

AUTORITA' PORTUALE DI PALERMO

PORTO DI TERMINI IMERESE *LAVORI DI COMPLETAMENTO DEL MOLO DI SOTTOFLUTTO* PROGETTO DEFINITIVO

Studio Mallandrino 

 **qualityaustria**
SYSTEMZERTIFIZIERT
ISO 9001:2008 NR.09369/0



AUTORITA' PORTUALE DI PALERMO



Progettisti:

Ing. G. Mallandrino

(Responsabile dell'integrazione tra le varie prestazioni specialistiche)

Ing. V. Favara

Ing. A. Novara

Ing. M. A. Rizzo

Ing. P. Traina

Progettazione impianti:

Ing. E. Petralia

Ing. P. Tusa

Collaboratori alla progettazione impianti:

Geom. V. D'Amico

Geom A. Martorana

Coordinatore Sicurezza in fase di progettazione:

Ing. Salvatore Acquista

Responsabile Unico del Procedimento:

Ing. Sergio La Barbera

Elaborati dattiloscritti <i>2. Relazioni tecniche e specialistiche</i>		Data 18/06/2013	Archivio 689
Elaborato	Relazione sulle strutture	Traina	
2.2		Rizzo	689
		Mallandrino	Progetto Definitivo
		Proprietà riservata L. 633 del 22/04/41	



AUTORITÀ PORTUALE DI PALERMO

Porti di Palermo e Termini Imerese

LAVORI DI COMPLETAMENTO DEL MOLO DI SOTTOFLUTTO DEL PORTO DI TERMINI IMERESE

PROGETTO DEFINITIVO

RELAZIONE SULLE STRUTTURE

INDICE

1.	INTRODUZIONE	2
2.	INDICAZIONI PER L'ONDA DI PROGETTO.....	2
3.	VERIFICA DELLA MANTELLATA	8
3.1	- LA STABILITA' DI UNA DIGA A SCOGLIERA	8
3.2	- LE CONDIZIONI DI EQUILIBRIO DEL BLOCCO DELLA MANTELLATA.....	9
3.3	- DETERMINAZIONE DEL PESO DELL'ELEMENTO DI MANTELLATA.....	11
3.4	- VERIFICA DEL PESO DEL BLOCCO DELLA MANTELLATA IN MASSI ARTIFICIALI (VAN DER MEER)	13
4.	DETERMINAZIONE DELLA SPINTA ORIZZONTALE SULLA PARETE DEL CASSONE	15
4.1	- METODO DI SAINFLOU.....	15
4.2	- METODO DI GODA.....	18
5.	TRACIMAZIONE.....	21
5.1	- VERIFICA DELLA SEZIONE IN MASSI ARTIFICIALI	22
5.2	- VERIFICA DELLA SEZIONE IN CASSONI.....	23
6.	DIMENSIONAMENTO E VERIFICA DEGLI ELEMENTI STRUTTURALI	25
6.1	VERIFICA del cassone.....	25
6.2	VERIFICA del sistema di ripartizione del carico	29
6.3	VERIFICA degli elementi costituenti i muri di sponda in pila di massi.....	34
6.4	VERIFICA degli elementi costituenti la pavimentazione del piazzale commerciale	39
6.5	VERIFICA delle palancole	43

1. INTRODUZIONE

L'opera di protezione disposta sul paramento foraneo di una diga può essere costituita, a seconda dei casi, da scogli naturali o da massi artificiali. A questi ultimi bisogna fare ricorso, come è noto, quando ci si trova in presenza di ondate particolarmente severe: i tipi più diffusi nelle pratiche applicazioni sono i blocchi in conglomerato cementizio di forma parallelepipedica, tetrapodica, nonché più recentemente, del tipo cosiddetto antifer e, ancor più prossimo, accropodo; nei casi di condizioni ondometriche meno gravose, e di fonti di approvvigionamento adeguate, può farsi ricorso agli scogli, sempre che le cave atte alla fornitura siano a distanze economicamente vantaggiose. Solo in presenza di forti e condizionanti motivi di matrice ambientale, la mantellata sommersa viene pensata in massi artificiali e quella emersa in blocchi naturali, poiché i primi dissipano la più parte dell'energia dell'onda incidente mentre gli scogli della mantellata emersa ne assorbono solo una piccola quota parte, grazie alla considerevole dissipazione energetica già, come detto, viene indotta dai massi artificiali.

Per il contenimento della colmata prevista per la realizzazione del piazzale commerciale, in relazione alle condizioni di attacco contenute per la presenza di bassi fondali capaci di indurre il frangimento dell'onda incidente, si propone l'uso di massi artificiali della stessa tipologia di quelli posti a protezione dell'esistente diga di sottoflutto. La cennata conformazione batimetrica induce, infatti, ad assumere la presenza di un limite superiore nell'altezza d'onda di progetto, stante, come detto, che si manifesta il fenomeno del frangimento in una posizione al largo rispetto alla giacitura dell'opera, e cioè escludendo che le onde con altezza più alta di quella limite possano investire l'opera. Mentre, per il prolungamento della diga di sottoflutto è previsto l'utilizzo di cassoni cellulari antiriflettenti non mantellati.

Si procederà, quindi, nel seguito alla determinazione dell'onda di progetto necessaria all'esecuzione delle verifiche delle opere da realizzare.

2. INDICAZIONI PER L'ONDA DI PROGETTO

L'orientamento normativo in ambito di opere di ingegneria civile sottoposte ad azioni di natura statica e dinamica impone al progettista di mettere in relazione la garanzia delle funzioni e degli standard qualitativi con la durata delle opere in termini temporali, questa correlazione è necessaria per poter valutare le variabili che intervengono nella progettazione. In dettaglio, il progettista deve valutare la mansione strategica dell'opera, nel senso che, una eventuale interruzione della funzione per la quale l'opera è stata progettata non provochi una condizione di

emergenza. Pertanto, in relazione alla tipologia di opera da realizzare è necessario stabilire la vita utile, arco temporale entro il quale la costruzione deve poter garantire le caratteristiche funzionali e di efficienza per la quale è stata progettata, ed il conseguente tempo di ritorno dell'evento di progetto.

Per ogni opera marittima viene individuata la vita utile in relazione al progetto in cui è inserita e tenendo conto delle caratteristiche funzionali dell'opera.

Per tale motivo si procede alla valutazione del livello di rischio, ossia delle probabilità di danneggiamento ammissibile. Si farà ricorso ai valori riportati nella tabella 2.1 tratti dalle "Istruzioni tecniche per la progettazione delle dighe marittime", emanate dal Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici nel 1996.

Tipo dell'opera	Livello di sicurezza richiesto		
	1	2	3
	Vita in anni		
Infrastrutture di uso generale	25	50	100
Infrastrutture ad uso specifico	15	25	50

Tabella 2.1 - Vita utile per opere o strutture di carattere definitivo Tv

Il livello di sicurezza 1 si riferisce ad opere di interesse locale ed ausiliario, comportanti un rischio minimo di perdita di vita umane o, in caso di danneggiamento, solo danni ambientali di non rilevante misura (difese costiere, opere in porti minori di trascurabile rilevanza, scarichi a mare, etc.). Il livello di sicurezza 2 fa riferimento ad opere di interesse generale che comportano un moderato rischio di perdita di vita umane o, ancora, di conseguenze ambientali, di un certo rilievo, in caso di danneggiamento (opere di grandi porti, scarichi a mare di grandi città, etc.). Il livello di sicurezza 3, infine, si riferisce ad opere destinate alla protezione da fenomeni di inondazione, il cui collasso comporterebbe un elevato rischio di perdite di vite umane o di danno ambientale consistente (difese di centri urbani o industriali, etc.).

Per infrastrutture di uso generale si intendono opere di difesa di complessi civili e/o industriali che non siano destinati ad uno specifico scopo per i quali non è facilmente identificabile il termine della vita utile; per infrastrutture ad uso specifico si intendono, viceversa, le opere di difesa di singole installazioni, di porti industriali, di depositi o piattaforme di carico e scarico, di piattaforme petrolifere, etc..

Analogamente le probabilità di danneggiamento ammissibili si ricavano dalla tabella 2.2 anch'esse tratte dalle già citate istruzioni tecniche.

	Ripercussione economica	Rischio per la vita umana	
		Limitato	Elevato
Danneggiamento incipiente	Bassa	0.50	0.30
	Media	0.30	0.20
	Alta	0.25	0.15
Distruzione totale	Bassa	0.20	0.15
	Media	0.15	0.10
	Alta	0.10	0.05

Tabella 2.2 - Massima probabilità di danneggiamento ammissibile nel periodo di vita utile dell'opera, E

Si assumono le probabilità, E, corrispondenti al danneggiamento incipiente od alla distruzione totale in relazione alle modifiche subite dall'opera in caso di danneggiamento, nonchè alle difficoltà di riparare il danno. Per strutture rigide, come le dighe a parete verticale, per le quali, com'è noto, la riparazione del danno si presenta oltremodo complessa, si assume la probabilità corrispondente alla configurazione di distruzione totale. Per strutture a gettata, per le quali è ipotizzabile un intervento di manutenzione straordinaria, si assume la probabilità corrispondente al danneggiamento incipiente, al di sopra del quale il danno è apprezzabile e risulta necessario intervenire con lavori usualmente riconducibili a interventi di rifiorimento; al rischio limitato per la vita umana si riconducono i casi nei quali a seguito del danneggiamento, non è temuta alcuna perdita di vite umane.

Per ripercussione economica bassa, media ed alta si intendono rispettivamente casi in cui il rapporto fra i costi diretti del danneggiamento, sommati a quelli indiretti dovuti alla perdita di

funzionalità di opere protette ed al costo totale per la realizzazione dell'opera è minore di 5, è compreso fra 5 e 20 o è maggiore di 20.

La combinazione della vita utile dell'opera T_v e della probabilità di accadimento determina il tempo di ritorno T_R dell'evento di progetto mediante la seguente espressione:

$$T_R = \frac{T_v}{[-\ln(1 - E)]}$$

La figura 2.2 mostra l'andamento del tempo di ritorno, T_R , dell'evento di progetto in funzione della vita utile dell'opera, T_v .

Determinato il tempo di ritorno si desumerà dalla statistica degli eventi estremi l'altezza d'onda di progetto. L'onda, così valutata, avrà, appunto, la probabilità E di essere superata nell'arco di vita dell'opera.

A titolo esemplificativo si fissa il tempo di ritorno, T_R , pari a 500 anni e si procede alla determinazione della massima probabilità di danneggiamento ammissibile, E , per diversi valori della vita utile dell'opera, T_v , così come sintetizzato nella seguente tabella 2.3:

T_v (anni)	E
15	0.03
25	0.05
50	0.10
100	0.20

Tabella 2.3 – Vita utile dell'opera e massima probabilità di danneggiamento ammissibile per tempo di ritorno $T_R = 500$ anni

I risultati ottenuti mostrano che, per fissato tempo di ritorno, all'incremento della vita utile dell'opera, T_v , corrisponde un aumento della massima probabilità di danneggiamento ammissibile, E . Pertanto, man mano che aumenta la vita utile, la ripercussione economica ed il rischio per la vita umana sono sempre più piccoli; infatti, nel caso relativo alla distruzione totale, per $T_v = 25$ anni si ottiene una probabilità $E = 0.05$ che corrisponde a ripercussione economica alta ed a rischio per la vita umana elevato, mentre per $T_v = 100$ anni si ottiene una probabilità $E = 0.20$ corrispondente ad una ripercussione economica bassa ed a un rischio per la vita umana limitato.

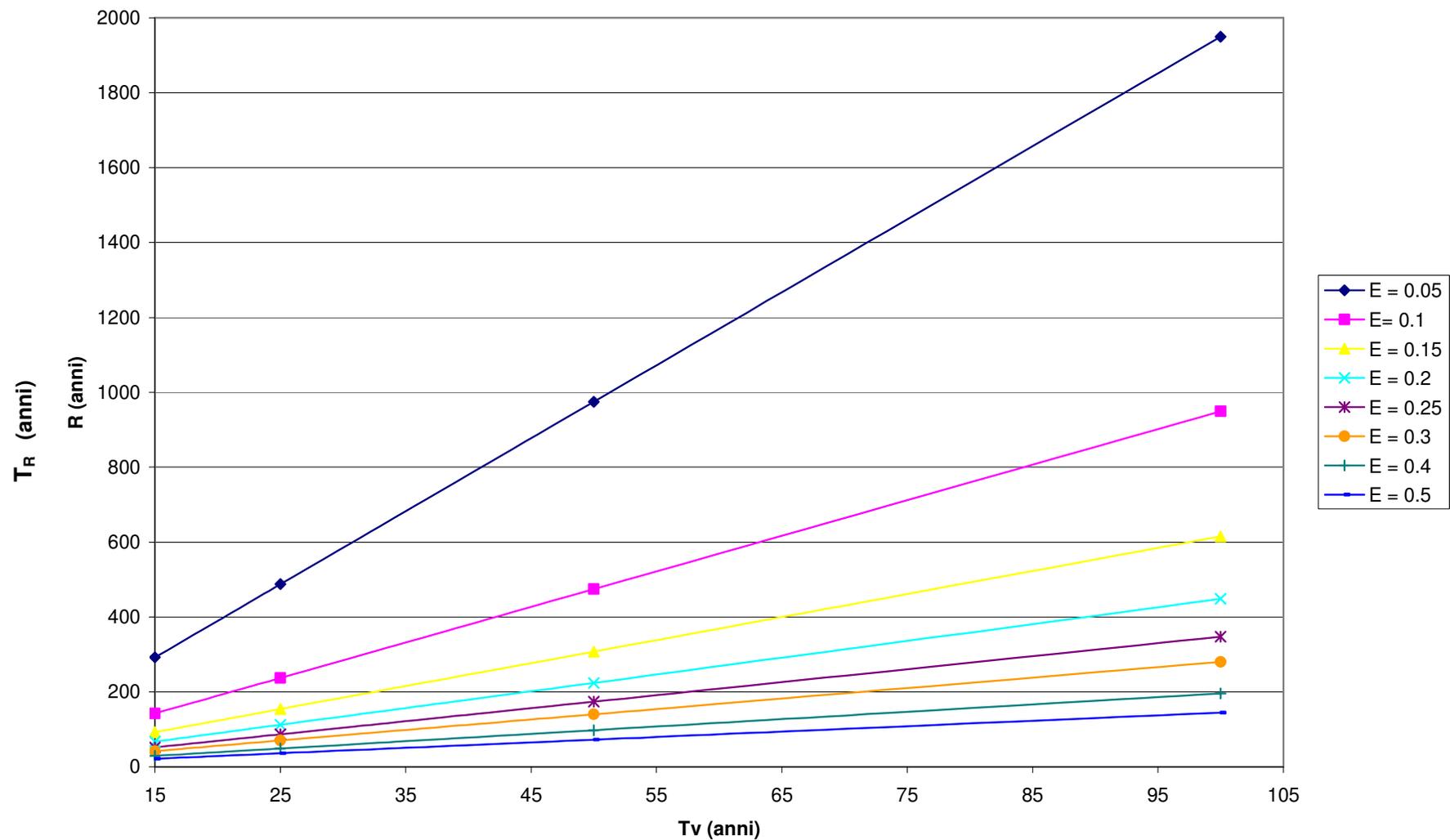


Fig. 2.2 – Tempo di ritorno dell'evento di progetto, T_R , in funzione della vita utile dell'opera, T_v .

Per il caso in esame si procede alla determinazione dell'onda di progetto per le due diverse tipologie costruttive previste per il completamento della diga di sottoflutto: opera a gettata per il primo tratto e parete verticale per il secondo. In particolare, sulla scorta delle indicazioni fornite dall'Autorità Portuale di Palermo, si è assunta una vita utile dell'opera, T_v , pari a 50 anni. Con riferimento alla massima probabilità di danneggiamento ammissibile, E , è stata considerata, per la struttura gettata, quella corrispondente alla configurazione di danneggiamento incipiente e, per la parete verticale, quella corrispondente alla configurazione di distruzione totale. Per entrambe le configurazioni si assume la condizione di ripercussione economica bassa e rischio per la vita umana limitato poichè il livello di sicurezza 2 corrispondente ad una vita utile di 50 anni (tab. 2.1) si riferisce ad opere di interesse generale che comportano un moderato rischio di perdita di vita umane. L'individuazione della vita utile, T_v , e della probabilità di danneggiamento, E , consente, quindi, la determinazione del tempo di ritorno, T_R :

Tipo opera	T_v (anni)	E	$T_{R, \text{teorico}}$ (anni)	$T_{R, \text{progetto}}$ (anni)
Struttura a gettata	50	0.5	72	100
Parete verticale	50	0.2	224	250

Le altezze d'onda associate ai suddetti tempi di ritorno (cfr. Elaborato 2.1 - Studio idraulico marittimo) saranno utilizzate per condurre le verifiche di stabilità idraulica delle realizzande opere.

3. VERIFICA DELLA MANTELLATA

Si procederà nel presente paragrafo alla definizione dei parametri necessari alla verifica del peso degli elementi che andranno a costituire la mantellata posta a protezione del primo tratto della diga di sottoflutto.

3.1 - LA STABILITA' DI UNA DIGA A SCOGLIERA

Diverse analisi sperimentali dimostrano che nel comportamento di una diga a scogliera, al crescere dell'altezza dell'onda incidente fino ai valori di rottura¹, si possono distinguere tre fasi.

Nella prima fase la diga rimane pressoché inalterata sotto l'incalzare dell'onda; i massi subiscono piccoli movimenti reversibili intorno alla posizione di equilibrio, eccetto la dislocazione di pochi blocchi isolati, il cui distacco non pregiudica la stabilità generale dell'opera; la seconda fase è caratterizzata da deformazioni irreversibili dell'ammasso, generate dal superamento del valore di altezza dell'onda di equilibrio; tale fase è detta di "inizio delle avarie" e in corrispondenza a questa la mantellata perde, per ogni stato del mare, un certo numero di blocchi, talché la deformazione permane al cessare dell'azione dei flutti. Il numero di blocchi dislocati dipende prevalentemente dall'altezza d'onda e poco dalla durata della sua azione. Le variazioni del profilo tendono a fare assumere alla mantellata una forma di minima resistenza nei confronti della massa d'acqua in movimento che la investe, secondo un profilo ad S detto di Bruun. Questa seconda fase viene detta di "stabilità parziale".

Si assiste, infine, ad un comportamento della diga profondamente diverso quando viene raggiunto un determinato valore dell'altezza d'onda, detto di "rottura totale". In questa terza fase il numero dei blocchi dislocati che rotolano al piede della diga cresce indefinitamente e la mantellata non riesce mai a raggiungere una condizione di equilibrio stabile. Lo stato della diga dipende sensibilmente dalla durata dell'azione dell'onda; se questa è tale da portare via il primo strato della mantellata, l'opera è destinata ad un rapido smantellamento perché, come cennato in nota, si verifica l'attacco nello strato sottostante. Le avarie, tuttavia, si producono nella zona più esposta all'aggressione del flutto denominata "mantellata attiva", collocata nell'intorno del livello di riposo del mare.

L'ampiezza delle tre fasi sopra descritte dipende dalla pendenza iniziale e dal peso del masso adoperato.

¹ Le condizioni di rottura, o collasso, dell'opera sono definite dall'asportazione dei blocchi della mantellata in misura tale da comportare l'attacco sullo strato di transizione retrostante che, per le dimensioni di gran lunga inferiori dei blocchi che lo formano, viene rapidamente asportato.

La figura 3.1 mostra il grafico tracciato da Irribarren a tale riguardo; ivi vengono individuate le fasi dianzi descritte nel caso di incidenza normale dell'onda, cioè di attacco frontale.

Lungo l'asse delle ascisse viene riportato il rapporto tra l'altezza dell'onda incidente, H_i , e l'altezza dell'onda di rottura, H_r , e lungo l'asse delle ordinate la percentuale di danneggiamento della mantellata per gli scogli naturali, i blocchi parallelepipedi e per i tetrapodi.

Il passaggio dalla fase di "stabilità totale" a quella di "stabilità parziale" avviene, in modo sostanzialmente indipendente dal tipo di blocco, in corrispondenza del valore H_i/H_r pari a 0.6; cioè, perché si abbia l'inizio della fase di "stabilità parziale" l'altezza dell'onda incidente deve assumere un valore almeno pari al 60% dell'altezza d'onda di rottura.

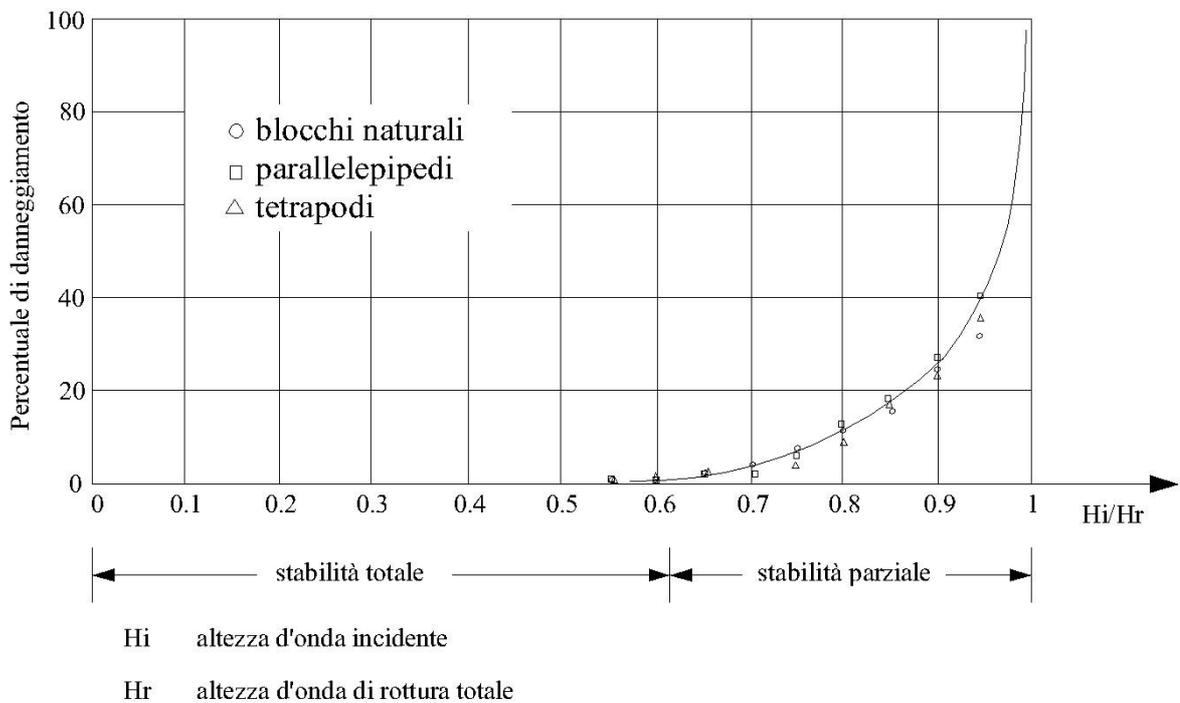


Fig. 3.1 – Curva di stabilità

3.2 - LE CONDIZIONI DI EQUILIBRIO DEL BLOCCO DELLA MANTELLATA

Per verificare le condizioni di equilibrio del blocco che costituisce la mantellata si è fatto ricorso alla formula di Hudson, di consolidata applicazione, ancorché valida per onde regolari. Tra le tante formule esistenti in letteratura, è, per altro, quella per la quale, più di ogni altra, sono state condotte minuziose ricerche sperimentali atte alla valutazione del

coefficiente di stabilità per una vasta ed articolata casistica, non solo con riferimento ai diversi tipi di blocco, ma anche alle caratteristiche idrodinamiche dell'onda incidente. Infatti, il momento più delicato di tutto il processo progettuale è costituito dalla valutazione del coefficiente empirico che tiene conto della geometria macroscopica (forma, dimensione, grado di arrotondamento degli spigoli) e microscopica (scabrezza delle superfici), sia di ogni singolo blocco, sia della mantellata nel suo insieme (grado di interconnessione). E' appena il caso di ricordare che il periodo dell'onda non compare esplicitamente nella formula di Hudson per il fatto che il valore del coefficiente empirico è relativo al campo più gravoso dei periodi stessi; campo che, secondo lo stesso Autore, è quello per il quale si manifesta il frangimento brusco sulla scarpata.

Inoltre, la precitata formula di Hudson fornisce, a parità di giacitura del paramento, valori del peso del blocco sempre più alti rispetto a quelli ottenibili da altre formule, quali, ad esempio, quella di Iribarren, non solo nel caso di scogli, ma anche di blocchi artificiali sia di forma parallelepipedica sia di forma speciale. Risultando, pertanto, più cautelativi si è fatto riferimento ai valori del peso del blocco deducibili dalla ripetuta formula di Hudson, avente la seguente espressione:

$$P = \frac{\gamma_c}{\Delta^3} \frac{H_s^3}{K_D \cot g \alpha}$$

dove:

P è il peso dell'elemento di mantellata;

$\Delta = (\gamma_c / \gamma_w) - 1$, con γ_c il peso specifico del blocco e γ_w quello dell'acqua, assunto per semplicità pari a 1000 kg/m³;

α è l'angolo che il paramento foraneo che accoglie la mantellata forma con l'orizzontale;

H_s è l'altezza d'onda significativa;

K_D rappresenta il coefficiente di stabilità, variabile in funzione del grado di danneggiamento, facilmente reperibile in letteratura².

Come è noto esistono tabelle sufficientemente vaste ed articolate per la valutazione del coefficiente K_D ; la maggior parte di esse si riferisce, tuttavia, a condizioni di onde regolari.

In merito all'aliquota di danneggiamento prevista per un assegnato valore di K_D si ricorda che, secondo Hudson, l'opera può considerarsi ancora integra quando la percentuale di danni non supera il 5%.

² Shore Protection Manual, CERC, 1984.

Da quanto sopra, risolvendo l'equazione si ottiene il peso dell'elemento di mantellata in equilibrio (Paragrafo 3.3).

3.3 - DETERMINAZIONE DEL PESO DELL'ELEMENTO DI MANTELLATA

Il presente paragrafo si compone di due parti: nella prima, si procede alla determinazione del peso degli elementi parallelepipedi di mantellata per diversi valori dell'altezza d'onda significativa al variare della pendenza del paramento foraneo della diga; nella seconda, si calcola il peso del singolo elemento per il valore dell'altezza d'onda e della pendenza di progetto.

Si rammenta che il variare dell'inclinazione del paramento che contiene la mantellata, a parità di H_s , comporta una modifica del volume della quantità di materiale necessario per la realizzazione della stessa, sia per la potenza dello strato, che inversamente dell'estensione del fronte attaccato. Infine, la validità della formula di Hudson è legata al campo dei valori di $\cotg \alpha$ con i quali sono state eseguite le prove su modello che, nei calcoli che seguono sono stati assunti variabili da 1.25 a 3.5. E' stato, quindi, tracciato un grafico (Fig. 3.2) che riporta in ascisse l'altezza d'onda ed in ordinate il peso dell'elemento di mantellata al variare dell'angolo che la mantellata stessa forma con l'orizzontale. La figura mostra che per tutti i casi esaminati all'aumentare della pendenza del paramento foraneo della diga, diminuisce a parità di altezza d'onda, come è ovvio, il peso dell'elemento di mantella in grado di assicurare l'equilibrio della mantellata.

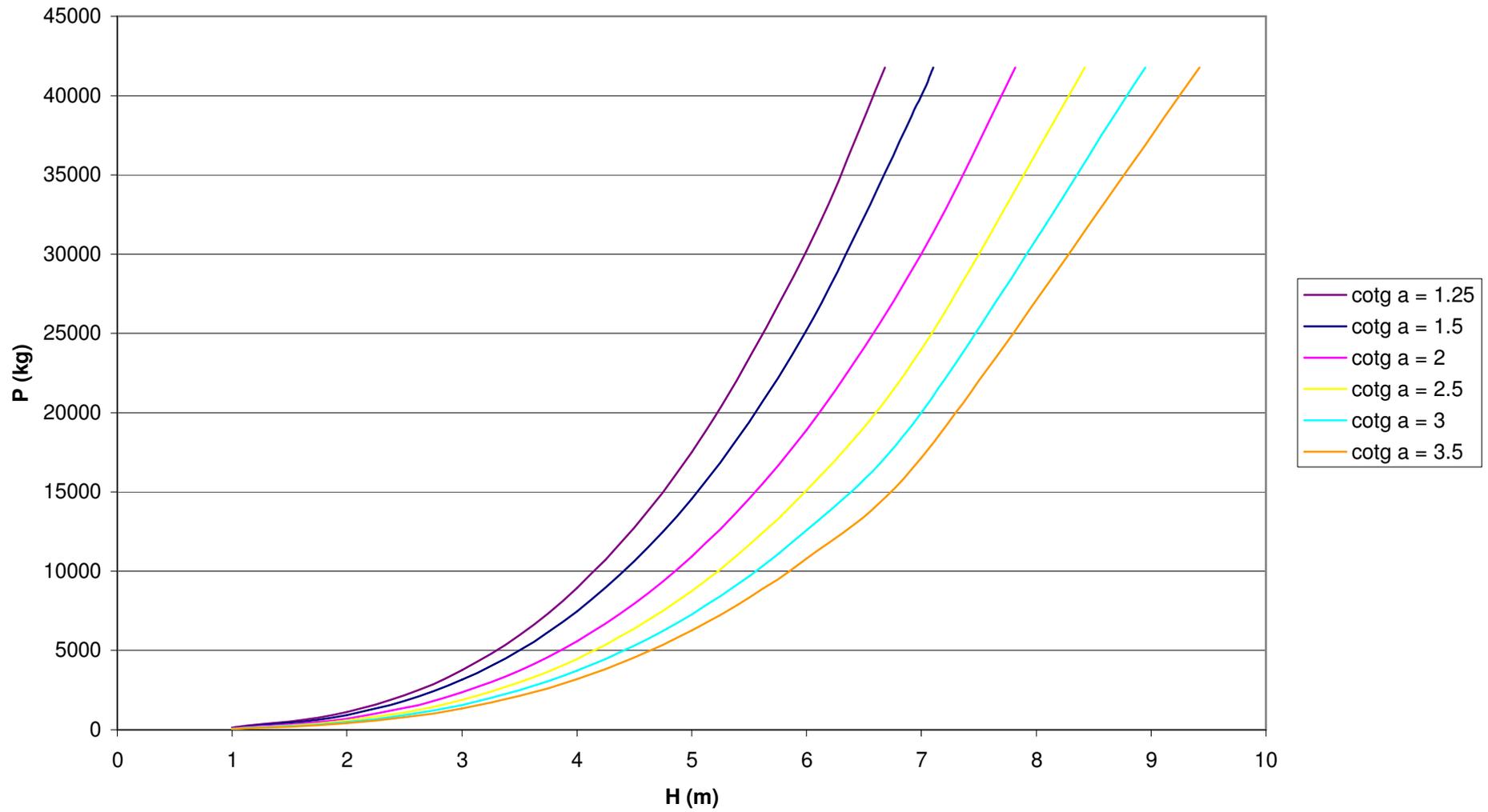


Fig. 3.2 – Andamento del peso del blocco in funzione dell'altezza d'onda al variare della pendenza del paramento foraneo della diga

Introducendo nella formula di Hudson i valori numerici riportati nella tabella che segue, validi per il tratto di diga che va dalla progressiva 260,00 m alla progressiva 550,00 m per il quale si prevede un'opera a gettata si ottengono i valori del peso dell'elemento di mantellata per i quali è assicurata la stabilità della mantellata.

	Opera a gettata (dalla progr. 260,00 m alla progr. 550,0 m)
γ_c (kg/m ³)	2400
cotg α	1.5
Hs (m)	4.7
K_D	5
P (tonn)	12

In conclusione, per valori dell'altezza d'onda ottenuta in un punto sottocosta posto alla profondità di -11,0 m in prossimità dell'imboccatura portuale associata al tempo di ritorno di 100 anni la stabilità della mantellata è assicurata per blocchi di peso pari a 12 t.

Pertanto, il riutilizzo dei massi cubici artificiali che costituiscono la mantellata dell'esistente diga di sottoflutto, aventi un peso di circa 16 t , garantirà a fortiori la stabilità della mantellata.

Allo scopo di individuare il grado di danneggiamento ammissibile associato all'utilizzo dei suddetti elementi si conduce il calcolo del massimo grado di danneggiamento in funzione del peso del blocco facendo riferimento alle esperienze di Van der Meer.

3.4 - VERIFICA DEL PESO DEL BLOCCO DELLA MANTELLATA IN MASSI ARTIFICIALI (VAN DER MEER)

In questa sezione si procederà alla valutazione del livello di danneggiamento della mantellata sottoposta ad una mareggiata utilizzando le indicazioni all'uopo fornite nella letteratura specializzata ed alla consolidata pratica applicativa, attingendo al criterio di Van der Meer. In particolare, Van der Meer ha esteso le sue ricerche a mantellate realizzate in massi artificiali del tipo tetrapodo, cubo e accropodo e per ogni elemento ha considerato un solo valore della pendenza della mantellata: per tetrapodi e cubi $\text{cotg}\alpha = 1.5$; per accropodi $\text{cotg}\alpha = 1.33$. Nel caso in esame si farà ricorso alla formula di Van der Meer valida per massi di forma cubica.

Si indichi con p la permeabilità della mantellata, usualmente compresa fra 0,30 e 0,50 e qui posta pari a 0,40. Sia, inoltre, D_n la dimensione lineare caratteristica dei blocchi, detta diametro nominale, assunta pari al lato del cubo di peso uguale a quello del blocco della mantellata stessa.

Una semplice applicazione numerica porge nel caso di massi da 12 t un valore di D_n pari a 1.70 m e nel caso di massi da 16 t un valore di 1.90 m.

Conservando lo stesso significato dei simboli già definiti, si indichi, altresì, con N_{od} il numero di elementi dislocati in una larghezza pari al diametro nominale, D_n , con O il numero di onde presenti nella mareggiata³, qui posto pari a 2500, e con s la ripidità pari a H_s/L_0 . La formula di Van der Meer⁴ per cubi ha la seguente espressione:

$$\frac{H_s}{\Delta D_n} = \left(6.7 \cdot \frac{N_{od}^{0.4}}{O^{0.3}} + 1.0 \right) \cdot s_m^{-0.1}$$

La valutazione quantitativa del danno si effettua attraverso una scala che vede l'inizio del danno contrassegnato da $N_{od} = 0$ e la distruzione della mantellata contrassegnata da $N_{od} \geq 0.5$.

Per il caso che qui interessa, l'equazione sopra riportata fornisce il numero di elementi dislocati in una larghezza pari al diametro nominale. In particolare, per massi da 12 t, N_{od} vale 0.55 e la percentuale di massi rimossi 4.6%, mentre, per massi da 16 t, N_{od} vale 0.25 e la percentuale di massi rimossi 2.5%, assumendo onde con altezza significativa pari a 4.70 m relativamente ad una profondità al piede di 6 m. Alla luce di quanto sopra si configura, quindi, l'opportunità di utilizzare elementi del peso singolo di 16 t perché in grado di assicurare un livello di danno, N_{od} , minore del valore di 0.5 che compete alla condizione di distruzione della mantellata.

³ Le esperienze condotte dall'Autore sono relative ad attacchi con numero di onde compreso tra 1000 e 5000, sembra pertanto adeguata la scelta operata in questa sede che corrisponde ad una mareggiata con durata di circa 8 ore.

⁴ Le formule di Van der Meer sono particolarmente indicate per acque basse, con $h/L < 0,15$.

4. DETERMINAZIONE DELLA SPINTA ORIZZONTALE SULLA PARETE DEL CASSONE

Nel presente paragrafo si procederà alla definizione dell'azione agente sul paramento verticale della struttura al fine di procedere alla verifica di stabilità della stessa (cfr. Elaborato 2.8).

Le spinte del moto ondoso sul paramento verticale vanno calcolate utilizzando le appropriate teorie disponibili (Goda, Sainflou).

4.1 – METODO DI SAINFLOU

Nel caso in cui sia assicurata la stazionarietà⁵ del moto ondoso, la componente della spinta orizzontale è uguale alla risultante del diagramma di carico orizzontale rappresentato in figura 4.1 durante la fase di cresta dell'onda, e in figura 4.2 durante la fase di cavo dell'onda.

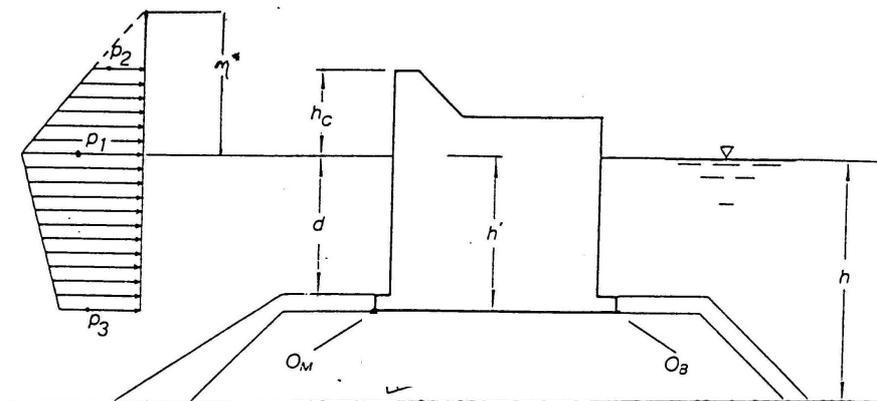


Fig. 4.1 - Fase di cresta

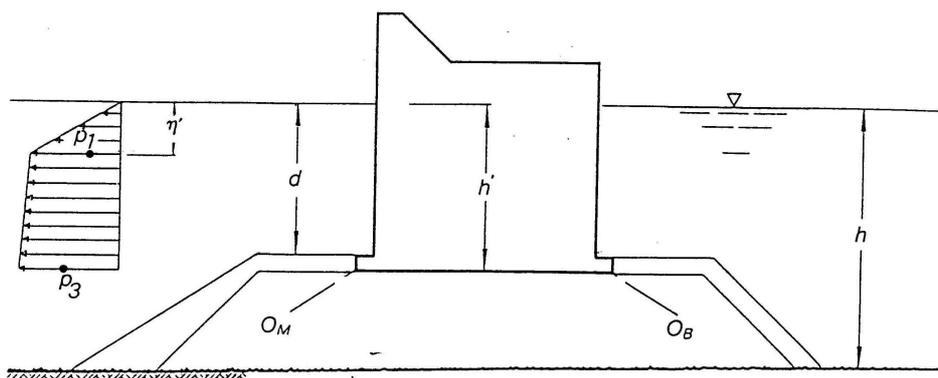


Fig. 4.2 - Fase di cavo

⁵ La condizione necessaria per la stazionarietà dell'onda di fronte alla parete verticale è che l'altezza libera della parete misurata sotto il livello dell'acqua (d) si mantenga sempre superiore o pari a $1.5 H$, dove con H si indichi il valore dell'altezza d'onda incidente.

Innanzitutto è bene verificare che il moto ondoso non sia frangente, assicurandosi che la profondità al piede della parete verticale sia maggiore di 1.5 volte l' $H_{1/100} = 1.67 H_s$.

Nel caso in cui la verifica sia soddisfatta le pressioni indotte dal moto ondoso possono essere calcolate utilizzando la teoria di Sainflou. Si noti che le formule prevedono l'utilizzo della altezza $H = H_{1/20} = 1.4 H_s$, secondo le Istruzioni Tecniche del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici.

In fase di cresta, facendo riferimento per il significato dei simboli alla figura 4.1, la pressione sul livello medio marino p_1 è:

$$p_1 = \gamma \left(d + \frac{H}{\cosh kd} \right) \frac{\eta^*}{d + \eta^*}$$

nella quale η^* è il massimo livello raggiunto dalla superficie libera calcolabile mediante la seguente formula:

$$\eta^* = H + \frac{\pi H^2}{L} \frac{1}{\tanh kd}$$

La componente aggiuntiva $\frac{\pi H^2}{L} \frac{1}{\tanh kd}$ tiene conto degli effetti non lineari e in particolare di un aumento del livello medio del mare indotto dal moto ondoso.

Nel caso in cui il massimo livello raggiunto dalla superficie libera risulti minore della massima quota del paramento h_c il diagramma delle pressioni per la parte del paramento situata al di sopra del livello indisturbato del mare è triangolare. Nel caso invece in cui risulti $\eta^* > h_c$ il diagramma delle pressioni risulta trapezoidale con pressione p_2 sulla parte più alta del muro paraonde ricavabile con semplici considerazioni geometriche:

$$p_2 = p_1 \frac{\eta^* - h_c}{\eta^*}$$

La pressione p_3 indotta dal moto ondoso sulla parte più profonda del cassone è pari a:

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

Una volta nota la distribuzione delle pressioni sul paramento verticale è possibile calcolare la forza totale orizzontale agente sul cassone (tab. 4.1).

FASE DI CRESTA			
INPUT			
h	[m]		8,50
d	[m]		10,00
h'	[m]		11,50
b	[m]		12,70
m	[m]		1,50
h _c	[m]		5,00
H _s	[m]		4,75
H	[m]		6,65
T	[sec]		10,32
L ₀	[m]		165,98
L	[m]		86,00
OUTPUT			
η*			9,24
p ₁	[kg/m ²]		7300,46
p ₂	[kg/m ²]		3350,36
p ₃	[kg/m ²]		4885,71
Spinta sulla parte emersa per metro di muro	Se	[kg/m]	26627,06
Spinta sulla parte immersa per metro di muro	Si	[kg/m]	70070,48
Spinta complessiva per metro di muro	S	[kg/m]	96697,54

Tabella 4.1 – Spinta agente sul cassone in fase di cresta

In fase di cavo, facendo riferimento per il significato dei simboli alla figura 4.2, la pressione p_1 è:

$$p_1 = \gamma \eta'$$

nella quale η' è calcolabile mediante la seguente formula:

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

La pressione p_3 indotta dal moto ondoso sulla parte più profonda del cassone è pari a:

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

Una volta nota la distribuzione delle pressioni sul paramento verticale è possibile calcolare la forza totale orizzontale agente sul cassone (tab. 4.2).

FASE DI CAVO			
INPUT			
h	[m]	8,50	
d	[m]	10,00	
h'	[m]	11,50	
b	[m]	12,70	
m	[m]	1,50	
h_c	[m]	5,00	
H_s	[m]	4,75	
H	[m]	7,93	
L	[m]	86,00	
OUTPUT			
η'	[m]	4,25	
p_1	[kg/m ²]	4245,96	
p_3	[kg/m ²]	10959,97	
p_4	[kg/m ²]	9802,23	
Spinta sulla parte emersa per metro di muro S_e	[kg/m]	9014,10	
Spinta sulla parte immersa per metro di muro S_i	[kg/m]	55152,21	
Spinta complessiva per metro di muro S	[kg/m]	64166,31	

Tabella 4.2 – Spinta agente sul cassone in fase di cavo

4.2 – METODO DI GODA

Quando la condizione di stazionarietà non è assicurata per il calcolo della spinta orizzontale si fa ricorso alla teoria di Goda, secondo la quale il diagramma di carico orizzontale in condizioni di cresta d'onda è quello rappresentato in figura 4.3.

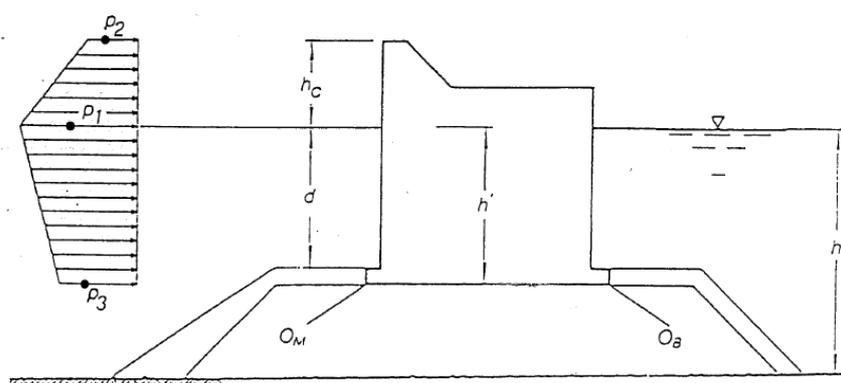


Fig. 4.3 – Diagramma delle pressioni di Goda

Secondo le Istruzioni Tecniche del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici nelle formule che seguono il valore dell'altezza d'onda è pari a:

$$H = \min(1.8H_s, H_f).$$

dove

$$H_f = 0.18 \frac{gT^2}{2\pi} \left\{ 1 - \exp \left[\frac{3\pi^2 h_b}{gT^2} \left(1 + 15(\tan \vartheta)^{4/3} \right) \right] \right\}$$

Indicando con β l'angolo di inclinazione del fronte d'onda rispetto alla parete decurtato di un franco di sicurezza di 15° , la pressione sul livello medio marino p_1 , è:

$$p_1 = 0.5(1 + \cos \beta)(\alpha_1 + \alpha_2 \cos^2 \beta)\gamma H$$

con:

$$\alpha_1 = 0.6 + 0.5 \left(\frac{2kh}{\sinh 2kh} \right)^2$$

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

La pressione p_2 sulla parte più alta del muro paraonde ricavabile con semplici considerazioni geometriche è pari a:

$$p_2 = p_1 \frac{\eta^* - h_c}{\eta^*}$$

In cui:

$$\eta^* = 0.75(1 + \cos \beta)H$$

La pressione p_3 indotta dal moto ondoso sulla parte più profonda del cassone è pari a:

$$p_3 = \alpha_3 p_1$$

dove α_3 è:

$$\alpha_3 = 1 - \frac{h'}{h} \left(1 - \frac{1}{\cosh kh} \right)$$

Noti i su descritti parametri è possibile calcolare la forza totale orizzontale agente sul cassone (tab. 4.3).

INPUT		
(B1) Berm width	m	5,00
(Bup) Width of upright section	m	12,70
(Hs0) Significant wave height at deep water	m	4,75
(hs) Water depth at site	m	8,50
(Tmax) Max. wave period	s	10,00
(db) Depth of berm below SWL	m	8,50
(h') Distance from SWL to caisson base	m	11,50
(Rc) Crest freeboard	m	5,00
(tup/Bup) Relative horiz. dist. from c.gravity and heel	-	0,00
(cot([alpha]v)) Foreshore slope	-	50,00
([beta]) Wave angle	deg	0,00
([mu]f) Coefficient of friction	-	0,70
([rho]f) Mass density of fill	kg/m ³	2100,00
([rho]c) Density of concrete cap	kg/m ³	2400,00
([rho]w) Water density	kg/m ³	1025,00
OUTPUT		
(HD) Design wave height	m	7,92
(Hs0/hs) Relative depth	-	0,56
(h5Hsi) Depth 5*Hsi seaward from toe	m	8,93
(Hsi) Incoming significant wave height	m	4,31
([eta]*) Elevation to which wave pressure is exerted	m	11,88
(L) Local wave length	m	86,09
(p1) wave pressure	kN/m ²	73,28
(pe) Bearing pressure at heel	kN/m ²	-417,03
(pu) Uplift pressure	kN/m ²	55,99
(Fh) Total horizontal wave force	kN/m	1037,56
(Fu) Total uplift force	kN/m	355,53
(Wup) Caisson weight per m length	kN/m	3035,25
(Mh) Moment of Fh about heel	kNm/m	8469,43
(Mu) Moment of Fu about heel	kNm/m	3010,13
(FSs) Factor of safety against sliding	-	1,81
(FSO) Factor of safety against overturning	-	

Tabella 4.3 – Forza orizzontale agente sul cassone

La formula di Goda, descrivendo più propriamente il regime delle pressioni che si esercita sul paramento verticale risulta più idonea alla rappresentazione del fenomeno che non quella di Saintflou. Si osservi come la spinta ottenuta tramite la formula di Goda risulti essere maggiore di quella relativa alla modalità del Saintflou proprio perché tiene in debito conto delle sovrappressioni indotte da fenomeni di frangimento, mentre Saintflou tiene conto della sola riflessione.

5. TRACIMAZIONE

Allorquando un treno d'onde raggiunge un'opera si può presentare il fenomeno della tracimazione. Il sormonto comincia a verificarsi a partire da un certo valore dell'altezza d'onda incidente e dipende dalla geometria del paramento e, in particolare dalla quota del coronamento, R_c .

La stima della portata di tracimazione è di primario interesse per una esaustiva interpretazione e previsione del comportamento di un'opera di difesa; il massimo valore ammissibile dipende dalle funzioni svolte dalla struttura di difesa.

L'accettazione o meno dei valori di tracimazione dipende dalle funzioni svolte dalla struttura di difesa, dalle attività che si possono svolgere in sommità o a tergo della stessa.

Nella tabella 5.1, tratta dal *Coastal Engineering Manual* - parte VI, è riportata una sintesi dei limiti ammissibili di tracimazione.

m ³ /s per m			litri/s per m				
Sicurezza del traffico			Sicurezza strutturale				
10°	Veicoli	Pedoni	Costruzioni	Difese di argini	Dighe coperte da vegetazione	Rivestimenti di terrapieni	1000
10 ⁻¹	Assenza di sicurezza a qualsiasi velocità	Molto pericoloso	Danni alla struttura	Danni anche se interamenti protetti	Danni	Danni anche per lungomari pavimentati	200
						Danni per lungomari non pavimentati	100
							50
							20
							10
10 ⁻²							2
10 ⁻³					Inizio di danno		1
<hr style="border: 1px solid red;"/>			SEZIONE MANTELLATA				
10 ⁻⁴	Da escludere il parcheggio ovunque	Pericoloso per opere coperte da vegetazione e per le dighe a berma orizzontale				Nessun danno	0.1
<hr style="border: 1px solid blue;"/>			SEZIONE IN CASSONI				
10 ⁻⁵	Da escludere il parcheggio per dighe a parete verticale	Pericoloso per opere a parete					0.05
10 ⁻⁶	Non percorribile con sicurezza alle alte velocità	Percorso difficoltoso ma non pericoloso	Qualche danno alle opere accessorie	Nessun danno	Nessun danno		0.02
							0.01
							0.004
10 ⁻⁷	Percorribile con sicurezza a tutte le velocità	Percorso bagnato non difficoltoso	Nessun danno				0.0001

Tabella 5.1 – Valori ammissibili delle portate medie di tracimazione

In relazione alla non monocromaticità dell'onda incidente la portata tracimante è variabile nel tempo e nello spazio. Dai dati sperimentali oggi disponibili non si è in grado di descrivere il fenomeno in dettaglio; viceversa è possibile dedurre il valore medio della portata media tracimata, q misurata in m^3/s per metro di lunghezza di cresta.

Diversi Autori si sono occupati di quantificare, attraverso relazioni semiempiriche, la portata media tracimante in funzione dei principali parametri da cui essa dipende.

Le relazioni proposte in letteratura sono di due tipi:

$$Q = ae^{-bR} \quad (1)$$

$$Q = aR^{-b} \quad (2)$$

Dove Q è la portata media per metro di lunghezza adimensionalizzata perché divisa per gH_sT_{om} ed R è la quota di sommità R_c rapportata all'altezza d'onda e, quindi, adimensionalizzata.

5.1 - VERIFICA DELLA SEZIONE IN MASSI ARTIFICIALI

Tra le numerose formule presenti in letteratura si farà riferimento a quella proposta da Aminti e Franco (1988) sperimentata per mantellata in massi naturali, blocchi cubici e tetrapodi, in presenza di muro paraonde.

La formula utilizzata è la seguente:

$$\frac{q}{gH_sT_{om}} = a \left[\left(\frac{R_c}{H_s} \right)^2 \sqrt{\frac{s_{0m}}{2\pi}} \right]^{-b}$$

dove:

R_c è la quota della sommità dell'opera;

H_s è l'altezza d'onda significativa;

T_{0m} è il periodo medio dell'onda su profondità illimitata;

s_{0m} è la ripidità dell'onda su profondità illimitata definita dal rapporto

$$s_{0m} = \frac{H_s}{L_{0m}} = \frac{2\pi H_s}{gT_{0m}^2}.$$

a e b sono due coefficienti che variano in funzione del tipo di masso, della inclinazione del paramento della mantellata e del rapporto tra la larghezza della berma e l'altezza dell'onda significativa e reperibili in letteratura⁶.

⁶ Benassai E.: Le dighe marittime, 2006.

In particolare, per la sezione ipotizzata nel presente progetto si assumono i seguenti valori per la determinazione della portata di tracimazione:

Hs (m)	2.85
Rc (m)	5.0
a	17E-08
b	2.42
q (l/s)	0.9

Si precisa che il valore dell'altezza d'onda utilizzato per il calcolo della portata tracimante, riferito ad un tempo di ritorno di 1 anno, è calcolato alla profondità di -11,0 m, in un punto sottocosta (P3) posto in prossimità dell'imboccatura portuale in assenza del prolungamento del molo di sopraflutto (cfr. Elaborato 2.1 – *Studio idraulico marittimo*).

Sostituendo i suddetti valori nella formula sopra richiamata si ottiene una portata di tracimazione pari a $0.9E-03 \text{ m}^3/\text{s}$ per metro di struttura, ossia pari a 0.9 l/s sempre per metro di struttura. Il valore così ottenuto, confrontato con i limiti ammissibili di tracimazione indicati nella tabella 5.1, mostra che la portata tracimante ricade nell'intervallo di estremi 0.1 e 1 l/s per metro di struttura. Per tale valore di portata, il massiccio risulta pericoloso per i pedoni ed il parcheggio è vietato ovunque. Tuttavia, nel caso in esame non è previsto, a tergo delle opere di difesa foranee, lo svolgimento di alcuna attività umana, quali, ormeggio delle imbarcazioni, rifornimento carburante, ecc.. Il massiccio dell'opera a gettata, infatti, è destinato esclusivamente al passaggio del personale specializzato. Va, inoltre, ricordato che il valore di altezza d'onda utilizzato per il calcolo della portata di tracimazione è associato a un evento con tempo di ritorno pari a 1 anno, pertanto, mediamente una sola volta all'anno il massiccio non risulta fruibile. Tuttavia, si riferisce che il calcolo della portata tracimante è stato condotto per un'altezza d'onda ottenuta alla profondità di -11,0 m, mentre il valore dell'altezza d'onda in un punto posto davanti la struttura alla profondità di - 4,8 m (P2) è pari a 0,32 m e risulta, pertanto, di gran lunga inferiore a quello utilizzato per la verifica della sezione alla tracimazione.

5.2 - VERIFICA DELLA SEZIONE IN CASSONI

La verifica alla tracimazione della sezione realizzata in cassoni viene condotta mediante la formula di Van Der Meer e De Waal (1992) sperimentata per dighe in cassoni perforati, cassoni con muro paraonde curvo non mantellati, cassoni mantellati.

La formula utilizzata è la seguente:

$$\frac{q}{\sqrt{gH_s^3}} = 0.2 \exp\left(-\frac{4.3 R_c}{\gamma H_s}\right)$$

dove:

R_c è la quota della sommità dell'opera;

H_s è l'altezza d'onda significativa;

γ è un fattore di riduzione che dipende dalla geometria della sezione.

Per il caso di cassone non mantellato con muro paraonde curvo il fattore di riduzione, γ , è pari a 0.7 e corrisponde alla riduzione del 30% dell'elevazione della cresta⁷.

In particolare, si assumono i seguenti valori per la determinazione della portata di tracimazione:

Hs (m)	2.85
Rc (m)	5.0
γ	0.7

Analogamente a quanto fatto per la sezione in massi artificiali, il valore dell'altezza d'onda utilizzato per il calcolo della portata tracimante, riferito ad un tempo di ritorno di 1 anno, è calcolato alla profondità di -11,0 m, in un punto sottocosta posto in prossimità dell'imboccatura portuale (cfr. Elaborato 2.1 – *Studio idraulico marittimo*).

Sostituendo i suddetti valori nella formula sopra richiamata si ottiene una portata di tracimazione pari a 6.3E-05 m³/s per metro di struttura, ossia pari a 0.063 l/s sempre per metro di struttura. Il valore così ottenuto, confrontato con i limiti ammissibili di tracimazione indicati nella tabella 5.1, mostra che la portata tracimante ricade nell'intervallo di estremi 0.03 e 0.1 l/s per metro di struttura. Per tale valore di portata, bisogna escludere il parcheggio. Tuttavia, nel caso in esame non è previsto, a tergo del muro paraonde, lo svolgimento di alcuna attività umana. Il massiccio dell'opera, infatti, è destinato esclusivamente al passaggio del personale specializzato per consentire le eventuali operazioni di ispezione e di manutenzione del fanale di segnalamento.

Anche in questo caso si riferisce che il valore dell'altezza d'onda in un punto (P1) posto davanti la struttura alla profondità di - 8,0 m è pari a 0,50 e, pertanto, largamente inferiore al valore dell'altezza d'onda utilizzato per la verifica della sezione alla tracimazione.

⁷ L. Franco, M. de Gerloni, J. W. Van der Meer - "Wave overtopping on vertical and composite breakwaters", Capitolo 75 – Coastal Engineering Manual, 1994

6. DIMENSIONAMENTO E VERIFICA DEGLI ELEMENTI STRUTTURALI

Nei seguenti paragrafi sono esposte le caratteristiche dei manufatti di conglomerato cementizio armato, in funzione delle prestazioni attese e degli scenari di sollecitazione più severi cui saranno sottoposte.

In particolare, oggetto di questa sezione della relazione sulle strutture è la definizione dimensionale degli elementi, dimostrandone la congruenza con le scelte e gli aspetti geometrici, alla luce degli eventuali stress di natura statica e dinamica promossi dall'ambiente di progetto. I manufatti oggetto di verifica strutturale sono:

- il cassone cellulare;
- il sistema di ripartizione del carico promosso dall'urto del natante;
- i componenti dei muri di sponda;
- l'elemento piastra di pavimentazione del piazzale;
- gli accosti definiti da palancole.

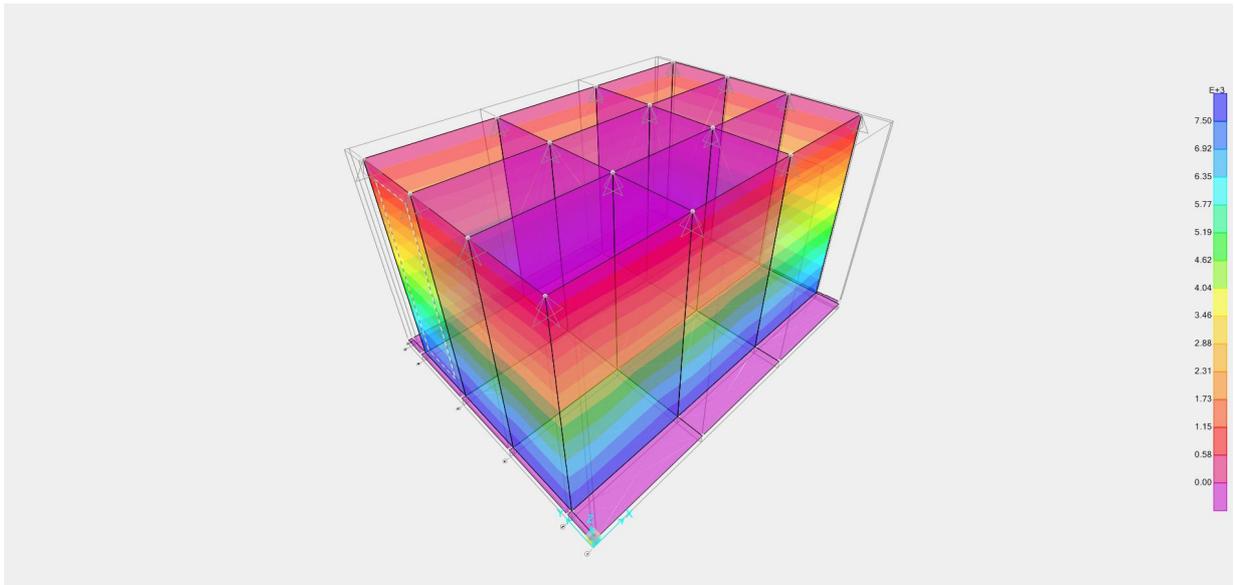
6.1 VERIFICA del cassone

Lo scenario che massimizza il quadro di sollecitazione sul manufatto è determinato non tanto dalle azioni promosse dall'ambiente di progetto, quanto da quelle connesse alla movimentazione ed al successivo posizionamento in configurazione definitiva dell'opera.

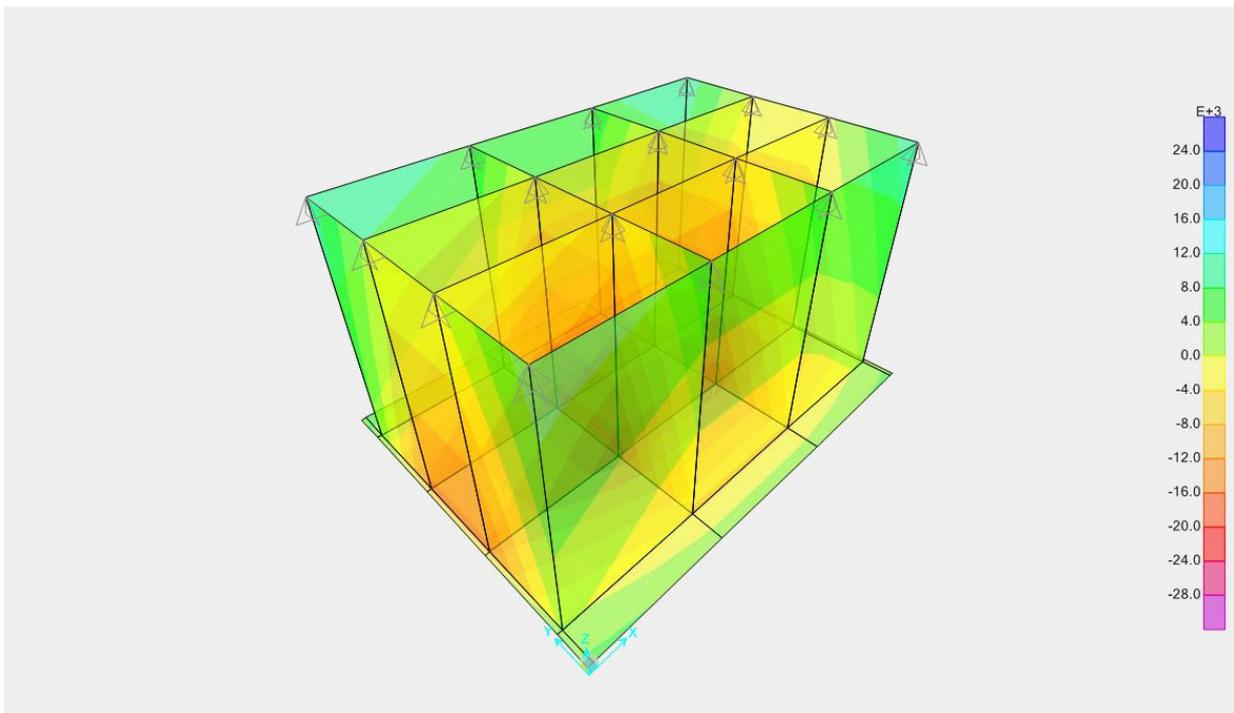
Più in particolare, il cassone comincerà la propria vita utile con le procedure di varo, quindi di navigazione, poi di posizionamento (affondamento), e successivamente di riempimento, propedeutico alla definizione delle sovrastrutture gettate in opera, ed infine di messa in esercizio. Come verificato nello specifico paragrafo dedicato allo studio del galleggiamento, la navigazione in sicurezza prevede di dotare l'opera di zavorra (acqua all'interno delle celle con $h=50$ cm), così da configurare l'opera viva con altezza pari a 8 m circa. Tale scenario promuove lo stress massimo sulla platea e sulle pareti del fusto.

Di seguito, con l'ausilio di solutore agli elementi finiti Sap2000 e post processore CMP, è indagato tale scenario di carico. In particolare, i carichi costituiti dal peso del cassone e dalle azioni idrostatiche sono considerati permanenti con coefficienti amplificativi pari a 1.

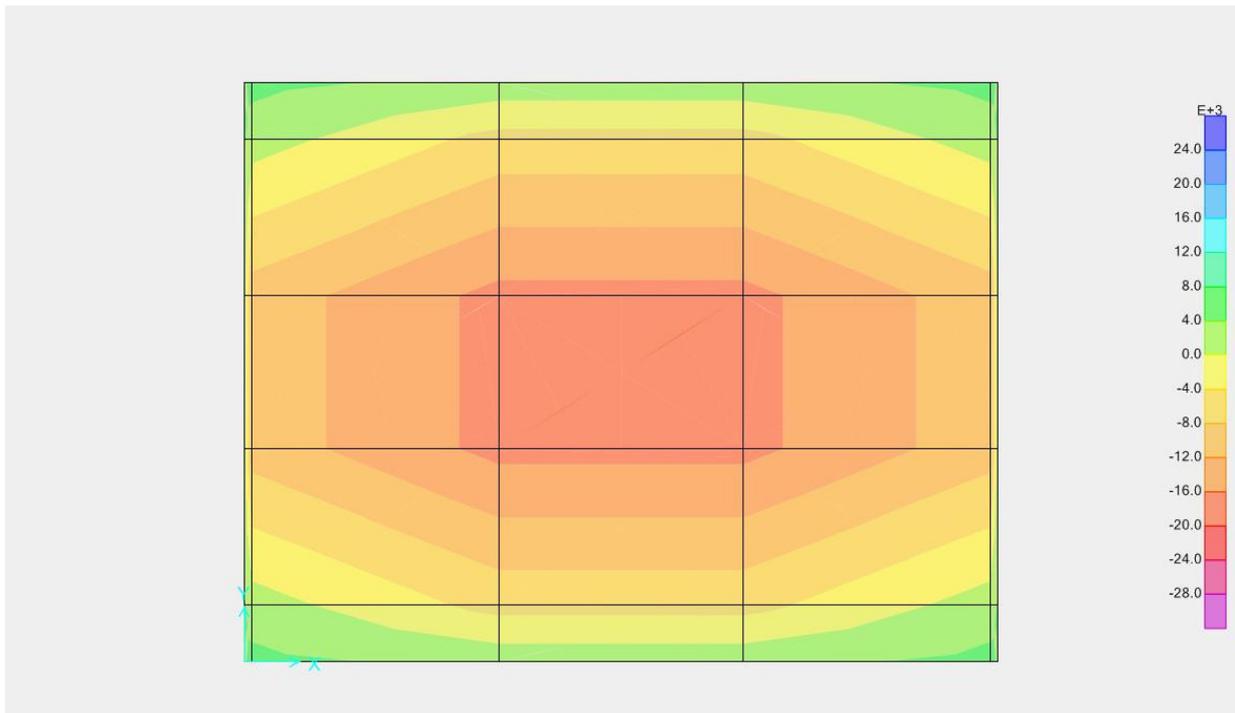
L'implementazione con solutore Sap ha consentito di determinare il quadro tensionale che incide gli elementi strutturali che definiscono il cassone, in particolare le sollecitazioni massime si manifestano in corrispondenza delle zone di innesto del fusto:



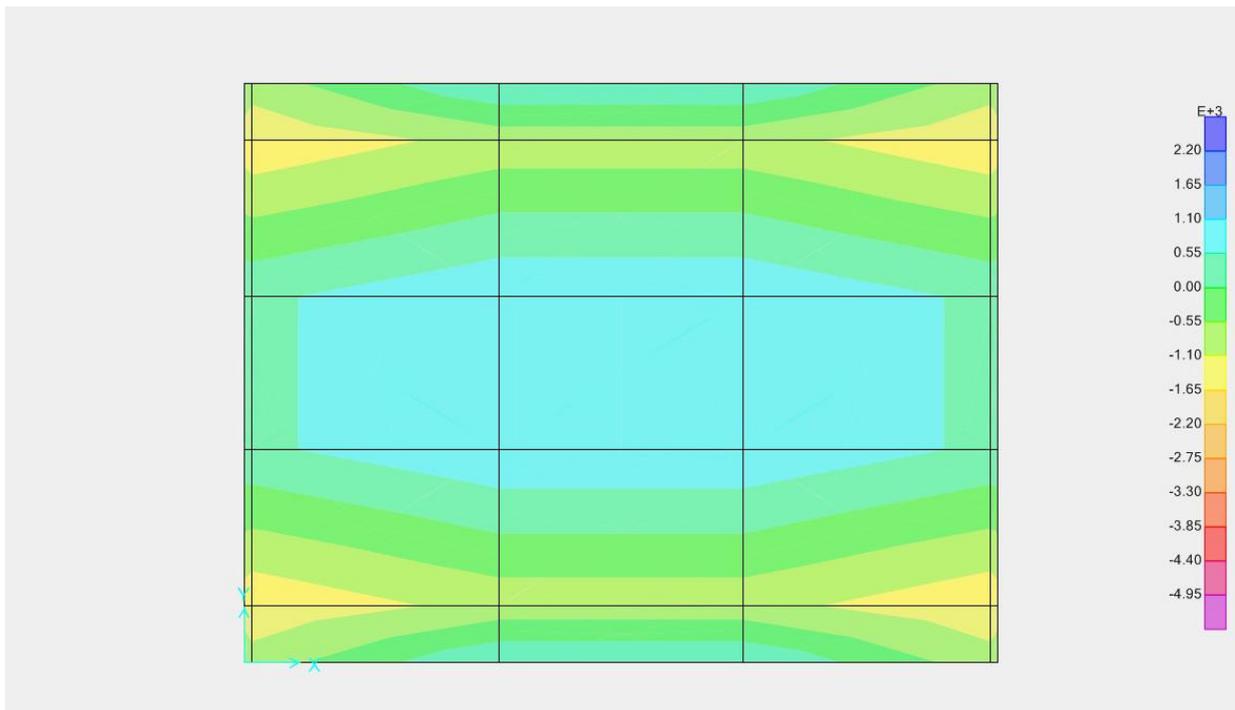
Azioni sul cassone



Sollecitazioni massime sul cassone



Sollecitazioni massime sulla platea

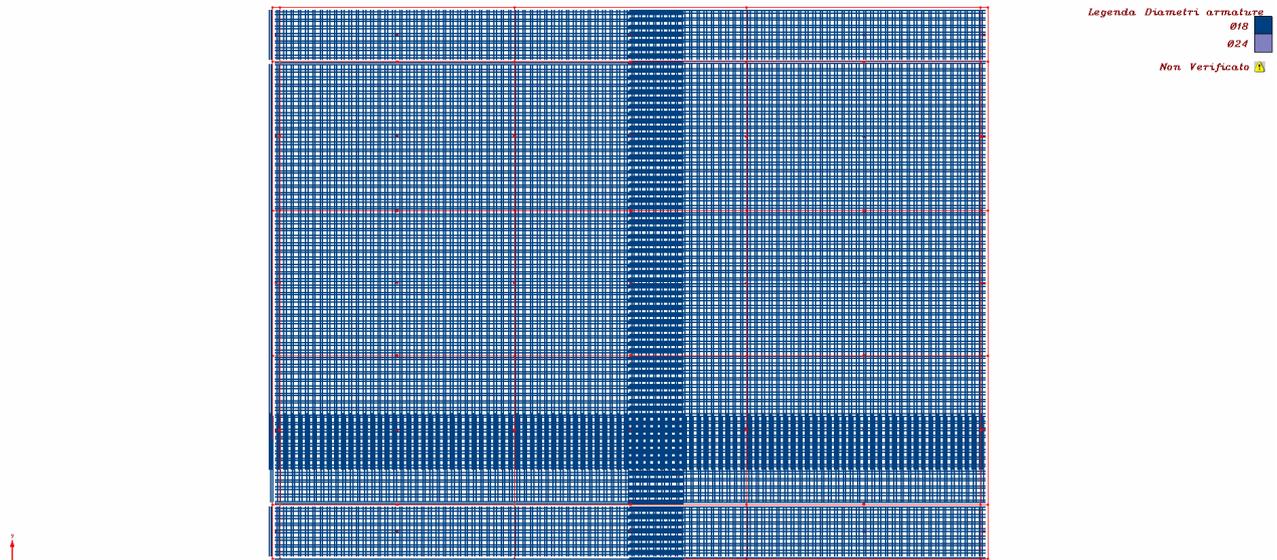


Momenti flettenti sulla platea

La modellazione eseguita in post processing con solutore CMP, ha evidenziato che la qualificazione dell'opera con armatura $\phi 18/20/20$ B450C, sia all'intradosso che all'estradosso, con copriferro 6 cm , porge una soluzione con coefficiente di sfruttamento a

flessione e sforzo normale, congruo rispetto alle prestazioni attese. La platea è stata calcolata verificando, in termini di resistenza, che:

$$\text{CoeffMN} = \frac{N}{N_r} = \frac{M_{12}}{M_{r12}} = \frac{M_{13}}{M_{r13}} \leq 1$$



Con: N , M_{12} , M_{13} la terna di sollecitazione sul singolo elemento, N_r , M_{r12} , M_{r13} i valori di resistenza ultimi.

Le verifiche di resistenza seguono le indicazioni per il calcolo agli stati limite ultimi contemplate nelle NTC del gennaio 2008.

Nel caso specifico si prevede per la valutazione delle verifiche strutturali, calcestruzzo con $R_{ck}=35 \text{ N/mm}^2$, quindi la resistenza cilindrica sarà pari a:

$$f_{ck}=0,83 \times R_{ck}=29 \text{ N/mm}^2.$$

In definitiva, posto $\gamma_C = 1,5$:

$$f_{cd}=f_{ck}/\gamma_C= 19,3 \text{ N/mm}^2$$

Per le armature, utilizzando acciaio B450C laminato a caldo – è importante: ha un comportamento duttile con requisiti di deformazione doppi rispetto all'acciaio laminato a freddo – si ha la seguente tensione caratteristica di snervamento: $f_{yk}=450 \text{ N/mm}^2$, quindi per $\gamma_S=1,15$:

$$f_{yd}=f_{yk}/\gamma_S= 390 \text{ N/mm}^2$$

e deformazione ultima $\epsilon_{ud}=10 \text{ ‰}$;

In Particolare, con armatura $\phi 18/20/20$ B450C, sia all'intradosso che all'estradosso, il CoeffMN_{\max} lungo le fibre della platea parallele alla direzione y è risultato pari a:

$$\text{CoeffMN}_{\text{maxy}} = 0,33$$

il $\text{CoeffMN}_{\text{max}}$ lungo le fibre della platea parallele alla direzione x è risultato pari a:

$$\text{CoeffMN}_{\text{maxx}} = 0,27$$

Con armatura $\phi 18/20/20$ B450C, sia all'intradosso che all'estradosso, il $\text{CoeffMN}_{\text{max}}$ lungo le fibre delle ali del cassone parallele alla direzione dello sviluppo trasversale è risultato pari a:

$$\text{CoeffMN}_{\text{maxy}} = 0,12$$

il $\text{CoeffMN}_{\text{max}}$ lungo le fibre delle ali del cassone parallele alla direzione dello sviluppo longitudinale è risultato pari a:

$$\text{CoeffMN}_{\text{maxx}} = 0,45$$

Con armatura $\phi 18/20/20$ B450C, sia all'intradosso che all'estradosso, il $\text{CoeffMN}_{\text{max}}$ lungo le fibre del fusto del cassone parallele alla direzione dello sviluppo in altezza è risultato pari a:

$$\text{CoeffMN}_{\text{maxy}} = 0,40$$

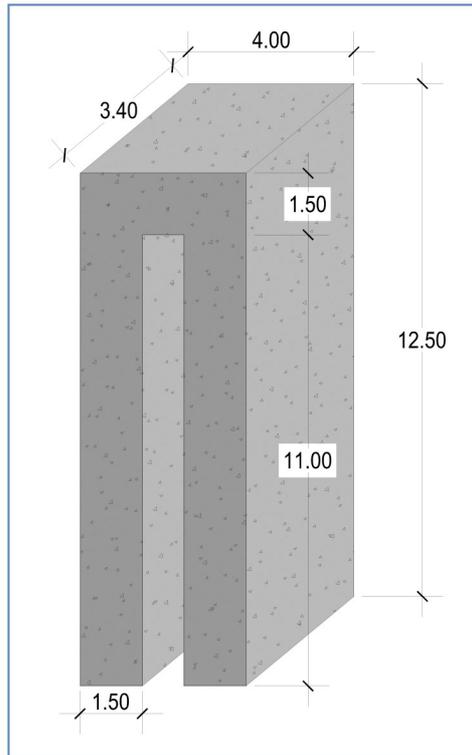
Con armatura $\phi 18/20/20$ B450C, sia all'intradosso che all'estradosso, il $\text{CoeffMN}_{\text{max}}$ lungo le fibre dei setti interni del cassone parallele alla direzione dello sviluppo in altezza è risultato pari a:

$$\text{CoeffMN}_{\text{maxy}} = 0,03$$

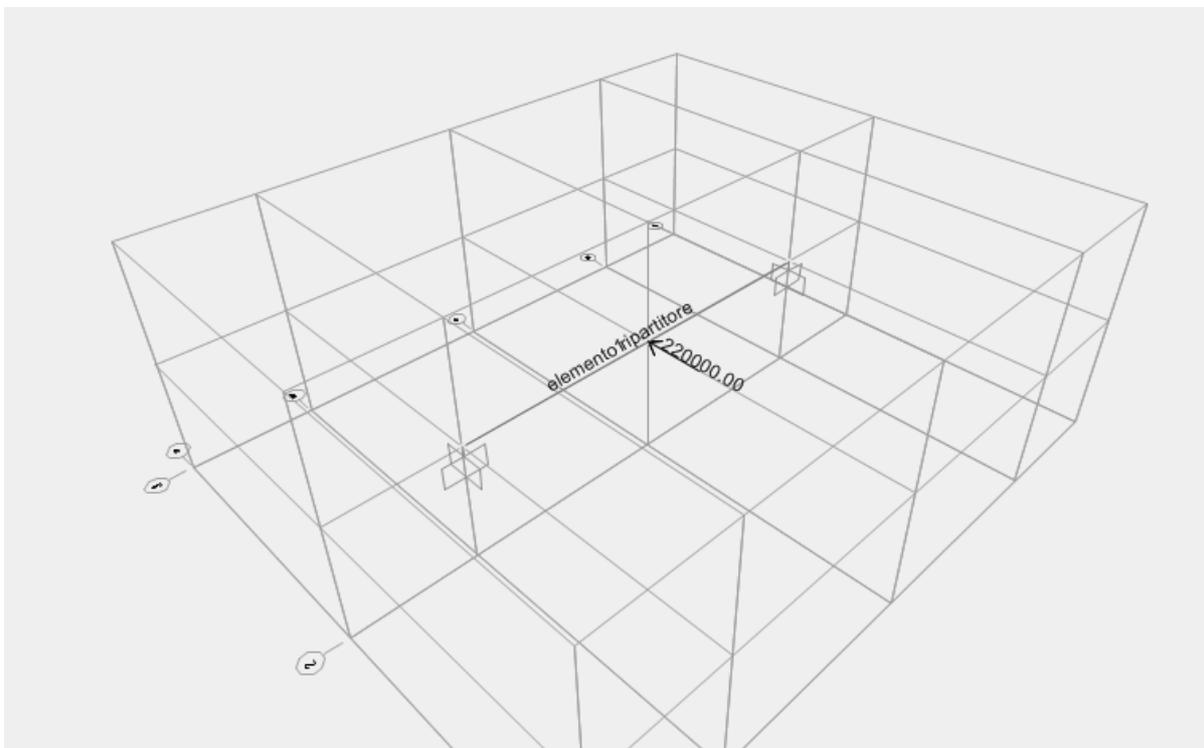
6.2 VERIFICA del sistema di ripartizione del carico

L'urto promosso da natante in accordo con le NTC 2008 determina una forza eccezionale pari a $F_{d,y} = 44.000 \text{ kN}$. Lo scenario che massimizza il quadro di sollecitazione sul manufatto è determinato nell'ipotesi che un singolo elemento di ripartizione sia deputato all'assorbimento dell'aliquota di carico non supportabile dal singolo cassone. In accordo con la verifica allo scorrimento del piano di posa trattata nella relazione geotecnica, è plausibile ipotizzare che in tale scenario circa il 50% dell'urto sia attribuibile all'elemento di rinforzo.

Più in particolare, l'opera sarà costituita da un cavalletto di conglomerato cementizio armato, costruito in corrispondenza delle due celle centrali esterne, con le seguenti dimensioni:



La sollecitazione massima si ipotizza che agisca, concentrata, in corrispondenza della mezzeria della trave superiore di connessione dell'opera:

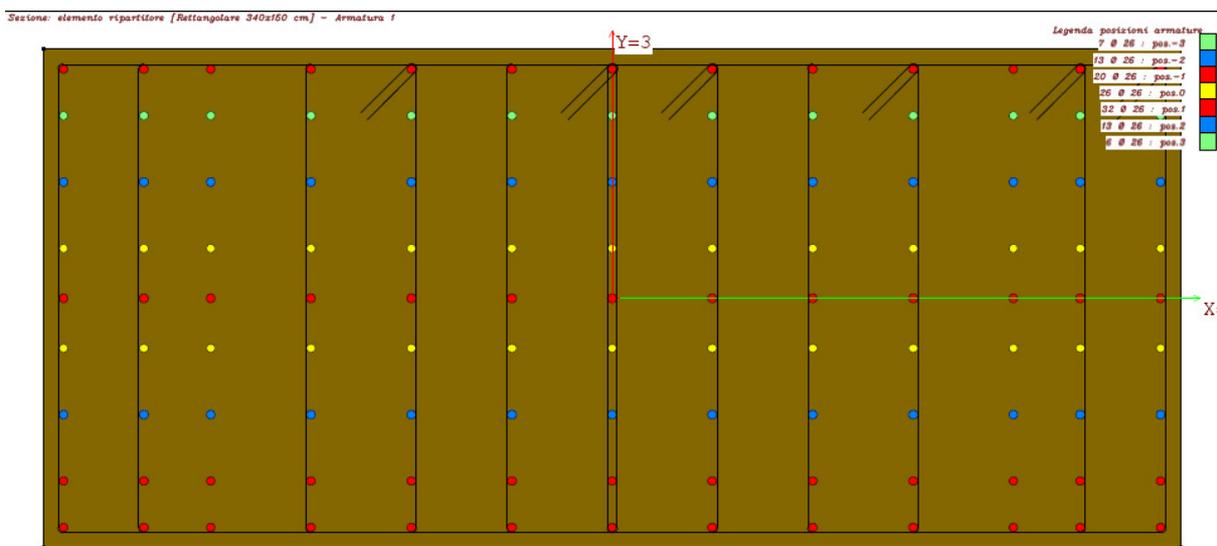


L'implementazione con solutore Sap ha consentito di determinare il quadro tensionale che incide l'elemento strutturale:



Sollecitazioni di taglio sull'elemento superiore di connessione

La modellazione eseguita in post processing con solutore CMP, ha evidenziato che la qualificazione dell'opera con armatura $\phi 26/20/15$ B450C, sia all'intradosso che all'estradosso, con copriferro 6 cm, 2 6 staffe a 2 bracci $\phi 20/20$ passo 15, porge una soluzione con coefficiente di sfruttamento a flessione e sforzo normale, congruo rispetto alle prestazione attese:



La verifica di pressoflessione e taglio è stata eseguita in accordo con le indicazioni per il calcolo agli stati limite ultimi contemplate nelle NTC del gennaio 2008. In generale, le verifiche a tenso-pressoflessione deviata per SLU sono calcolati introducendo coefficienti di

sfruttamento, considerando per la sezione trasversale l'insieme degli sforzi N, M12, M13 agenti su tale sezione.

Il coefficiente di sfruttamento a tenso-pressoflessione deviata $CoeffNM$ è dato dal rapporto (con il pedice "r" sono indicati i valori di resistenza ultimi):

$$CoeffNM = \frac{N_{Ed}}{N_{Rd}} = \frac{M_{yEd}}{M_{yRd}} = \frac{M_{zEd}}{M_{zRd}}$$

Le NTC 2008, propongono per la verifica a pressoflessione, valutando opportunamente gli esponenti α e β , che sono funzione della geometria della sezione, della resistenza f_y del rapporto N_{ed}/N_R :

$$\left[\frac{M_{yEd}}{M_{yRd(N)}} \right]^\alpha + \left[\frac{M_{zEd}}{M_{zRd(N)}} \right]^\beta \leq 1$$

Il momento resistente M_R è funzione di N_{ed} e non di N_R , e più in dettaglio:

M_{yEd} , M_{zEd} sono i valori di calcolo delle due componenti di flessione retta dell'azione attorno agli

assi y e z;

M_{yRd} , M_{zRd} sono i valori di calcolo dei momenti resistenti di pressoflessione retta corrispondenti a

N_{Ed} valutati separatamente attorno agli assi y e z.

Gli esponenti α e β possono dedursi in funzione della geometria della sezione e dei parametri

$$v = N_{Ed}/N_{Rcd}$$

$$\omega_t = A_t \times f_{yd} / N_{Rcd}$$

$$\text{con } N_{Rcd} = A_c \times f_{cd} .$$

La resistenza per azioni di taglio è valutata come:

$$V_{Rd} = \min (V_{Rsd}, V_{Rcd})$$

La verifica soddisfatta se:

$$V_{Rd} \geq V_{ed}$$

Introducendo la trattazione di *Ritter-Mörsch*, con riferimento all'armatura trasversale, la resistenza di calcolo a "taglio trazione" si calcola con:

$$V_{Rsd} = 0,9 \times d \times \frac{A_{sd}}{s} \times f_{yd} \times (ctg\alpha + ctg\theta) \times sen\alpha$$

Con riferimento al calcestruzzo d'anima, la resistenza di calcolo a "taglio compressione" si calcola con:

$$V_{Rcd} = 0,9 \times d \times b_w \times f'_{cd} \times \frac{(\operatorname{ctg}\alpha + \operatorname{ctg}\theta)}{(1 + \operatorname{ctg}^2\theta)}$$

La resistenza al taglio della trave è la minore delle due sopra definite.

Dove:

θ è l'inclinazione degli ideali puntoni di calcestruzzo rispetto all'asse della trave;

α angolo di inclinazione dell'armatura trasversale rispetto all'asse della trave;

d è l'altezza utile della sezione (in mm);

b_w è la larghezza minima della sezione(in mm);

A_{sw} è l'area dell'armatura trasversale;

s interasse tra due armature trasversali consecutive;

α angolo di inclinazione dell'armatura trasversale rispetto all'asse della trave;

f'_{cd} è la resistenza a compressione ridotta del calcestruzzo d'anima ($f'_{cd} = 0,5 \times f_{cd}$);

α_c è il coefficiente maggiorativo pari a 1 per membrature non compresse

$$1 + \sigma_{cp}/f_{cd} \text{ per } 0 \leq \sigma_{cp} < 0,25 f_{cd}$$

$$1,25 \text{ per } 0,25 f_{cd} \leq \sigma_{cp} < 0,5 f_{cd}$$

$$2,5(1 - \sigma_{cp}/f_{cd}) \text{ per } 0,5 f_{cd} \leq \sigma_{cp} < f_{cd}$$

In particolare, è risultato per la Sezione "elemento ripartitore [Rettangolare 340x150 cm]":

Descrizione Armatura tipo 1:

Armatura longitudinale: 26Ø26 (Pos.1, corr.) + 26Ø26 (Pos.-1, corr.) + 13Ø26 (Pos.2) + 13Ø26 (Pos.-2)

$d_2 = 334$ cm, $b_{w2} = 150$ cm, $d_3 = 144$ cm, $b_{w3} = 340$ cm

Armatura trasversale tratto di staffatura n°1:

staffa con $n_{st2} = 2$, $n_{st3} = 2$, Ø 20 a passo 20 cm

staffa con $n_{st2} = 2$, $n_{st3} = 2$, Ø 20 a passo 20 cm

staffa con $n_{st2} = 2$, $n_{st3} = 2$, Ø 20 a passo 20 cm

staffa con $n_{st2} = 2$, $n_{st3} = 2$, Ø 20 a passo 20 cm

staffa con $n_{st2} = 2$, $n_{st3} = 2$, Ø 20 a passo 20 cm

staffa con $n_{st2} = 2$, $n_{st3} = 2$, Ø 20 a passo 20 cm

Parametri verifiche a taglio (par.4.1.2.1.3 DM 14/01/2008):

Limitazione $\text{ctg}\vartheta$: $1 \leq \text{ctg}\vartheta \leq 2.5$; $\alpha_c = 1$

Ver	Dist (m)	N (kgf)	M12 (kgfm)	M13 (kgfm)	V12 (kgf)	V13 (kgf)	ArmNMT
	CoeffMN	CoeffV12	CoeffV13	Tipo			
Massimo CoeffV13:							
1	0.00	0.00	1213572.94	-14339.51	-1618097.25	28679.03	1 (1,-1,1)
	0.7234	0.7238	0.0159				
Massimo CoeffV12:							
1	0.00	0.00	1213572.94	-14339.51	-1618097.25	28679.03	1 (1,-1,1)
	0.7234	0.7238	0.0159				
Massimo CoeffMN:							
1	0.00	0.00	1213572.94	-14339.51	-1618097.25	28679.03	1 (1,-1,1)
	0.7234	0.7238	0.0159				

Dove:

CoeffMN: indica il coefficiente di sfruttamento a flessione e sforzo normale; data la terna di sollecitazione N , $M_{12}=M_y$, $M_{13}=M_z$ si definisce coefficiente di sfruttamento il seguente rapporto (con il pedice “r” sono indicati i valori di resistenza ultimi):

$$\text{CoeffNM} = \frac{N_{Ed}}{N_{Rd}} = \frac{M_{yEd}}{M_{yRd}} = \frac{M_{zEd}}{M_{zRd}}$$

CoeffV₁₂, **CoeffV₁₃**: indicano i coefficienti di sfruttamento a taglio in direzione 2 e 3. In particolare, **CoeffV₁₂** è dato dal rapporto tra il taglio di calcolo V_{12} agente in direzione 2 e la resistenza a taglio V_{r12} in direzione 2. Analogo discorso vale per **CoeffV₁₃**.

6.3 VERIFICA degli elementi costituenti i muri di sponda in pila di massi

I muri di sponda della banchina turistica e il muro di delimitazione del piazzale fra la progressiva 100 e 260m saranno realizzati in pila di massi. Gli elementi di conglomerato cementizio armato saranno:

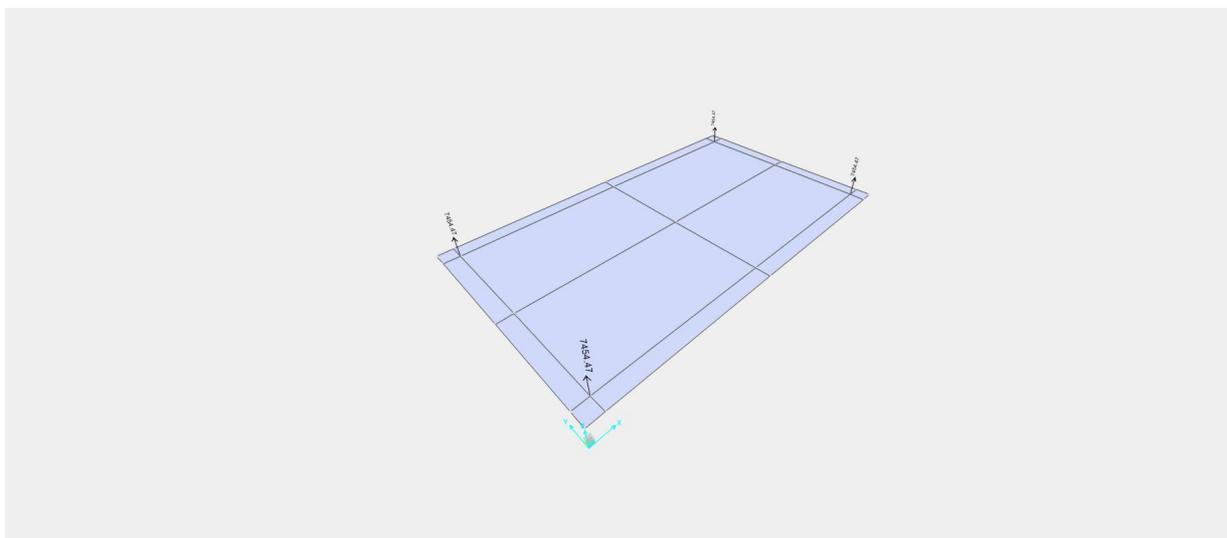
1. gli elementi di base di entrambi i muri con dimensione 3x5x0,6 m;
2. la cella antiriflettente della banchina turistica.

Circa la prima tipologia, lo scenario che massimizza il quadro di sollecitazione strutturale sul manufatto è determinato non tanto dalle azioni promosse dall’ambiente di progetto, quanto da quelle connesse alla movimentazione ed al posizionamento in configurazione definitiva dei singoli elementi.

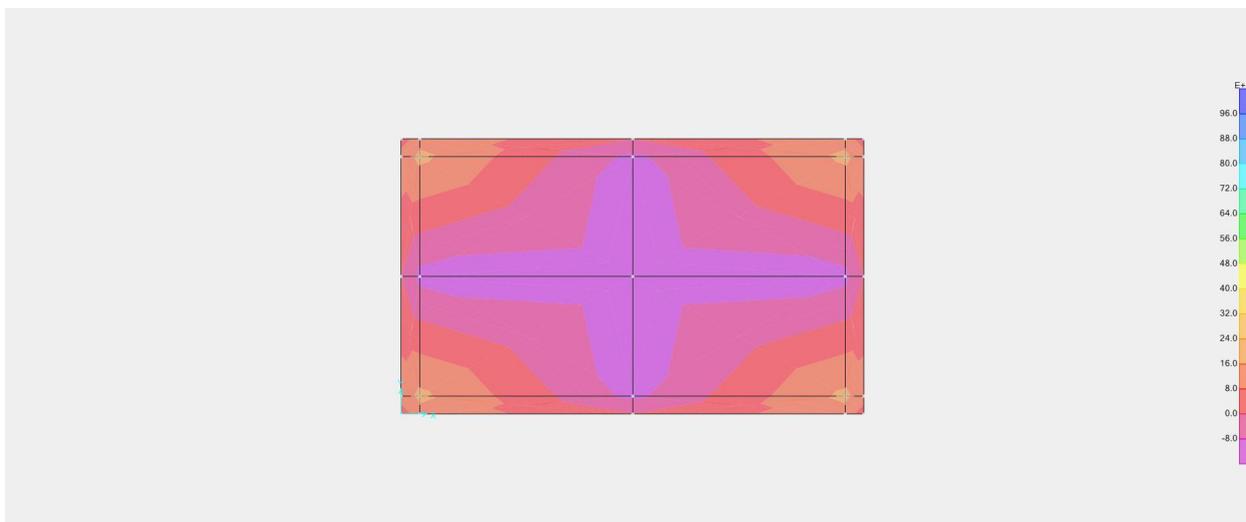
Più in particolare, saranno disposti quattro anelli di sollevamento in corrispondenza degli spigoli dell’elemento. Tale scenario promuove lo stress massimo sulla piastra.

Di seguito, con l'ausilio di solutore agli elementi finiti Sap2000 e post processore CMP, è indagato tale scenario di carico. In particolare, i carichi sono costituiti dal peso dell'elemento considerati permanenti con coefficienti amplificativi pari a 1,3.

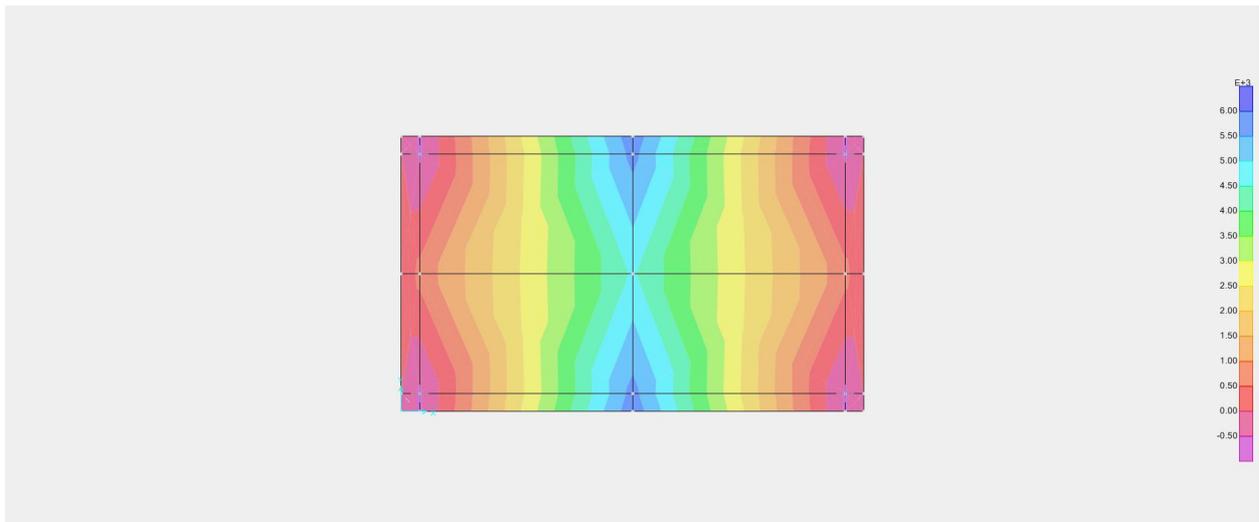
L'implementazione con solutore Sap ha consentito di determinare il quadro tensionale che incide l'elemento strutturale, in particolare:



Azioni sulla piastra



Sollecitazioni massime sulla piastra

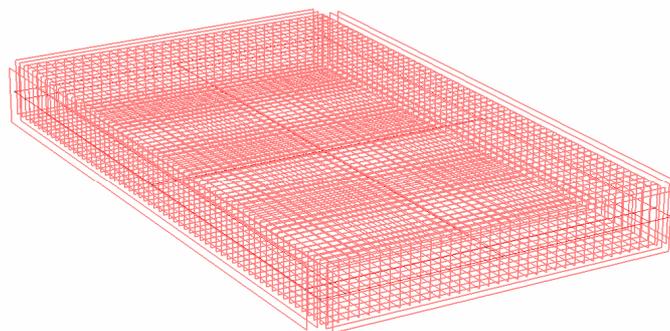


Momenti flettenti y-y

La modellazione eseguita in post processing con solutore CMP, ha evidenziato che la qualificazione dell'opera con armatura $\phi 16/25/25$ B450C, sia all'intradosso che all'estradosso, con copriferro 6 cm, porge una soluzione con coefficiente di sfruttamento a flessione e sforzo normale, congruo rispetto alle prestazioni attese. La piastra è stata calcolata verificando, in termini di resistenza, che:

$$Coeff_{MN} = \frac{N}{N_r} = \frac{M_{12}}{M_{r12}} = \frac{M_{13}}{M_{r13}} \leq 1$$

Legenda Diametri armatura
 $\phi 16$
 Non Verificato



Con: N , M_{12} , M_{13} la terna di sollecitazione sul singolo elemento, N_r , M_{r12} , M_{r13} i valori di resistenza ultimi.

Le verifiche di resistenza seguono le indicazioni per il calcolo agli stati limite ultimi contemplate nelle NTC del gennaio 2008.

Nel caso specifico si prevede per la valutazione delle verifiche strutturali calcestruzzo con $R_{ck}=35 \text{ N/mm}^2$, quindi la resistenza cilindrica sarà pari a:

$$f_{ck}=0,83 \times R_{ck}=29 \text{ N/mm}^2.$$

In definitiva, posto $\gamma_C = 1,5$:

$$f_{cd}=f_{ck}/\gamma_C = 19,3 \text{ N/mm}^2$$

Per le armature, utilizzando acciaio B450C laminato a caldo – è importante: ha un comportamento duttile con requisiti di deformazione doppi rispetto all'acciaio laminato a freddo – si ha la seguente tensione caratteristica di snervamento: $f_{yk}=450 \text{ N/mm}^2$, quindi per $\gamma_S=1,15$:

$$f_{yd}=f_{yk}/\gamma_S = 390 \text{ N/mm}^2$$

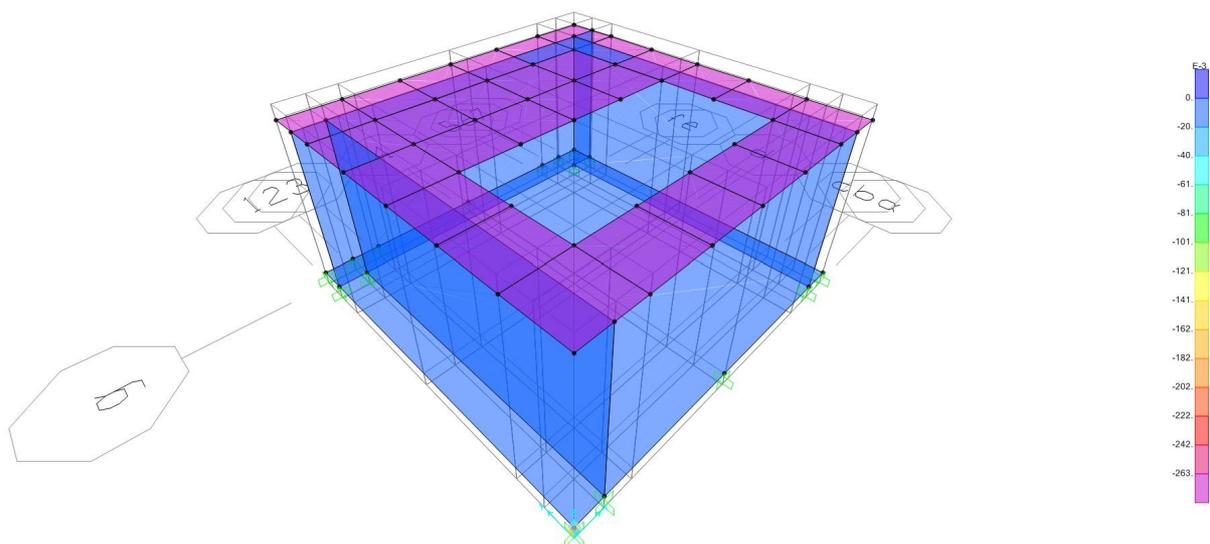
e deformazione ultima $\varepsilon_{ud}=10 \text{ ‰}$;

In Particolare, con armatura $\phi 18/20/20$ B450C, sia all'intradosso che all'estradosso, il CoeffMN_{\max} lungo le fibre della piastra parallele alla direzione x ed y è risultato pari a:

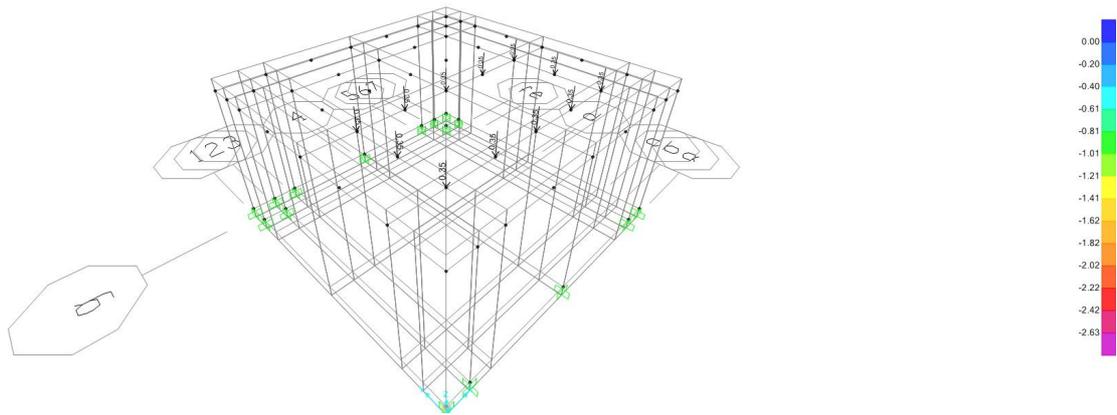
$$\text{CoeffMN}_{\max y} = 0,21$$

La verifica strutturale della cella antiriflettente è invece attivata nella configurazione definitiva con carico di esercizio $q=2 \text{ t/m}^2$. Tale condizione massimizza il quadro di sollecitazione. In particolare, i carichi sono costituiti dal peso dell'elemento, il sovraccarico q ed il pacchetto di completamento della pavimentazione spesso 25 cm, tutti i carichi sono applicati con coefficienti amplificativi pari a 1,3.

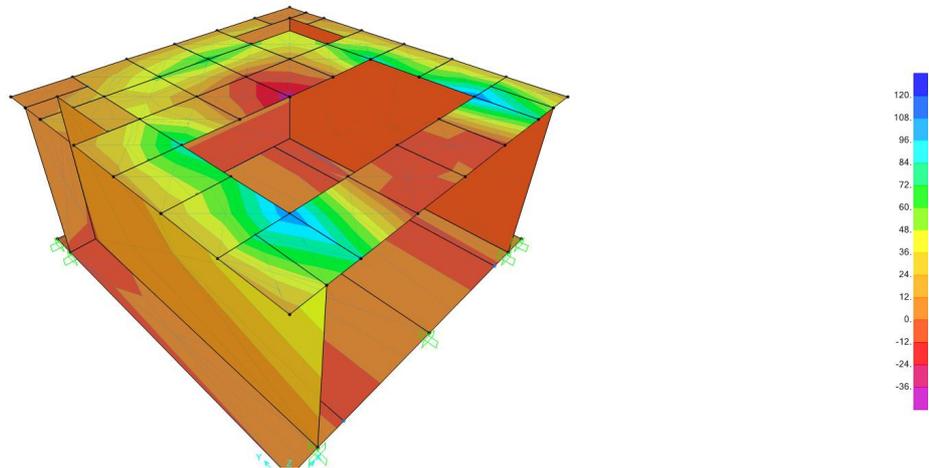
L'implementazione con solutore Sap ha consentito di determinare il quadro tensionale che incide l'elemento strutturale, in particolare:



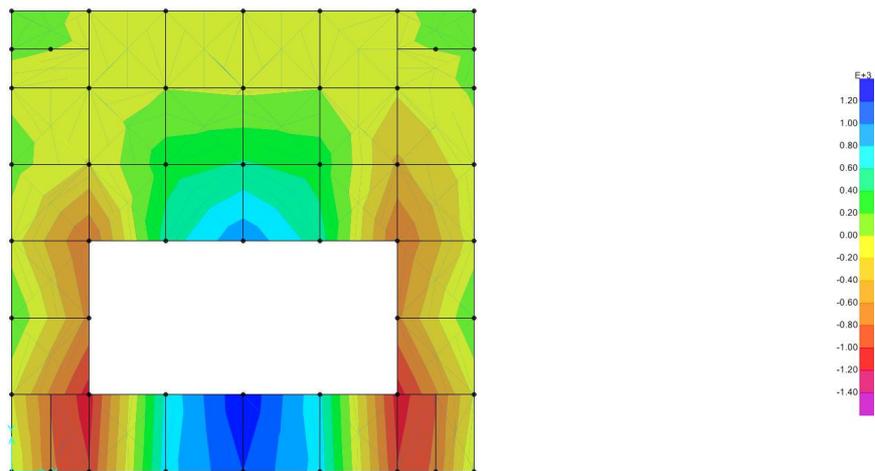
Azioni sulla cella



Carichi concentrati sui nodi pari 350 kg x 12 punti di applicazione, per discretizzare il carico trasmesso dalla griglia di sfiato su cui agirà $q=2t/m^2$



Sollecitazioni massime sulla cella



Momenti flettenti y-y sull'elemento piastra superiore

La modellazione eseguita in post processing con solutore CMP, ha evidenziato che la qualificazione dell'intera opera con armatura $\phi 14/30/30$ B450C, sia all'intradosso che

all'estradosso, con copriferro 6 cm , di ogni elemento, porge una soluzione con coefficiente di sfruttamento a flessione e sforzo normale, congruo rispetto alle prestazione attese. L'opera è stata calcolata verificando, in termini di resistenza, che:

$$CoeffMN = \frac{N}{N_r} = \frac{M_{12}}{M_{r,12}} = \frac{M_{13}}{M_{r,13}} \leq 1$$

Con: N, M₁₂, M₁₃ la terna di sollecitazione sul singolo elemento, N_r, M_{r,12}, M_{r,13} i valori di resistenza ultimi.

Le verifiche di resistenza seguono le indicazioni per il calcolo agli stati limite ultimi contemplate nelle NTC del gennaio 2008.

Nel caso specifico si prevede per la valutazione delle verifiche strutturali calcestruzzo con R_{ck}=35 N/mm², quindi la resistenza cilindrica sarà pari a:

$$f_{ck}=0,83 \times R_{ck}=29 \text{ N/mm}^2.$$

In definitiva, posto $\gamma_C = 1,5$:

$$f_{cd}=f_{ck}/\gamma_C= 19,3 \text{ N/mm}^2$$

Per le armature, utilizzando acciaio B450C laminato a caldo – è importante: ha un comportamento duttile con requisiti di deformazione doppi rispetto all'acciaio laminato a freddo – si ha la seguente tensione caratteristica di snervamento: f_{yk}=450 N/mm², quindi per $\gamma_S=1,15$:

$$f_{yd}=f_{yk}/\gamma_S= 390 \text{ N/mm}^2$$

e deformazione ultima $\epsilon_{ud}=10 \%$;

In Particolare, con armatura $\phi 14/30/30$ B450C, sia all'intradosso che all'estradosso, il CoeffMN_{max} lungo le fibre della piastra di base e forata di copertura, è risultato pari a:

$$CoeffMN_{maxy}= 0,27$$

Con armatura $\phi 14/30/30$ B450C, sia all'intradosso che all'estradosso, il CoeffMN_{max} lungo le fibre delle pareti costituenti la cella, è risultato pari a:

$$CoeffMN_{maxy}= 0,01$$

il CoeffMN_{max} lungo le fibre della parete di fondo dell'elemento, è risultato pari a:

$$CoeffMN_{maxx}= 0,01$$

6.4 VERIFICA degli elementi costituenti la pavimentazione del piazzale commerciale

Il piazzale sarà realizzato da una colmata costituita da materiale di dragaggio, proveniente dal settore di intervento del prolungamento della diga di sottoflutto, su cui verrà

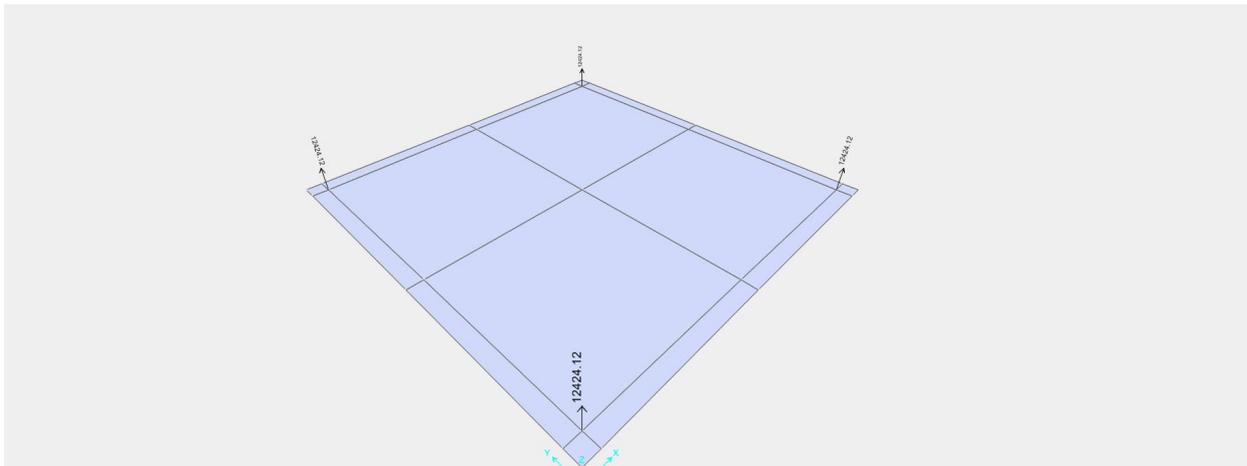
impostata la struttura di pavimentazione realizzata con piastre prefabbricate di calcestruzzo armato, ciascuna con dimensioni in pianta pari a 5 x 5 ed altezza al finito pari ad $h=60$ cm. Gli elementi strutturali nella condizione più gravosa saranno sollecitati dal sovraccarico $q=6$ t/m².

Lo scenario che massimizza il quadro di sollecitazione strutturale sul manufatto è determinato non tanto dalle azioni promosse dall'ambiente di progetto, quanto da quelle connesse alla movimentazione ed al posizionamento in configurazione definitiva dei singoli elementi.

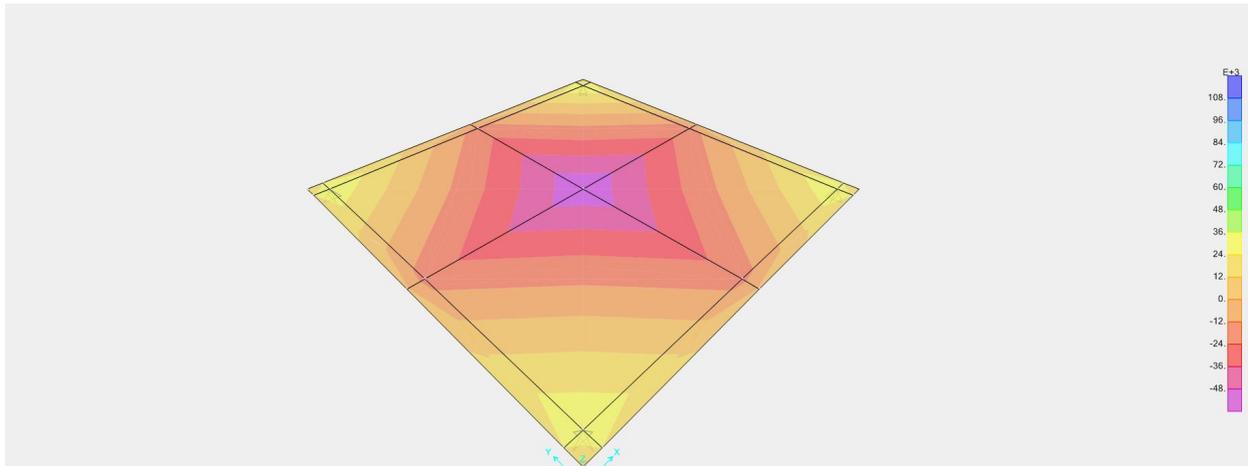
Più in particolare, saranno disposti quattro anelli di sollevamento in corrispondenza degli spigoli dell'elemento. Tale scenario promuove lo stress massimo sulla piastra.

Di seguito, con l'ausilio di solutore agli elementi finiti Sap2000 e post processore CMP, è indagato tale scenario di carico. In particolare, i carichi sono costituiti dal peso dell'elemento considerati permanenti con coefficienti amplificativi pari a 1,3.

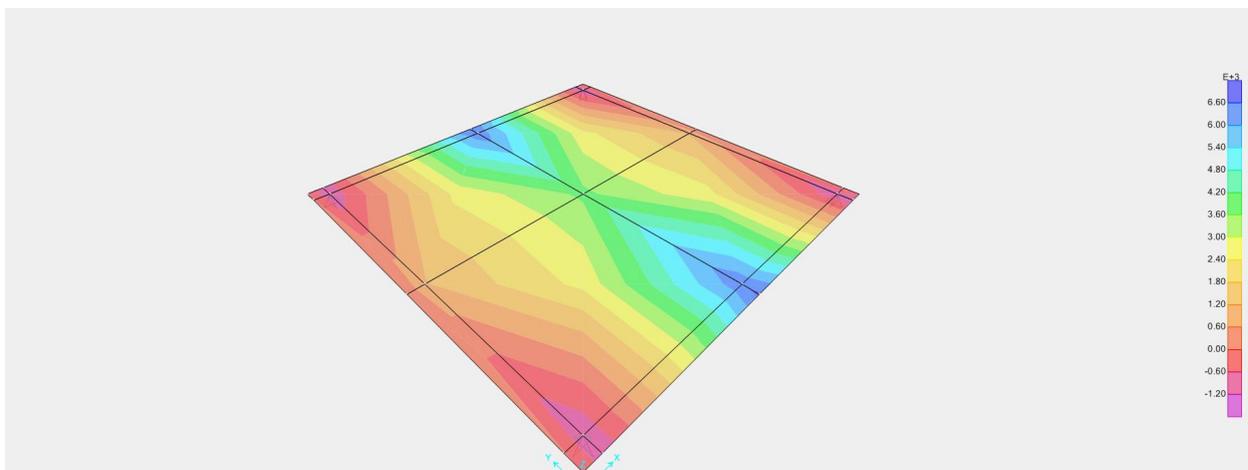
L'implementazione con solutore Sap ha consentito di determinare il quadro tensionale che incide l'elemento strutturale, in particolare le sollecitazioni massime si manifestano in corrispondenza delle zone di innesto del fusto:



Azioni sulla piastra



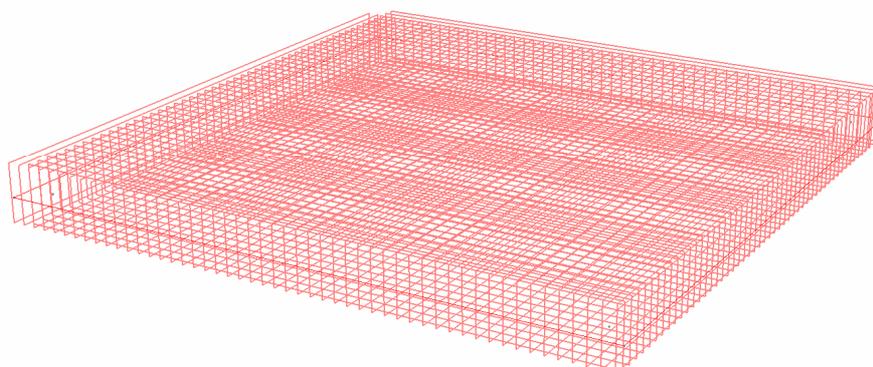
Sollecitazioni massime sulla piastra



Momenti flettenti y-y

La modellazione eseguita in post processing con solutore CMP, ha evidenziato che la qualificazione dell'opera con armatura $\phi 18/20/20$ B450C, sia all'intradosso che all'estradosso, con copriferro 6 cm, porge una soluzione con coefficiente di sfruttamento a flessione e sforzo normale, congruo rispetto alle prestazioni attese. La platea è stata calcolata verificando, in termini di resistenza, che:

$$Coeff_{MN} = \frac{N}{N_r} = \frac{M_{12}}{M_{r12}} = \frac{M_{13}}{M_{r13}} \leq 1$$



Con: N , M_{12} , M_{13} la terna di sollecitazione sul singolo elemento, N_r , M_{r12} , M_{r13} i valori di resistenza ultimi.

Le verifiche di resistenza seguono le indicazioni per il calcolo agli stati limite ultimi contemplate nelle NTC del gennaio 2008.

Nel caso specifico si prevede per la valutazione delle verifiche strutturali calcestruzzo con $R_{ck}=35 \text{ N/mm}^2$, quindi la resistenza cilindrica sarà pari a:

$$f_{ck}=0,83 \times R_{ck}=29 \text{ N/mm}^2.$$

In definitiva, posto $\gamma_C = 1,5$:

$$f_{cd}=f_{ck}/\gamma_C = 19,3 \text{ N/mm}^2$$

Per le armature, utilizzando acciaio B450C laminato a caldo – è importante: ha un comportamento duttile con requisiti di deformazione doppi rispetto all'acciaio laminato a freddo – si ha la seguente tensione caratteristica di snervamento: $f_{yk}=450 \text{ N/mm}^2$, quindi per $\gamma_S=1,15$:

$$f_{yd}=f_{yk}/\gamma_S = 390 \text{ N/mm}^2$$

e deformazione ultima $\epsilon_{ud}=10 \text{ ‰}$;

In Particolare, con armatura $\phi 18/20/20$ B450C, sia all'intradosso che all'estradosso, il CoeffMN_{\max} lungo le fibre della piastra parallele alla direzione x ed y è risultato pari a:

$$\text{CoeffMN}_{\max x}=\text{CoeffMN}_{\max y} = 0,58$$

6.5 VERIFICA delle palancole

In corrispondenza della testata dell'opera di prolungamento della diga di sottoflutto, sarà definito un piazzale operativo a servizio delle operazioni di imbarco e sbarco. La definizione dell'accosto e del relativo muro di sponda sarà realizzato con palancole di acciaio con profilo combinato HZ. La quota di infissione dell'opera è posta - 8,5 m rispetto al l.m.m. Nella verifica esposta si ipotizza un profondità di infissione pari a $H_{\text{infissa}}=8$ m, ed uno sviluppo complessivo del profilo pari a 17,5 m, in definitiva i profili emergeranno di 1 m. La sponda sarà completata da una trave di coronamento di conglomerato cementizio armato, e dovrà prestare esercizio garantendo sicurezza per sovraccarichi $q=6\text{t/m}^2$ e tiro alla bitta $T=150$, con bitte disposte ogni 20 m.

Tale scenario rappresenta l'ipotesi più severa per la verifica di stabilità dell'opera.

SETTORE PROLUNGAMENTO DIGA definito con palancole SLU			coefficienti
Azioni permanenti	GG9	Spinta ammasso di riempimento	
	GG8	Peso sovrastruttura diga	
Azioni variabili	QQ1	Sovraccarico $q=6 \text{ t/m}^2$	$\gamma_{Q1}=1,3$, $\psi_{01}=1$
	QQ2	Tiro bitta $t=150\text{t}$	$\gamma_{Q2}=1,3$, $\psi_{02}=0,8$

$$\gamma_{G1} \times G_1 + \gamma_{G1} \times G_2 + \gamma_{Q1} \times Q_{Q1} + \psi_{21} \times \gamma_{Q2} \times Q_{Q2} = 1 \times G_1 + 1 \times G_2 + 1,3 \times Q_{Q1} + 0,8 \times 1,3 \times Q_{Q2}$$

La verifica strutturale della palancola, fissata la profondità di infissione, prevede necessariamente la propedeutica ipotesi circa il meccanismo di collasso, qui si ipotizza che il punto di rotazione coincida con la quota di infissione, quindi il momento che si sviluppa alla base della sezione risulta quello ove è massima la sollecitazione sull'opera.

La spinta sulla palancola ipotizzando il tiro alla bitta uniformemente distribuito su 5 metri di struttura è pari:

$$S_{\text{rilevato}} = k_a \cdot \frac{1}{2} \cdot (\gamma'_{\text{riempimento}} \cdot h_{\text{emerso}}^2) = 10,52 \text{ t/m} \text{ con punto di applicazione:}$$

$$H_{\text{Srit}} = 2,83 \text{ m dal piano del fondale}$$

$$S_{\text{pavimentazione}} + S_q = k_a \cdot h_{\text{immerso}} \cdot (\gamma_{\text{pavimentazione}} \cdot h_{\text{pavimentazione}} + \gamma_{Q1} \cdot \psi_{Q1} \cdot q_1) = 29,8 \text{ t/m}$$

con punto di applicazione posto ad $H_{\text{Ssovr}} = h_{\text{immerso}}/2 = 4,25$ m

$$S_{\text{bitta}} = \gamma_{Q2} \cdot \psi_{Q2} \cdot \frac{150}{5} = 31,5 \text{ t/m}$$

con punto di applicazione posto ad $H_{Sbitta}=h_{immerso}+2=10,5$ m, da cui discende:

$$E_d = M_{ribaltante} = S_{rilevato} \cdot H_{Sril} + (S_{pavimentazione} + S_q) \cdot H_{Ssovr} + S_{bitta} \cdot H_{Sbitta} \\ = 485 \text{ tm/m}$$

La resistenza offerta dalla sezione, con l'infissione di profili HZ, è determinata in funzione delle caratteristiche di ogni modulo per metro di sviluppo, in dettaglio:

Profilo HZ di acciaio S355

Larghezza complessiva $b= 239,8$ cm di un modulo costituito da un profilo 2 H + 2 Z;

area per unità di lunghezza: $A_{HZ}=589,3$ cm²/m;

momento di inerzia per unità di lunghezza $I_{HZ}=1064090$ cm⁴/m;

modulo di resistenza per unità di lunghezza $W_{HZ}=18895$ cm³/m.

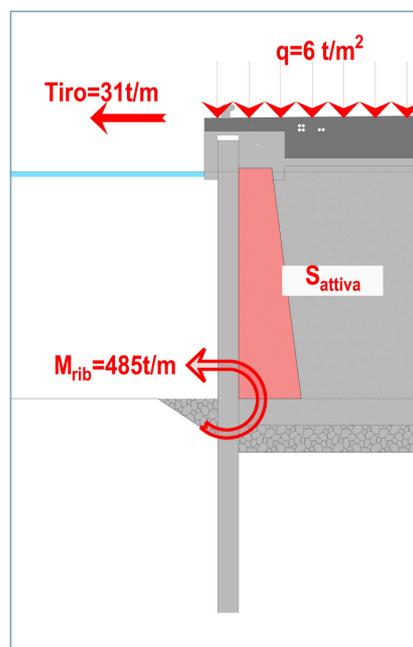
Da cui discende la sollecitazione indotta, pari a:

$$\sigma = \frac{E_d}{W_{HZ}} = \frac{485 \cdot 100000}{18895} = 2567 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} / \text{m}$$

e la conseguente verifica:

$$\sigma < f_{yk(S355)} / \gamma_s = 3087 \text{ kg/cm}^2$$

con limite di snervamento, che per acciaio S 355 è pari a $f_{yk}= 3550$ kg/cm², e $\gamma_s=1,15$.



Lo spostamento in testa, compatibile con la misura dei carichi introdotti, infine è pari a:

$$freccia = \frac{1}{3EI_{HZ}} (S_{rilevato} \cdot H_{Sril}^3 + S_{bitta} \cdot H_{Sbitta}^3 + (S_{pavimentazione} + S_q) \cdot H_{Spav+q}^3) = 5,8 \text{ cm}$$

Nei settori ove non sono previste bitte il momento ribaltante si riduca a:

$$E_d = M_{ribaltante} = S_{rilevato} \cdot H_{Sril} + (S_{pavimentazione} + S_q) \cdot H_{Ssovrq} = 156,5 \text{ tm/m}$$

La resistenza offerta dalla sezione, con l'infissione di profili HZ, è determinata in funzione delle caratteristiche di ogni modulo per metro di sviluppo, in dettaglio:

Profilo HZ di acciaio S355

Larghezza complessiva $b = 192,7$ cm di un modulo costituito da un profilo H + 2 Z;

area per unità di lunghezza: $A_{HZ} = 327,5 \text{ cm}^2/\text{m}$;

momento di inerzia per unità di lunghezza $I_{HZ} = 476790 \text{ cm}^4/\text{m}$;

modulo di resistenza per unità di lunghezza $W_{HZ} = 8340 \text{ cm}^3/\text{m}$.

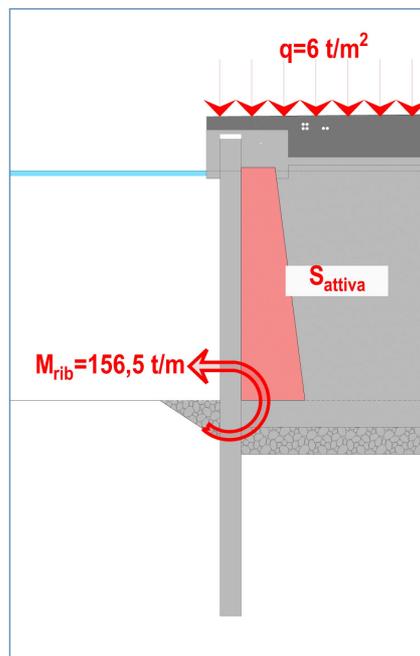
Da cui discende la sollecitazione indotta, pari a:

$$\sigma = \frac{E_d}{W_{HZ}} = \frac{156,5 \cdot 100000}{8340} = 1876 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}/\text{m}$$

e la conseguente verifica:

$$\sigma < f_{yk(S355)} / \gamma_s = 3087 \text{ kg/cm}^2$$

con limite di snervamento, che per acciaio S 355 è pari a $f_{yk} = 3550 \text{ kg/cm}^2$, e $\gamma_s = 1,15$.



Lo spostamento in testa, compatibile con la misura dei carichi introdotti, infine è pari a:

$$freccia = \frac{1}{3EI_{HZ}} (S_{rilevato} \cdot H_{Sril}^3 + (S_{pavimentazione} + S_q) \cdot H_{Spav+q}^3) = 0,85 \text{ cm}$$