AUTORITÀ PORTUALE DI SAVONA
PORTO DI VADO LIGURE

PROJECT FINANCING PER:

PROGETTAZIONE DEFINITIVA ED ESECUTIVA, ESECUZIONE DEI LAVORI DELLA NUOVA PIASTRA MULTIFUNZIONALE DEL PORTO DI VADO LIGURE E GESTIONE DELLA PARTE RELATIVA AL TERMINAL CONTENITORI

SOCIETÀ DI PROGETTO: APM TERMINALS VADO LIGURE S.p.A.

MAERSK

GLF GRANDI LAVORI FINCOSIT

PROGETTAZIONE:

TECHNITAL S.p.A.

IL RESPONSABILE:
Dott. Ing. Guido Fiorini

PERIZIA DI VARIANTE

ELABORATO N° :

TITOLO ELABORATO

STRUTTURE
BANCHINA CONTAINER - CASSONI
RELAZIONE DI CALCOLO

MI0102-PV-S-C-R-006-00

DATA	ELABORATO	CONTROLLATO	APPROVATO
Novembre 2015	M. Karlsson	P. Buongiorno	G. Fiorini

REVISIONE N°	DATA	DESCRIZIONE
00	Novembre 2015	EMISSIONE PER APPROVAZIONE

NOME FILE

MI0102-PV-S-C-R-006-00.docx

A TERMINE DI LEGGE CI RISERVIAMO LA PROPRIETA' DI QUESTO ELABORATO CON DIVIETO DI RIPRODURLO RENDENDOLO NOTO A TERZI ANCHE PARZIALMENTE SENZA NOSTRA AUTORIZZAZIONE

AUTORITÀ PORTUALE DI SAVONA

PORTO DI VADO LIGURE

PROJECT FINANCING PER:

PROGETTAZIONE DEFINITIVA ED ESECUTIVA, ESECUZIONE DEI LAVORI DELLA NUOVA PIASTRA MULTIFUNZIONALE DEL PORTO DI VADO LIGURE E GESTIONE DELLA PARTE RELATIVA AL TERMINAL CONTENITORI

PERIZIA DI VARIANTE

STRUTTURE
BANCHINA CONTAINER - CASSONI
RELAZIONE DI CALCOLO

INDICE

1. INTRODUZIONE GENERALE 6
1.1. Programma di verifica 6
1.2. Documenti di riferimento 6
1.3. Caratteristiche e dati di calcolo 7
1.4. Legislazione di riferimento 10
1.5. Combinazioni di carichi e coefficienti parziali 10
1.6. Dati per le verifiche delle strutture in cemento armato 12
1.6.1. Materiali 12
1.6.2. Copriferro 12
1.6.3. Fessurazioni e tensioni agli SLE 12
1.6.4. Delta temperatura 13
1.6.5. Ritiro 13
2. VERIFICA SOVRASTRUTTURA SUI CASSONI N1-N18 15
2.1. Verifiche agli Stati Limite Ultimi (SLU) 17
2.2. Calcolo e verifica dell'armatura in prossimità della bitta 27
2.2.1. Verifica armatura di ancoraggio 27
2.2.2. Verifica dell'orditura della sovrastruttura in zona bitta 28
2.2.3. Verifica armatura pareti esterne sovrastruttura 29
2.2.4. Verifiche agli Stati Limite di Esercizio (SLE) 31
2.3. Verifica di stabilità concio di sovrastruttura 45
2.4. Verifica sovrastruttura punto di sollevamento 46

ELENCO FIGURE

Fig. 1.1 - Planimetria cassoni banchina container 6
Fig. 1.2 - Formule Sainflou 9
Fig. 2.1 - Carpenteria concio tipo sovrastruttura cassoni banchina container - pianta 15
Fig. 2.2 - Carpenteria concio tipo sovrastruttura cassoni - sezione trasversale 16
Fig. 2.3 - Cassone d'angolo - Cresta d'onda 16
Fig. 2.4 - Schema statico sovrastruttura su cassoni N1-N18 17
Fig. 2.5 - Schema identificativo sovrastruttura su cassoni 19
Fig. 2.6 - Inviluppo M22_MAX - cassoni correnti [kNm/m] 20
Fig. 2.7 - Inviluppo M22_MIN - cassoni correnti [kNm/m] 21
Fig. 2.8 - Inviluppo M11_MAX - cassoni correnti [kNm/m] 22
Fig. 2.9 - Inviluppo M11_MIN - [kNm/m] 23
Fig. 2.10 - Inviluppo M22_MAX (SLE-FREQ) - [kNm/m] 33
Fig. 2.11 - Inviluppo M22_MIN(SLE-FREQ) - [kNm/m] 34
Fig. 2.12 - Inviluppo M11_MAX (SLE-FREQ)-[kNm/m] 35
Fig. 2.13 - Inviluppo M11_MIN(SLE-FREQ)- [kNm/m] 36
Fig. 2.14 - Inviluppo M22_MAX(SLE-RARE)- [kNm/m] 40
Fig. 2.15 - Inviluppo M22_MIN(SLE-RARE)- [kNm/m] 41
Fig. 2.16 - Inviluppo M11_MAX(SLE-RARE)- [kNm/m] 42
Fig. 2.17 - Inviluppo M11_MIN(SLE-RARE)- [kNm/m] 43
Fig. 2.18 - Sovrastruttura banchina container in corrispondenza di punto di sollevamento 47
Fig. 2.19 - Sovrastruttura banchina container in corrispondenza di punto di sollevamento - Schema statico 48
Fig. 2.20 - M11[kNm/m] 48
Fig. 2.21 - M11[kNm/m] 49
Fig. 2.22 - M22[kNm/m] 49
Fig. 2.23 - M22[kNm/m] 50
Fig. 2.24 - Reazioni vincolari[kN] 51
Fig. 2.25 - V13[kNm/m] 51
Fig. 2.26 - V23[kNm/m] 52

ELENCO TABELLE

Tab. 2.1- Sovrastruttura - Verifiche cemento armato agli SLU 24
Tab. 2.2 - Sovrastruttura cassoni - Verifiche cemento armato agli SLE(frequenti) 37
Tab. 2.3 - Sovrastruttura cassoni - Verifiche cemento armato agli SLE(rare) 44
Tab. 2.4 - Verifiche cemento armato in corrispondenza di punto di sollevamento 50

1. INTRODUZIONE GENERALE

Oggetto della presente relazione è il dimensionamento del cemento armato della sovrastruttura sui cassoni della banchina container (N1÷N18, A2÷A15) facenti parte della piattaforma multifunzionale di Vado Ligure.
Nella figura seguente si riporta la planimetria del terrapieno con l'ubicazione dei cassoni.
La sovrastruttura viene gettata in opera sui cassoni in precedenza posati.
La sovrastruttura della banchina container contiene le travi gru sia lato mare, sia lato terra dello scaricatore.

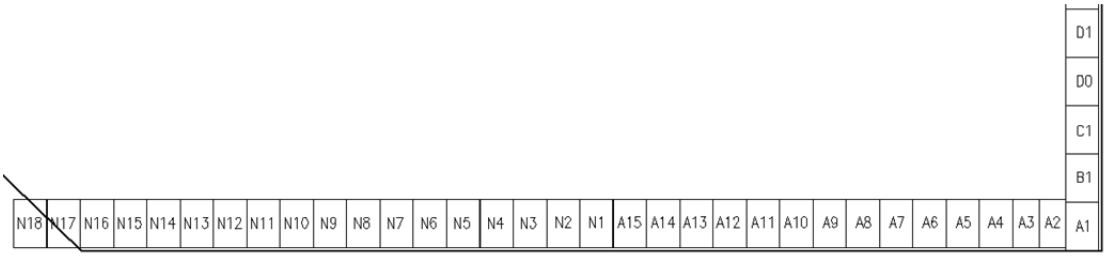


FIG. 1.1 - PLANIMETRIA CASSONI BANCHINA CONTAINER

1.1. Programma di verifica

Le verifiche svolte per accertare la stabilità della sovrastruttura nelle varie condizioni di lavoro prese in esame sono state raggruppate nei capitoli della presente relazione come segue:
Cap. 2 - Verifica cemento armato della sovrastruttura sui cassoni

1.2. Documenti di riferimento

I pesi specifici e i dati di calcolo utilizzati sono stati tratti dalla relazione di calcolo del Progetto Definitivo presentata al Consiglio Superiore per i Lavori Pubblici di Marzo 2010.

Progetto Definitivo

MI010P-PD-G-Z-R-1001-C4	Marzo 2010	Relazione Descrittiva Generale
MI010P-PD-G-G-R-1121-C3	Gennaio 2010	Rapporto Geotecnico – Calcolo dei Cedimenti e della stabilità delle opere – Verifiche Normative
MI010P-PD-S-C-R-1001-C2	Giugno 2009	Area a giorno – Cassoni di reggispinta – Relazione di calcolo
MI010P-PD-G-L-R-1109-C2	Giugno 2009	Relazione Meteomarina
MI010P-PD-G-Z-R-1111-C3	29/01/2010	Valutazione della pericolosità sismica e verifica di liquefazione
MI010P-PD-G-N-R-1115-C2	Giugno 2009	Dimensionamento delle strutture di accosto e verifica degli schemi di ormeggio

Esecutivo Fase 2 e contestuale perizia di variante della Fase 1

MI010P-PE-G-Z-R-4120-C0	Settembre 2014	Relazione Descrittiva Generale
MI010P-PE-G-L-R-4001-C0	Settembre 2014	Relazione Meteomarina

1.3. Caratteristiche e dati di calcolo

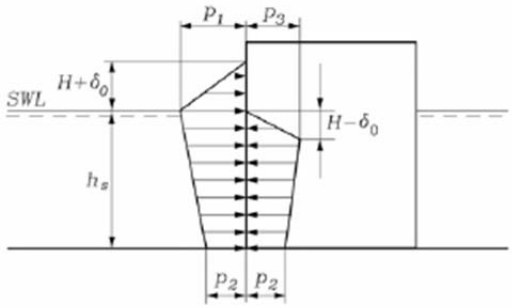
Dati Opera (DM 14/01/2008; Cap. 2)		
Vita Nominale dell'opera V_N	50	Anni
Classe d'uso	II	
Periodo di riferimento per l'azione sismica Stato Limite di Salvaguardia della Vita (SLV) con probabilità di superamento del 10% nel periodo di riferimento	475	Anni
Periodo di riferimento per l'azione sismica Stato Limite di Collasso (SLC) con probabilità di superamento del 5% nel periodo di riferimento	975	Anni
Pesi materiali		
Peso calcestruzzo sovrastruttura	24.50	kN/m^3
Peso pavimentazione	20.00	kN/m^3
Peso acqua di mare	10.1	kN/m^3
Peso riempimento fuori acqua	18.0	kN/m^3
Quote		
Quota di sommità sovrastruttura fase definitiva	+4.50	m
Quota di estradosso sovrastruttura cassoni N1-N14,Q1-Q7	+2.50	m
Quota di estradosso sovrastruttura cassoni N17-N18	+2.00	m
Sovraccarichi		
Sovraccarico distribuito banchina container	40	kPa
Sovraccarico concentrato; 2 container d'altezza [30.5 t cad] 20 ft o [36 t cad] 40 ft containers, con 2 angoli adiacenti caricando un'area di circa 500mm per 150mm; 2x360kNx2/4/0.5/0.15=4800kPa a q.ta +4.50. Considerando una diffusione verticale a 45° le pressioni ai vari livelli diventano:	(q.+4.5) 4800 (q.+3.0) 33	kPa kPa
Sovraccarico concentrato; un container [30.5 t cad] 20 ft o [36 t cad] 40 ft containers con 4 angoli adiacenti caricando un area di 500mm per 500mm; 4x360kN/4/0.5/0.5=1440kPa a q.ta +4.50. Considerando diffusione verticale a 45° le pressioni ai vari livelli diventano:	(q.+4.5) 1440 (q.+3.0) 26	kPa kPa

Gru di banchina STS		
Interasse rotaia	30.48	m
Distanza rotaia gru lato mare filo banchina	3.50	m
Carico verticale a ruota tempesta (1.3m x 950kN/m=1235kN/ruota x 16ruote/22m) per verifiche agli SLU	900	kN/m
Carico verticale a ruota in esercizio (1.3m x 850kN/m=1105kN/ruota x 16ruote/22m per verifiche agli SLE	804	kN/m
Carico orizzontale a ruota (scarocciamento) 175kN/ruota x 16/22m)	127	kN/m
Numero ruote / angolo	8	Ruote
Interasse fra ruote	1.3	M
Attacco di tempesta (storm pin)	1800	kN
Fine corsa gru STS	1200	kN
Punto di sollevamento (jacking point)	6000	kN
Gru piazzali RMG		
Carico verticale a ruota verifiche agli SLU (4x420kN/5.6m)	300	kN/m
Carico orizzontale a ruota (scarocciamento) 260kN/angolo /5.6m)	46.5	kN/m
Numero ruote / angolo	4	Ruote
Interasse fra ruote	1.2	m
Attacco di tempesta (storm pin)	320	kN
Punto di sollevamento (jacking point)	500	kN
Bitte		
Bitta d'ormeggio	1500	kN
Interasse bitte d'ormeggio	19	m
Quota applicazione tiro bitta	+5.10	l.m.m.
Direzione tiro nel piano orizzontale rispetto al filo banchina	0-180	°
Direzione tiro bitta nel piano verticale	-20-+70	°
Parabordi		
Reazione Parabordo (Tipo SCN 1600 o simile)	2355	kN
Interasse parabordi	19	m
Quota parabordo	+2.50	l.m.m.
Sisma		
Sisma limite di salvaguardia della vita (SLV) Tr=475anni a_g	0.15	g
Fattore β_m (sottosuolo B,C,D,E ; $0.1g \leq a_g \leq 0.2g$)	0.24	
Coefficiente sismico orizzontale per verifiche sismiche $k_h = \beta_m \times a_{max}/g = 0.24 \times 0.15g/g$	0.036	
Coefficiente sismico verticale verifiche sismiche $k_v=0.5xk_h$	0.018	

Per il calcolo delle spinte idrodinamiche si è utilizzata la teoria di Sainflou trattandosi di onde non frangenti. Di seguito si riportano le formule di Sainflou tratte dalla parte VI della CEM.

EM 1110-2-1100 (Part VI)
1 Jun 06

Table VI-5-52
The Sainflou Formula for Head-on, Fully Reflected, Standing Regular Waves (Sainflou 1928)



$$p_1 = (p_2 + \rho_w g h_s)\frac{H + \delta_o}{h_s + H + \delta_o} \qquad \text{(VI-5-143)}$$

$$p_2 = \frac{\rho_w g H}{\cosh(2\pi h_s / L)} \qquad \text{(VI-5-144)}$$

$$p_3 = \rho_w g (H - \delta_o) \qquad \text{(VI-5-145)}$$

$$\delta_o = \frac{\pi H^2}{L} \coth \frac{2\pi h_s}{L} \qquad \text{(VI-5-146)}$$

where H Wave height. In case of irregular waves, H should be taken as a characteristic wave height. In Japan $H_{1/3}$ is used, while in other countries $H_{1/10}$ might be used.

p_1 Wave pressure at the still water level, corresponding to wave crest

p_2 Wave pressure at the base of the vertical wall

p_3 Wave pressure at the still water level, corresponding to wave trough

δ_o Vertical shift in the wave crest and wave trough at the wall

ρ_w Water density

h_s Water depth at the foot of the structure

L Local wave length.

Remarks. The Sainflou formula for conditions under wave crest and wave trough were derived theoretically for the case of regular waves and a vertical wall. The formula cannot be applied in cases where wave breaking and/or overtopping takes place.

FIG. 1.2 - FORMULE SAINFLOU

1.4. **Legislazione di riferimento**

Nell'ambito della presente relazione si è applicata la seguente normativa:

Legge 05/11/1971 n. 1086	▪ Norme per la disciplina delle opere di conglomerato cementizio armato, normale e precompresso ed a struttura metallica
Circolare Min. LL.PP. 14/02/1974 n. 11951	▪ Istruzioni per l'applicazione delle "Norme per la disciplina delle opere di conglomerato cementizio armato, normale e precompresso ed a struttura metallica."
Circolare Min. LL.PP. 1996	▪ Istruzioni tecniche per la progettazione delle dighe marittime
D.M. 14/1/2008	▪ Norme Tecniche per le Costruzioni
Circolare n°617 2/2/2009 CS.LL.PP	▪ Istruzioni per l'applicazione delle "Norme Tecniche per le costruzioni di cui al D.M. 14 gennaio 2008"
Eurocodici	
CEM 2006	▪ Coastal Engineering Manual – US Army Corps of Engineers
EAU 2004 8th edition	▪ Recommendations of the Committee for Waterfront Structures Harbours and Waterways

1.5. **Combinazioni di carichi e coefficienti parziali**

In conformità con quanto previsto dal DM 14/1/2008, per quanto riguarda i coefficienti parziali da utilizzare per le azioni, si rimanda alle tabelle riportate di seguito.

Coefficienti parziali

		γ_F	EQU	A1	A2
Carichi permanenti	favorevoli	γ	0,90	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,10	1,30	1,00
Carichi permanenti non strutturali	favorevoli	γ	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30
Carichi variabili	favorevoli	γ	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,5	1,50	1,30

Combinazioni di carico

In ciascuna combinazione le azioni variabili sono ridotte per tener conto della probabilità della contemporaneità degli eventi.

Nel seguito sono riportati i valori utilizzati nel calcolo, tenendo presente che:

- ψ_{0i} è il coefficiente di combinazione applicato ai carichi variabili secondari nelle combinazioni a s.l.u. e nelle combinazioni rare, moltiplicato rispettivamente per γ_{Qi} e per 1.0;
- ψ_{1i} è il coefficiente di combinazione applicato al carico variabile principale nelle combinazioni frequenti;
- ψ_{2i} è il coefficiente di combinazione applicato ai carichi variabili secondari nelle combinazioni frequenti, a tutti i carichi variabili nelle combinazioni quasi permanenti e ai carichi variabili in combinazione sismica.

	Ψ_{0i}	Ψ_{1i}	Ψ_{2i}
Sovraccarico	1.0	0.9	0.8
Tiro bitta/Parabordo	0.6	0.2	0
Onde	0.6	0.2	0
Gru	0.7	0.7	0.6
Variazioni termiche	0.6	0.5	0

Per la verifica di stabilità in fase sismica si considera soltanto il sovraccarico.

Per le verifiche per il cemento armato bisogna applicare set A1-M1 con valori come esposti sotto.

Fattori parziali per azioni γ_F:

Azione	**Set**	
	A1	**A2**
Permanente		
Destabilizzante γ_G	1.30	1.00
Stabilizzante γ_G	1.00	1.00
Variabile		
Destabilizzante γ_Q	1.50	1.30
Stabilizzante γ_Q	0.00	0.00

1.6. **Dati per le verifiche delle strutture in cemento armato**

1.6.1. Materiali

Per tutte le opere a progetto saranno utilizzati i seguenti materiali:
calcestruzzo classe C35/45 confezionato con cemento pozzolanico o d'altoforno;
classe d'esposizione : XS3
armatura metallica in barre nervate ad aderenza migliorata tipo B450C (FeB44K).

Le resistenze caratteristiche dei materiali sono le seguenti:
Resistenza caratteristica a compressione del calcestruzzo:fck = 35 N/mm^2
Resistenza caratteristica a trazione semplice del calcestruzzo:
f_{ctk} = 2.2 N/mm^2
Resistenza caratteristica di snervamento dell'acciaio:
f_{yk} = 450 N/mm^2
In conformità con quanto previsto dalla vigente normativa, nel calcolo si sono assunti i seguenti coefficienti riduttori delle resistenze caratteristiche dei materiali:
Coefficiente di sicurezza del calcestruzzo nei calcoli allo s.l.u.:γ_c= 1.50
Coefficiente di sicurezza dell'acciaio nei calcoli allo s.l.u.:γs= 1.15

1.6.2. Copriferro

Avendo l'opera una vita nominale di 50 anni ed essendo in ambiente molto aggressivo, utilizzando una classe di calcestruzzo C35/45 e barre poco sensibili alla corrosione, la normativa vigente prescrive un copriferro minimo di 40mm per elementi a piastra e 45mm per gli altri elementi. A tale valore va aggiunta una tolleranza di posa.
Pertanto per le sezioni resistenti si è previsto un copriferro di 50 mm.

1.6.3. Fessurazioni e tensioni agli SLE

Limite di fessurazione per combinazioni frequenti: ≤ 0.2mm
Massima compressione nel calcestruzzo combinazioni rare:0.6f_{ck} = 21MPa

Massima tensione nell'acciaio del calcestruzzo combinazioni rare:$0.8f_{yk} = 360MPa$

1.6.4. Delta temperatura

Per quanto riguardano i carichi di natura termica si riporta di seguito alcuni commenti al riguardo:

1. Lo sbalzo della sovrastruttura per i cassoni N1-N18 lato mare, essendo esposto al sole da tre lati, ha una temperatura uniforme e nessun delta di temperatura.
2. La sovrastruttura dello spessore di 2.0m sopra il cassone ha sotto di sé un cassone che, essendo immerso nell'acqua di mare, ha una temperatura uguale alla temperatura del mare. La temperatura del Mar Ligure mediamente varia da +10°C a +25°C. Tale fenomeno fa sì che il delta di temperatura dall'estradosso della sovrastruttura all'estradosso del cassone sarà al massimo di 10°C (d'estate 35° estradosso sovrastruttura e 25° estradosso del cassone/ d'inverno 20° estradosso sovrastruttura e 10° estradosso del cassone).
3. La parte di sovrastruttura dello spessore di 0.50m è coperta da 1.5m di riempimento e pavimentazione per cui la sua temperatura è uniforme
4. La massa termica della sovrastruttura fa sì che nell'arco della giornata la temperatura si alzi mediamente di 1.5-2°C. Quindi il delta di temperatura può essere intorno ai 3-4°C.

Per le motivazioni sopra esposte si considera come delta di temperatura ±5°C (differenza di 10°C) solo per il calcestruzzo sopra il cassone dello spessore 2m esposto al sole. Per le verifiche delle azioni termiche si è applicato un coefficiente di dilatazione αT di 10x10-6/°C.

1.6.5. Ritiro

Per quanto riguarda il ritiro del calcestruzzo in fase di maturazione si ricorda che essendo in ambiente marino il calcestruzzo della sovrastruttura prevede l'utilizzo di cemento del tipo III (altoforno) particolarmente adatto per uso in ambiente marittimo in presenza di acqua di mare. In fatti il cemento del tipo III è definito ad altissima resistenza ai solfati secondo UNI 9156. Il CEM III ha inoltre un basso sviluppo del calore di idratazione

ed è particolarmente indicato per getti massivi di calcestruzzo e per calcestruzzo con ritiro controllato.
Comunque le prescrizioni del Capitolato Speciale d'Appalto nonché le regole di buona esecuzione dell'impresa esecutrice prevedono procedure di getto per minimizzare il ritiro quali:

1. Finire il getto in serata in modo di avere la maturazione iniziale durante la notte in assenza di sole e con un alto tasso d'umidità.
2. Gestire le fasi di getto in modo da limitare gli spessori.
3. Bagnare il getto fresco con acqua.
4. Coprire il getto con teli o sabbia bagnata in modo di minimizzare l'evaporazione d'acqua.
5. Eventuale utilizzo di prodotti specifici per la ritardata maturazione del calcestruzzo superficiale.

Comunque in fase di progettazione si prevede un ritiro pari a:
$\varepsilon=0.00025$
che comprende sia l'essiccamento sia il ritiro autogeno.
Per il calcolo degli sforzi da ritiro si è utilizzato un modulo elastico del calcestruzzo ridotto del 50% per motivi di fluage e viscosità del calcestruzzo in fase di maturazione.
Il solettone è appoggiato sul cassone e vincolato nel suo piano tramite dei monconi verticali θ12/400mm, che collegano la sovrastruttura al cassone sottostante.
I monconi danno un vincolo cedevole nelle due direzioni orizzontali.
Per le verifiche delle azioni termiche si è applicato un coefficiente di dilatazione αT di 10x10-6/°C.

2. VERIFICA SOVRASTRUTTURA SUI CASSONI N1-N18

Nella figura seguente si riporta la carpenteria della sovrastruttura.

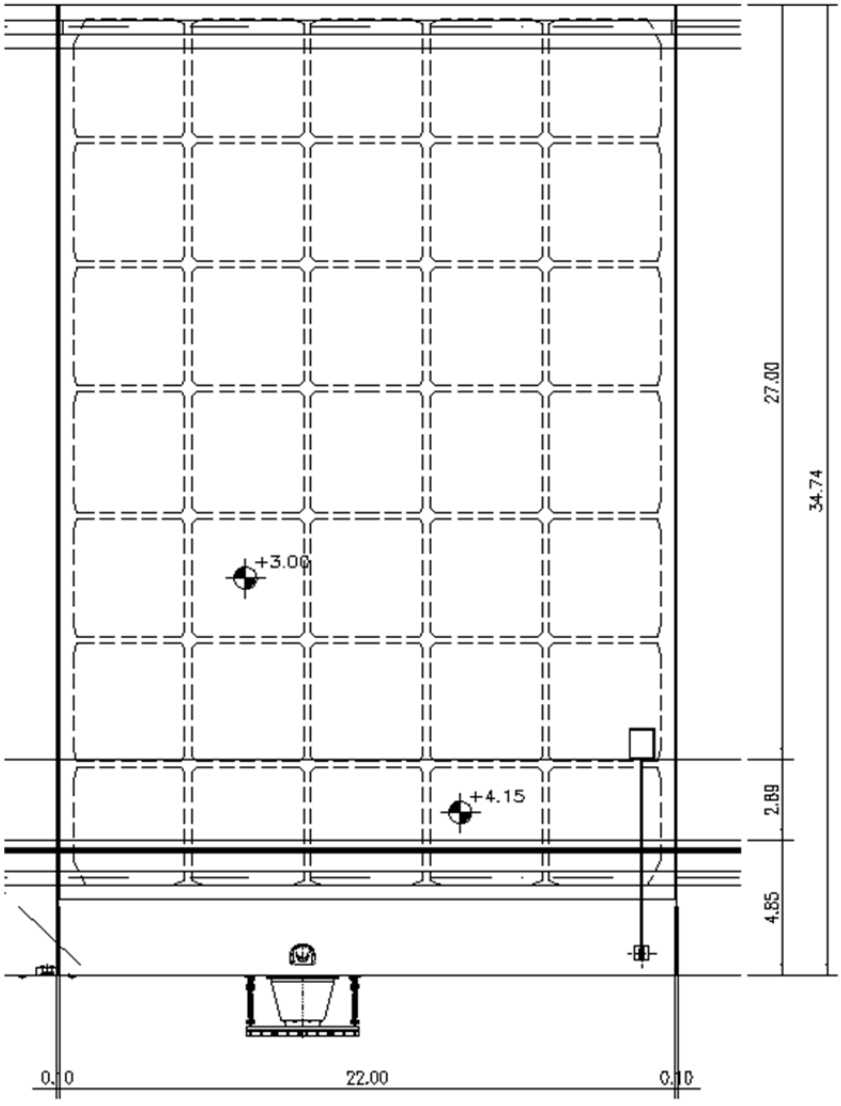


FIG. 2.1 - CARPENTERIA CONCIO TIPO SOVRASTRUTTURA CASSONI BANCHINA CONTAINER - PIANTA

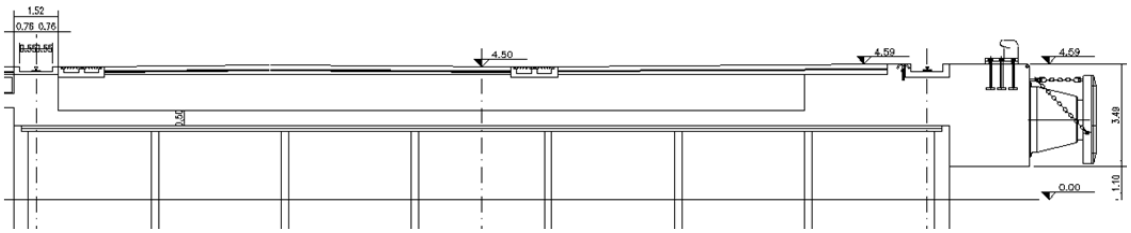


FIG. 2.2 - CARPENTERIA CONCIO TIPO SOVRASTRUTTURA CASSONI - SEZIONE TRASVERSALE

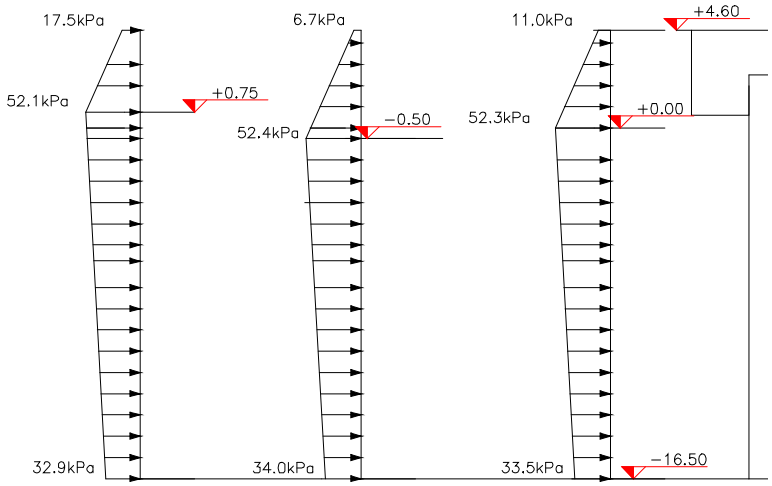


FIG. 2.3 - CASSONE D'ANGOLO - CRESTA D'ONDA (H_S=3.8M) - TR=250ANNI - CASSONE A Q.TA-16.50

Si procede al calcolo della sovrastruttura utilizzando un modello a piastra appoggiata sui setti verticali e soggetto alle azioni di progetto.

La lastra é anche vincolata orizzontalmente con delle molle che simulano la presenza dei monconi di ripresa di collegamento fra la sovrastruttura e il cassone.

Il modello è stato implementato con il codice di calcolo SAP 2000.

Nella figura seguente è rappresentato lo schema statico della sovrastruttura.

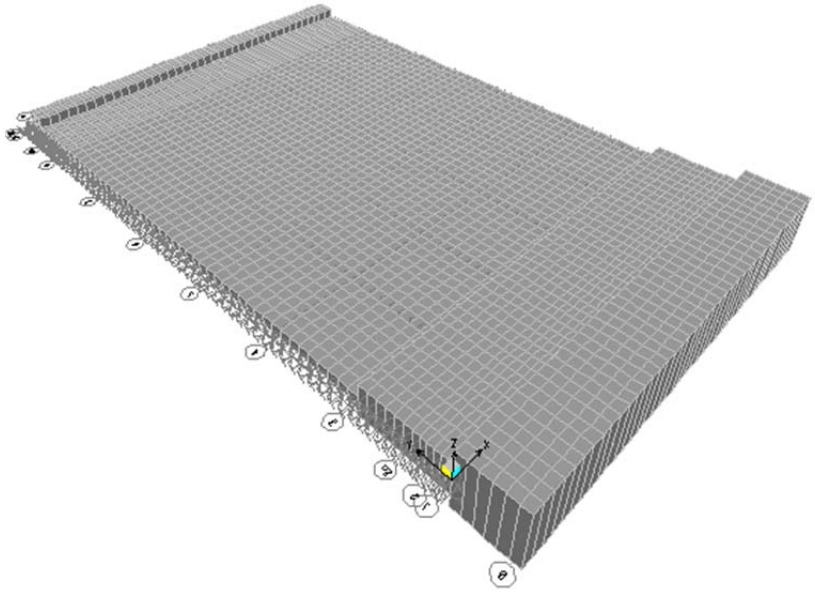


FIG. 2.4 - SCHEMA STATICO SOVRASTRUTTURA SU CASSONI N1-N18

2.1. **Verifiche agli Stati Limite Ultimi (SLU)**

Sono state esaminate le seguenti combinazioni di carico:

COMBINAZIONI A S.L.U. - Fase di esercizio

Combinazioni Azioni verticali

a) 1.3pp+1.5ScG
b) 1.3pp+1.5ScG+1.5x0.7G(lato mare)
c) 1.3pp+1.5ScG+1.5x0.7G(lato terra)
d) 1.3pp+1.5G(lato mare)
e) 1.3pp+1.5G(lato mare)+1.5x1xScG
f) 1.3pp+1.5G(lato terra)
g) 1.3pp+1.5G(lato terra)+1.5x1xScG
h) 1.3pp+1.5dT(+)+1.5x1xScG
i) 1.3pp+1.5dT(+)+1.5x0.7xG(lato mare)+1.5x1xScG
j) 1.3pp+1.5dT(+)+1.5x0.7xG(lato terra)+1.5x1xScG
k) 1.3pp+1.5dT(-)+1.5x1xScG
l) 1.3pp+1.5dT(-)+1.5x0.7xG(lato mare)+1.5x1xScG
m) 1.3pp+1.5dT(-)+1.5x0.7xG(lato terra)+1.5x1xScG

Combinazioni Azioni orizzontali

n) 1.0pp+1.5TB
o) 1.0pp+1.5P

p)1.0pp+1.5Cr

Combinazioni Sismiche

Le combinazioni sismiche sono ampiamente coperte dalle altre verifiche agli stati limite ultimi. Infatti l'accelerazione orizzontale di 0.036g dà luogo ad uno sforzo orizzontale pari a circa 1196kN (33231kN x 0.036) che è minore del tiro bitta di 3000kN (1.5x1500kN). Lo sforzo verticale, con 0.018g, è pari a 598kN che equivale all'incirca a 0.8kPa (598kN /22/32) di sovraccarico verticale.

Dove:

pp - peso proprio (azione permanente)

ScG - sovraccarico gravante (azione variabile)

Cr - cresta d'onda (azione variabile)

TB - tiro bitta

P - parabordo

G - Gru

dT - delta temperatura

Essendo presenti giunti di 2cm fra i conci di sovrastruttura non si è preso in considerazione l'effetto termico di allungamento/accorciamento. Infatti l'allungamento della sovrastruttura nel senso della larghezza di 22m è pari a:

$\Delta l = 5°C \times (10 \times 10^{-6}) \times 22 = 0.0011m = 1mm$

Di seguito si riporta uno schema identificativo della sovrastruttura:

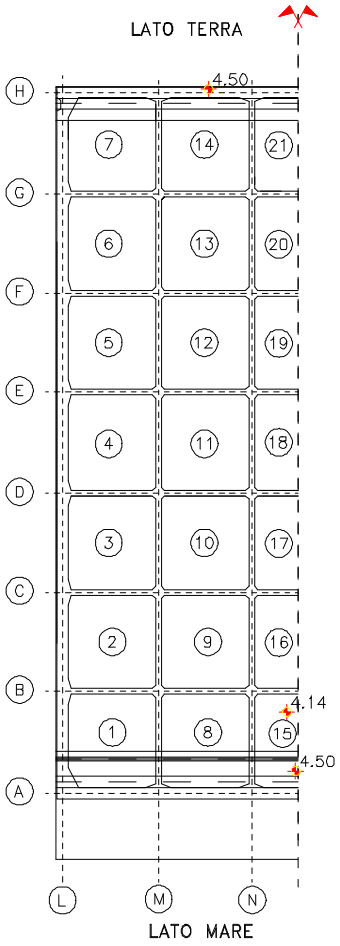


FIG. 2.5 - SCHEMA IDENTIFICATIVO SOVRASTRUTTURA SU CASSONI

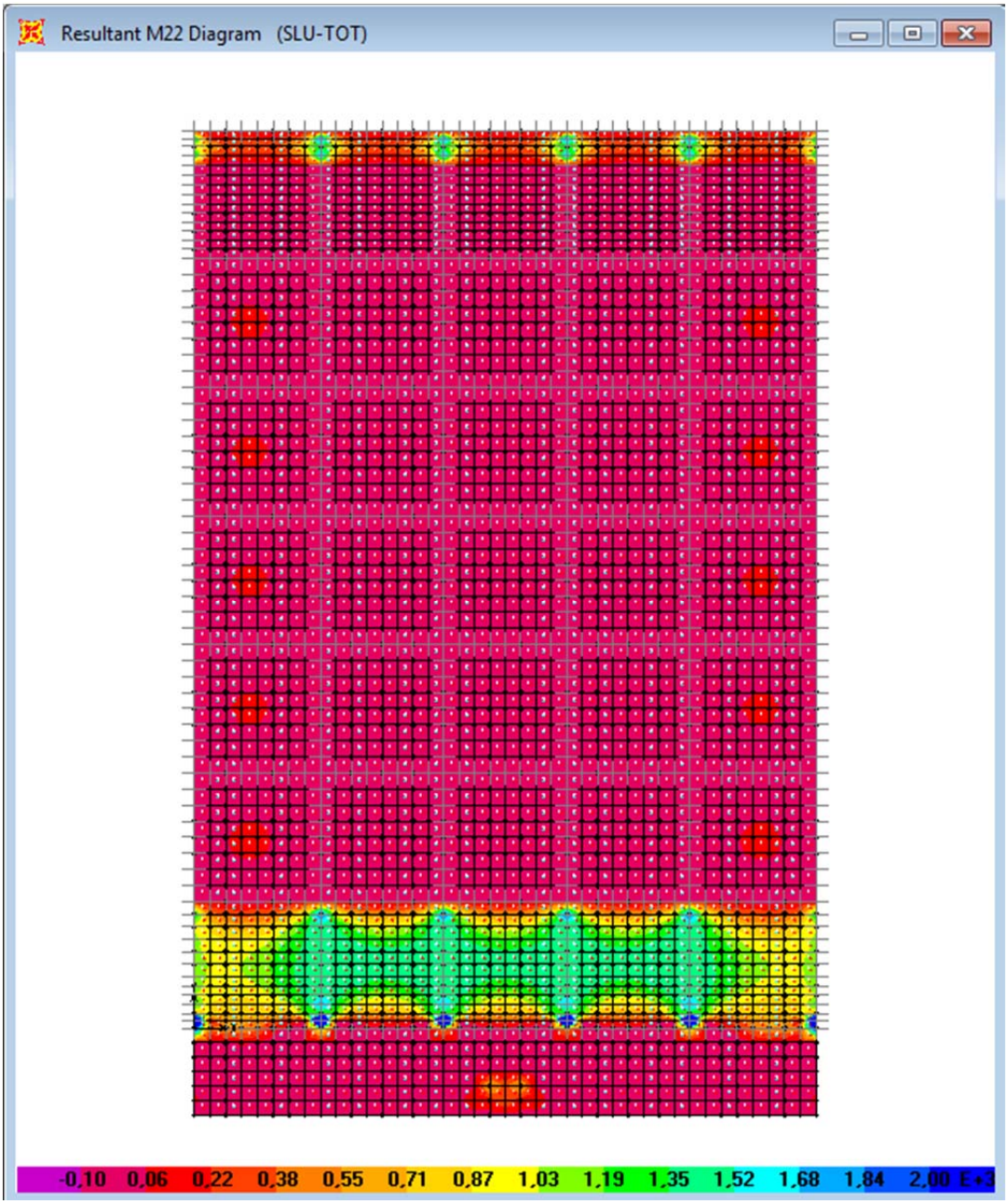


FIG. 2.6 - INVILUPPO M22_MAX - CASSONI CORRENTI [KNM/M]

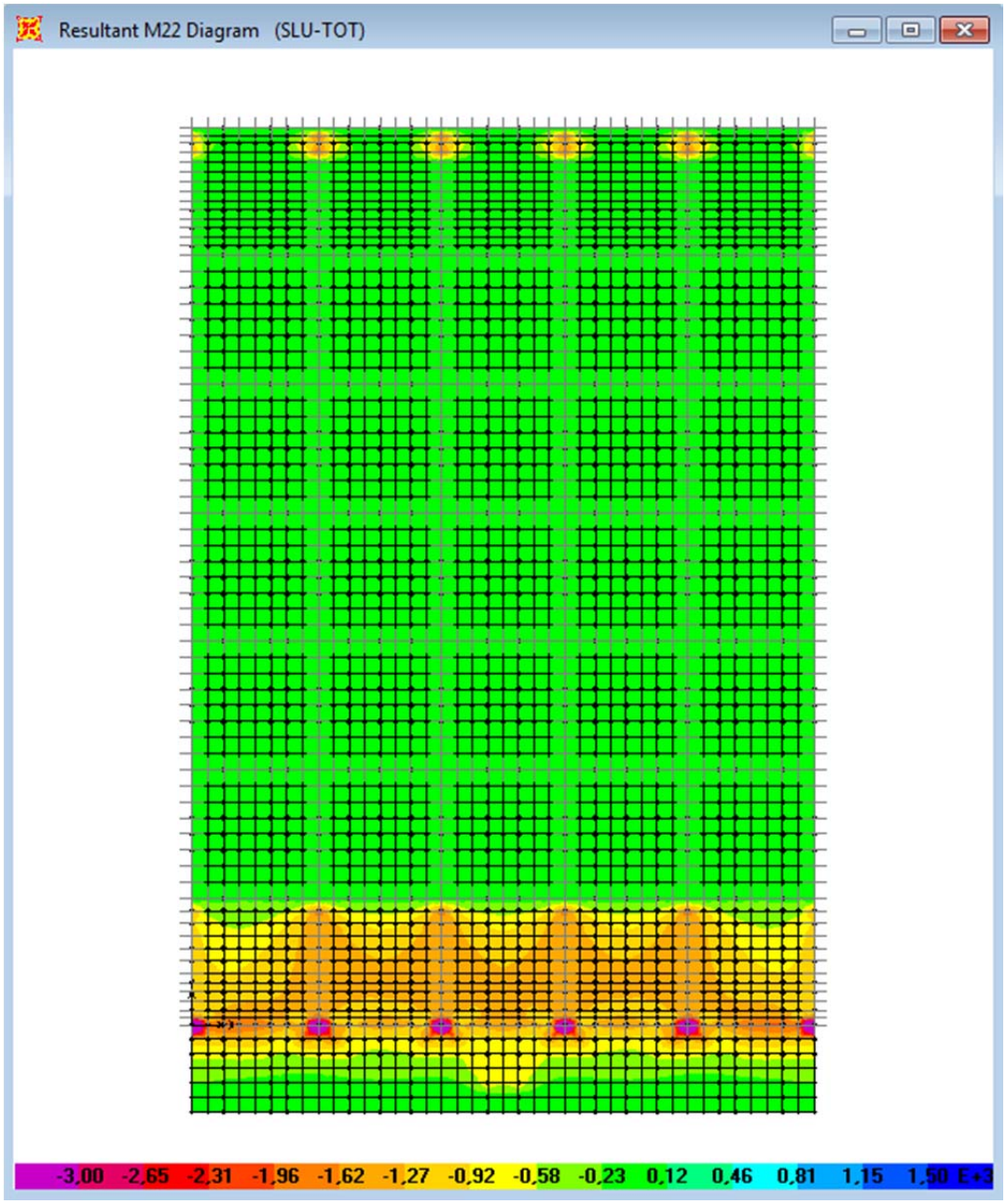


FIG. 2.7 - INVILUPPO M22_MIN - CASSONI CORRENTI [KNM/M]

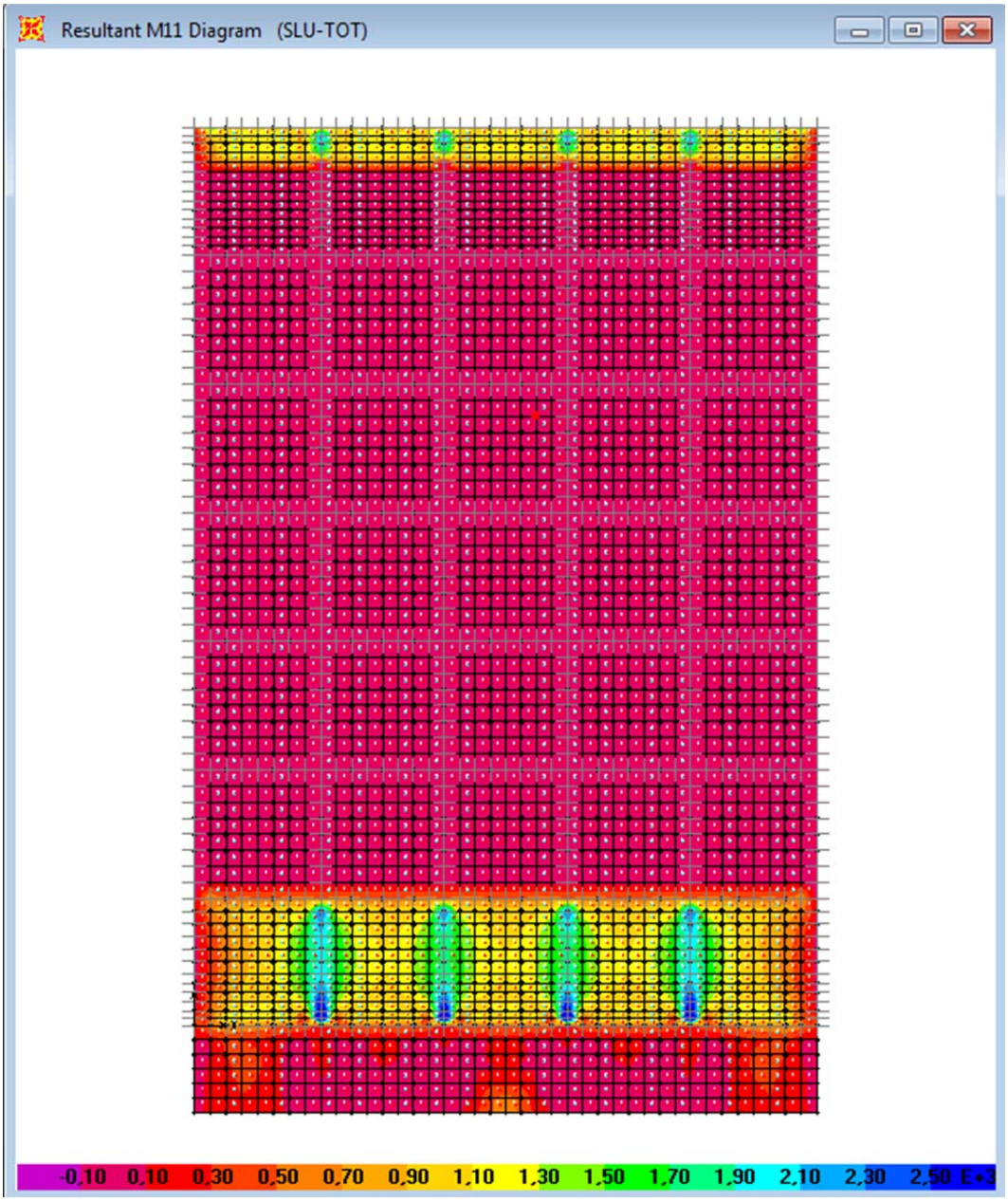


FIG. 2.8 - INVILUPPO M11_MAX - CASSONI CORRENTI [KNM/M]

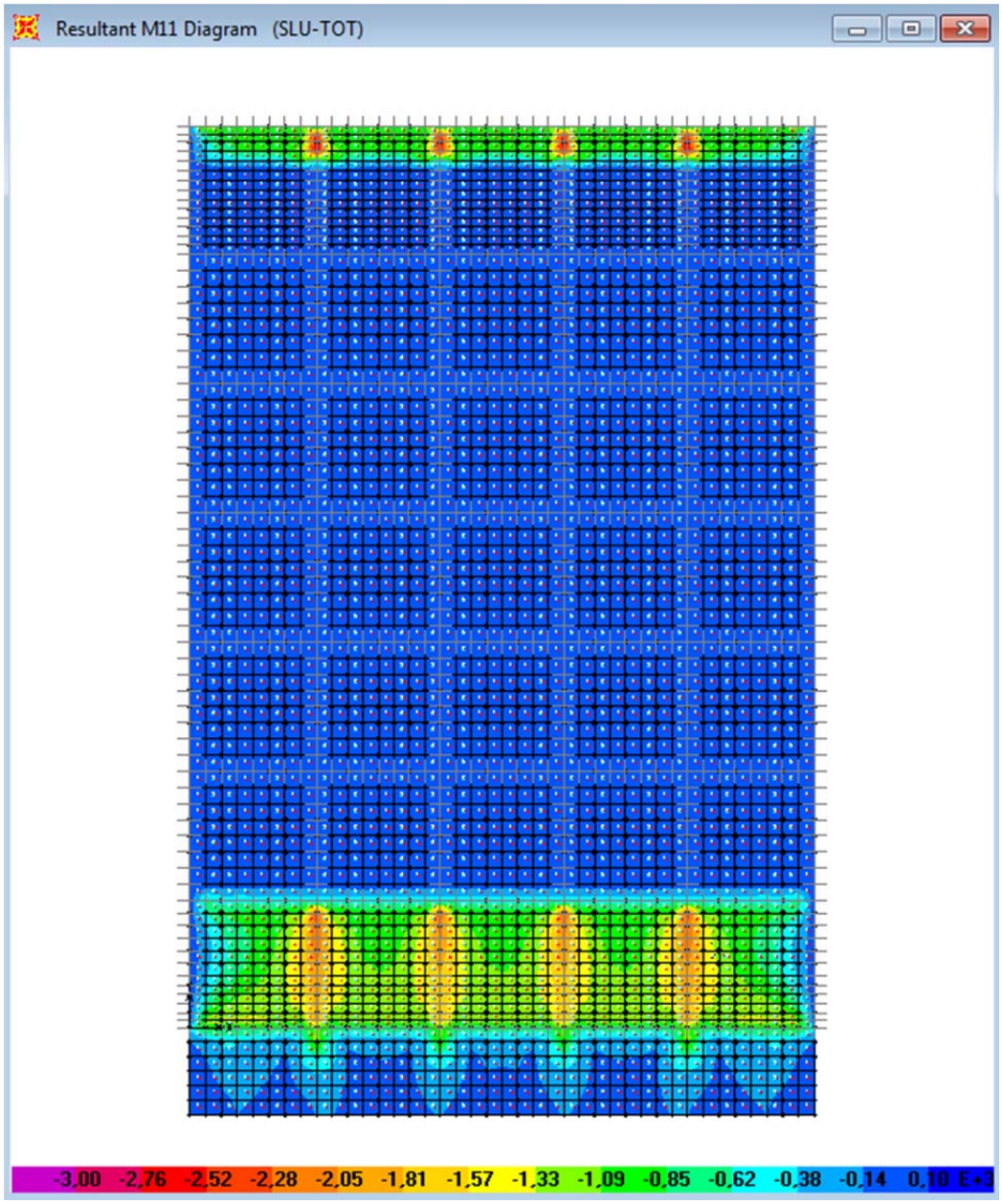


FIG. 2.9 - INVILUPPO M11_MIN - [KNM/M]

Le combinazioni più sfavorevoli per quanto riguarda gli stati limite ultimi sono elencate nella seguente tabella.

Sezione	Sollecitazioni			Sezione		Armatura				Copriferro netto		Momento Resist.	FS
	Msd		Nsd	B	H	Inferiore		Superiore		Inf	Sup		
		[kNm]	[kN]	[m]	[m]	Tipo1	Tipo2	Tipo1	Tipo2	[cm]	[cm]	Mrd	Mrd/Msd
Sbalzo lato mare trasv. corrisp. Bitta (intorno Asse A)- M22	M-	-1300	+800	1.0	3.4	2.5Ø16		5Ø24		5	5	-1596	1.23
	M+	+350	+800	1.0	3.4	2.5Ø16		5Ø24		5	5	+666	1.90
Sbalzo lato mare senso long. corrisp. Bitta (Assi M-N)- M11	M-	+230	+650	1.0	3.4	5Ø20		5Ø20		6.4	6.4	+954	4.15
	M-	-600	+650	1.0	3.4	5Ø20		5Ø20		6.4	6.4	-954	1.59
Sbalzo lato mare senso long. corrente (Assi M-N)- M11	M+	+230	+650	1.0	3.4	5Ø20		5Ø20		6.4	6.4	+954	4.15
	M-	-600	+650	1.0	3.4	5Ø20		5Ø20		6.4	6.4	-954	1.59
Trave gru lato mare senso trasversale (intorno asse A) - M22	M+	+1400		1.0	1.70	5Ø24		5Ø24		5	5	+1429	1.02
	M-	-1300		1.0	1.70	5Ø24		5Ø24		5	5	-1429	1.10
Trave gru lato mare senso longitudinale - M11	M+	+1800		1.0	2.00	Per verifiche orditura longitudinale trave gru vedere sotto							
	M-	-2000		1.0	2.00								
Soletta Celle 1-2-3-4-5-6-7 Assi B-C-D-E-F-G - M22	M+	+70		1.0	0.5	2.5Ø18		2.5Ø18		5	5	+118	1.69
	M-	-150		1.0	0.5	2.5Ø18		2.5Ø18	2.5Ø18	5	5	-218	1.45
Soletta Celle da 8 a 21 Assi B-C-D-E-F-G - M22	M+	+50		1.0	0.5	2.5Ø18		2.5Ø18		5	5	+118	2.36
	M-	-100		1.0	0.5	2.5Ø18		2.5Ø18	2.5Ø16	5	5	-198	1.98
Soletta Celle da 1 a 21 Assi M-N - M11	M+	+60		1.0	0.5	2.5Ø18		2.5Ø16		6.8	6.8	+115	1.92
	M-	-120		1.0	0.5	2.5Ø18		2.5Ø16	2.5Ø18	6.8	6.8	-195	1.63
Trave gru lato terra senso trasversale (intorno asse H) - M22	M+	+350		1.0	1.70	2.5Ø18		2.5Ø14		5	5	+408	1.17
	M-	-100		1.0	1.70	2.5Ø18		2.5Ø14		5	5	-253	2.53
Trave gru lato terra senso longitudinale - M11	M+	+1800		1.0	2.00	Per verifiche orditura longitudinale trave gru vedere sotto							
	M-	-2000		1.0	2.00								
NB: I momenti positivi tendono le fibre inferiori, i momenti negativi tendono le fibre superiori. N positivo trazione. N negativo compressione													

TAB. 2.1- SOVRASTRUTTURA - VERIFICHE CEMENTO ARMATO AGLI SLU

Orditura a flessione trave (SLU) - Gru lato mare

La trave gru lato mare è inglobata nella sovrastruttura. La larghezza della scassa per la trave gru è pari a 500mm

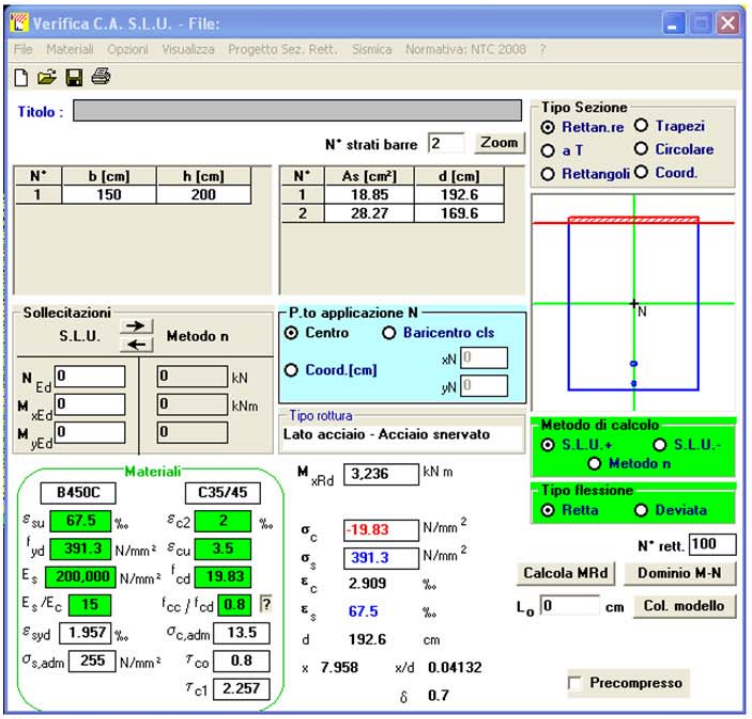
B= 1.5m, H=1.7m (altezza al di sotto la rotaia)/2m (altezza da +4.5 a +2.5 circa)

Si predispone:

orditura superiore : 6Φ20 ai lati della scassa della trave gru (tre a lato) + 9Φ20 sotto la scassa

orditura inferiore : uno strato con 12Φ20

Di seguito si riportano le verifiche agli SLU:



M_{sd}=-2000kNm/m x 1.5=-3000kNm (fibre superiori), M_{rd}=3236kNm
M_{sd}=+1800kNm/m x 1.5=+2700kNm (fibre inferiori), M_{rd}=2784kNm
Orditura a flessione trave - Gru lato terra
Si predispone la stessa orditura come per la trave lato mare:
M_{sd}=-2000kNm/m x 1.5=-2775kNm (fibre superiori), M_{rd}=3236kNm
M_{sd}=+1800kNm/m x 1.5=+2700kNm (fibre inferiori), M_{rd}=2784kNm
Orditura a taglio - Trave Gru

	Vsd	H	d1	A1	d2	A2	Crdc	K	fi1	fck	Fcd	σ_c	k1	vmin	Vrd,c	Vrd,cmin	**VRD**
	[KN]	[mm]	[mm]	[mmq]	[mm]	[mmq]									(kN)	(kN)	**(kN)**
Trave gru	**2000**	1700	1621	1570	79	1570	0.12	1.31	0.0008	35	19.8	0	0.15	0.31	433	605	**605**

Si dispone staffatura verticale:

	Orditura a taglio									acciaio	cls		
	p s(mm)	Asw	cot(teta)	cot(alfa)	sen(alfa)	z=0.9d (mm)	fywd	alfacw	v1	Vrd,s (kN)	Vrd,max (kN)	Vres [kN]	T/Vres
Trave gru lato terra	400	616	2.5	0	1.00	1729	391.0	1	0.5	2603	6101	2603	1.30

nel senso longitudinale 4 braccia del ϕ14 a passo 400mm

<u>Orditura a taglio - Sbalzo lato mare</u>

	Vsd	H	d1	A1	d2	A2	Crdc	k	fi1	fck	fcd	σ_c	k1	vmin	Vrd,c	Vrd,cmin	VRD
	[KN]	[mm]	[mm]	[mmq]	[mm]	[mmq]									(kN)	(kN)	(kN)
Sbalzo trasversale	1850	3500	3443	385	61	950	0.12	1.24	0.0001	35	19.8	0	0.15	0.29	375	986	986

Si dispone staffatura verticale:
nel senso trasversale 2.5 braccia del ϕ24 a passo 400mm.
Lo sbalzo lato mare è pari a 2.74m per cui con un passo di 400mm la resistenza a taglio è pari a
5(file di staffe) x 2.5 (numero di staffe) x 452mm^2(Φ24mm) x 391N/mm^2=2209kN > 1850kN

Orditura a taglio - Soletta

	Vsd	H	d1	A1	d2	A2	Crdc	k	fi1	fck	fcd	σ_c	k1	vmin	Vrd,c	Vrd,cmin	VRD
	[KN]	[mm]	[mm]	[mmq]	[mm]	[mmq]									(kN)	(kN)	(kN)
Zona riempimento trasversale	220	500	441	635	59	1270	0.12	1.67	0.0014	35	19.8	0	0.15	0.45	152	198	198
Zona riempimento longitudinale	200	500	423	635	83	1270	0.12	1.69	0.0015	35	19.8	0	0.15	0.45	149	192	192

Si dispongono delle legature composte da un cavalletto composto da barre del **2ϕ12** con passo 200x400mm.

	Orditura a taglio									acciaio	cls		
	p s(mm)	Asw	cot(teta)	cot(alfa)	sen(alfa)	z=0.9d (mm)	fywd	alfacw	v1	Vrd,s (kN)	Vrd,max (kN)	Vres [kN]	T/Vres
Zona riempimento trasv. Bordo	200	282.5	2.5	0	1.00	396.9	391	1	0.5	548	1,401	548	2.49
Zona riempimento long.	200	282.5	2.5	0	1.00	380.7	391	1	0.5	526	1,343	526	2.63

2.2. **Calcolo e verifica dell'armatura in prossimità della bitta**

Il tiro bitta è pari a 1500 kN ed è applicato alla quota di +5.10 l.m.m.

2.2.1. Verifica armatura di ancoraggio

Il tiro della bitta viene affidato ad un'armatura di ancoraggio costituita dai ferri elencati nella seguente tabella. Tali ferri, per ciascuno dei quali si riporta l'angolo di inclinazione nel piano orizzontale e verticale e l'area proiettata in direzione del tiro bitta, servono a condurre la forza di trazione all'armatura del solettone. Nella tabella seguente sono state calcolate le aree proiettate nelle varie direzioni di tiro considerate.

N° ferri	N° bracci	ϕ [mm]	α_{orizz}°	α_{vert}°	Area proiettata [mm^2] direzione del tiro			
					90°/-20°	90°/+70°	180°/0°	180°/+70°
5	2	24	0	90	0	4520	0	4520
2	2	30	90	0	0	0	2828	967
1	2	30	30	10	1133	413	348	121
1	2	30	30	6.9	1142	416	351	120
3	2	30	35	20	3068	1117	1143	391
2	2	30	40	23	1874	682	837	286
1	2	30	40	20	956	348	427	146
Totale area proiettata					**8173**	**7496**	**5934**	**6551**

La forza di trazione di calcolo vale:

N_{sd} = 1.5 x 1500 = 2250 kN

L'area resistente necessaria vale:

$A_s = N_{rd} / f_{yd} = 2250x10^3 / 391.3 = 5750$ mm^2

L'area resistente nelle varie direzioni di tiro è verificata con fattore di sicurezza di 1.03.

2.2.2. Verifica dell'orditura della sovrastruttura in zona bitta

Il tiro della bitta viene trasmesso ai ferri del solettone dall'armatura di ancoraggio e viene affidato interamente ad un'armatura disposta nella zona di influenza della bitta stessa. Considerando la diffusione del tiro attraverso il solettone, tale zona si considera estesa per circa 1.30 m per parte rispetto all'asse della bitta.

Si adotta pertanto una armatura costituita da 12Φ26 (As = 6372mm^2) disposta intorno alla bitta con passo di 200 mm.

La forza di trazione di calcolo vale:

N_{sd} = 1.5 x 1500 = 2250 kN

La forza di trazione resistente vale:

$N_{rd} = A_s \times f_{yd} = 6372 \times 391.3 / 10^3 = 2493$ kN

La verifica è soddisfatta e il fattore di sicurezza vale 1.11.

2.2.3. Verifica armatura pareti esterne sovrastruttura

I conci di sovrastruttura vengono schematizzati come una trave rigida in cui i tiri delle bitte vengono contrastati dalla reazione distribuita sul cassone. Le bitte sono distribuite in posizioni diverse nei vari conci per cui si esegue la verifica per il caso della bitta in asse alla sovrastruttura e con la bitta a distanza 2m dal filo esterno della sovrastruttura.
Il tiro bitta è pari a 1500kN.
Verifica a stato limite ultimo
Si considera un tiro bitta pari a F = 1.5 x 1500 = 2250 kN.

	M [kNm] lato mare	M[kNm] lato terra	V[kNm]
Bitta in asse sovrastruttura	6188	0	1125
Bitta 2.0m dal bordo sovrast.	677	4214	1589

Verifica a momento mare:
M_{sd} = 6188 kNm
B = 2.0 mH = 7.70 mH1 = 7.616 mH2 = 0.084 m
AF1 = 2512 mm^2(8 Φ 20)
AF2 = 1570 mm^2(5 Φ 20)
M_{rd} = 7452 kNm > M_{sd}
Verifica a momento terra:
M_{sd} = 4214 kNm
B = 2.0 mH = 7.70 mH1 = 7.616 m H2 = 0.084 m
AF1 = 1570 mm^2(5 Φ 20)
AF2 = 2512 mm^2(8 Φ 20)
M_{rd} = 4662 kNm > M_{sd}
Verifica a taglio:
V_{sd}= 1589 kN
La massima forza che può essere sopportata da un elemento senza specifica orditura a taglio risulta:

	Nsd	H	d1	A1	d2	A2	T	Crdc	k	fi1	fck	fcd	σ_c	k1	vmin	Vrd,c	Vrd,cmin	VRD

	[KN]	[mm]	[mm]	[mmq]	[mm]	[mmq]	(kN/m)									(kN)	(kN)	(kN)
sovrastrutturra	0	7700	7616	1570	0	1570	794.5	0.12	1.16	0.0002	35	19.8	0	0.15	0.26	953	1,975.45	1,975

V_{rd}=2 x 1975=3950kN

Pertanto non è necessario predisporre una specifica orditura a taglio.

Verifica a stato limite di esercizio - combinazione frequente

Si considera un tiro bitta pari a F = 1.0 x 0.2 x 1500 = 300 kN.

Il valore limite di apertura delle fessure è stato assunto pari a 0.20 mm

Verifica a momento mare:

M = 825 kNm

B = 2.00 mH = 7.70 mH1 = 7.616 mH2 = 0.084 m

Passo 200mmCopriferro 74mm

AF1 = 2512 mm^2(8 Φ 20)

AF2 = 1570 mm^2(5 Φ 20)

σ_c = 0.2 N/mm2 σ_s = 43 N/mm2w = 0.052 mm

Verifica a momento interno:

M = 562 kNm

B = 2.00 mH = 7.70 mH1 = 7.616 mH2 = 0.084 m

Passo 200mmCopriferro 74mm

AF1 = 1570 mm^2(5 Φ 20)

AF2 = 2512 mm^2(8 Φ 20)

σ_c = 0.2 N/mm2 σ_s = 47 N/mm2w = 0.073 mm

I conci di sovrastruttura sui cassoni A2-A3 sono di lunghezza 17.53m anziché di 32.08m con la bitta a distanza di 4m circa dal filo esterno della sovrastruttura.

Il tiro bitta è pari a 1500kN.

Verifica a stato limite ultimo

Si considera un tiro bitta pari a F = 1.5 x 1500 = 2250 kN.

	M [kNm] lato mare	M[kNm] lato terra	V[kNm]
Bitta 4.0m dal bordo sovrast.	2450	621	1160

<u>Verifica a momento mare:</u>

M_{sd} = 2450 kNm
B = 2.0 mH = 7.70 mH1 = 7.616 mH2 = 0.084 m
AF1 = 1232 mm^2(8 Φ 14)
AF2 = 770 mm^2(5 Φ 14)
M_{rd} = 3655 kNm > M_{sd}
Verifica a momento terra:
M_{sd} = 2286 kNm
B = 2.0 mH = 7.70 mH1 = 7.616 m H2 = 0.084 m
AF1 = 770 mm^2(5 Φ 14)
AF2 = 1232 mm^2(8 Φ 14)
M_{rd} = 2286 kNm > M_{sd}
Verifica a stato limite di esercizio - combinazione frequente
Si considera un tiro bitta pari a F = 1.0 x 0.2 x 1500 = 300 kN.
Il valore limite di apertura delle fessure è stato assunto pari a 0.20 mm
Verifica a momento mare:
M = 326 kNm
B = 2.00 mH = 7.70 mH1 = 7.616 mH2 = 0.084 m
Passo 200mmCopriferro 74mm
AF1 = 1232 mm^2(8 Φ 14)
AF2 = 770 mm^2(5 Φ 14)
σ_c = 0.1 N/mm^2 σ_s = 35 N/mm^2w = 0.04 mm
Verifica a momento interno:
M = 83 kNm
B = 2.00 mH = 7.70 mH1 = 7.616 mH2 = 0.084 m
Passo 200mmCopriferro 74mm
AF1 = 770 mm^2(5 Φ 14)
AF2 = 1232 mm^2(8 Φ 14)
σ_c = 0.04 N/mm^2 σ_s = 14 N/mm^2w = 0.02 mm

2.2.4. Verifiche agli Stati Limite di Esercizio (SLE)

Si verifica la fessurazione per le combinazioni di servizio frequenti e rare in conformità con la normativa vigente.

Le combinazioni più sfavorevoli per quanto riguarda gli stati limite di esercizio sono riportati nella seguente tabella.

COMBINAZIONI A S.L.E. (frequenti) - Fase di esercizio

Combinazioni Azioni verticali

a) 1.0pp+0.9ScG
b) 1.0pp+0.9ScG+0.6G(lato mare)
c) 1.0pp+0.9ScG+0.6G(lato terra)
d) 1.0pp+0.7G(lato mare)
e) 1.0pp+0.7G(lato mare)+0.8ScG
f) 1.0pp+0.7G(lato terra)
g) 1.0pp+0.7G(lato terra)+0.8ScG

Combinazioni Azioni orizzontali

h) 1.0pp+0.2TB
i) 1.0pp+0.2P
j) 1.0pp+0.2Cr

COMBINAZIONI A S.L.E. (rare) - Fase di esercizio

Combinazioni Azioni verticali

a) 1.0pp+1.0ScG
b) 1.0pp+1.0ScG+0.7G(lato mare)
c) 1.0pp+1.0ScG+0.7G(lato terra)
d) 1.0pp+1.0G(lato mare)
e) 1.0pp+1.0G(lato mare)+1.0ScG
f) 1.0pp+1.0G(lato terra)
g) 1.0pp+1.0G(lato terra)+1.0ScG
h) 1.0pp+0.6dT(+)+1.0xScG
i) 1.0pp+0.6dT(+)+0.7xG(lato mare)+1.0xScG
j) 1.0pp+0.6dT(+)+0.7xG(lato terra)+1.0xScG
k) 1.0pp+0.6dT(-)+1.0xScG
l) 1.0pp+0.6dT(-)+0.7xG(lato mare)+1.0xScG
m) 1.0pp+0.6dT(-)+0.7xG(lato terra)+1.0xScG

Combinazioni Azioni orizzontali

n) 1.0pp+0.6TB
o) 1.0pp+0.6P
p) 1.0pp+0.7Cr

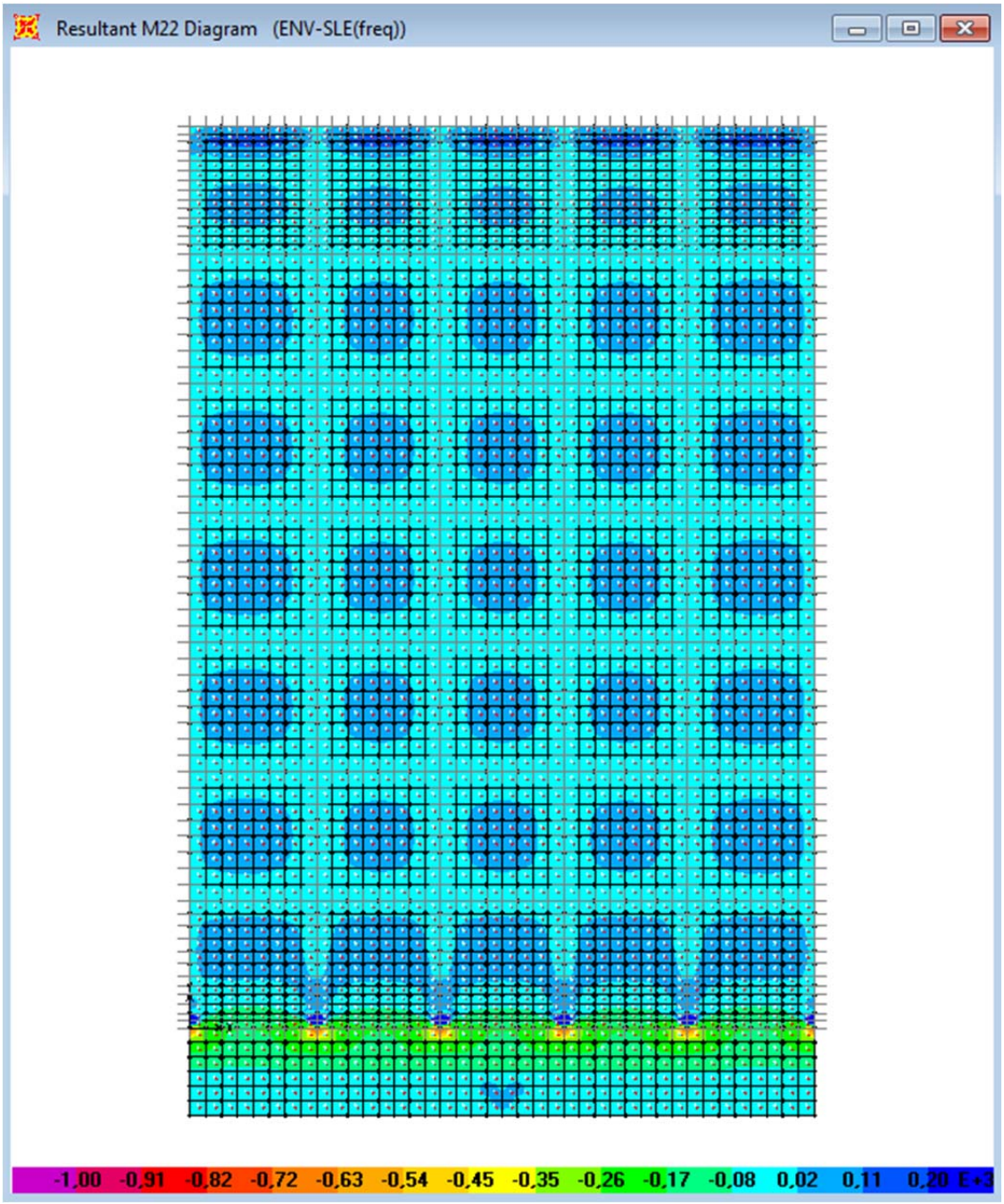


FIG. 2.10 - INVILUPPO M22_MAX (SLE-FREQ) - [KNM/M]

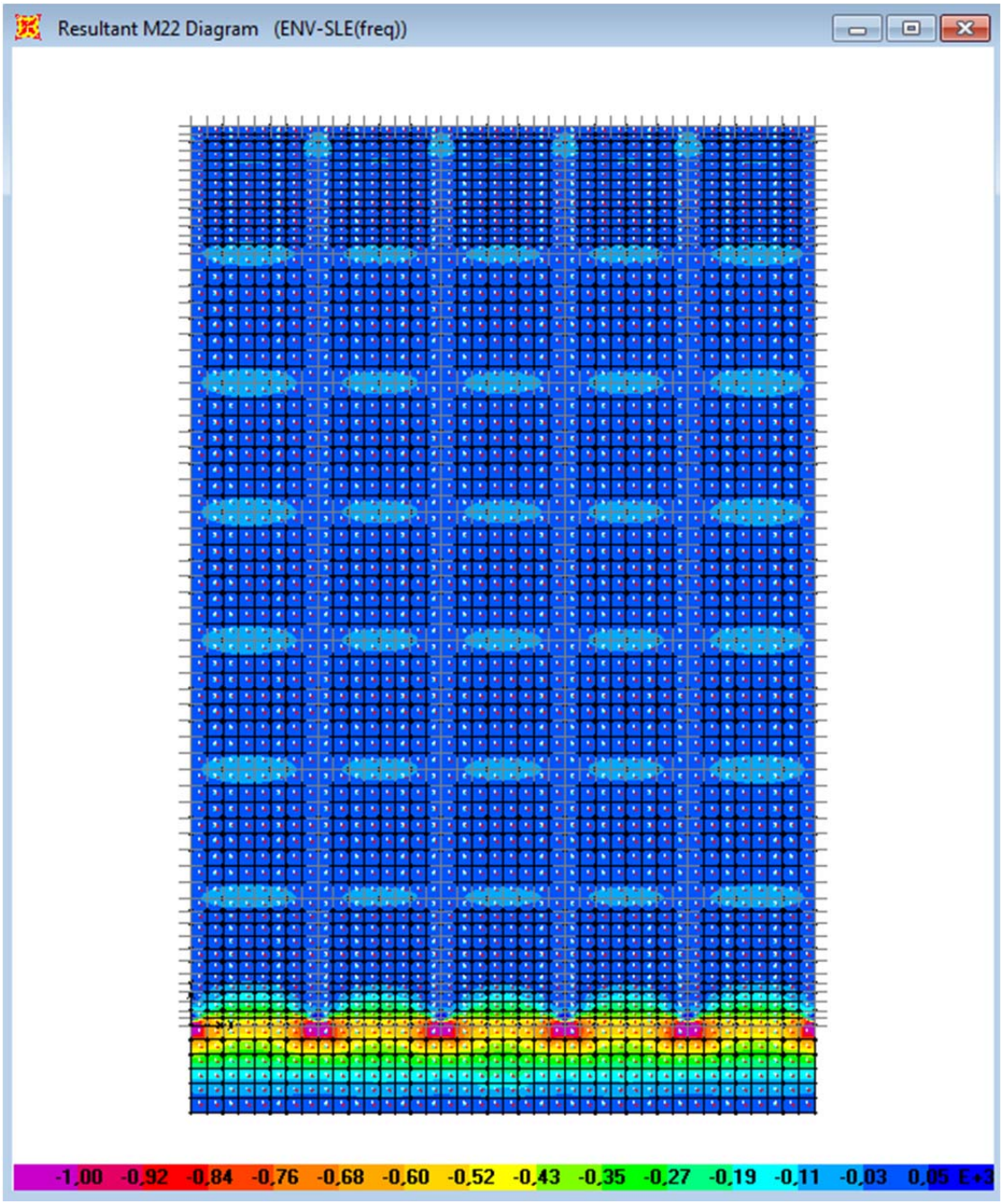


FIG. 2.11 - INVILUPPO M22_MIN(SLE-FREQ) - [KNM/M]

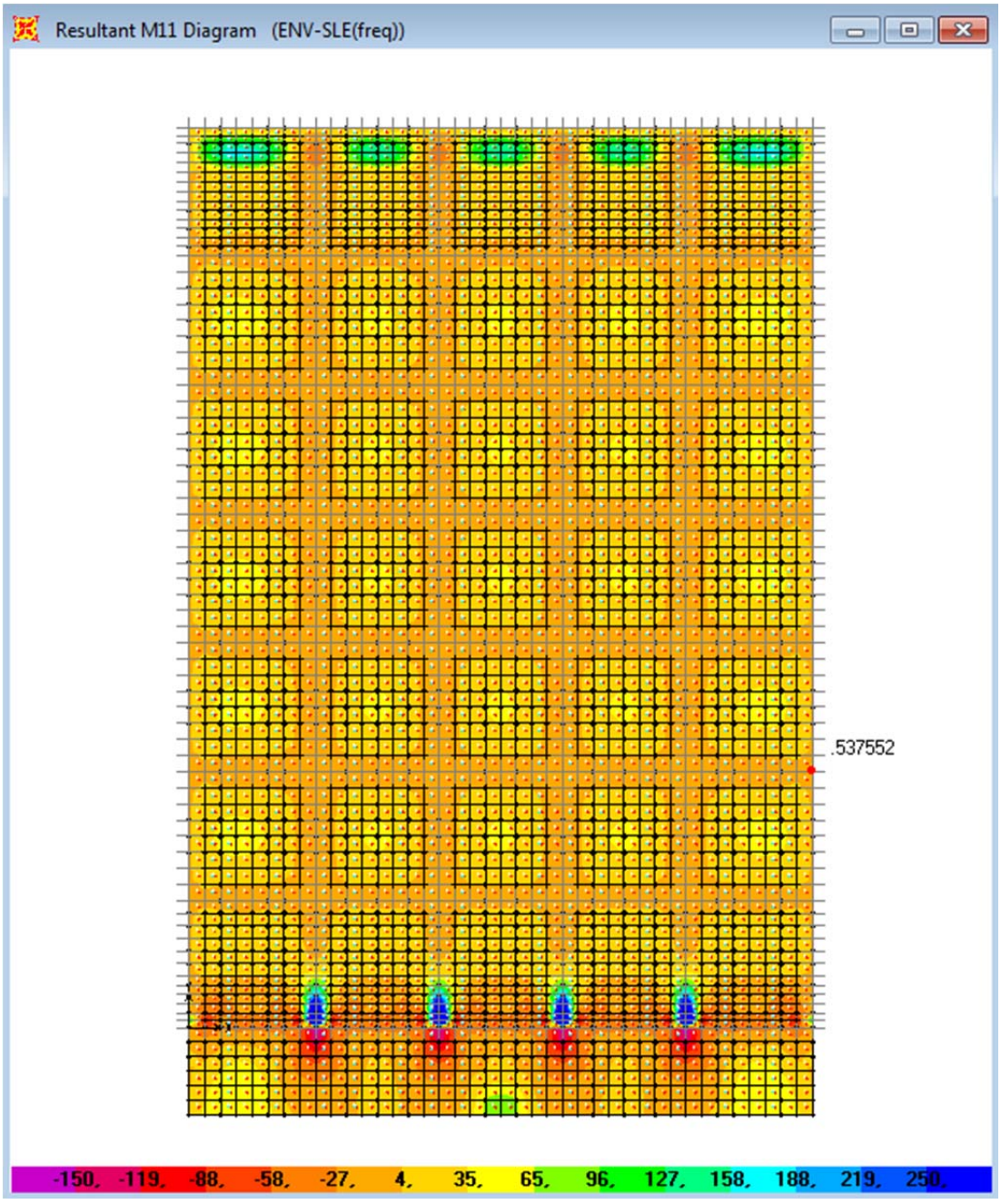


FIG. 2.12 - INVILUPPO M11_MAX (SLE-FREQ)-[KNM/M]

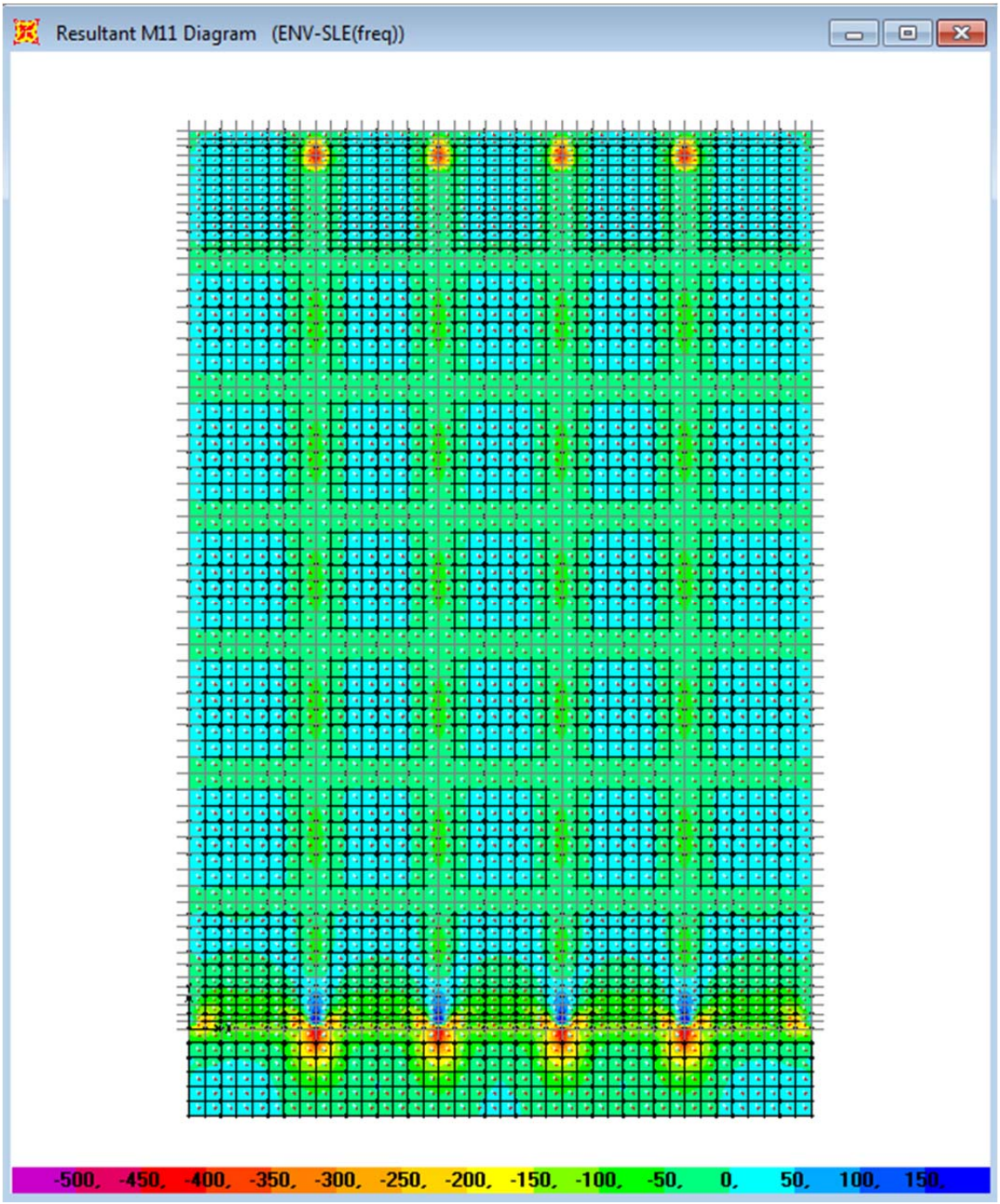


FIG. 2.13 - INVILUPPO M11_MIN(SLE-FREQ)- [KNM/M]

Le combinazioni più sfavorevoli per quanto riguarda gli stati limite d'esercizio (combinazioni frequenti) sono elencate nella seguente tabella.

Sezione	Sollecitazioni			Sezione		Armatura				Copriferro				
	Msd		Nsd	B	H	Inferiore		Superiore		Inf	Sup	σ_c	σ_s	w
		[kNm]	[kN]	[m]	[m]	T1		T1	T2	[cm]	[cm]	[MPa]	[MPa]	[mm]
Sbalzo lato mare trasv. corrisp. Bitta (int. Asse A) - M22	M-	-550	+100	1.0	3.4	2.5Ø16		5Ø24		5	5	0.7	95	0.082
	M+	+25	+100	1.0	3.4	2.5Ø16		5Ø24		5	5	-	112	0.131
Sbalzo lato mare senso long. corrisp. Bitta (Assi M-N) -M11	M+	+75	+30	1.0	3.4	5Ø20		5Ø20		6.4	6.4	0.1	24	0.024
	M-	-		1.0	3.4	5Ø20		5Ø20		6.4	6.4			
Sbalzo lato mare senso longitudinale corrente (Assi M-N) - M11	M+	+60	+100	1.0	3.4	5Ø20		5Ø20		6.4	6.4	-	43	0.043
	M-	-400	+100	1.0	3.4	5Ø20		5Ø20		6.4	6.4	0.5	108	0.108
Trave gru lato mare senso trasversale (intorno asse A)-M22	M+	+100		1.0	1.70	5Ø24		5Ø24		5	5	-	43	0.043
	M-	-500		1.0	1.70	5Ø24		5Ø24		5	5	1.9	140	0.121
Trave gru lato mare senso long. -M11	M+	+530		1.0	2.00	Per verifiche orditura longitudinale trave gru vedere sotto								
	M-	-430		1.0	2.00									
Soletta Celle 1-2-3-4-5-6-7 Assi B-C-D-E-F-G - M22	M+	+45		1.0	0.5	2.5Ø18		2.5Ø18		5	5	2.6	169	0.176
	M-	-100		1.0	0.5	2.5Ø18		2.5Ø18	2.5Ø18	5	5	4.2	192	0.171
Sol. Celle da 8 a 21 Assi B-C-D-E-F-G - M22	M+	+35		1.0	0.5	2.5Ø18		2.5Ø18		5	5	2.0	131	0.137
	M-	-75		1.0	0.5	2.5Ø18		2.5Ø18	2.5Ø16	5	5	3.3	160	0.151
Soletta Celle da 1 a 21 Assi M-N - M11	M+	+40		1.0	0.5	2.5Ø18		2.5Ø16		6.8	6.8	2.5	156	0.190
	M-	-85		1.0	0.5	2.5Ø18		2.5Ø16	2.5Ø18	6.8	6.8	4.1	189	0.178
Trave gru lato terra senso trasversale (int. asse H) - M22	M+	+150		1.0	1.70	2.5Ø18		2.5Ø14		5	5	1.1	146	0.177
	M-	-35		1.0	1.70	2.5Ø18		2.5Ø14		5	5	0.3	56	0.061
Trave gru lato terra senso long. - M11	M+	+170		1.0	2.00	Per verifiche orditura longitudinale trave gru vedere sotto								
	M-	-460		1.0	2.00									
NB: I momenti positivi tendono le fibre inferiori, i momenti negativi tendono le fibre superiori. N positivo trazione. N negativo compressione														

TAB. 2.2 - SOVRASTRUTTURA CASSONI - VERIFICHE CEMENTO ARMATO AGLI SLE(FREQUENTI)

Di seguito si riportano le verifiche agli Stati Limiti d'Esercizio della trave gru per le combinazioni frequenti:

Trave gru lato mare - Orditura superiore:

M=430kNm/m x 1.5m=645 kNm

B=1.5mH=2.00m

H1=1.926mA1=18.84cm^2(6Φ20)

H2=1.696mA2=28.26cm^2(9Φ20)

copriferro = 64mm, passo orditura = 200mm

σ_a = 88 N/mm^2σ_c = 1.4 N/mm^{2}w=0.098 mm

Trave gru lato mare - Orditura inferiore:

M=530kNm/m x 1.5m=795 kNm

B=1.0mH=2.00m

H1=1.926mA1=37.68cm^2(12Φ20)

copriferro = 64mm, passo orditura = 200mm

σ_a = 116 N/mm^2σ_c = 2.2 N/mm^{2}w=0.086 mm

Trave gru lato terra - Orditura superiore:

M=460kNm/m x 1.5m=690 kNm

B=1.5mH=2.00m

H1=1.926mA1=18.84cm^2(6Φ20)

H2=1.696mA2=28.26cm^2(9Φ20)

copriferro = 64mm, passo orditura = 200mm

σ_a = 94 N/mm^2σ_c = 1.5 N/mm^{2}w=0.105 mm

Trave gru lato terra - Orditura inferiore:

M=170kNm/m x 1.5m=255 kNm

B=1.0mH=2.00m

H1=1.926mA1=37.68cm^2(12Φ20)

copriferro = 64mm, passo orditura = 200mm

σ_a = 37 N/mm^2σ_c = 0.7 N/mm^{2}w=0.028 mm

COMBINAZIONI A S.L.E. (rare) - Fase di esercizio

Combinazioni Azioni verticali

a) 1.0pp+1.0ScG
b) 1.0pp+1.0ScG+0.7G(lato mare)
c) 1.0pp+1.0ScG+0.7G(lato terra)
d) 1.0pp+1.0G(lato mare)

e) 1.0pp+1.0G(lato mare)+1.0ScG
f) 1.0pp+1.0G(lato terra)
g) 1.0pp+1.0G(lato terra)+1.0ScG
h) 1.0pp+0.6dT(+)+1.0xScG
i) 1.0pp+0.6dT(+)+0.7xG(lato mare)+1.0xScG
j) 1.0pp+0.6dT(+)+0.7xG(lato terra)+1.0xScG
k) 1.0pp+0.6dT(-)+1.0xScG
l) 1.0pp+0.6dT(-)+0.7xG(lato mare)+1.0xScG
m) 1.0pp+0.6dT(-)+0.7xG(lato terra)+1.0xScG

Combinazioni Azioni orizzontali
n) 1.0pp+0.6TB
o) 1.0pp+0.6P
p) 1.0pp+0.7Cr

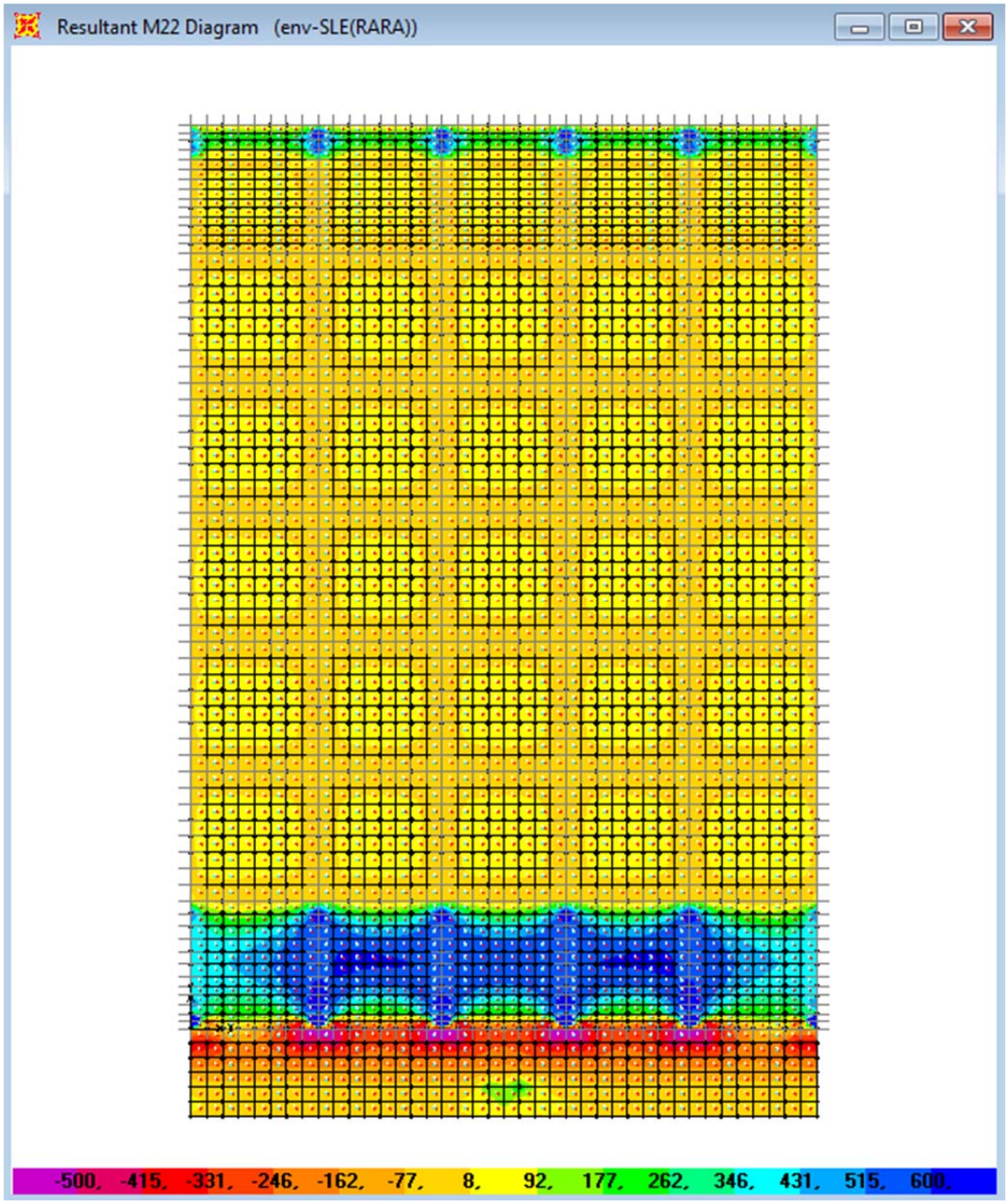


FIG. 2.14 - INVILUPPO M22_MAX(SLE-RARE)- [KNM/M]

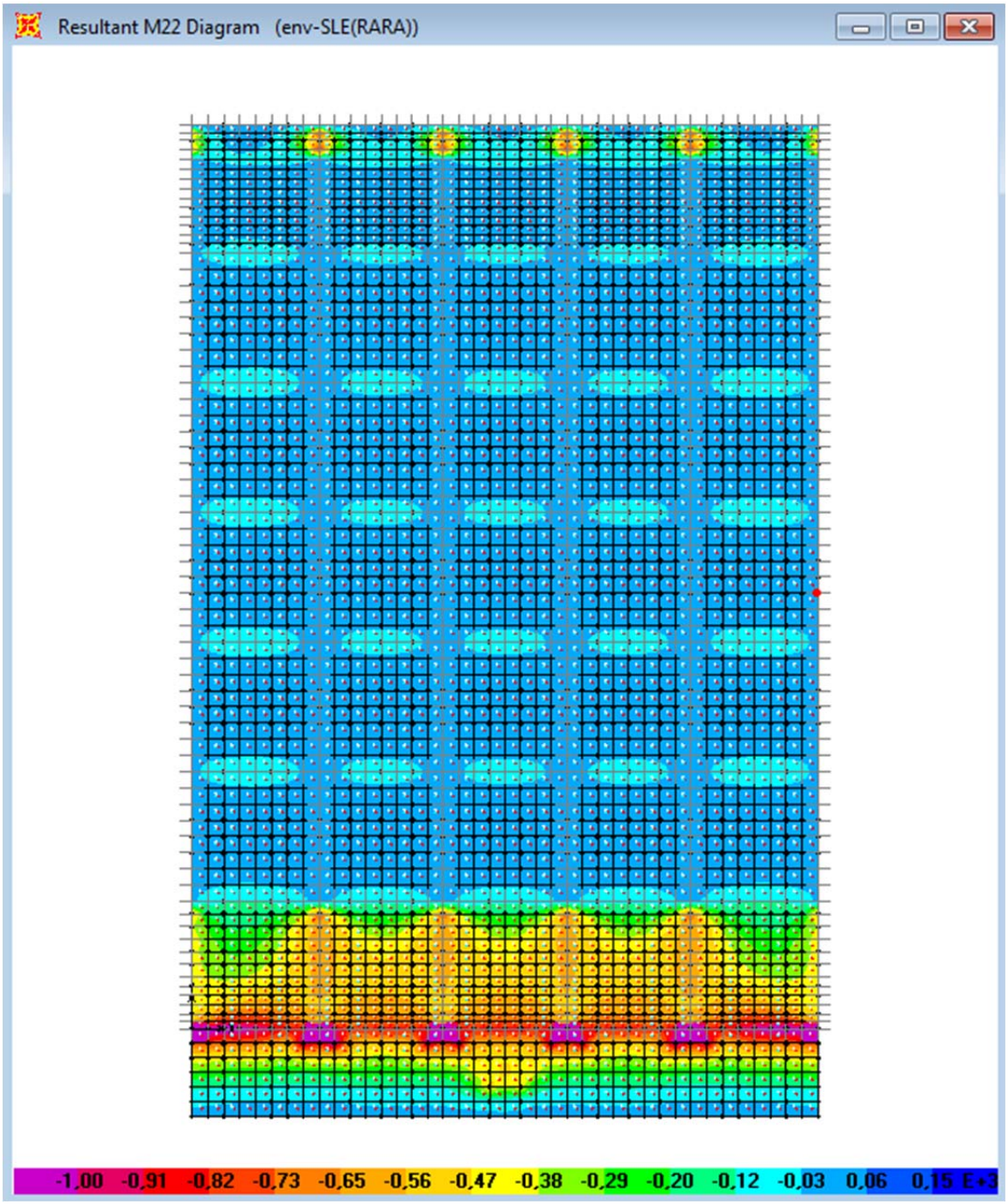


FIG. 2.15 - INVILUPPO M22_MIN(SLE-RARE)- [KNM/M]

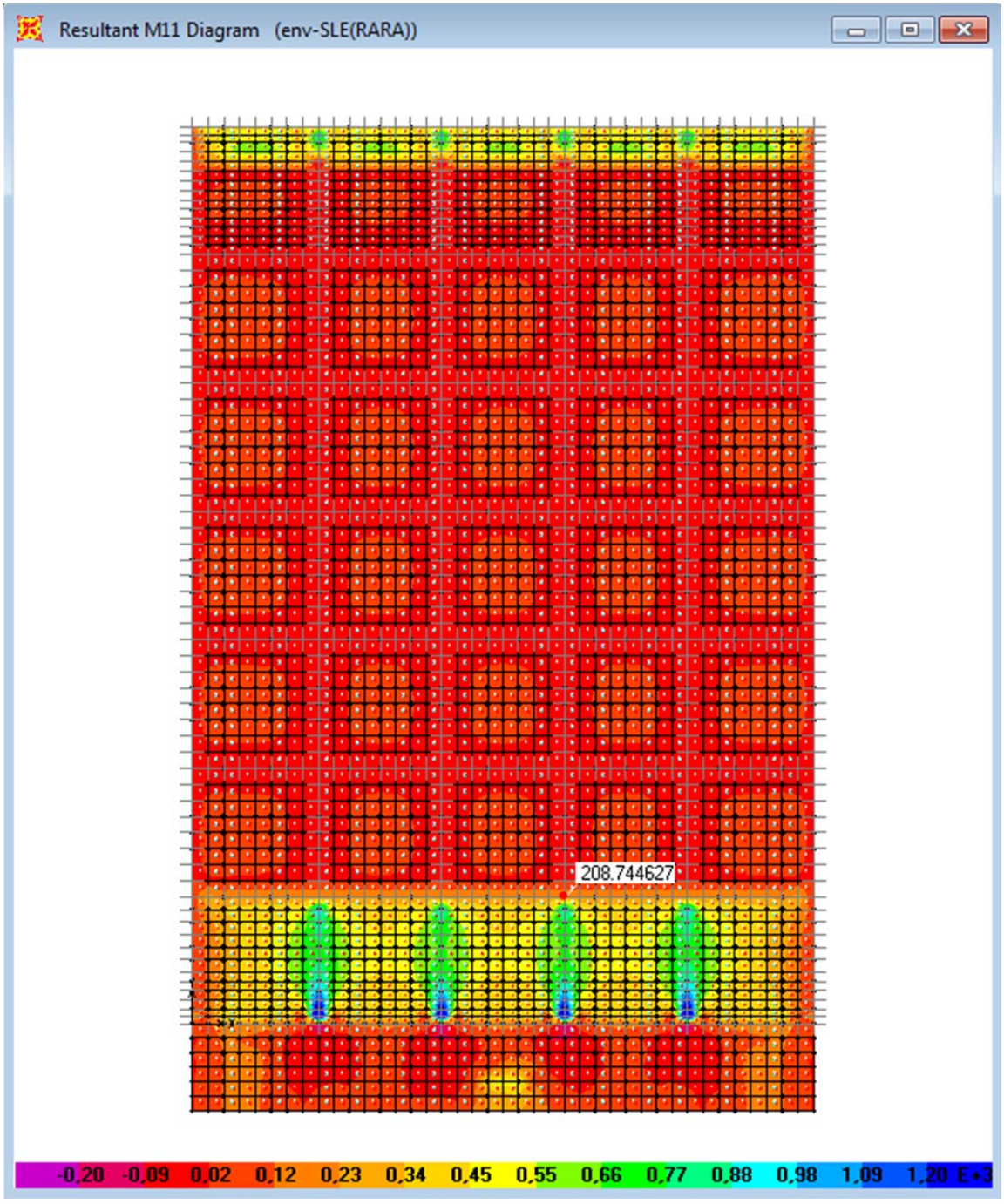


FIG. 2.16 - INVILUPPO M11_MAX(SLE-RARE)- [KNM/M]

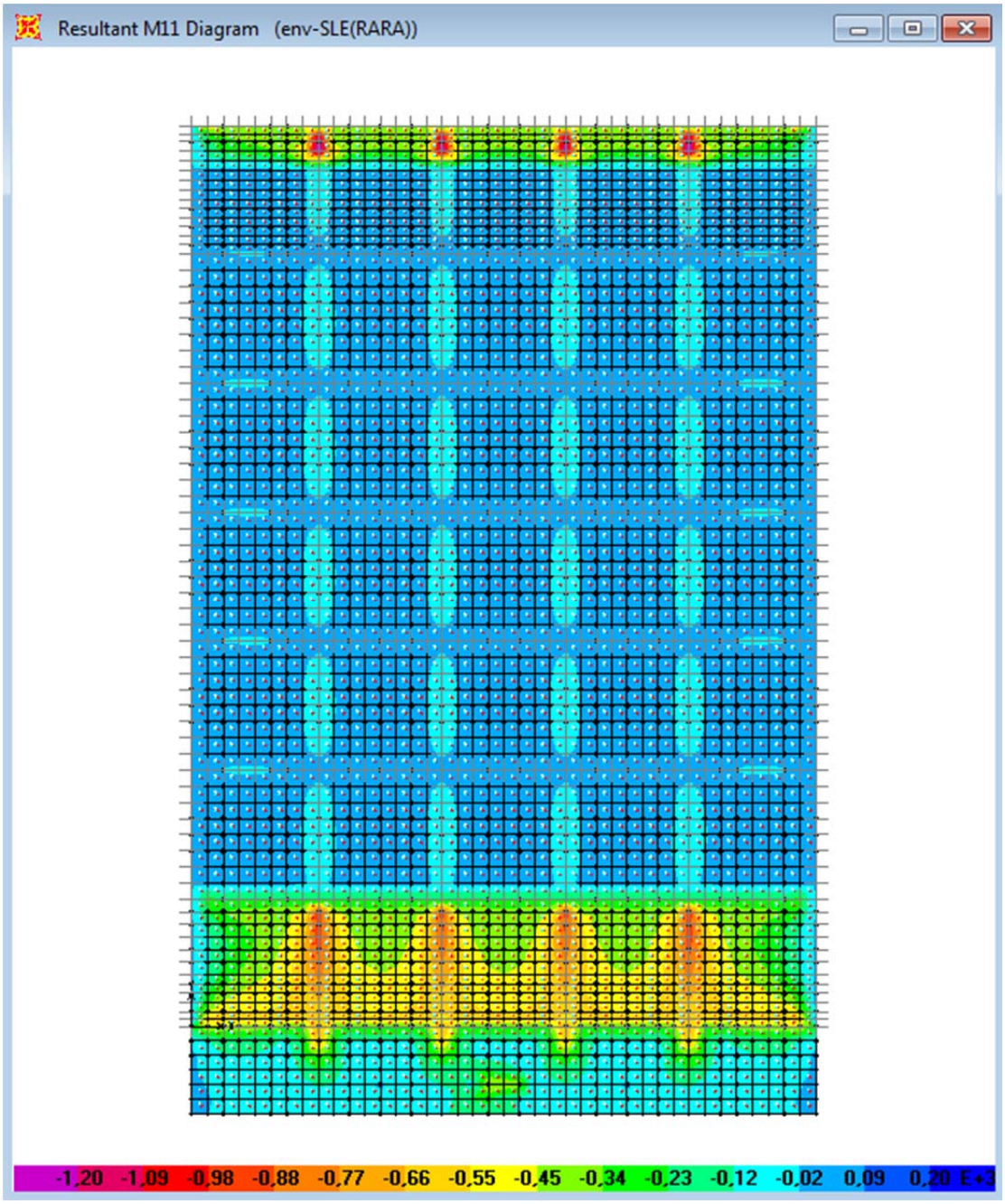


FIG. 2.17 - INVILUPPO M11_MIN(SLE-RARE)- [KNM/M]

Le combinazioni più sfavorevoli per quanto riguarda gli stati limite d'esercizio (combinazioni rare) sono elencate nella seguente tabella:

Sezione	Sollecitazioni			Sezione		Armatura				Copriferro			
	Msd		Nsd	B	H	Inferiore		Superiore		Inf	Sup	σ_c	σ_s
		[kNm]	[kN]	[m]	[m]	T1	T 2	T1	T2	[cm]	[cm]	[MPa]	[MPa]
Sbalzo lato mare trasv. corrisp. Bitta (intorno Asse A)-M22	M-	-500	+330	1.0	3.4	2.5Ø16		5Ø24		5	5	0.5	110
	M+	+140	+200	1.0	3.4	2.5Ø16		5Ø24		5	5	-	278
Sbalzo lato mare senso long. corrisp. Bitta (Assi M-N)-M11	M+	+500	+250	1.0	3.4	5Ø20		5Ø20		6.4	6.4	0.4	173
	M-	-500	+250	1.0	3.4	5Ø20		5Ø20		6.4	6.4	0.4	173
Sbalzo lato mare senso longitudinale corrente (Assi M-N)-M11	M+	+160	+400	1.0	3.4	5Ø20		5Ø20		6.4	6.4	-	155
	M-	-370	+400	1.0	3.4	5Ø20		5Ø20		6.4	6.4	-	195
Trave gru lato mare senso trasversale (intorno asse A)-M22	M+	+650		1.0	1.70	5Ø24		5Ø24		5	5	2.5	182
	M-	-750		1.0	1.70	5Ø24		5Ø24		5	5	2.9	210
Trave gru lato mare senso longitudinale-M11	M+	+1100		1.0	2.00	Per verifiche orditura longitudinale trave gru vedere sotto							
	M-	-950		1.0	2.00								
Soletta Celle 1-2-3-4-5-6-7 Assi B-C-D-E-F-G-M22	M+	50		1.0	0.5	2.5Ø18		2.5Ø18		5	5	2.8	187
	M-	-110		1.0	0.5	2.5Ø18		2.5Ø18	2.5Ø18	5	5	4.7	211
Soletta Celle da 8 a 21 Assi B-C-D-E-F-G-M22	M+	+40		1.0	0.5	2.5Ø18		2.5Ø18		5	5	2.3	150
	M-	-90		1.0	0.5	2.5Ø18		2.5Ø18	2.5Ø16	5	5	4.0	192
Soletta Celle da 1 a 21 Assi M-N-M11	M+	+45		1.0	0.5	2.5Ø18		2.5Ø16		6.8	6.6	2.8	176
	M-	-90		1.0	0.5	2.5Ø18		2.5Ø16	2.5Ø18	6.8	6.6	4.3	200
Trave gru lato terra senso trasversale (intorno asse H)-M22	M+	+200		1.0	1.70	2.5Ø18		2.5Ø14		5	5	1.5	195
	M-	-80		1.0	1.70	2.5Ø18		2.5Ø14		5	5	0.7	127
Trave gru lato terra senso longitudinale-M11	M+	+550		1.0	2.00	Per verifiche orditura longitudinale trave gru vedere sotto							
	M-	-1250		1.0	2.00								
NB: I momenti positivi tendono le fibre inferiori, i momenti negativi tendono le fibre superiori. N positivo trazione. N negativo compressione													

TAB. 2.3 - SOVRASTRUTTURA CASSONI - VERIFICHE CEMENTO ARMATO AGLI SLE(RARE)

Di seguito si riportano le verifiche agli Stati Limite d'Esercizio della trave gru per le combinazioni rare:

Trave gru lato mare - Orditura superiore:

M=950kNm/m x 1.5m=1425 kNm

B=1.5mH=2.00m

H1=1.926mA1=18.84cm^2(6Φ20)

H2=1.696mA2=28.26cm^2(9Φ20)

σ_a = 194 N/mm^2 σ_c = 3.1 N/mm^2
Trave gru lato mare - Orditura inferiore:
M=1100kNm/m x 1.5m=1650 kNm
B=1.0mH=2.00m
H1=1.926mA1=37.68cm^2(12Φ20)
σ_a = 240 N/mm^2 σ_c = 4.5 N/mm^2

Trave gru lato terra - Orditura superiore:
M=1250kNm/m x 1.5m=1875 kNm
B=1.5mH=2.00m
H1=1.926mA1=18.84cm^2(6Φ20)
H2=1.696mA2=28.26cm^2(9Φ20)
σ_a = 256 N/mm^2 σ_c = 4.1 N/mm^2

Trave gru lato terra - Orditura inferiore:
M=550kNm/m x 1.5m=825 kNm
B=1.0mH=2.00m
H1=1.926mA1=37.68cm^2(12Φ20)
σ_a = 120 N/mm^2 σ_c = 2.2 N/mm^2

2.3. **Verifica di stabilità concio di sovrastruttura**

La sovrastruttura verrà gettata sopra il cassone una volta affondato e riempito. Sul cassone sono previsti dei monconi di ripresa verticali di Φ12/400mm disposti su setti e pareti del cassone per legare la sovrastruttura al cassone sottostante. Di seguito si verifica la sicurezza di scorrimento di un concio di sovrastruttura contando soltanto sull'attrito fra sovrastruttura e cassone.
Peso sovrastruttura: ≈33m^3/ml x 22m x 24.5kN/m^3=17787kN
Riempimento : ≈39m^3/ml x 22m x 18.0kN/m^3=15444kN
33231kN
Combinazioni di azioni orizzontali:
Bitta: 1.5x1500=2250kN (A1-M1), 1.3x1500=1950kN (A2-M2)
FS=0.57x33231/2250=8.42

FS=0.48x33231/1950=8.18

Parabordo: 1.5x2355=3533kN (A1-M1), 1.3x2355=3062kN (A2-M2)

FS=0.57x33231/3533=5.36

FS=0.48x33231/3062=5.21

Sisma: 33231x0.048=1595kN

FS=0.48x33231x(1-0.024)/1595=9.76

La sovrastruttura è stabile allo scorrimento per gravità.

2.4. **Verifica sovrastruttura punto di sollevamento**

Di seguito si verifica la sovrastruttura in corrispondenza dei punti di sollevamento dove si considera la seguente condizione di carico:

1.5x3000kN lato esterno ed interno rotaia

Si considera una lastra appoggiata su un lato ed incastrata sugli altri tre lati.

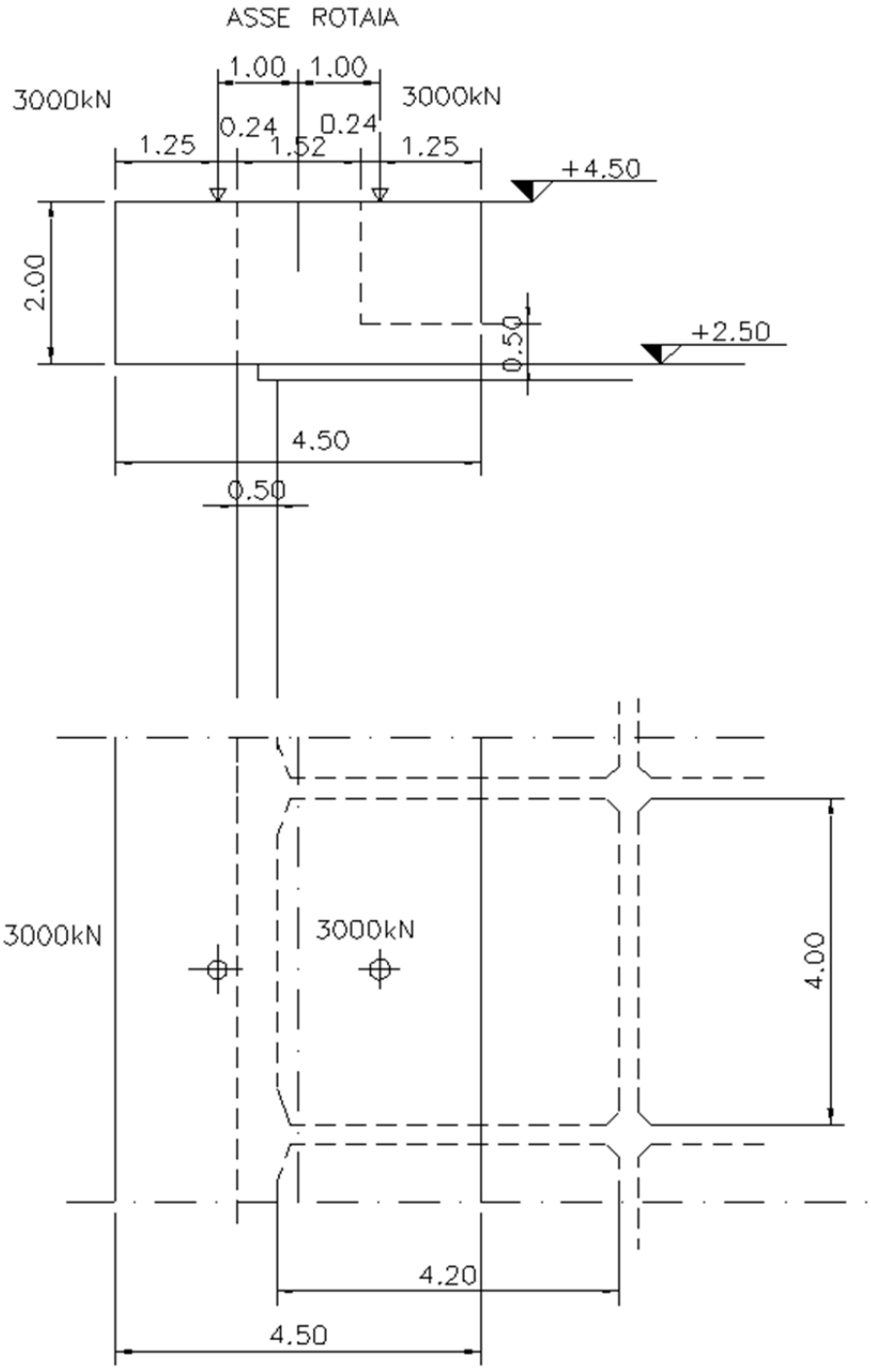


FIG. 2.18 - SOVRASTRUTTURA BANCHINA CONTAINER IN CORRISPONDENZA DI PUNTO DI SOLLEVAMENTO

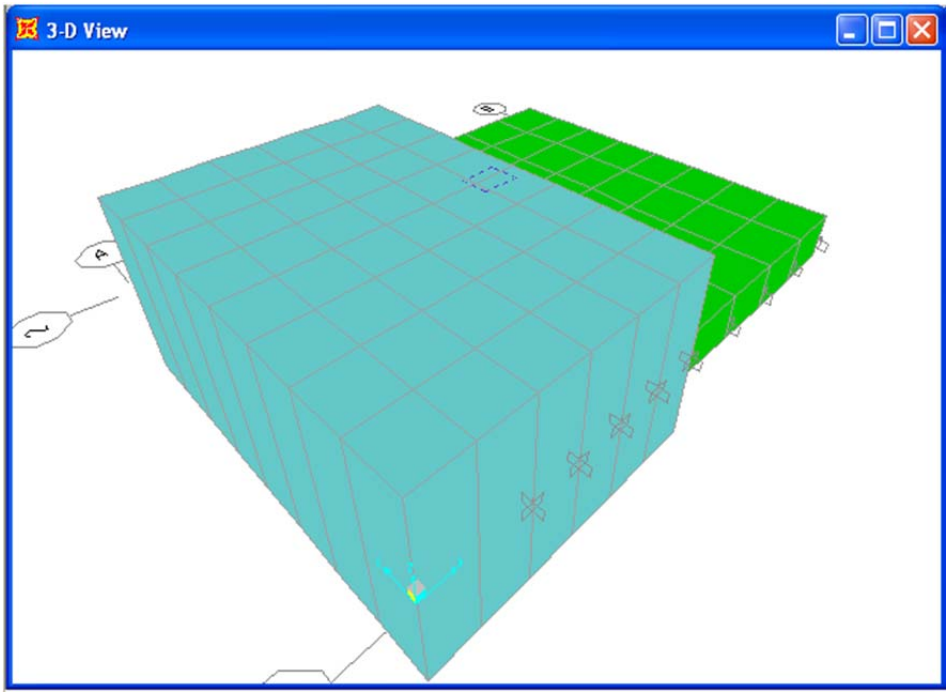


FIG. 2.19 - SOVRASTRUTTURA BANCHINA CONTAINER IN CORRISPONDENZA DI PUNTO DI SOLLEVAMENTO - SCHEMA STATICO

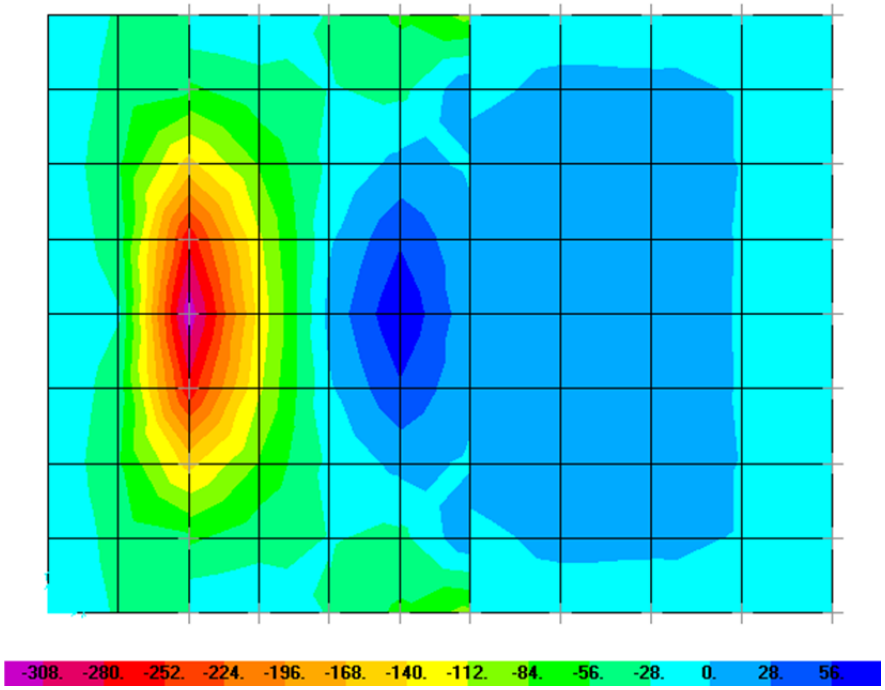


FIG. 2.20 - M11[KNM/M]

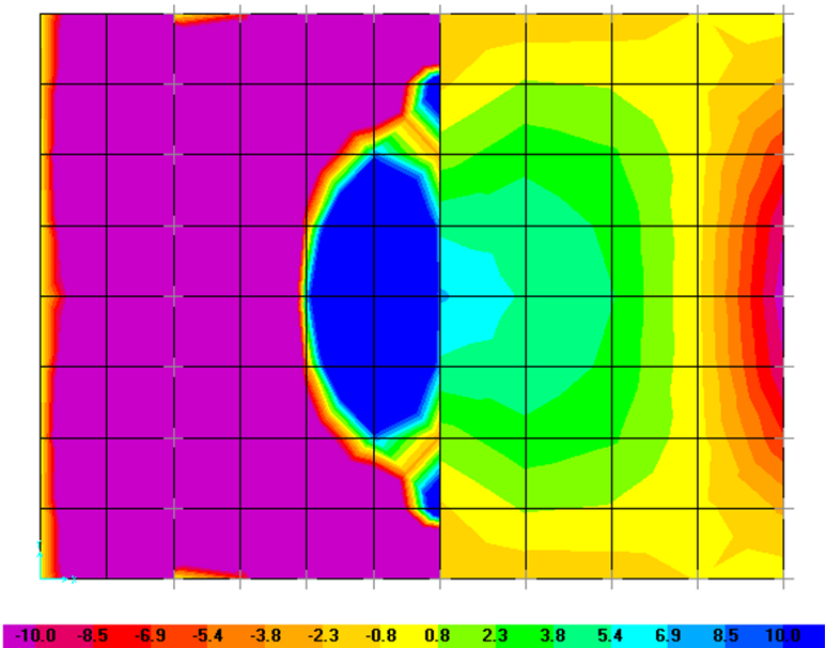


FIG. 2.21 - M11[KNM/M]

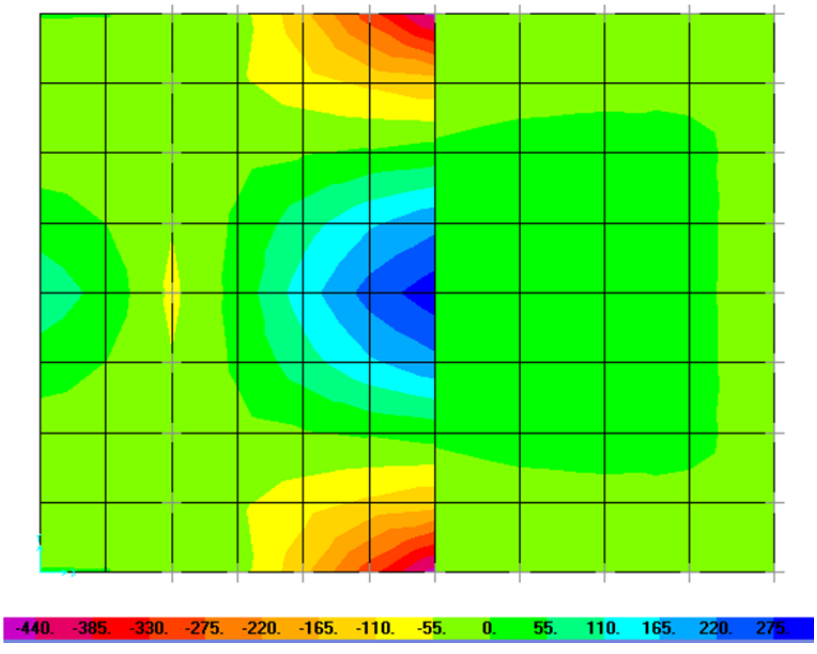


FIG. 2.22 - M22[KNM/M]

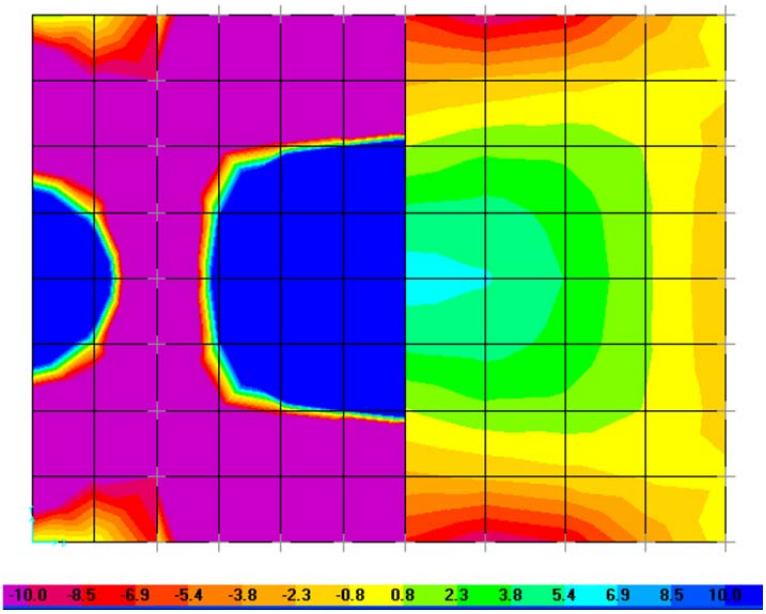


FIG. 2.23 - M22[KNM/M]

Sezione	Sollecitazioni		Sezione		Armatura				Copriferro netto		Momento Resist.	FS
	Msd		B	H	Inferiore		Superiore		Inf	Sup		
		[kNm]	[m]	[m]	Tipo1	Tipo2	Tipo1	Tipo2	[cm]	[cm]	Mrd	Mrd/Msd
M11	M-	-300	1.0	2.0	2.5Ø14		2.5Ø16		5	5	-383	1.28
	M+	+80	1.0	2.0	2.5Ø14		2.5Ø16		5	5	+295	3.69
M11	M-	+6	1.0	0.5	2.5Ø18		2.5Ø18		5	5	+118	19.7
	M-	-11	1.0	0.5	2.5Ø18		2.5Ø18		5	5	-118	10.7
M22	M+	+260	1.0	2.0	5Ø20		5Ø20		6.4	6.6	+1180	4.54
	M-	-300	1.0	2.0	5Ø20		5Ø20		6.4	6.6	-1178	3.93
M22	M+	+6	1.0	0.5	2.5Ø18		2.5Ø16		6.8	6.8	+115	19.2
	M-	-11	1.0	0.5	2.5Ø18		2.5Ø16		6.8	6.8	-97	8.8
NB: I momenti positivi tendono le fibre inferiori, i momenti negativi tendono le fibre superiori. N positivo trazione. N negativo compressione												

TAB. 2.4 - VERIFICHE CEMENTO ARMATO IN CORRISPONDENZA DI PUNTO DI SOLLEVAMENTO

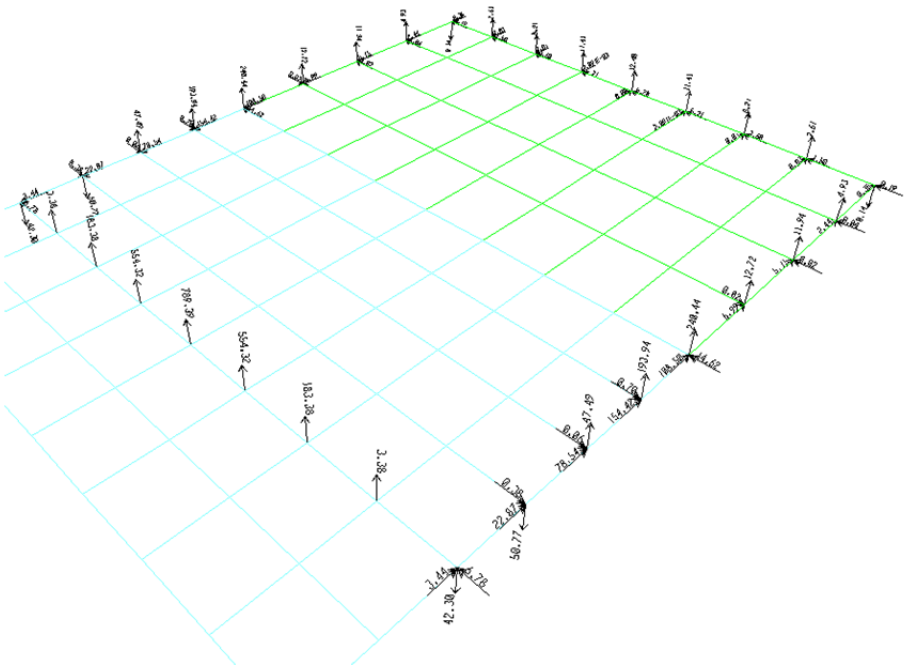


FIG. 2.24 - REAZIONI VINCOLARI[KN]

La massima trazione risulta di 50kN/m. I monconi predisposti fi12/400 sono adeguati.

N_{Sd}= 112mm^2 x 2.5 x 391N/mm^2 / 10^3 = 109kN/m

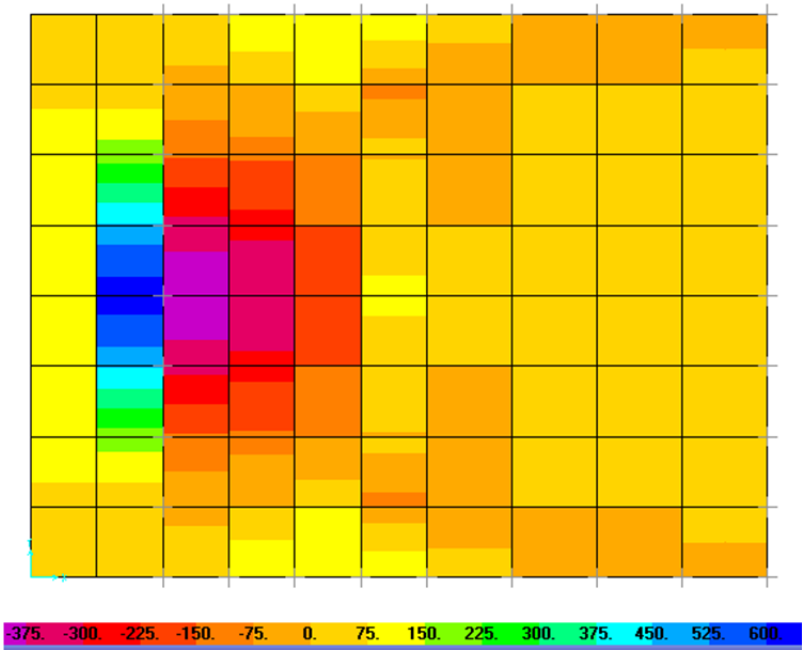


FIG. 2.25 - V13[KNM/M]

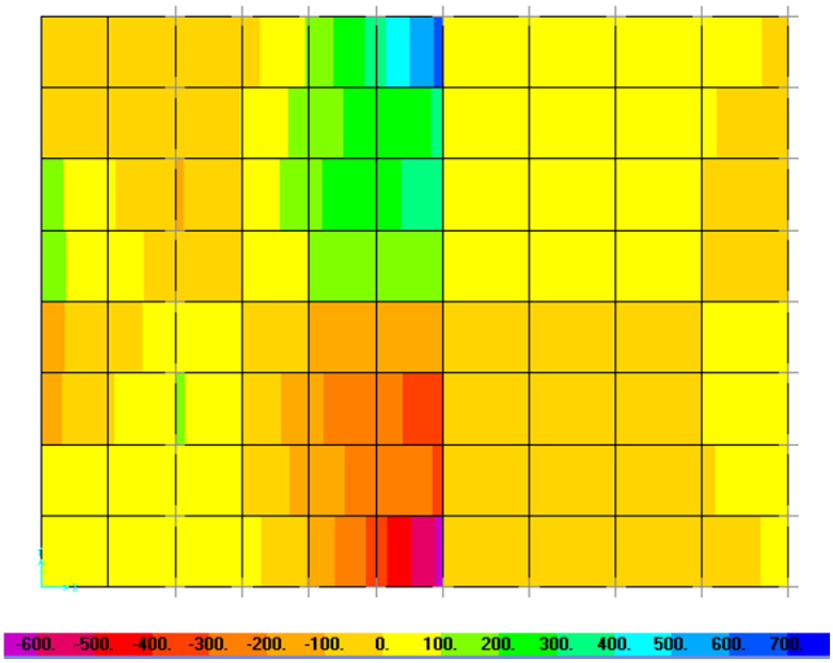


FIG. 2.26 - V23[KNM/M]

Verifica a taglio:

V_{sd}= 10 kN (spessore 50cm)

Pertanto non è necessario predisporre una specifica orditura a taglio

V_{sd}= 500 kN (spessore 200cm)

La massima forza che può essere sopportata da un elemento dello spessore senza specifica orditura a taglio risulta:

	H	d1	A1	d2	A2	Crdc	k	fi1	fck	fcd	σ_c	k1	vmin	Vrd,c	Vrd,cmin	VRD
	[mm]	[mm]	[mmq]	[mm]	[mmq]									(kN)	(kN)	(kN)
sovr	2000	1942	503	58	503	0.12	1.32	0.0003	35	19.8	0	0.15	0.31	298	610	610

Pertanto non è necessario predisporre una specifica orditura a taglio.