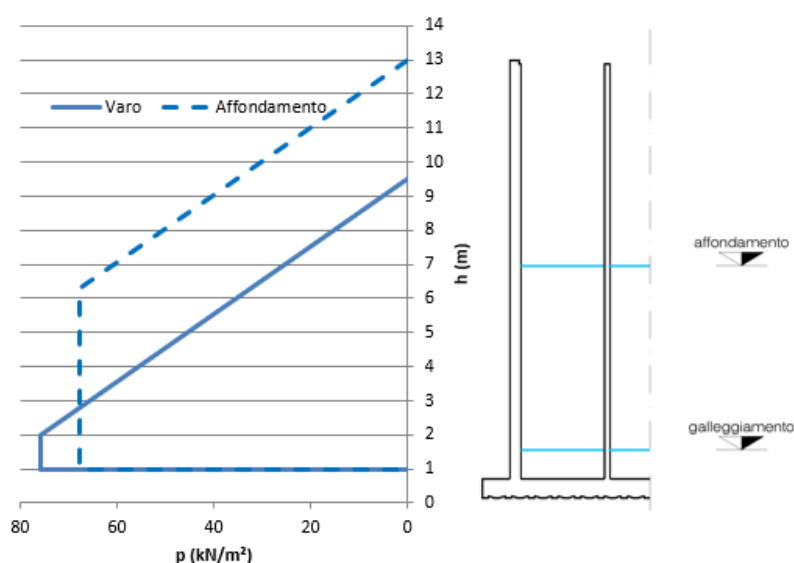
7.3.1 Parete esterna del fusto

7.3.1.1 Analisi dei carichi

Per definire le azioni sulle pareti esterne del cassone si è fatto riferimento alle verifiche di stabilità relative alle fasi di galleggiamento e affondamento.

Le azioni sollecitanti la parete sono date dalle risultanti delle spinte idrostatiche, interna ed esterna, dovute alla zavorra liquida e all'immersione.

Nelle figure seguenti si riportano i diagrammi di tali azioni idrostatiche per entrambe le fasi che si stanno considerando.



Nella fase di galleggiamento si ottiene un pescaggio del cassone pari a 9,54 m, mentre nella fase di affondamento si raggiunge il pescaggio massimo di 13,00 m aggiungendo una zavorra liquida di 5,30 m in tutte le celle.

Per la verifica agli stati limite ultimi è stato definito, attraverso l'utilizzo del software agli elementi finiti SAP2000, uno schema strutturale di tipo piastra incastrato su tre dei quattro lati perimetrali e vincolato con appoggi in corrispondenza dell'intersezione con le pareti interne.

Tale schema viene riportato nella figura sottostante:

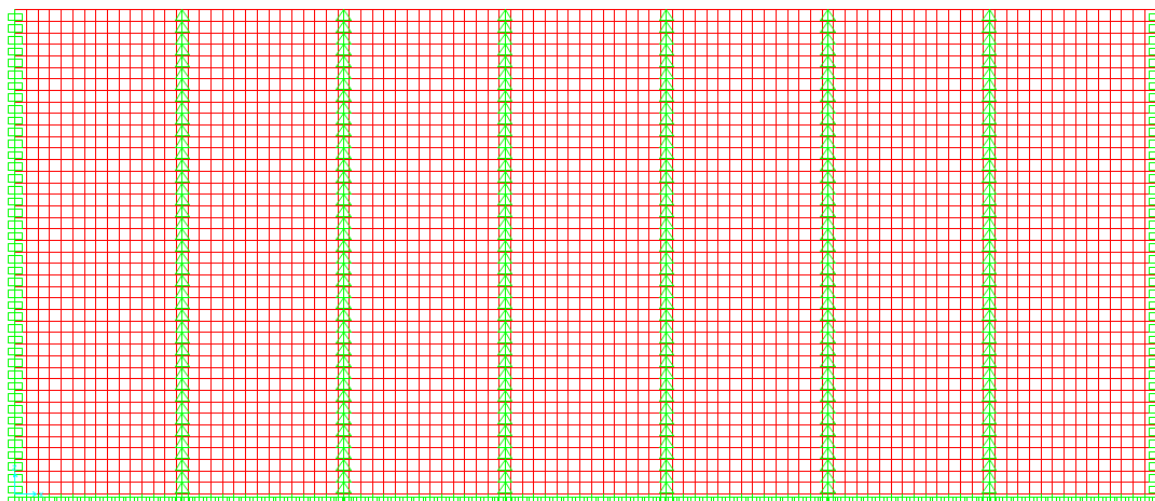


Figura 7-5 – Schema strutturale di vincolo della parete esterna.

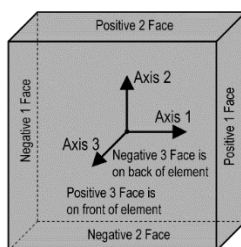
Le azioni sollecitanti, peso proprio della parete e azione idrostatica, sono combinate agli SLU attraverso i coefficienti parziali riportati nella Tab. 2.6.I delle NTC-2018.

Sia il peso proprio che l'azione idrostatica, sia per la fase di galleggiamento che per quella di affondamento, vengono moltiplicati per $\gamma_G=1,3$ (coefficiente parziale per carichi permanenti sfavorevoli).

La parete è stata schematizzata in SAP2000 come un elemento shell di dimensioni geometriche:

$$L_{parete} = 30,30 \text{ m} \quad H_{parete} = 12,60 \text{ m} \quad B_{parete} = 0,60 \text{ m}$$

Per facilità di lettura dei diagrammi si riporta il sistema di riferimento del singolo elemento della mesh utilizzato dal SAP2000.



Lo schema di carico delle spinte idrostatiche implementato nel software di calcolo viene riportato nelle figure seguenti:

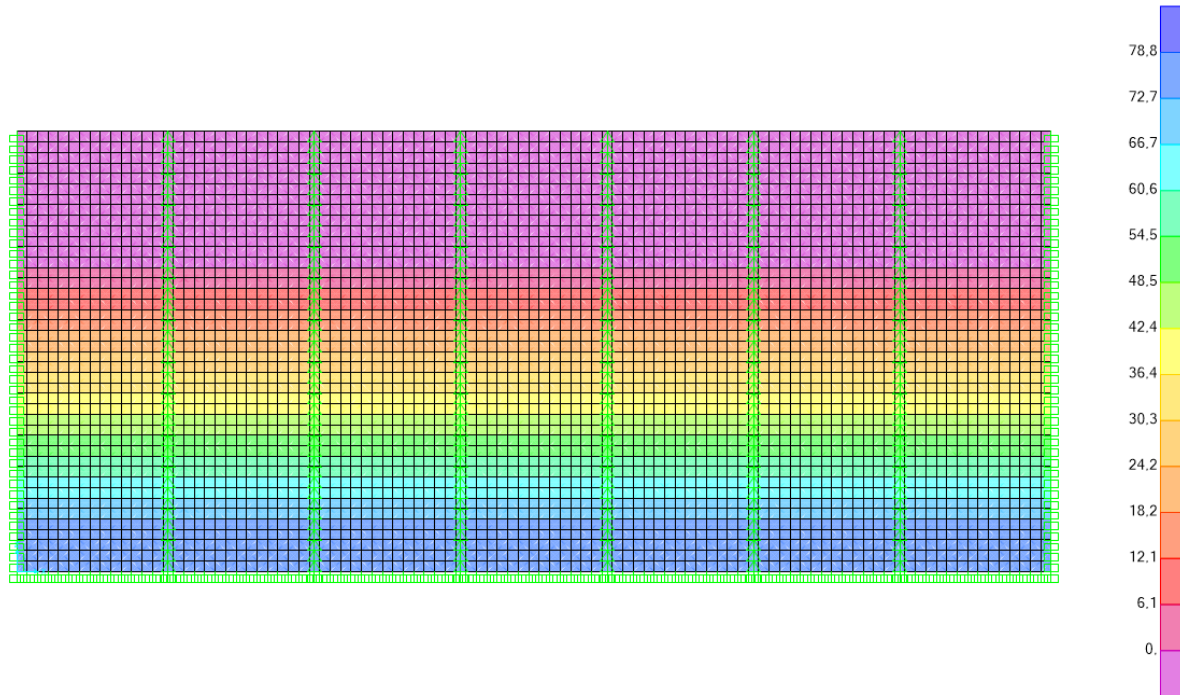


Figura 7-6 – Schema di carico idrostatico [kN/m²] in fase di galleggiamento.

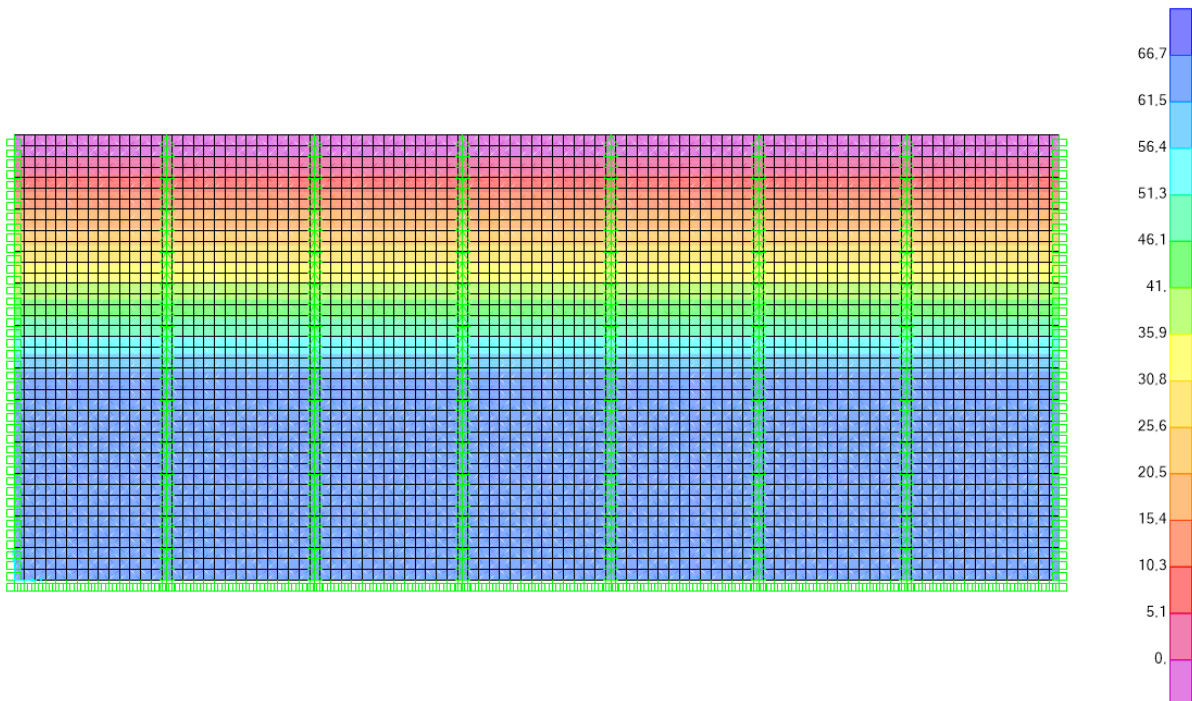


Figura 7-7 - Schema di carico idrostatico [kN/m²] in fase di affondamento.

7.3.1.2 Verifica a flessione

In relazione alle due condizioni di galleggiamento e affondamento, si riportano i diagrammi delle sollecitazioni di momento flettente ottenuti dalle combinazioni SLU attraverso l'analisi in SAP2000.

I risultati sono stati ricavati attraverso la creazione di una mesh di elementi quadrangolari di altezza 0.30 m e larghezza variabile, ottenendo così un maggiore infittimento in corrispondenza delle zone di vincolo.

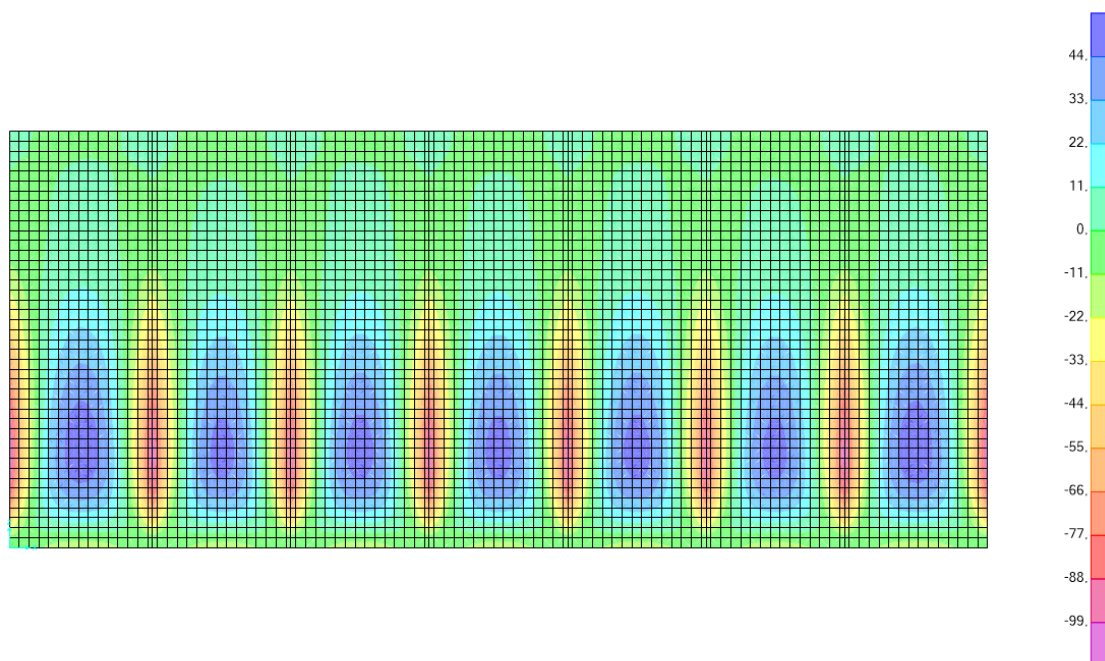


Figura 7-8 – Momento flettente M_{11} [kNm] sollecitante nella fase di galleggiamento.

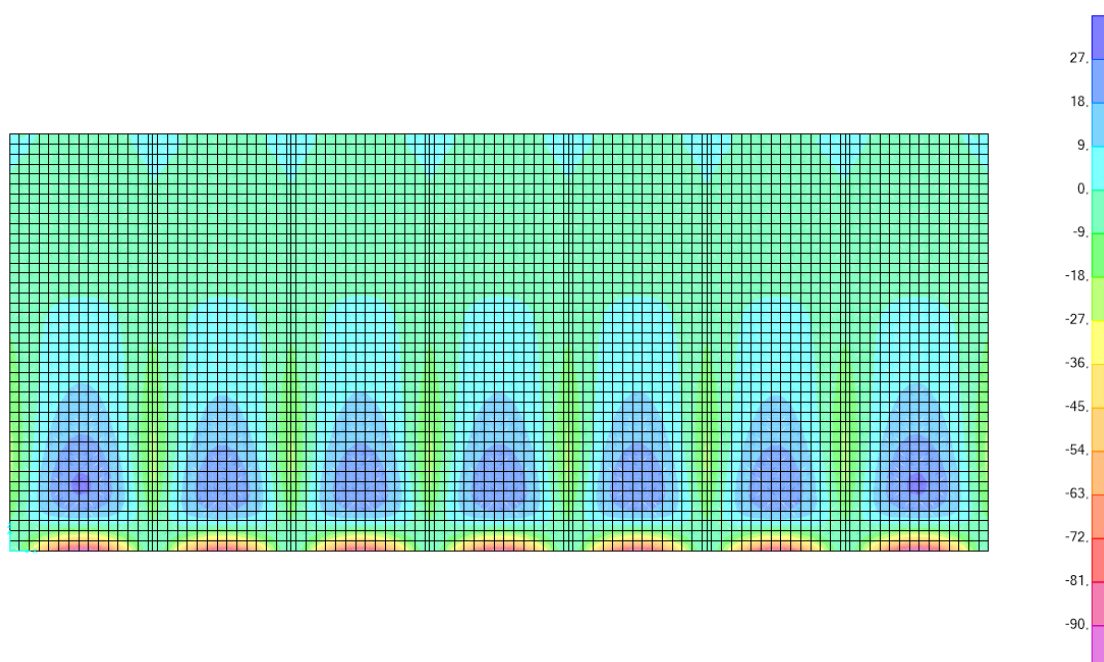


Figura 7-9– Momento flettente M_{22} [kNm] sollecitante nella fase di galleggiamento.

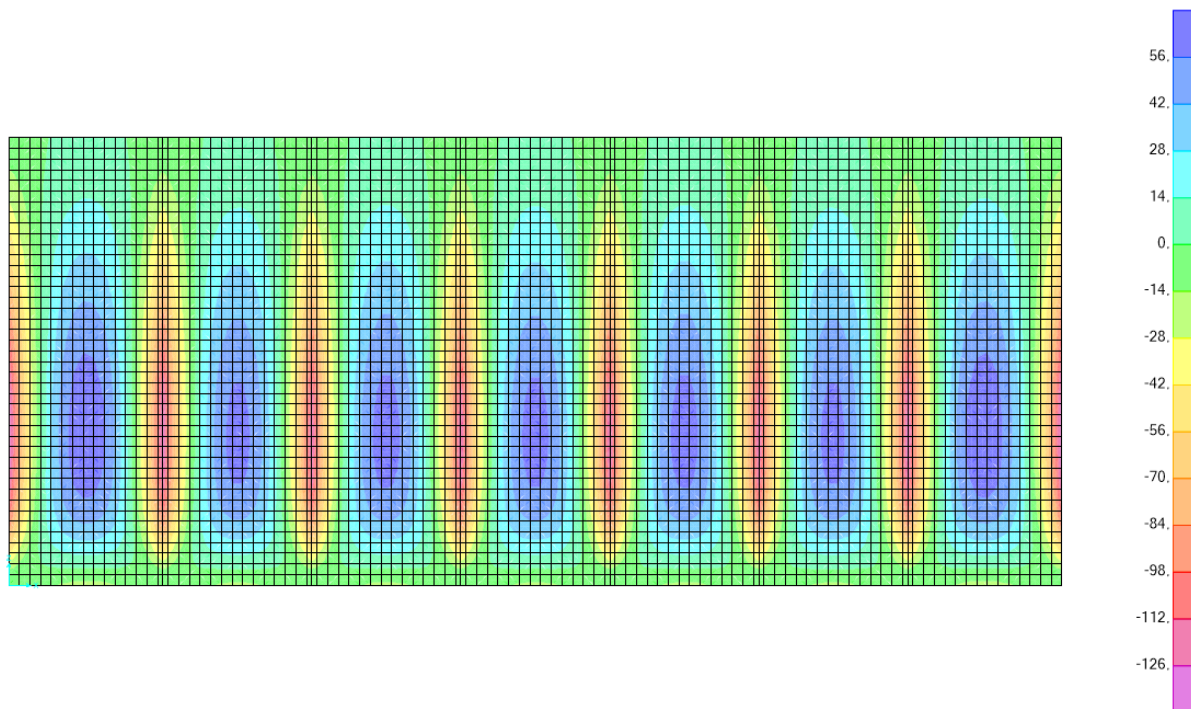


Figura 7-10 – Momento flettente M_{11} [kNm] sollecitante nella fase di affondamento.

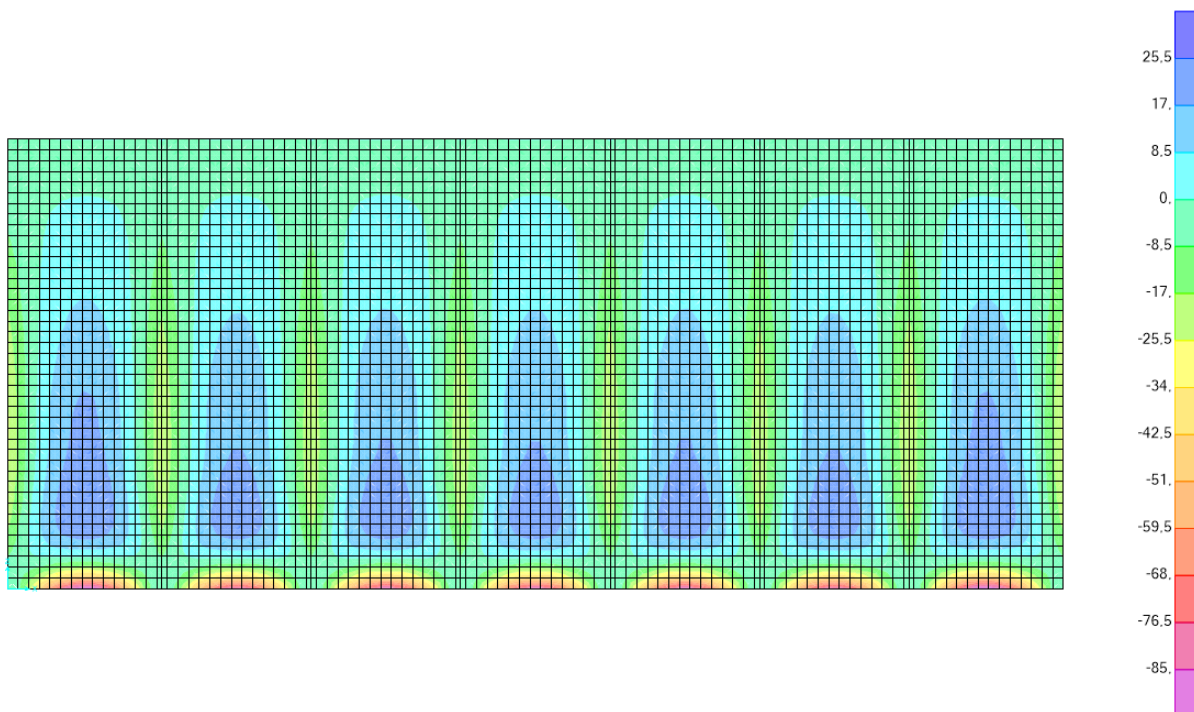


Figura 7-11 – Momento flettente M_{22} [kNm] sollecitante nella fase di affondamento.

Valutando i risultati ottenuti dall'analisi, si è proceduto alla verifica delle sezioni maggiormente sollecitate utilizzando il software VCASlu.

In particolare, l'armatura che si è ricavata va posta proprio nelle zone con i valori di sollecitazione massimi e si può valutare una sua riduzione nelle zone in cui si osserva una diminuzione del momento flettente agente.

Il calcolo del momento resistente di progetto e dell'armatura, ipotizzata simmetrica, è stato svolto considerando una sezione di dimensioni 0,60 m x 1,00 m.

Si riportano nel seguito le verifiche condotte per il dimensionamento delle armature orizzontale e verticale.

Verifica a flessione - Dimensionamento armatura orizzontale

N° strati barre: 2 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]
1	100	60

N°	As [cm²]	d [cm]
1	10,05	5
2	10,05	55

Sollecitazioni
 S.L.U. Metodo n
 N_{Ed} 0 kN
 M_{xEd} 126 kNm
 M_{yEd} 0 kNm

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

Materiali
 B450C C35/45
 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} 19,83 N/mm²
 E_s/E_c 15 f_{cc}/f_{cd} 0,8
 ε_{syd} 1,957 ‰ σ_{c,adm} 13,5 N/mm²
 σ_{s,adm} 255 N/mm² τ_{co} 0,8
 τ_{c1} 2,257

M_{xRd} 217,5 kN m
 σ_c -19,83 N/mm²
 σ_s 391,3 N/mm²
 ε_c 3,5 ‰
 ε_s 47,06 ‰
 d 55 cm
 x 3,808 x/d 0,06923
 δ 0,7

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

Tipo flessione
 Retta Deviate

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

Figura 7-12 – Verifica a flessione con M₁₁ di progetto per dimensionamento armatura orizzontale.

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

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

TITOLO : Verifica a flessione - Dimensionamento armatura verticale

N° strati barre 2 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]
1	100	60

N°	As [cm²]	d [cm]
1	7,70	5
2	7,70	55

Tipologia sezione: Rettan.re Trapezi
 a T Circolare
 Rettangoli Coord.
 DXF

Diagramma della sezione:

Sollecitazioni: S.L.U. Metodo n

N_{Ed} 0 kN
M_{xEd} 96,30 kNm
M_{yEd} 0 kNm

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

Tipologia rottura: Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

Materiali: B450C C35/45

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} 19,83 N/mm²
E_s/E_c 15 f_{cc}/f_{cd} 0,8
ε_{syd} 1,957 ‰ σ_{c,adm} 13,5 N/mm²
σ_{s,adm} 255 N/mm² τ_{co} 0,8
τ_{c1} 2,257 N/mm²

M_{xRd} 170,3 kNm
σ_c -19,83 N/mm²
σ_s 391,3 N/mm²
ε_c 3,5 ‰
ε_s 52,85 ‰
d 55 cm
x 3,416 x/d 0,06211
δ 0,7

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

Tipologia flessione: Retta Deviata

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

Figura 7-13 - Verifica a flessione con M₂₂ di progetto per dimensionamento armatura verticale.

Nelle seguenti tabelle riepilogative sono riportati i momenti sollecitanti e resistenti di progetto e l'armatura utilizzata per le verifiche, sia per la fase di galleggiamento che per quella di affondamento.

M ₁₁ (Galleggiamento)			M ₂₂ (Galleggiamento)		
Sezione rettangolare 60x100			Sezione rettangolare 60x100		
M _{Ed}	104,13	[kNm/m]	M _{Ed}	96,30	[kNm/m]
Arm. Sup.	5∅ 16		Arm. Sup.	5∅ 14	
Arm. Inf.	5∅ 16		Arm. Inf.	5∅ 14	
c	5	[cm]	c	5	[cm]
M _{Rd}	217,5	[kNm/m]	M _{Rd}	170,3	[kNm/m]
M _{Rd} /M _{Ed}	2,09		M _{Rd} /M _{Ed}	1,77	

M_{11} (Affondamento)			M_{22} (Affondamento)		
Sezione rettangolare 60x100			Sezione rettangolare 60x100		
M_{Ed}	126,0	[kNm/m]	M_{Ed}	93,30	[kNm/m]
Arm. Sup.	5Ø 16		Arm. Sup.	5Ø 14	
Arm. Inf.	5Ø 16		Arm. Inf.	5Ø 14	
c	5	[cm]	c	5	[cm]
M_{Rd}	217,5	[kNm/m]	M_{Rd}	170,3	[kNm/m]
M_{Rd}/M_{Ed}	1,73		M_{Rd}/M_{Ed}	1,82	

Risultando la fase di affondamento dimensionante, con M_{11} si è dimensionata l'armatura orizzontale della parete, mentre con M_{22} quella verticale.

Si è ottenuta quindi una maglia composta da:

- Armatura verticale: $\phi 14/20$;
- Armatura orizzontale: $\phi 16/20$.

7.3.1.3 Verifica a taglio

La verifica a taglio è stata condotta considerando la parete come un elemento autoportante a taglio, essendo schematizzata come una piastra.

Per il calcolo della resistenza si è quindi utilizzata la formula riportata dalle NTC-2018 al §4.1.2.3.5.1 per elementi non armati a taglio.

Nel seguito si riportano i diagrammi del taglio sollecitante V_{13} e V_{23} , ottenuti dalla combinazione SLU per la fase di affondamento che risulta la più gravosa per la parete.

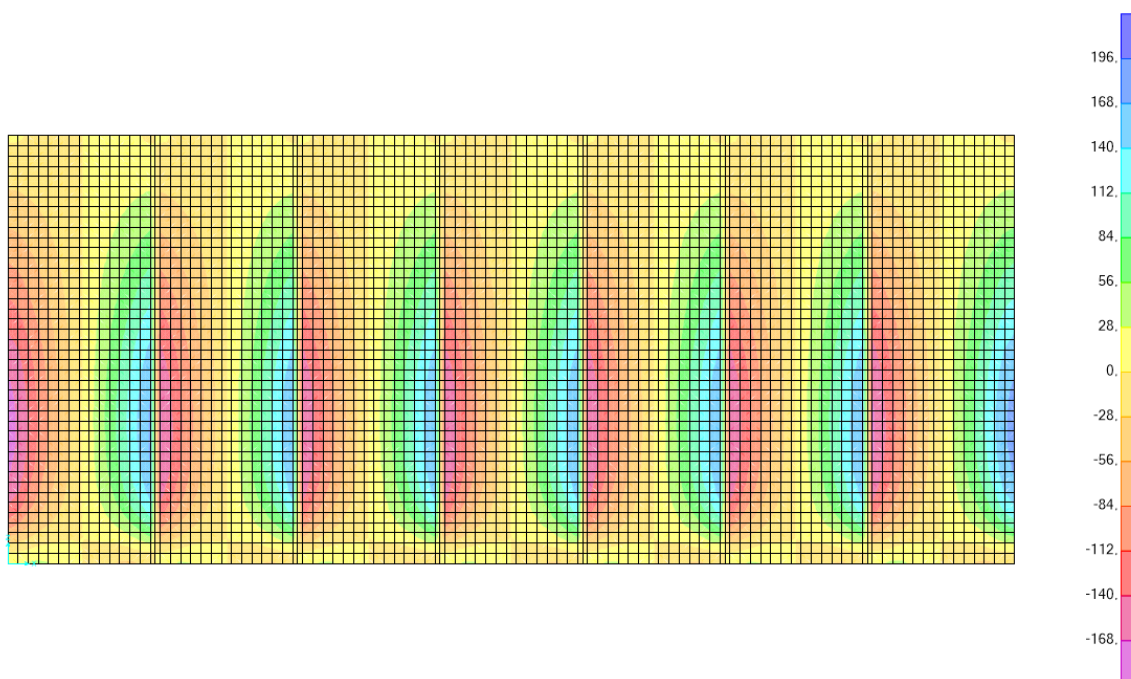


Figura 7-14 – Taglio sollecitante V_{13} [kN] in fase di affondamento.

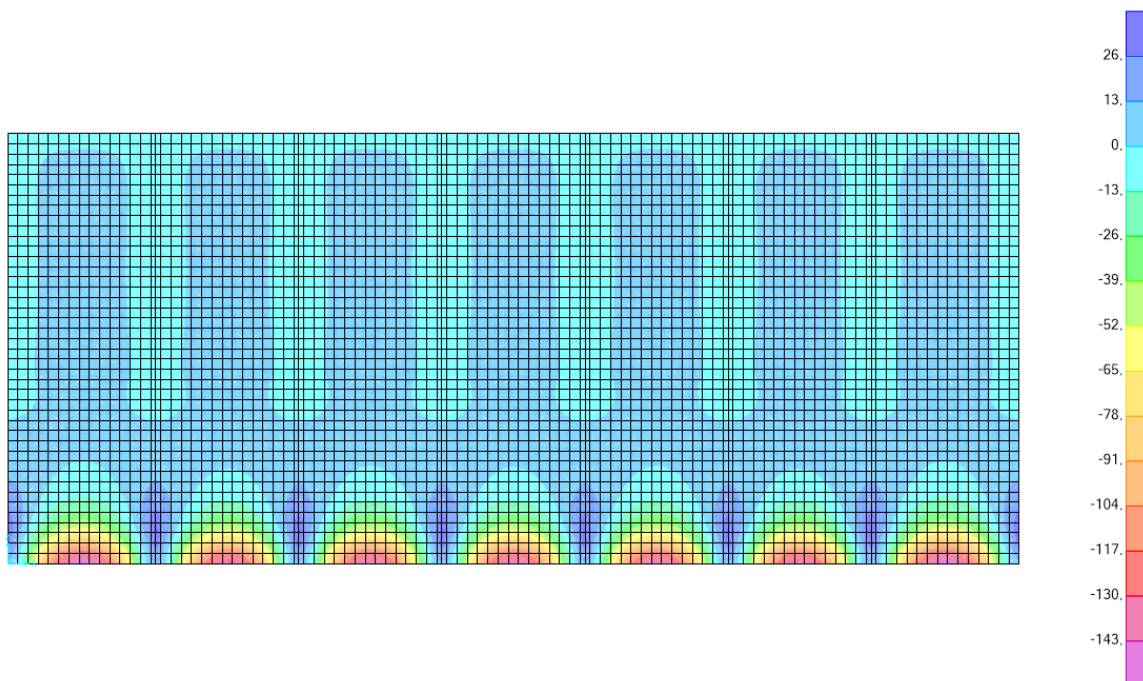


Figura 7-15 – Taglio sollecitante V_{23} [kN] in fase di affondamento.

Si considera la sezione 0.60x1.00 m, armata simmetricamente con 5 ϕ 16 e sollecitata da V_{13} di progetto che risulta dimensionante rispetto a V_{23} .
Si ottengono i seguenti risultati:

V_{13} (Affondamento)		
Sezione rettangolare 60x100		
$V_{13,Ed}$	179,1	[kN/m]
Arm. Tesa	5 ϕ 16	
ρ	0,0019	
k_t	1,6075	
V_{Rd}	199,3	[kN/m]
V_{Rd}/V_{Ed}	1,11	

V_{23} (Affondamento)		
Sezione rettangolare 60x100		
$V_{23,Ed}$	151,8	[kN/m]
Arm. Tesa	5 ϕ 14	
ρ	0,0014	
k_t	1,6069	
V_{Rd}	182,5	[kN/m]
V_{Rd}/V_{Ed}	1,21	

La verifica risulta quindi soddisfatta senza l'inserimento di opportuna armatura resistente a taglio.

7.3.2 Soletta di base

7.3.2.1 Analisi dei carichi

La soletta di base ha dimensioni in pianta 23,00 m x 30,30 m e un'altezza pari a 1,00 m. Lo schema strutturale è quello di una piastra con vincoli appoggio in corrispondenza delle pareti interne del cassone e vincoli incastro in corrispondenza delle quattro pareti laterali. Nel seguito si riporta lo schema di vincolo realizzato con l'ausilio del software di calcolo SAP2000.

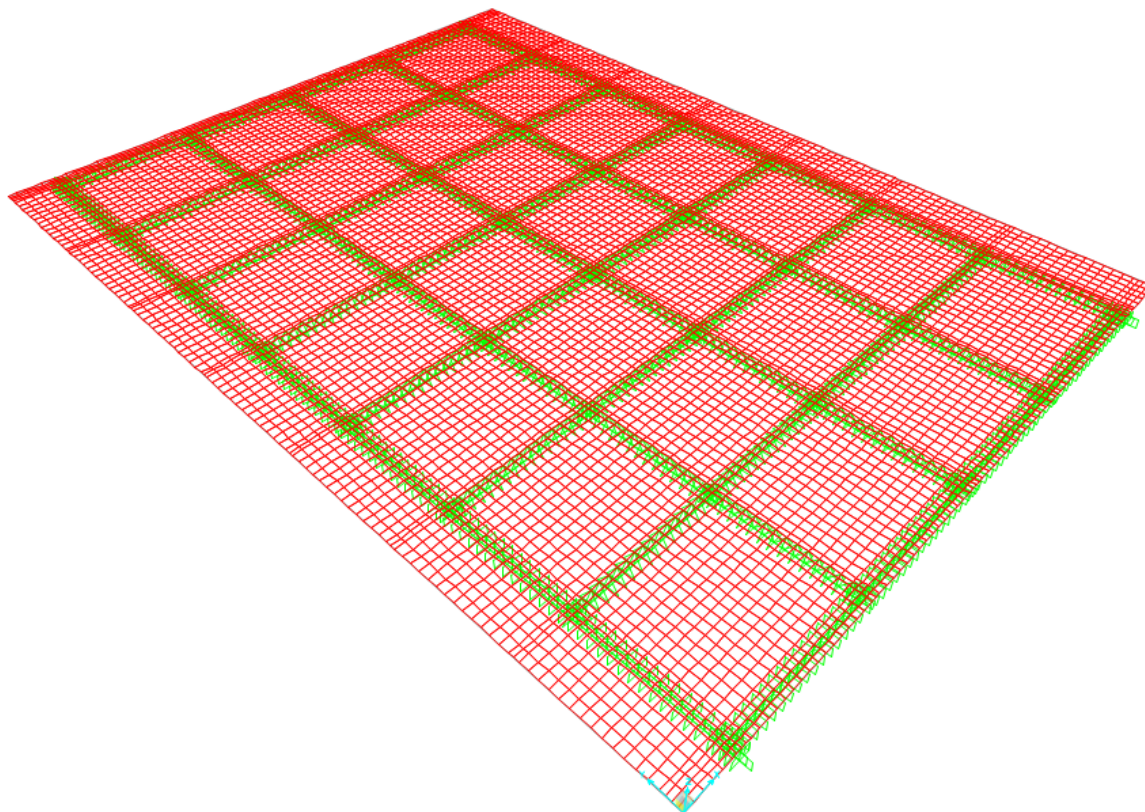


Figura 7-16 – Schema strutturale di vincolo della soletta di base.

Per svolgere le verifiche agli stati limite ultimi bisogna considerare le sottospinte che nascono nelle fasi cresta e cavo dell'onda e bisogna tener conto anche dell'azione sismica. I carichi agenti sul solettone per un'unità di superficie sono quindi:

- Peso proprio della soletta e delle zavorre;
- Sottospinte in fase di cresta e cavo dell'onda;
- Sottospinte generate dall'azione sismica.

Le sottospinte date dall'azione del moto ondoso andranno in combinazione SLU con i pesi propri utilizzando i coefficienti parziali sfavorevoli forniti dalle NTC-2018, mentre per l'azione sismica si avrà la combinazione SLV con coefficiente parziale unitario per i carichi permanenti.

Nelle tabelle sottostanti si riportano i pesi delle zavorre presenti all'interno delle varie celle e il peso della soletta.

Tutti i pesi specifici sono stati ridotti del $\gamma_w=10,1 \text{ kN/m}^3$ per tener conto della spinta di galleggiamento. I pesi complessivi sono stati poi moltiplicati per il coefficiente parziale $\gamma_G = 1,3$ in modo da avere i valori di progetto.

PESI PROPRI - CARICHI PERMANENTI				
RIEMPIMENTO CELLE	1	2	3	4
altezza riempimento cls [m]	2,50	0,80	0,80	2,00
peso specifico riemp. cls [kN/m^3]	13,9	13,9	13,9	13,9
altezza riempimento inerte [m]	10,1	11,8	11,8	7,60
peso specifico inerte [kN/m^3]	7,90	7,90	7,90	7,90
peso totale riempimento [kN/m^2]	115	104	104	88
$\gamma_G \times \text{peso}$ [kN/m^2]	149	136	136	114

PESO DELLA SOLETTA DI FONDAZIONE	
altezza soletta [m]	1
peso specifico cls [kN/m^3]	14,9
peso [kN/m^2]	14,9
$\gamma_G \times \text{peso}$ [kN/m^2]	19,37

La somma dei pesi delle zavorre, per le varie celle, viene poi applicata alle rispettive aree di influenza dello schema strutturale costruito all'interno del SAP2000.

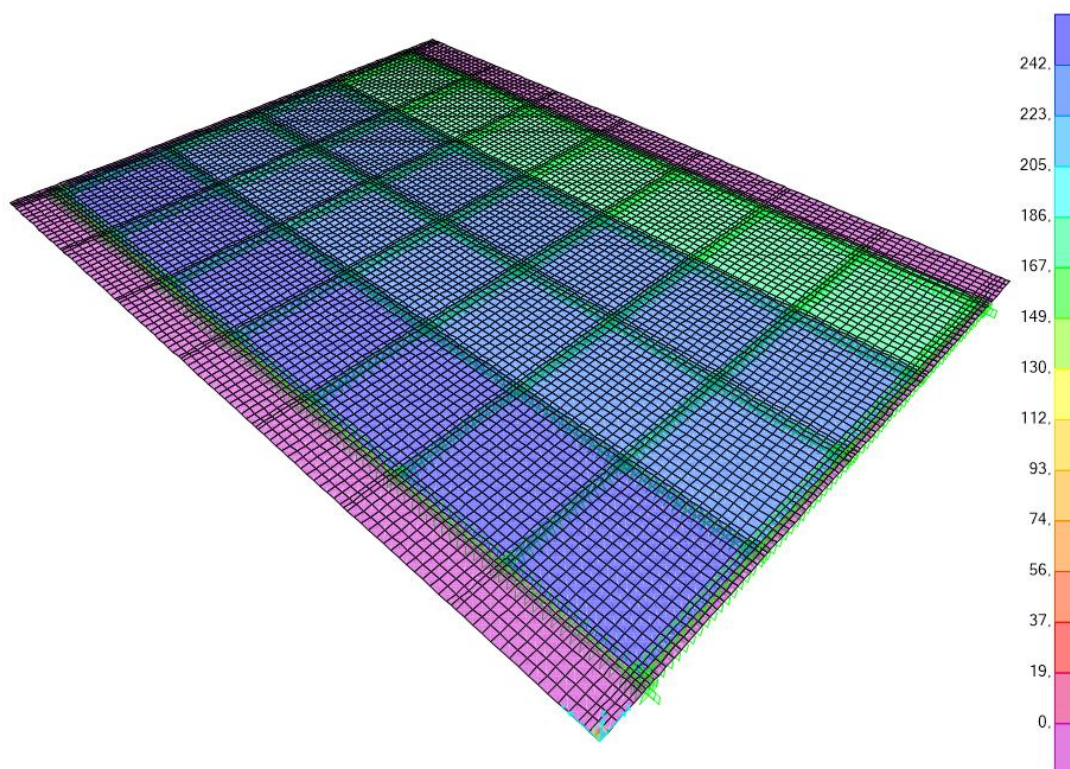


Figura 7-17 – Distribuzione dei pesi propri delle zavorre sulla soletta [kN/m^2].

Per quanto riguarda l'azione del moto ondoso, si sono ottenuti i seguenti diagrammi di pressioni all'interfaccia soletta-scanno d'imbasamento per le fasi di cresta e cavo dell'onda. Nei diagrammi si riporta anche l'andamento dei pesi propri delle zavorre nelle celle.

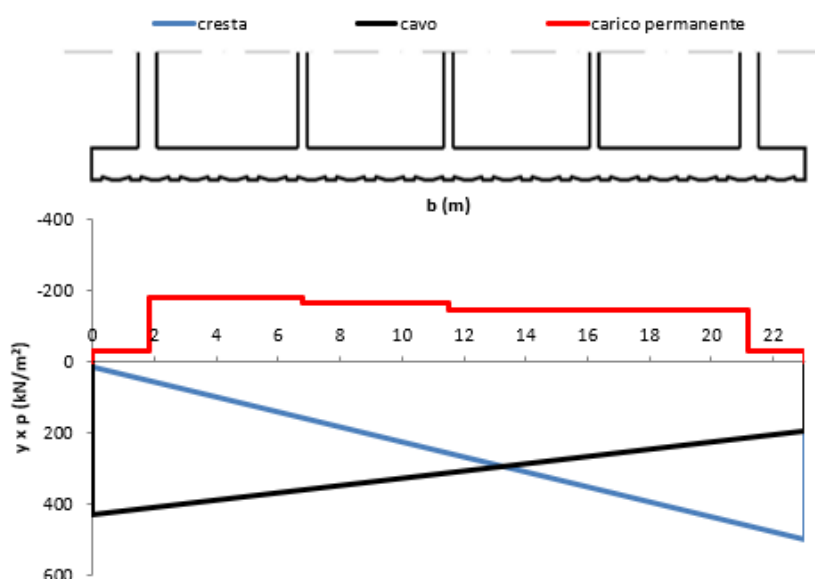


Figura 7-18 – Diagrammi delle sottospinte per le fasi di cresta e cavo dell'onda.

Si riporta anche il diagramma di pressioni che nasce a causa dell'azione sismica.

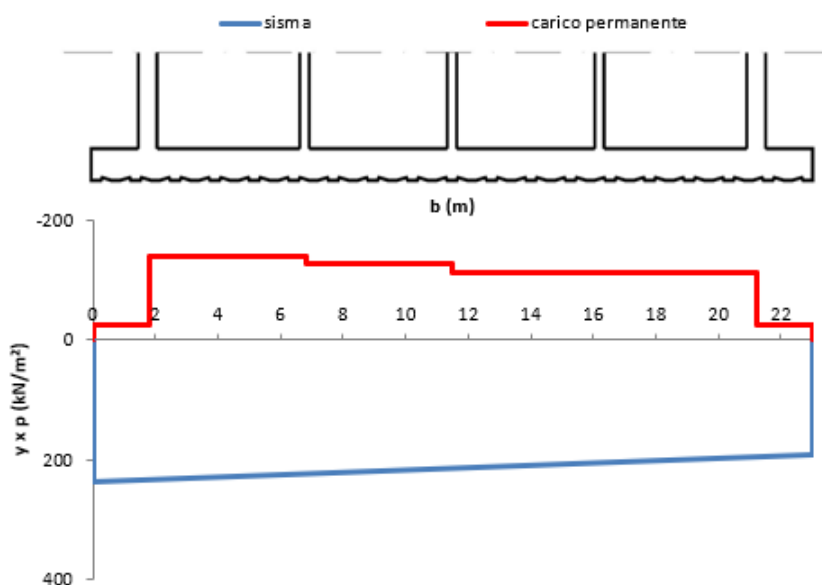


Figura 7-19 – Diagramma della sottospinta data dall'azione sismica.

Individuate le azioni/reazioni agenti sulla soletta, di seguito si riportano le combinazioni di carico SLU dimensionanti per la determinazione delle sollecitazioni:

- $1.3 \times \text{pesi propri} + 1.5 \times \text{sottospinta moto ondoso (fase cresta)}$
- $1.3 \times \text{pesi propri} + 1.5 \times \text{sottospinta moto ondoso (fase cavo)}$

7.3.2.2 Verifica a flessione

Per la verifica a flessione, con il conseguente dimensionamento dell'armatura nelle due direzioni x-y, si sono considerati i valori massimi di momento flettente sollecitante forniti dalle combinazioni SLU.

Le pressioni che sono state riportate nei diagrammi precedenti si devono intendere come pressioni di progetto, quindi sono già amplificate del coefficiente parziale per carichi variabili $\gamma_Q = 1.5$.

Nel seguito si riportano i diagrammi di momento M_{11} e M_{22} ottenuti attraverso il software di calcolo SAP2000, per entrambe le condizioni di moto ondoso che risultano essere dimensionanti rispetto ai momenti flettenti dati dal sisma.

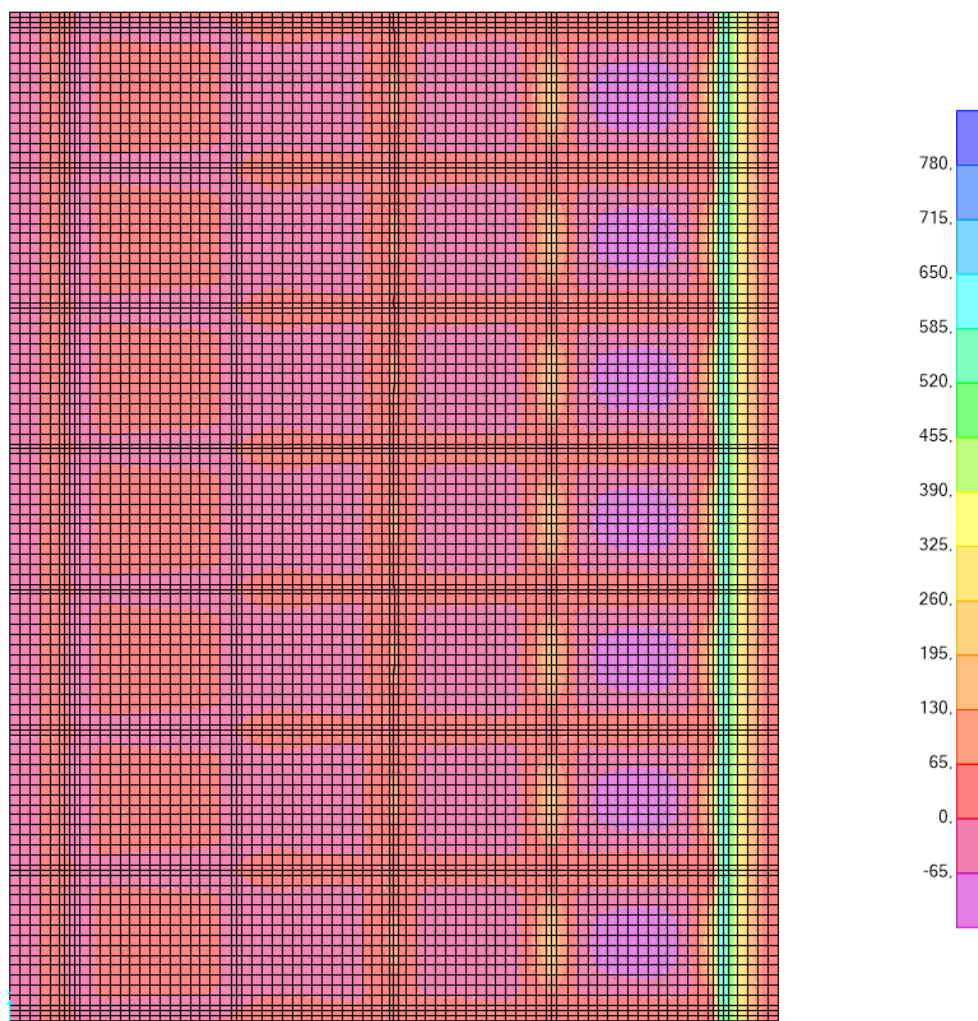


Figura 7-20 – Diagramma di momento flettente di progetto M_{11} [kNm] per fase di cresta dell'onda.



Figura 7-21 - Diagramma di momento flettente di progetto M_{11} [kNm] per fase di cavo dell'onda.

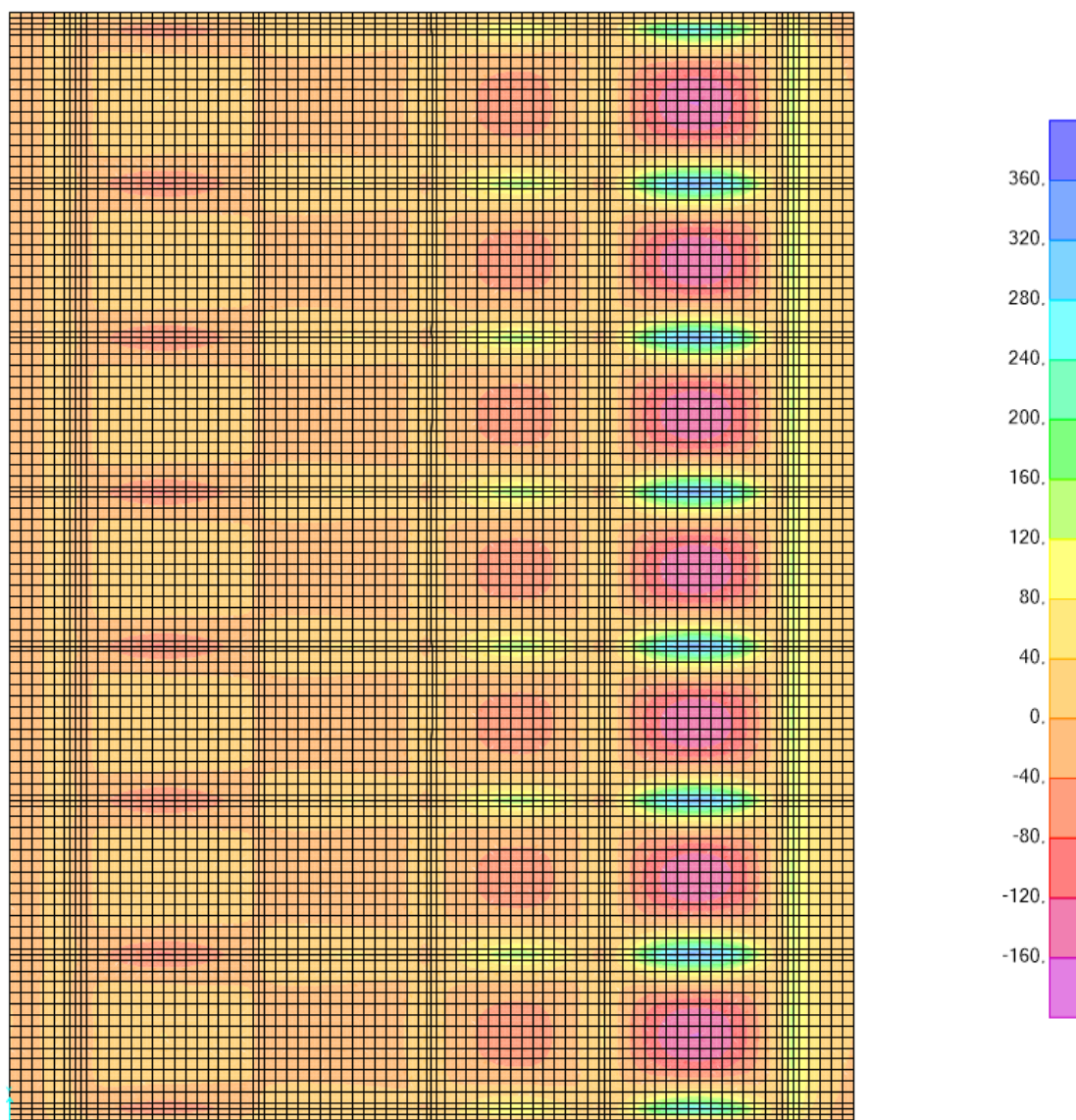


Figura 7-22 - Diagramma di momento flettente di progetto M_{22} [kNm] per fase di cresta dell'onda.

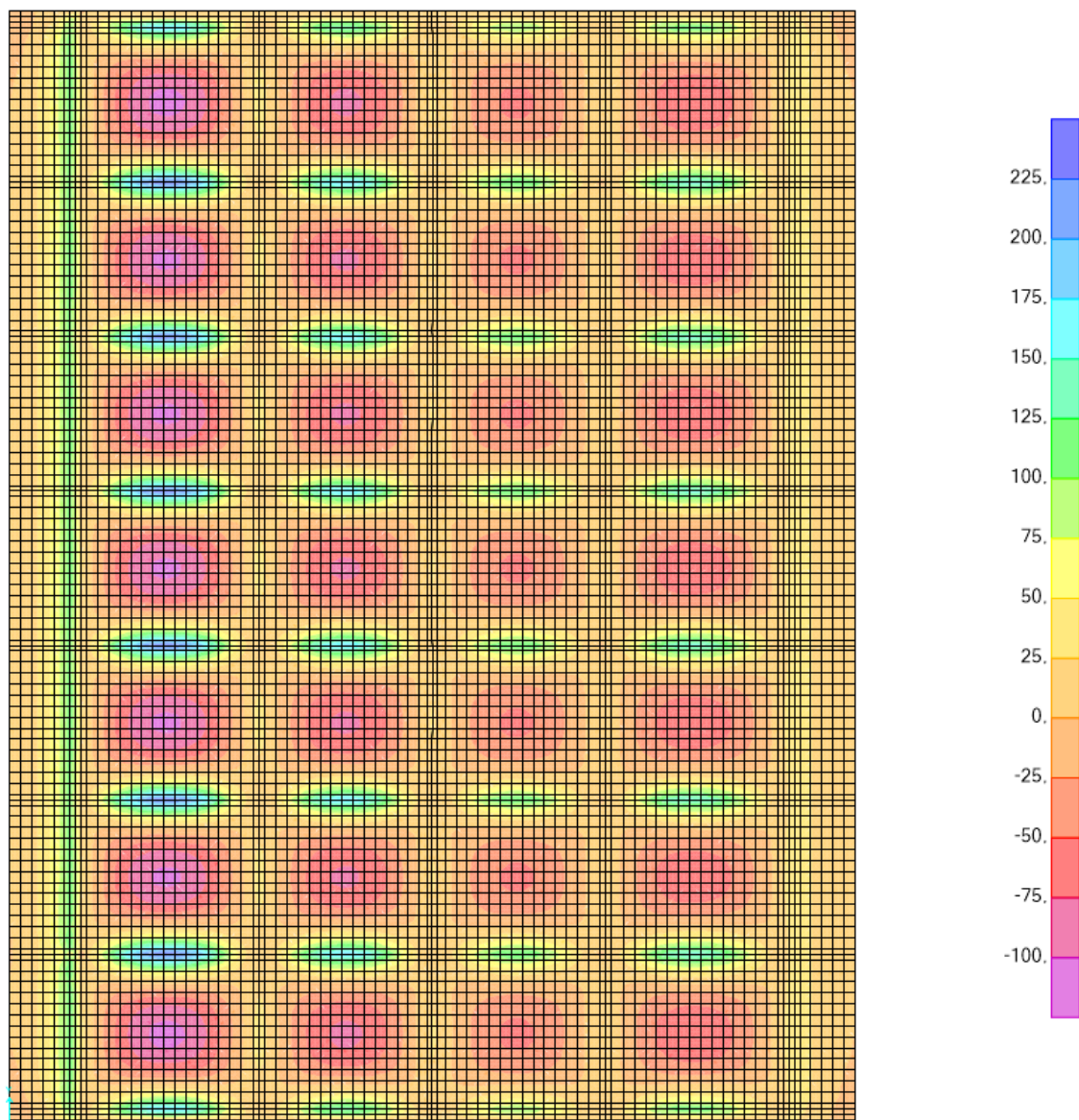


Figura 7-23 - Diagramma di momento flettente di progetto M_{22} [kNm] per fase di cavo dell'onda.

Con il momento massimo M_{11} si dimensiona l'armatura trasversale lungo x mentre con il momento massimo M_{22} si dimensiona l'armatura longitudinale lungo y. La verifica a flessione si è svolta con l'ausilio del software VCASlu per una sezione di soletta di dimensioni 1,00 m x 1,00 m.

La condizione dimensionante risulta essere quella in cui si ha la fase di cresta del moto ondoso in quanto genera momenti sollecitanti maggiori.

Si riportano nel seguito i risultati ottenuti inserendo lungo x un'armatura di $\phi 20/20$ superiore e $\phi 20/10$ inferiore nelle zone laterali con comportamento a mensola e lungo y un'armatura simmetrica di $\phi 16/20$

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]
1	100	100

N°	As [cm²]	d [cm]
1	15,71	5
2	31,42	95

Sollecitazioni S.L.U. Metodo n

N_{Ed} 0 kN
M_{xEd} 780 kNm
M_{yEd} 0

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

Tipo rottura
Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

Materiali B450C C35/45

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} 19,83 ‰
E_s/E_c 15 f_{cc}/f_{cd} 0,8
ε_{syd} 1,957 ‰ σ_{c,adm} 13,5
σ_{s,adm} 255 N/mm² τ_{co} 0,8
τ_{c1} 2,257

M_{xRd} 1.130 kNm
σ_c -19,83 N/mm²
σ_s 391,3 N/mm²
ε_c 3,5 ‰
ε_s 49,64 ‰
d 95 cm
x 6,257 x/d 0,06586
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

Figura 7-24 – Verifica a flessione con M_{11.Ed}

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]
1	100	100

N°	As [cm²]	d [cm]
1	10,05	5
2	10,05	95

Sollecitazioni S.L.U. Metodo n

N_{Ed} 0 kN
M_{xEd} 360,2 kNm
M_{yEd} 0

Tipo rottura
Lato acciaio - Acciaio snervato

Materiali B450C C35/45

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} 19,83 ‰
E_s/E_c 15 f_{cc}/f_{cd} 0,8
ε_{syd} 1,957 ‰ σ_{c,adm} 13,5
σ_{s,adm} 255 N/mm² τ_{co} 0,8
τ_{c1} 2,257

M_{xRd} 373,8 kNm
σ_c -19,83 N/mm²
σ_s 391,3 N/mm²
ε_c 2,793 ‰
ε_s 67,5 ‰
d 95 cm
x 3,775 x/d 0,03974
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

Figura 7-25 - Verifica a flessione con M_{22.Ed}

Nelle seguenti tabelle riepilogative si riportano le verifiche condotte anche per la fase di cavo con le armature dimensionate per le sollecitazioni ottenute in fase di cresta del moto ondoso per le zone laterali con comportamento a mensola.

M₁₁ (CRESTA)			M₁₁ (CAVO)		
Sezione quadrata 100x100			Sezione quadrata 100x100		
M_{11Ed}	780	[kNm/m]	M_{11Ed}	715	[kNm/m]
Arm. Sup.	5Ø 20		Arm. Sup.	5Ø 20	
Arm. Inf.	10Ø 20		Arm. Inf.	10Ø 20	
c	5	[cm]	c	5	[cm]
M_{Rd}	1130	[kNm/m]	M_{Rd}	1130	[kNm/m]
M_{Rd}/M_{11Ed}	1,45		M_{Rd}/M_{11Ed}	1,58	

M₂₂ (CRESTA)			M₂₂ (CAVO)		
Sezione quadrata 100x100			Sezione quadrata 100x100		
M_{22Ed}	360,23	[kNm/m]	M_{22Ed}	237,36	[kNm/m]
Arm. Sup.	5Ø 16		Arm. Sup.	5Ø 16	
Arm. Inf.	5Ø 16		Arm. Inf.	5Ø 16	
c	5	[cm]	c	5	[cm]
M_{Rd}	373,8	[kNm/m]	M_{Rd}	373,8	[kNm/m]
M_{Rd}/M_{22Ed}	1,04		M_{Rd}/M_{22Ed}	1,57	

Le verifiche risultano soddisfatte.

Per le zone interne della soletta, si inserisce un'armatura simmetrica nelle due direzioni pari a $\phi 16/20$. Si riportano nel seguito le verifiche condotte per le sollecitazioni di progetto per le fasi di cresta e cavo dell'onda per le parti interne della soletta di base.

M₁₁ (CAVO)			M₂₂ (CRESTA)		
Sezione quadrata 100x100			Sezione quadrata 100x100		
M_{11Ed}	130	[kNm/m]	M_{11Ed}	160	[kNm/m]
Arm. Sup.	5Ø 16		Arm. Sup.	5Ø 16	
Arm. Inf.	5Ø 16		Arm. Inf.	5Ø 16	
c	5	[cm]	c	5	[cm]
M_{Rd}	373,8	[kNm/m]	M_{Rd}	373,8	[kNm/m]
M_{Rd}/M_{11Ed}	2,87		M_{Rd}/M_{11Ed}	2,34	

Le verifiche risultano soddisfatte.

7.3.2.3 Verifica a taglio

Per svolgere la verifica a taglio si riportano i diagrammi di sollecitazione ottenuti per le combinazioni SLU.

In particolare, si riporta il diagramma del taglio per la fase di cresta del moto ondoso che risulta dimensionante rispetto alla fase di cavo.

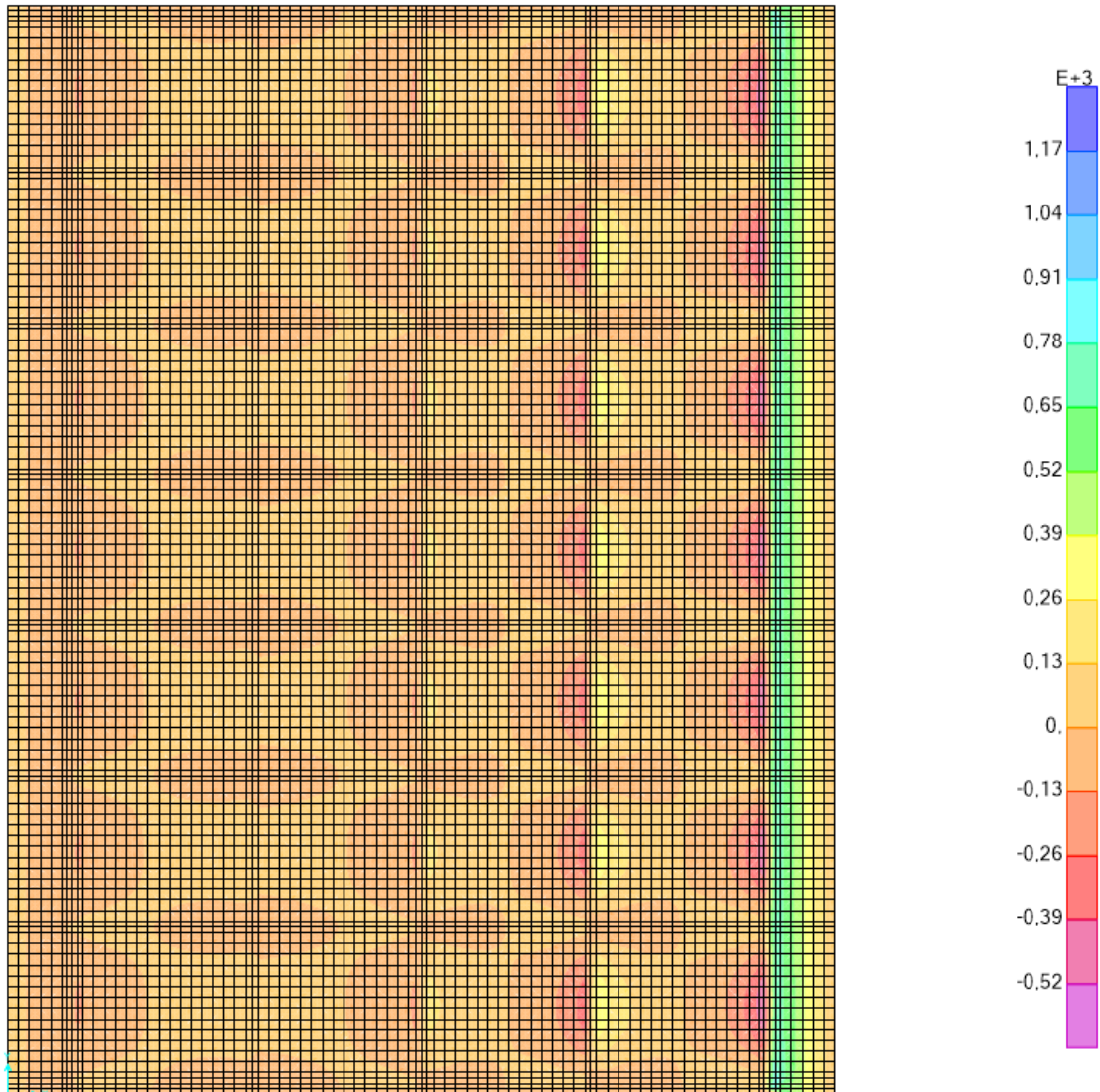


Figura 7-26 – Diagramma del taglio V_{13} [kN] per la fase di cresta.

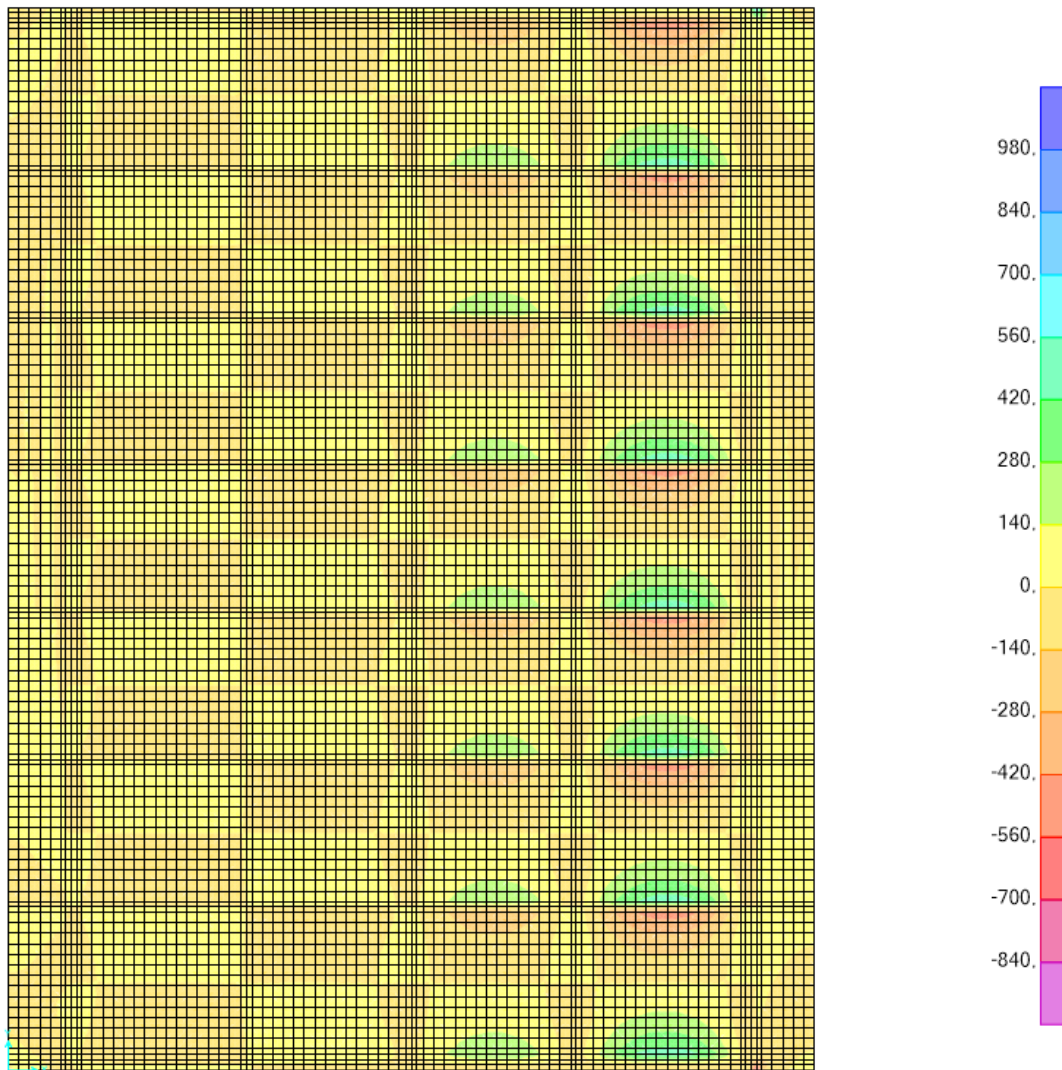


Figura 7-27 - Diagramma del taglio V_{23} [kN] per la fase di cresta.

I valori massimi di sollecitazione risultano:

$$V_{13.Ed} = 896,91 \text{ kN} \quad V_{23.Ed} = 788,10 \text{ kN}$$

La soletta è stata schematizzata come una piastra, ossia come un elemento autoportante a taglio.

È stata quindi svolta una prima verifica attraverso la formula, presente nelle NTC18 al § 4.1.2.3.5.1, per elementi non armati a taglio.

Dal momento in cui le sollecitazioni a taglio risultassero comunque maggiori rispetto alla resistenza a taglio intrinseca dell'elemento, si è effettuata una verifica a taglio secondo le formule di letteratura presenti nelle NTC18 al § 4.1.2.3.5.2 per elementi armati a taglio.

La verifica viene condotta considerando sempre una sezione di dimensioni 1,00 x 1,00 m.

Nelle seguenti tabelle si riportano le verifiche a taglio condotte considerando la soletta non armata a taglio con opportuna armatura.

V₁₃ (Cresta)		
Sezione quadrata 100x100		
V_{13,Ed}	896,91	[kN/m]
Arm. Tesa	10Ø20	
ρ	0,0033	
k_t	1,462	
V_{Rd}	382,33	[kN/m]
NON VERIFICATA		

V₂₃ (Cresta)		
Sezione quadrata 100x100		
V_{23,Ed}	788,10	[kN/m]
Arm. Tesa	5Ø16	
ρ	0,0011	
k_t	1,46	
V_{Rd}	261,82	[kN/m]
NON VERIFICATA		

In entrambi i casi la verifica non risulta soddisfatta.

Si ipotizza quindi di armare opportunamente la soletta inserendo staffe φ16/20, sia lungo x che lungo y, ottenendo un valore di resistenza a taglio pari a:

Verifica a taglio (Cresta)	
Sezione quadrata 100x100	
V_{13,Ed} [kN/m]	896,91
Arm. Tesa	10Ø20
N° bracci	2
α	90°
θ_{ott}	21.8°
V_{Rd,s} [kN/m]	1681,83
V_{Rd,c} [kN/m]	3119,85
V_{Rd} [kN/m]	1681,83
V_{13,Ed}/V_{Rd}	1,87

Verifica a taglio (Cresta)	
Sezione quadrata 100x100	
V_{23,Ed} [kN/m]	788,10
Arm. Tesa	5Ø16
N° bracci	2
α	90°
θ_{ott}	21.8°
V_{Rd,s} [kN/m]	1681,83
V_{Rd,c} [kN/m]	3119,85
V_{Rd} [kN/m]	1681,83
V_{23,Ed}/V_{Rd}	2,13

7.4 Solette prefabbricate

- Analisi dei carichi

Per la soletta prefabbricata sono state svolte verifiche agli stati limite, considerando come azione agente quella del primo getto della sovrastruttura nella Figura 7-28; una volta solidarizzato il primo getto di completamento la sezione resistente non sarà più quella della soletta prefabbricata, ma dell'intera sovrastruttura, ragion per cui la sezione risulterà verificata.

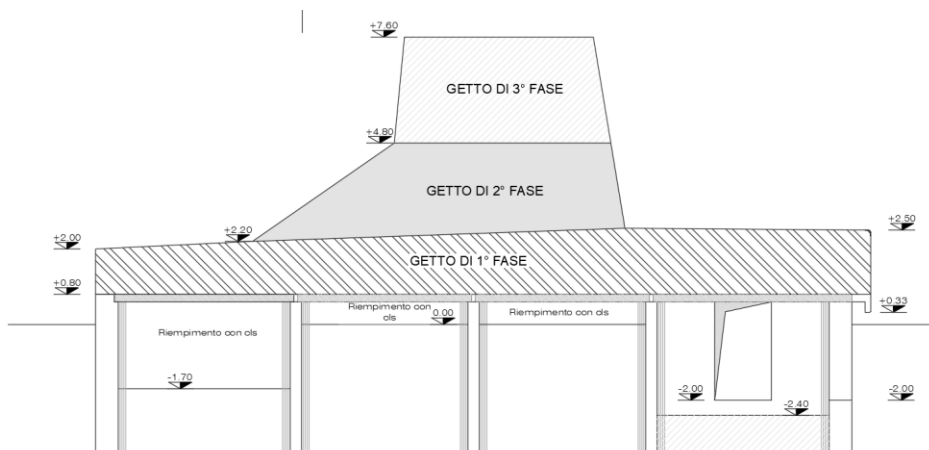


Figura 7-28 Fasi di getto per analisi dei carichi

- Verifiche a flessione

In relazione all'analisi dei carichi si sono ottenuti i seguenti risultati in relazioni alle sollecitazioni flettenti agenti sulla soletta di fondo:

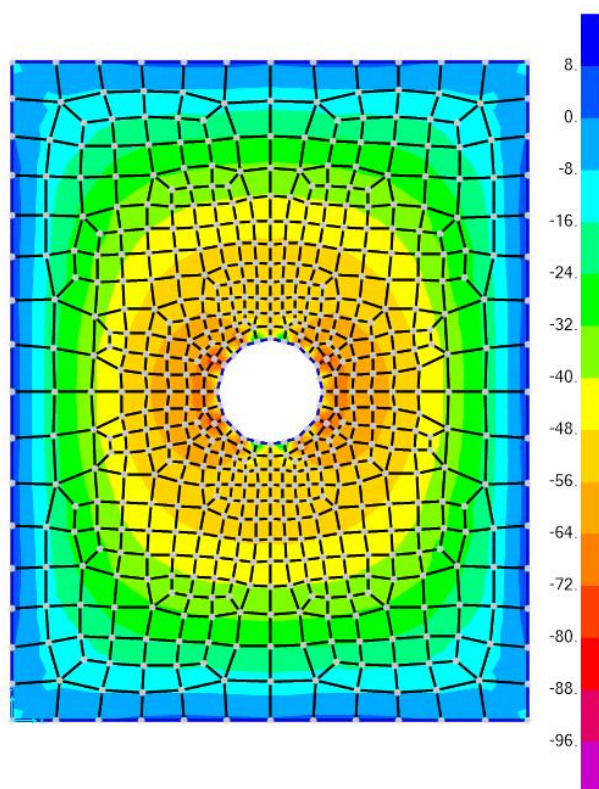


Figura 7-29 Sollecitazioni di momento flettente, direzione principali X

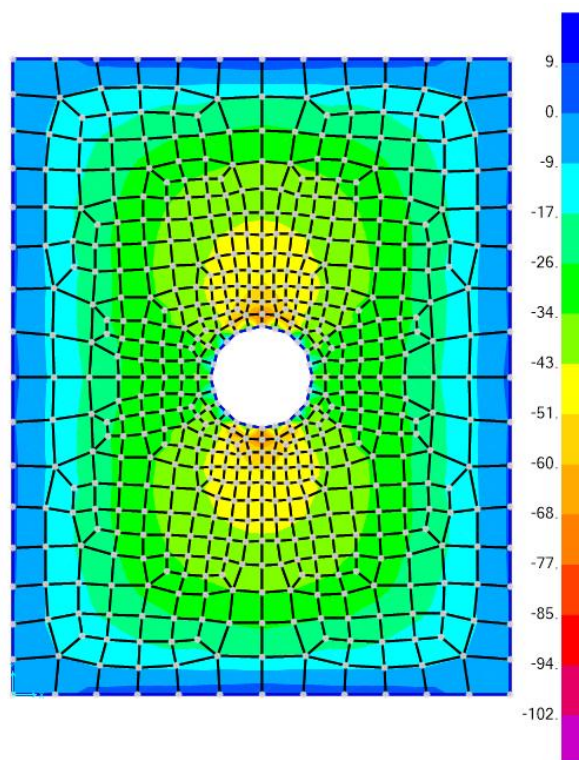


Figura 7-30 Sollecitazioni di momento flettente, direzione principali Y

Sollecitazioni dovute alla fase di cresta dell'onda					
Mx-x			My-y		
Sezione Rettangolare 100 x 90			Sezione Rettangolare 100 x 90		
M _{ed(+)}	45.20	[kNm/m]	M _{ed(+)}	25.00	[kNm/m]
M _{ed(-)}	0.00	[kNm/m]	M _{ed(-)}	0.00	[kNm/m]
Arm. Sup.	5 Ø 12		Arm. Sup.	5 Ø 12	
Arm. Inf.	10 Ø 12		Arm. Inf.	10 Ø 12	
c'	5	[cm]	c'	5	[cm]
M _{rd(+)}	57.80	[kNm/m]	M _{rd(+)}	57.80	[kNm/m]
M _{rd(-)}	-37.20	[kNm/m]	M _{rd(-)}	-37.20	[kNm/m]
Verificato			Verificato		

- Verifica a taglio

La verifica a taglio è stata condotta per le condizioni allo SLU, trattandosi di elementi a piastra, quindi autoportanti a taglio, è stata fatta una prima verifica attraverso la formula, presente in letteratura delle NTC18, al § 4.1.2.3.5.1 per elementi non armati a taglio. Dal momento in cui le sollecitazioni a taglio risultassero comunque maggiori rispetto alla resistenza a taglio intrinseca dell'elemento, si è effettuata una verifica a taglio secondo le formule di letteratura presenti nelle NTC18 al § 4.1.2.3.5.2 per elementi armati a taglio. Andando a considerare le armature a taglio presenti, in funzione della direzione di taglio agente.

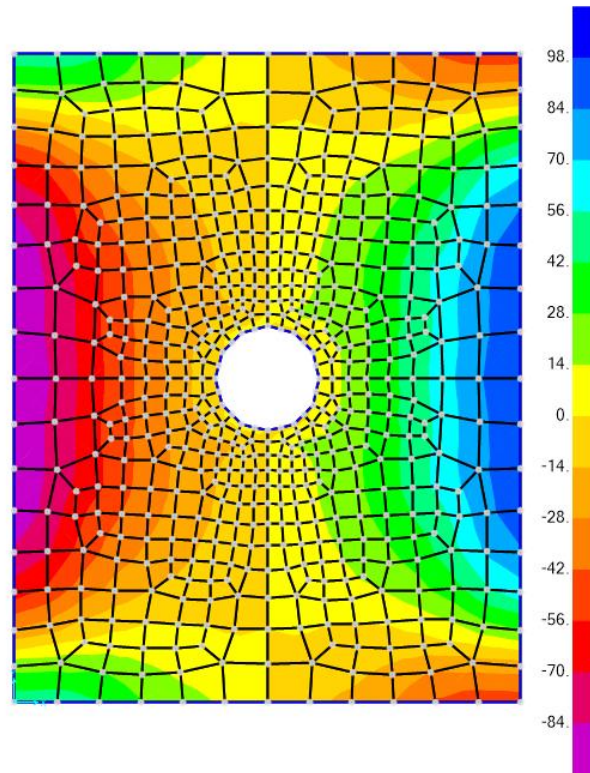


Figura 7-31 Sollecitazioni di taglio, direzioni principali X

Sollecitazioni di taglio lungo X		
V_{ed}	84.00	[kN/m]
b	100	[cm]
h	20	[cm]
c	5	[cm]
Armatura Tesa		
\varnothing	12	[mm]
n barre	10	
V_{Rd}	109.53	[kN/m]
Verificato		

La verifica a taglio lungo l'asse di sollecitazione X risulta soddisfatta interamente dalle armature tese longitudinale, non dovendo ricorrere alla necessità di staffe trasversali.

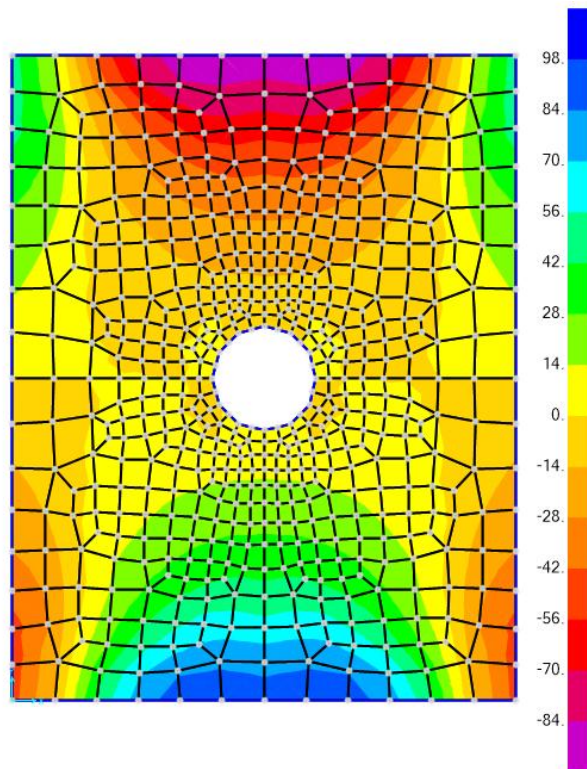


Figura 7-32 Sollecitazioni di taglio, direzioni principali Y

Sollecitazioni di taglio lungo Y		
V_{ed}	84.00	[kN/m]
b	100	[cm]
h	20	[cm]
c	5	[cm]
Armatura Tesa		
\varnothing	12	[mm]
n barre	10	
V_{Rd}	109.53	[kN/m]
Verificato		

La verifica a taglio lungo l'asse di sollecitazione Y risulta soddisfatta interamente dalle armature tese longitudinali, non dovendo ricorrere alla necessità di staffe trasversali.

7.5 Verifica di resistenza del muro paraonde

7.5.1 Verifiche di resistenza della sovrastruttura

La sovrastruttura è realizzata in c.a. di classe C35/45, presenta dimensioni in pianta (per singolo cassone) di 20,00 x 30,30 m e uno spessore variabile da 1,20 m (lato mare) a 1,70 m (lato porto).

Per le verifiche di resistenza si sono considerati come carichi agenti il peso proprio del muro paraonde pari a $84,90 \text{ kN/m}^2$, la sovrappressione generata dal moto ondoso in fase di cresta di entità pari a $85,70 \text{ kN/m}^2$ nella parte lato mare della sovrastruttura e il sovraccarico di banchina pari a $20,00 \text{ kN/m}^2$ nella parte lato porto.

Si ha il seguente schema di carico:

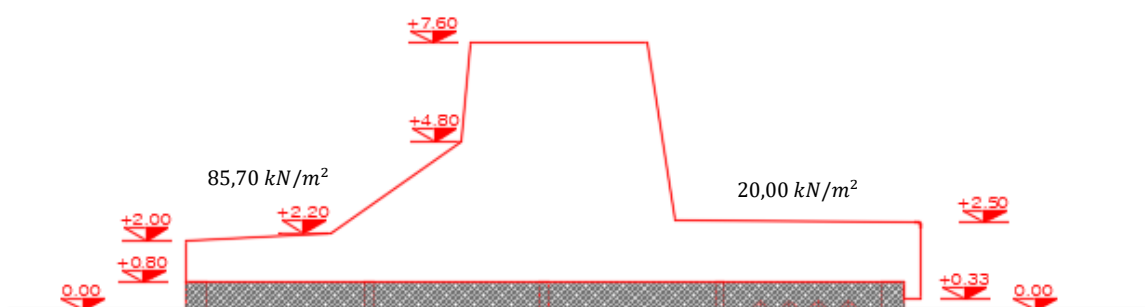


Figura 7-33 – Schema di carico della sovrastruttura.

Le verifiche condotte sono quelle agli SLU, modellando cautelativamente la sovrastruttura come una piastra di spessore costante e pari a quello minimo di valore 1,20 m.

I calcoli sono quindi svolti per unità di lunghezza su una sezione di dimensioni 1,00 x 1,20 m. Nella figura seguente si riporta lo schema strutturale di vincolo in cui si hanno vincoli incastro in corrispondenza delle pareti esterne e vincoli appoggio in corrispondenza delle pareti interne.

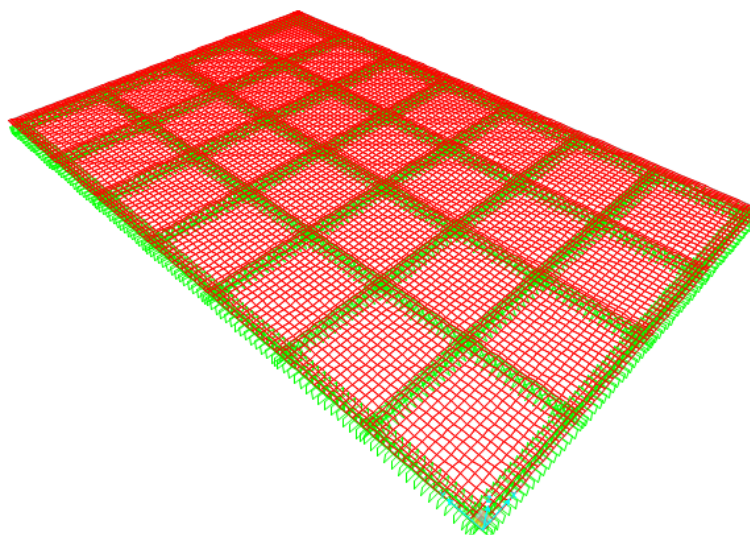


Figura 7-34 – Schema strutturale di vincolo per la sovrastruttura.

7.5.1.1 Verifica a flessione

Per la verifica a flessione, con il conseguente dimensionamento dell'armatura nelle due direzioni x-y, si sono considerati i valori massimi di momento flettente sollecitante forniti dalle combinazioni SLU.

Nel seguito si riportano i diagrammi di momento M_{11} e M_{22} ottenuti attraverso il software di calcolo SAP2000.

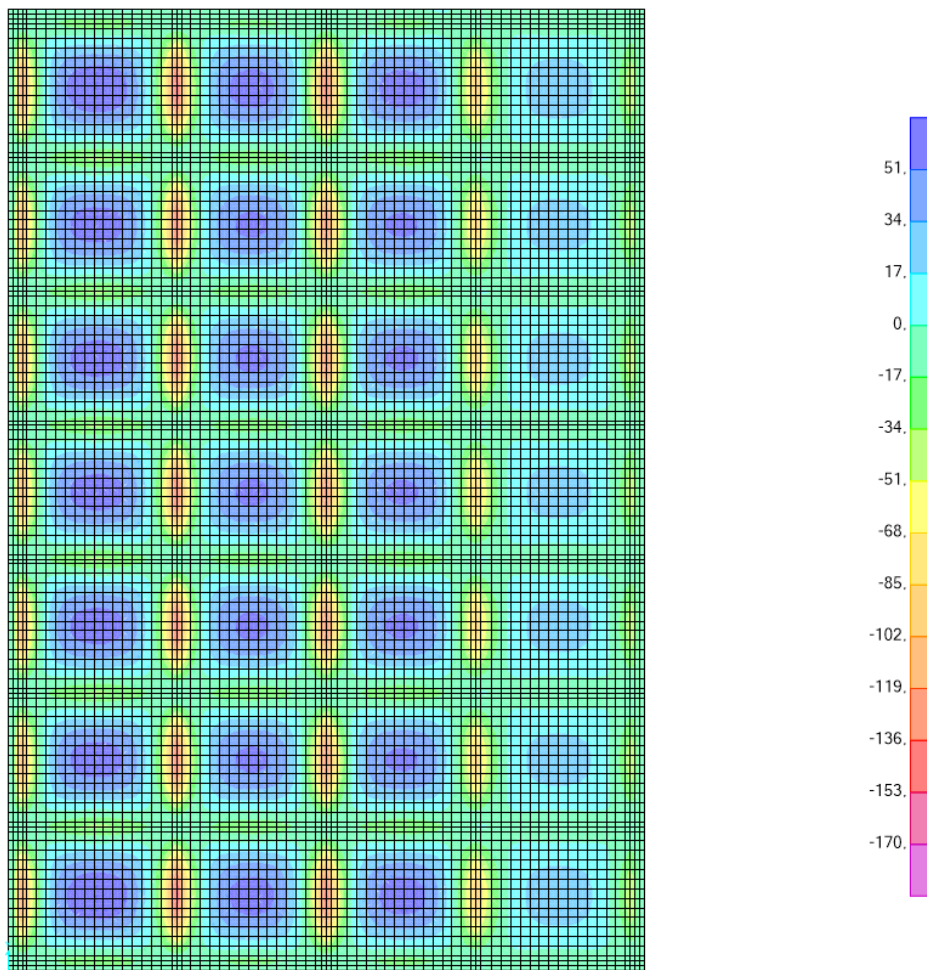


Figura 7-35 - Diagramma di momento flettente di progetto M_{11} [kNm]

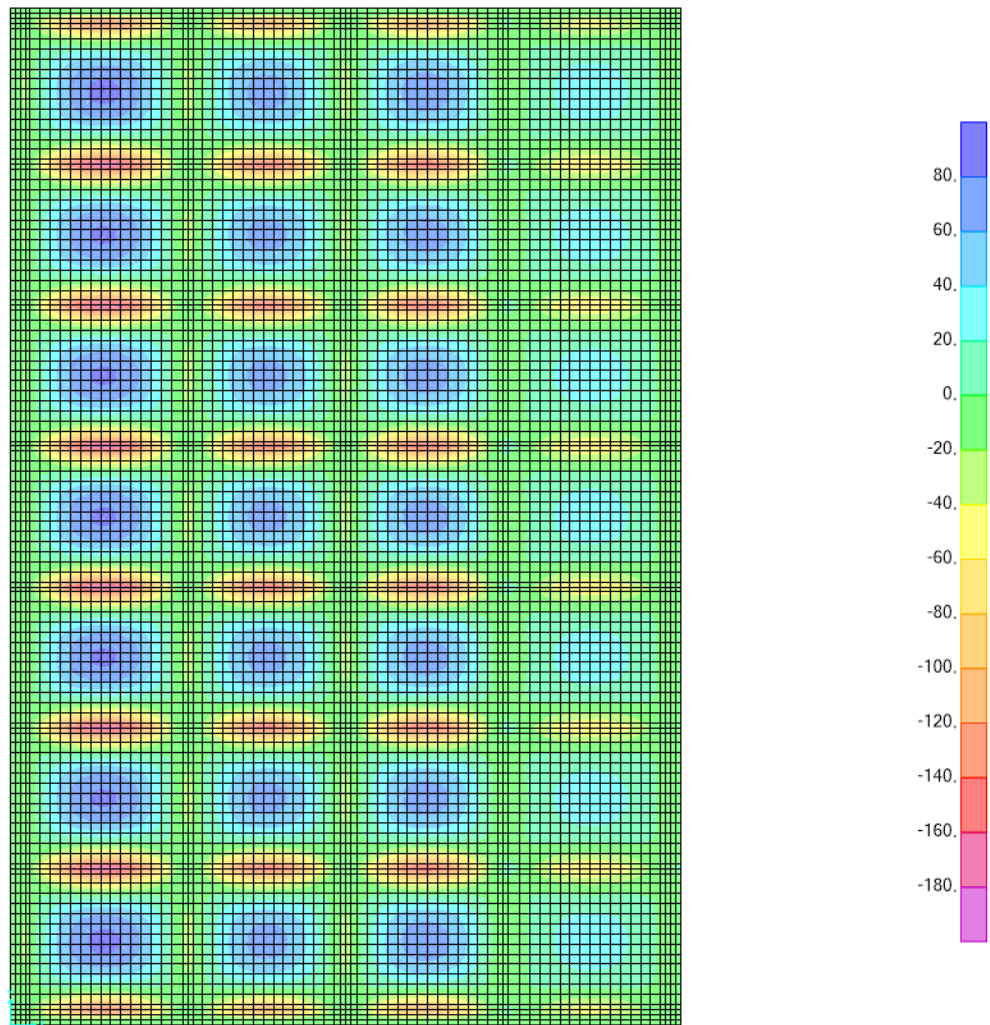


Figura 7-36 - Diagramma di momento flettente di progetto M_{22} [kNm].

I momenti massimi sollecitanti di progetto risultano pari a:

$$M_{11,Ed} = -158,55 \text{ kNm} \quad M_{22,Ed} = -185,30 \text{ kNm}$$

Nel seguito si riporta il calcolo del momento resistente di progetto svolto con l'ausilio del software VCASlu, avendo ipotizzato l'inserimento di una maglia di armatura simmetrica pari a $\phi 16/20$.

Il calcolo è stato svolto considerando come momento sollecitante $M_{22,Ed}$ in quanto risulta essere dimensionante.

The screenshot shows the 'Verifica C.A. S.L.U.' software interface. Key parameters include:

- Section:** Rectangular, 100x120 cm.
- Materials:** B450C (steel) and C35/45 (concrete).
- Applied Loads:** $N_{Ed} = 0$ kN, $M_{xEd} = 185.3$ kNm, $M_{yEd} = 0$ kNm.
- Design Moment:** $M_{Rd} = 451.5$ kNm.
- Design Stress:** $\sigma_c = -19.83$ N/mm², $\sigma_s = 391.3$ N/mm².
- Design Strain:** $\epsilon_s = 67.5$ ‰, $\epsilon_c = 2.3$ ‰.
- Design Ratio:** $M_{Rd}/M_{11Ed} = 2.83$.

Figura 7-37 – Calcolo del momento resistente di progetto.

Si riportano nella tabella riepilogativa il valore del momento resistente di progetto e il rapporto con i momenti sollecitanti massimi nelle due direzioni.

Verifica M_{11Ed}			Verifica M_{22Ed}		
Sezione rettangolare 100x120			Sezione rettangolare 100x120		
M_{11Ed}	158,55	[kNm/m]	M_{22Ed}	185,30	[kNm/m]
Arm. Sup.	5Ø 16		Arm. Sup.	5Ø 16	
Arm. Inf.	5Ø 16		Arm. Inf.	5Ø 16	
c	5	[cm]	c	5	[cm]
M_{Rd}	451,5	[kNm/m]	M_{Rd}	451,5	[kNm/m]
M_{Rd}/M_{11Ed}	2,83		M_{Rd}/M_{22Ed}	2,44	

Si osserva che la verifica a flessione risulta soddisfatta inserendo una maglia d'armatura $\phi 16/20$.

7.5.1.2 Verifica a taglio

La soletta della sovrastruttura è stata schematizzata come una piastra, ossia come un elemento autoportante a taglio.

È stata quindi svolta una prima verifica attraverso la formula, presente nelle NTC18 al § 4.1.2.3.5.1, per elementi non armati a taglio.

Dal momento in cui le sollecitazioni a taglio risultassero maggiori rispetto alla resistenza a taglio intrinseca dell'elemento, si effettuerà una verifica a taglio secondo le formule di letteratura presenti nelle NTC18 al § 4.1.2.3.5.2 per elementi armati a taglio, con il conseguente dimensionamento delle staffe.

La verifica viene condotta considerando sempre una sezione di dimensioni 1,00 x 1,20 m.

Nel seguito si riportano i diagrammi del taglio di progetto ottenuti attraverso l'analisi svolta con il programma di calcolo SAP2000.

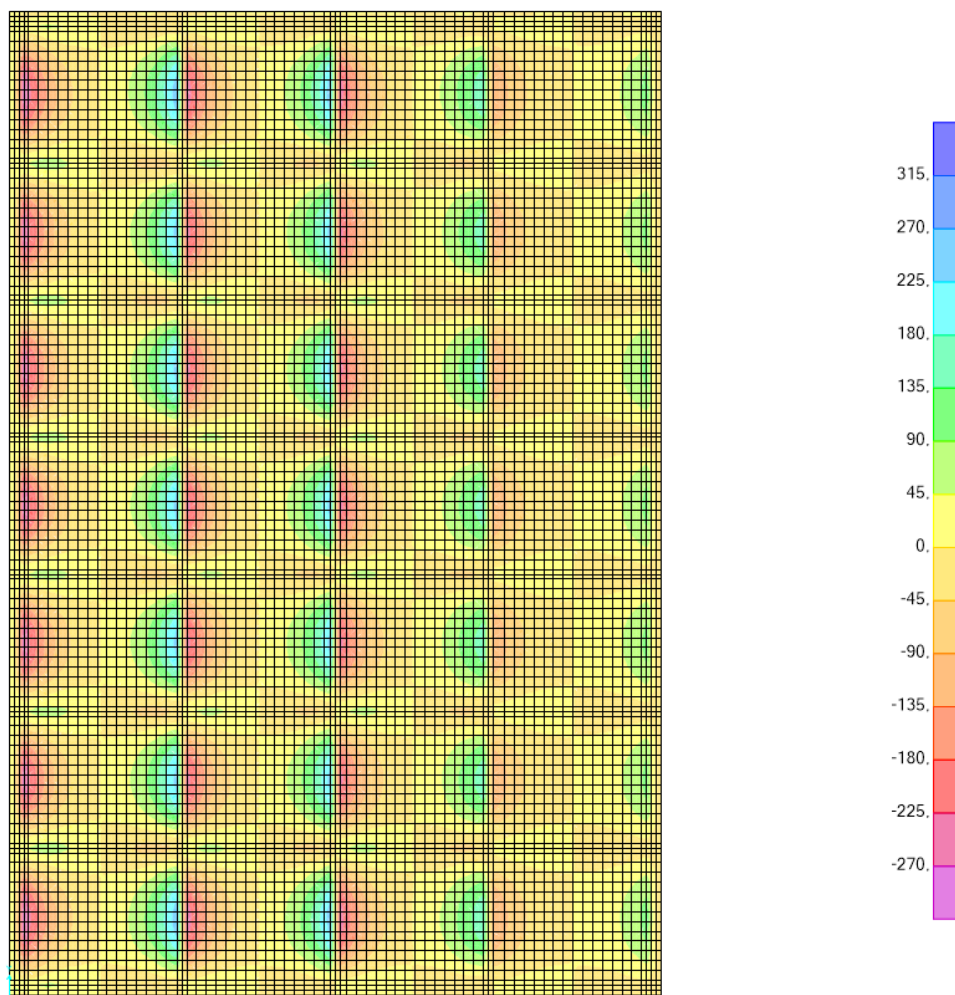


Figura 7-38 - Diagramma del taglio sollecitante di progetto V_{13} [kN].

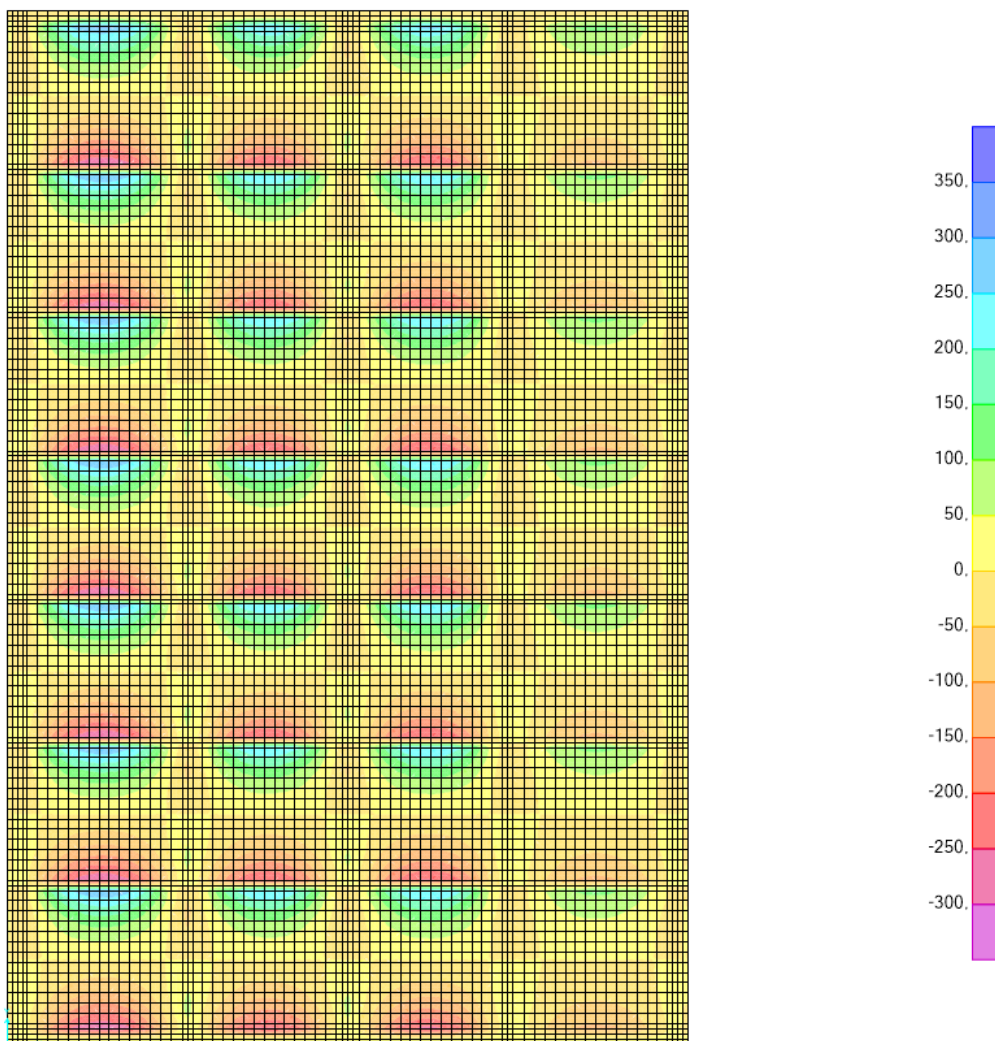


Figura 7-39 - Diagramma del taglio sollecitante di progetto V_{23} [kN].

Nelle seguenti tabelle si riportano le verifiche a taglio condotte considerando la soletta non armata a taglio con opportuna armatura.

Verifica con V_{13}		
Sezione rettangolare 100x120		
$V_{13,Ed}$	284,95	[kN/m]
Arm. Tesa	10Ø16	
ρ	0,0018	
k_t	1,4189	
V_{Rd}	364,19	[kN/m]
V_{Rd}/V_{13Ed}	1,28	

Verifica con V_{23}		
Sezione rettangolare 100x120		
$V_{23,Ed}$	293,97	[kN/m]
Arm. Tesa	10Ø16	
ρ	0,0018	
k_t	1,4189	
V_{Rd}	364,19	[kN/m]
V_{Rd}/V_{23Ed}	1,24	

La sovrastruttura è quindi in grado di resistere a taglio senza l'inserimento di opportuna armatura.