



Autorità di Sistema Portuale
del Mare Adriatico Orientale
Porti di Trieste e Monfalcone

PROGETTO AdSP n° 1949

Componenti di intervento nel progetto di ammodernamento infrastrutturale e funzionale del terminal contenitori del Molo VII nel porto di Trieste

CIG: 9192064b2b - CUP: C94E21000270001

PROGETTISTA:



F&M Ingegneria Spa
Via Belvedere 8/10
30035 - Mirano (VE)



Haskoning-DHV Nederland B.V
P.O. Box 1132
3800 BC Amersfoort
The Netherlands



HMR srl
Piazzale della Stazione 7
35131 - Padova (PD)



SQS srl
Viale della Terza Armata 7
34123 - Trieste (TS)

RESPONSABILE UNICO DEL PROCEDIMENTO:

Ing. Eric Marcone

PROGETTO DI FATTIBILITA' TECNICO-ECONOMICA

NOME FILE: 1949_PFTE_L1_STR_r005_02_00.doc

SCALA: -

TITOLO ELABORATO:

**RELAZIONE TECNICA SULLO STATO DI FATTO
DELLE STRUTTURE E SULLE INDAGINI**

ELABORATO:

L1_STR_r005

Rev.	Data	Descrizione	Redatto	Verificato	Approvato
00	05/05/2023	PRIMA EMISSIONE PER COMMENTI	A.M.	C.S.	T.T.



Sommario

1	PREMESSA	6
2	DESCRIZIONE DELL'OPERA DAL PUNTO DI VISTA STRUTTURALE	8
2.1	LA DOCUMENTAZIONE DISPONIBILE	8
2.2	L'IMPALCATO	8
2.3	LE FONDAZIONI	13
2.4	I CARICHI DI PROGETTO	14
2.5	I REQUISITI DI PROGETTO SUI MATERIALI	15
2.5.1	Piastra prefabbricata della struttura originaria	15
2.5.2	Piastra prefabbricata della struttura di completamento	15
2.5.3	I pali di fondazione	16
3	LO STATO DI DEGRADO	17
3.1	LE ISPEZIONI VISIVE	17
3.2	LE RISULTANZE DELLE ISPEZIONI	17
3.2.1	L'intradosso della soletta	19
3.2.2	Le nervature	20
4	LE RISULTANZE DELLE PROVE SPERIMENTALI	23
4.1	LE CAMPAGNE SPERIMENTALI	23
4.2	CAMPAGNA SPERIMENTALE 2020	23
4.2.1	Aspetti indagati	23
4.2.2	Calcestruzzo	24
4.2.2.1	Piastra di banchina	24
4.2.2.2	Pali di fondazione	25
4.2.2.3	Calcestruzzo del riempimento interno	26
4.2.3	Acciaio	26
4.3	LA CAMPAGNA SPERIMENTALE 2022	27
4.3.1	I contenuti della campagna sperimentale	27
4.3.2	Calcestruzzo	29
4.3.3	Acciaio di armatura	31



4.4	ACCIAIO AD ALTA RESISTENZA PER LE BARRE TIPO DYWIDAG DI PRECOMPRESSIONE	34
4.5	IL LIVELLO DI CONOSCENZA DELLA STRUTTURA.....	35
5	LE VERIFICHE DI SICUREZZA DEL MOLO ANNI '60 SOTTO I CARICHI DI PROGETTO E RESISTENZA DELL'ACCIAIO RIDOTTA.....	36
5.1	GENERALITÀ.....	36
5.2	IL CARICO UNIFORMEMENTE DISTRIBUITO	37
5.3	GLI EFFETTI DEL CARICO LOCALIZZATO DI 46,3 kN/MQ SU UN'IMPRONTA DI 1,50M PER 3,60M	43
5.4	CONCLUSIONI SULLA RESISTENZA IN CONDIZIONI DI CARICO DI PROGETTO.	46
6	GLI EFFETTI DEL TRANSITO DELLE GRU TIPO RTG	47
6.1	CARATTERISTICHE DELLE GRU RTG E COMBINAZIONI DI CARICO.	47
6.2	CONFIGURAZIONI DI CARICO ESAMINATE PER LA PARTE DI BANCHINA ANNI '60	50
6.3	CONFIGURAZIONI DI CARICO CONSIDERATE PER LA BANCHINA DI COMPLETAMENTO	52
6.4	MODELLO DI CALCOLO	54
6.5	RISULTATI IN TERMINI DI SOLLECITAZIONI.	55
6.5.1	Risultati per le piastre prefabbricate della banchina anni '60	56
6.5.2	Risultati per le piastre prefabbricate del molo di completamento	58
6.5.3	Risultati per la soletta della banchina anni '60	59
6.5.4	Risultati per la soletta del molo di completamento	61
6.6	VERIFICHE DI RESISTENZA DELLA BANCHINA ANNI '60 ASSUMENDO LE CARATTERISTICHE DEI MATERIALI DI PROGETTO.....	62
6.6.1	Verifica delle travi	62
6.6.2	Verifica della soletta	65
6.7	VERIFICHE DI RESISTENZA DELLA BANCHINA ANNI '60 ASSUMENDO LE CARATTERISTICHE DEI MATERIALI DERIVATE DALLE PROVE SPERIMENTALI	66
6.8	VERIFICHE DI RESISTENZA DEL MOLO DI COMPLETAMENTO	68
6.8.1	Verifica delle travi	68
6.8.2	Verifica della soletta	70
6.9	CONCLUSIONI	72
7	CONCLUSIONI SULLE PRESTAZIONI E SULLE VERIFICHE DI SICUREZZA PER L'IMPALCATO DEL MOLO VII	75



Indice delle figure

Figura 1.1 – Vista dall'alto della banchina del molo VII	6
Figura 1.2 – Planimetria delle piastre prefabbricate con indicazione del periodo di realizzazione	7
Figura 2.1 – Sezione trasversale tipologica	8
Figura 2.2 – Schema strutturale in pianta della struttura originaria, con piastre a nervature diagonali	9
Figura 2.3 – Armatura di precompressione della trave principale	9
Figura 2.4 – Armatura di precompressione della trave secondaria	9
Figura 2.5 – Armatura lenta della soletta	10
Figura 2.6 – Pianta delle nervature della piastra tipologica della banchina in ampliamento	10
Figura 2.7 – Sezione della piastra prefabbricata tipica	11
Figura 2.8 – Precompressione tipologica di una nervatura di bordo; per le nervature intermedie la precompressione è composta da 4 barre	11
Figura 2.9 – Sezioni trasversali della precompressione e dell'armatura lenta	11
Figura 2.10 – Sezioni della trave di bordo	12
Figura 2.11 – Vista della precompressione integrativa per le travi porta rotaia	12
Figura 2.12 – Vista dell'armatura lenta integrativa, posta all'interno del getto fra le nervature	12
Figura 2.13 – Carpenteria e dettagli di armatura del palo tipico (dal progetto di ampliamento)	13
Figura 2.14 – Schema dei carichi indotti dalle gru sulle travi porta-rotaia	14
Figura 2.15 – prescrizioni del progetto originale sulla qualità dei materiali	15
Figura 4.1 – Ubicazione delle indagini sperimentali della campagna 2022	28
Figura 4.2 – Immagini relative alle ispezioni alle barre di precompressione (indagini INSITU 2020)	34
Figura 5.1 – Modello della soletta delle piastre	36
Figura 5.2 – Modello delle travi del molo anni '60	36
Figura 5.3 – Momento M_{xx} – SLU	38
Figura 5.4 – Momento M_{yy} - SLU	38
Figura 5.5 – Verifica a taglio V_{xx} – SLU	40
Figura 5.6 – Verifica a taglio V_{yy} – SLU	40
Figura 5.7 – Verifica a taglio - nervature principali	42
Figura 5.8 – Verifica a taglio - nervature secondarie	42
Figura 5.9 – Momento M_{xx} – SLU	43
Figura 5.10 – Momento M_{yy} – SLU	43
Figura 5.11 – Taglio V_{xx} – SLU	44
Figura 5.12 – Taglio V_{yy} – SLU	45
Figura 5.13 – Taglio sollecitante – SLU	45
Figura 6.1 – Esempio di gru RTG	47
Figura 6.2 – Caratteristiche di un carrello di una gru RGT	47
Figura 6.3 – Configurazione tipica di una gru RTG da banchina portuale	48
Figura 6.4 – Scarichi delle ruote del mezzo di movimentazione containers	49
Figura 6.5 – sezione trasversale della banchina caricata con la posizione dei carichi	50
Figura 6.6 – Disposizione dei carichi sull'impalcato della banchina di completamento	53
Figura 6.7 – Sezione verticale trasversale con la disposizione dei carichi	54
Figura 6.8 – Modello della soletta delle piastre	54



Figura 6.9 – Modello delle travi del molo esistente	55
Figura 6.10 – Modello delle travi del molo di completamento	55
Figura 6.11 – Momento flettente SLU 1	56
Figura 6.12 – Taglio - SLU 1	56
Figura 6.13 – Momento flettente SLU 2	56
Figura 6.14 – Taglio - SLU 2	56
Figura 6.15 – Momento flettente SLU 3	56
Figura 6.16 – Taglio - SLU 3	56
Figura 6.17 – Momento flettente SLU 4	56
Figura 6.18 – Taglio - SLU 4	56
Figura 6.19 – Momento flettente SLU 5	57
Figura 6.20 – Taglio SLU 5	57
Figura 6.21 – Momento flettente SLU 6	57
Figura 6.22 – Taglio SLU 6	57
Figura 6.23 – Momento flettente SLU 7	57
Figura 6.24 – Taglio SLU 7	57
Figura 6.25 – Momento flettente SLU 1	58
Figura 6.26 – Taglio - SLU 1	58
Figura 6.27 – Momento flettente SLU 2	58
Figura 6.28 – Taglio - SLU 2	58
Figura 6.29 – Momento flettente SLU 3	58
Figura 6.30 – Taglio - SLU 3	58
Figura 6.31 – Momento flettente SLU 4	58
Figura 6.32 – Taglio - SLU 4	58
Figura 6.33 – Momento flettente SLU 5	59
Figura 6.34 – Taglio SLU 5	59
Figura 6.35 – Momento Mxx – SLU	59
Figura 6.36 – Momento Myy – SLU	60
Figura 6.37 – Taglio Vxx – SLU	60
Figura 6.38 – Taglio Vyy – SLU	60
Figura 6.39 – Momento Mxx – SLU	61
Figura 6.40 – Momento Myy – SLU	61
Figura 41: Taglio Vxx – SLU	61
Figura 6.42 – Taglio Vyy - SLU	62
Figura 6.43 – Resistenza a momento flettente della trave laterale - $M_{Rd} = 2079$ kNm	63
Figura 6.44 – Resistenza a momento flettente della trave diagonale - $M_{Rd} = 2655$ kNm	63
Figura 6.45 – Momento resistente positivo soletta – $M_{Rd} = 129$ kNm> $M_{sd}=127$ kNm	65
Figura 6.46 – Taglio Vxx - SLU 1	66
Figura 6.47 – Taglio Vyy - SLU 1	66
Figura 6.48 – Trave perimetrale: Momento resistente trave laterale – $M_{Rd} = 5486$ kNm	69
Figura 6.49 – Nervatura mediana: Momento resistente trave centrale – $M_{Rd} = 3673$ kNm	69
Figura 6.50 – Momento resistente soletta – $M_{Rd} = 118.3$ kNm> $M_{sd}=117.97$ kNm	71



Figura 6.51 – Taglio V_{xx} – SLU	72
Figura 6.52 – Taglio V_{yy} – SLU 1	72
Figura 6.53 – configurazioni di carico ammissibili per containers + gru RTG + mezzo di trasporto.....	73
Figura 6.54 – altra configurazione di carico ammissibile per containers + gru RTG.....	74

Indice delle tabelle

Tabella 4.1 – Risultati sperimentali delle prove di trazione sugli acciai.....	27
Tabella 4.2 – Requisiti della normativa vigente all'epoca sulla resistenza e allungamento degli acciai	27
Tabella 4.3 – Risultati delle prove sperimentali su 90 carote (campagna 2022)	30
Tabella 4.4 – Rielaborazione statistica delle prove di trazione sulle barre di armatura della zona di ampliamento anni '90.....	32
Tabella 4.5 – Rielaborazione statistica delle prove di trazione sulle barre di armatura della porzione originale anni '60.....	33
Tabella 6.1 – Reazioni trasmesse dai carrelli gommati all'impalcato.....	49
Tabella 6.2 – Verifica della soletta a taglio – $VRd = 132.3$ kN	65
Tabella 6.3 – Verifica della soletta a taglio – $VRd = 144.3$ kN	71



1 PREMESSA

La presente relazione tratta degli aspetti prettamente strutturali della banchina del molo VII, sito nell'area portuale di Trieste; in particolare:

- viene illustrata la concezione strutturale dell'opera, anche con l'ausilio di una estesa documentazione progettuale originale, e vengono descritte le caratteristiche dei singoli elementi che compongono la banchina,
- vengono presentati i requisiti progettuali originali in termini di prestazioni e carichi di progetto
- è sinteticamente descritto l'attuale stato di conservazione ed i principali fenomeni di degrado riscontrati a seguito di accurate indagini visive e strumentali
- sono analizzate e rielaborate statisticamente le risultanze delle prove sperimentali sui materiali (calcestruzzo, acciaio di armatura) effettuate previ opportuni prelievi in sito
- sono valutate le conseguenze in termini di sicurezza strutturale sia del degrado che di eventuali minori resistenze caratteristiche dei materiali rilevate in opera rispetto a quanto previsto a progetto

La banchina si sviluppa con una soluzione "a giorno" per circa 367.000mq su una pianta prevalentemente rettangolare con lati di 400m x 765m con una appendice lato terra ed è costituita da un impalcato a piastre nervate prefabbricate e supportate da pali di grande diametro posti su una maglia di 9,90m x 9,90m.

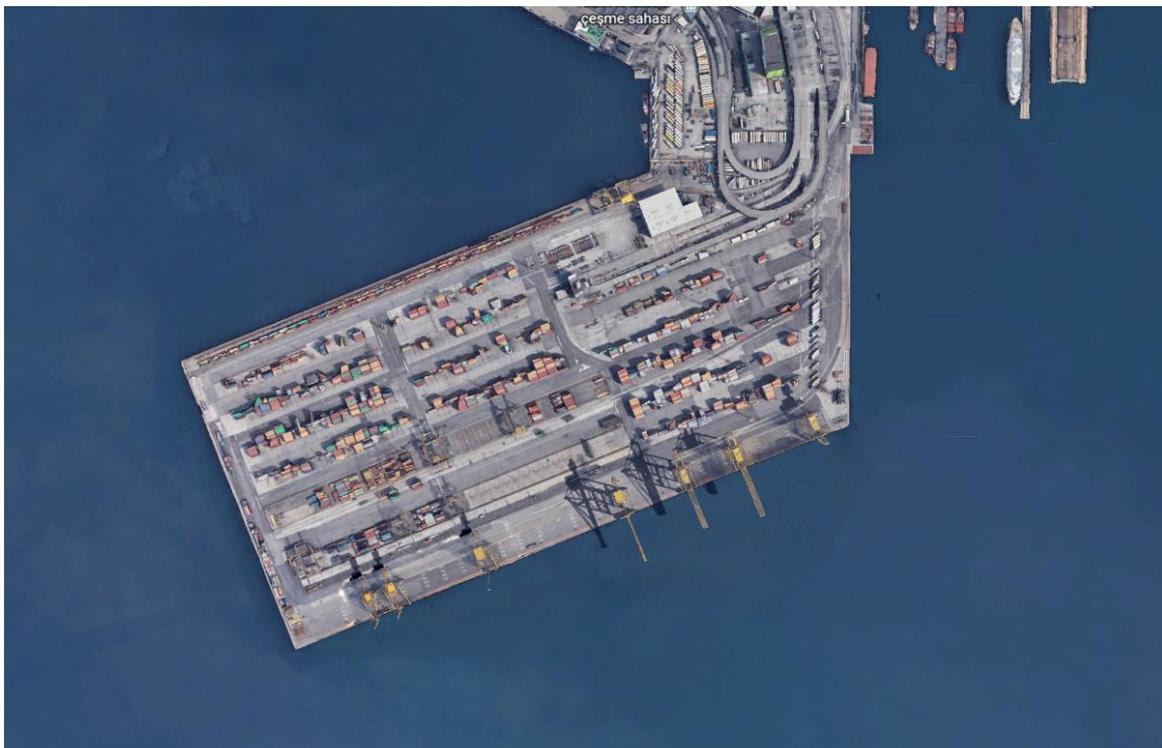


Figura 1.1 – Vista dall'alto della banchina del molo VII



La banchina è stata realizzata in due fasi successive: la prima fase risale alla seconda metà degli anni '60¹ mentre il completamento verso sud, relativo ad una ulteriore fascia larga 150m e realizzato in due lotti funzionali con tecniche costruttive molto simili, risale agli anni 1988-1999². La pianta riportata nella figura che segue consente di individuare sia la parte a giorno su pali e realizzata mediante piastre prefabbricate, sia le epoche costruttive.

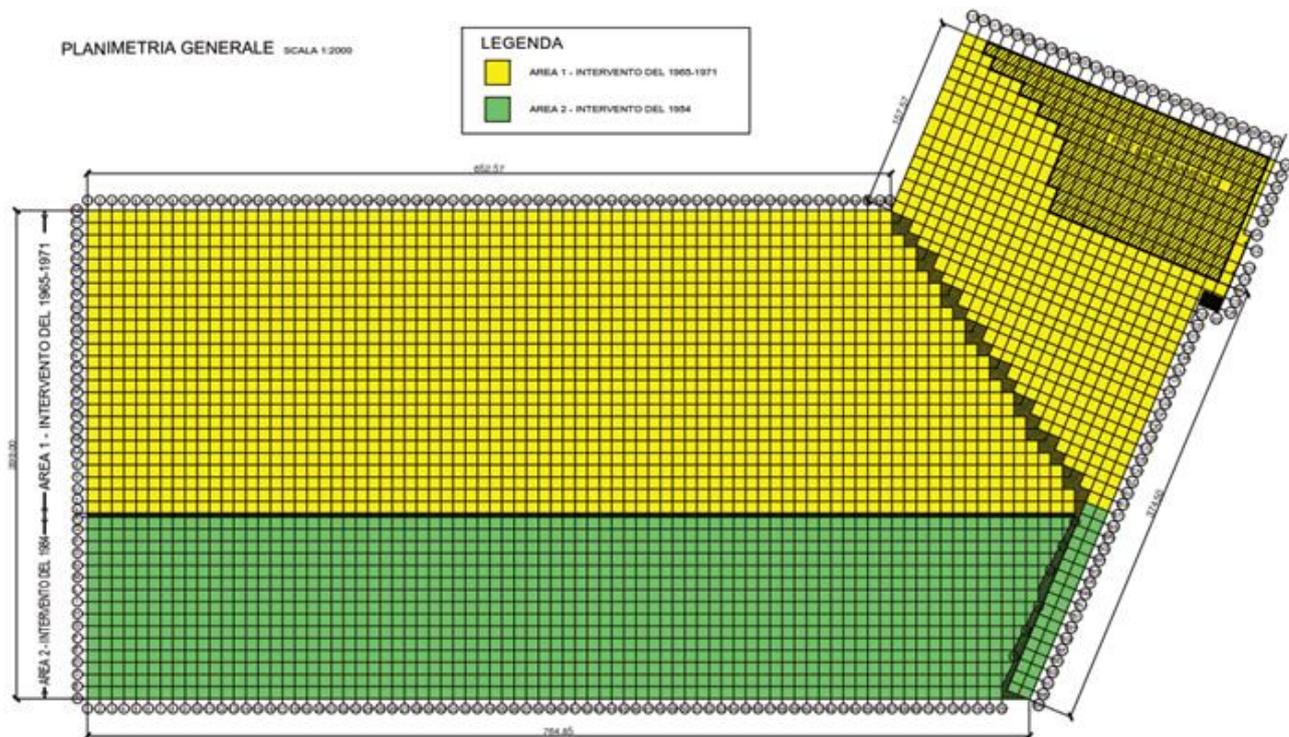


Figura 1.2 – Planimetria delle piastre prefabbricate con indicazione del periodo di realizzazione

¹ È disponibile il collaudo tecnico – amministrativo che attesta la consegna dei lavori nel giugno 1965 e il completamento nell'agosto 1972, a seguito di una serie di proroghe.

² Sono disponibili la relazione finale del D.L. del 2° lotto funzionale ed il relativo collaudo statico, entrambi datati 1999.



2 DESCRIZIONE DELL'OPERA DAL PUNTO DI VISTA STRUTTURALE.

2.1 La documentazione disponibile

Per entrambe le fasi costruttive è disponibile un considerevole numero di documenti di progetto originali. Il progettista è in entrambi i casi l'ing. Silvano Zorzi (IN.CO. S.p.A.) di Milano.

Per la prima fase, realizzata dall'Impresa Farsura S.p.a., sono disponibili circa 90 disegni con le relazioni di calcolo dell'impalcato (con 3 aggiornamenti) e della capacità portante dei pali. È anche disponibile la relazione ed il certificato di collaudo tecnico - amministrativo.

Per la seconda fase, realizzata negli anni '90 dall'Impresa Gambogi (successivamente incorporata in Ferrocemento – Recchi poi divenuta a sua volta Società Italiana per Condotte D'Acqua S.p.A.) sono disponibili circa 70 disegni (afferenti essenzialmente al primo lotto funzionale) e alcune relazioni descrittive e di calcolo, compresa una relazione geologica e geotecnica. Per tale fase costruttiva sono disponibili la relazione finale del D.L. (priva degli allegati sulla qualità dei materiali) ed il certificato di collaudo statico.

Le relazioni di calcolo e i disegni disponibili consentono una completa conoscenza della concezione strutturale, dei dettagli costruttivi, delle normative adottate, dei requisiti sui carichi e sui materiali, ed infine sui livelli di sicurezza, ricordando che tutte le calcolazioni erano ovviamente state condotte con riferimento al metodo delle tensioni ammissibili, in vigore all'epoca.

2.2 L'impalcato

L'impalcato è realizzato mediante piastre nervate a pianta quadrata di lato 9,90m in appoggio sui pali, ai quali sono connesse mediante getti di completamento. Le piastre delle due epoche costruttive si differenziano, oltre che per la quantità di armatura, anche per la disposizione delle nervature.

La piastra tipologica della struttura originaria progettata nella seconda metà degli anni '60 è costituita da nervature laterali sui quattro lati di sezione trapezoidale di luce 9m e pretese con 3 barre Dywidag $\Phi 32$ in acciaio 80/105 ad andamento parabolico e da travi secondarie, disposte in diagonale, di sezione trapezoidale di luce e pretese con 6 barre Dywidag $\Phi 26$ in acciaio 80/105 ancora ad andamento parabolico. La soletta ha spessore pari a 24cm e l'altezza totale della sezione è pari a 1.44m. Al di sopra della soletta è previsto uno strato ballast di 40cm. I bordi della banchina sono chiusi da travi perimetrali prefabbricate di sezione rettangolare con veletta inferiore sotto-sorgente.

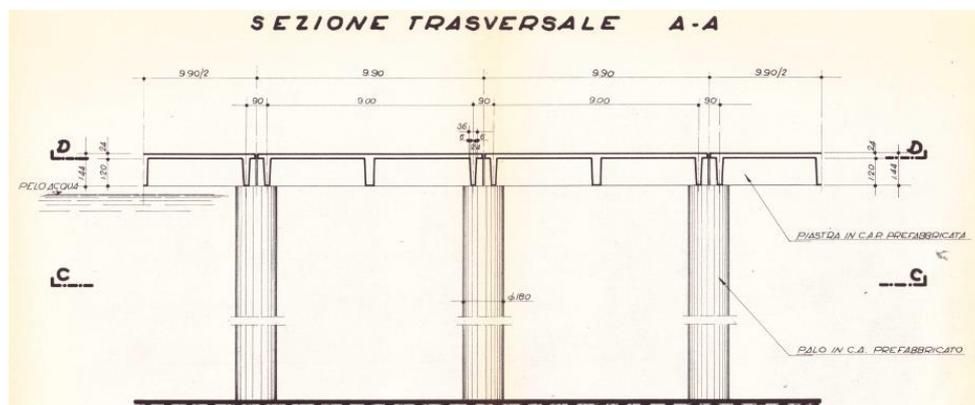


Figura 2.1 – Sezione trasversale tipologica

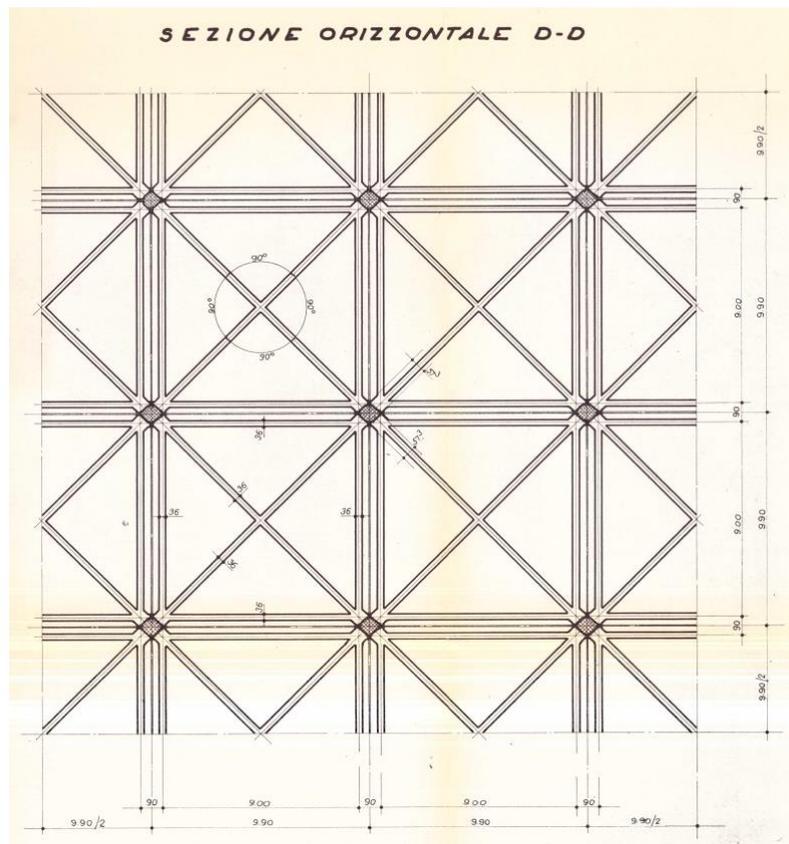


Figura 2.2 – Schema strutturale in pianta della struttura originaria, con piastre a nervature diagonali.

Di seguito vengono riportati alcuni estratti dai disegni della armatura di precompressione.

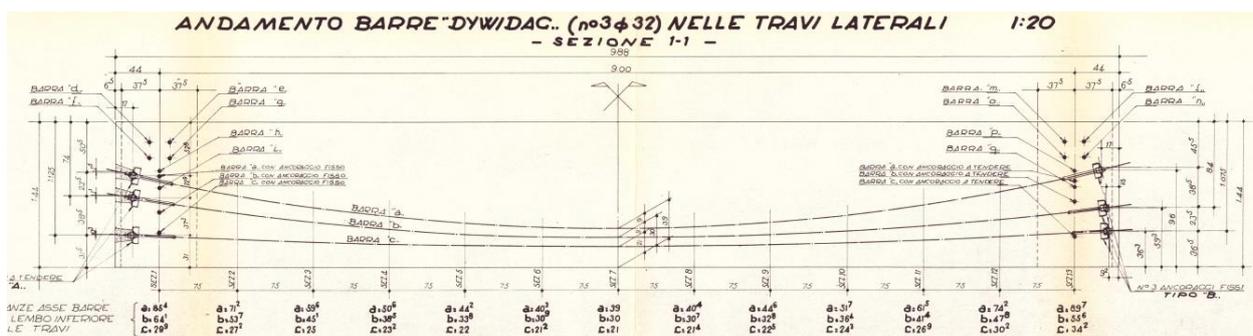


Figura 2.3 – Armatura di precompressione della trave principale

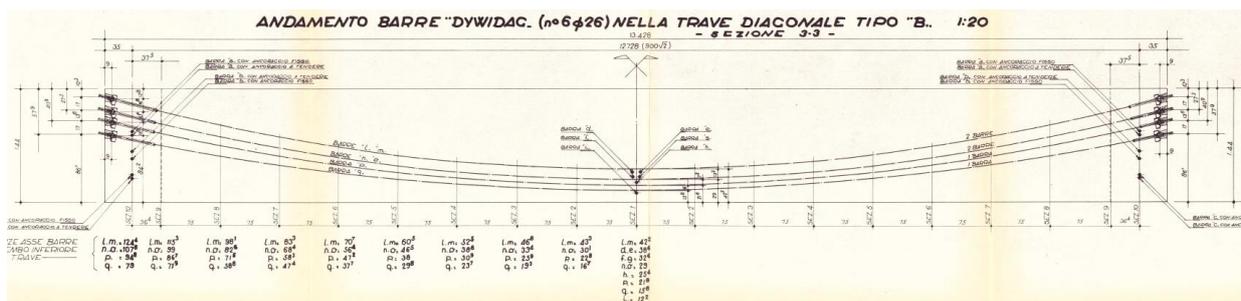


Figura 2.4 – Armatura di precompressione della trave secondaria

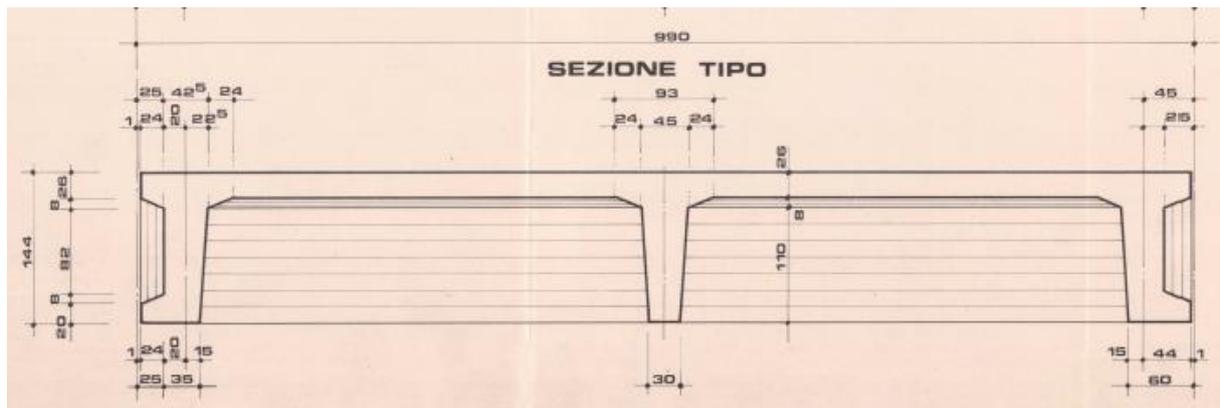


Figura 2.7 – Sezione della piastra prefabbricata tipica

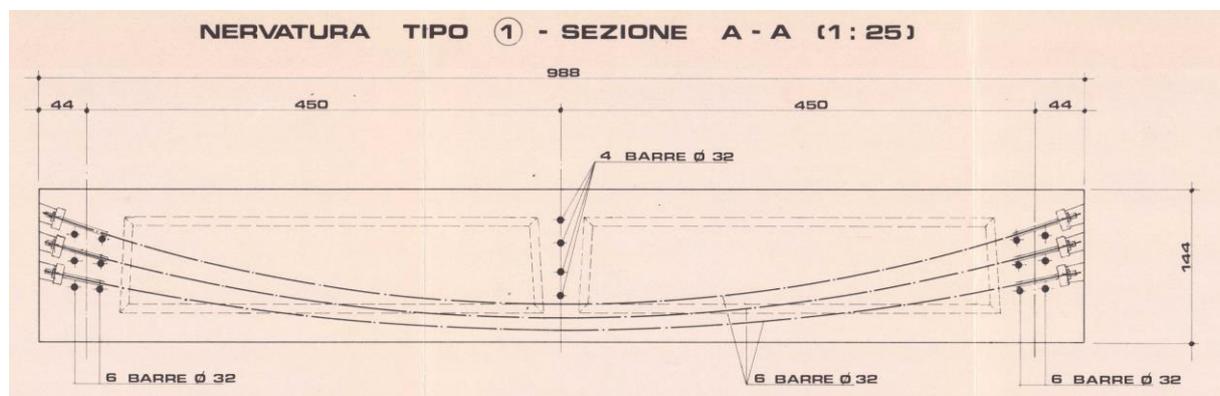


Figura 2.8 – Precompressione tipologica di una nervatura di bordo; per le nervature intermedie la precompressione è composta da 4 barre

Parallelamente al lato lungo sul fronte sud, sono presenti due travi porta rotaia per le gru STS, una di bordo lato mare e una, parallela alla prima interna; quest'ultima tipologia è ottenuta mediante getto in opera all'interno dei vani delle nervature esterne fra due piastre attigue, opportunamente attrezzato con precompressione integrativa.

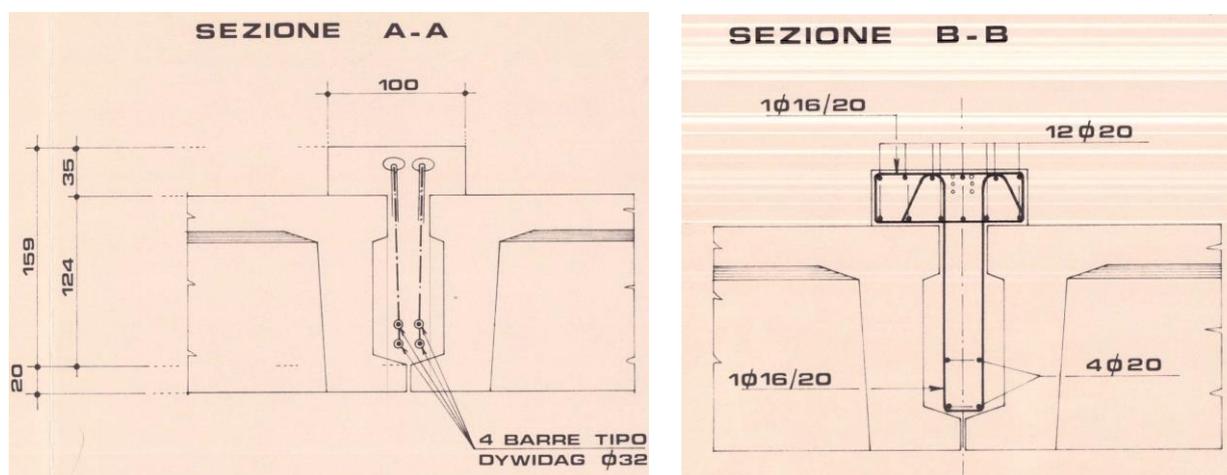


Figura 2.9 – Sezioni trasversali della precompressione e dell'armatura lenta

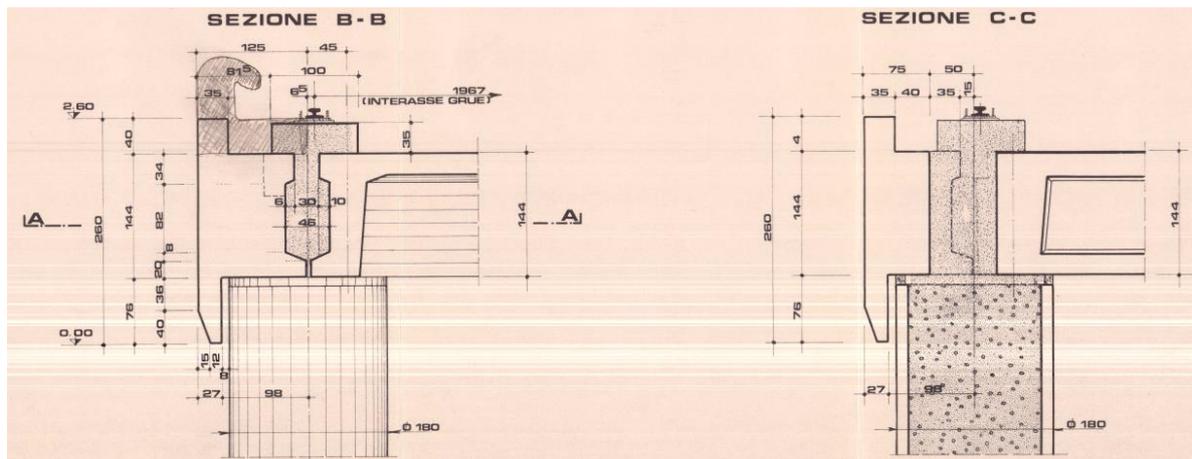


Figura 2.10 – Sezioni della trave porta rotaia lato mare



Figura 2.11 – Vista della precompressione integrativa per le travi porta rotaia

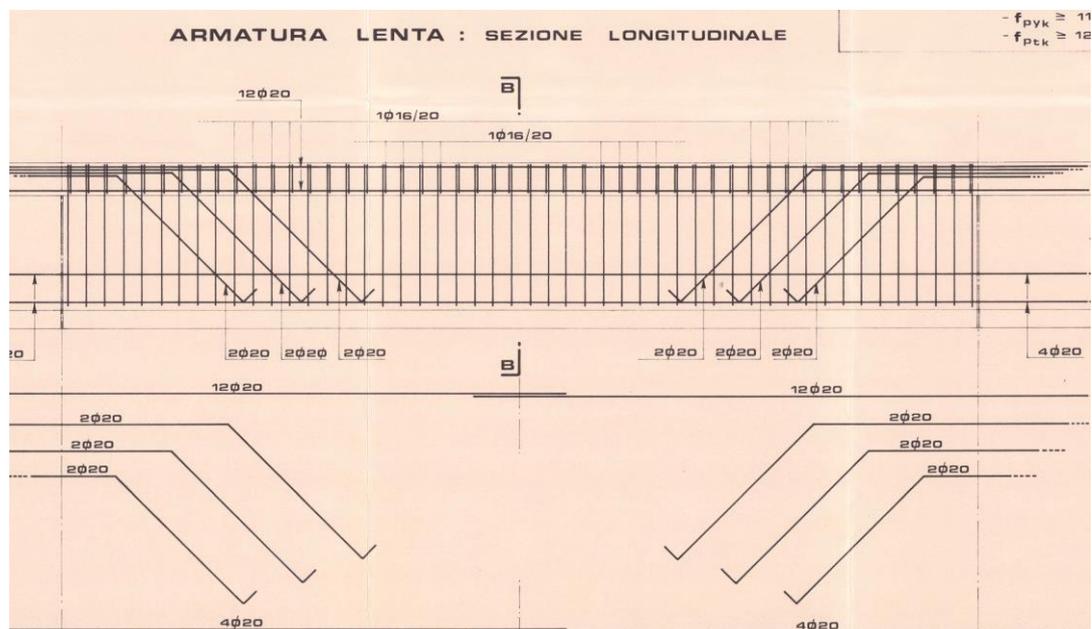


Figura 2.12 – Vista dell'armatura lenta integrativa, posta all'interno del getto fra le nervature.



2.3 Le fondazioni

Le fondazioni sono costituite da pali – colonne $\varnothing 1800\text{mm}$ cavi in c.a. prefabbricati centrifugati dello spessore di 16cm, monolitici sull'intera altezza atti ad attraversare il tirante d'acqua e la coltre limosa – argillosa, fino a raggiungere il sottostante livello di Flysch mediante l'impiego di una attrezzatura rotary; la perforazione viene poi proseguita per la lunghezza necessaria nella roccia ed il vano viene riempito di calcestruzzo armato sub-acqueo; il restante palo viene riempito in calcestruzzo non armato fino in sommità, dove sono presenti altre armature di collegamento alla banchina. La maglia dei pali è di 9,90m x 9,90m.

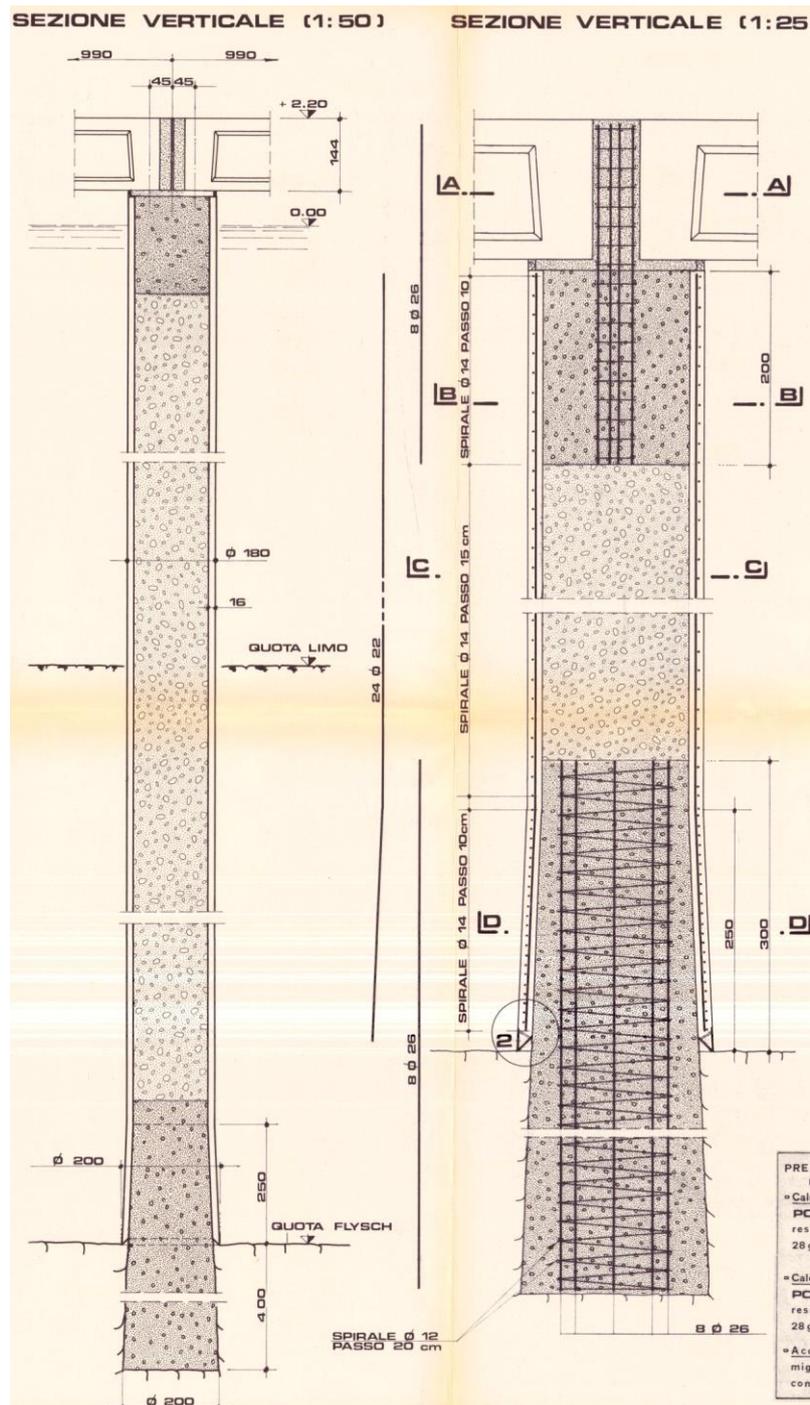


Figura 2.13 – Carpenteria e dettagli di armatura del palo tipico (dal progetto di ampliamento)



2.4 I carichi di progetto

Per il progetto degli anni '70, oltre al peso proprio e ai sovraccarichi permanenti di 8 kN/mq, era messo in conto un carico uniformemente distribuito accidentale di 40 kN/mq per il calcolo delle sollecitazioni sulle nervature. Risulta anche che per il solo calcolo della soletta sia stato messo in conto un carico di 46,3 kN/mq su un'impronta di 1,50m per 3,60m, ottenuta mediante ripartizione di carichi locali (stabilizzatori di gru) attraverso lo stato di 40cm di pavimentazione.

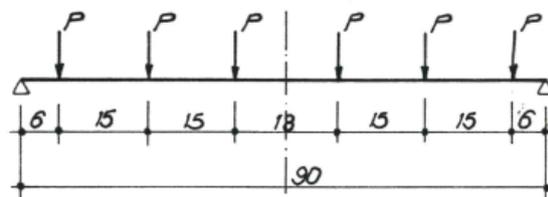
Il progetto degli anni '80 prevedeva un sovraccarico permanente incrementato a 10 kN/mq ed un sovraccarico accidentale uniformemente distribuito di 60 kN/mq e, in alternativa e per il solo effetto locale in soletta, 2 ruote da 260kN ciascuna poste ad interasse di 2,50m con pressione di 8 atm.

Oltre a ciò, erano messi in conto alcuni carichi riferiti alle autogru di banchina non su rotaia; si riporta il relativo estratto dalla relazione di calcolo.

Per la fascia di bordo (m 20,00) si è anche considerata la possibile presenza di una autogru da 150 t, che, in fase di esercizio, può scaricare sugli stabilizzatori (n° 4 su maglia 7,00.6,20) 125 t, con un'impronta di m 1,20.1,20.-

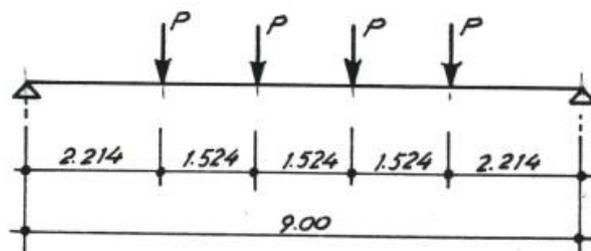
Sono poi considerati gli effetti di gru su rotaia localizzate in corrispondenza del reticolo della palificata e quindi sopra le nervature appositamente attrezzate con uno speciale getto di completamento armato (vedi cap. 2.2)

1.1.2. Portainers da 42 t (tipo REGGIANE)



$$P = 40 \text{ t}$$

1.1.3. Transtainers da 40 t (tipo REGGIANE)



$$P = 44 \text{ t}$$

Figura 2.14 – Schema dei carichi indotti dalle gru sulle travi porta-rotaia.

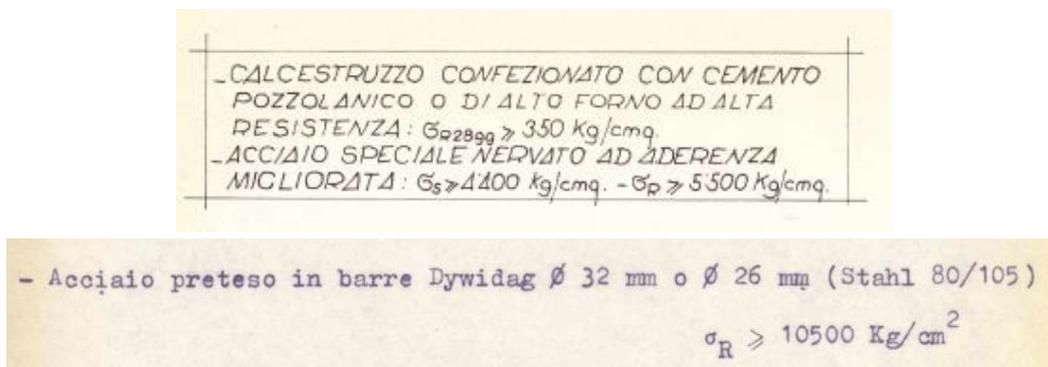


Il calcolo delle sollecitazioni sulle travi interessate dalle vie di corsa avviene considerando contemporanei al carico delle gru dei sovraccarichi uniformemente distribuiti pari a 40 kN/mq, considerando la sostanziale non compatibilità della presenza dei containers a ridosso delle gru operative.

2.5 I requisiti di progetto sui materiali

2.5.1 Piastra prefabbricata della struttura originaria

I materiali impiegati sono dedotti dalle tavole del progetto esecutivo di cui si è in possesso e di cui si riporta un'immagine riassuntiva.



2.5.2 Piastra prefabbricata della struttura di completamento

Il progetto originale prevede i seguenti materiali (prescrizioni tratte dai disegni originali):



Figura 2.15 – prescrizioni del progetto originale sulla qualità dei materiali

La conformità di quanto eseguito alle prescrizioni progettuali in termini di qualità dei materiali è attestata dal Direttore dei Lavori e dal Collaudatore; il numero di prove e le certificazioni raccolte sono citate nel certificato di collaudo, anche se non sono materialmente disponibili agli scriventi.

Confrontando questi dati con quelli della costruzione originale, si osserva che:



- La resistenza caratteristica del calcestruzzo è incrementata da $R_{ck} = 35 \text{ MPa}$ a 40 MPa
- Le caratteristiche di snervamento e rottura per l'acciaio di armatura sono rimaste immutate
- Le prestazioni delle barre Dywidag di precompressione sono incrementate: la tensione caratteristica di rottura passa da 1050 Mpa a 1250 MPa , in conseguenza del progresso tecnologico nella produzione delle barre stesse.

2.5.3 I pali di fondazione

Si riportano le prescrizioni reperibili sui disegni dell'ampliamento; non vi sono dati sui pali della prima fase costruttiva.





3 LO STATO DI DEGRADO

3.1 Le ispezioni visive

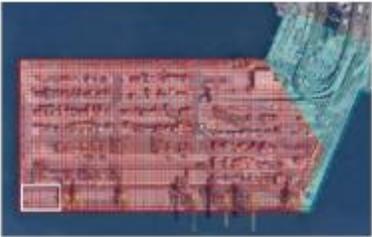
Sono state condotte due ispezioni visive con accluso piano di indagini sperimentali meglio descritte al capitolo che segue. Le risultanze delle ispezioni sono allegate ai rapporti:

- 1949_PFTE_L1_STR_r001_02 - Schede di degrado 2020

Le ispezioni visive sono state effettuate sull'intero intradosso del Molo VII; sono state prodotte una serie di schede per le varie piastre, individuate dai fili e dai picchetti di riferimento. La figura che segue mostra una scheda tipica, che riporta l'ubicazione della piastra ed una sintetica descrizione della tipologia di ammaloramento a commento delle foto.

A - SCHEDA 2

ISPEZIONE VISIVA IMPALCATO MOLO VII - PORTO DI TRIESTE



IMPALCATO TRA PALI:	A5-A6-B5-B6
----------------------------	--------------------

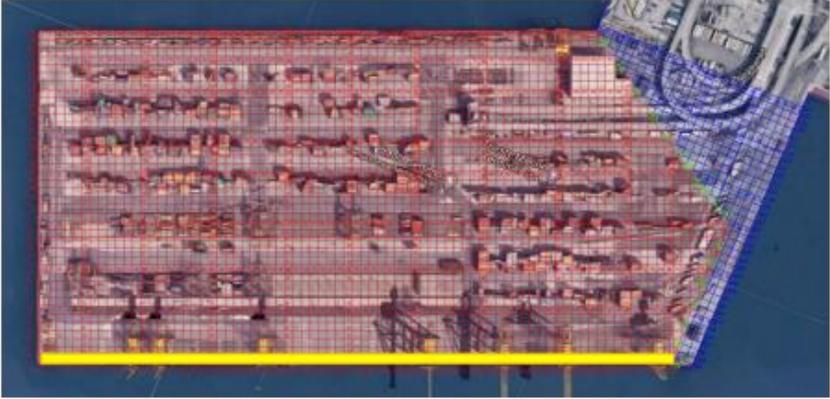
STRUTTURA	PUNTO	VIDEO	DESCRIZIONE
TRAVE SECONDARIA LONGITUDINALE		A 1-48_f 00m44s	La trave secondaria longitudinale presenta molteplici espulsioni del copriferro.
IMPALCATO	A5-A6 B5-B6	A 1-48_f 00m44s	L'impalcato presenta all'intradosso espulsione del copriferro in diverse aree.






- 1949_PFTE_L1_STR_r001_02 - Schede di degrado 2022

L'ispezione visiva è stata effettuata sull'intero intradosso del molo VII tra giugno e agosto 2022; sono state prodotte una serie di schede per le varie piastre, individuate dai fili e dai picchetti di riferimento (vedi fig. 2) che ripetono quanto prodotto nel 2020. La figura che segue mostra una scheda tipica, che riporta l'ubicazione della piastra ed una sintetica descrizione della tipologia di ammaloramento a commento delle foto. Dal confronto tra le schede prodotte nel 2020 e quelle del 2022 è stato possibile valutare un coefficiente di avanzamento del degrado, soprattutto sulle zone già ammalorate.

FILA A 3	
ISPEZIONE VISIVA IMPALCATO MOLO VII	
	
IMPALCATO TRA PALI : AB5-AB6	
STRUTTURA	DESCRIZIONE
soletta	sono presenti aree di degrado interessate dalla messa in luce del copriferro e riduzione dello spessore delle barre di armatura
trave secondaria longitudinale	alcune aree presentano la messa in luce delle barre di armatura
	



3.2 Le risultanze delle ispezioni

Le ispezioni hanno mostrato un livello di ammaloramento e di degrado piuttosto variabile. In generale, a fronte di un ambiente molto aggressivo, la soluzione di adottare piastre prefabbricate e precomprese ha contribuito in maniera importante alla limitazione del degrado.

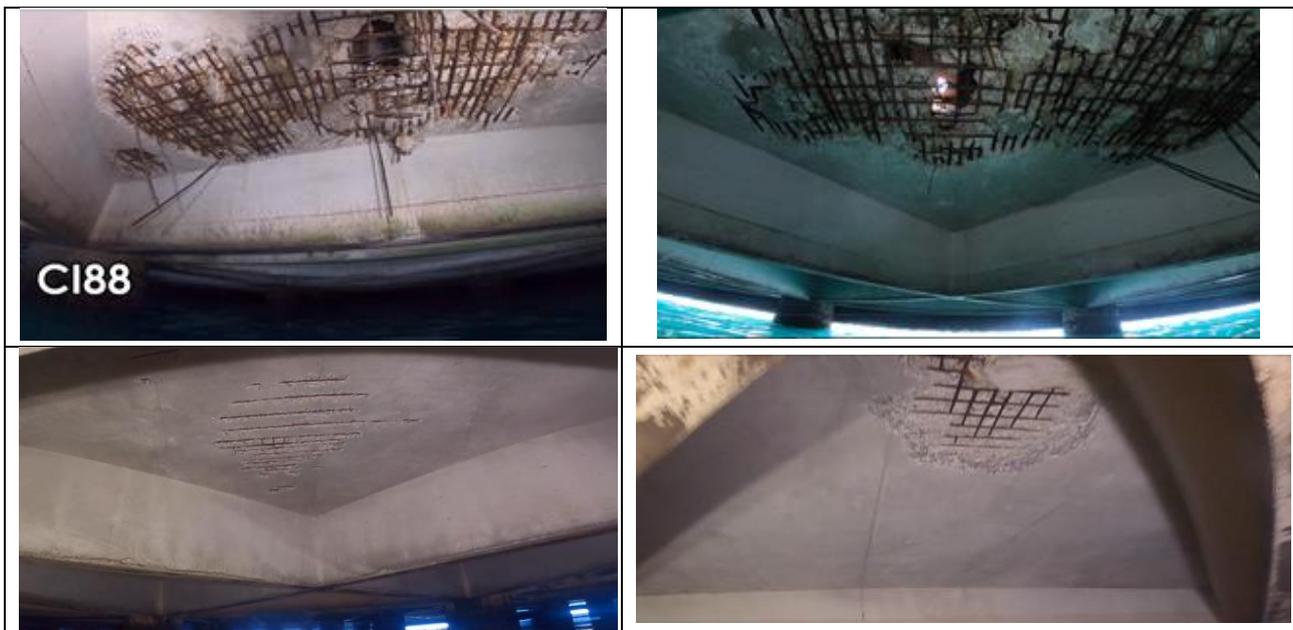
La prefabbricazione è generalmente un fattore che favorisce il controllo di qualità del prodotto e minimizza i difetti costruttivi; la precompressione, oltre a richiedere un calcestruzzo di buona qualità (resistente e compatto) per poter essere sfruttata appieno, limita le tensioni di trazione sul calcestruzzo e le conseguenti fessurazioni che determinano le vie preferenziali per l'ingresso degli agenti aggressivi.

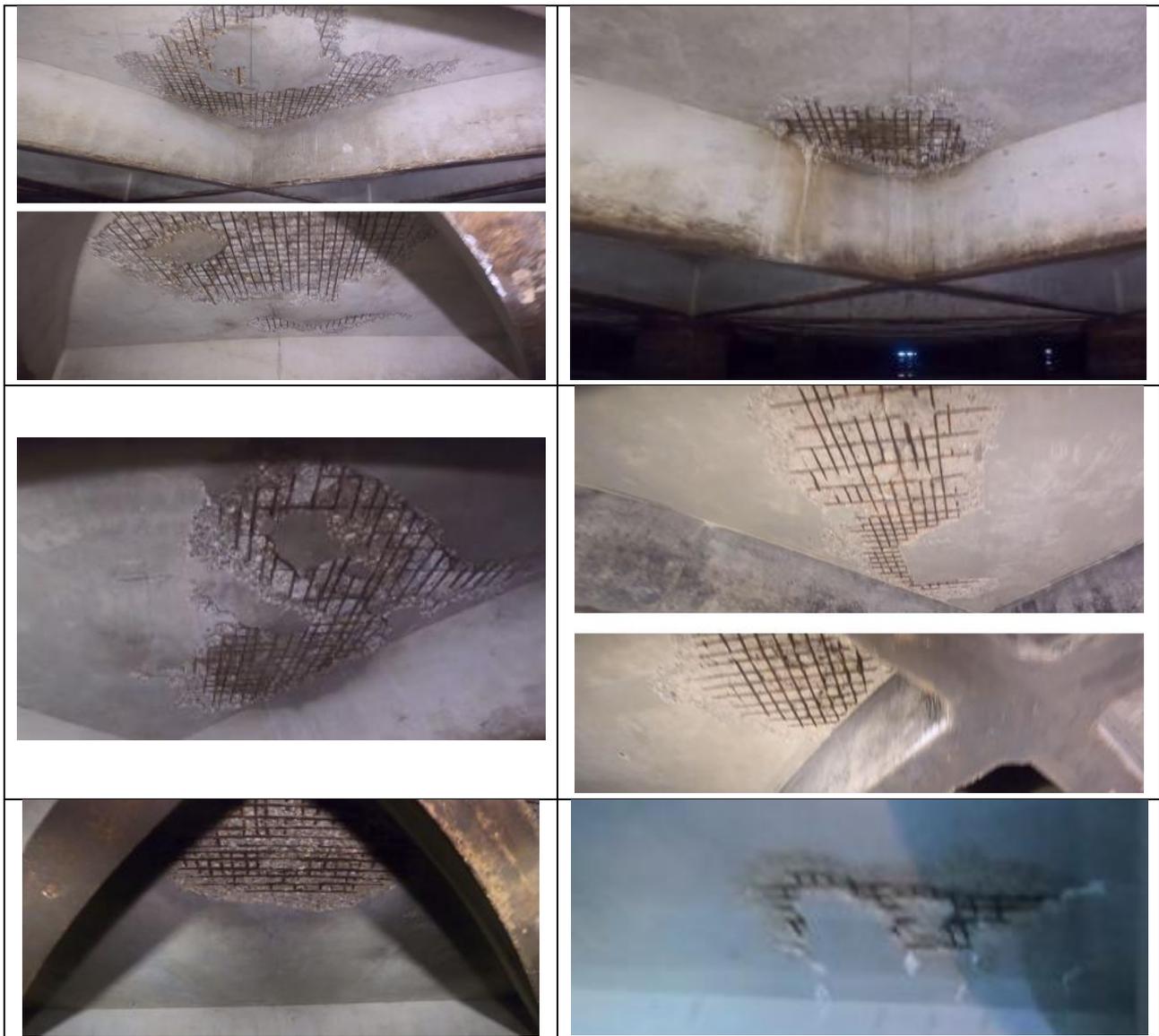
Di seguito si riportano alcune immagini di ammaloramenti tipologici, tratti dalle schede redatte in occasione dell'ispezione 2020.

3.2.1 L'intradosso della soletta

Anche se si tratta dell'elemento strutturale più lontano dalla quota del mare, e il meno esposto della splash zone, l'intradosso della soletta è un elemento particolarmente sensibile all'attacco degli agenti aggressivi essendo non precompresso direttamente e avendo livelli di copriferro delle armature lente piuttosto ridotto (come sperimentalmente accertato).

Le immagini che seguono mostrano alcune situazioni di distacco del copriferro e corrosione della armatura di intradosso a vari livelli di gravità; nelle prime foto si vede una situazione particolarmente critica, con la compromissione del calcestruzzo che appare passante. Si ricorda che la corrosione dei ferri è un fenomeno "espansivo" che produce ulteriore distacco del copriferro, dando luogo ad un fenomeno che si aggrava rapidamente.





3.2.2 Le nervature

Si ricorda che tutte le nervature sono direttamente precomprese. Si riportano di seguito una serie di foto afferenti alle varie tipologie di ammaloramento. Si segnalano in particolare delle situazioni in cui all'intradosso delle nervature si vedono chiaramente segnali importanti di ossido, sia pure in assenza di espulsione di copriferro; questo significa che comunque le armature lente all'interno hanno iniziato ad ossidarsi a causa della possibile presenza di fessurazioni longitudinali o porosità localizzate, e quindi anche qui un rapido degrado appare probabile.

Per quanto riguarda le armature di precompressione, sono stati fatti alcuni saggi, riportati al cap. 4.4., con esito sostanzialmente positivo.





Oltre all'esame visivo ed alle prove sui materiali, sono state condotte anche due altre rilevazioni funzionali a definire lo stato del degrado attuale e potenziale:

- La misura del potenziale di corrosione che, nelle zone indagate, fornisce valori non allarmanti
- Delle prove di integrità dei copriferri al lembo inferiore delle nervature, eseguite mediante martellatura nelle zone con segni di degrado: è risultato che per il 30% delle zone indagate si è verificato il distacco del copriferro, segno evidente che il processo di ossidazione dei ferri sottostanti (che è un processo espansivo) è pesantemente iniziato.



4 LE RISULTANZE DELLE PROVE SPERIMENTALI

4.1 Le campagne sperimentali

Le campagne sperimentali sono state condotte in occasione delle ispezioni richiamate al capitolo precedente. Alcune prove (carbonatazione, prove di determinazione del potenziale di corrosione, prove di integrità degli strati più superficiali del calcestruzzo) sono specificatamente dedicate ad individuare lo stato del degrado; altre hanno invece la finalità di determinare la resistenza dei materiali in situ.

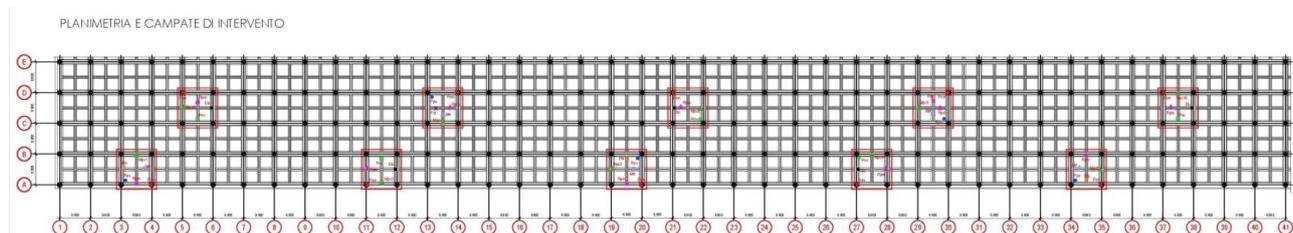
Il presente capitolo è dedicato in maniera specifica alla questione della resistenza dei materiali in situ.

Si ricorda che, per quanto riguarda la corrispondenza dei materiali alle prescrizioni progettuali sono disponibili alcuni documenti di collaudo, che attestano tale corrispondenza citando le prove eseguite, i cui certificati, peraltro non sono disponibili.

4.2 Campagna sperimentale 2020

4.2.1 Aspetti indagati.

A livello di prove sperimentali, la campagna 2020 ha riguardato una fascia lato sud di 40m x 400m, come da pianta che segue.



Sono state effettuate le seguenti prove:

- Indagine pacometrica (individuazione delle armature) finalizzata a verificare la corrispondenza fra quanto riscontrabile dai disegni storici e quanto effettivamente realizzato. Si ricorda che è disponibile il progetto originale, e quindi l'indagine si limita ad un controllo, e non all'individuazione delle armature presenti
- Prove di compressione su carote estratte sia dai pali che dalle piastre prefabbricate di impalcato; le prove sono state completate con la determinazione della profondità di carbonatazione e con la determinazione del contenuto di ioni cloruro
- Prove di trazione su barre di armatura lenta estratte dalle piastre prefabbricate
- Prove di determinazione del potenziale di corrosione delle armature su superfici delle piastre prefabbricate
- Ispezione diretta mediante demolizione localizzata delle barre di precompressione tipo Dywidag delle nervature delle piastre di banchina; l'ispezione era finalizzata non solamente a rilevare l'eventuale livello di degrado, ma anche a indagare sulla tipologia di protezione delle barre stesse (guaina, iniezioni, ecc.)
- Prove di integrità degli strati più superficiali di calcestruzzo (copriferri) in corrispondenza delle nervature delle piastre prefabbricate; tale prova è stata effettuata mediante "martellinatura" delle pareti.



4.2.2 Calcestruzzo

Sono state prelevate complessivamente 20 carote, 10 dai pali e 10 dalle piastre prefabbricate; sulle carote sono state eseguite prove di compressione, prove di carbonatazione e prove di determinazione del contenuto di cloruri. In questo capitolo vengono rielaborati i dati derivanti dalle prove di compressione sulle carote, separatamente per la piastra, per il calcestruzzo della camicia prefabbricata dei pali e per il getto di riempimento dei pali stessi.

Il rapporto [1] riporta una avvertenza circa possibili limitazioni alla attendibilità di alcuni risultati, dovuta alle difficili condizioni di prelievo delle carote.

Si aggiungono i seguenti ulteriori fattori di incertezza, deducibili dall'esame diretto dei certificati allegati al rapporto [1]:

- Tutte le carote hanno diametro 74mm e altezza compresa fra 94 e 100mm, con rapporto H/D pari a circa 1,3. Si tratta di un rapporto inusuale e difforme da quanto raccomandato dalle Linee guida sulla determinazione della resistenza in situ del calcestruzzo, che suggerisce o H/D = 1 (resistenza cubica) o H/D = 2 (resistenza cilindrica). Il rapporto 1,30 introduce ulteriori incertezze sulla interpretazione dei risultati. Nella interpretazione dei dati per ricavare la resistenza in situ, si fa riferimento alla resistenza caratteristica cubica; è necessario quindi moltiplicare il valore determinato direttamente dalle prove per un fattore moltiplicativo "di forma", interpolando sulla base della relazione $f_c = 0,85 R_c$.
- Le Linee guida già citate raccomandano che il diametro della carota sia non inferiore a 3 volte la dimensione minima dell'inerte; il piccolo diametro delle carote a fronte di inerti di diametro max regolarmente superiore a 25mm comporta che tale criterio sia sistematicamente disatteso

Nel seguito, quindi, vengono scartati risultati palesemente anomali, soprattutto per le piastre prefabbricate, presumibilmente realizzate in origine con controllo di qualità dei calcestruzzi.

I risultati vengono rielaborati secondo le indicazioni del cap. 11.2.6 delle NTC 2018 e delle "Linee guida per la valutazione delle caratteristiche del calcestruzzo in opera"; se ne riporta un estratto significativo.

b) numero delle carote compreso tra 4 e 14

la resistenza cilindrica (cubica) caratteristica in situ $f_{ck, is}$ ($R_{ck, is}$) è il valore inferiore tra:

$$f_{ck, is} = f_{m(n), is} - k$$

$$f_{ck, is} = f_{is, lowest} + 4$$

dove:

k = 5 per n (numerosità dei campioni prelevati) compreso tra 10 e 14

k = 6 per n compreso tra 7 e 9

k = 7 per n compreso tra 4 e 6 (caso da prendere in considerazione solo per opere di particolare semplicità).

La resistenza determinata sperimentalmente deve soddisfare al requisito:

$$R_{ck, sp} \geq 0,85 R_{ck} \quad \text{oppure} \quad f_{ck, sp} \geq 0,85 f_{ck}$$

4.2.2.1 Piastra di banchina.

Il requisito di progetto corrisponde all'attuale C 32/40. In tabella vengono riassunti tutti i risultati.



Piastra										
provino	C11	C13	C15	C17	C19	C12	C14	C16	C18	C20 (*)
resistenza rilevata (Mpa)	42,5	38,6	46,8	70,9	45,5	32	49,3	43,5	69,6	27,8
fattore di correzione per rapporto HD	1,05	1,05	1,05	1,05	1,05	1,05	1,05	1,05	1,05	1,05
resistenza cubica Rc rilevata (Mpa)	44,63	40,53	49,14	74,45	47,78	33,60	51,77	45,68	73,08	29,19
fattore di disturbo	1,04	1,04	1,04	1,04	1,04	1,04	1,04	1,04	1,04	1,04
resistenza cubica Rc speriment. (Mpa)	46,41	42,15	51,11	77,42	49,69	34,94	53,84	47,50	76,00	30,36
(*) Dato scartato										
Calcolo della resistenza caratteristica sperimentale										
Rc,m	53,23	Mpa								
Rc,k = Rc,m - k (k=6 per nr campioni =9)	47,23	Mpa								
Rc,k = Rc,min + 4	38,94	Mpa								

Commento:

- Anche adottando strettamente le regole delle Linee Guida, le prove consentono di confermare un calcestruzzo $R_{ck} = 40\text{Mpa}$ di progetto. Infatti, il più penalizzante dei valori di verifica (38,94 MPa) risulta comunque $> 0,85 R_{ck} = 34\text{ MPa}$. Si tratta comunque di un limite molto cautelativo in quanto si basa sul valore minimo registrato, che potrebbe essere sottostimato da qualche criticità nella carota (per esempio, il provino C12, che assegna il valore di resistenza più basso, presenta una dimensione max degli inerti di 34mm, molto maggiore di D/3; il disturbo nel prelievo della carota potrebbe quindi essere stato elevato
- Considerando invece l'altro criterio di verifica, basato sulle medie penalizzate di 5 MPa, il valore sperimentale trovato risulta molto più alto (47,23 Mpa) di quello richiesto a progetto. È del tutto probabile che sia questo criterio quello più realistico.

4.2.2.2 Pali di fondazione

I pali sono realizzati mediante infissione di una camicia in calcestruzzo prefabbricata di diametro esterno 1800mm e spessore 160mm, entro la quale è posizionata l'armatura verticale e la staffatura principale, successivamente riempita con un getto di calcestruzzo di caratteristiche prestazionali minori; tale getto, tuttavia, ospita il gruppo di armature di connessione a taglio con il sovrastante impalcato. I requisiti di progetto sono:

- per la camicia esterna: C 32/40
- per il calcestruzzo di riempimento: C 25/30

Nella tabella sottostante vengono riassunti i risultati per la camicia esterna, che vengono poi elaborati come indicato al cap. 3.1.1.



Camicia esterna										
provino	C1	C4e	C2e	C5e	C6e	C3e	C9e	C10e	C7e	C8e (*)
resistenza rilevata (Mpa)	35,6	33,7	29,9	36,8	59,1	31,5	38,2	33,3	39	27,4
fattore di correzione per rapporto HD	1,05	1,05	1,05	1,05	1,05	1,05	1,05	1,05	1,05	1,05
resistenza cubica Rc rilevata (Mpa)	37,38	35,39	31,40	38,64	62,06	33,08	40,11	34,97	40,95	28,77
fattore di disturbo	1,04	1,04	1,04	1,04	1,04	1,04	1,04	1,04	1,04	1,04
resistenza cubica Rc sperim. (Mpa)	38,88	36,80	32,65	40,19	64,54	34,40	41,71	36,36	42,59	29,92
(*) Dato scartato										
Calcolo della resistenza caratteristica sperimentale										
Rc,m	40,90	Mpa								
Rc,k = Rc,m - k (k=6 per nr campioni =9)	34,90	Mpa								
Rc,k = Rc,min + 4	36,65	Mpa								

Commento:

- entrambi i valori convenzionali di origine sperimentale soddisfano il criterio di accettazione $R_{ck,sp} \geq 0,85 R_{ck}$. Tuttavia, analizzando i dati si osserva che il valor medio delle resistenze è sostanzialmente uguale al requisito di progetto, ma tale valore medio è fortemente innalzato dalla presenza del provino C6e. Scartando dal conteggio del valor medio anche il valore anormalmente alto, si ottiene 37,95MPa, che, diminuito dei 6MPa secondo le procedure delle Linee guida, sia pure di poco non verifica la relazione $R_{ck,sp} \geq 0,85 R_{ck}$

4.2.2.3 Calcestruzzo del riempimento interno

Nella tabella che segue vengono riassunti i risultati per il calcestruzzo di riempimento, che vengono poi elaborati come indicato al cap. 3.1.1. In questo caso, ci sono due provini in meno, oltre al dato estremo peggiore non considerato.

Pali: riempimento interno									
provino	C4i	C2i	C5i	C7i	C3i	C10i	C9i	C6i (*)	
resistenza rilevata (Mpa)	23,8	30,3	27,9	36,3	39,8	38,8	34,4	20,9	
fattore di correzione per rapporto HD	1,05	1,05	1,05	1,05	1,05	1,05	1,05	1,05	
resistenza cubica Rc rilevata (Mpa)	24,99	31,82	29,30	38,12	41,79	40,74	36,12	21,95	
fattore di disturbo	1,04	1,04	1,04	1,04	1,04	1,04	1,04	1,04	
resistenza cubica Rc sperim. (Mpa)	25,99	33,09	30,47	39,64	43,46	42,37	37,56	22,82	
(*) Dato scartato									
Calcolo della resistenza caratteristica sperimentale									
Rc,m	36,08	Mpa							
Rc,k = Rc,m - k (k=6 per nr campioni =7)	30,08	Mpa							
Rc,k = Rc,min + 4	29,99	Mpa							

Commento:

- i criteri di accettazione sono soddisfatti, essendo entrambi i valori di confronto $> 0,85 R_{ck} = 25,5$ MPa.

4.2.3 Acciaio

Si riporta, per un immediato confronto, la tabella con i risultati tratti direttamente dal certificato di prova e la



tabella dei requisiti secondo D.M. 26/3/1980, ricordando che il requisito di progetto riporta:

- Acciaio Fe b 44 K controllato in stabilimento.

N° identico alve L.T.M	Contrassegno	Ø nominale effettivo (mm)	Sezione effettiva S ₀ (mm ²)	Tensione di snervamento f _y (MPa)*	Tensione di rottura f _t (MPa)*	A _{5l} (%)	Data di prova
1	F1 MOLO VII	20	314,0	409,0	507,1	10,9	21/09/20
2	F2 MOLO VII	20	314,0	505,9	707,1	12,5	21/09/20
3	F3 MOLO VII	20	314,0	408,7	493,9	11,4	21/09/20
4	F4 MOLO VII	14	153,9	555,8	726,0	12,8	21/09/20
5	F5 MOLO VII *	14	77,0	414,2	510,6	9,1	21/09/20

Tabella 4.1 – Risultati sperimentali delle prove di trazione sugli acciai

Il certificato segnala che il provino 5 era risultato molto corrosivo, con una forte diminuzione di sezione resistente (circa il 50%).

TIPO DI ACCIAIO	Fe B 38 k	Fe B 44 k
Tensione caratteristica di snervamento f _{yk} N/mm ² [kgf/mm ²]	≥ 375 [≥ 38]	≥ 430 [≥ 44]
Tensione caratteristica di rottura f _{tk} N/mm ² [kgf/mm ²]	≥ 450 [≥ 46]	≥ 540 [≥ 55]
Allungamento A ₅ %	≥ 14	≥ 12

Tabella 4.2 – Requisiti della normativa vigente all'epoca sulla resistenza e allungamento degli acciai

Dal confronto fra i risultati rilevati, trascurando il provino 5 che risulta poco attendibile, emerge che in due casi (provini 1 e 3) su quattro tutti i requisiti di normativa non sono soddisfatti, sia pure di poco (snervamento: 409MPa < 430MPa, rottura 494MPa < 540MPa, allungamento 10,9% < 12%).

4.3 La campagna sperimentale 2022

4.3.1 I contenuti della campagna sperimentale

La campagna sperimentale ha riguardato in maniera diffusa tutta la banchina con una accurata ispezione visiva documentata da filmati. Sono state anche condotte numerose prove sperimentali, localizzate come riportato



nella pianta che segue.

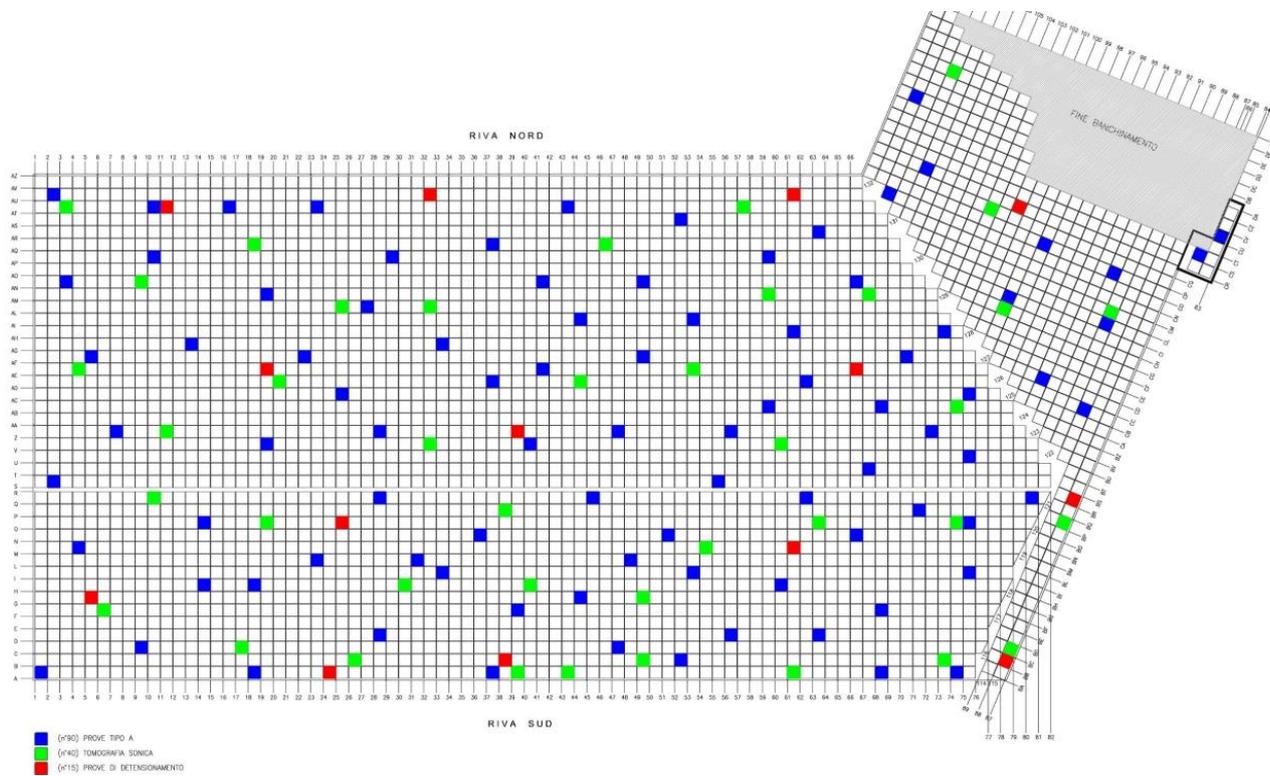


Figura 4.1 – Ubicazione delle indagini sperimentali della campagna 2022.

Le indagini realizzate sono consistite in:

- Prelievo di n°90 campioni cilindrici di cls al fine di ottenere un'indicazione sul valore medio della resistenza a compressione e del modulo elastico del calcestruzzo in opera - in conformità alle norme UNI EN 12390-3:2019 e UNI EN 12504- 1:2021
- N°90 Prove colorimetriche per la verifica della profondità di carbonatazione.
- N°270 Indagini SonReb (tre prove per ogni campata relative alle tre diverse tipologie di elemento) in conformità alle normative UNI EN 12504-4: 2021 (indagini ultrasoniche) e UNI EN 12504-2: 2021 (indagini sclerometriche) al fine di valutare in modo indiretto la resistenza del calcestruzzo su un numero di elementi considerato rappresentativo dell'intera struttura.
- Prelievo di n° 90 barre d'armatura per prova a trazione in Laboratorio in conformità alle norme UNI EN ISO 6892- 1:2020.
- N° 40 Indagini tomografiche ultrasoniche per la verifica puntuale dell'integrità delle travi in cap e l'identificazione di anomalie o difetti.
- N° 15 Prove di detensionamento per la verifica dello stato tensionale degli elementi costruttivi. In assenza della precisa ubicazione del punto "detensionato", non è possibile ricavare un termine numerico teorico di confronto.



4.3.2 Calcestruzzo.

Si riproducono le tabelle riassuntive dei risultati delle prove effettuate sulle carote (rottura, carbonatazione, contenuto cloruri).

Per una identificazione rapida, si faccia riferimento alla seconda colonna “struttura”: “a croce” si riferisce all’ampliamento degli anni '90, mentre “a X” si riferisce alla struttura originale anni '60.

Delle 90 carote complessive, 34 appartengono alla struttura anni '90 e 56 alla struttura originale.

IDENTIFICATIVO				PRELIEVO CAMPIONE CILINDRICO		
CAMPATA	STRUTTURA	ELEMENTO	CAMPIONE	PROFONDITA' CARBONATAZIONE (mm)	RESISTENZA A COMPRESSIONE fc LABORATORIO (N/mm ²)	concentrazione Cloruri (mg/Kg)
A1-B1 A2-B2	a croce	trave secondaria	C1	30	71.3	505
A18-B18 A19-B19	a croce	soletta	C2	0	71	75
A37-B37 A38-B38	a croce	soletta	C32	10	72.2	1030
A68-B68 A69-B69	a croce	soletta	C24	15	68	1640
A74-B74 A75-B75	a croce	trave principale	C23	10	42.7	688
B52-C52 B53-C53	a croce	trave principale	C28	10	74.3	75
C9-D9 C10-D10	a croce	trave secondaria	C34	0	67.6	48
C47-D47 C48-D48	a croce	trave principale	C29	10	68	87
D28-E28 D29-E29	a croce	soletta	C33	12	73.1	994
D56-E56 D57-E57	a croce	trave secondaria	C27	8	76.9	45
D63-E63 D64-E64	a croce	trave secondaria	C26	10	67.7	62
F39-G39 F40-G40	a croce	soletta	C31	5	75.4	52
F68-G68 F69-G69	a croce	trave principale	C25	0	65.7	252
G44-H44 G45-H45	a croce	soletta	C30	0	64.4	34
H14-I14 H15-I15	a croce	trave principale	C5	0	66.2	70
H18-I18 H19-I19	a croce	trave secondaria	C6	35	78.2	71
H60-I60 H61-I61	a croce	trave secondaria	C16	0	60.9	71
I33-L33 I34-L34	a croce	trave secondaria	C10	0	84.1	140
I53-L53 I54-L54	a croce	trave secondaria	C15	0	73.4	100
I75-L75 I76-L76	a croce	trave principale	C22	15	65.5	71
L23-M23 L24-M24	a croce	trave secondaria	C7	40	78.2	102
L31-M31 L32-M32	a croce	trave secondaria	C9	60	68.5	88
L48-M48 L49-M49	a croce	trave secondaria	C13	0	65	112
M4-N4 M5-N5	a croce	trave principale	C3	30	68.9	55
N36-O36 N37-O37	a croce	trave secondaria	C11	70	83.3	101
N51-O51 N52-O52	a croce	trave principale	C14	0	69.4	86
N66-O66 N67-O67	a croce	trave secondaria	C18	0	70.9	70
O14-P14 O15-P15	a croce	trave secondaria	C4	0	67.2	94
O75-P75 O76-P76	a croce	trave principale	C20	0	78.7	79
P71-Q71 P72-Q72	a croce	trave secondaria	C19	0	80.1	84
Q28-R28 Q29-R29	a croce	trave principale	C8	60	66.3	109
Q45-R45 Q46-R46	a croce	trave principale	C12	0	64.8	74
Q62-R62 Q63-R63	a croce	trave principale	C17	0	71.3	140
Q80-R80 Q81-R81	a croce	trave secondaria	C21	20	48.5	170
S2-T2 S3-T3	a X	trave principale	C35	40	47.9	1310
S55-T55 S56-T56	a X	trave secondaria	C71	55	43.2	188
T67-U67 T68-U68	a X	trave principale	C70	45	42.6	311
U75-V75 U76-V76	a X	trave secondaria	C69	40	45	185
V19-Z19 V20-Z20	a X	trave principale	C45	65	39.5	289
V40-Z40 V41-Z41	a X	trave principale	C73	75	50	195
Z7-AA7 Z8-AA8	a X	trave principale	C36	50	41.3	162
Z28-AA28 Z29-AA29	a X	trave principale	C46	60	23	154



IDENTIFICATIVO				PRELIEVO CAMPIONE CILINDRICO			
CAMPATA	STRUTTURA	ELEMENTO	CAMPIONE	PROFONDITA' CARBONATAZIONE (mm)	RESISTENZA A COMPRESSIONE fc LABORATORIO (N/mm ²)	concentrazione Cloruri (mg/Kg)	
Z47-AA47 Z48-AA48	a X	trave principale	C72	50	41.8	200	
Z56-AA56 Z57-AA57	a X	soletta	C82	45	41.4	173	
Z72-AA72 Z73-AA73	a X	trave principale	C84	15	43.9	213	
AB59-AC59 AB60-AC60	a X	soletta	C83	50	42.8	262	
AB68-AC68 AB69-AC69	a X	trave principale	C85	30	42.8	167	
AC25-AD25 AC26-AD26	a X	trave secondaria	C47	30	55.8	242	
AC75-AD75 AC76-AD76	a X	trave principale	C68	65	48.4	211	
AD37-AE37 AD38-AE38	a X	soletta	C74	50	51.9	138	
AD62-AE62 AD63-AE63	a X	trave principale	C86	50	45.8	172	
AE41-AF41 AE42-AF42	a X	trave secondaria	C80	40	35.6	429	
AF5-AG5 AF6-AG6	a X	trave secondaria	C37	15	47	138	
AF22-AG22 AF23-AG23	a X	soletta	C48	55	54.3	157	
AF49-AG49 AF50-AG50	a X	trave principale	C81	45	48.3	118	
AF70-AG70 AF71-AG71	a X	trave principale	C67	45	50.8	205	
AG13-AH13 AG14-AH14	a X	trave secondaria	C44	60	34.4	221	
AG33-AH33 AG34-AH34	a X	soletta	C75	65	46.1	118	
AH61-AI61 AH62-AI62	a X	trave secondaria	C87	20	44.6	151	
AH73-AI73 AH74-AI74	a X	trave principale	C66	25	47.7	304	
AI44-AL44 AI45-AL45	a X	trave principale	C79	60	44.3	279	
AI53-AL53 AI54-AL54	a X	trave principale	C88	tutta	37.9	1340	
AL27-AM27 AL28-AM28	a X	trave principale	C49	50	53.8	131	
AM19-AN19 AM20-AN20	a X	trave secondaria	C43	25	52.1	151	
AN3-AO3 AN4-AO4	a X	trave principale	C38	55	42.6	153	
AN41-AO41 AN42-AO42	a X	trave principale	C78	40	36.7	1480	
AN49-AO49 AN50-AO50	a X	trave secondaria	C89	45	38.7	244	
AN66-AO66 AN67-AO67	a X	soletta	C65	15	53.1	198	
AP10-AQ10 AP11-AQ11	a X	trave secondaria	C40	45	47.7	148	
AP29-AQ29 AP30-AQ30	a X	soletta	C50	tutta	50.5	201	
AP59-AQ59 AP60-AQ60	a X	soletta	C64	40	44.1	177	
AQ37-AR37 AQ38-AR38	a X	trave principale	C76	45	52.2	251	
AR63-AS63 AR64-AS64	a X	trave principale	C63	35	46.3	200	
AS52-AT52 AS53-AT53	a X	trave secondaria	C90	40	45.5	173	
AT10-AU10 AT11-AU11	a X	trave principale	C41	0	52.5	213	
AT16-AU16 AT17-AU17	a X	trave principale	C42	30	46.8	172	
AT23-AU23 AT24-AU24	a X	trave secondaria	C51	25	47.8	170	
AT43-AU43 AT44-AU44	a X	trave principale	C77	40	44.8	275	
AU2-AV2 AU3-AV3	a X	trave secondaria	C39	25	41.9	1440	
CB89-CC89 CB90-CC90	a X	trave principale	C54	20	45.5	218	
CC93-CD93 CC94-CD94	a X	trave secondaria	C55	25	41.8	1170	
CH98-CI98 CH99-CI99	a X	trave principale	C59	80	37.6	319	
CI90-CL90 CI91-CL91	a X	trave principale	C56	25	48.9	280	
CN110-CO110 CN111-CO111	a X	trave principale	C62	40	50	166	
CO91-CP91 CO92-CP92	a X	trave secondaria	C57	20	51.9	148	
CO97-CP97 CO98-CP98	a X	trave secondaria	C58	20	55.4	212	
CQ108-CR108 CQ109-CR109	a X	trave principale	C61	40	44.7	187	
CV111-CZ111 CV112-CZ112	a X	trave principale	C60	55	45.5	346	
CS84-CT84 CS85-CT85	a X	soletta	C52	25	39.7	742	
CR84-CS84 CR85-CS85	a X	soletta	C53	20	48.3	652	

Tabella 4.3 – Risultati delle prove sperimentali su 90 carote (campagna 2022)

Relativamente alla resistenza si osserva:

- Che le prove riferite all'ampliamento anni '90 forniscono risultati tutti ampiamente superiori al requisito richiesto ($f_{ck} = 32$ MPa), essendo f_c variabile fra 42,7MPa e 84,1 MPa con un valore medio di 69,6 MPa e deviazione standard di 8,19
- Che le prove riferite alla porzione originale hanno valori mediamente assai più bassi ($f_{c,med} = 45,4$ MPa con scarto quadratico 5,9), con valori variabili fra 23MPa e 55,8 MPa. Si segnala che un solo valore di



f_c (quello minimo, riferito alla campata individuata come Z28-AA28 Z29-AA29) è inferiore al requisito di progetto ($f_c = 28\text{MPa}$).

Per quanto riguarda la resistenza, dunque, i valori registrati possono essere considerati in linea con le attese.

Riguardo agli altri risultati:

- La profondità di carbonatazione si mantiene molto bassa nella parte più recente, con poche punte localizzate (7 valori su 34) oltre i 20mm che è il valore del copriferro. E' invece decisamente più importante per la parte più vecchia, dato che in questo caso interessa certamente lo strato di armatura più esterno.
- Per quanto riguarda la concentrazione degli ioni cloruro assume un valore massimo di 0,16% sul peso del calcestruzzo, con valori medi dell'ordine di 0,03-0,04%. Si tratta di valori tipici per strutture in prossimità del mare.

4.3.3 Acciaio di armatura

Nelle tabelle che seguono sono riportate le rielaborazioni statistiche delle risultanze delle prove a rottura per trazione sulle barre di armatura prelevate dalle piastre prefabbricate; per la individuazione delle zone, vale in criterio già citato ("a croce" si riferisce all'ampliamento degli anni '90, mentre "a X" si riferisce alla struttura originale anni '60).

Le tabelle originali sono accompagnate dall'avvertenza che alcuni ferri sottoposti a prova "presentano marcati segni di corrosione e una sezione resistente ridotta"; evidentemente tali provini (i numeri F46, F53, F54, F77, F78, F79, F81, F90) devono essere esclusi dalle valutazioni statistiche sulla resistenza dell'acciaio.

Si osserva una notevole differenza sulle risultanze: mentre per gli acciai più recenti sono sostanzialmente confermati i requisiti di progetto con possibilità anche di utilizzare valori leggermente superiori di $f_{y,d}$, gli acciai degli anni '60 presentano valori mediamente più bassi e certamente più dispersi; il valore $f_{y,d}$ è quindi sensibilmente più basso ($f_{y,d} = 286,5\text{ MPa}$).



ACCIAIO		STRUTTURE IN ELEVAZIONE (piastre soletta a croce)			
Certificato	PRELIEVI	Resistenza			
	sigla	f_y x_i (N/mm ²)	$\ln(x_i)$	$[\ln(x_i) - \mu]$	$[\ln(x_i) - \mu]^2$
	F1	474,8	6,16289	-0,05756	0,00331
	F2	447,1	6,10278	-0,11767	0,01385
	F32	528,9	6,27080	0,05035	0,00254
	F24	519,6	6,25306	0,03261	0,00106
	F23	491,6	6,19767	-0,02278	0,00052
	F28	556,8	6,32221	0,10176	0,01035
	F34	502,4	6,21940	-0,00105	0,00000
	F29	476,9	6,16731	-0,05314	0,00282
	F33	602,7	6,40142	0,18097	0,03275
	F26	456,9	6,12446	-0,09599	0,00921
	F31	471,7	6,15634	-0,06411	0,00411
	F25	653,9	6,48295	0,26250	0,06891
	F30	505,5	6,22555	0,00510	0,00003
	F5	477,3	6,16815	-0,05230	0,00274
	F6	485,2	6,18456	-0,03589	0,00129
	F16	538,8	6,28934	0,06889	0,00475
	F10	469,6	6,15188	-0,06857	0,00470
	F15	473,9	6,16100	-0,05945	0,00353
	F22	622,0	6,43294	0,21249	0,04515
	F7	417,5	6,03428	-0,18617	0,03466
	F3	530,2	6,27325	0,05280	0,00279
	F14	418,5	6,03668	-0,18377	0,03377
	F4	461,6	6,13470	-0,08575	0,00735
	F12	462,7	6,13708	-0,08337	0,00695
	F17	572,8	6,35054	0,13009	0,01692
	F21	539,4	6,29046	0,07001	0,00490
Numero prelievi n =		26			
$\Sigma \ln(x_i) =$		161,73170	con $i = 1; \dots; n$		
$\mu = [\Sigma \ln(x_i)]/n =$			6,220		
$\sigma = \sqrt{[(1/(n-1)) * \Sigma (\ln(x_i) - \mu)^2]} =$			0,113		
$\mu_{0.16} = \mu - \sigma/\sqrt{n} =$			6,198		
$f_k = x_{0.05} = e^{\mu_{0.16} - 1,64 * \sigma} =$			408,7	(N/mm ²)	
Resistenza media $f_m = \Sigma(x_i)/n =$			506,1	(N/mm ²)	
Ipotesi:	Classe di conseguenza CC3		$\gamma_M =$	1,10	
	Fattore di confidenza		FC =	1,00	
Resistenza di calcolo:		$f_d = \min(f_m/(FC * \gamma_M); f_k/FC) =$		408,7	(N/mm²)

Tabella 4.4 – Rielaborazione statistica delle prove di trazione sulle barre di armatura della zona di ampliamento anni '90.



ACCIAIO		STRUTTURE IN ELEVAZIONE (piastre soletta a X)			
Certificato	PRELIEVI	Resistenza			
	sigla	f_y x_i (N/mm ²)	$\ln(x_i)$	$[\ln(x_i) - \mu]$	$[\ln(x_i) - \mu]^2$
	F71	339,4	5,82718	-0,14304	0,02046
	F69	473,3	6,15973	0,18951	0,03591
	F73	452,9	6,11567	0,14545	0,02116
	F36	305,2	5,72097	-0,24925	0,06213
	F72	426,5	6,05561	0,08539	0,00729
	F82	377,1	5,93251	-0,03771	0,00142
	F83	399	5,98896	0,01874	0,00035
	F85	327,7	5,79210	-0,17812	0,03173
	F47	430,5	6,06495	0,09473	0,00897
	F86	327,7	5,79210	-0,17812	0,03173
	F80	337,3	5,82097	-0,14924	0,02227
	F48	415,7	6,02996	0,05975	0,00357
	F44	279,1	5,63157	-0,33865	0,11468
	F75	366,9	5,90509	-0,06513	0,00424
	F87	440,3	6,08746	0,11724	0,01374
	F66	536,0	6,28413	0,31392	0,09854
	F88	380,3	5,94096	-0,02926	0,00086
	F49	399,9	5,99121	0,02100	0,00044
	F38	601,2	6,39893	0,42871	0,18379
	F89	359,4	5,88444	-0,08578	0,00736
	F65	255,6	5,54361	-0,42660	0,18199
	F40	466,2	6,14461	0,17440	0,03041
	F50	437,2	6,08039	0,11017	0,01214
	F64	361,5	5,89026	-0,07996	0,00639
	F76	370,3	5,91431	-0,05590	0,00313
	F63	408,8	6,01323	0,04301	0,00185
	F41	498,5	6,21160	0,24139	0,05827
	F42	378,5	5,93622	-0,03400	0,00116
	F51	417,9	6,03524	0,06502	0,00423
	F56	407,7	6,01053	0,04031	0,00163
	F62	368,6	5,90971	-0,06051	0,00366
	F57	386	5,95584	-0,01438	0,00021
	F58	408,7	6,01298	0,04276	0,00183
	F61	387,8	5,96049	-0,00973	0,00009
	F60	316,6	5,75764	-0,21258	0,04519
	F52	457,9	6,12665	0,15643	0,02447
Numero prelievi n =		36			
$\Sigma \ln(x_i) =$		214,92783	con i = 1;...n		
$\mu = [\Sigma \ln(x_i)]/n =$			5,970		
$\sigma = \sqrt{[(1/(n-1)) * \Sigma (\ln(x_i) - \mu)^2]} =$			0,173		
$\mu_{0.16} = \mu - \sigma/\sqrt{n} =$			5,941		
$f_k = x_{0.05} = e^{(\mu_{0.16} - 1,64 * \sigma)} =$			286,5	(N/mm ²)	
Resistenza media $f_m = \Sigma(x_i)/n =$			397,3	(N/mm ²)	
Ipotesi:	Classe di conseguenza CC3		$\gamma_M =$	1,10	
	Fattore di confidenza		FC =	1,00	
Resistenza di calcolo:		$f_d = \min(f_m/(FC * \gamma_M); f_k/FC) =$	286,5	(N/mm²)	

Tabella 4.5 – Rielaborazione statistica delle prove di trazione sulle barre di armatura della porzione originale anni '60.



4.4 Acciaio ad alta resistenza per le barre tipo dywidag di precompressione

Naturalmente, non sono stati eseguiti dei prelievi dell'acciaio in barre tipo dywidag di precompressione per evitare pericolose perdite di resistenza.

Nel quadro delle indagini 2020, erano state condotte delle indagini finalizzate a verificare lo stato di conservazione mediante demolizione localizzate per ispezionare il sistema di protezione (guaina + iniezione) delle barre di precompressione. Dal report si deduce che *“le barre dywidag si presentano protette da una guaina metallica e da un rivestimento simile al “teflon”. Sola la guaina mostra segni di leggera corrosione, mentre le barre sembrano integre e non interessate, al momento, da fenomeni corrosivi”*.

Si riportano alcune immagini tratte dal report citato.



Figura 4.2 – Immagini relative alle ispezioni alle barre di precompressione (indagini INSITU 2020).



4.5 Il livello di conoscenza della struttura

Si fa riferimento al cap. 8.5.4 delle NTC 2018, relativo alle “Costruzioni esistenti” con la relativa circolare esplicativa, ed in particolare ai livelli di conoscenza delle strutture, cui è associato un “fattore di confidenza”.

Si riporta di seguito la tabella C.8.5.4 che riassume i livelli di conoscenza in funzione delle informazioni disponibili per opere in cemento armato.

Si segnala che per “indagini limitate in situ” relativamente ai dettagli strutturali, in presenza del progetto originale, si intendono le indagini confermative della disposizione e entità delle armature.

Tabella C8.5.IV – Livelli di conoscenza in funzione dell’informazione disponibile e conseguenti metodi di analisi ammessi e valori dei fattori di confidenza, per edifici in calcestruzzo armato o in acciaio

Livello di conoscenza	Geometrie (carpenterie)	Dettagli strutturali	Proprietà dei materiali	Metodi di analisi	FC (*)
LC1	Da disegni di carpenteria originali con rilievo visivo a campione; in alternativa rilievo completo ex-novo	Progetto simulato in accordo alle norme dell’epoca e <i>indagini limitate</i> in situ	Valori usuali per la pratica costruttiva dell’epoca e <i>prove limitate</i> in situ	Analisi lineare statica o dinamica	1,35
LC2		Elaborati progettuali incompleti con <i>indagini limitate</i> in situ; in alternativa <i>indagini estese</i> in situ	Dalle specifiche originali di progetto o dai certificati di prova originali, con <i>prove limitate</i> in situ; in alternativa da <i>prove estese</i> in situ	Tutti	1,20
LC3		Elaborati progettuali completi con <i>indagini limitate</i> in situ; in alternativa <i>indagini esaustive</i> in situ	Dai certificati di prova originali o dalle specifiche originali di progetto, con <i>prove estese</i> in situ; in alternativa da <i>prove esaustive</i> in situ	Tutti	1,00

Nel caso in esame:

- Esiste il progetto esecutivo, ed esiste, sia pure privo degli allegati originali che attestano la conformità di quanto realizzato al progetto e l’esito positivo delle prove sui materiali, il certificato di collaudo
- Sono state effettuate estese prove in situ sui calcestruzzi e sull’acciaio lento. L’unico componente strutturale non indagato, per la obiettiva impossibilità di ricavare dei campioni, è l’acciaio costituente le barre di precompressione
- Nel corso della campagna 2020 sulla parte di banchina più recente erano state condotte delle indagini pacometriche relativamente alla parte più recente, con esiti di ottima corrispondenza fra i disegni e quanto rilevato

Alla luce di quanto sopra, formalmente per il raggiungimento di un livello di conoscenza LC3 (che comporta un fattore di confidenza FC unitario) mancherebbero delle indagini aggiuntive sull’acciaio di precompressione (indagini dirette non fattibili) e sulla posizione delle barre di precompressione.

Nella ragionevole ipotesi che le prove aggiuntive confermino i dati sulla precompressione, nel seguito si assume un livello di conoscenza LC 3.

È tuttavia necessario osservare che l’indagine numerica sulla sicurezza dell’impalcato condotta al capitolo successivo non mette in conto la presenza di un significativo degrado, anche in considerazione del programmato intervento di straordinaria manutenzione.



5 LE VERIFICHE DI SICUREZZA DEL MOLO ANNI '60 SOTTO I CARICHI DI PROGETTO E RESISTENZA DELL'ACCIAIO RIDOTTA

5.1 Generalità

I due paragrafi che seguono riguardano le verifiche di sicurezza delle piastre prefabbricate del molo anni '60 mettendo in conto le caratteristiche di resistenza dei materiali scaturite dalle indagini sperimentali descritte precedentemente (vedi cap. 4.3.3). In particolare, si mette in conto una resistenza dell'acciaio lento tale da avere $f_{y,d} = 286,5$ MPa.

Naturalmente le verifiche che più sono influenzate da tale minore resistenza sono quelle della soletta e quelle a taglio delle nervature, mentre la flessione delle nervature, essendo è prevalentemente affidata alla precompressione mediante barre tipo dywidag.

La soletta è armata con una maglia di ferri $\varnothing 12/20$ nelle due direzioni, inferiore e superiore; l'armatura inferiore è rinforzata nel tratto centrale e nelle due direzioni da una ulteriore maglia di ferri $\varnothing 12/20$. Sopra le nervature incrociate si trovano altri ferri $\varnothing 10/30$, che costituiscono la prosecuzione delle staffe verticali delle nervature stesse. Le analisi sono condotte su un modello numerico agli elementi finiti considerando che le nervature principali e secondarie manifestino un comportamento assimilabile ad un elemento "beam" mentre la soletta è assimilabile ad un elemento con comportamento bidirezionale "plate". Di seguito si riportano delle immagini illustrative del modello.

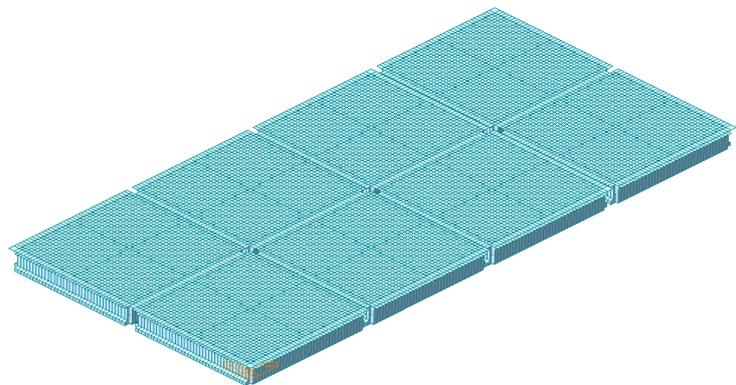


Figura 5.1 – Modello della soletta delle piastre

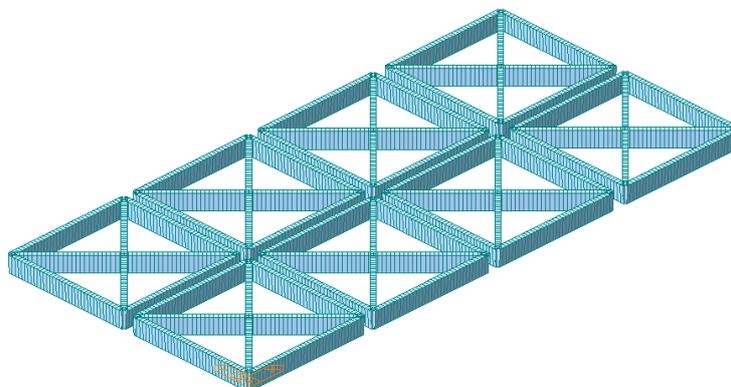
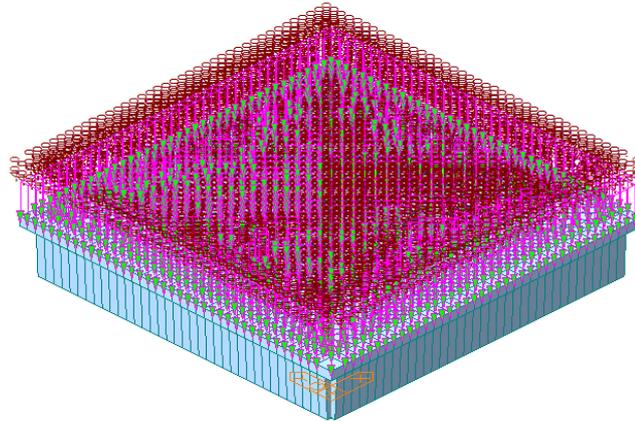


Figura 5.2 – Modello delle travi del molo anni '60

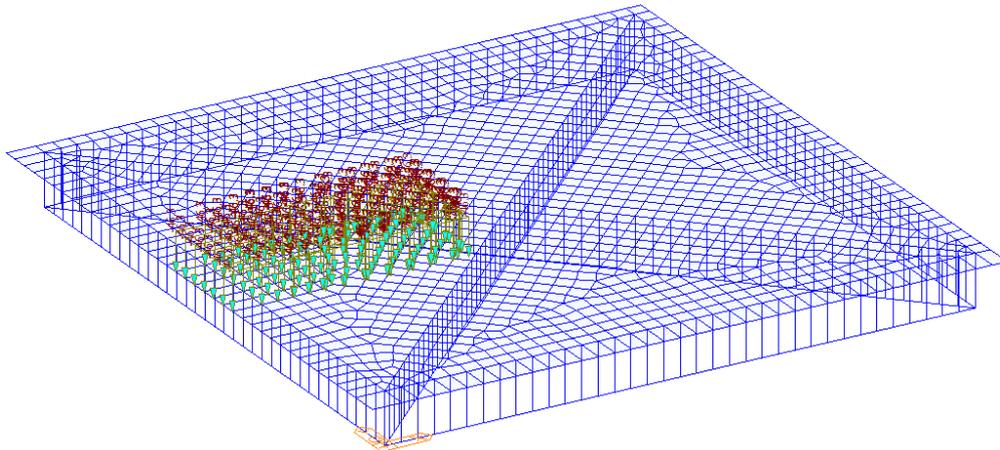


Le verifiche riguardano le due configurazioni, in aggiunta al sovraccarico permanente di 8 kN/m:

- Il sovraccarico accidentale uniformemente distribuito di 40 kN/mq



- Il sovraccarico di carico di 46,3 kN/mq su un'impronta di 1,50m per 3,60m, ottenuta mediante ripartizione di carichi locali (stabilizzatori di gru) attraverso lo stato di 40cm di pavimentazione. Il carico viene applicato centralmente alla piastra e alla soletta.



5.2 Il carico uniformemente distribuito

Il presente paragrafo riguarda l'analisi delle sollecitazioni e delle verifiche eseguite considerando un carico accidentale uniformemente distribuito sulle piastre del molo esistente pari a 4t/mq.

Si riportano i risultati ottenuti in termini di mappe di momento flettente sulla soletta in quanto, come detto le nervature che irrigidiscono la piastra non risentono in maniera significativa delle diverse caratteristiche dell'acciaio dell'armatura lenta.

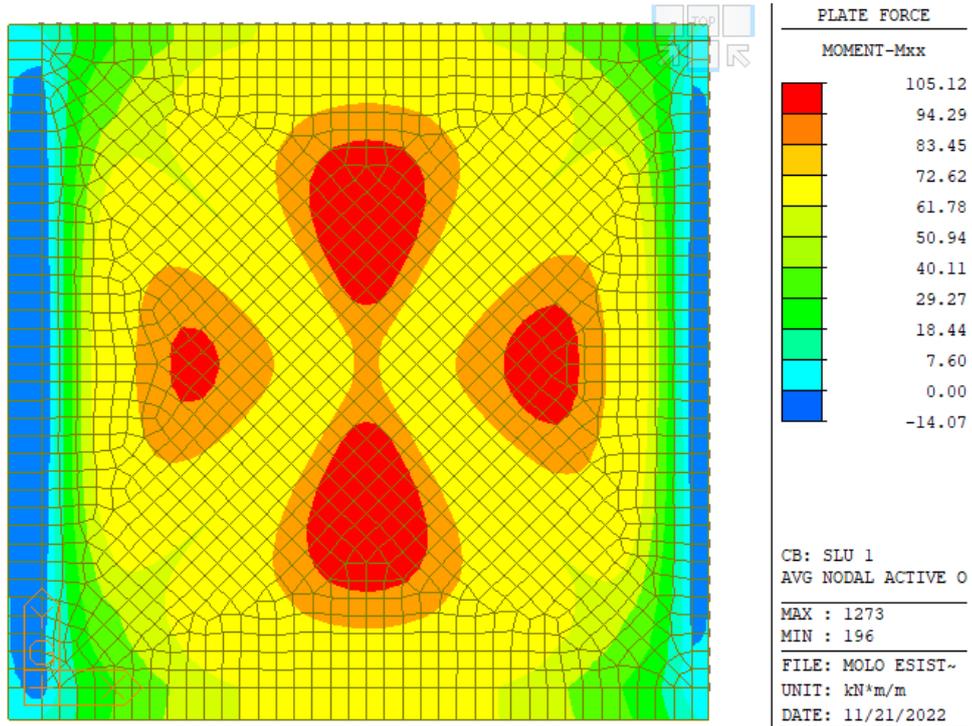


Figura 5.3 – Momento Mxx – SLU

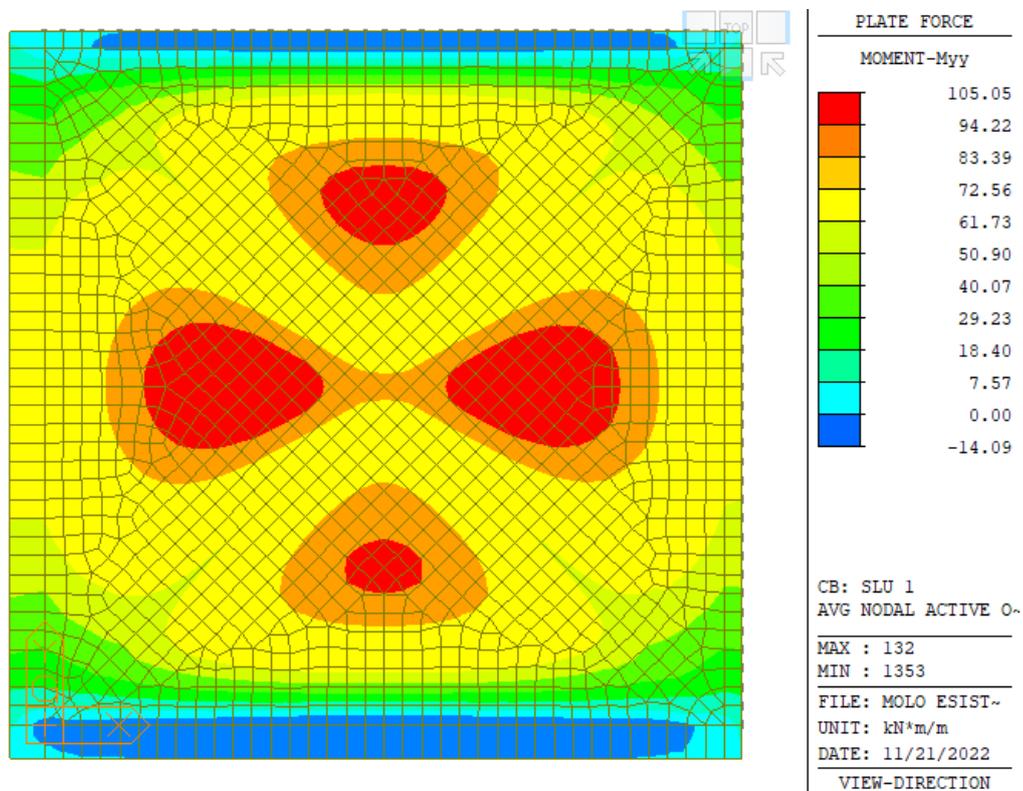


Figura 5.4 – Momento Myy - SLU

Il momento resistente della sezione considerando i materiali di progetto è pari a:



coefficiente scende ad un valore F.S. = 0.99 se si considera il materiale ottenuto dalle prove. La verifica in questo caso è “ingegneristicamente” soddisfatta.

Per quanto riguarda la verifica a taglio, considerando che non è prevista alcuna armatura a taglio specifica sulla soletta, la resistenza a taglio per solo calcestruzzo risulta essere: $V_{E,d} = 133 \text{ kN}$

La verifica viene eseguita imponendo nel contour del taglio il limite di resistenza.

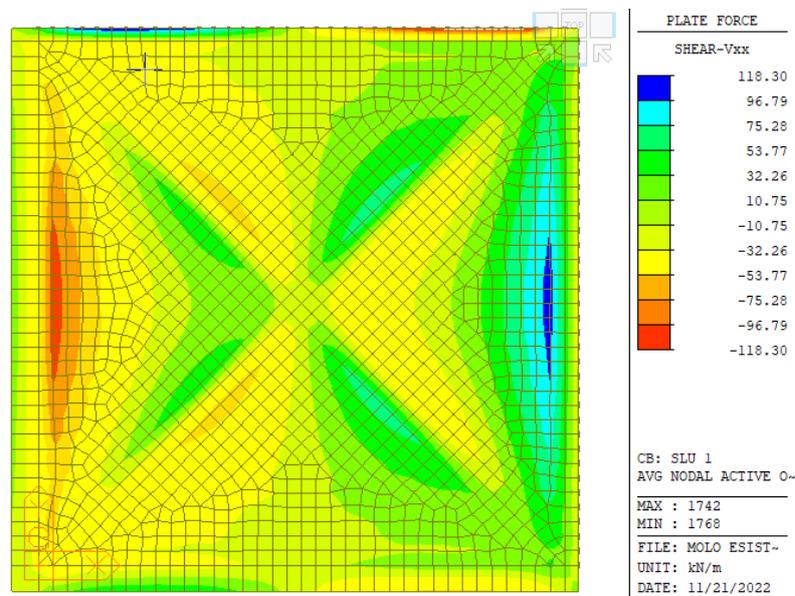


Figura 5.5 – Verifica a taglio Vxx – SLU

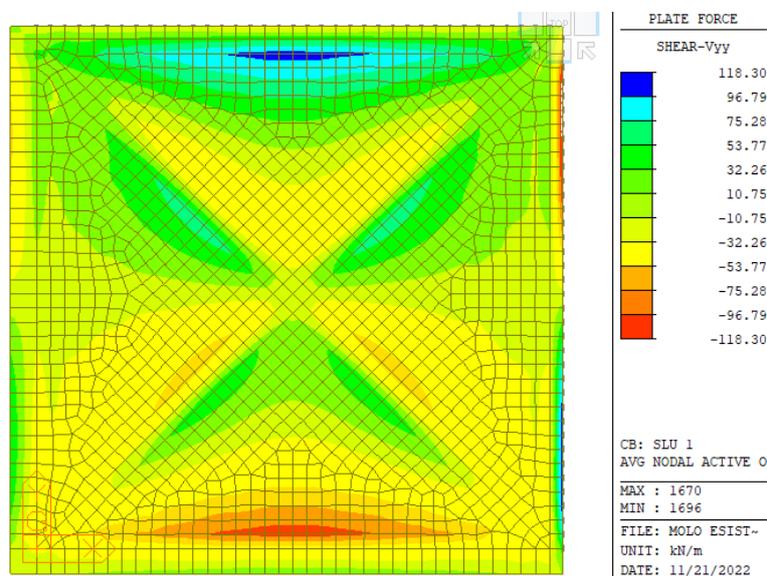


Figura 5.6 – Verifica a taglio Vyy – SLU

La verifica risulta essere soddisfatta.

Un altro aspetto che risente delle caratteristiche meccaniche ridotte dei ferri di armatura lenta delle piastre del molo è la resistenza a taglio delle nervature laterali e diagonali. Considerando che le armature presentino le



caratteristiche di un acciaio FeB44k la resistenza risulta essere pari a:

- Resistenza delle staffe/armatura a taglio:

$$V_{Rsd} = 0,9 \cdot d \cdot \frac{A_{sw}}{s} \cdot f_{yd} \cdot (\text{ctg}\alpha + \text{ctg}\theta) \cdot \sin \alpha \quad [4.1.27]$$

$$V_{Rsd}(\text{nervatura laterale}) = 0,9 \cdot 1200 \cdot \frac{A(2\phi 10)}{300 \text{ mm}} \cdot 348 \cdot (0 + 2,5) \cdot 1 = 491,97 \text{ kN}$$

$$V_{Rsd}(\text{nervatura diagonale}) = 0,9 \cdot 1200 \cdot \frac{A(2\phi 10)}{300 \text{ mm}} \cdot 348 \cdot (0 + 2,5) \cdot 1 = 491,97 \text{ kN}$$

- Resistenza puntone compresso:

$$V_{Rcd} = 0,9 \cdot d \cdot b_w \cdot \alpha_c \cdot v \cdot f_{cd} (\text{ctg}\alpha + \text{ctg}\theta) / (1 + \text{ctg}^2 \theta) \quad [4.1.28]$$

$$V_{Rcd}(\text{nervatura laterale}) = 0,9 \cdot 1200 \cdot 240 \cdot 1,21 \cdot 0,5 \cdot 16,5 \cdot (0 + 2,5) / (1 + 2,5^2) = 892 \text{ kN}$$

$$V_{Rcd}(\text{nervatura diagonale}) = 0,9 \cdot 1200 \cdot 240 \cdot 1,27 \cdot 0,5 \cdot 16,5 \cdot (0 + 2,5) / (1 + 2,5^2) = 892 \text{ kN}$$

A questa resistenza si aggiunge la resistenza a taglio data dalla precompressione, che risulta essere:

$$V_p(\text{nervatura laterale}) = \frac{q \cdot L}{2} = \frac{\left(\frac{1472}{25}\right) \cdot 9,9}{2} = 291 \text{ kN}$$

$$V_p(\text{nervatura diagonale}) = \frac{q \cdot L}{2} = \frac{\left(\frac{1943}{28}\right) \cdot 9,9}{2} = 344 \text{ kN}$$

Si riassumono i valori utilizzati per la verifica:

Taglio resistente trave laterale	492 kN
Taglio resistente da precompressione sulla trave laterale	291 kN
Totale	783 kN
Taglio resistente trave diagonale	492 kN
Taglio resistente da precompressione sulla trave diagonale	344 kN
Totale	836 kN

Se si considera che le prove effettuate sui ferri evidenziano una tensione di snervamento di progetto pari a $f_{yd}=290\text{MPa}$, si ottiene:

- Resistenza delle staffe/armatura a taglio

$$V_{Rsd} = 0,9 \cdot d \cdot \frac{A_{sw}}{s} \cdot f_{yd} \cdot (\text{ctg}\alpha + \text{ctg}\theta) \cdot \sin \alpha \quad [4.1.27]$$

$$V_{Rsd}(\text{nervatura laterale}) = 0,9 \cdot 1200 \cdot \frac{A(2\phi 10)}{300 \text{ mm}} \cdot 290 \cdot (0 + 2,5) \cdot 1 = 410 \text{ kN}$$

$$V_{Rsd}(\text{nervatura diagonale}) = 0,9 \cdot 1200 \cdot \frac{A(2\phi 10)}{300 \text{ mm}} \cdot 290 \cdot (0 + 2,5) \cdot 1 = 410 \text{ kN}$$

A parità di caratteristiche del calcestruzzo e dei cavi di precompressione, la resistenza a taglio risulta essere:



Taglio resistente trave laterale	410 kN
Taglio resistente da precompressione sulla trave laterale	291 kN
Totale:	701 kN
Taglio resistente trave diagonale	410kN
Taglio resistente da precompressione sulla trave diagonale	344kN
Totale	754 kN

In entrambi i casi la riduzione di taglio resistente è di circa il 11%.

Per le nervature laterali la verifica risulta essere:

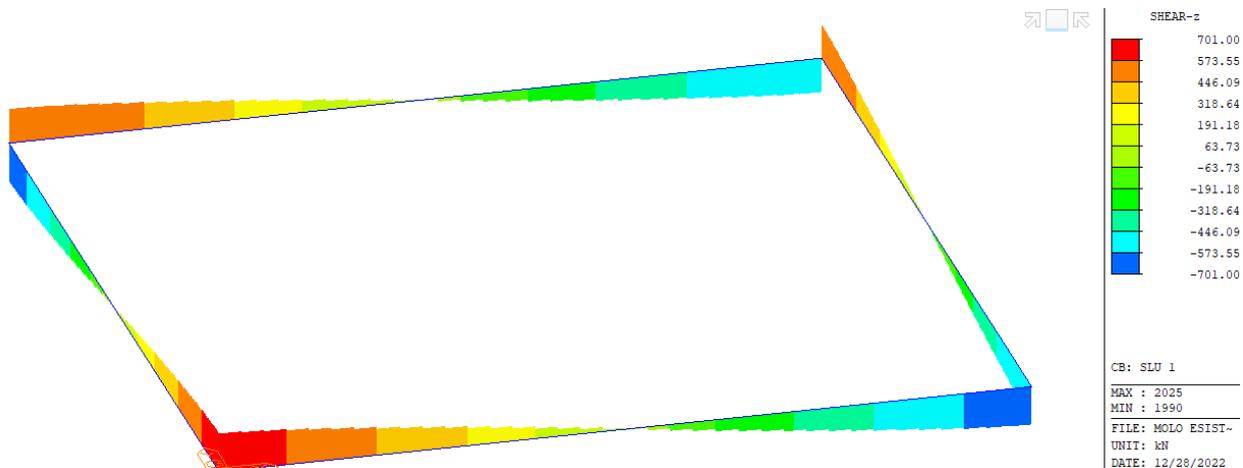


Figura 5.7 – Verifica a taglio - nervature principali

La verifica risulta essere soddisfatta con coefficiente di sicurezza unitario.

Per le nervature centrali si ottiene:

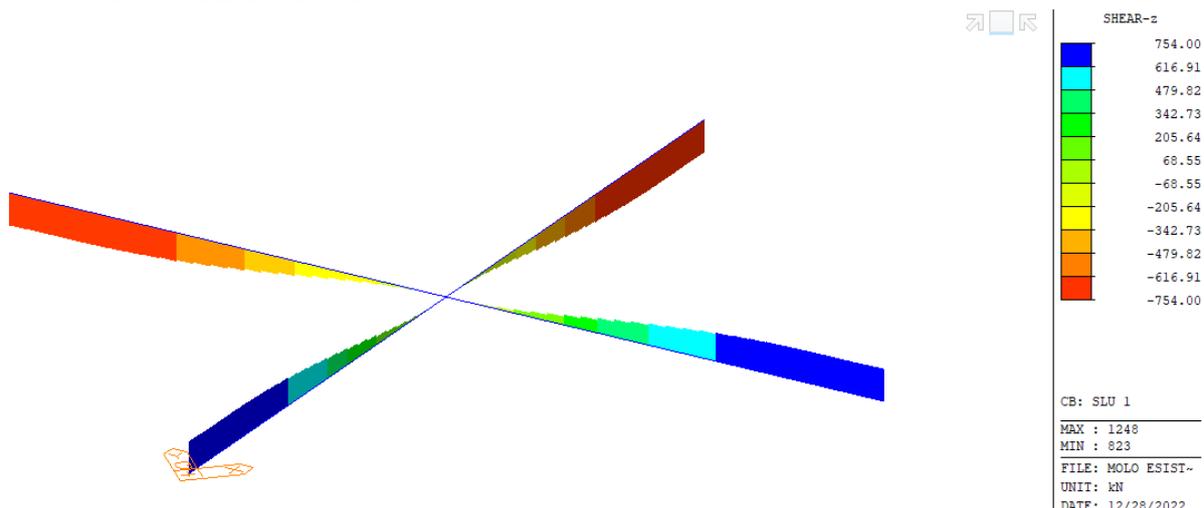


Figura 5.8 – Verifica a taglio - nervature secondarie

La verifica risulta essere soddisfatta sempre con coefficiente di sicurezza unitario.

Si segnala che la verifica è condotta, a favore della sicurezza, col massimo valore di nodo teorico del modello e non a filo dell'appoggio sul palo.



5.3 Gli effetti del carico localizzato di 46,3 kN/mq su un'impronta di 1,50m per 3,60m

Considerando il modello ad elementi finiti descritto al capitolo precedente si esegue anche l'analisi considerando un carico di 46.3kN/mq distribuito su un'impronta di 1.5x3.6m. Si riporta i risultati ottenuti di seguito.

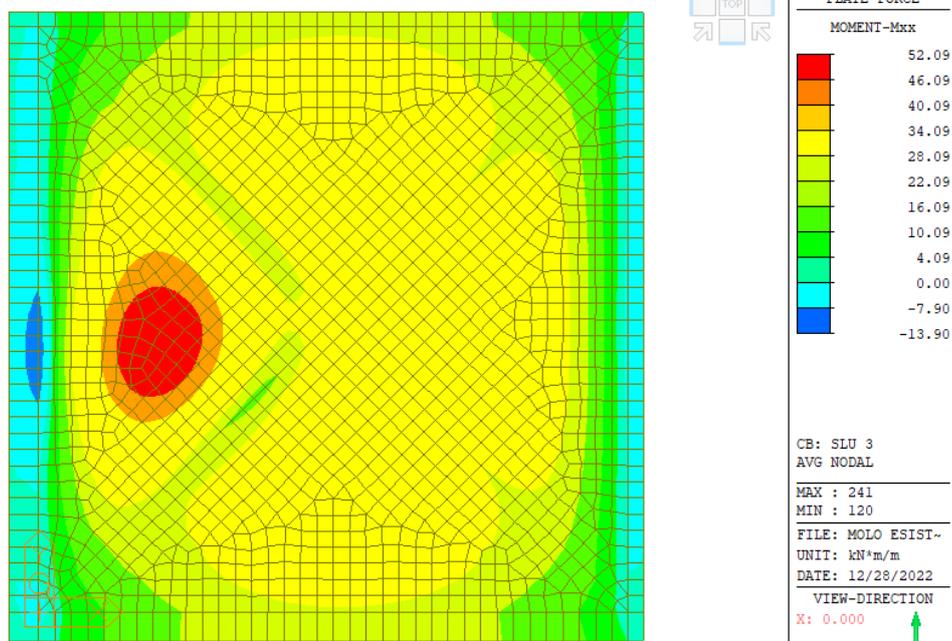


Figura 5.9 – Momento Mxx – SLU

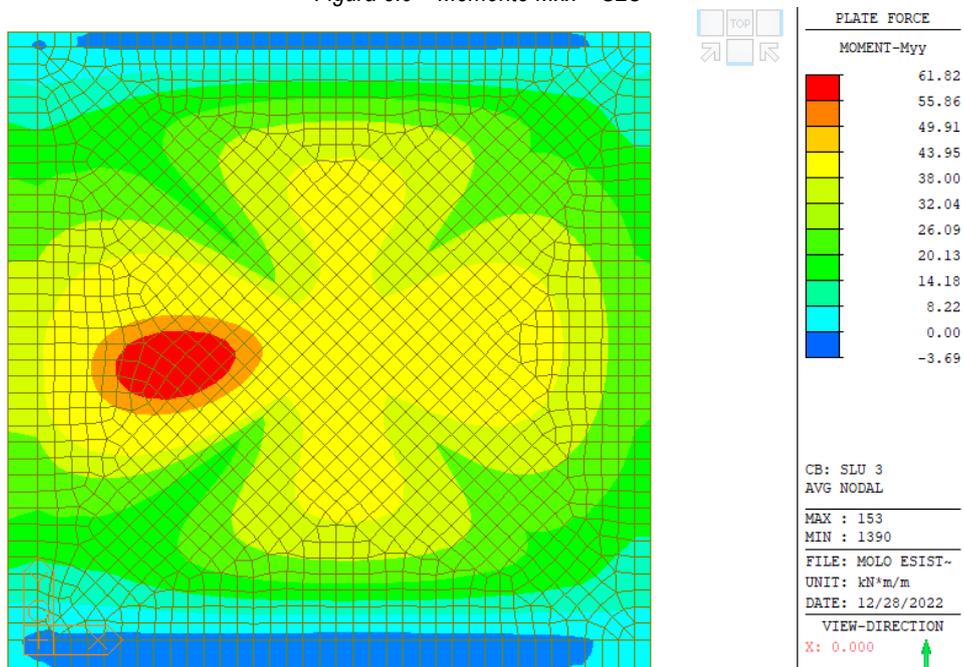


Figura 5.10 – Momento Myy – SLU

Considerando la resistenza a flessione della soletta riportata nel capitolo precedente, si ottiene:



Titolo : _____

N° strati barre Zoom

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	100	24	1	11.31	20
			2	5.65	4

Sollecitazioni
 S.L.U. Metodo n

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

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

Materiali
 FeB44k_rid C25/30
 ε_{su} 67.5 ‰ ε_{c2} 2 ‰
 f_{yd} 290 N/mm² ε_{cu} 3.5 ‰
 E_s 200 000 N/mm² f_{cd} 14.17
 E_s/E_c 15 f_{cc}/f_{cd} 0.8
 ε_{syd} 1.45 ‰ σ_{c,adm} 9.75
 σ_{s,adm} 333.5 N/mm² τ_{co} 0.6
 τ_{c1} 1.829

M_{xRd} 62.6 kN m
 σ_c -14.17 N/mm²
 σ_s 290 N/mm²
 ε_c 3.5 ‰
 ε_s 16.91 ‰
 d 20 cm
 x 3.43 x/d 0.1715
 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 Deviate

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

Lo sforzo normale membranale sulla soletta non viene considerato a favore di sicurezza.
 La verifica risulta essere soddisfatta.

Il taglio sollecitante agente sulla soletta risulta essere:

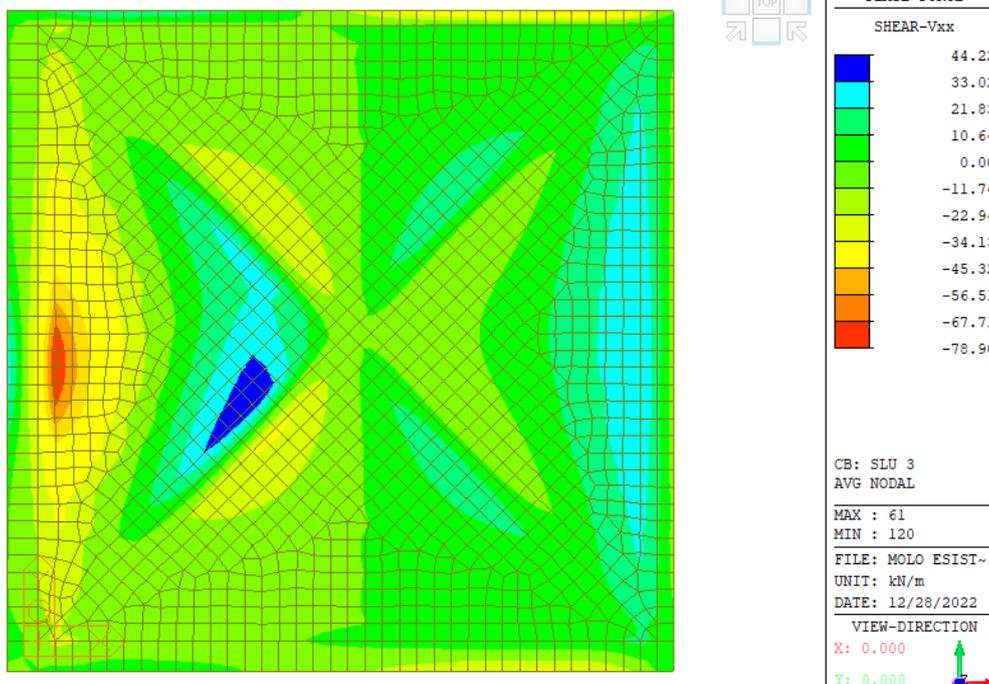


Figura 5.11 – Taglio Vxx – SLU

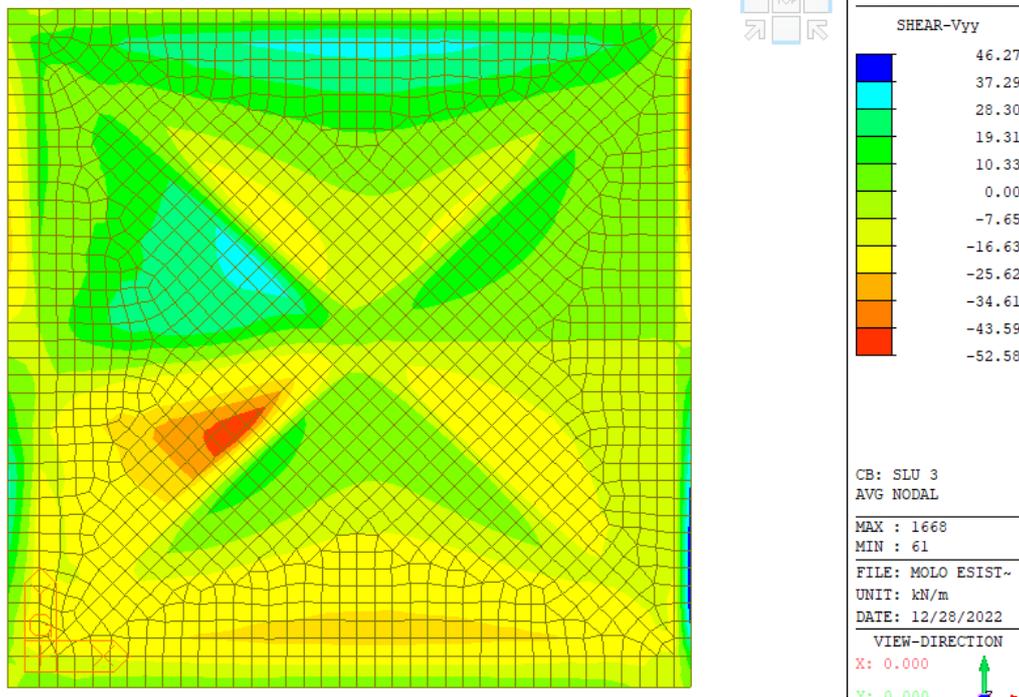


Figura 5.12 – Taglio Vyy – SLU

Considerando la resistenza a taglio della soletta, riportata nel capitolo precedente, la verifica risulta essere soddisfatta.

Il taglio agente sulle nervature che compongono la piastra viene riportato di seguito.

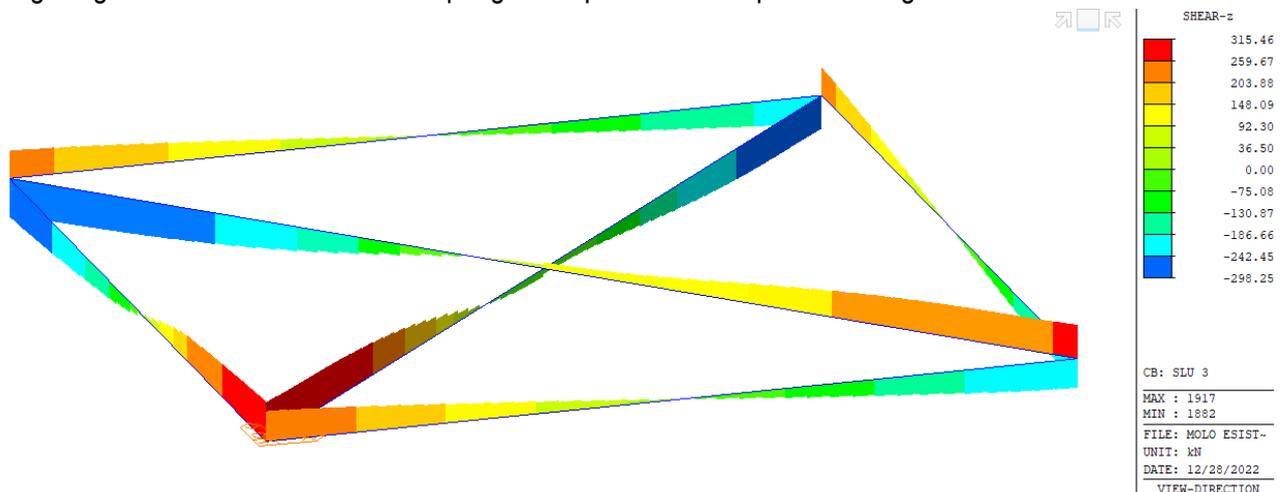


Figura 5.13 – Taglio sollecitante – SLU

Analogamente alla soletta, anche le nervature risultano essere meno sollecitate e quindi le verifiche risultano essere implicitamente soddisfatte.



5.4 Conclusioni sulla resistenza in condizioni di carico di progetto.

Le prove sperimentali sui materiali conducono ad una riduzione della resistenza dell'acciaio di armatura. Tenendo conto di queste condizioni, le verifiche di resistenza (effettuate allo stato limite ultimo, come da normativa) che principalmente dipendono dalla resistenza dell'acciaio (soletta a flessione, nervature a taglio) soffrono di una evidente diminuzione del coefficiente di sicurezza.

Tuttavia, la condizione con carico uniformemente distribuito da 40 kN/mq risulta "sostanzialmente" soddisfatta (coefficiente di sicurezza formalmente uguale a 0,99) per quanto riguarda la soletta; per le verifiche a taglio sulle nervature, ancora le verifiche risultano soddisfatte (sempre con coefficiente unitario) in accordo con il par.4.1.2.3.5.2 delle NTC.



6 GLI EFFETTI DEL TRANSITO DELLE GRU TIPO RTG

6.1 Caratteristiche delle gru RTG e combinazioni di carico.

Nel presente capitolo sono riportati i risultati delle indagini numeriche relative agli effetti che il passaggio di nuove gru mobili RTG genera sulle due tipologie di impalcato che lo compongono (l'impalcato originale, risalente agli anni '60 e progettato per un sovraccarico di 4t/mq, e l'ampliamento degli anni '80, progettato per un sovraccarico di 6t/mq).

Un'immagine rappresentativa della gru in esame viene riportata di seguito.



Figura 6.1 – Esempio di gru RTG

Per quanto riguarda i carichi che questa tipologia di gru trasmette all'impalcato, si utilizza una scheda tecnica di una gru RTG tipologica, costituita 4 ruote per colonna, per un totale di 4 colonne e 16 ruote.

La gru fornita da TMT ha le seguenti caratteristiche:

2.1. Gantry Travel Unit

Number of wheels per corner	4
Wheel base a	8,7 m 28'-6 61/64"
Distance b	2,5 m 8'-2 27/64"
Distance c	1,07 m 3'-6 1/4"
Wheel diameter d	16.00-25 1485 mm 4'-10 1/2"
Wind speed (in operation)	20 m/s (250 N/m ²)
Wind speed (storm wind)	42 m/s (1100 N/m ²)
Crane acceleration	0,3 m/s ²

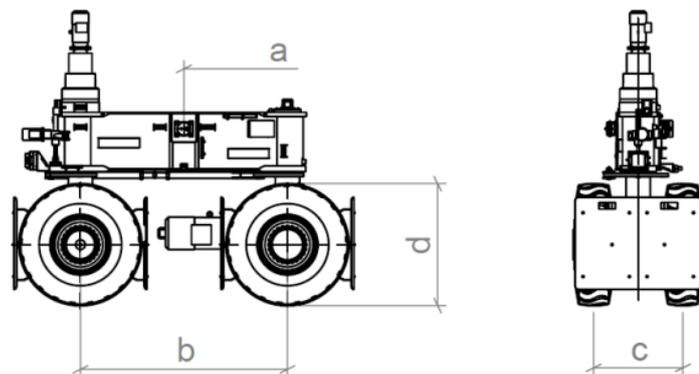


Figura 6.2 – Caratteristiche di un carrello di una gru RGT

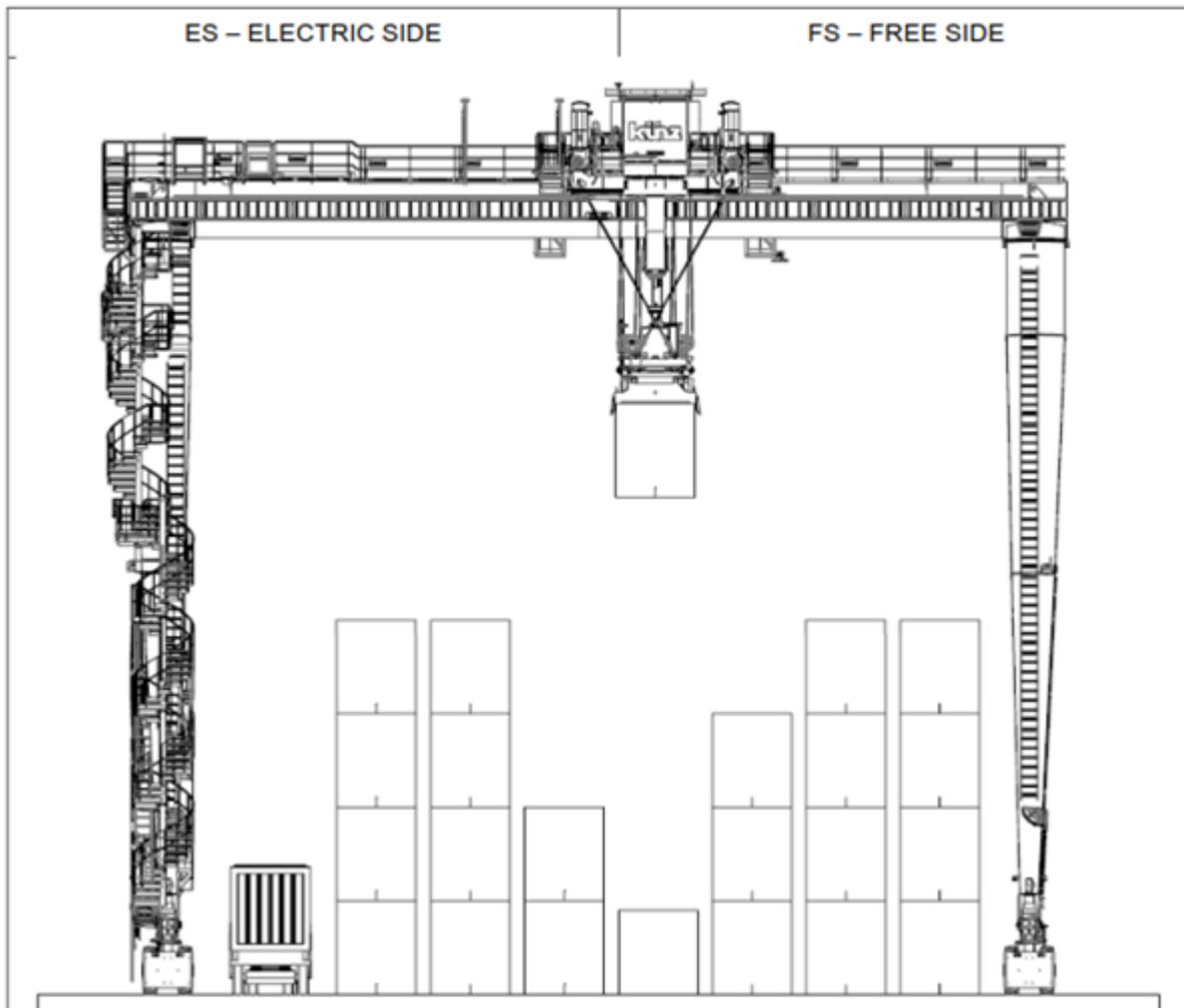


Figura 6.3 – Configurazione tipica di una gru RTG da banchina portuale

La larghezza dello pneumatico considerata è pari a 35cm. L'area di scarico di ciascuna ruota è assunta pari a 35x140cm.

Si evidenzia che i carichi usati per le verifiche fanno riferimento ad un **vento in esercizio pari a 20m/s (72km/h)** e ad un **vento eccezionale di tempesta pari a 42m/s (151.2 km/h)**.

Gli scarichi delle ruote considerati sono riportati nella tabella che segue.

A favore di sicurezza per la verifica viene considerato il valore più elevato sia per il lato “elettrico” (electric side), sia per il lato “libero” (free side).

La posizione della gru è “libera” sull'impalcato, nel senso che si può muovere lungo un tracciato non condizionato dalla posizione delle nervature.

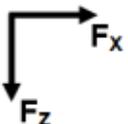
Accanto alle gru e ad una certa distanza di sicurezza dalle ruote, si prevede di posizionare dei containers secondo il massimo carico distribuito previsto.



Load case and load combination defined in the following table including dynamic factors result in the following wheel loads:

No.	load combinations	ES ELECTRIC SIDE			FS FREE SIDE			remarks
		force components [kN]			force components [kN]			
		F _x	F _y	F _z	F _x	F _y	F _z	
1	max. in case A	± 13	± 67	238	± 10	± 59	212	
2	max. in case B (+wind in operation)	± 18	± 111	262	± 15	± 97	232	
3	max. in case C III (wind out of op.)	± 18	± 141	213	± 18	± 79	98	
4	max. in case C IV (test load)	N/A	N/A	239	N/A	N/A	213	
6	max. in case "emergency stop"	± 26	± 134	N/A	± 20	± 118	N/A	

N/A...not applicable



F_x...Force per wheel in trolley travel direction

F_y...Force per crane side in gantry travel direction

F_z...Force per wheel in vertical direction / hoist

Tabella 6.1 – Reazioni trasmesse dai carrelli gommati all'impalcato.

Da alcune valutazioni preliminari, si è verificato che per il molo esistente (1965) la gru tipologica presenta una condizione troppo gravosa anche in assenza di containers, e quindi per le analisi e verifiche strutturali si utilizza una gru con interasse tra le ruote b pari a 4.5m. La maggiore distanza fra le ruote serve ad evitare carichi troppo concentrati e quindi a diminuire le sollecitazioni sulle piastre generate dalle gru, e quindi a consentire che sulla stessa piastra possano trovare alloggio anche dei carichi da containers o della ralla di passaggio.

In questo modo si cerca di ottimizzare lo spazio libero che deve esserci tra ingombro della gru RTG e l'area utile che può essere occupata dalle cataste di container.

Le caratteristiche dell'automezzo per il trasporto e movimentazione dei containers che può affiancare le gru RTG sull'impalcato sono riportate sotto.

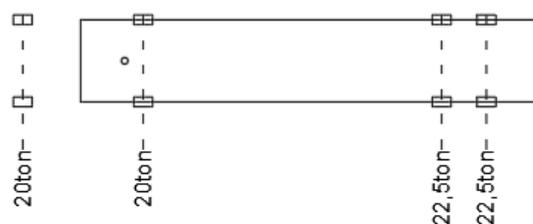


Figura 6.4 – Scarichi delle ruote del mezzo di movimentazione containers

La configurazione peggiore che può interessare l'impalcato è quella in cui due gru RTG circolino affiancate (back



to back) con le cataste container nell'area rimanente combinate con l'eventuale passaggio del mezzo di movimentazione dei containers.

Ai fini delle verifiche degli stati limite, si utilizzano le combinazioni delle azioni definite al paragrafo 2.5.3 delle NTC 2018. Per i coefficienti parziali ci si è riferiti al paragrafo 5.1.3.14 (si considera la banchina come un impalcato da ponte) delle suddette norme.

Nello specifico, i coefficienti γ_F sono i seguenti:

Azioni	Favorevoli	Sfavorevoli
G1 (pesi propri)	1,0	1,35
G2	1,0	1,35
Azione del container	0,0	1,35

Alla luce dello schema statico isostatico delle piastre prefabbricate costituenti l'impalcato pensile, la combinazione allo SLU più restrittiva risulta la seguente:

$1,35(g1) + 1,35(g2) + 1,35(\text{carico indotto dai container}) + 1,35(\text{carico indotto dalle gru RTG}) + 1,35(\text{carico indotto dalla ralla})$.

6.2 Configurazioni di carico esaminate per la parte di banchina anni '60

Di seguito si riportano le rappresentazioni per le combinazioni di carico per la parte di banchina più vecchia. Per il molo esistente sono state esaminate tre configurazioni di carico, corrispondenti a tre interassi diversi delle ruote dove vengono scaricati i carichi, in modo da andare ad esaminare le sollecitazioni che massimizzano l'impiego più ottimale del molo. Si è ricavato che l'**interasse minimo** che ciascun carrello deve avere è pari a **4.5m**, al fine di garantire le verifiche strutturali.

Di seguito si riportano le rappresentazioni grafiche delle configurazioni considerate per eseguire le verifiche.

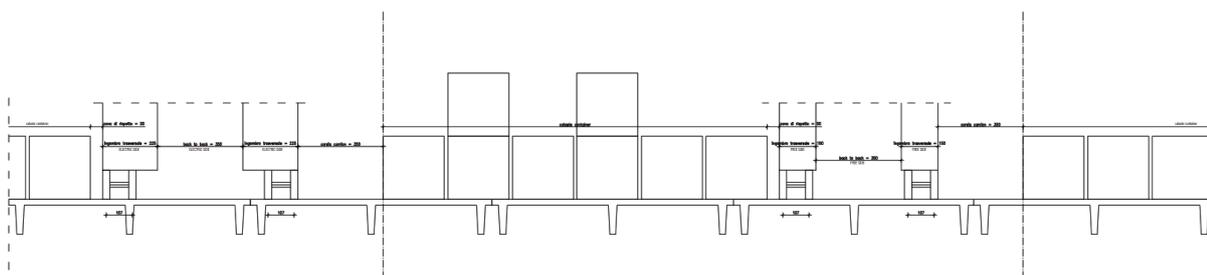
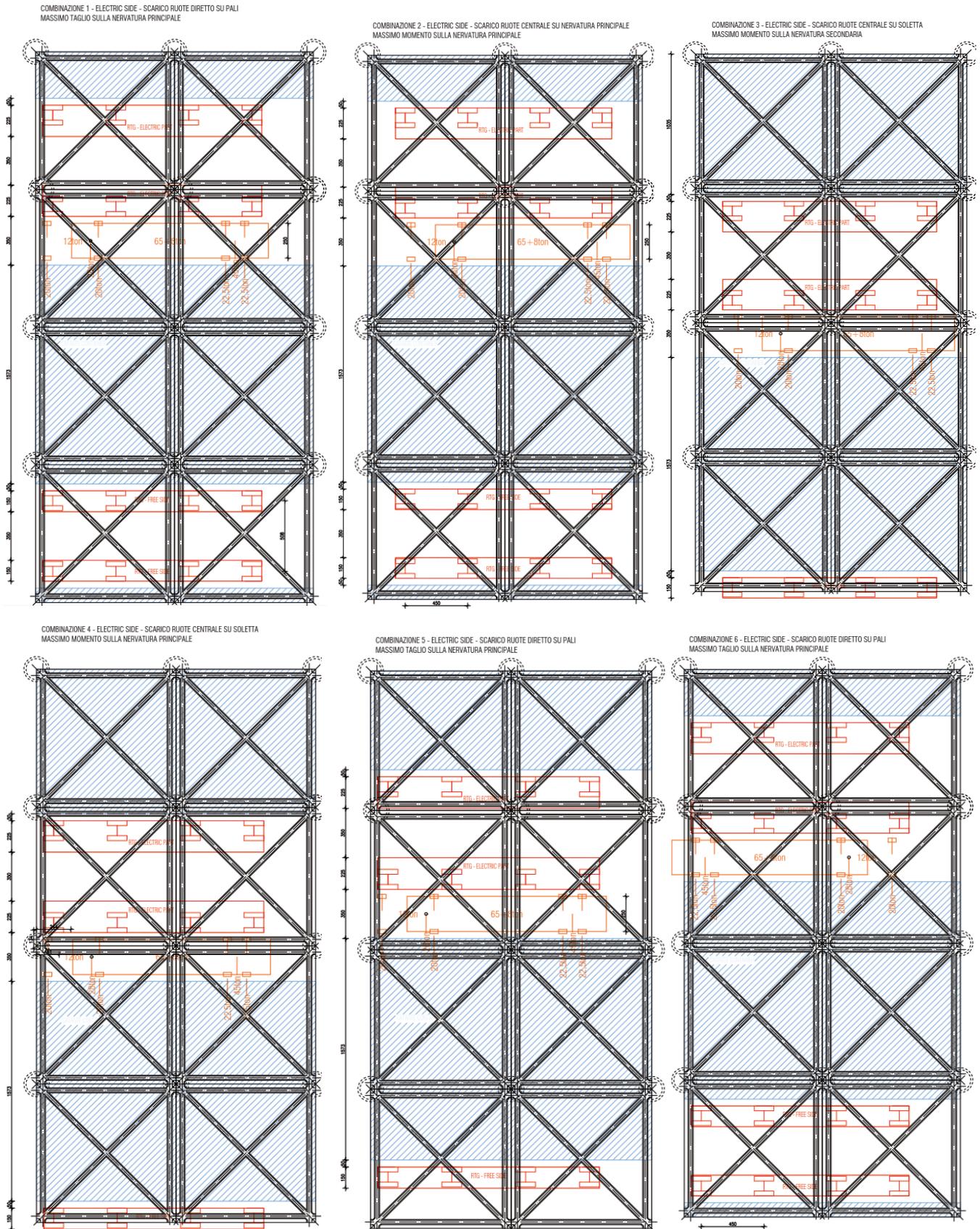
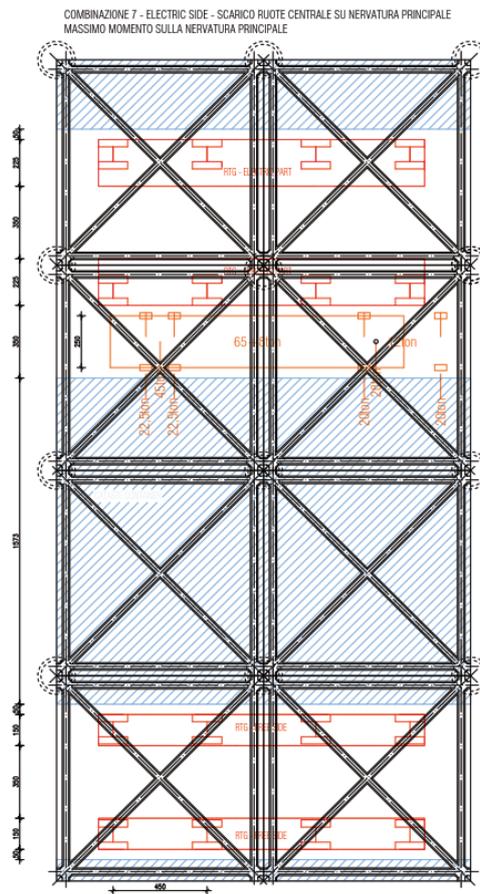


Figura 6.5 – sezione trasversale della banchina anni '60 con la posizione dei carichi





Il carico applicato tiene conto della distribuzione a 45° per la ripartizione. Esso vale:

$$q_{RTG,ES} = \frac{4 * 262}{2.46 * 4.94} = 86.2 \text{ kN/m}^2$$

$$q_{RTG,FS} = \frac{4 * 232}{2.46 * 4.94} = 76.4 \text{ kN/m}^2$$

Il carico dei container è assunto pari al carico di progetto di 4t/mq per tutte le combinazioni.

Il carico della ralla è applicato considerando sempre una ripartizione a 45° ed è pari a:

$$q_{ralla,1} = \frac{100}{1.61 * 1.335} = 46.55 \text{ kN/m}^2$$

$$q_{ralla,2} = \frac{2 * 112.5}{2.971 * 1.335} = 56.8 \text{ kN/m}^2$$

6.3 Configurazioni di carico considerate per la banchina di completamento

Per il molo di completamento, essendo la struttura molto più performante, si applica direttamente la prima configurazione, ritenuta essere la più gravosa delle tre ipotizzate. Di seguito si riportano le rappresentazioni con il posizionamento.

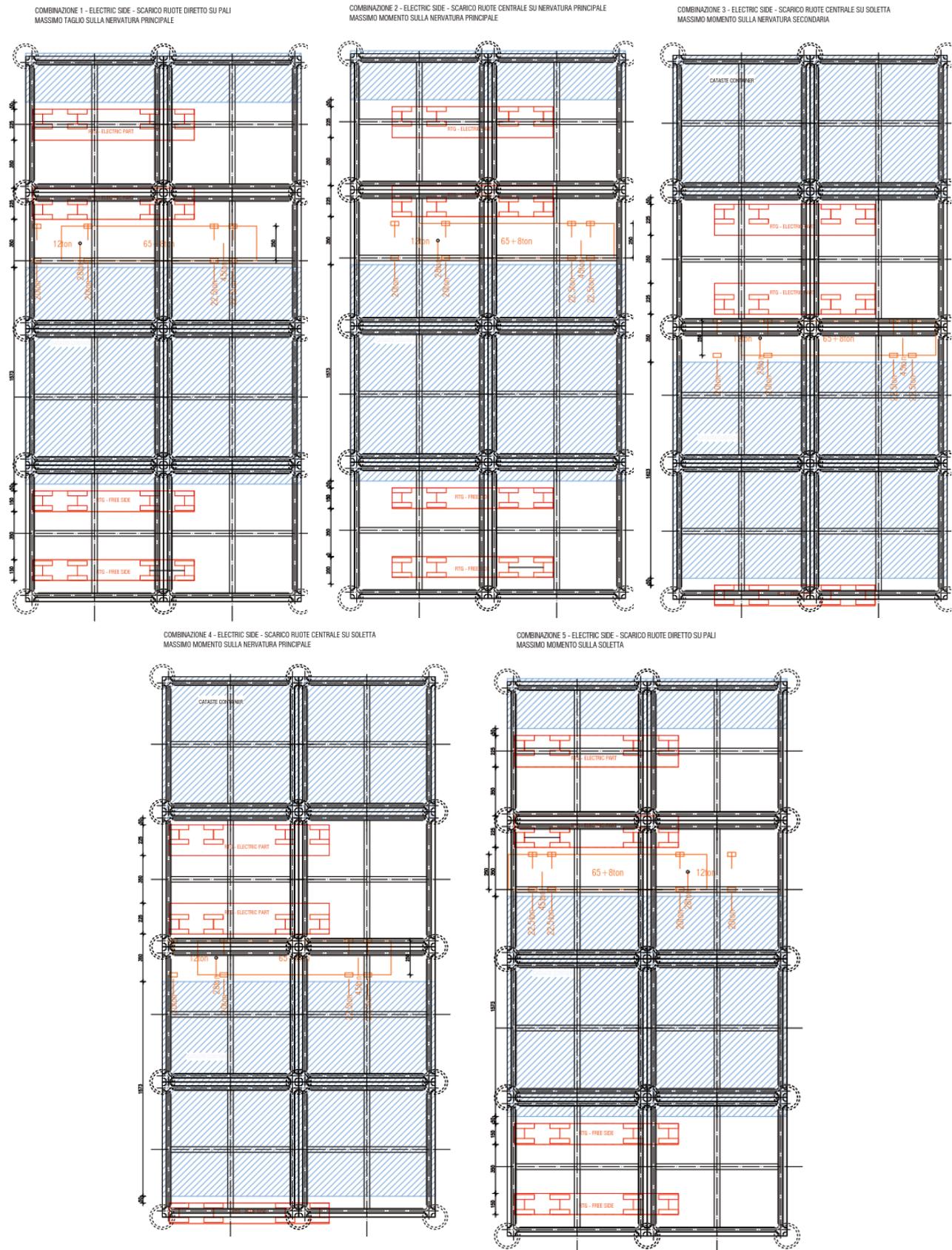


Figura 6.6 – Disposizione dei carichi sull'impalcato della banchina di completamento

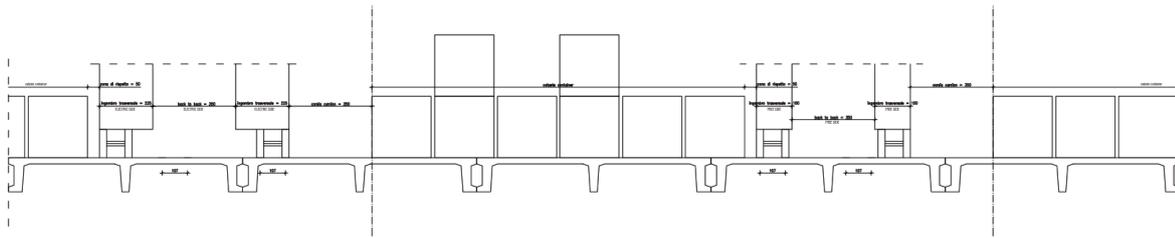


Figura 6.7 – Sezione verticale trasversale della banchina anni '90 con la disposizione dei carichi

Il carico applicato tiene conto della distribuzione a 45° per la ripartizione. Esso vale:

$$q_{RTG,ES} = \frac{4 * 262}{2.46 * 4.94} = 86.2 \text{ kN/m}^2$$

$$q_{RTG,FS} = \frac{4 * 232}{2.46 * 4.94} = 76.4 \text{ kN/m}^2$$

Il carico dei container è assunto pari al carico di progetto di 6t/mq per tutte le combinazioni.

Il carico della ralla è applicato considerando sempre una ripartizione a 45° ed è pari a:

$$q_{ralla,1} = \frac{100}{1.61 * 1.335} = 46.55 \text{ kN/m}^2$$

$$q_{ralla,2} = \frac{2 * 112.5}{2.971 * 1.335} = 56.8 \text{ kN/m}^2$$

6.4 Modello di calcolo

Per il calcolo delle sollecitazioni, si modella un'area corrispondente a 2x4 piastre di 9.9x9.9m. Per garantire il comportamento indipendente di ciascuna delle piastre si rimuove un elemento di bordo su ciascuna di esse. I modelli considerati sono due, uno per la parte di molo esistente e una per la parte di molo di completamento. Di seguito si riportano le figure di tali modelli.

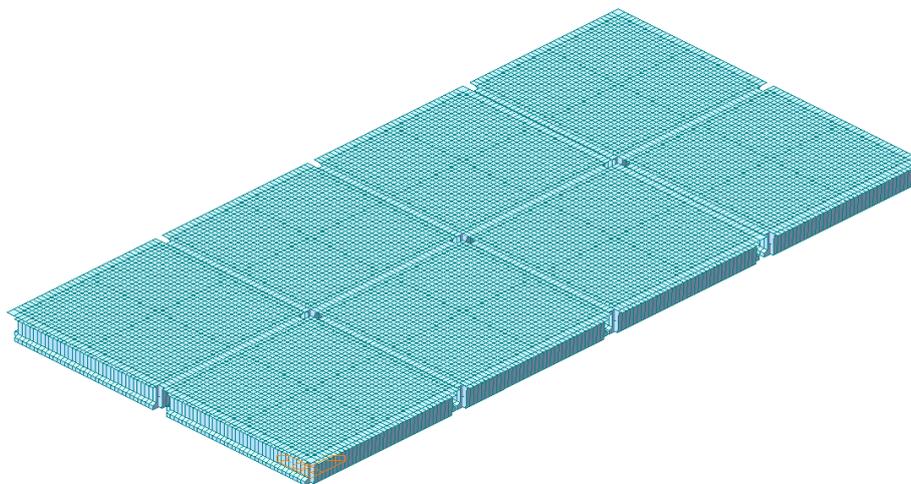


Figura 6.8 – Modello della soletta delle piastre

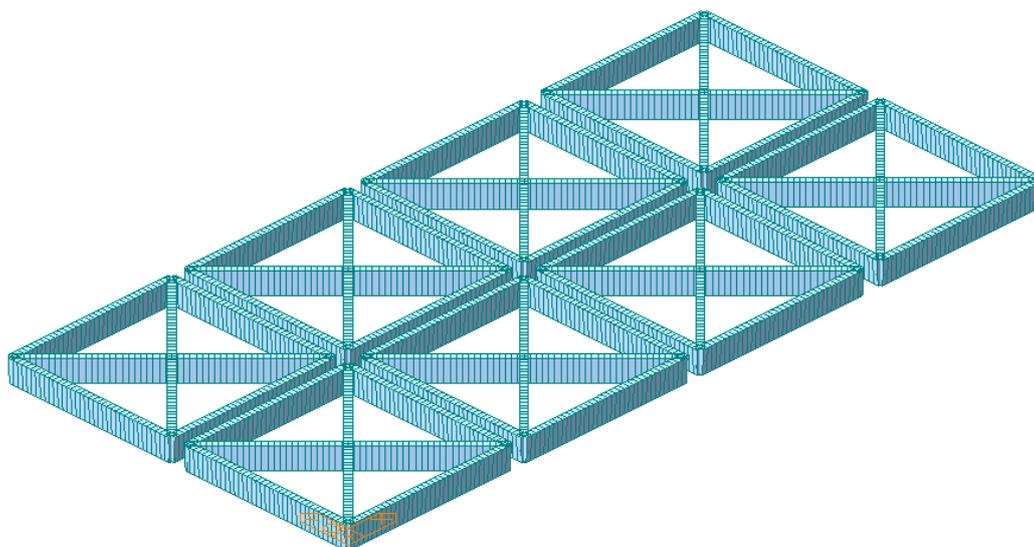


Figura 6.9 – Modello delle travi del molo esistente

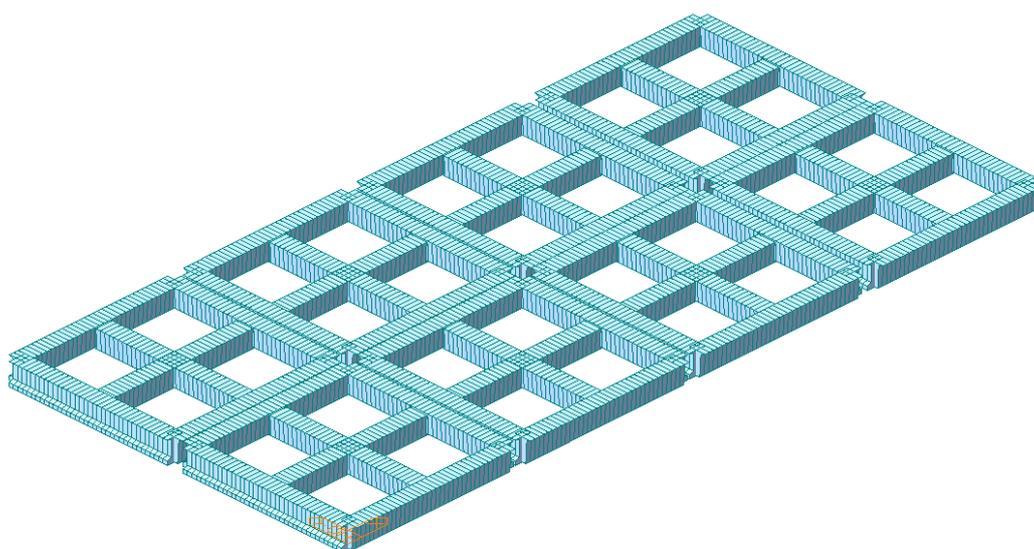


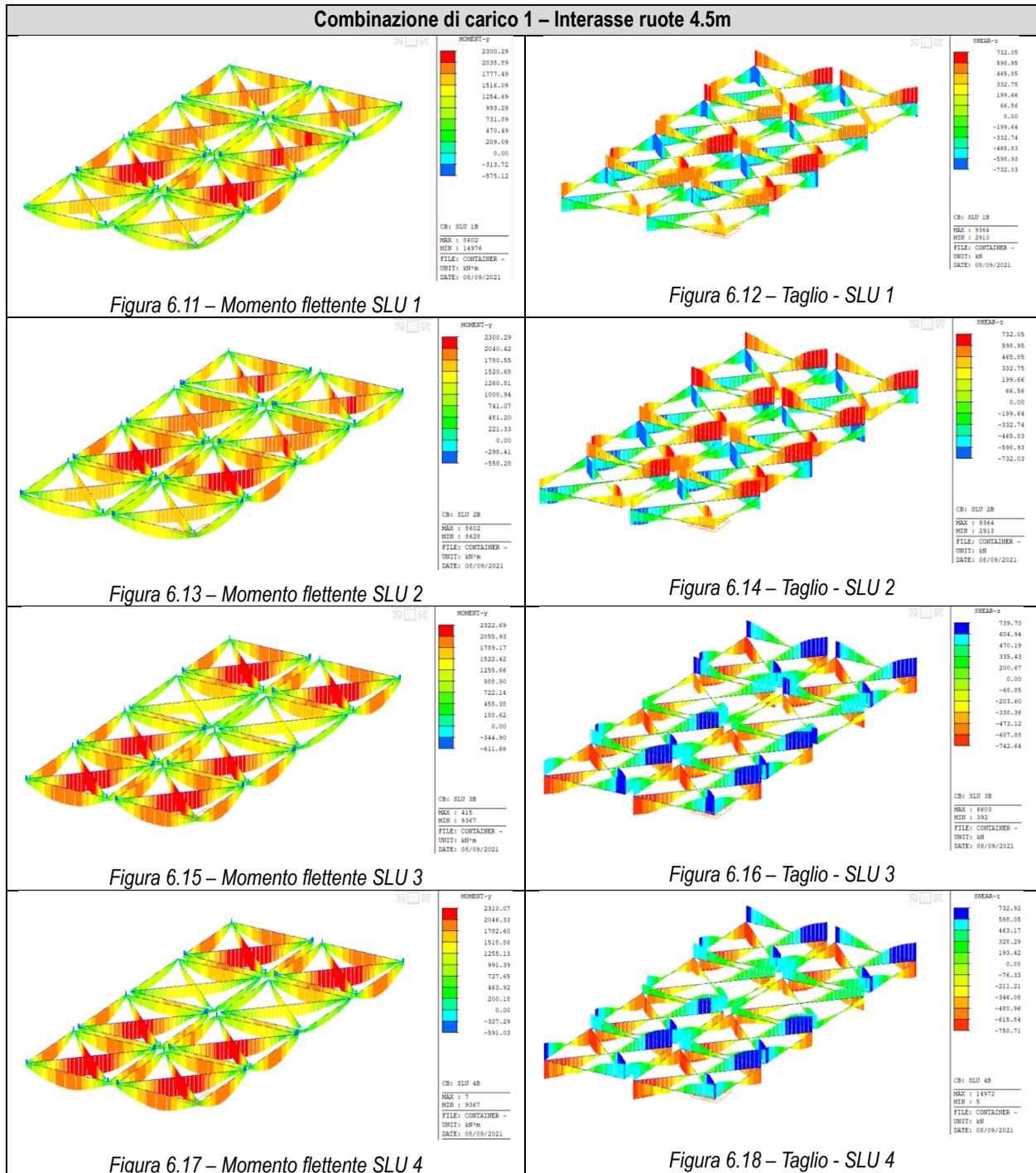
Figura 6.10 – Modello delle travi del molo di completamento

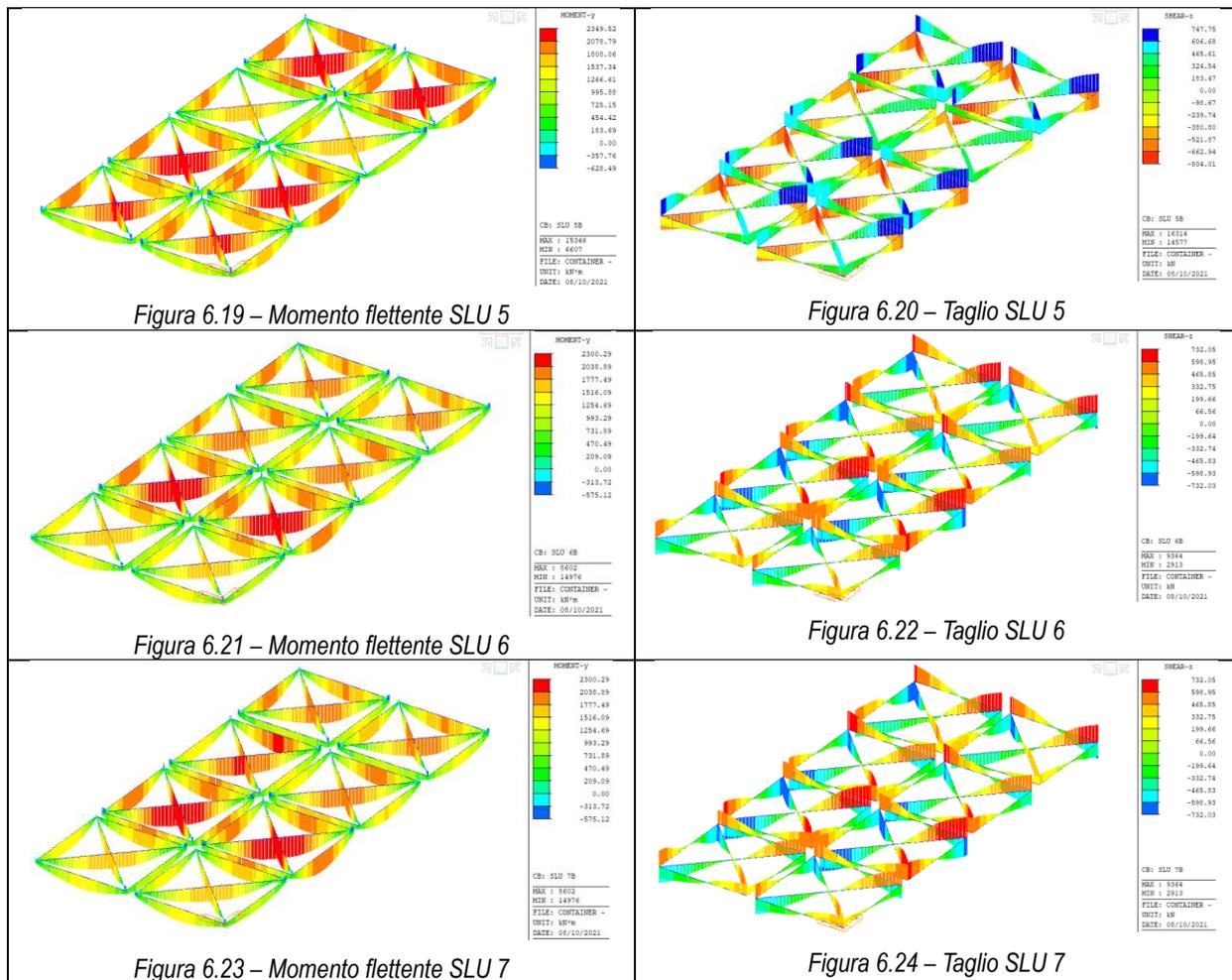
6.5 Risultati in termini di sollecitazioni

Di seguito si riportano i risultati in termini di sollecitazione per le diverse combinazioni di carico, sia per le strutture del molo esistente sia per quelle del molo di completamento.



6.5.1 Risultati per le piastre prefabbricate della banchina anni '60





Un riassunto delle sollecitazioni di verifica viene riportato di seguito.

		SLU 1		SLU 2		SLU 3		SLU 4	
		Trave laterale	Trave Diagonale						
Momento flettente	M _{sd} [kNm]	2062	2300	2034	2300	1986	2323	2004	2310
Taglio	V _{sd} [kNm]	689	732	701	732	672	743	673	751

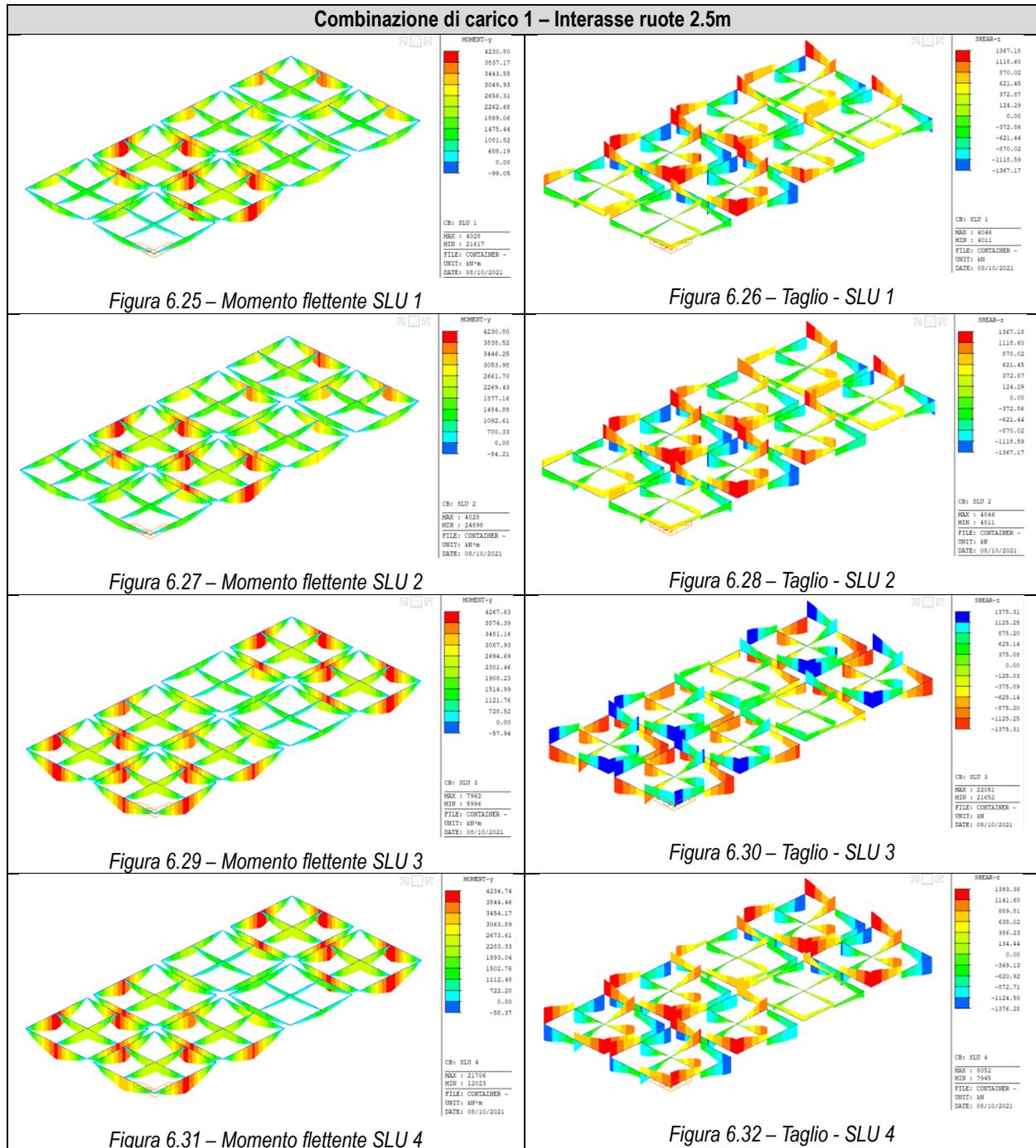
SLU 5		SLU 6		SLU 7	
Trave laterale	Trave Diagonale	Trave laterale	Trave Diagonale	Trave laterale	Trave Diagonale
2067	2349	1984	2300	2078	2300
748	804	714	732	698	732

Per la trave laterale le sollecitazioni più gravose si ottengono per le combinazioni di carico che vedono la posizione degli scarichi delle impronte vicini a queste travi. Analogamente per le travi diagonali le combinazioni più gravose sono le ultime due, ove le ruote sono in prossimità della campata.



6.5.2 Risultati per le piastre prefabbricate del molo di completamento

Di seguito si riportano i risultati ottenuti per il molo di completamento.



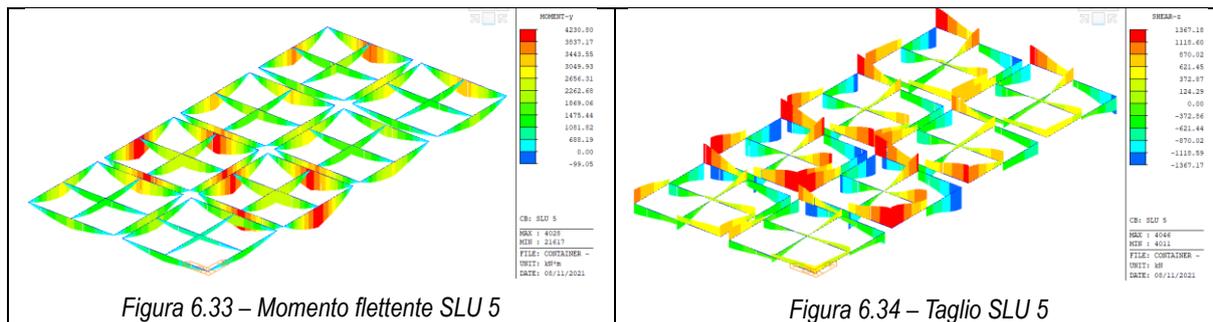


Figura 6.33 – Momento flettente SLU 5

Figura 6.34 – Taglio SLU 5

Di seguito si riporta una tabella riassuntiva delle sollecitazioni che si ottengono.

		SLU 1		SLU 2		SLU 3		SLU 4		SLU 5	
		Trave principale	Trave secondaria								
Momento flettente	Msd [kNm]	4231	2565	4231	2565	4268	2576	4234	2623	4231	2565
Taglio	Vsd [kNm]	1367	1141	1367	1141	1375	1138	1393	1146	1367	1141

Le sollecitazioni sono simili tra una combinazione di carico e l'altra poiché il carico di 6t/mq applicato alle piastre è molto più gravoso dei carichi indotti dalle gru RTG combinate con il passaggio della ralla.

6.5.3 Risultati per la soletta della banchina anni '60

Considerando la soletta che compone la banchina più vecchia, si riporta la combinazione SLU, che unisce le 4 differenti posizioni di carico di cui si erano riportate le descrizioni e i diagrammi sulle travi nei capitoli precedenti. L'interasse considerato è pari a 4.5m.

Si riportano le sollecitazioni ottenute per il caso di carico in cui l'interasse tra le ruote che compongono la gru RTG è pari a 4.5m.

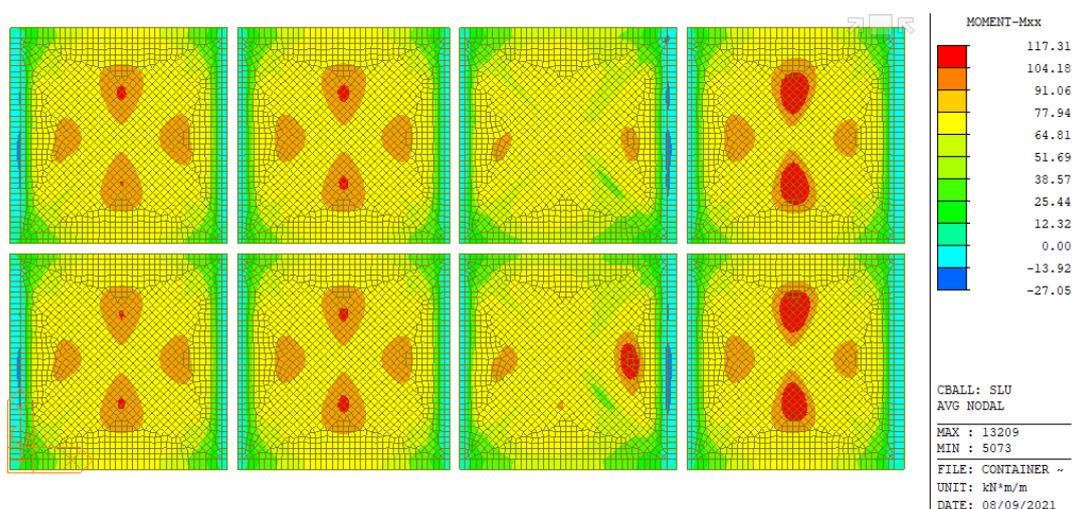


Figura 6.35 – Momento Mxx – SLU

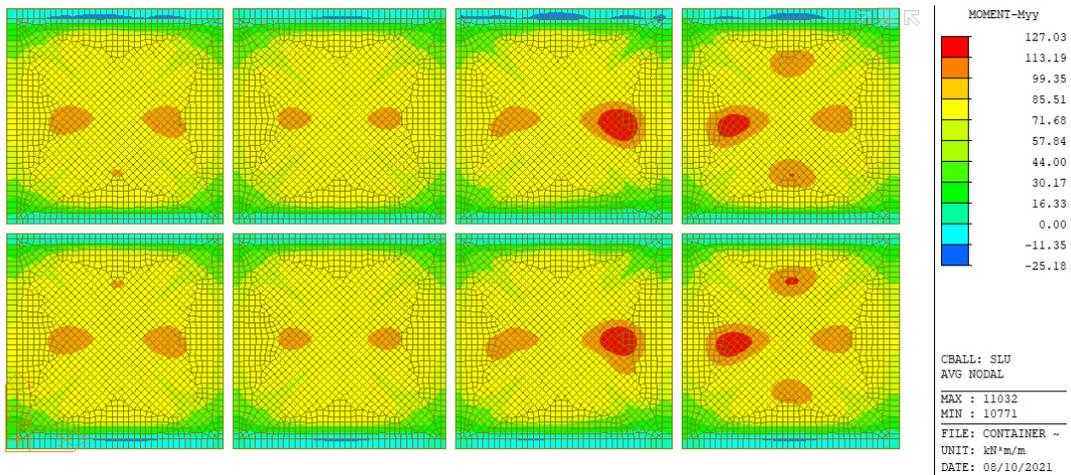


Figura 6.36 – Momento Myy – SLU

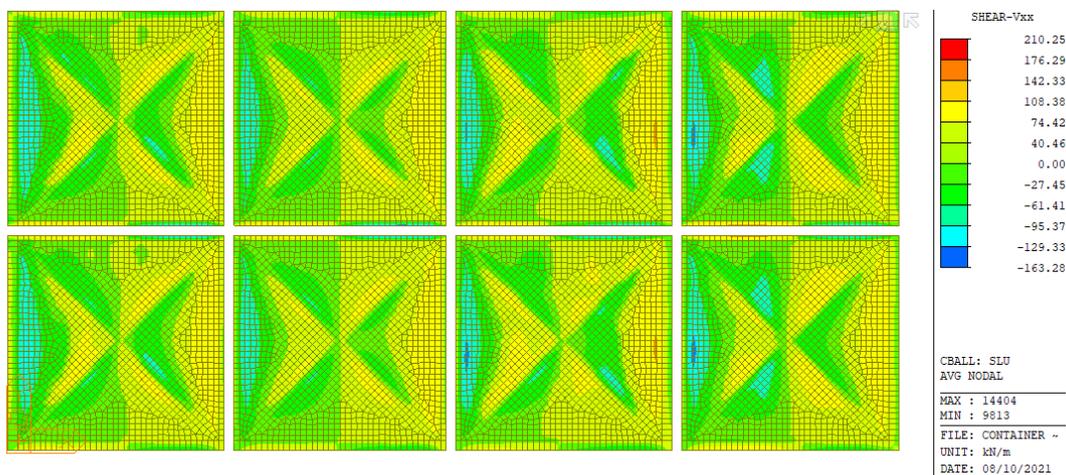


Figura 6.37 – Taglio Vxx – SLU

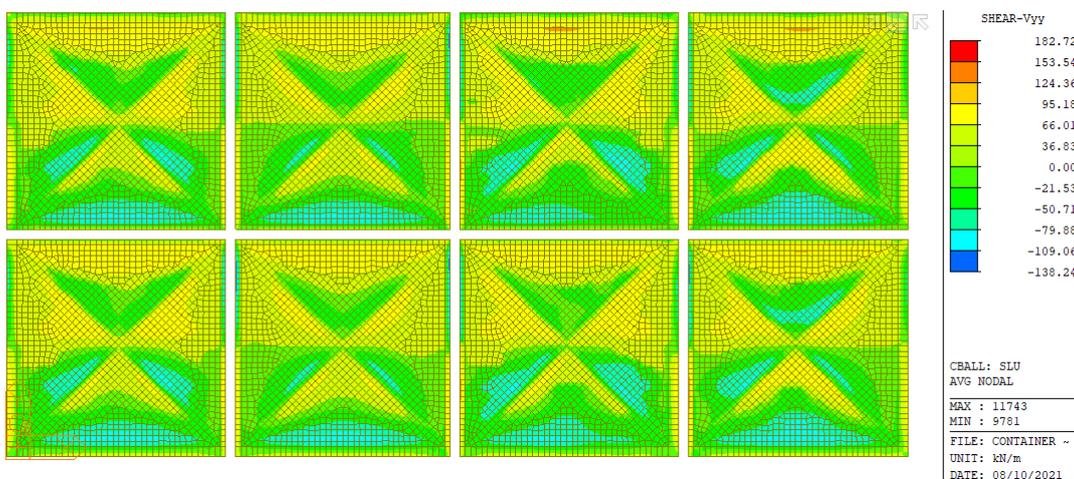


Figura 6.38 – Taglio Vyy – SLU

Il momento flettente massimo di verifica è pari a $M_{sd}=127.03kNm$.



6.5.4 Risultati per la soletta del molo di completamento

Per brevità si riportano i diagrammi delle sollecitazioni SLU che si ottengono dalle 4 posizioni dei carichi per la combinazione unica che prevede la gru RTG con un interasse tra le ruote di 2.5m.

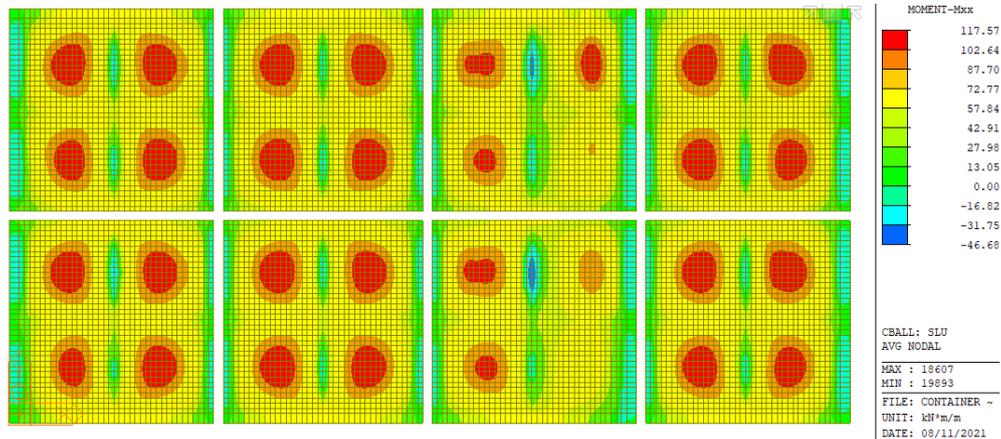


Figura 6.39 – Momento Mxx – SLU

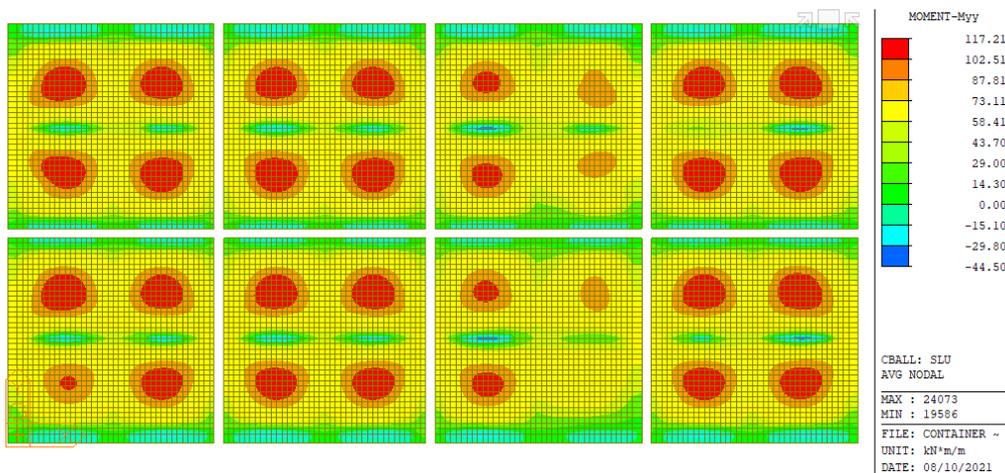


Figura 6.40 – Momento Myy – SLU

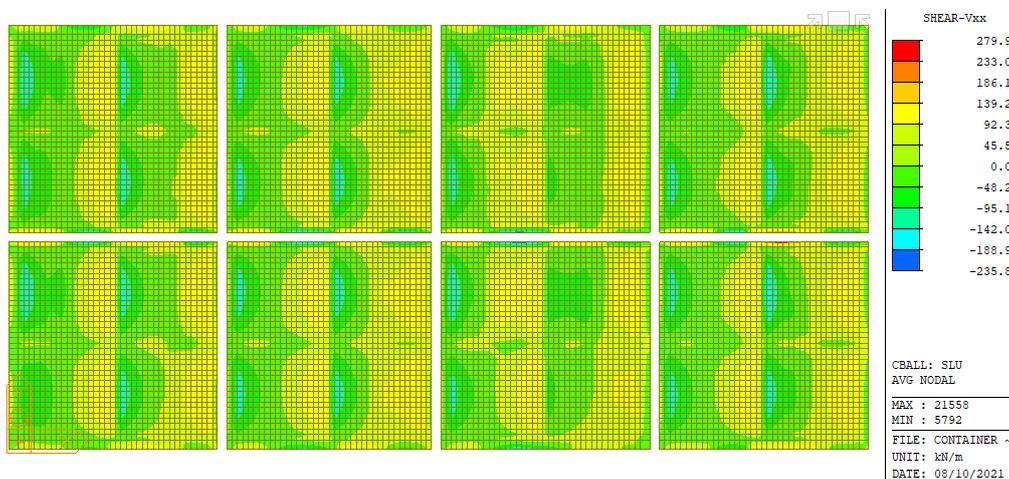


Figura 41: Taglio Vxx – SLU

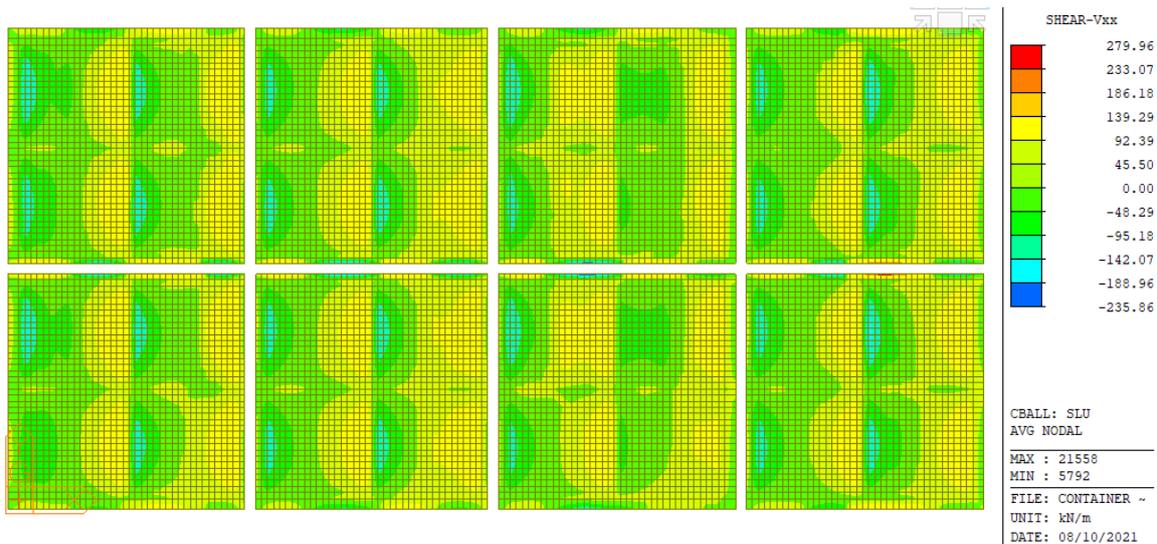


Figura 6.42 – Taglio Vyy - SLU

Il momento flettente massimo di verifica è pari a $M_{sd}=117.97\text{kNm}$.

Per la verifica a taglio si rimanda al capitolo specifico nelle verifiche.

6.6 Verifiche di resistenza della banchina anni '60 assumendo le caratteristiche dei materiali di progetto

Si eseguono le verifiche di resistenza degli elementi strutturali che compongono la banchina anni '60, assumendo le caratteristiche dei materiali del progetto originale; in particolare, si assume per l'acciaio la resistenza caratteristica del Fe b 44 k. Nello specifico si riportano prima le verifiche delle travi e infine quelle della soletta.

6.6.1 Verifica delle travi

Se si considera la trave laterale, di cui le caratteristiche sono state descritte nelle relazioni precedenti, il suo momento resistente è pari a:

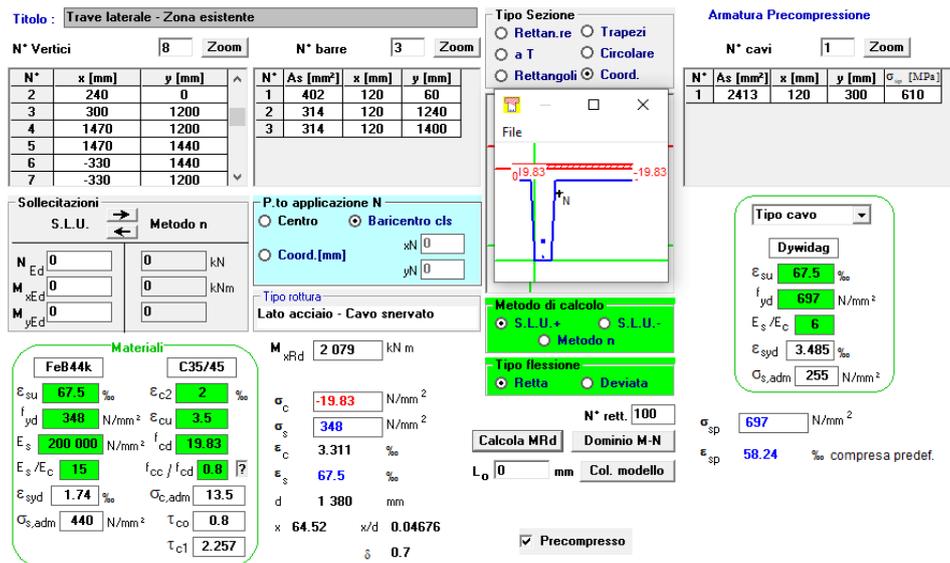


Figura 6.43 – Resistenza a momento flettente della trave laterale - $M_{Rd} = 2079$ kNm

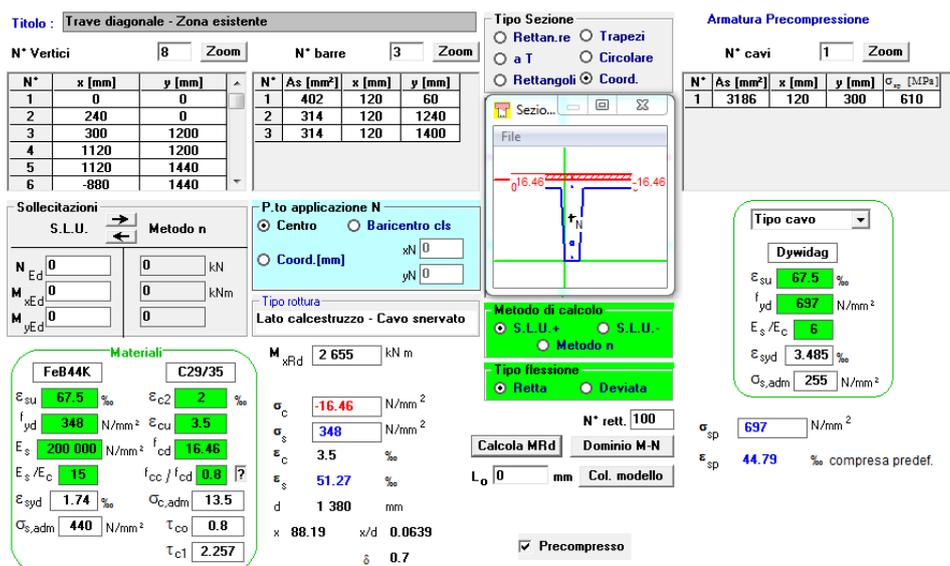


Figura 6.44 – Resistenza a momento flettente della trave diagonale - $M_{Rd} = 2655$ kNm

La larghezza collaborante considerata per la trave laterale è pari a 1800mm (determinata considerando le prescrizioni presenti al cap.4.3.2.3 del DM 17/01/2018); la larghezza collaborante della trave diagonale è invece pari a 2000mm.

Segue la calcolo del taglio resistente secondo DM 2018 – 4.1.2.3.5

$$V_{Rsd} = 0,9 \cdot d \cdot \frac{A_{sw}}{s} \cdot f_{yd} \cdot (ctg\alpha + ctg\theta) \cdot \sin\alpha \quad [4.1.27]$$

$$V_{Rsd}(\text{nervatura laterale}) = 0,9 \cdot 1200 \cdot \frac{A(2\phi10)}{300 \text{ mm}} \cdot 348 \cdot (0 + ctg26^\circ) \cdot 1 = 403.5 \text{ kN}$$

$$V_{Rsd}(\text{nervatura diagonale}) = 0,9 \cdot 1200 \cdot \frac{A(2\phi10)}{300 \text{ mm}} \cdot 348 \cdot (0 + ctg26^\circ) \cdot 1 = 403.5 \text{ kN}$$



$$V_{Rcd} = 0,9 \cdot d \cdot b_w \cdot \alpha_c \cdot v \cdot f_{ctd} (ctg\alpha + ctg\theta) / (1 + ctg^2 \theta) \quad [4.1.28]$$

$$V_{Rcd}(\text{nervatura laterale}) = 0,9 \cdot 1200 \cdot 240 \cdot 1,21 \cdot 0,5 \cdot 16,5 \cdot (0 + ctg26^\circ) \cdot \text{sen}^2(26^\circ) = 1019,5 \text{ kN}$$

$$V_{Rcd}(\text{nervatura diagonale}) = 0,9 \cdot 1200 \cdot 240 \cdot 1,27 \cdot 0,5 \cdot 16,5 \cdot (0 + ctg26^\circ) \cdot \text{sen}^2(26^\circ) = 1070 \text{ kN}$$

A questa componente si aggiunge successivamente anche la componente di taglio data dalla precompressione (considerando la precompressione come un carico uniformemente distribuito pari a $q = P/R$) che è pari a:

$$V_p(\text{nervatura laterale}) = \frac{q \cdot L}{2} = \frac{\left(\frac{1472}{25}\right) \cdot 9}{2} = 265 \text{ kN}$$

$$V_p(\text{nervatura diagonale}) = \frac{q \cdot L}{2} = \frac{\left(\frac{1943}{28}\right) \cdot 9}{2} = 312 \text{ kN}$$

Si riassumono i valori utilizzati per la verifica:

Taglio resistente trave laterale	404 kN
Taglio resistente da precompressione sulla trave laterale	265 kN

Taglio resistente trave diagonale	404kN
Taglio resistente da precompressione sulla trave diagonale	312kN

La resistenza a taglio è la somma dei due contributi. Le verifiche vengono riportate di seguito.

		SLU 1		SLU 2		SLU 3		SLU 4	
		Trave laterale	Trave diagonale						
Momento resistente	M_{rd} [kNm]	2079	2669	2079	2669	2079	2669	2079	2669
Taglio resistente [kN]	V_{rd} [kN]	669	716	669	716	669	716	669	716
Momento flettente	F.S.	1.0	1.2	1.0	1.2	1.0	1.1	1.0	1.2
Taglio	F.S.	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0

SLU 5		SLU 6		SLU 7	
Trave laterale	Trave diagonale	Trave laterale	Trave diagonale	Trave laterale	Trave diagonale
2079	2669	2079	2669	2079	2669
669	716	669	716	669	716
1.0	1.1	1.0	1.2	1.0	1.2
0.9	0.9	0.9	1.0	1.0	1.0

Le verifiche a momento risultano soddisfatte, anche se con riserve di resistenza praticamente nulle per le travi laterali.

Per quanto concerne alla verifica di taglio, il modello restituisce il valore puntuale corrispondente all'asse palo; tuttavia, il meccanismo di rottura avviene al di fuori di questa zona, e quindi si può adoperare il valore di taglio ad una distanza pari a 90cm. Con tale valore la verifica risulta essere soddisfatta.



6.6.2 Verifica della soletta

Dalle relazioni precedenti, si ricava il momento resistente della soletta, considerando uno sforzo normale membranale medio. A favore di sicurezza si considera il minimo sforzo normale membranale che si ottiene dalle 3 combinazioni con i diversi interassi.

The screenshot shows a software interface for structural analysis. It includes several panels:

- TITOLO:** A text field for the title.
- N° strati barre:** A dropdown menu set to '2' and a 'Zoom' button.
- Table 1:**

N°	b [cm]	h [cm]
1	100	24
- Table 2:**

N°	As [cm²]	d [cm]
1	11.31	20
2	5.65	4
- Sollecitazioni:** A section for applying loads, with 'S.L.U.' selected and 'Metodo n' chosen.
- P.to applicazione N:** Options for 'Centro', 'Baricentro cls', and 'Coord.[cm]'. 'Centro' is selected.
- Materiali:** A section for material properties, including 'FeB44k_ric' and 'C28/35'. Values for E_{su} , f_{yd} , E_s , E_s/E_c , E_{syd} , $\sigma_{s,adm}$, ϵ_{c2} , ϵ_{cu} , f_{cd} , f_{cc}/f_{cd} , $\sigma_{c,adm}$, and τ_{c1} are shown.
- M_{xRd}:** A text field containing '129' kN m.
- Metodo di calcolo:** Options for 'S.L.U.+', 'S.L.U.-', and 'Metodo n'. 'S.L.U.+ - Metodo n' is selected.
- Tipo flessione:** Options for 'Retta' and 'Deviata'. 'Retta' is selected.
- Calcoli:** Results for σ_c (-15.87 N/mm²), σ_s (348 N/mm²), ϵ_s (3.5 ‰), ϵ_s (6.2 ‰), d (20 cm), x (7.217 cm), x/d (0.3608), and δ (0.891).
- Buttons:** 'Calcola MRd', 'Dominio M-N', 'L_o 0 cm', 'Col. modello', 'M-curvatura', and 'Precompresso'.

Figura 6.45 – Momento resistente positivo soletta – $M_{Rd} = 129\text{kNm} > M_{sd} = 127\text{kNm}$

La verifica viene riassunta in tabella di seguito.

		SLU 1
Momento flettente	M_{sd} [kNm]	127.03
Momento resistente	M_{Rd} [kNm]	129
F.S.		1.02

Per la verifica a taglio, si considera il valore di resistenza, che è pari a:

VERIFICA A TAGLIO SEZIONE RETTANGOLARE IN C.A. SECONDO NTC 2008				
Caratteristiche materiali		Geometria	Armatura longitudinale tesa	Sollecitazioni
Acciaio	Calcestruzzo	$d = 210$ mm	$A_s = 1131$ mm²	$N_{Ed} = 0$ kN
$f_{yk} = 400$ MPa	$f_{ck} = 34.86$ MPa	$b_w = 1000$ mm	Parametri	$V_{Ed} = 165$ kN
$f_{tk} =$ MPa	$R_{ck} = 42.00$ MPa	$A_c = 210000$ mm²	$k = 1.976$	Verifica senza armatura a taglio
$E_s = 210000$ MPa	$f_{cm} = 42.86$ MPa		$v_{min} = 0.57$	$V_{Rd} = 132.3$ kN
Resistenze di calcolo	$f_{ctm} = 3.20$ MPa		$\rho_l = 0.005$	Verifica: ✗ CS = 0.8
$f_{cd} = 19.75$ MPa	$f_{ctk}(0,05) = 2.24$ MPa		$\sigma_{cp} = 0$	necessaria armatura a taglio
$f_{ctd}(0,05) = 1.49$ MPa	$f_{ctk}(0,95) = 4.16$ MPa		$v = 0.5$	
$f_{ctd}(0,95) = 2.77$ MPa	$E_{cm} = 34044$ MPa			
$f_{yd} = 348$ MPa	$f_{ctm} = 3.84$ MPa			
Coefficienti	$\gamma_c = 1.5$			
$\gamma_s = 1.15$	$\alpha_{cc} = 0.85$			

Tabella 6.2 – Verifica della soletta a taglio – $V_{Rd} = 132.3$ kN



Adottando questo valore limite, si plottano le sollecitazioni sulla soletta:

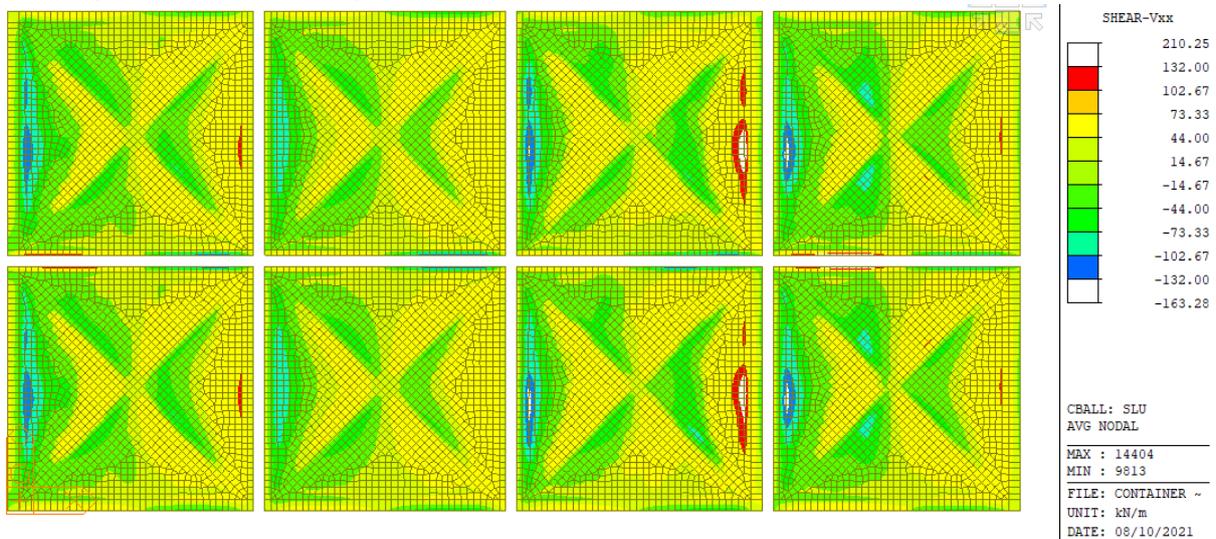


Figura 6.46 – Taglio Vxx - SLU 1

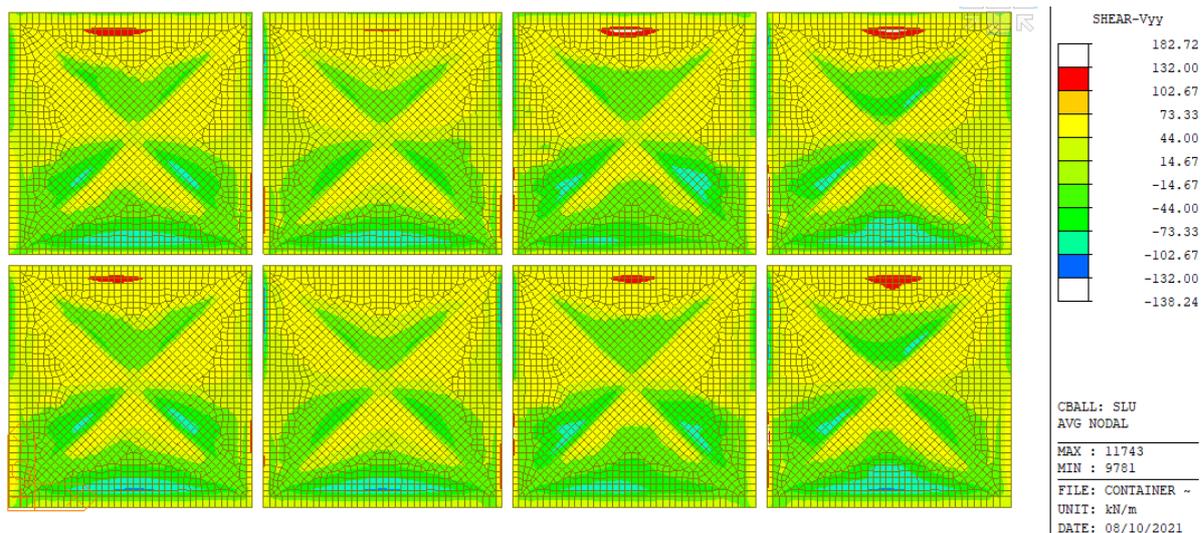


Figura 6.47 – Taglio Vyy - SLU 1

Si nota che laddove le aree senza contour sono presenti, sono limitate nelle loro estensioni. Se si considera che le travi principali e diagonali presentano degli allargamenti e che quindi il meccanismo di rottura a taglio avviene al di fuori di questi ringrossi, la verifica a taglio risulta certamente verificata.

Si ricorda anche che i punti ove sono presenti gli elementi beam localizzano dei picchi di sollecitazione. Tali picchi sono puramente numerici e quindi non significativi ai fini dell'analisi.

6.7 Verifiche di resistenza della banchina anni '60 assumendo le caratteristiche dei materiali derivate dalle prove sperimentali

Dalle prove sperimentali condotte nel 2022 (vedi cap. 4.3), si deduce:

- Per il calcestruzzo, le prove hanno confermato (salvo qualche carota anomala) le caratteristiche del calcestruzzo di progetto)



- Per l'acciaio di armatura, si è rilevata una certa dispersione dei risultati e molte prove che non soddisfano ai requisiti dell'acciaio Fe b 44k. La elaborazione statistica dei risultati porta ad assumere una resistenza di calcolo $f_{cd} = 286$ MPa.
- Per l'acciaio delle barre tipo Dywidag, non è stato possibile eseguire prove sperimentali, per cui si mantengono i valori di progetto.

Si ripercorrono quindi le principali verifiche di resistenza con il valore ridotto della resistenza dell'acciaio.

Le verifiche a flessione delle travi che compongono le nervature delle piastre tipo non risentono delle modifiche delle caratteristiche meccaniche dell'armatura lenta, in quanto il contributo principale viene dato dalla precompressione.

Le verifiche a taglio invece risentono di una diminuzione del termine legato alle staffe $\Phi 10/300$ mm disposte sulle nervature. La resistenza a taglio difatti è stata calcolata tenendo conto delle caratteristiche meccaniche emerse dalle prove e viene riportata qui di seguito:

- Resistenza delle staffe/armatura a taglio:

$$V_{Rsd} = 0,9 \cdot d \cdot \frac{A_{sw}}{s} \cdot f_{yd} \cdot (\operatorname{ctg}\alpha + \operatorname{ctg}\theta) \cdot \sin \alpha \quad [4.1.27]$$

$$V_{Rsd}(\text{nervatura laterale}) = 0,9 \cdot 1200 \cdot \frac{A(2\phi 10)}{300 \text{ mm}} \cdot 290 \cdot (0 + \operatorname{ctg}26^\circ) \cdot 1 = 336,3 \text{ kN}$$

$$V_{Rsd}(\text{nervatura diagonale}) = 0,9 \cdot 1200 \cdot \frac{A(2\phi 10)}{300 \text{ mm}} \cdot 290 \cdot (0 + \operatorname{ctg}26^\circ) \cdot 1 = 336,3 \text{ kN}$$

A parità di caratteristiche del calcestruzzo e dei cavi di precompressione, la resistenza a taglio risulta essere:

Taglio resistente trave laterale	336 kN
Taglio resistente da precompressione sulla trave laterale	291 kN

Taglio resistente trave diagonale	336kN
Taglio resistente da precompressione sulla trave diagonale	344kN

Il taglio, quindi, risulta ridotto complessivamente del 6.3% per le nervature laterali e del 5% per le nervature diagonali. Questa riduzione comporterebbe il non soddisfacimento delle verifiche del capitolo precedente. Tuttavia, se si riduce l'angolo di inclinazione del puntone compresso al minimo ammissibile, considerando il calore limite $\cot\theta=2.5$, si ottiene una resistenza a taglio come espressa al cap. 5.2 e 5.3 e riportata di seguito.

- Resistenza delle staffe/armatura a taglio:

$$V_{Rsd} = 0,9 \cdot d \cdot \frac{A_{sw}}{s} \cdot f_{yd} \cdot (\operatorname{ctg}\alpha + \operatorname{ctg}\theta) \cdot \sin \alpha \quad [4.1.27]$$

$$V_{Rsd}(\text{nervatura laterale}) = 0,9 \cdot 1200 \cdot \frac{A(2\phi 10)}{300 \text{ mm}} \cdot 290 \cdot (0 + 2.5) \cdot 1 = 410 \text{ kN}$$

$$V_{Rsd}(\text{nervatura diagonale}) = 0,9 \cdot 1200 \cdot \frac{A(2\phi 10)}{300 \text{ mm}} \cdot 290 \cdot (0 + 2.5) \cdot 1 = 410 \text{ kN}$$

A parità di caratteristiche del calcestruzzo e dei cavi di precompressione, la resistenza a taglio risulta essere:



Taglio resistente trave laterale	410 kN
Taglio resistente da precompressione sulla trave laterale	291 kN

Taglio resistente trave diagonale	410kN
Taglio resistente da precompressione sulla trave diagonale	344kN

Le verifiche di resistenza delle nervature della piastra quindi risultano essere soddisfatte.

Per la verifica della soletta si considerano le ipotesi dei capitoli precedenti, utilizzando una tensione a snervamento pari a 290MPa. Si ottiene:

The screenshot shows a software interface with the following sections:

- TITOLO:** [Empty field]
- N° strati barre:** 2
- Zoom:** [Empty field]
- Table 1:**

N°	b [cm]	h [cm]
1	100	24
- Table 2:**

N°	As [cm²]	d [cm]
1	11.31	20
2	5.65	4
- Sollecitazioni:** S.L.U. Metodo n
- N_{Ed}:** 710 kN
- M_{xEd}:** 0 kNm
- M_{yEd}:** 0 kNm
- P.to applicazione N:** Centro
- Coord. [cm]:** xN: 0, yN: 0
- Tipo rottura:** Lato calcestruzzo - Acciaio snervato
- M_{xRd}:** 119.5 kNm
- σ_c:** -15.87 N/mm²
- σ_s:** 290 N/mm²
- ε_c:** 3.5 ‰
- ε_s:** 6.782 ‰
- d:** 20 cm
- x:** 6.808, **x/d:** 0.3404
- δ:** 0.8655
- Materiali:** FeB44_rid, C28/35
- ε_{su}:** 67.5 ‰, **ε_{c2}:** 2 ‰
- f_{yd}:** 290 N/mm², **ε_{cu}:** 3.5 ‰
- E_s:** 200 000 N/mm², **f_{cd}:** 15.87
- E_s/E_c:** 15, **f_{cc}/f_{cd}:** 0.8
- ε_{syd}:** 1.45 ‰, **σ_{c,adm}:** 11
- σ_{s,adm}:** 333.5 N/mm², **τ_{co}:** 0.6667
- τ_{c1}:** 1.971
- Metodo di calcolo:** S.L.U.+, S.L.U.-, Metodo n
- Tipo flessione:** Retta, Deviata
- N° rett.:** 100
- Calcola MRd**, **Dominio M-N**
- L_o:** 0 cm, **Col. modello**
- M-curvatura**
- Precompresso

La verifica della soletta invece risulta non essere verificata con un coefficiente di sicurezza pari a 0,92.

Per la verifica a taglio si rimanda al capitolo precedente, in quanto quest'ultima dipende dal solo contributo degli effetti secondari del calcestruzzo e non dipende dalle caratteristiche del materiale.

6.8 Verifiche di resistenza del molo di completamento

In maniera analoga a quanto eseguito nel capitolo precedente, si verificano le travi principali e secondarie delle piastre che compongono il molo di completamento

6.8.1 Verifica delle travi

Considerando le sollecitazioni riportate nei capitoli precedenti, si procede con la verifica delle travi principali e secondarie. Il momento resistente che le caratterizza è pari a:

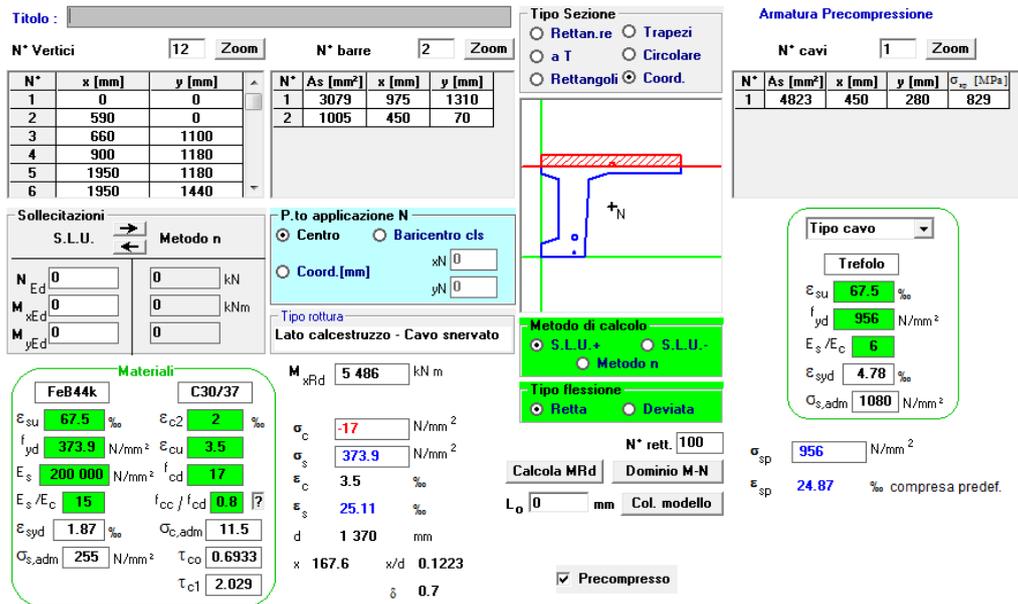


Figura 6.48 – Trave perimetrale: Momento resistente trave laterale – M_{Rd} = 5486kNm

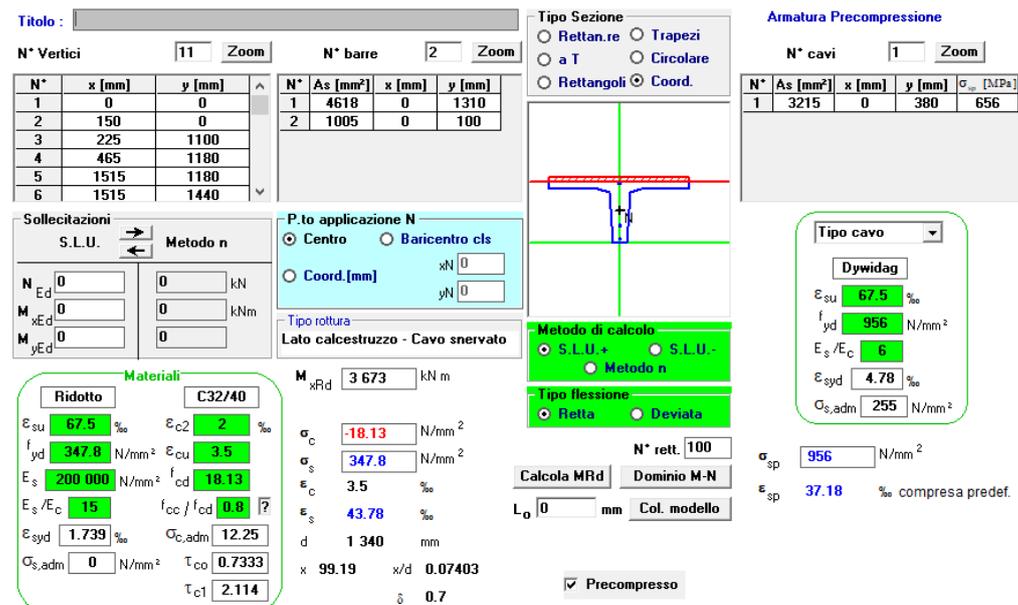


Figura 6.49 – Nervatura mediana: Momento resistente trave centrale – M_{Rd} = 3673kNm

Segue la calcolazione del taglio resistente secondo DM 2018 – 4.1.2.3.5 - Nervature piastra prefabbricata:

$$V_{Rsd} = 0,9 \cdot d \cdot \frac{A_{sw}}{s} \cdot f_{yd} \cdot (ctg\alpha + ctg\theta) \cdot \sin\alpha \quad [4.1.27]$$

$$V_{Rsd}(\text{nervatura perimetrale}) = 0,9 \cdot 1200 \cdot \frac{2\phi 14}{200 \text{ mm}} \cdot 348 \cdot (0 + ctg26^\circ) \cdot 1 = 1183 \text{KN}$$

$$V_{Rsd}(\text{nervatura mediana}) = 0,9 \cdot 1200 \cdot \frac{2\phi 14}{200 \text{ mm}} \cdot 348 \cdot (0 + ctg26^\circ) \cdot 1 = 1183 \text{KN}$$

$$V_{Rcd} = 0,9 \cdot d \cdot b_w \cdot \alpha_c \cdot v \cdot f_{cd} (ctg\alpha + ctg\theta) / (1 + ctg^2\theta) \quad [4.1.28]$$

$$V_{Rcd}(\text{nervatura perimetrale}) = 0,9 \cdot 1200 \cdot 250 \cdot 1,22 \cdot 0,5 \cdot 18,1 \cdot (0 + ctg26^\circ) \cdot \text{sen}^2(26^\circ) = 1175 \text{KN}$$



$$V_{Rcd}(\text{nervatura mediana}) = 0,9 \cdot 1200 \cdot 250 \cdot 1,22 \cdot 0,5 \cdot 18,1 \cdot (0 + \text{ctg}26^\circ) \cdot \text{sen}^2(26^\circ) = 1175 \text{KN}$$

A questa componente si aggiunge successivamente anche la componente di taglio data dalla precompressione (considerando la precompressione come un carico uniformemente distribuito pari a $q = P/R$) che è pari a:

$$V_p(\text{nervatura laterale}) = 1580 \text{ kN}$$

$$V_p(\text{nervatura diagonale}) = 527 \text{ kN}$$

Si riassumono i valori utilizzati per la verifica:

Taglio resistente trave principale	1183 kN
Taglio resistente da precompressione sulla trave principale	1580 kN

Taglio resistente trave diagonale	1183kN
Taglio resistente da precompressione sulla trave diagonale	527kN

Di seguito vengono riportate in forma tabellare le verifiche SLU di questi elementi strutturali.

		Combinazione 1 - Interasse ruote 2.5m							
		SLU 1		SLU 2		SLU 3		SLU 4	
		Trave principale	Trave secondaria	Trave principale	Trave secondaria	Trave principale	Trave secondaria	Trave principale	Trave secondaria
Momento resistente	M_{rd} [kNm]	5486	3673	5486	3673	5486	3673	5486	3673
Taglio resistente	V_{rd} [kN]	2763	2107	2763	2107	2763	2107	2763	2107
Momento flettente	F.S.	1.30	1.43	1.30	1.43	1.29	1.43	1.30	1.40
Taglio	F.S.	2.02	1.85	2.02	1.85	2.01	1.85	1.98	1.84

Le verifiche risultano essere soddisfatte.

6.8.2 Verifica della soletta

Dalle relazioni precedenti, si ricava il momento resistente della soletta, considerando uno sforzo normale membranale medio.

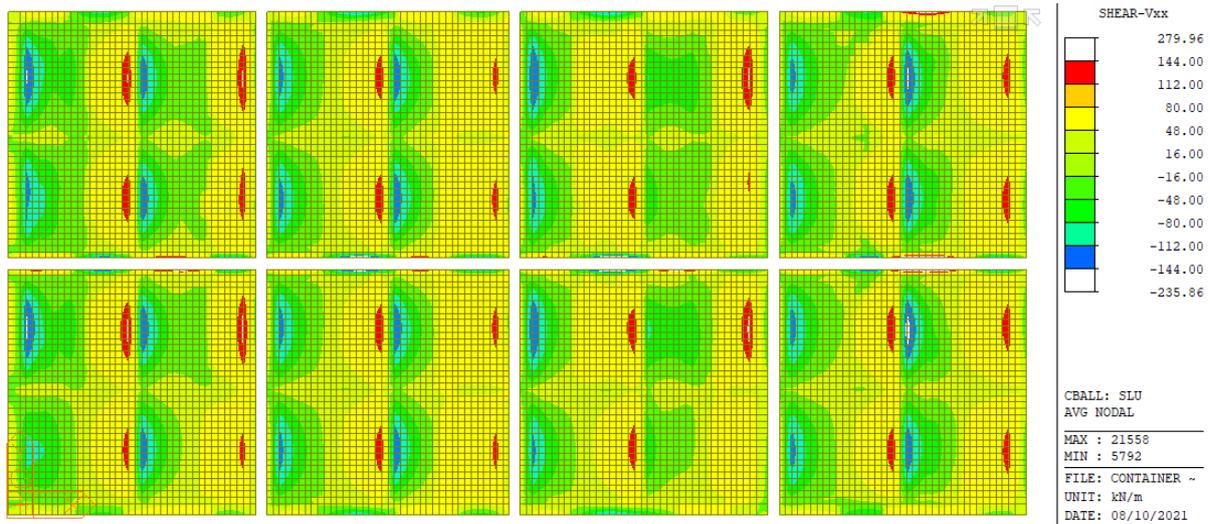


Figura 6.51 – Taglio Vxx – SLU

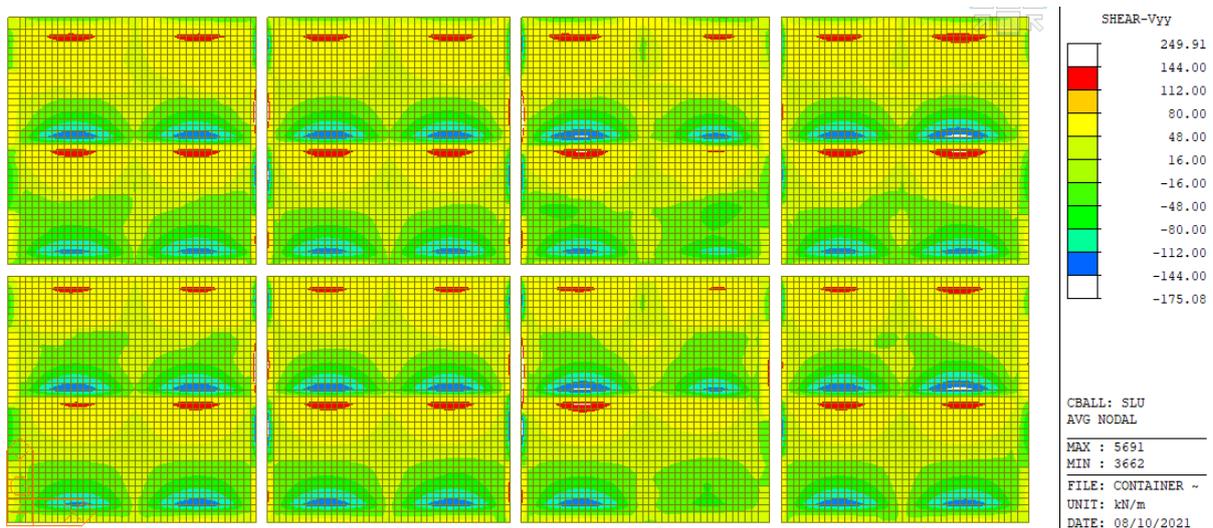


Figura 6.52 – Taglio Vyy – SLU 1

Se si considera che le aree vuote che evidenzia il contour hanno una estensione molto limitata (al massimo circa 50cm) e che l'allargamento dell'estremità superiore delle travi centrali (più sollecitate) è pari a 93cm, il meccanismo di rottura a taglio avverrebbe al di fuori di questo ringrosso. Tuttavia proprio in queste zone il taglio sollecitante è inferiore a quello resistente e quindi la trave risulta essere verificata.

Si ricorda anche che i punti ove sono presenti gli elementi beam localizzano dei picchi di sollecitazione. Tali picchi sono puramente numerici e quindi non significativi ai fini dell'analisi.

6.9 Conclusioni

Dalle indagini numeriche condotte, che considerano la presenza contemporanea sull'impalcato dei seguenti carichi:



- Carico uniforme distribuito dovuto ai containers pari al valore di progetto (rispettivamente 4 t/mq per il molo anni '60 e 6 t/mq per il molo di completamento risalente agli anni '80) nelle zone libere dalle corsie di transito delle gru RTG e degli automezzi per la movimentazione dei containers
- Il carico trasmesso dalle ruote della gru RTG indicata da TMT ed illustrata nel dettaglio al precedente cap. 3
- Il carico massimo trasmesso dai mezzi di trasporto dei containers (mezzo a 4 assi con carico max per asse di 22,5 tons)

Considerati con i loro ingombri fisici di seguito descritti graficamente:

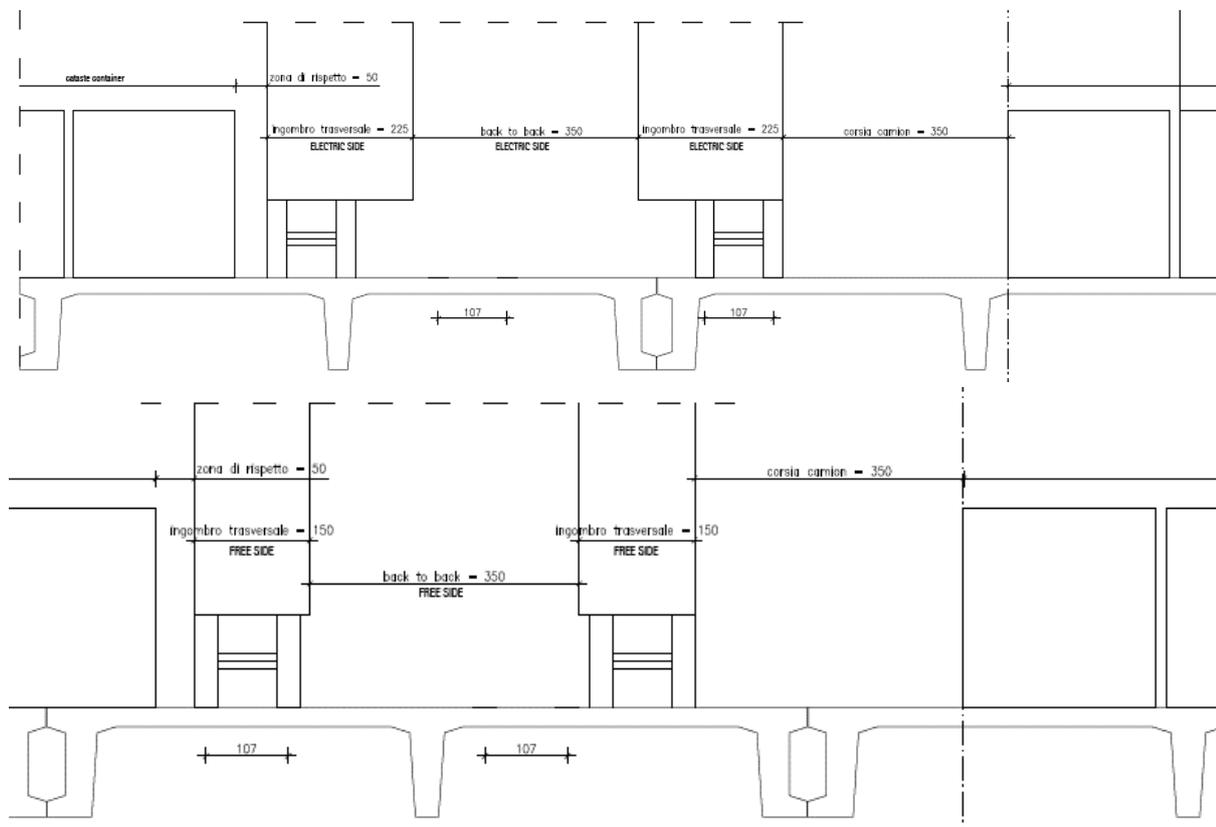


Figura 6.53 – configurazioni di carico ammissibili per containers + gru RTG + mezzo di trasporto

Si deduce che le sollecitazioni derivanti da tali combinazioni **sono compatibili con la resistenza dell'impalcato nelle seguenti condizioni sullo scarico delle azioni delle ruote della gru RTG:**

- Per l'impalcato di completamento, più recente e con carichi di progetto più elevati, si può assumere come ammissibile la configurazione di gru proposta (interasse ruote 2,50m)
- Per l'impalcato risalente agli anni '60, progettato con carichi minori e caratterizzato da risultanze sperimentali sulla resistenza dell'acciaio di armatura non in linea con le specifiche di progetto, è comunque necessario mantenere un interasse aumentato a 4,50m (in senso parallelo alla direzione di avanzamento) fra gli assi delle ruote, in maniera da avere un carico meno concentrato. Nel caso in cui si consideri la minorazione di resistenza dell'acciaio, le verifiche in soletta non sarebbero più soddisfatte,



e sarebbe necessario cercate altre configurazioni di carico ammissibile meno penalizzanti, oppure provvedere ad interventi di rinforzo localizzato; fra questi, si può citare la realizzazione di zone rinforzate di soletta in c.a. nello spessore della pavimentazione, rese collaboranti con la sottostante soletta per mezzo di opportuni inghisaggi.

In virtù della disposizione trasversale discussa in precedenza, risulta altrettanto compatibile (alle stesse condizioni per quanto riguarda la zona anni '60) il passaggio della gru RTG con una configurazione di carico come segue (containers accostati alle colonne della gru senza l'interspazio per gli automezzi, sia nel caso di colonne "free side" che "electric side"):

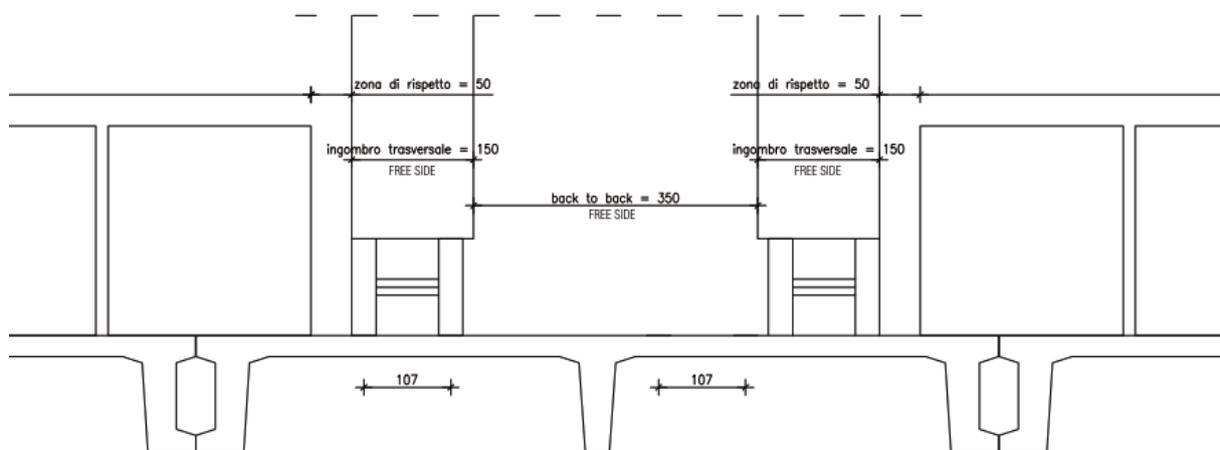


Figura 6.54 – altra configurazione di carico ammissibile per containers + gru RTG



7 CONCLUSIONI SULLE PRESTAZIONI E SULLE VERIFICHE DI SICUREZZA PER L'IMPALCATO DEL MOLO VII

Le risultanze delle prove sperimentali e delle indagini numeriche sulle prestazioni in termini di sicurezza strutturale possono essere sinteticamente riassunte come segue:

- a) Porzione di banchina originale costruita negli anni '60 con un sovraccarico di progetto di 40 kN/mq
 - a. Le prove sperimentali sui materiali hanno sostanzialmente confermato le ipotesi progettuali per quanto riguarda il calcestruzzo, mentre per l'acciaio di armatura la rielaborazione statistica non consente di confermare le resistenze di progetto
 - b. È stato quindi necessario ripercorrere le verifiche di sicurezza in accordo con le Normative attualmente vigenti (NTC 2018) con i carichi di progetto (sovraccarico distribuito di 40 kN/mq e carico di 46,3 kN/mq su una impronta di 1,60m x 3,60m); le verifiche di resistenza sono sostanzialmente soddisfatte, sia pure con coefficienti di sicurezza praticamente unitari
 - c. Sono state anche effettuate delle verifiche con varie configurazioni che prevedono l'utilizzo di gru RTG di geometria e carico descritte al cap. 6.1; la minor resistenza originale dell'impalcato anni '60, acuita dalle minori prestazioni dell'acciaio, impongono delle limitazioni all'uso di tali gru oppure l'effettuazione di interventi di rinforzo della soletta all'estradosso, sullo spessore dell'attuale pavimentazione.
- b) Porzione di banchina in ampliamento anni '90, con sovraccarico di progetto di 60 kN/mq
 - a. Le prove sperimentali sui materiali hanno sostanzialmente confermato le ipotesi progettuali sia per il calcestruzzo che per l'acciaio. In particolare, la qualità del calcestruzzo in opera appare molto migliore di quanto a progetto
 - b. Le prestazioni di progetto riguardo ai sovraccarichi accidentali sono quindi confermate
 - c. Le indagini numeriche condotte hanno consentito di individuare delle configurazioni di coesistenza sull'impalcato di gru mobili su gomma tipo RTG con cataste di containers e carico dei mezzi di trasporto (ralle) dei containers stessi, senza necessità di interventi di rinforzo.

È in ogni caso necessario ricordare che le verifiche di sicurezza sono state condotte con le seguenti condizioni:

- Si è fatto riferimento ai disegni di progetto, assumendo un "livello di conoscenza" elevato (LC3) e di conseguenza un "fattore di confidenza" $FC = 1$.
- Non si è tenuto conto del degrado; questo corrisponde alla situazione dopo gli interventi di riqualificazione strutturale in progetto.