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 PETROLI - SOVRASTRUTTURE

RELAZIONE DI CALCOLO

MI0102-PV-S-C-R-008-00

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

REVISIONE N°	DATA	DESCRIZIONE
00	Dicembre 2015	EMISSIONE PER APPROVAZIONE

NOME FILE

MI0102-PV-S-C-R-008-00.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 PETROLI - SOVRASTRUTTURE
RELAZIONE DI CALCOLO

INDICE

1. INTRODUZIONE GENERALE 10
1.1. Programma di verifica 10
1.2. Documenti di riferimento 10
1.3. Caratteristiche e dati di calcolo 11
1.4. Legislazione di riferimento 12
1.5. Combinazione di carichi e coefficienti parziali 13
1.6. Dati per le verifiche delle strutture in cemento armato 15
1.6.1. Materiali 15
1.6.2. Copriferro 15
1.6.3. Fessurazioni e tensioni agli SLE 15
1.6.4. Delta temperatura 16
1.6.5. Ritiro 16
2. VERIFICA C.A. DELLA SOVRASTRUTTURA SUI CASSONI H2÷H4,H6-H7 18
2.1. Verifiche agli Stati Limite Ultimi (SLU) 19
2.2. Calcolo e verifica dell'armatura in prossimità della bitta 31
2.2.1. Verifica armatura di ancoraggio bitta da 500kN 31
2.2.2. Verifica dell'orditura della sovrastruttura in zona bitta da 500kN 32
2.2.3. Verifica armatura pareti esterne sovrastruttura bitta da 500kN 32
2.3. Verifiche agli Stati Limite di Esercizio (SLE) 33
2.4. Verifica di stabilità concio di sovrastruttura 44
3. VERIFICA C.A. DELLA SOVRASTRUTTURA SUL CASSONE H5 46
3.1. Verifiche agli Stati Limite Ultimi (SLU) 47
3.2. Verifiche agli Stati Limite di Esercizio (SLE) 58
3.3. Verifica c.a. della sovrastruttura concio h5 in corrispondenza dei bracci di carico petroli 69
4. VERIFICHE LOCALI SOVRASTRUTTURA 73
5. VERIFICA IN C.A. DELLA SOVRASTRUTTURA SUL CASSONE H8 77
5.1. Soletta vasca - Verifiche Stati Limite Ultimi (SLU) 81
5.2. Soletta Vasca - Verifiche agli Stati Limite di Esercizio (SLE) 85
5.3. Soletta zona pompe 89
5.4. Solaio di copertura zona pompe 89
5.5. Solaio di copertura vasca deposito antincendio 110
5.6. Setti divisori 114
5.7. Pareti Esterni 120
5.8. Rampa Scale 126

6. VERIFICA IN C.A. DELLE SOVRASTRUTTURE SUI CASSONE H9÷H11 134

ELENCO FIGURE

Fig. 1.1 -	Planimetria cassoni di banchina petroli	10
Fig. 2.1 -	Carpenteria concio tipo sovrastruttura cassoni correnti – pianta	18
Fig. 2.2 -	Carpenteria concio tipo sovrastruttura cassoni correnti - sezione trasversale	18
Fig. 2.3 -	Schema statico sovrastruttura sui cassoni correnti	19
Fig. 2.4 -	Schema identificativo sovrastruttura su cassoni correnti	21
Fig. 2.5 -	Inviluppo M22_MAX - cassoni correnti [kNm/m]	22
Fig. 2.6 -	Inviluppo M22_MIN - cassoni correnti [kNm/m]	23
Fig. 2.7 -	Inviluppo M11_MIN - cassoni correnti [kNm/m]	24
Fig. 2.8 -	Inviluppo M11_MAX - cassoni correnti [kNm/m]	25
Fig. 2.9 -	Inviluppo V23_MIN - cassoni correnti [kN/m]	26
Fig. 2.10 -	Inviluppo V23_MAX - cassoni correnti [kN/m]	27
Fig. 2.11 -	Inviluppo V13_MIN - cassoni correnti [kN/m]	28
Fig. 2.12 -	Inviluppo V13_MAX - cassoni correnti [kN/m]	29
Fig. 2.13 -	Inviluppo M22_MAX(SLE-FREQ.) - cassoni correnti [kNm/m]	35
Fig. 2.14 -	Inviluppo M22_MIN(SLE-FREQ.) - cassoni correnti [kNm/m]	36
Fig. 2.15 -	Inviluppo M11_MAX(SLE-FREQ.) - cassoni correnti [kNm/m]	37
Fig. 2.16 -	Inviluppo M11_MIN(SLE-FREQ.) - cassoni correnti [kNm/m]	38
Fig. 2.17 -	Inviluppo M22_MAX(SLE-RARE) - cassoni correnti [kNm/m]	40
Fig. 2.18 -	Inviluppo M22_MIN(SLE-RARE) - cassoni correnti [kNm/m]	41
Fig. 2.19 -	Inviluppo M11_MAX(SLE-RARE) - cassoni correnti [kNm/m]	42
Fig. 2.20 -	Inviluppo M11_MIN(SLE-RARE) - cassoni correnti [kNm/m]	43
Fig. 3.1 -	Carpenteria concio sovrastruttura cassone h5 - pianta	46
Fig. 3.2 -	Carpenteria concio sovrastruttura cassone h5 - sezione trasversale	46
Fig. 3.3 -	Schema identificativo sovrastruttura sul cassone h5	48
Fig. 3.4 -	Inviluppo M22_MAX - cassone h5 [kNm/m]	49
Fig. 3.5 -	Inviluppo M22_MIN - cassone h5 [kNm/m]	50
Fig. 3.6 -	Inviluppo M11_MIN - cassone h5 [kNm/m]	51
Fig. 3.7 -	Inviluppo M11_MAX – cassone h5 [kNm/m]	52
Fig. 3.8 -	Inviluppo V23_MIN – cassone h5 [kN/m]	53
Fig. 3.9 -	Inviluppo V23_MAX - cassone h5 [kN/m]	54
Fig. 3.10 -	Inviluppo V13_MIN - cassone h5 [kN/m]	55
Fig. 3.11 -	Inviluppo V13_MAX - cassone h5 [kN/m]	56
Fig. 3.12 -	Inviluppo M22_MAX(SLE-FREQ.) - cassone h5 [kNm/m]	60
Fig. 3.13 -	Inviluppo M22_MIN(SLE-FREQ.) - cassone h5 [kNm/m]	61

Fig. 3.14 - Inviluppo M11_MAX(SLE-FREQ.) - cassone h5 [kNm/m] 62
Fig. 3.15 - Inviluppo M11_MIN(SLE-FREQ.) - cassone h5 [kNm/m] 63
Fig. 3.16 - Inviluppo M22_MAX(SLE-RARE) - cassone h5 [kNm/m] 65
Fig. 3.17 - Inviluppo M22_MIN(SLE-RARE) - cassone h5 [kNm/m] 66
Fig. 3.18 - Inviluppo M11_MAX(SLE-RARE) - cassone h5 [kNm/m] 67
Fig. 3.19 - Inviluppo M11_MIN(SLE-RARE) - cassone h5 [kNm/m] 68
Fig. 3.20 - Planimetria Banchina Petroli 69
Fig. 3.21 - Planimetria Banchina Petroli – Concio H5 70
Fig. 3.22 - Carichi bracci di carico (Loading Arm) – Concio H5 71
Fig. 3.23 - M22 [kNm/m] - Loading Arm – Concio H5 72
Fig. 4.1 - Carichi bigo 74
Fig. 4.2 - Carichi bigo 74
Fig. 4.3 - Momento flettente bigo 75
Fig. 4.4 - Momento flettente bigo 75
Fig. 5.1 - Carpenteria concio tipo sovrastruttura su cassone h8 – pianta a q.ta +4.50 77
Fig. 5.2 - Carpenteria concio tipo sovrastruttura su cassone h8 – pianta a q.ta +1.50 78
Fig. 5.3 - Carpenteria concio tipo sovrastruttura cassone h8 - sezione trasversale a-a 78
Fig. 5.4 - Carpenteria concio tipo sovrastruttura cassone h8 - sezione trasversale b-b 79
Fig. 5.5 - Carpenteria concio tipo sovrastruttura cassone h8 - sezione trasversale c-c 79
Fig. 5.6 - Carpenteria concio tipo sovrastruttura cassone h8 - sezione trasversale d-d 79
Fig. 5.7 - Carpenteria concio tipo sovrastruttura cassone h8 - sezione trasversale e-e 79
Fig. 5.8 - Carpenteria concio tipo sovrastruttura cassone h8 - sezione trasversale f-f 80
Fig. 5.9 - Solettone vasca antiincendio a q.ta +1.50 - schema di calcolo 80
Fig. 5.10 - Solettone vasca antincendio a q.ta +1.50 – modella sap 81
Fig. 5.11 - Schema identificativo solettone deposito acqua 82
Fig. 5.12 - M22 - [kNm/m] 82
Fig. 5.13 - M11 - [kNm/m] 83
Fig. 5.14 - V23 - [kN/m] 83
Fig. 5.15 - [kN/m] 84
Fig. 5.16 - Inviluppo M22(SLE-FREQ.) -[kNm/m] 86
Fig. 5.17 - Inviluppo M11(SLE-FREQ.) -[kNm/m] 86

Fig. 5.18 - Inviluppo M22(SLE-RARE) -[kNm/m] 87
Fig. 5.19 - Inviluppo M11(SLE-RARE) -[kNm/m] 88
Fig. 5.20 - Carico sismico EQ(x) -[kN/m] 90
Fig. 5.21 - Carico sismico EQ(-x) -[kN/m] 90
Fig. 5.22 - Carico sismico EQ(y) -[kN/m] 91
Fig. 5.23 - Carico sismico EQ(-y) -[kN/m] 91
Fig. 5.24 - Carico sismico EQ(-z) -[kN/m] 92
Fig. 5.25 - Solaio sala pompe – schema stativo 93
Fig. 5.26 - Solaio sala pompe – modello sap2000 94
Fig. 5.27 - M11 [kNm/m] – SLU(min) 95
Fig. 5.28 - M11 [kNm/m] – SLU(max) 95
Fig. 5.29 - M22 [kNm/m] – SLU(min) 96
Fig. 5.30 - M22 [kNm/m] – SLU(max) 96
Fig. 5.31 - V13 [kN/m] – SLU(max) 97
Fig. 5.32 - V13 [kN/m] – SLU(min) 97
Fig. 5.33 - V23 [kN/m] – SLU(max) 98
Fig. 5.34 - V23 [kN/m] – SLU(min) 98
Fig. 5.35 - Pianta chiave travi 100
Fig. 5.36 - M11 [kNm/m] – SLE(freq.) 105
Fig. 5.37 - M22 [kNm/m] – SLE(freq.) 106
FIG. 5.38 - M11 [KNM/M] – SLE(RARE) 106
Fig. 5.39 - M22 [kNm/m] – SLE(rare) 106
Fig. 5.40 - Solaio copertura vasca – schema 111
Fig. 5.41 - M [kNm - m] – SLU 112
Fig. 5.42 - V [kN - m] – SLU 112
Fig. 5.43 - M [kNm - m] – SLE (freq.) 113
Fig. 5.44 - M [kNm - m] – SLE (rare) 114
Fig. 5.45 - Setto divisore vasca-sala pompe – carico orizzontale 115
Fig. 5.46 - Momento M22 agli slu – [kNm/m] 116
Fig. 5.47 - Momento M11 agli slu – [kNm/m] 116
Fig. 5.48 - Taglio V23 – [kN/m] 116
Fig. 5.49 - Taglio V13 – [kN/m] 117
Fig. 5.50 - Momento M22 agli sle(freq.) – [kNm/m] 118
Fig. 5.51 - Momento M11 agli sle(freq.) – [kNm/m] 118
Fig. 5.52 - Momento M22 agli sle(rare) – [kNm/m] 119
Fig. 5.53 - Momento M11 agli sle(rare) – [kNm/m] 119
Fig. 5.54 - Spinte orizzontali fase statica 120
Fig. 5.55 - Spinte orizzontali fase sismica 121

Fig. 5.56 - Momento agli slu(Spinta Terreno) – [kNm] 122
Fig. 5.57 - Taglio (Spinta Terreno) – [kN] 122
Fig. 5.58 - Momento agli slu (spinta idrostatico) – [kNm] 123
Fig. 5.59 - Taglio (spinta idrostatico) – [kN] 123
Fig. 5.60 - Momento M agli sle(freq.) – (spinta terreno) – [kNm] 124
Fig. 5.61 - Momento M agli sle(freq.) - (spinta idrostatico) – [kNm] 124
Fig. 5.62 - Momento M agli sle(rare) – (spinta terreno) – [kNm] 125
Fig. 5.63 - Momento M agli sle(rare) - (spinta idrostatico) – [kNm] 125
Fig. 5.64 - Rampa scale – schema statico e carichi 126
Fig. 5.65 - Rampa scale – carico pp 127
Fig. 5.66 - Rampa scale – carico sc 127
Fig. 5.67 - Momento slu – [kNm/m] 128
Fig. 5.68 - Taglio slu – [kN/m] 129
Fig. 5.69 - Sforzo Normale slu – [kN/m] 129
Fig. 5.70 - Momento sle(freq.) – [kNm/m] 130
Fig. 5.71 - Sforzo Normale sle(freq.) – [kN/m] 131
Fig. 5.72 - Momento sle(rare) – [kNm/m] 132
Fig. 5.73 - Sforzo Normale sle(rare) – [kN/m] 133
Fig. 6.1 - Carpenteria sovrastruttura sui cassone h9÷h11 134
Fig. 6.2 - Carpenteria concio tipo sovrastruttura cassone h11 134
Fig. 6.3 - Carpenteria concio tipo sovrastruttura cassone h10 135
Fig. 6.4 - Carpenteria concio tipo sovrastruttura cassone h9 135

ELENCO TABELLE

Tab. 2.1 - Sovrastruttura cassoni correnti - Verifiche cemento armato agli SLU 30
Tab. 2.2 - Sovrastruttura cassoni correnti - Verifiche cemento armato agli SLE(frequenti) 39
Tab. 2.3 - Sovrastruttura cassoni correnti - Verifiche cemento armato agli SLE(rare) 44
Tab. 3.1 - Sovrastruttura cassone h5 - Verifiche cemento armato agli SLU 57
Tab. 3.2 - Sovrastruttura cassone h5 - Verifiche cemento armato agli SLE(frequenti) 64
Tab. 3.3 - Sovrastruttura cassone h5 - Verifiche cemento armato agli SLE(rare) 69
Tab. 5.1 - Sovrastruttura cassone H8 - Verifiche cemento armato agli SLU 84
Tab. 5.2 - Sovrastruttura cassone h8 - Verifiche cemento armato agli SLE(frequenti) 87
Tab. 5.3 - Sovrastruttura cassone h8 - Verifiche cemento armato agli SLE(rare) 88
Tab. 5.4 - Inviluppo slu 100
Tab. 5.5 - Inviluppo sle(freq.) 108
Tab. 5.6 - Inviluppo sle(rare) 109

1. INTRODUZIONE GENERALE

Oggetto della presente relazione è il dimensionamento del cemento armato della sovrastruttura sui cassoni pieni della banchina petroli facente parte della piattaforma multifunzionale a Vado Ligure.
Nella figura seguente si riporta la planimetria del terrapieno con l'ubicazione dei cassoni.
La sovrastruttura viene gettata in opera sui cassoni precedentemente posati. La sovrastruttura della banchina container contiene le travi gru sia lato mare, sia lato terra della gru scaricatore. Inoltre nella sovrastruttura del cassone H8 sono situati il locale tecnico con relative pompe nonché il serbatoio d'acqua dell'impianto antincendio della piattaforma. Sui cassoni H9÷H11 sono inoltre situate le fondazione dell'edificio A, che contiene la cabina ENEL, nonché tutti i quadri elettrici e trasformatori per la piattaforma.

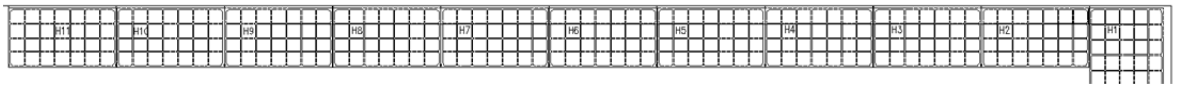


FIG. 1.1 - PLANIMETRIA CASSONI DI BANCHINA PETROLI

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 c.a. della sovrastruttura sui cassoni correnti H2÷H4,H6-H7
Cap. 3 Verifica c.a. della sovrastruttura sul cassone H5
Cap. 4 Verifica locali c.a. sovrastruttura
Cap. 5 Verifica c.a. della sovrastruttura sul cassone H8 (locale antincendio)
Cap. 6 Verifiche locali sovrastruttura sui cassoni H9÷H11

1.2. Documenti di riferimento

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

2010 nonché dal Progetto Esecutivo Fase 2 e contestuale perizia di variante della Fase 1.

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
Progetto Definitivo 636	Marzo 2012	Individuazione e sviluppo delle predisposizioni strutturali da prevedere sulla sovrastruttura della piastra dedicata al Terminal Petrolifero

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

Pesi materiali

Peso calcestruzzo sovrastruttura	24.50	kN/m^3
Peso calcestruzzo solaio	25.00	kN/m^3
Peso pavimentazione autobloccanti	24.00	kN/m^3
Peso acqua di mare	10.1	kN/m^3
Peso riempimento fuori acqua	18.0	kN/m^3
Carico nominale all'estradosso soletta per verifiche c.a. (15cm blocchi+30cm Misto cementato+3cm di spuntino +102cm di	30	kN/m^2

riempimento spessore 45cm x 20 + 1.05 x 18 = 29.7kPa)

Quote

Quota di sommità sovrastruttura fase definitiva	+4.50	m
Quota di estradosso sovrastruttura cassoni	+2.50	m

Sovraccarichi

Sovraccarico distribuito	20	kPa
Asse da 400kN con carico ruota su impronta 0.6x0.35m	200	kN

Bitte d'ormeggio banchina petroli

Bitta d'ormeggio	500	kN
Interasse bitte d'ormeggio nominale	19	m
Quota applicazione tiro bitta	+4.80	l.m.m.
Direzione tiro nel piano orizzontale rispetto al filo banchina	0-180	°
Direzione tiro bitta nel piano verticale	-20-+70	°

Parabordi banchina petroli

Reazione Parabordo (Tipo SCN 1100 E1.7 o simile)	1043	kN
Interasse parabordi	19	m
Quota parabordo	+2.70	l.m.m.
N° di parabordi considerati a cassone	2	

Sisma

Sisma limite di salvaguardia della vita (SLV) Tr=475anni a_g	0.15g
Fattore βm (sottosuolo B,C,D,E ; 0.1g ≤ ag ≤ 0.2g)	0.24
Coefficiente sismico orizzontale per verifiche sismiche $k_h = \beta_m \times a_{max}/ g$ = 0.24x 0.15g/g	0.036
Coefficiente sismico verticale verifiche sismiche $k_v=0.5xk_h$	0.018

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 1990	-	Recommendations of the Committee for Waterfront Structures Harbours and Waterways

1.5. **Combinazione 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		1.50	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
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 occorre applicare il set A1-M1 con i valori sotto esposti.

Fattori parziali per azioni γF:

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: f_{ck} = 35 N/mm²
Resistenza caratteristica a trazione semplice del calcestruzzo: f_{ctk} = 2.2 N/mm²
Resistenza caratteristica di snervamento dell'acciaio: f_{yk} = 450 N/mm²

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.: γ_s= 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 prescritto un copriferro di 50 mm.

1.6.3. Fessurazioni e tensioni agli SLE

Limite di fessurazione per combinazioni frequenti: $\leq$ 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 riguarda i carichi di natura termica si riportano di seguito alcuni commenti:

1. Lo sbalzo della sovrastruttura lato mare dello spessore 3.4m, 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 coperto da 1.5m di riempimento e pavimentazione, per cui la sua temperatura è uniforme.
4. La massa termica della sovrastruttura (spessore 2m) 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 10°C) solo per il calcestruzzo sopra il cassone dello spessore 2m. Per il cassone H5 essendo di spessore di 3.5m si considera un delta di ±3°C. 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 la norma 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 usa il 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.

2. VERIFICA C.A. DELLA SOVRASTRUTTURA SUI CASSONI H2÷H4,H6-H7

Nella figura seguente si riporta la carpenteria di un concio tipo di sovrastruttura corrente.

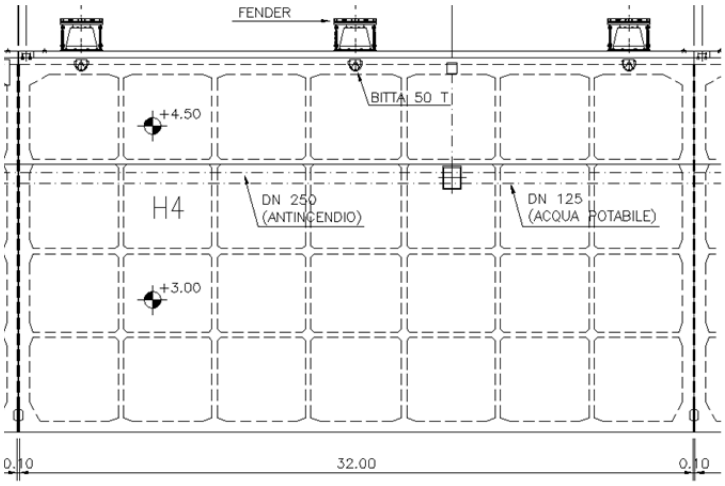


FIG. 2.1 - CARPENTERIA CONCIO TIPO SOVRASTRUTTURA CASSONI CORRENTI – PIANTA

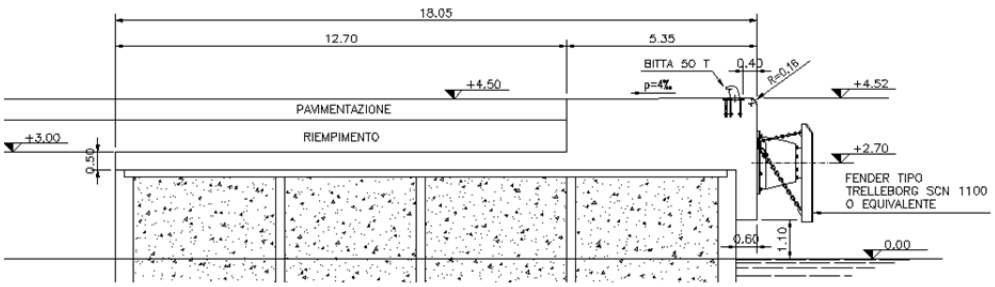


FIG. 2.2 - CARPENTERIA CONCIO TIPO SOVRASTRUTTURA CASSONI CORRENTI - SEZIONE TRASVERSALE

Per il calcolo della sovrastruttura si applica, per le combinazioni con cresta d'onda, una sottospinta di 25kPa all'intradosso dello sbalzo.
Si procede al calcolo della sovrastruttura utilizzando un modello a piastra appoggiata sui setti verticali e soggetto alle azioni di progetto.

La lastra è vincolata sia nel senso verticale sia nel senso orizzontale. Nel senso orizzontale i vincoli consistono in delle molle deboli dovute alla presenza dei monconi di ripresa che collegano la sovrastruttura al cassone.
Il modello è stato implementato con il codice di calcolo SAP 2000.
Nella figura seguente è rappresentato lo schema statico della sovrastruttura.

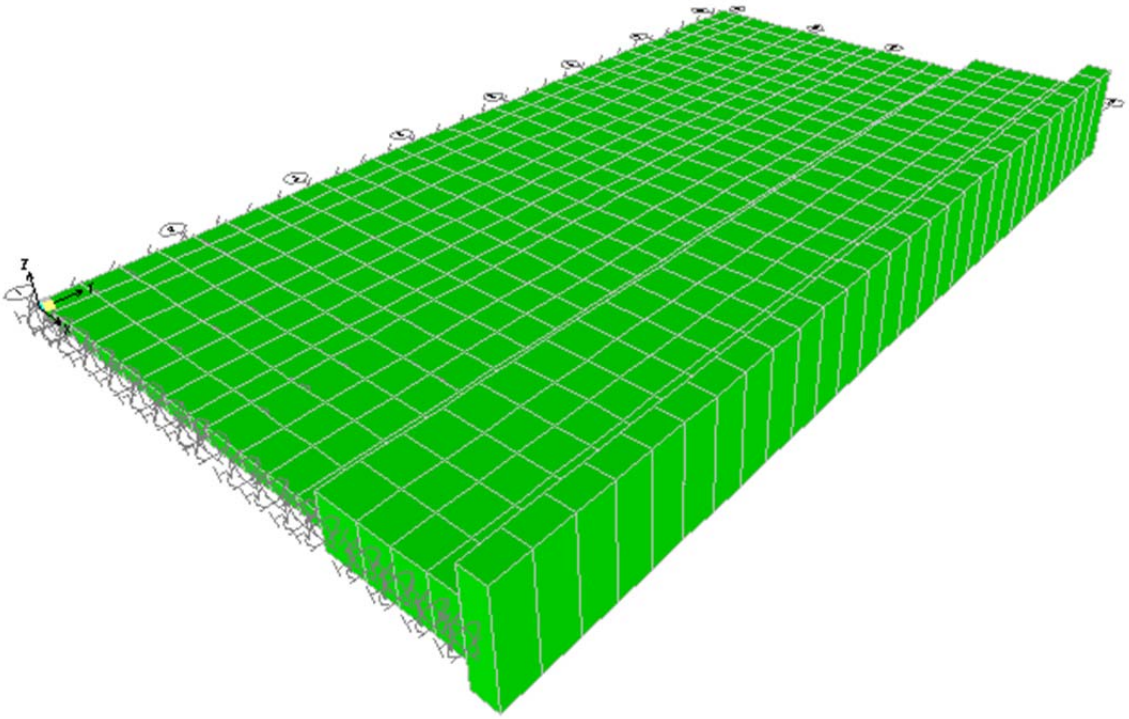


FIG. 2.3 - SCHEMA STATICO SOVRASTRUTTURA SUI CASSONI CORRENTI

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+1.5T(+)
c) 1.3pp+1.5dT(-)
d) 1.3pp+1.5dT(+)+1.5x1xScG
e) 1.3pp+1.5dT(-)+1.5x1xScG
f) 1.3pp+1.5dT(+)+1.5x1xScG +1.5x0.6TB

g) 1.3pp+1.5dT(-)+1.5x1xScG+1.5x0.6TB
h) 1.3pp+1.5dT(+)+1.5x1xScG +1.5x0.6P+1.5x0.6Cr
i) 1.3pp+1.5dT(-)+1.5x1xScG+1.5x0.6P+1.5x0.6Cr

Combinazioni Azioni orizzontali

j) 1.0pp+1.5TB
k) 1.0pp+1.5P+0.9Cr
l) 1.0pp+1.5Cr+0.9P
m) EQ(kv+)+0.8ScG
n) EQ(kv-)+0.8ScG

Dove:

pp - peso proprio (azione permanente)

ScG - sovraccarico gravante (azione variabile)

Cr - cresta d'onda (azione variabile)

TB - tiro bitta

P - parabordo

dT - delta temperatura

EQ - sisma con l'azione verticale in su (kv+) o in giù (kv-)

Essendo presenti giunti di 2cm fra conci di sovrastruttura non si è preso in considerazione l'effetto termico dovuto a un allungamento/accorciamento. Infatti l'allungamento della sovrastruttura nel senso della lunghezza di 32m è pari a:

$\Delta l = 5°C \times (10 \times 10^{-6}) \times 32 = 0.0016m = 1.6mm$

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

Di seguito si riporta uno schema identificativo della sovrastruttura:

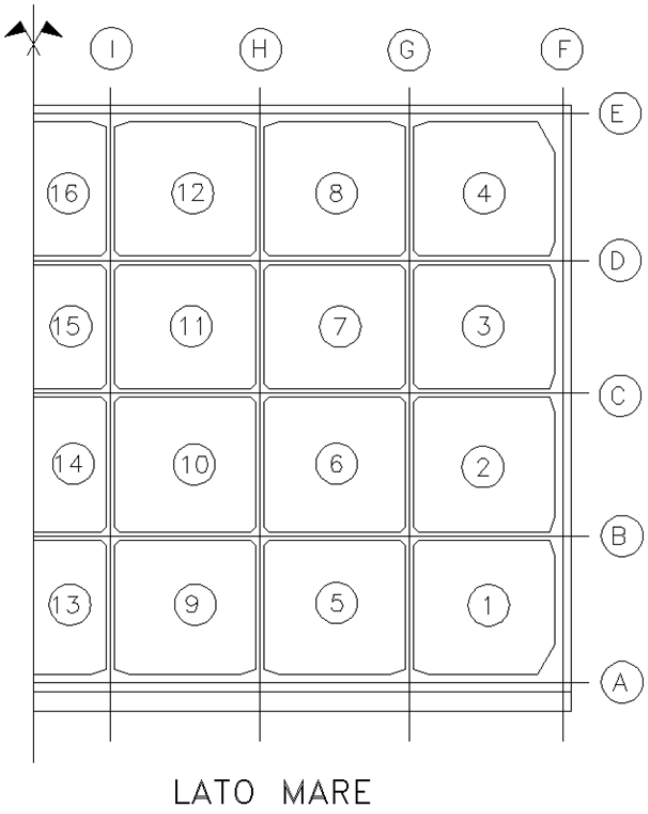


FIG. 2.4 - SCHEMA IDENTIFICATIVO SOVRASTRUTTURA SU CASSONI CORRENTI

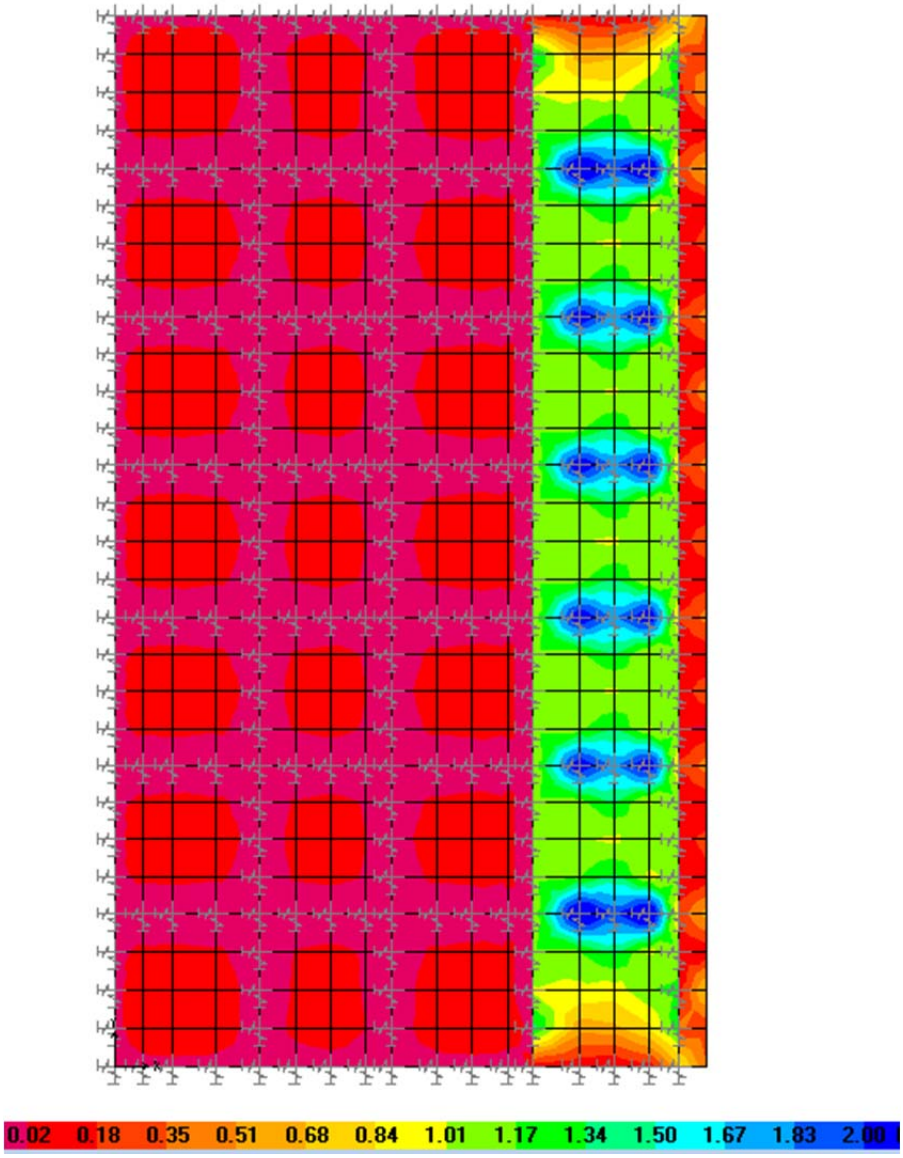


FIG. 2.5 - INVILUPPO M22_MAX - CASSONI CORRENTI [KNM/M]

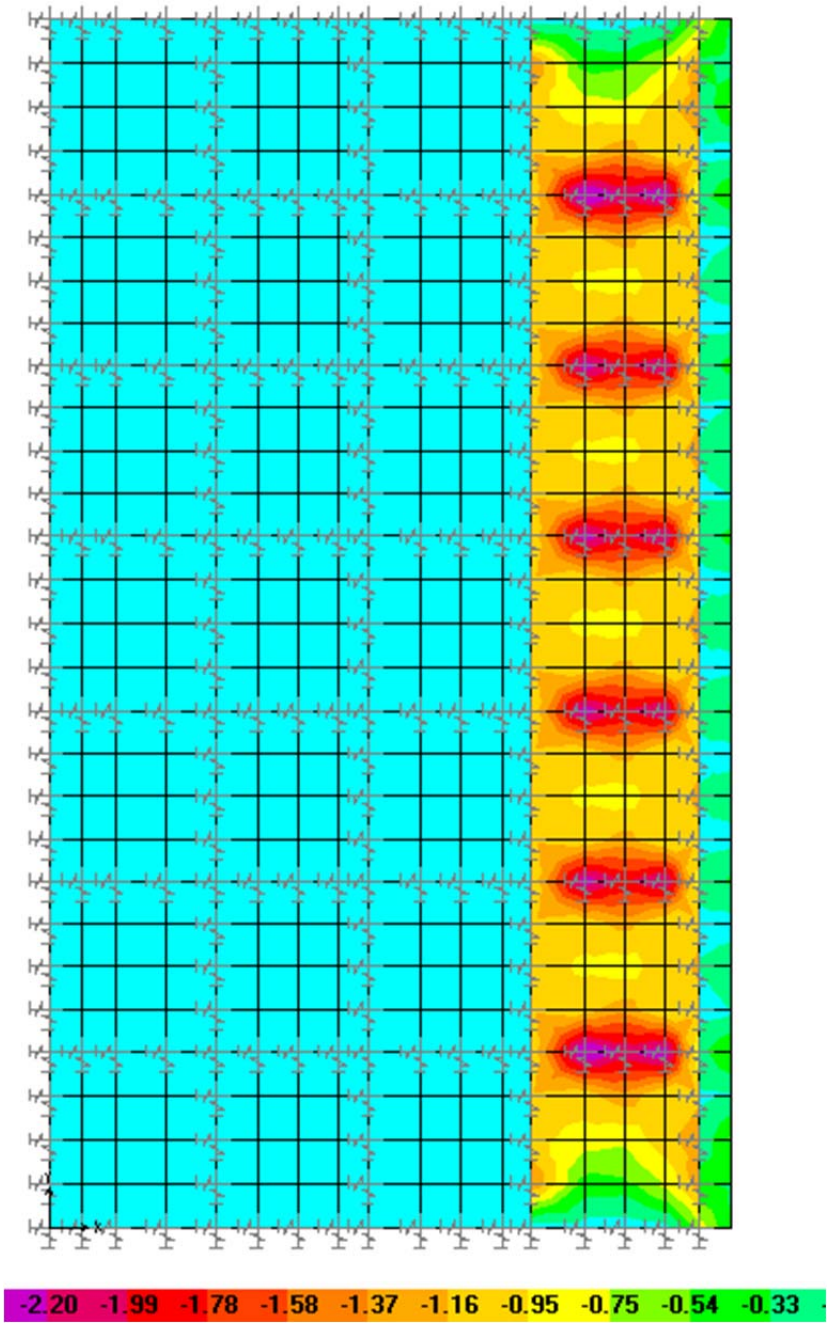


FIG. 2.6 - INVILUPPO M22_MIN - CASSONI CORRENTI [KNM/M]

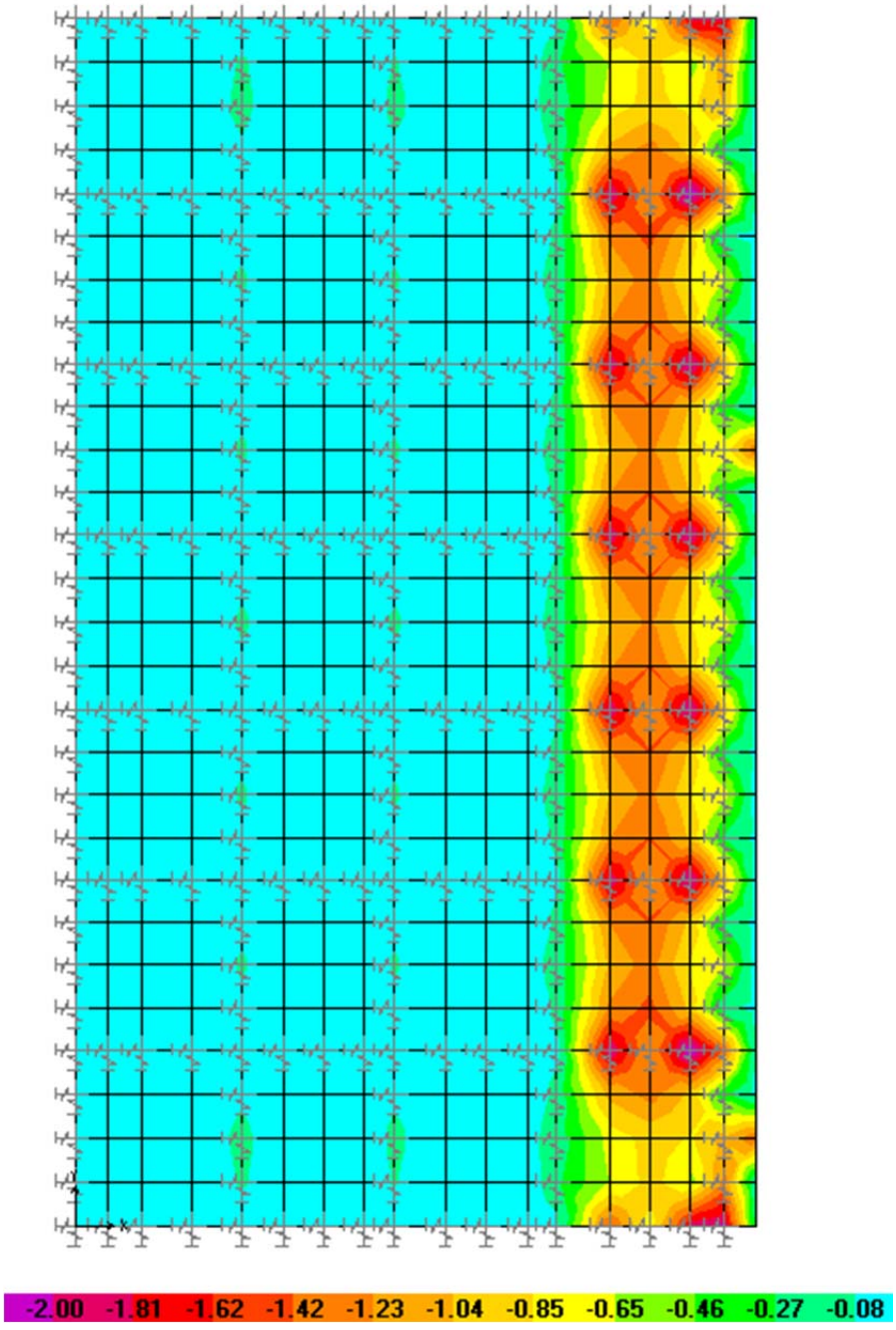


FIG. 2.7 - INVILUPPO M11_MIN - CASSONI CORRENTI [KNM/M]

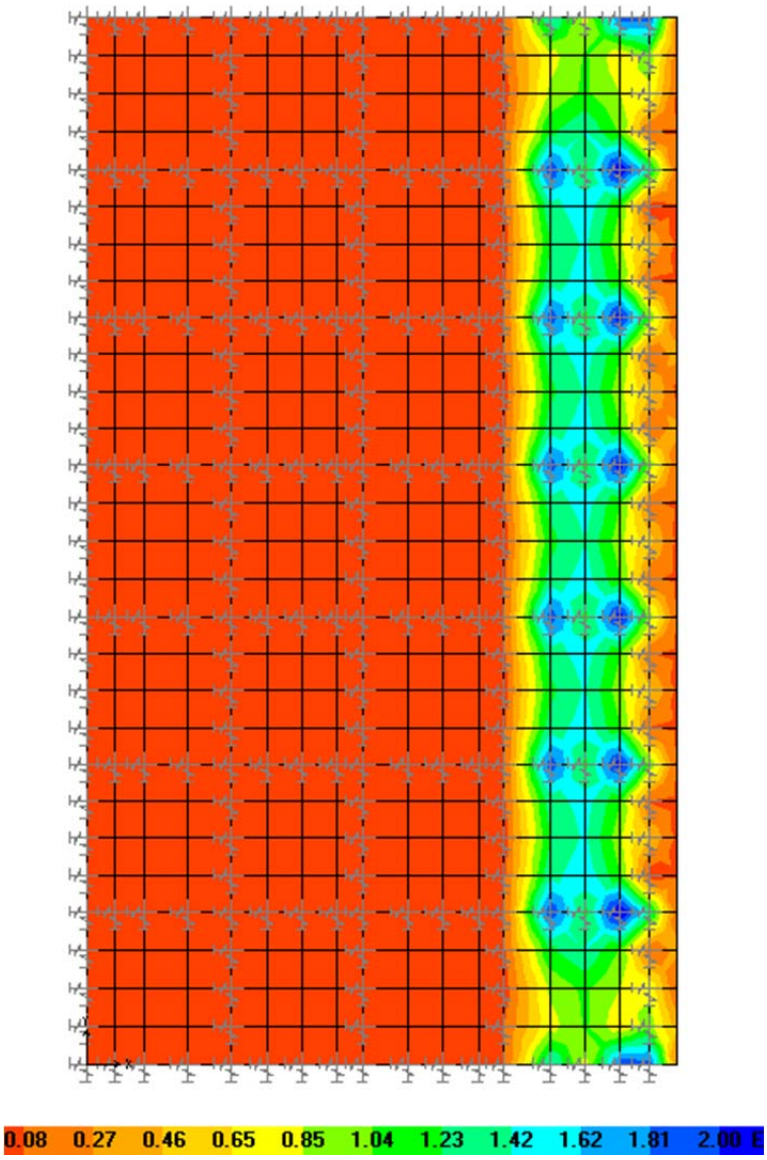


FIG. 2.8 - INVILUPPO M11_MAX - CASSONI CORRENTI [KNM/M]

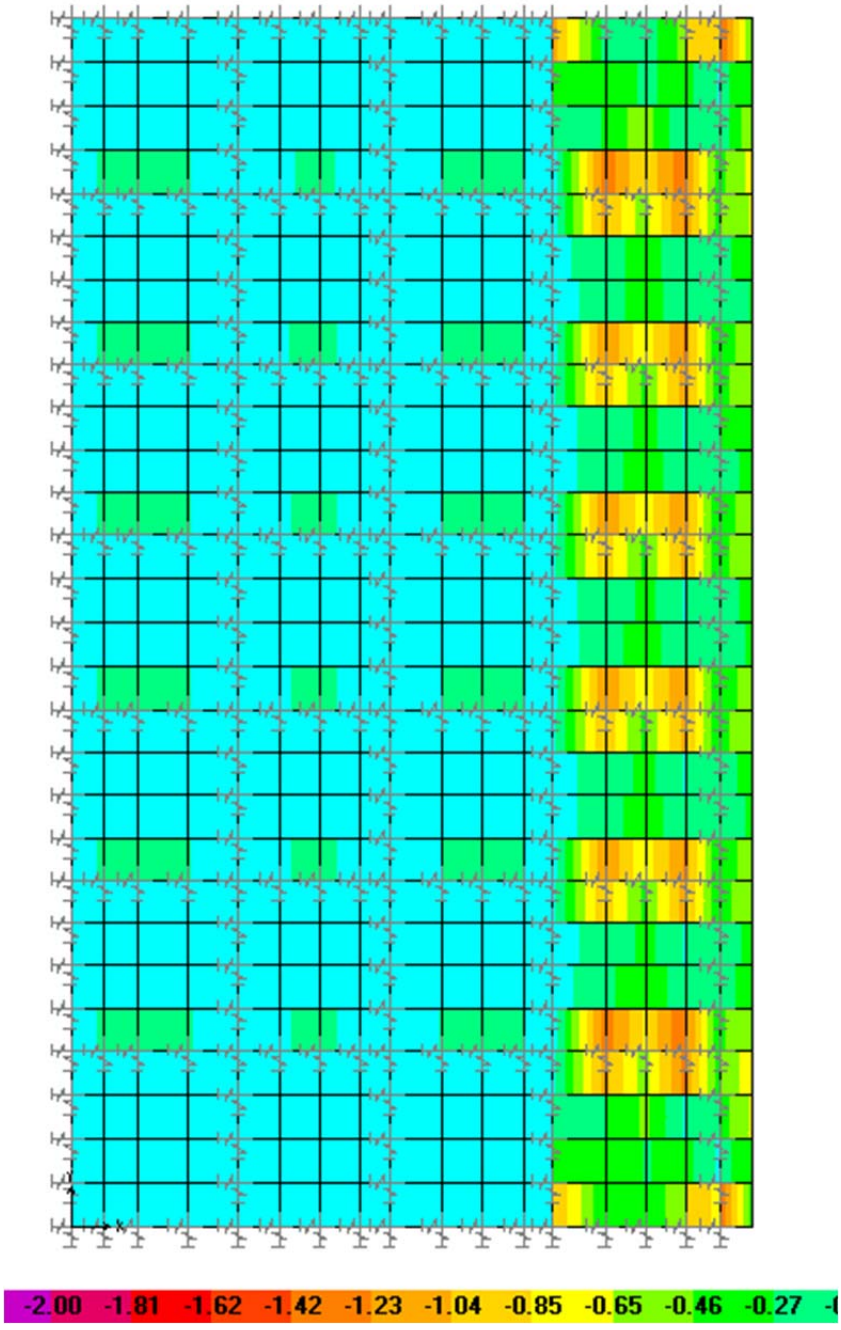


FIG. 2.9 - INVILUPPO V23_MIN - CASSONI CORRENTI [KN/M]

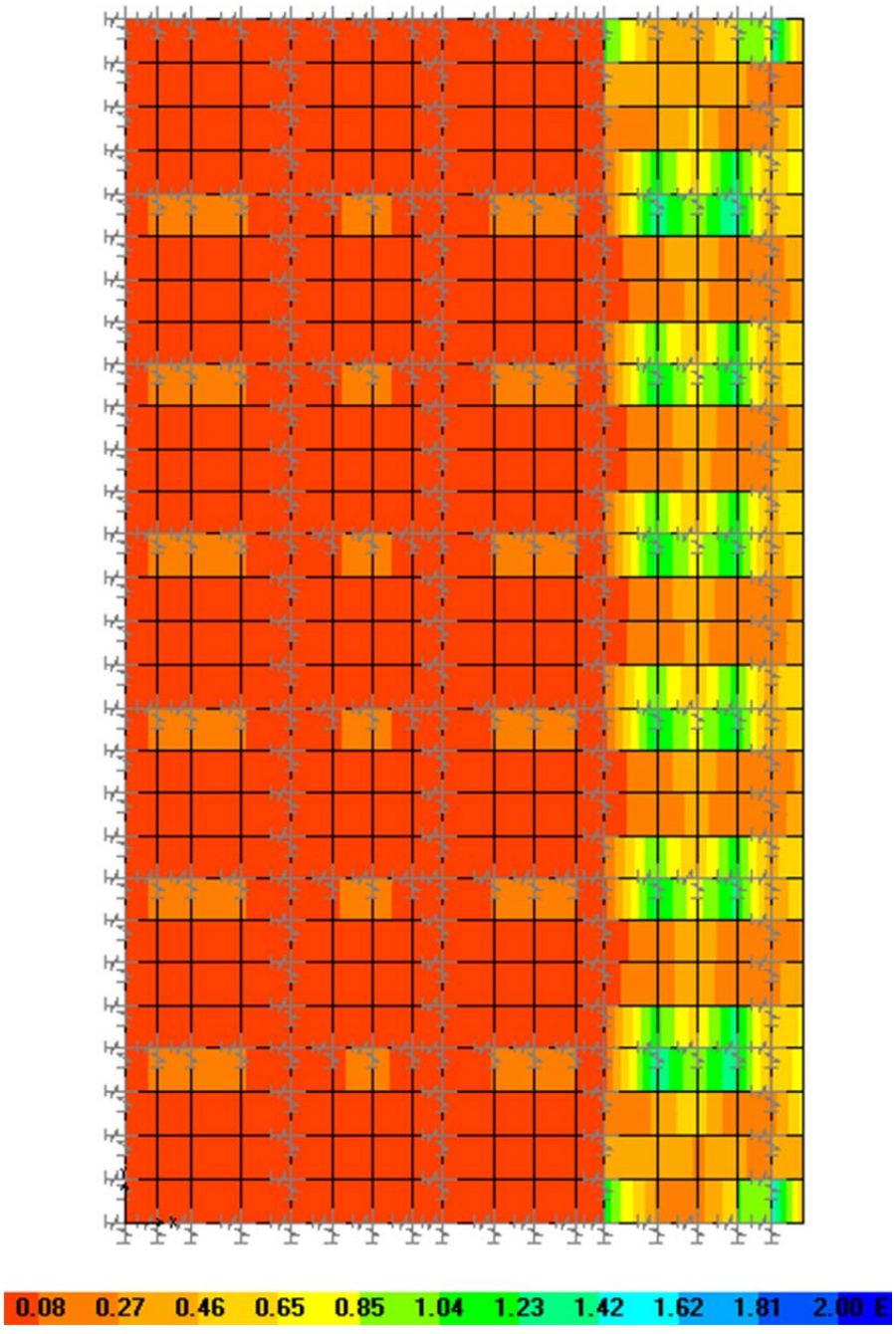


FIG. 2.10 - INVILUPPO V23_MAX - CASSONI CORRENTI [KN/M]

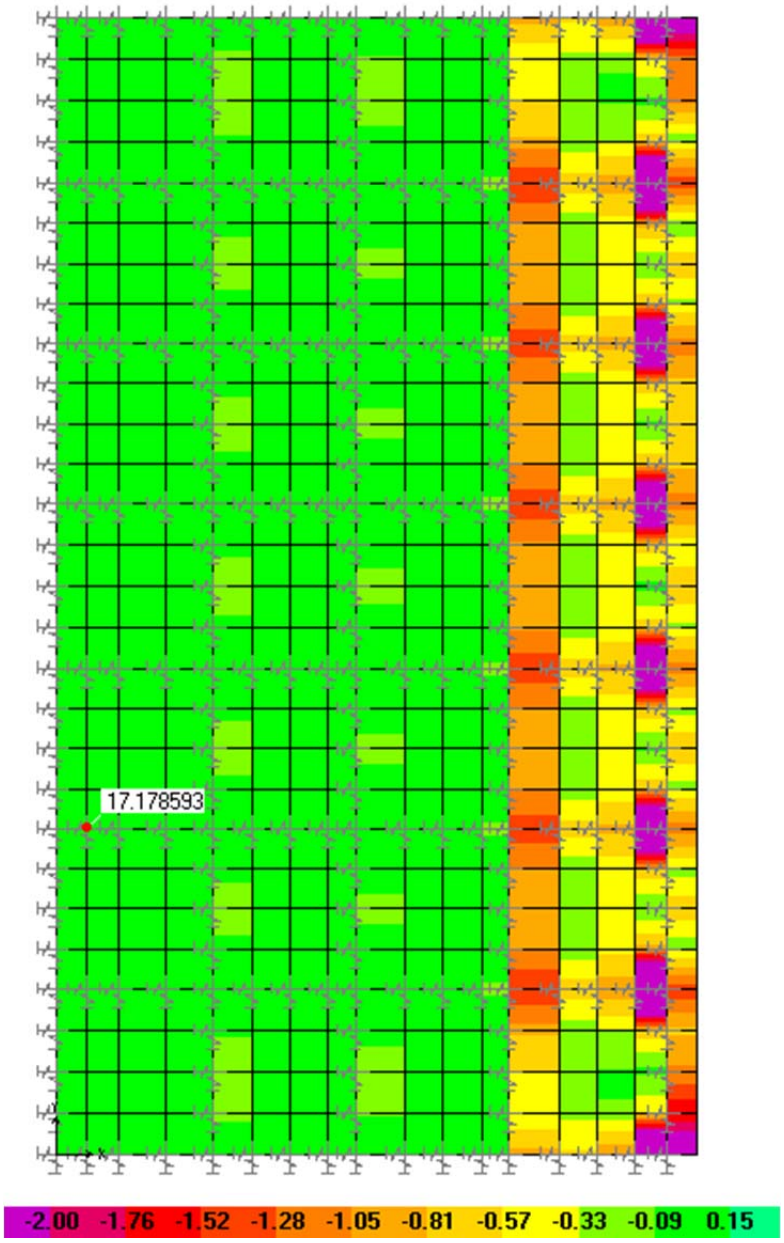


FIG. 2.11 - INVILUPPO V13_MIN - CASSONI CORRENTI [KN/M]

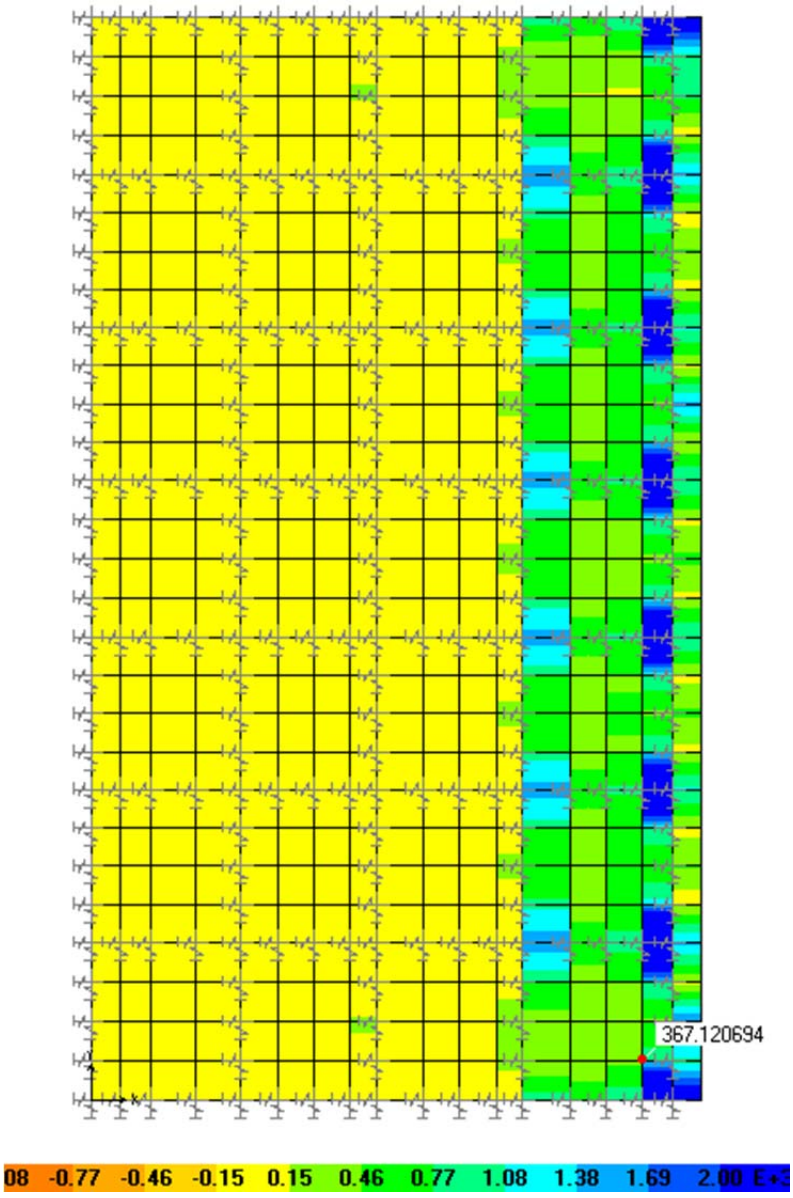


FIG. 2.12 - INVILUPPO V13_MAX - CASSONI CORRENTI [KN/M]

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	M_{rd}/M_{sd}
Lato mare Bitta - Assi G-H-I (M22)	M-	-400	+400	0.6	3.4	2Ø24		2Ø24		7.4	7.4	-499	1.25
	M+	+450	+400	0.6	3.4	2Ø24		2Ø24		7.4	7.4	+499	1.11
Lato mare senso long. Celle 1-5-9-13 - Assi G-H-I (M22)	M+	+1770	+40	1.0	2.0	5Ø26		5Ø26		7.4	7.4	+1963	1.11
	M-	-1770	+40	1.0	2.0	5Ø26		5Ø26		7.4	7.4	-1963	1.11
Soletta Correnti interni - Assi G-H-I (M22)	M+	+70	+15	1.0	0.5	2.5Ø18		2.5Ø18		6.8	6.8	+115	1.64
	M-	-100	+15	1.0	0.5	2.5Ø18		2.5Ø18	2.5Ø16	6.8	6.8	-192	1.92
Lato mare senso trasversali Celle 1-5-9-13 Assi A-B-C-D (M11)	M+	+1450	+85	1.0	2.0	5Ø24		5Ø24		5	5	+1613	1.11
	M-	-1450	+85	1.0	2.0	5Ø24		5Ø24		5	5	-1613	1.11
Senso trasversale Celle 2-6-10-14 Asse B (M11)	M+	+70	+80	1.0	0.5	2.5Ø22		2.5Ø18		5	5	+100	1.43
	M-	-130	+100	1.0	0.5	2.5Ø22		2.5Ø18	2.5Ø18	5	5	-197	1.52
Senso trasversale Celle correnti Assi C-D-E (M11)	M+	+70	+40	1.0	0.5	2.5Ø18		2.5Ø18		5	5	+109	1.56
	M-	-100	+50	1.0	0.5	2.5Ø18		2.5Ø18	2.5Ø16	5	5	-188	1.88
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 CASSONI CORRENTI - VERIFICHE CEMENTO ARMATO AGLI SLU

Orditura a taglio - lato mare sovrastruttura spessore 2m

La resistenza a taglio della sovrastruttura priva di orditura a taglio è pari a:

	Nsd	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)**
sovrastrutturra	0	2000	1938	2260	62	2260	0.12	1.32	0.0012	35	19.8	0	0.15	0.31	491	609.44	**609**

Il taglio in corrispondenza dello sbalzo è in corrispondenza dei setti trasversali (G-H-I) è pari a 1000kN/m circa.

Si dispone staffatura verticale in corrispondenza dello sbalzo e i setti G-H-I:

staffe del ϕ22 a passo 400x400mm oltre cavalli 2 braccia del ϕ16mm passo 800x800mm.

La resistenza a taglio della staffe è pari a

2(file di staffe) x 2.5 (numero di staffe) x 380mm^2(Φ22mm) x 391N/mm^2=884kN

La resistenza a taglio dei cavalli è pari a

1.25(file di staffe) x 1.25 (numero di staffe) x 402mm^2(2Φ16mm) x 391N/mm^2=246kN

La resistenza totale a taglio è pari a: 264+884=1148kN/m > V_{Sd}=1000kN/m

Orditura a taglio – Soletta interna spessore 0.5m:

	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)
Zona riempimento trasversale	500	441	503	59	635	0.12	1.67	0.0011	35	19.8	0	0.15	0.45	141	198	198
Zona riempimento longitudinale	500	425	503	77	635	0.12	1.69	0.0015	35	19.8	0	0.15	0.45	138	193	193

Il taglio massimo in corrispondenza degli setti interni è pari a 140kN/m.

La soletta dello spessore 0.5m non ha bisogno di orditura a taglio.

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

Il tiro bitta è applicato a q.ta +4.80 l.m.m. ed è pari a 500 kN.

2.2.1. Verifica armatura di ancoraggio bitta da 500kN

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° bracc	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
3	2	30	35	20	3068	1117	1143	391
Totale area proiettata					**3068**	**5637**	**3971**	**5878**

La forza di trazione di calcolo è pari a:
N_{sd} = 1.5 x 500 = 750 kN
L'area resistente necessaria vale:
$A_s = N_{rd} / f_{yd} = 750x10^3 / 391.3 = 1917\ mm^2$
L'area resistente nelle varie direzioni di tiro è verificata con fattore di sicurezza di 1.60.

2.2.2. Verifica dell'orditura della sovrastruttura in zona bitta da 500kN

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 6Φ24 (A_s = 2712mm^2) disposta intorno alla bitta con passo di 200 mm.
La forza di trazione di calcolo vale:
N_{sd} = 1.5 x 500 = 750 kN
La forza di trazione resistente vale:
$N_{rd} = A_s \times f_{yd} = 2712 \times 391.3 / 10^3 = 1061$ kN
La verifica è soddisfatta e il fattore di sicurezza vale 1.41.

2.2.3. Verifica armatura pareti esterne sovrastruttura bitta da 500kN

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 che ha una lunghezza teorica 32.08m.
Il tiro bitta è pari a 500kN.
Verifica a stato limite ultimo
Si considera un tiro bitta pari a F = 1.5 x 500 = 750 kN.

	M [kNm] lato mare	M[kNm] lato terra	V[kNm]
Bitta in asse sovrastruttura	3000	0	375
Bitta 2.0m dal bordo sovrast.	165	2500	588

Verifica a momento mare/terra:

M_{sd} = 3000 kNm

B = 2.0 mH = 5.35 mH1 = 5.266 mH2 = 0.084 m

AF1 = 1570 mm^2(5 Φ 20)

AF2 = 1570 mm^2(5 Φ 20)

M_{rd} = 3222 kNm > M_{sd}

Verifica a taglio:

V_{sd}= 588 kN,

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

	Nsd	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)
sovrastrutturra	0	5350	5266	1570	84	1570	0.12	1.19	0.0003	35	19.8	0	0.15	0.27	766	1424	1424

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 500 = 100 kN.

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

Verifica a momento massimo (orditura simmetrica lato mare/terra):

M = 400 kNm

B = 2.00 mH = 5.35 mH1 = 5.266 mH2 = 0.084 m

AF1 = 1570 mm^2(5 Φ 20)

AF2 = 1570 mm^2(5 Φ 20)

Passo 400mmCopriferro 74mm

σ_c = 0.2 N/mm^2 σ_s = 48 N/mm^2w = 0.065 mm

2.3. **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 riportate nella seguente tabella.

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

Combinazioni Azioni verticali
a)1.0pp+0.9ScG
b)1.0pp+0.5dT(+)+0.8ScG
c)1.0pp+0.5dT(-)+0.8ScG

Combinazioni Azioni orizzontali
d)1.0pp+0.2TB
e)1.0pp+0.2P
f)1.0pp+0.2Cr

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

Combinazioni Azioni verticali
a)1.0pp+1.0ScG
b)1.0pp+0.6dT(+)+1.0ScG
c)1.0pp+0.6dT(-)+1.0ScG
d)1.0pp+0.6dT(+)+1.0ScG+0.6TB
e)1.0pp+0.6dT(-)+1.0ScG+0.6TB
f)1.0pp+0.6dT(+)+1.0ScG+0.6P+0.6Cr
g)1.0pp+0.6dT(-)+1.0ScG+0.6P+0.6Cr

Combinazioni Azioni orizzontali
h)1.0pp+0.6TB
i)1.0pp+0.6P
j)1.0pp+0.7Cr

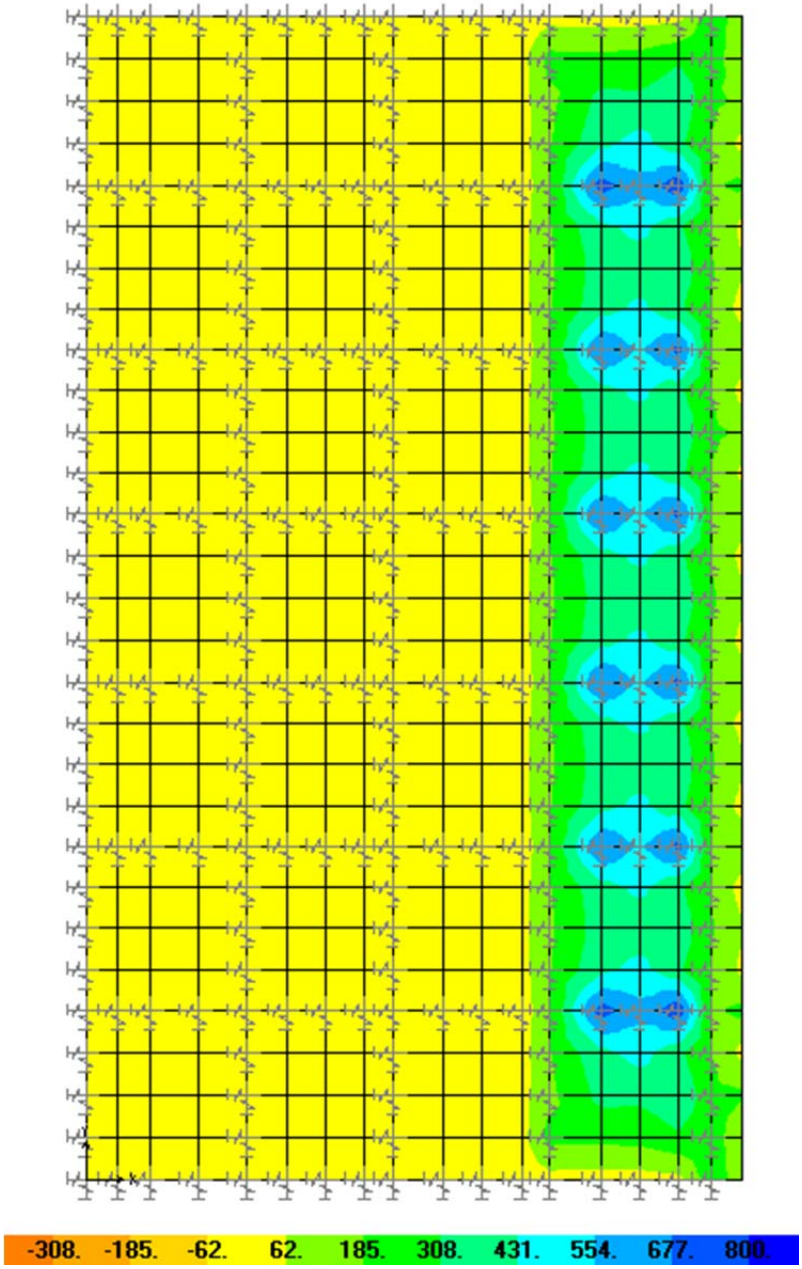


FIG. 2.13 - INVILUPPO M22_MAX(SLE-FREQ.) - CASSONI CORRENTI [KNM/M]

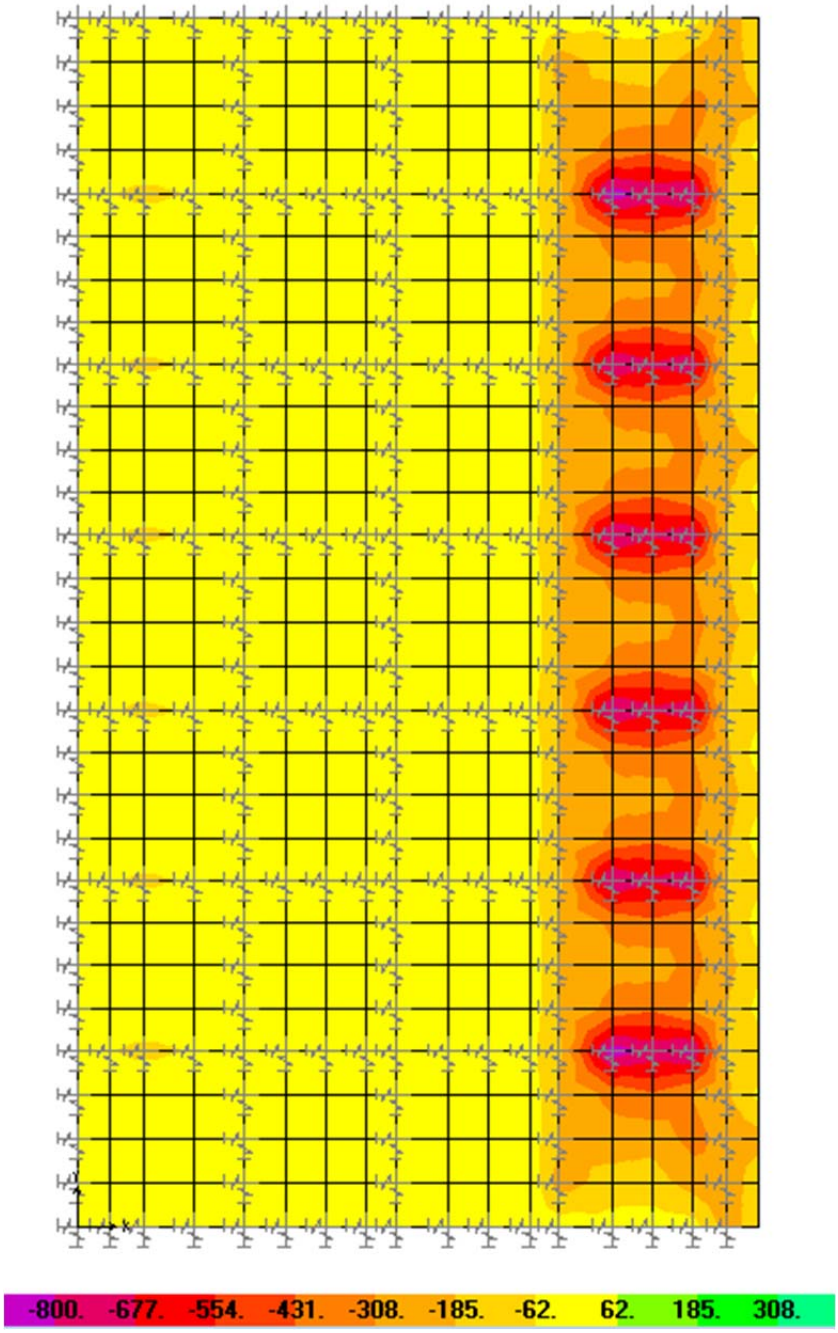


FIG. 2.14 - INVILUPPO M22_MIN(SLE-FREQ.) - CASSONI CORRENTI [KNM/M]

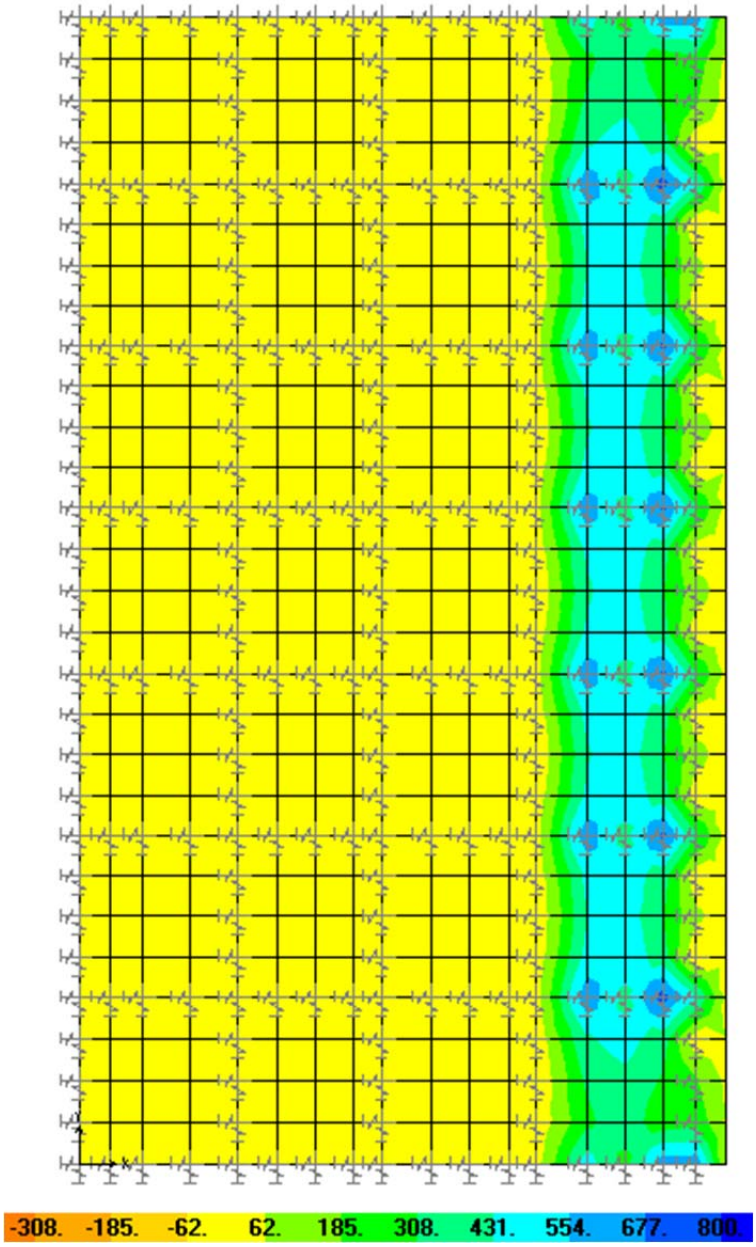


FIG. 2.15 - INVILUPPO M11_MAX(SLE-FREQ.) - CASSONI CORRENTI [KNM/M]

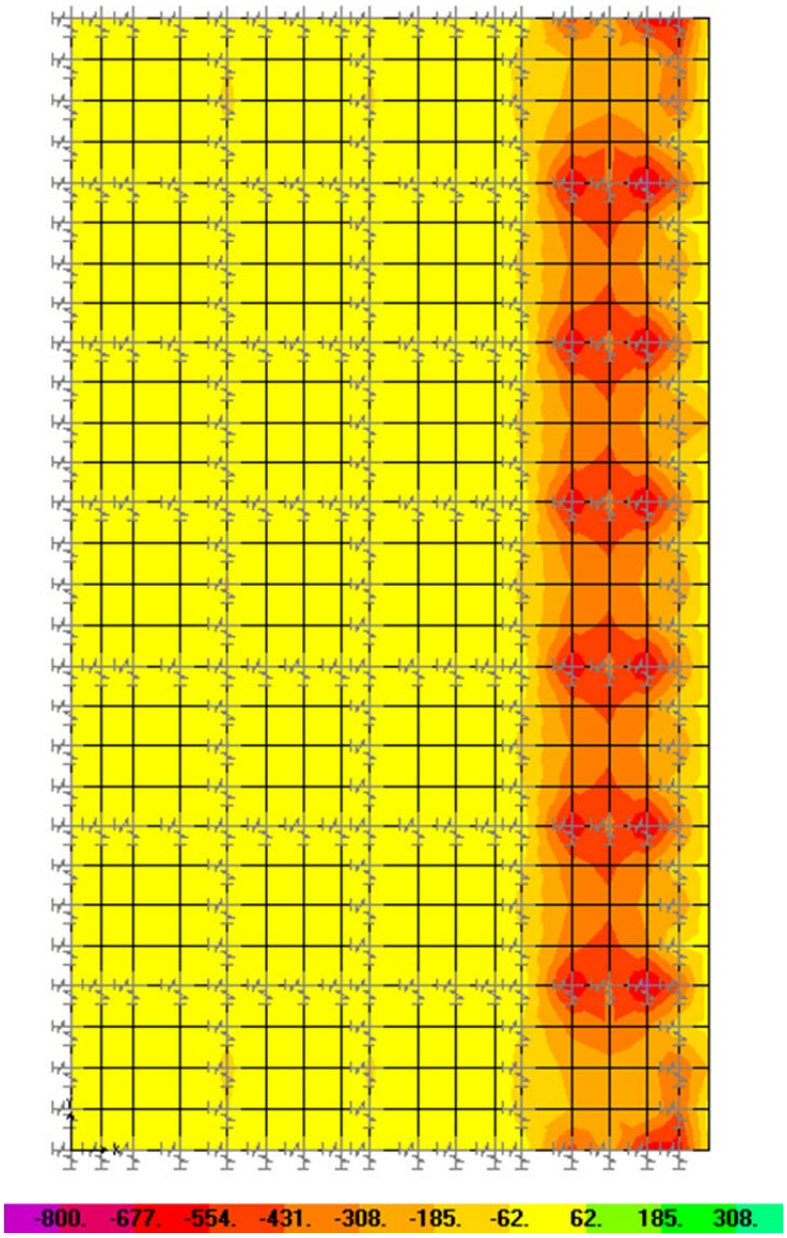


FIG. 2.16 - INVILUPPO M11_MIN(SLE-FREQ.) - CASSONI CORRENTI [KNM/M]

Sezione	Sollecitazioni			Sezione		Armatura				Copriferro netto				
	Msd		Nsd	B	H	Inferiore		Superiore		Inf	Sup	σ_c	σ_s	w
		[kNm]	[kN]	[m]	[m]	Tipo1	Tipo2	Tipo1	Tipo2	[cm]	[cm]	[MPa]	[MPa]	[mm]
Lato mare Bitta - Assi G-H-I (M22)	M-	-200	+40	0.6	3.4	5Ø24		5Ø24		7.4	7.4	0.5	89	0.113
	M+	+200	+40	0.6	3.4	5Ø24		5Ø24		7.4	7.4	0.5	89	0.113
Lato mare senso long. Celle 1-5-9-13 - Assi G-H-I (M22)	M+	+600	+15	1.0	2.0	5Ø26		5Ø26		7.4	7.4	1.7	125	0.132
	M-	-600	+15	1.0	2.0	5Ø26		5Ø26		7.4	7.4	1.7	125	0.132
Soletta Correnti interni - Assi G-H-I (M22)	M+	+40	+5	1.0	0.5	2.5Ø18		2.5Ø18		6.8	6.8	2.5	159	0.193
	M-	-70	+5	1.0	0.5	2.5Ø18		2.5Ø18	2.5Ø16	6.8	6.8	3.3	157	0.173
Lato mare senso trasversali Celle 1-5-9-13 Assi A-B-C-D (M11)	M+	+480	+20	1.0	2.0	5Ø24		5Ø24		5	5	1.4	117	0.101
	M-	-500	+20	1.0	2.0	5Ø24		5Ø24		5	5	1.5	122	0.105
Senso trasversale Celle 2-6-10-14 Asse B (M11)	M+	+45	+10	1.0	0.5	2.5Ø22		2.5Ø18		5	5	2.1	120	0.136
	M-	-90	+10	1.0	0.5	2.5Ø22		2.5Ø18	2.5Ø18	5	5	3.7	176	0.158
Senso trasversale Celle correnti Assi C-D-E (M11)	M+	+45	+10	1.0	0.5	2.5Ø18		2.5Ø18		5	5	2.5	176	0.184
	M-	-70	+10	1.0	0.5	2.5Ø18		2.5Ø18	2.5Ø16	5	5	3.1	153	0.145
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 CORRENTI - VERIFICHE CEMENTO ARMATO AGLI SLE(FREQUENTI)

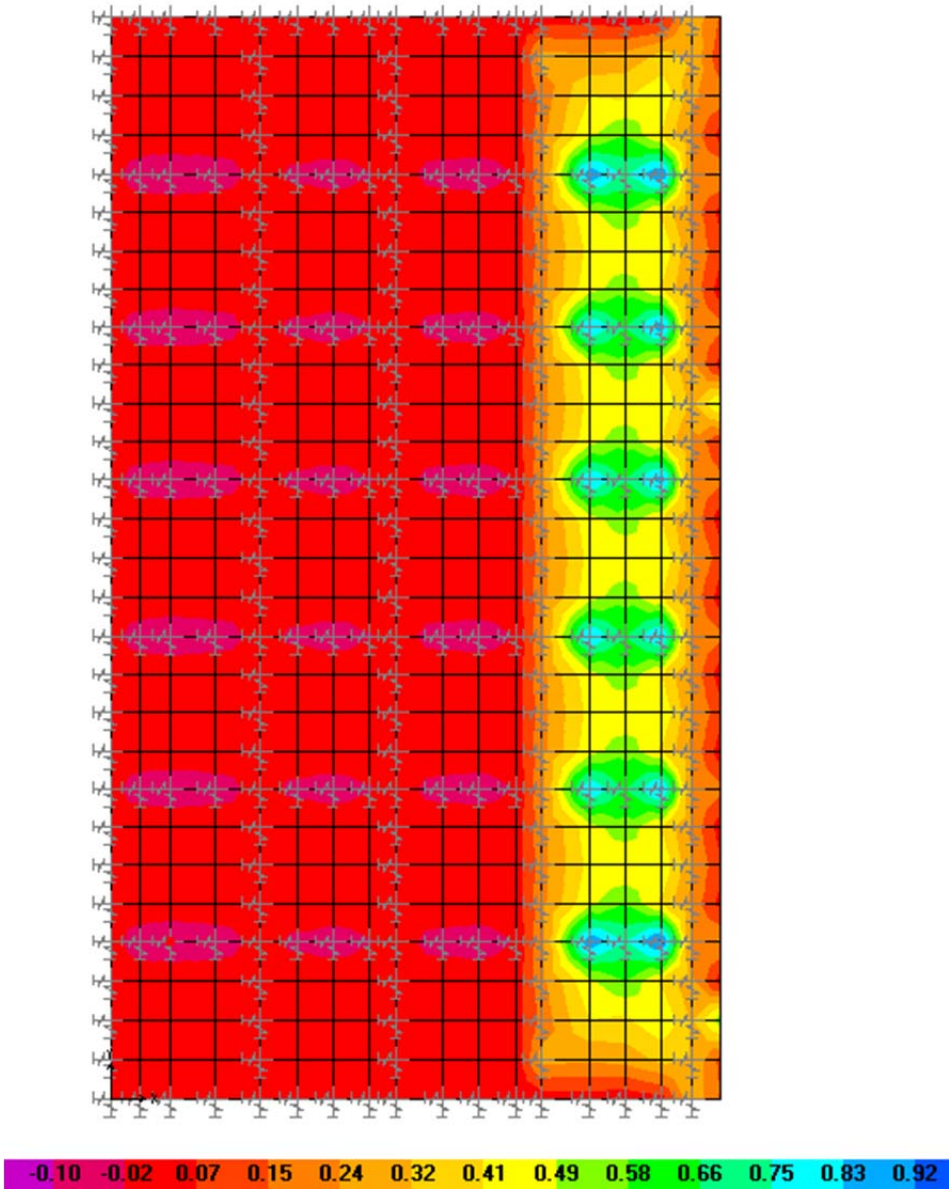


FIG. 2.17 - INVILUPPO M22_MAX(SLE-RARE) - CASSONI CORRENTI [KNM/M]

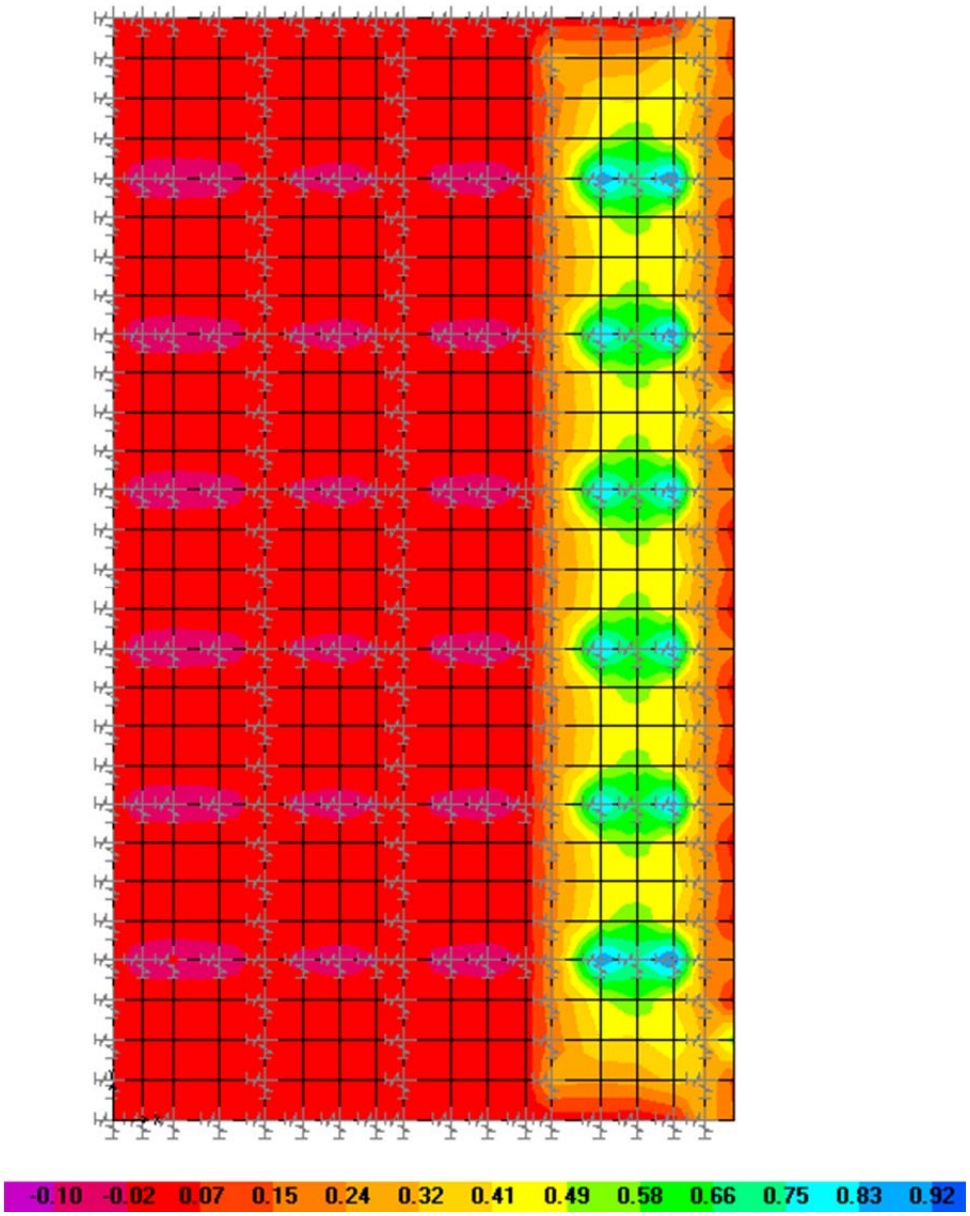


FIG. 2.18 - INVILUPPO M22_MIN(SLE-RARE) - CASSONI CORRENTI [KNM/M]

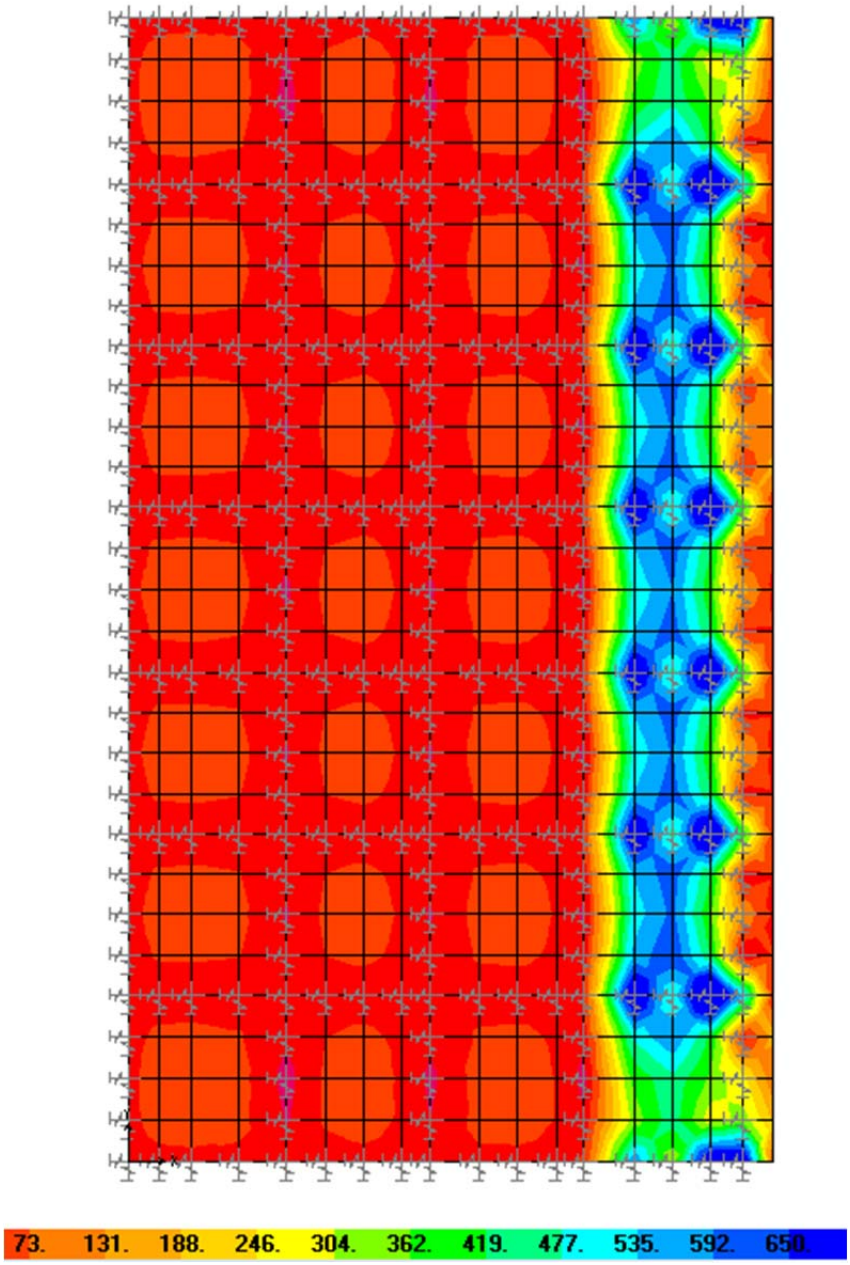


FIG. 2.19 - INVILUPPO M11_MAX(SLE-RARE) - CASSONI CORRENTI [KNM/M]

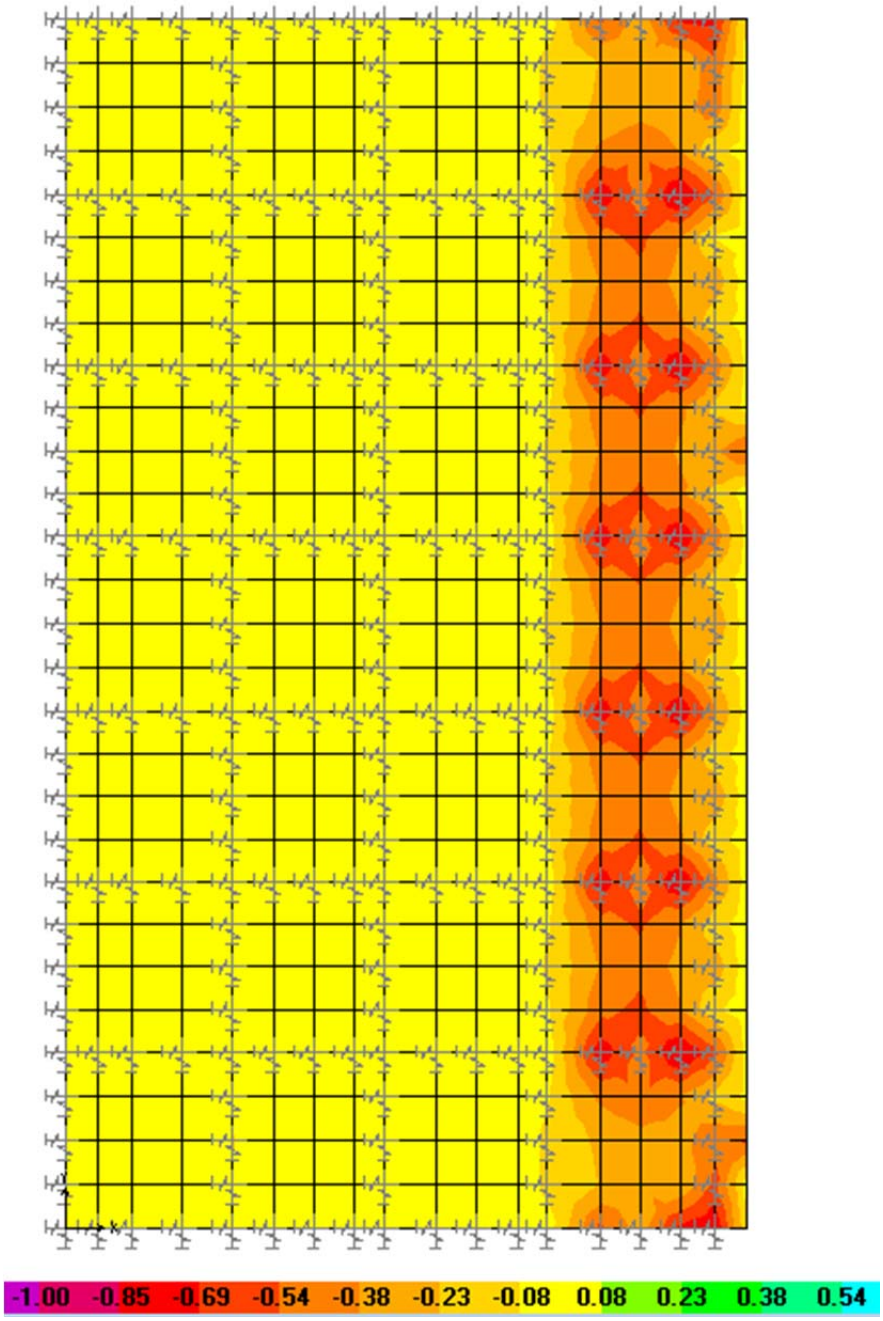


FIG. 2.20 - INVILUPPO M11_MIN(SLE-RARE) - CASSONI CORRENTI [KNM/M]

Sezione	Sollecitazioni			Sezione		Armatura				Copriferro netto			
	Msd		Nsd	B	H	Inferiore		Superiore		Inf	Sup	σ_c	σ_s
		[kNm]	[kN]	[m]	[m]	Tipo1	Tipo2	Tipo1	Tipo2	[cm]	[cm]	[MPa]	[MPa]
Lato mare Bitta - Assi G-H-I (M22)	M-	-350	+150	0.6	3.4	5Ø24		5Ø24		7.4	7.4	0.6	202
	M+	+350	+150	0.6	3.4	5Ø24		5Ø24		7.4	7.4	0.6	202
Lato mare senso long. Celle 1-5-9-13 - Assi G-H-I (M22)	M+	+800	+25	1.0	2.0	5Ø26		5Ø26		7.4	7.4	2.3	171
	M-	-1000	+25	1.0	2.0	5Ø26		5Ø26		7.4	7.4	2.9	213
Soletta Correnti interni - Assi G-H-I (M22)	M+	+48	+6	1.0	0.5	2.5Ø18		2.5Ø18		6.8	6.8	3.0	196
	M-	-80	+6	1.0	0.5	2.5Ø18		2.5Ø18	2.5Ø16	6.8	6.8	3.8	184
Lato mare senso trasversali Celle 1-5-9-13 Assi A-B-C-D (M11)	M+	+600	+60	1.0	2.0	5Ø24		5Ø24		5	5	1.8	156
	M-	-620	+60	1.0	2.0	5Ø24		5Ø24		5	5	1.8	161
Senso trasversale Celle 2-6-10-14 Asse B (M11)	M+	+50	+35	1.0	0.5	2.5Ø22		2.5Ø18		5	5	2.4	149
	M-	-100	+35	1.0	0.5	2.5Ø22		2.5Ø18	2.5Ø18	5	5	4.1	209
Senso trasversale Celle correnti Assi C-D-E (M11)	M+	+50	+20	1.0	0.5	2.5Ø18		2.5Ø18		5	5	2.8	207
	M-	-85	+20	1.0	0.5	2.5Ø18		2.5Ø18	2.5Ø16	5	5	3.7	193
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 CORRENTI - VERIFICHE CEMENTO ARMATO AGLI SLE(RARE)

2.4. **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 sui 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: ≈17.89m^3/ml x 32.m x 24.5kN/m^3= 14025kN

Riempimento : ≈19.1m^3/ml x 32m x 18.0kN/m^3= 11002kN

25027kN

Combinazioni di azioni orizzontali considerando rispettivamente, in favore di sicurezza, numero 2 bitte.

Bitta: 1.5x500x2=1500kN (A1-M1), 1.3x500x2=1300kN (A2-M2)

FS=0.57x25027/1500=9.5

FS=0.48x25027/1300=9.2

Sisma: 25027x0.15=3754kN

FS=0.48x25027x(1-0.075)/3754=2.96

La sovrastruttura è stabile allo scorrimento per gravità.

3. VERIFICA C.A. DELLA SOVRASTRUTTURA SUL CASSONE H5

Il cassone H5 in corrispondenza dei bracci di carico deve alloggiare, nella sovrastruttura, un serbatoio di raccolta d'olio che può dare origine a fenomeni di sversamento durante le operazioni di carico/scarico. Per lasciare lo spazio necessario il cassone H5 è meno alto di 1.5m e arriva alla quota +1.0m. In questo modo la sovrastruttura sul cassone H5 arriva a q.ta +1.50m. La sovrastruttura interrata, perciò, deve supportare 3m di riempimento anziché 1.5m, per cui si esegue una verifica specifica del c.a..
Nella figura seguente si riporta la carpenteria della sovrastruttura del cassone H5.

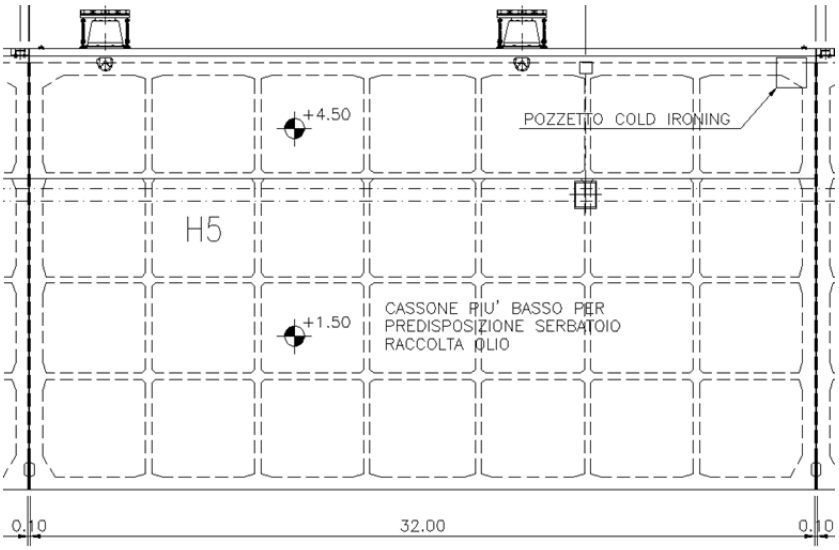


FIG. 3.1 - CARPENTERIA CONCIO SOVRASTRUTTURA CASSONE H5 - PIANTA

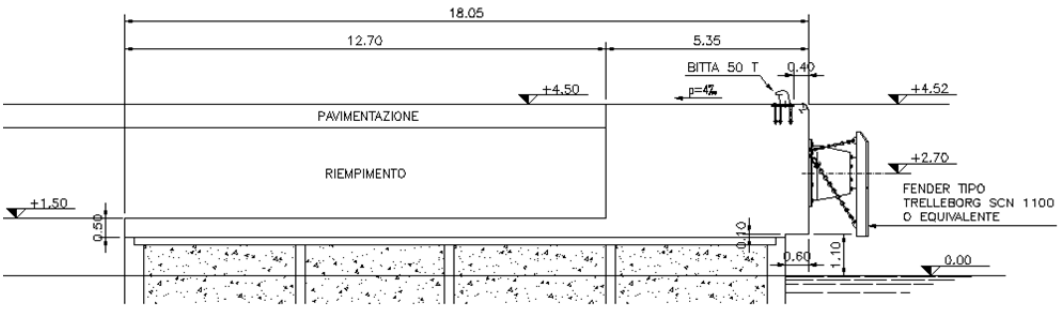


FIG. 3.2 - CARPENTERIA CONCIO SOVRASTRUTTURA CASSONE H5 - SEZIONE TRASVERSALE

Per il calcolo della sovrastruttura si applica per le combinazioni con cresta d'onda una sottospinta di 25kPa all'intradosso dello sbalzo.
Si procede al calcolo della sovrastruttura utilizzando un modello a piastra appoggiata sui setti verticali e soggetto alle azioni di progetto.
La lastra è vincolata sia nel senso verticale, sia nel senso orizzontale. Nel senso orizzontale i vincoli consistono in delle molle deboli dovute alla presenza dei monconi di ripresa che collegano la sovrastruttura al cassone.
Il modello è stato implementato con il codice di calcolo SAP 2000.

3.1. **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
o) 1.3pp+1.5ScG
p) 1.3pp+1.5T(+)
q) 1.3pp+1.5dT(-)
r) 1.3pp+1.5dT(+)+1.5x1xScG
s) 1.3pp+1.5dT(-)+1.5x1xScG
t) 1.3pp+1.5dT(+)+1.5x1xScG +1.5x0.6TB
u) 1.3pp+1.5dT(-)+1.5x1xScG+1.5x0.6TB
v) 1.3pp+1.5dT(+)+1.5x1xScG +1.5x0.6P+1.5x0.6Cr
w) 1.3pp+1.5dT(-)+1.5x1xScG+1.5x0.6P+1.5x0.6Cr

Combinazioni Azioni orizzontali

x) 1.0pp+1.5TB
y) 1.0pp+1.5P+0.9Cr
z) 1.0pp+1.5Cr+0.9P
aa) EQ(kv+)+0.8ScG
bb) EQ(kv-)+0.8ScG

Dove:
pp - peso proprio (azione permanente)
ScG - sovraccarico gravante (azione variabile)
Cr - cresta d'onda (azione variabile)
TB - tiro bitta
P - parabordo

dT - delta temperatura

EQ - sisma con l'azione verticale in su (kv+) o in giù (kv-)

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

Di seguito si riporta uno schema identificativo della sovrastruttura:

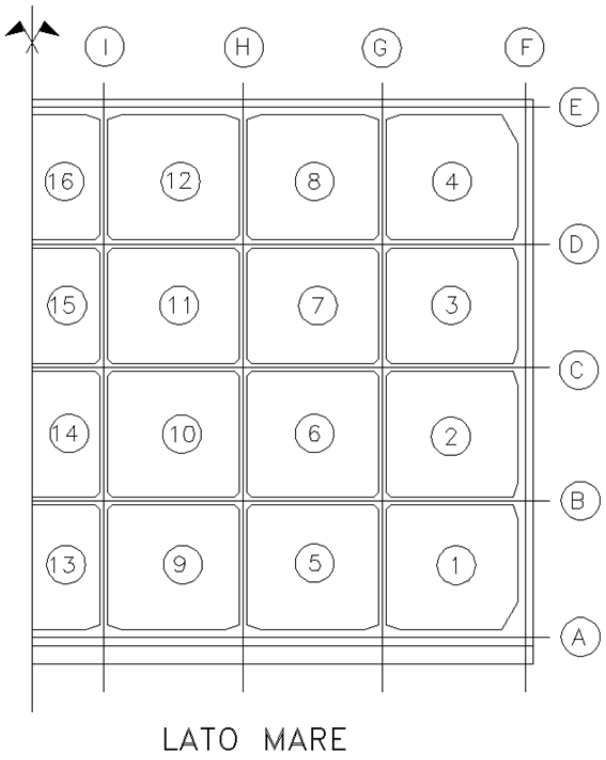


FIG. 3.3 - SCHEMA IDENTIFICATIVO SOVRASTRUTTURA SUL CASSONE H5

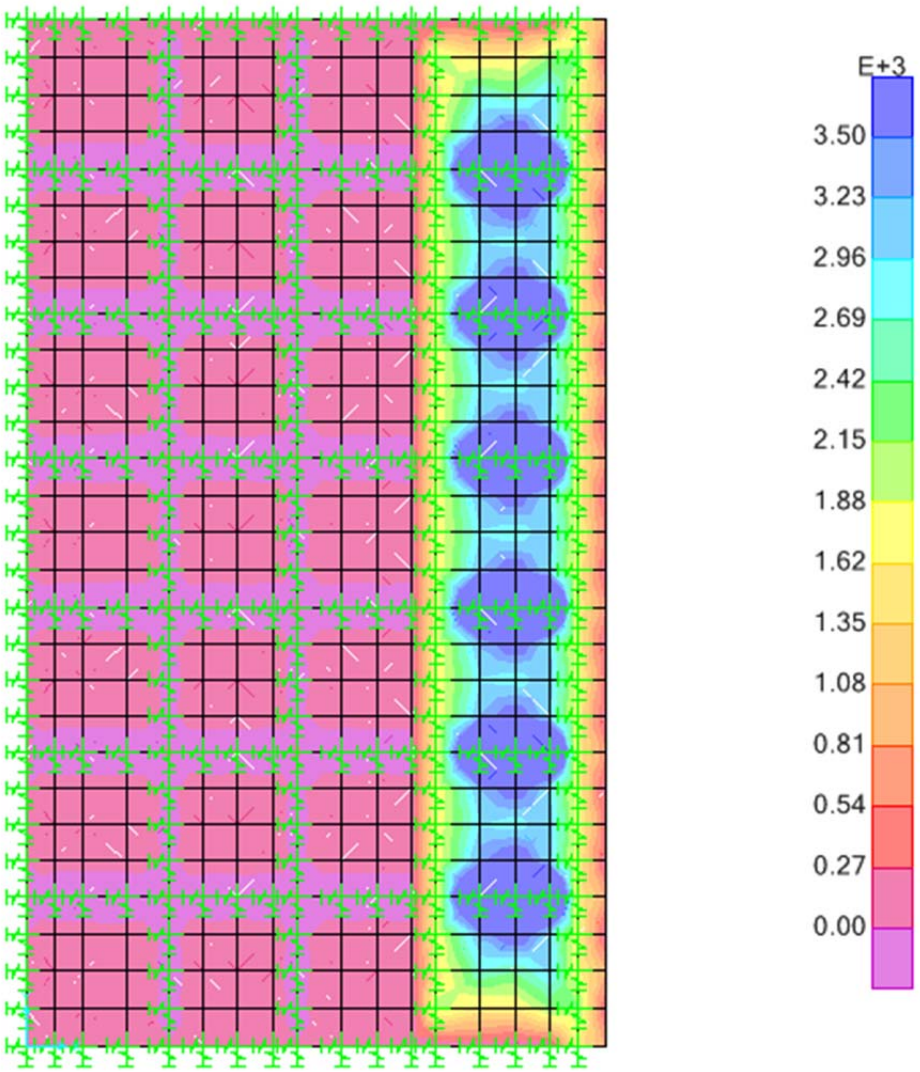


FIG. 3.4 - INVILUPPO M22_MAX - CASSONE H5 [KNM/M]

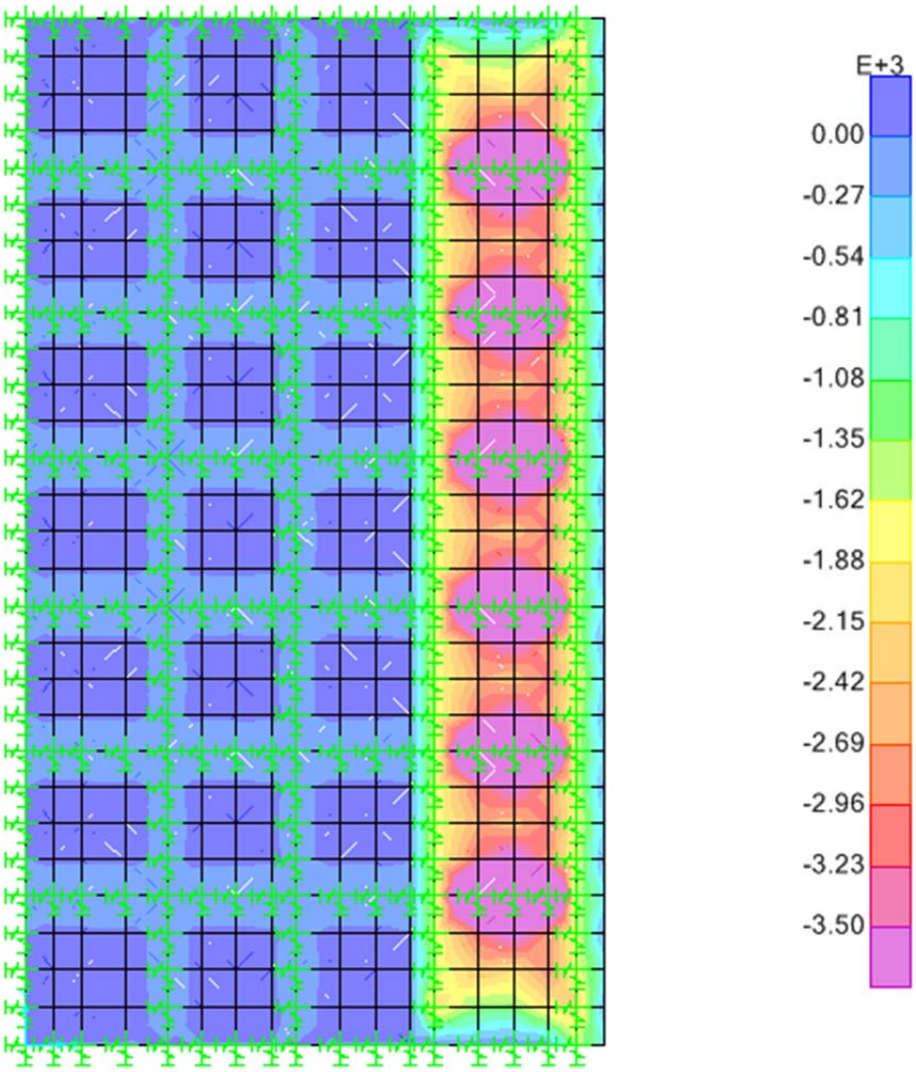


FIG. 3.5 - INVILUPPO M22_MIN - CASSONE H5 [KNM/M]

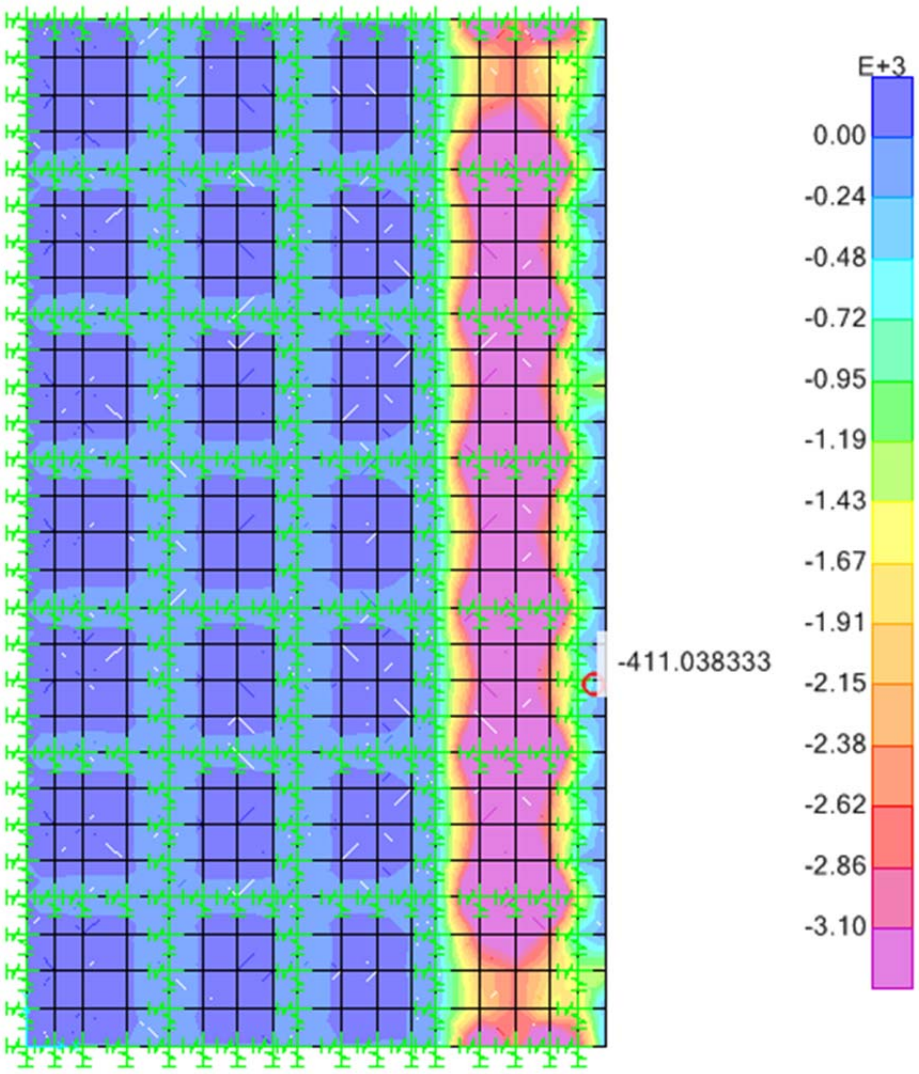


FIG. 3.6 - INVILUPPO M11_MIN - CASSONE H5 [KNM/M]

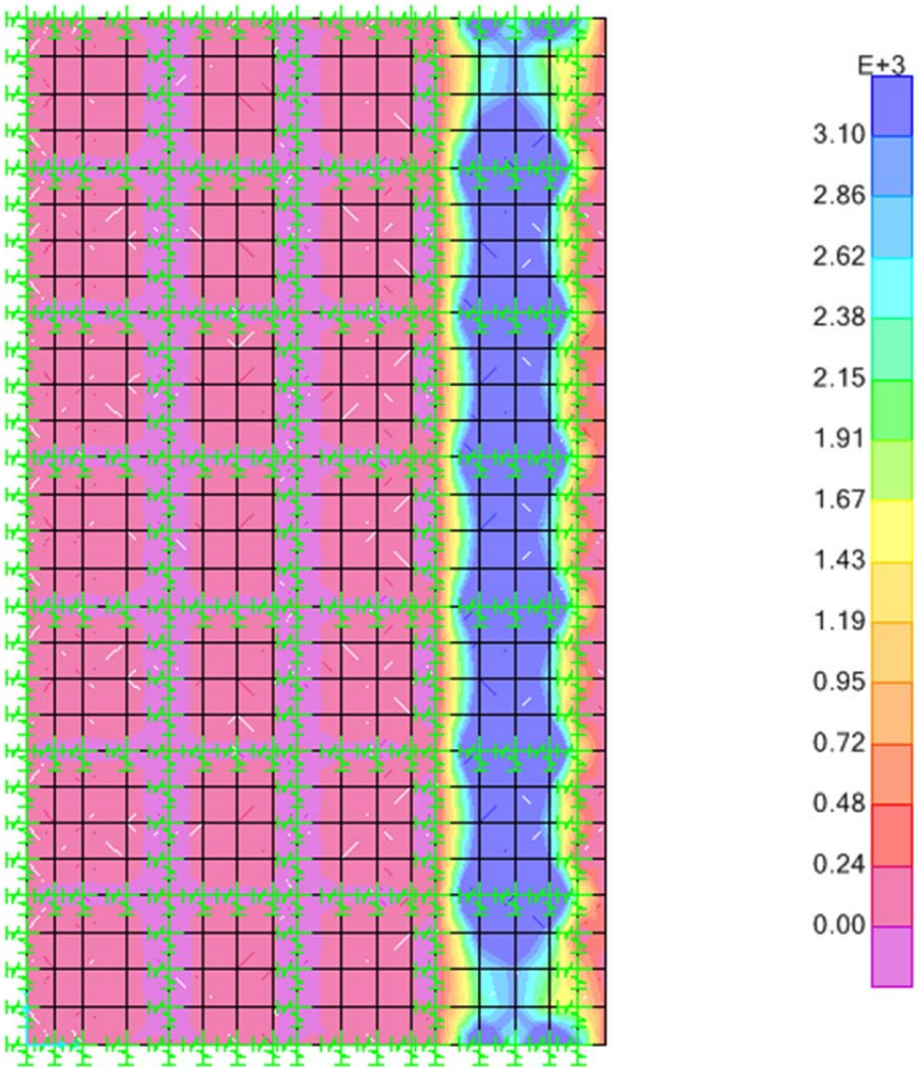


FIG. 3.7 - INVILUPPO M11_MAX – CASSONE H5 [KNM/M]

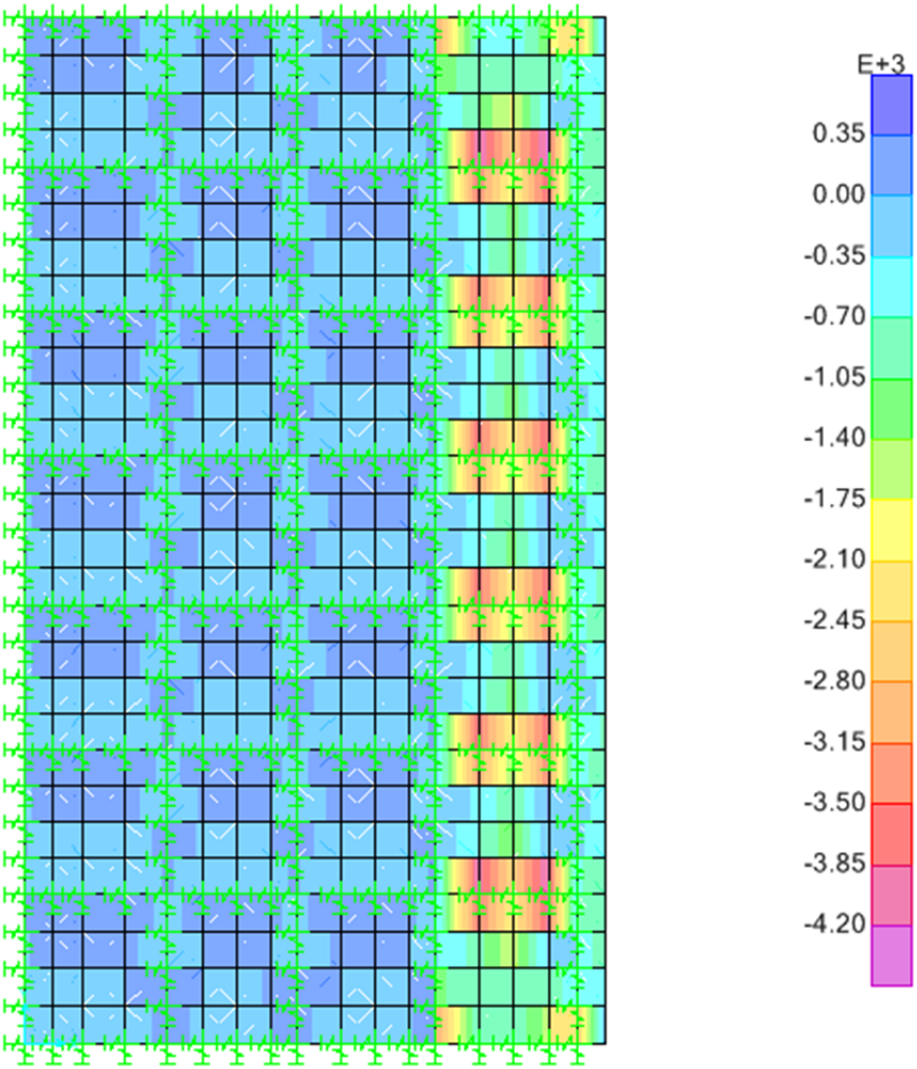


FIG. 3.8 - INVILUPPO V23_MIN – CASSONE H5 [KN/M]

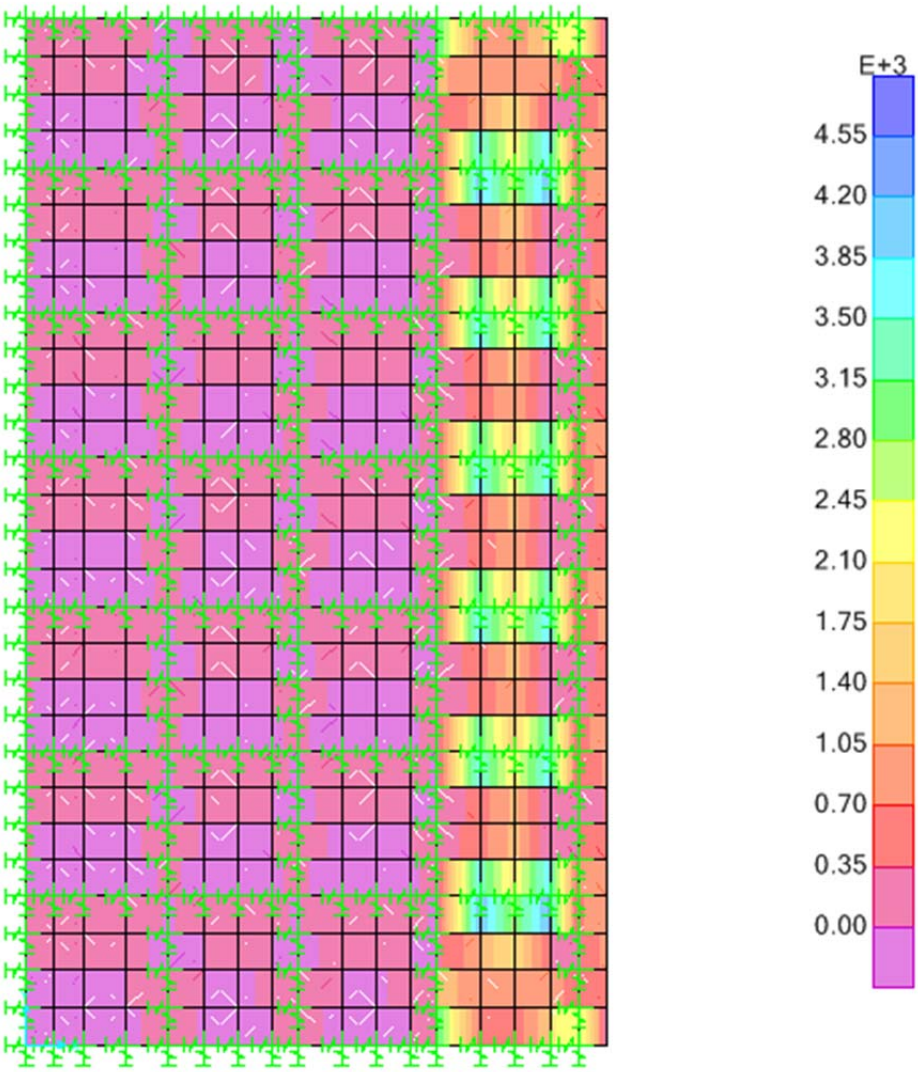


FIG. 3.9 - INVILUPPO V23_MAX - CASSONE H5 [KN/M]

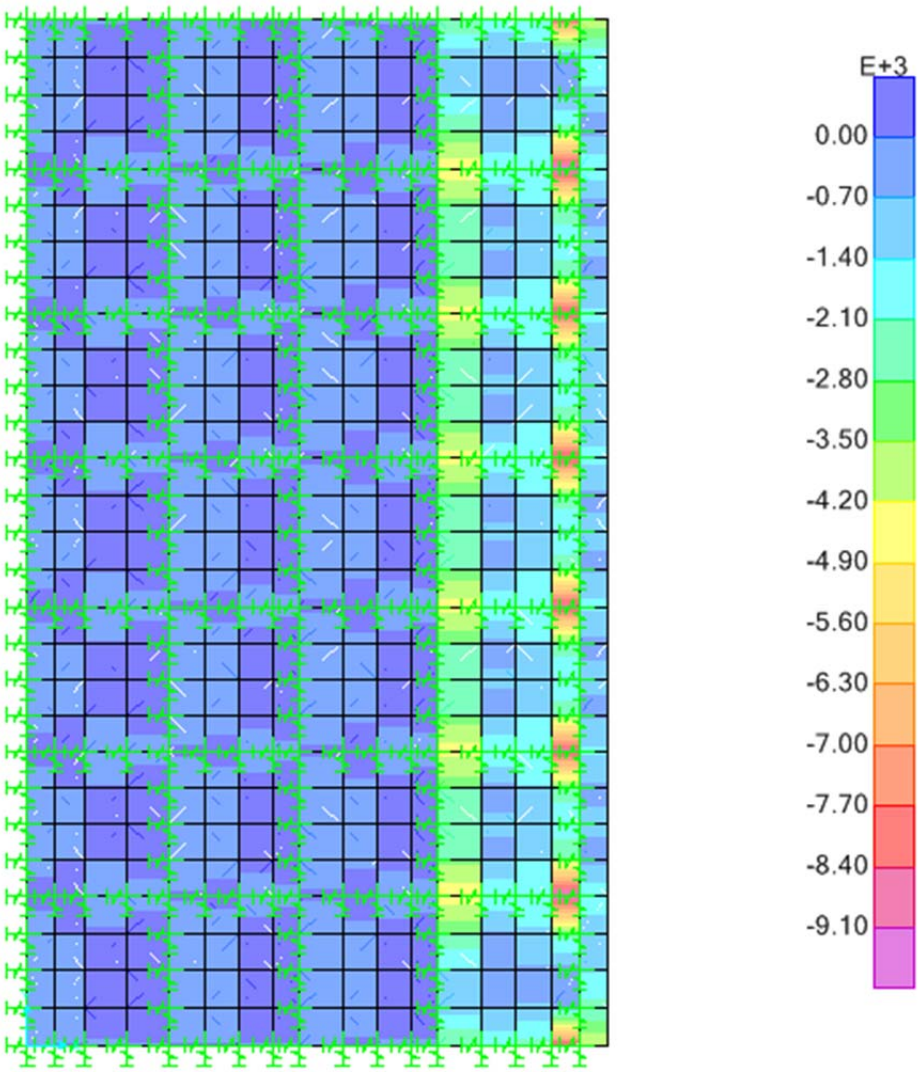


FIG. 3.10 - INVILUPPO V13_MIN - CASSONE H5 [KN/M]

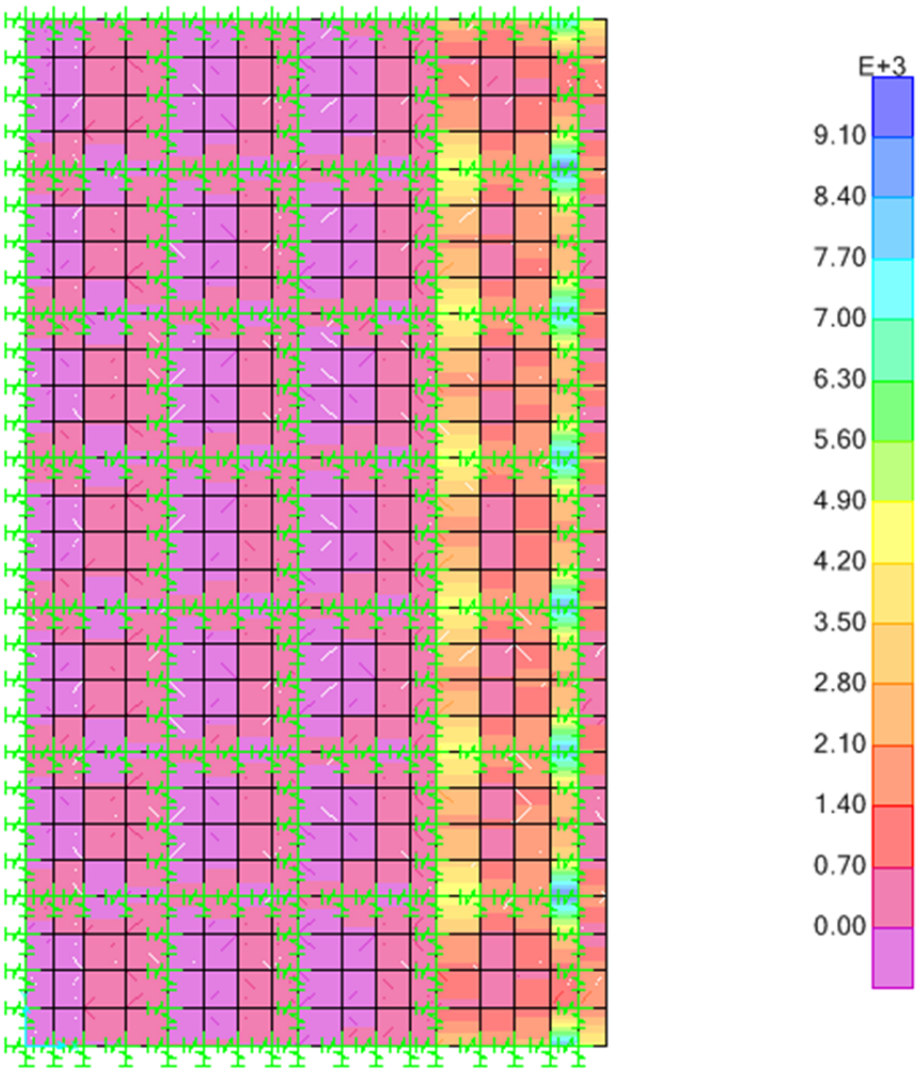


FIG. 3.11 - INVILUPPO V13_MAX - CASSONE H5 [KN/M]

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	M_{rd}/M_{sd}
Lato mare Bitta - Assi G-H-I (M22)	M-	-400	+400	0.6	3.4	2Ø24		2Ø24		7.4	7.4	-499	1.25
	M+	+450	+400	0.6	3.4	2Ø24		2Ø24		7.4	7.4	+499	1.11
Lato mare senso long. Celle 1-5-9-13 - Assi G-H-I (M22)	M+	+3100	+40	1.0	3.5	5Ø26		5Ø26		7.4	7.4	+3445	1.11
	M-	-3100	+40	1.0	3.5	5Ø26		5Ø26		7.4	7.4	-3445	1.11
Soletta Correnti interni - Assi G-H-I (M22)	M+	+85	+15	1.0	0.5	5Ø16		2.5Ø18		6.6	6.8	+167	1.96
	M-	-150	+15	1.0	0.5	5Ø16		2.5Ø18	2.5Ø18	6.6	6.8	-204	1.36
Lato mare senso trasversali Celle 1-5-9-13 Assi A-B-C-D (M11)	M+	+2700	+85	1.0	3.5	5Ø24		5Ø24		5	5	+2870	1.06
	M-	-2700	+85	1.0	3.5	5Ø24		5Ø24		5	5	-2870	1.06
Senso trasversale Assi B-C-D-E (M11)	M+	+80	+140	1.0	0.5	5Ø16		2.5Ø18		5	5	+146	1.83
	M-	-160	+100	1.0	0.5	5Ø16		2.5Ø18	2.5Ø18	5	5	-199	1.24
NB: I momenti positivi tendono le fibre inferiori, i momenti negativi tendono le fibre superiori. N positivo trazione. N negativo compressione													

TAB. 3.1 - SOVRASTRUTTURA CASSONE H5 - VERIFICHE CEMENTO ARMATO AGLI SLU

Orditura a taglio - lato mare sovrastruttura spessore 3.5m

La resistenza a taglio della sovrastruttura priva di orditura a taglio è pari a:

	Nsd	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)**
sovrastrutturra	0	3500	3421	1570	62	2260	0.12	1.24	0.0005	35	19.8	0	0.15	0.31	597	980	**980**

Il taglio in corrispondenza dello sbalzo è in corrispondenza degli setti trasversali (G-H-I) ed è pari a 1000kN/m circa.

Si dispongono staffe ϕ22 a passo 400x400mm oltre cavalli 2 braccia del ϕ16mm passo 800x800mm.

La resistenza a taglio delle staffe è pari a

2(file di staffe) x 2.5 (numero di staffe) x 380mm^2(Φ22mm) x 391N/mm^2=884kN

La resistenza a taglio dei cavalli è pari a

1.25(file di staffe) x 1.25 (numero di staffe) x 402mm^2(2Φ16mm) x 391N/mm^2=246kN

La resistenza totale a taglio è pari a: 264+884=1148kN/m > V_{Sd}=1000kN/m

Orditura a taglio – Soletta interna spessore 0.5m:

	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)
Zona riempimento trasversale	500	441	503	59	635	0.12	1.67	0.0011	35	19.8	0	0.15	0.45	141	198	198
Zona riempimento longitudinale	500	425	503	77	635	0.12	1.69	0.0015	35	19.8	0	0.15	0.45	138	193	193

Il taglio massimo in corrispondenza degli setti interni è pari a 240kN/m.
Si predispone una staffatura di due braccia ϕ16 a passo 400x400mm in corrispondenza degli setti interni della soletta.

	p s(mm)	Asw	cot(teta)	cot(alfa)	sen(alfa)	z=0.9d1 (mm)	fywd	alfacw	v1	acciaio Vrd,s (kN)	cls Vrd,max (kN)	Vres [kN]
Solettone	400	804	1	0	1.00	382.5	391.0	1	0.5	301	1,957	301

3.2. **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 riportate nella seguente tabella.
COMBINAZIONI A S.L.E. (frequenti) - Fase di esercizio

Combinazioni Azioni verticali
g) 1.0pp+0.9ScG
h) 1.0pp+0.5dT(+)+0.8ScG
i) 1.0pp+0.5dT(-)+0.8ScG

Combinazioni Azioni orizzontali
j) 1.0pp+0.2TB
k) 1.0pp+0.2P
l) 1.0pp+0.2Cr
COMBINAZIONI A S.L.E. (rare) - Fase di esercizio

Combinazioni Azioni verticali

k) 1.0pp+1.0ScG
l) 1.0pp+0.6dT(+)+1.0ScG
m) 1.0pp+0.6dT(-)+1.0ScG
n) 1.0pp+0.6dT(+)+1.0ScG+0.6TB
o) 1.0pp+0.6dT(-)+1.0ScG+0.6TB
p) 1.0pp+0.6dT(+)+1.0ScG+0.6P+0.6Cr
q) 1.0pp+0.6dT(-)+1.0ScG+0.6P+0.6Cr

Combinazioni Azioni orizzontali

r) 1.0pp+0.6TB
s) 1.0pp+0.6P
t) 1.0pp+0.7Cr

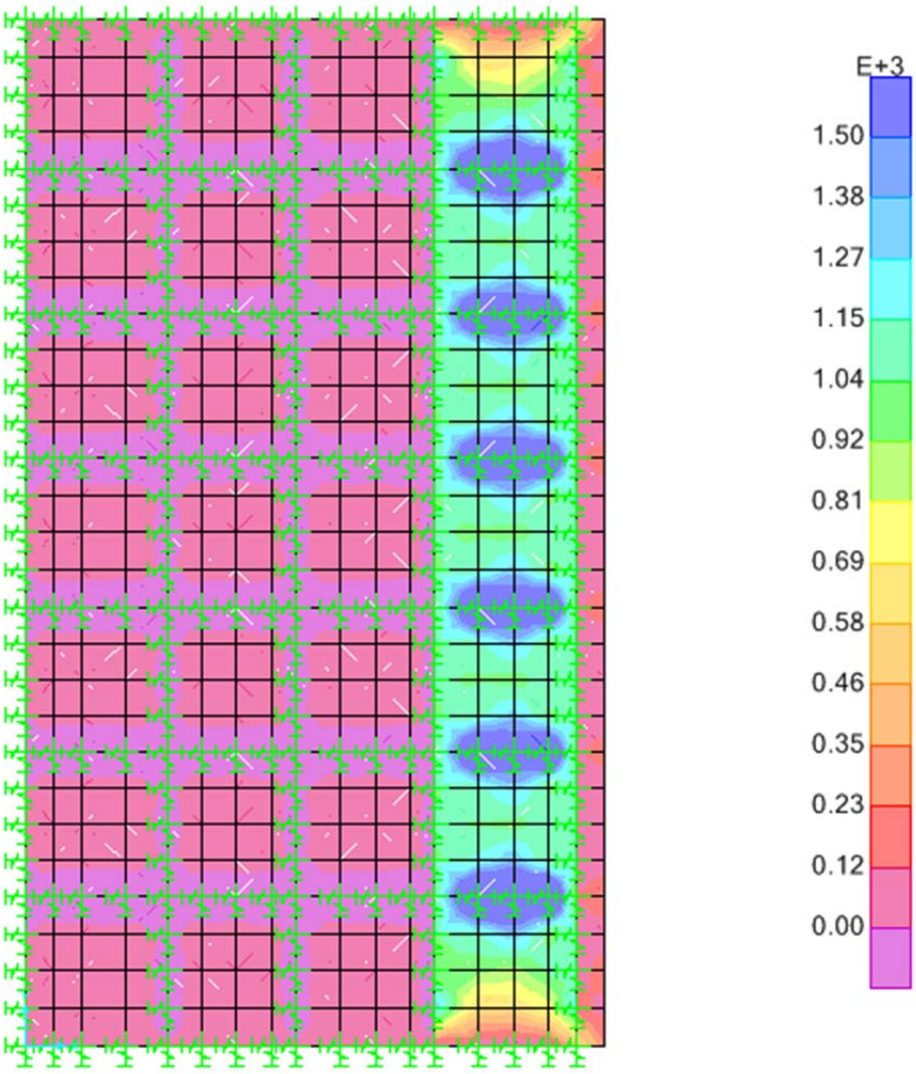


FIG. 3.12 - INVILUPPO M22_MAX(SLE-FREQ.) - CASSONE H5 [KNM/M]

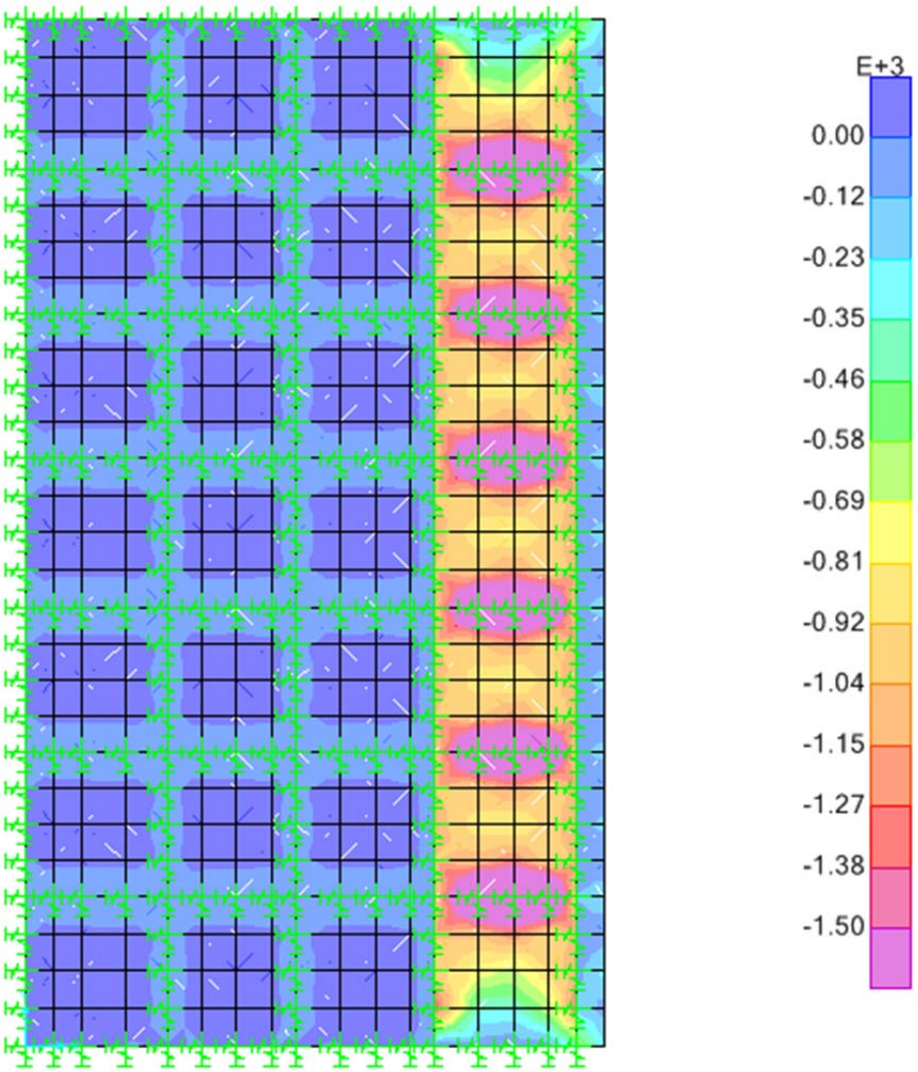


FIG. 3.13 - INVILUPPO M22_MIN(SLE-FREQ.) - CASSONE H5 [KNM/M]

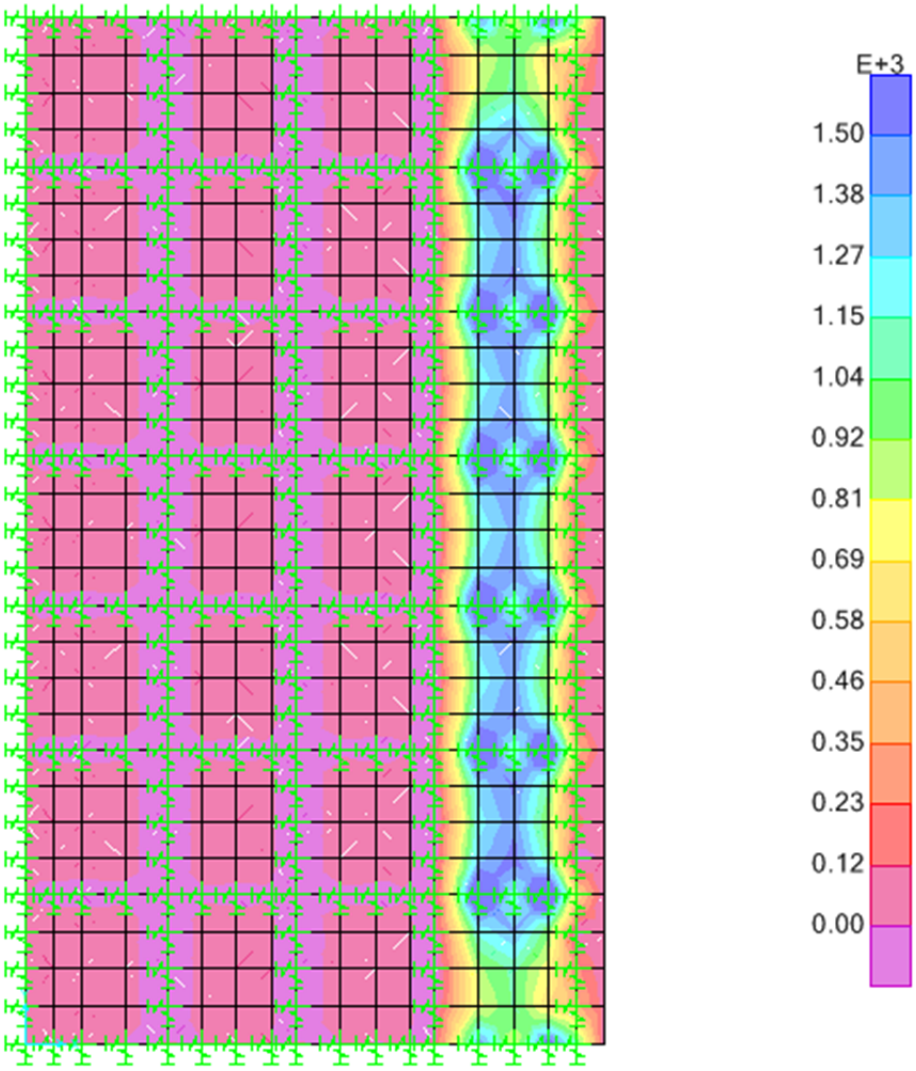


FIG. 3.14 - INVILUPPO M11_MAX(SLE-FREQ.) - CASSONE H5 [KNM/M]

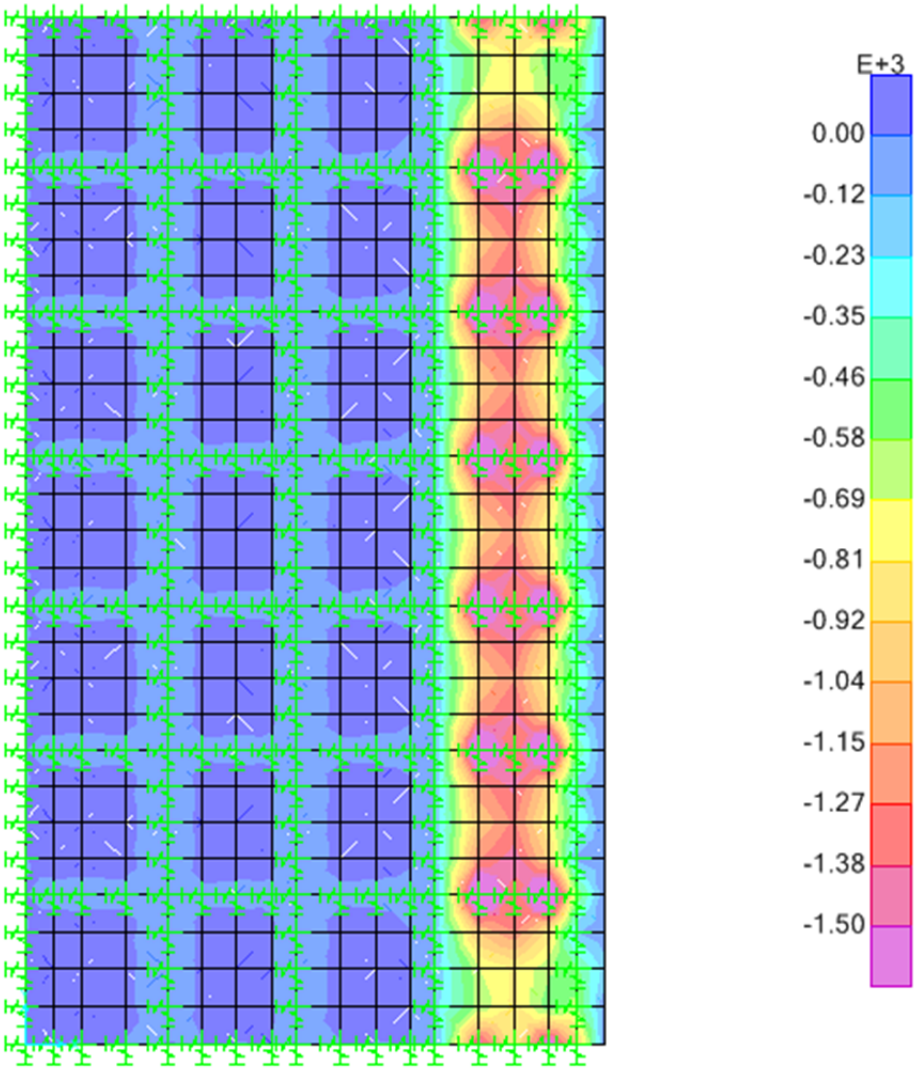


FIG. 3.15 - INVILUPPO M11_MIN(SLE-FREQ.) - CASSONE H5 [KNM/M]

Sezione	Sollecitazioni			Sezione		Armatura				Copriferro netto				
	Msd		Nsd	B	H	Inferiore		Superiore		Inf	Sup	σ_c	σ_s	w
		[kNm]	[kN]	[m]	[m]	Tipo1	Tipo2	Tipo1	Tipo2	[cm]	[cm]	[MPa]	[MPa]	[mm]
Lato mare Bitta - Assi G-H-I (M22)	M-	-200	+40	0.6	3.4	5Ø24		5Ø24		7.4	7.4	0.5	89	0.113
	M+	+200	+40	0.6	3.4	5Ø24		5Ø24		7.4	7.4	0.5	89	0.113
Lato mare senso long. Celle 1-5-9-13 - Assi G-H-I (M22)	M+	+1100	+15	1.0	3.5	5Ø26		5Ø26		7.4	7.4	1.3	127	0.134
	M-	-1100	+15	1.0	3.5	5Ø26		5Ø26		7.4	7.4	1.3	127	0.134
Soletta Correnti interni - Assi G-H-I (M22)	M+	+65	+5	1.0	0.5	5Ø16		2.5Ø18		6.6	6.8	3.0	152	0.161
	M-	-95	+5	1.0	0.5	5Ø16		2.5Ø18	2.5Ø18	6.6	6.8	4.5	191	0.196
Lato mare senso trasversali Celle 1-5-9-13 Assi A-B-C-D (M11)	M+	+1500	+20	1.0	3.5	5Ø24		5Ø24		5	5	2.0	202	0.175
	M-	-1250	+20	1.0	3.5	5Ø24		5Ø24		5	5	1.7	169	0.146
Senso trasversale Assi B-C-D-E (M11)	M+	+65	+10	1.0	0.5	5Ø16		2.5Ø18		5	5	3.1	160	0.146
	M-	-110	+10	1.0	0.5	5Ø16		2.5Ø18	2.5Ø18	5	5	4.9	214	0.192
NB: I momenti positivi tendono le fibre inferiori, i momenti negativi tendono le fibre superiori. N positivo trazione. N negativo compressione														

TAB. 3.2 - SOVRASTRUTTURA CASSONE H5 - VERIFICHE CEMENTO ARMATO AGLI SLE(FREQUENTI)

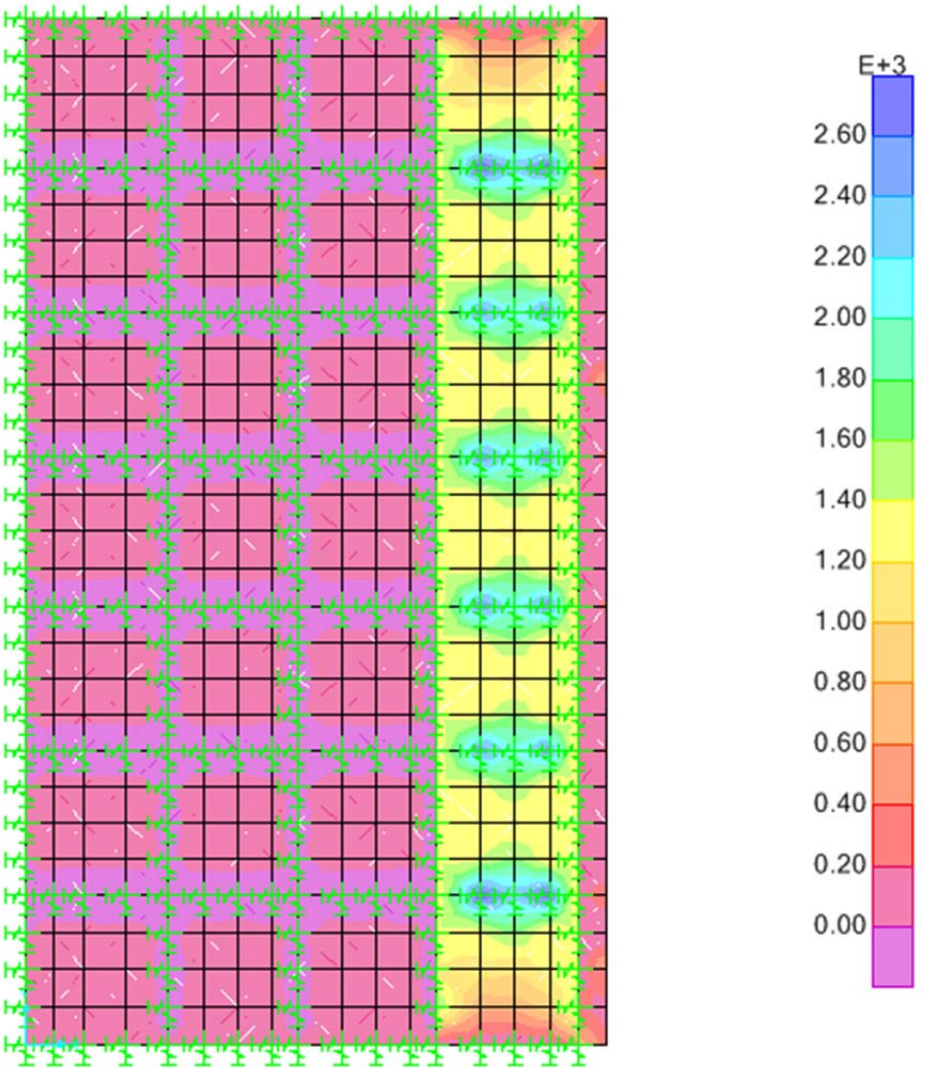


FIG. 3.16 - INVILUPPO M22_MAX(SLE-RARE) - CASSONE H5 [KNM/M]

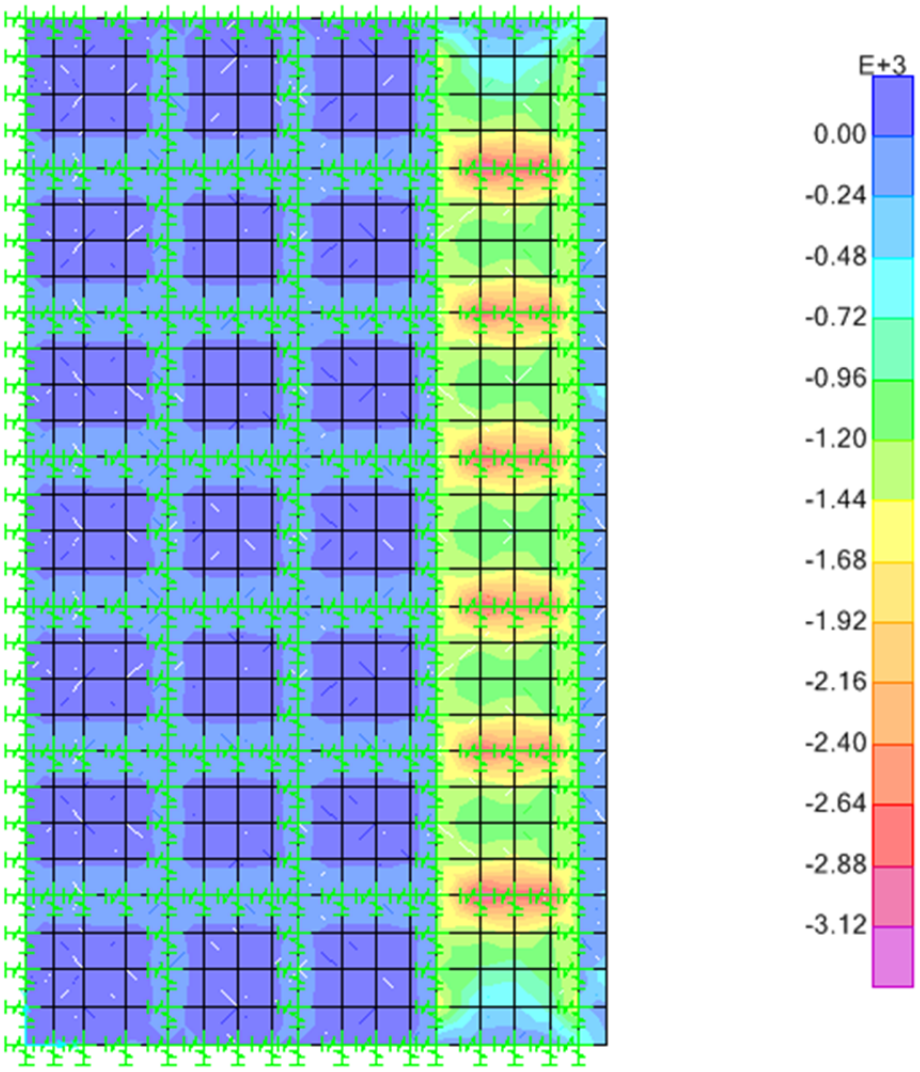


FIG. 3.17 - INVILUPPO M22_MIN(SLE-RARE) - CASSONE H5 [KNM/M]

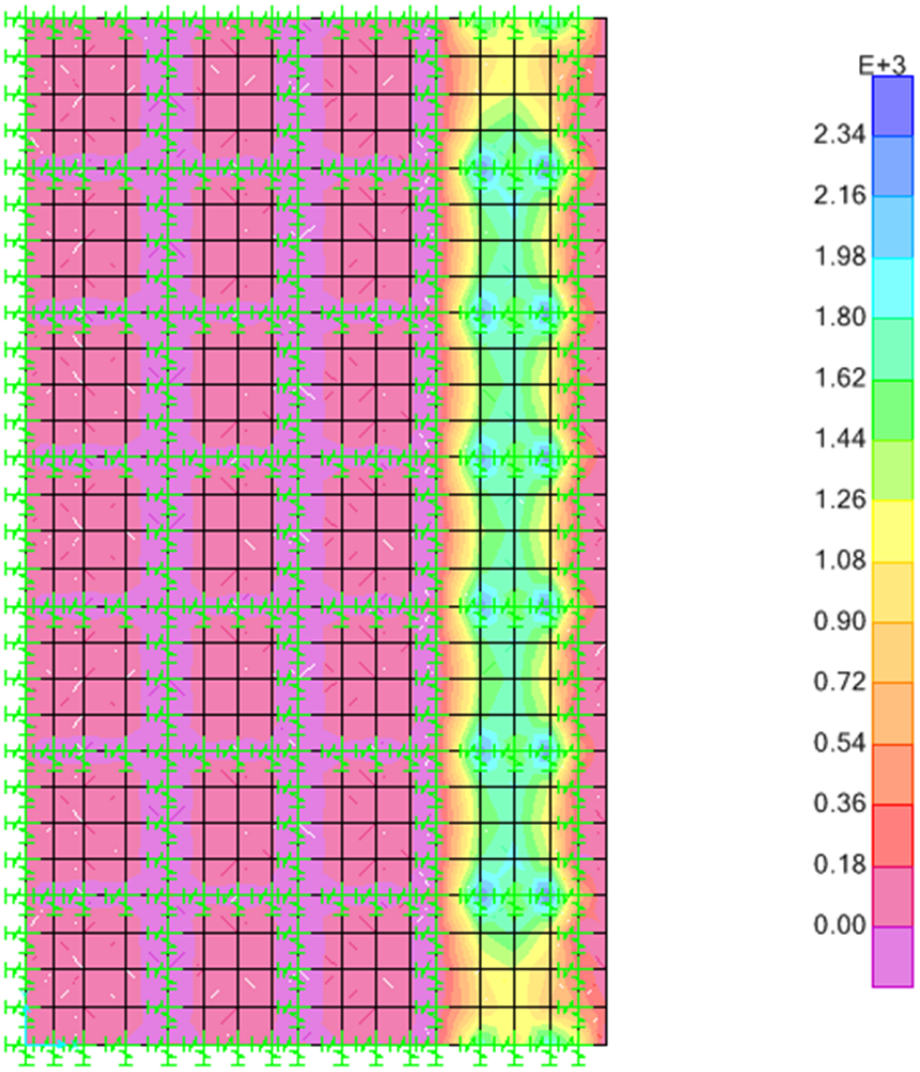


FIG. 3.18 - INVILUPPO M11_MAX(SLE-RARE) - CASSONE H5 [KNM/M]

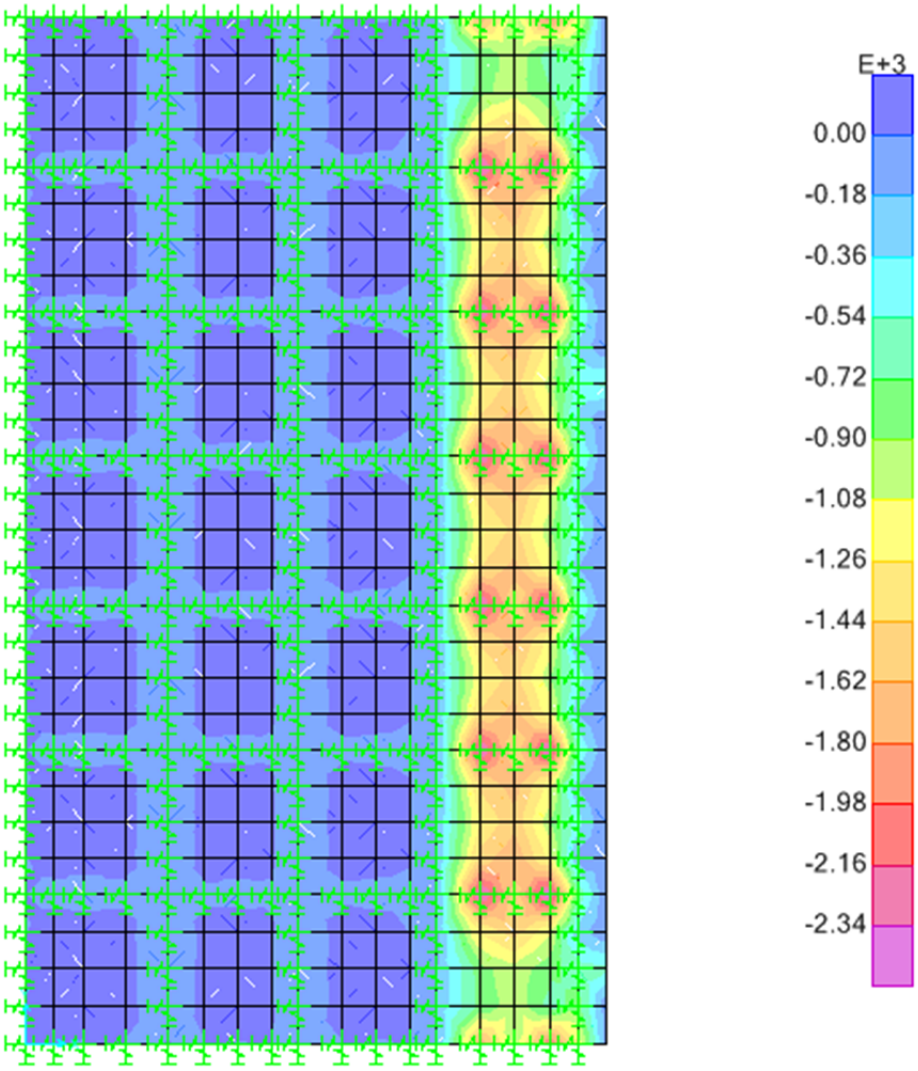


FIG. 3.19 - INVILUPPO M11_MIN(SLE-RARE) - CASSONE H5 [KNM/M]

Sezione	Sollecitazioni			Sezione		Armatura				Copriferro netto			
	Msd		Nsd	B	H	Inferiore		Superiore		Inf	Sup	σ_c	σ_s
		[kNm]	[kN]	[m]	[m]	Tipo1	Tipo2	Tipo1	Tipo2	[cm]	[cm]	[MPa]	[MPa]
Lato mare Bitta - Assi G-H-I (M22)	M-	-350	+150	0.6	3.4	5Ø24		5Ø24		7.4	7.4	0.6	202
	M+	+350	+150	0.6	3.4	5Ø24		5Ø24		7.4	7.4	0.6	202
Lato mare senso long. Celle 1-5-9-13 - Assi G-H-I (M22)	M+	+1900	+25	1.0	3.5	5Ø26		5Ø26		7.4	7.4	2.2	223
	M-	-2400	+25	1.0	3.5	5Ø26		5Ø26		7.4	7.4	2.8	280
Soletta Correnti interni - Assi G-H-I (M22)	M+	+60	+6	1.0	0.5	5Ø16		2.5Ø18		6.6	6.8	3.0	157
	M-	-105	+6	1.0	0.5	5Ø16		2.5Ø18	2.5Ø18	6.6	6.8	4.8	217
Lato mare senso trasversali Celle 1-5-9-13 Assi A-B-C-D (M11)	M+	+1750	+60	1.0	3.5	5Ø24		5Ø24		5	5	2.2	246
	M-	-1550	+60	1.0	3.5	5Ø24		5Ø24		5	5	1.9	220
Senso trasversale Assi B-C-D-E (M11)	M+	+70	+35	1.0	0.5	5Ø16		2.5Ø18		5	5	3.2	188
	M-	-100	+35	1.0	0.5	5Ø16		2.5Ø18	2.5Ø18	5	5	4.1	209
NB: I momenti positivi tendono le fibre inferiori, i momenti negativi tendono le fibre superiori. N positivo trazione. N negativo compressione													

TAB. 3.3 - SOVRASTRUTTURA CASSONE H5 - VERIFICHE CEMENTO ARMATO AGLI SLE(RARE)

3.3. Verifica c.a. della sovrastruttura concio h5 in corrispondenza dei bracci di carico petroli

Sulla banchina petroli in corrispondenza del cassone H5 sono presente i bracci di carico dei prodotti petroliferi nonché il bigo per sollevamento dello scalandrone e torri monitor atte ad alloggiare l'impianto antincendio.
Si riporta in seguito la planimetria prevista nel Progetto Definitivo 636.

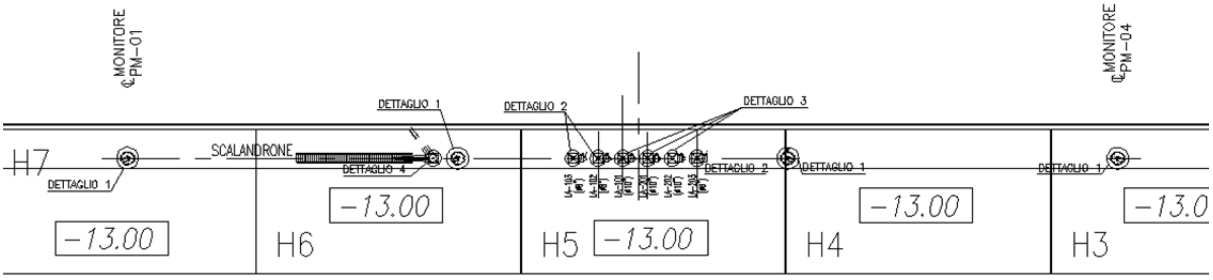


FIG. 3.20 - PLANIMETRIA BANCHINA PETROLI

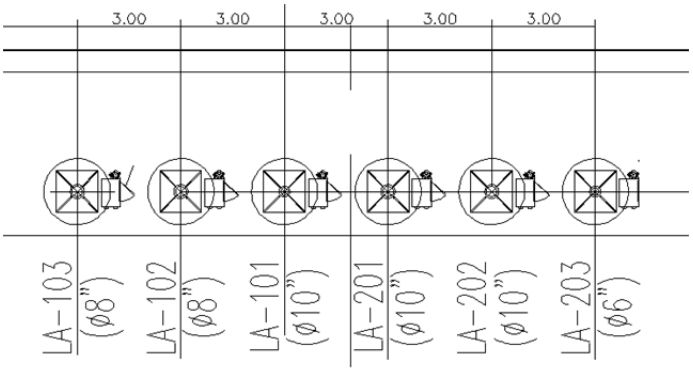


FIG. 3.21 - PLANIMETRIA BANCHINA PETROLI – CONCIO H5

I bracci di carico trasmettono i seguenti carichi alla sovrastruttura tramite una piastra di fondazione delle dimensioni 1x1m, bracci con diametro 6"/8", e di 1.5x1.5m per bracci del diametro 10".

Braccio di carico 6"/8"	M	V	O
Sollecitazionid'esercizio	144kNm	87kN	-
Sollecitazioni Vento (a 45°)	218kNm	-	26kN

Braccio di carico 10"	M	V	O
Sollecitazioni d'esercizio	230kNm	144kN	-
Sollecitazioni Vento (a 45°)	218kNm	-	26kN

Si esegue un'analisi SAP con i seguenti carichi agenti ad una distanza di 4m dal filo banchina.

M = 1.5 x (230+218) = 672kNm ogni 3m

V = 1.5 x 144 = 216kN ogni 3m

H = si trascura

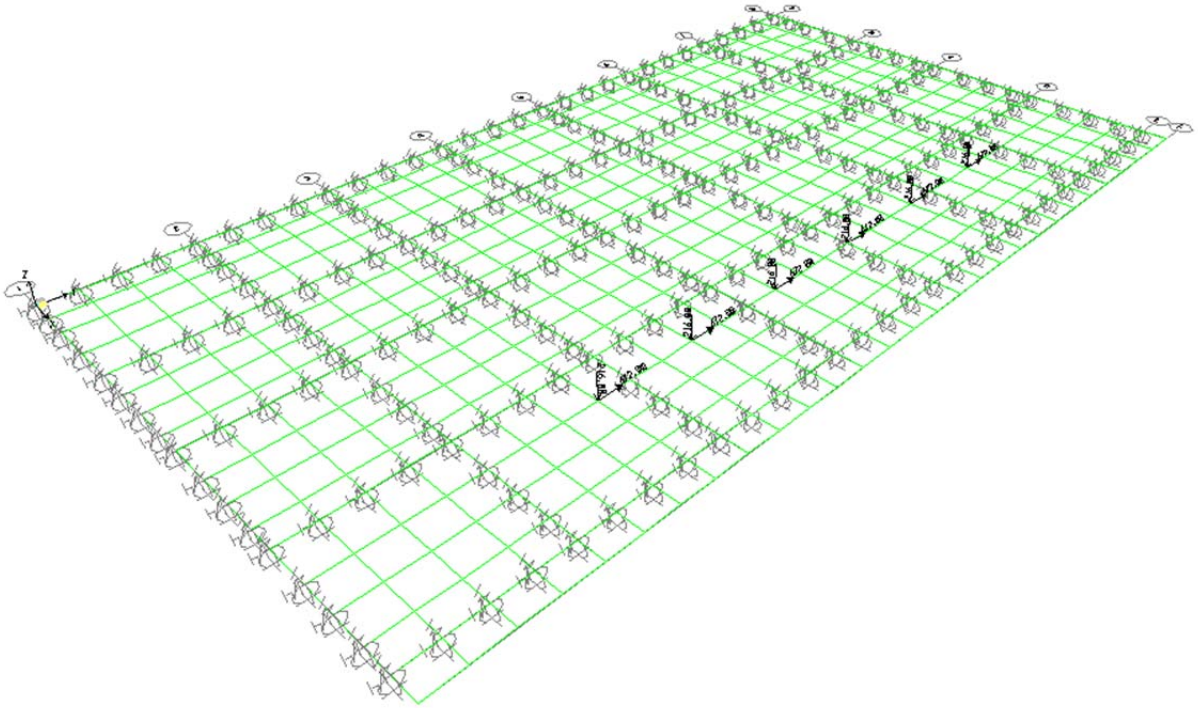


FIG. 3.22 - CARICHI BRACCI DI CARICO (LOADING ARM) – CONCIO H5

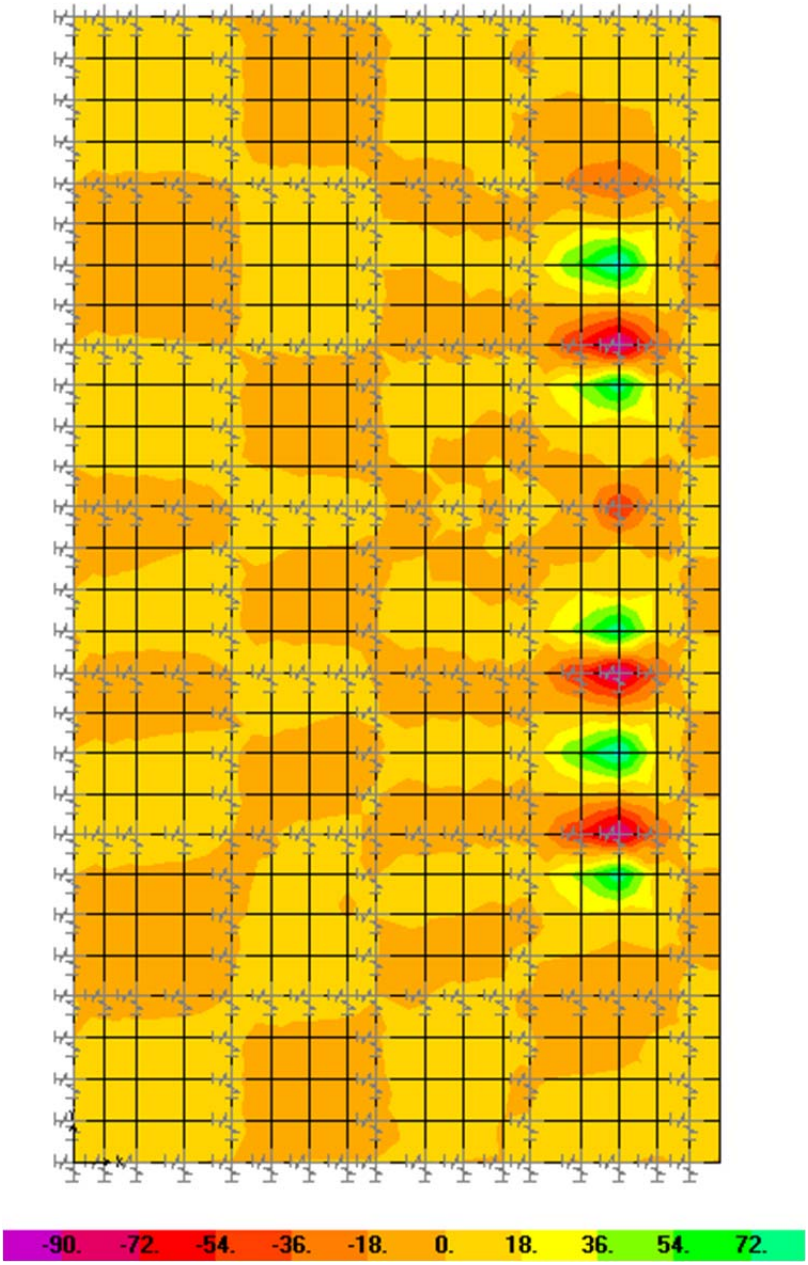


FIG. 3.23 - M22 [KNM/M] - LOADING ARM – CONCIO H5

Il momento aggiuntivo sulla sovrastruttura è pari a +/-90kNm/m
I momenti resistenti nelle due direzioni sono in grado di assorbire le sollecitazioni addizionali dovute ai loading arm. Infatti +/-90kNm rappresenta un 3% del momento resistente.

4. VERIFICHE LOCALI SOVRASTRUTTURA

La banchina Petroli deve anche alloggiare i carichi dovuti alle torri monitori che alloggiano l'impianto antincendio nonché il bigo per la movimentazione dello scalandrone. Questi carichi sono ubicati sui conci correnti adiacenti ai conci H5, H3-H4 e H6-H7 in posizioni ancora da determinare. I carichi determinati nel Progetto Definitivo sono pari a:

Torri Monitori	Momento	Verticale	Orizzontale
Sollecitazioni d'esercizio (getto)	66kNm	100kN*	6kN
Sollecitazioni Vento (a 45°)	128kNm	-	26kN

Bigo	Momento	Verticale	Orizzontale
Sollecitazioni d'esercizio	100kNm	100kN*	
Sollecitazioni Vento (a 45°)	132kNm		22kN

I carichi dovuti al bigo ed alle torri monitori posizionati sui conci correnti adiacenti ai conci H5, H3-H4 e H6-H7 danno luogo ad un momento flettente di

M_{Sd}=1.5x(100+132)=348kNm

V_{Sd}=1.5x100=150kN

Si esegue un'analisi SAP posizionando i carichi in centro alla cella ad una distanza di 4m dal filo banchina.

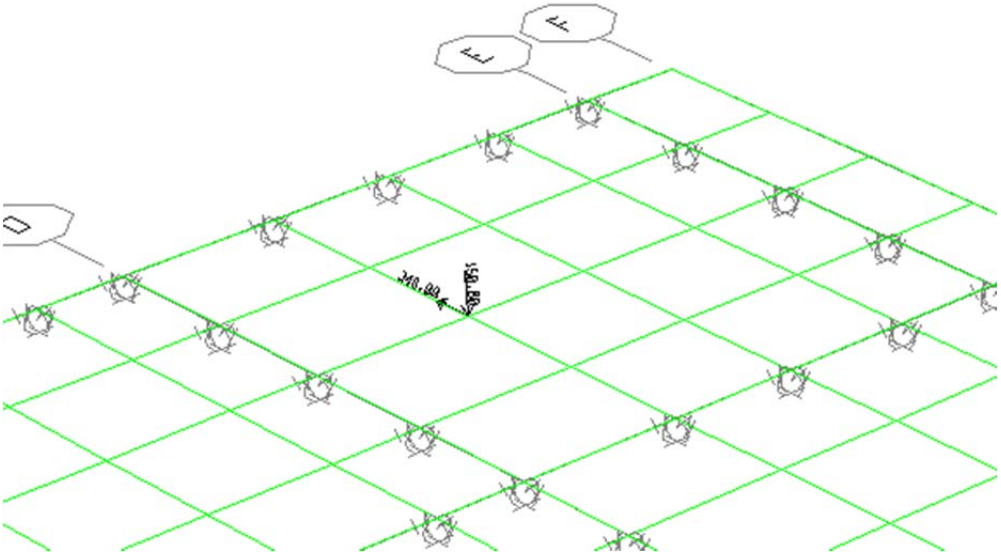


FIG. 4.1 - CARICHI BIGO

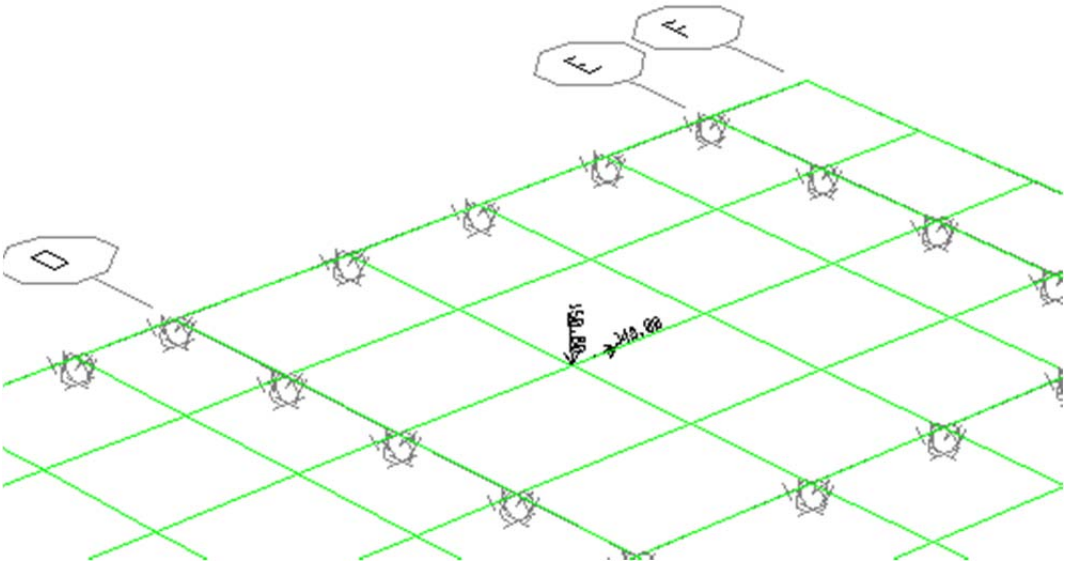


FIG. 4.2 - CARICHI BIGO

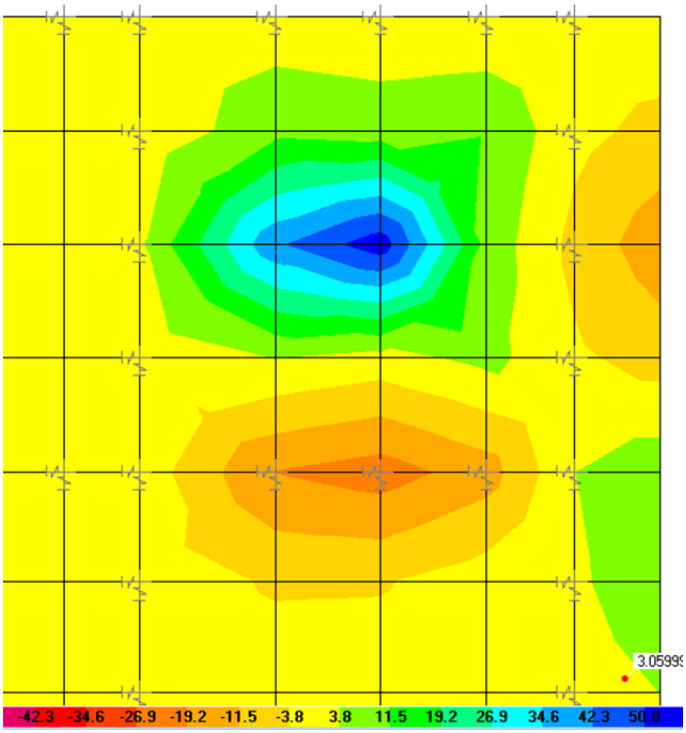


FIG. 4.3 - MOMENTO FLETTENTE BIGO

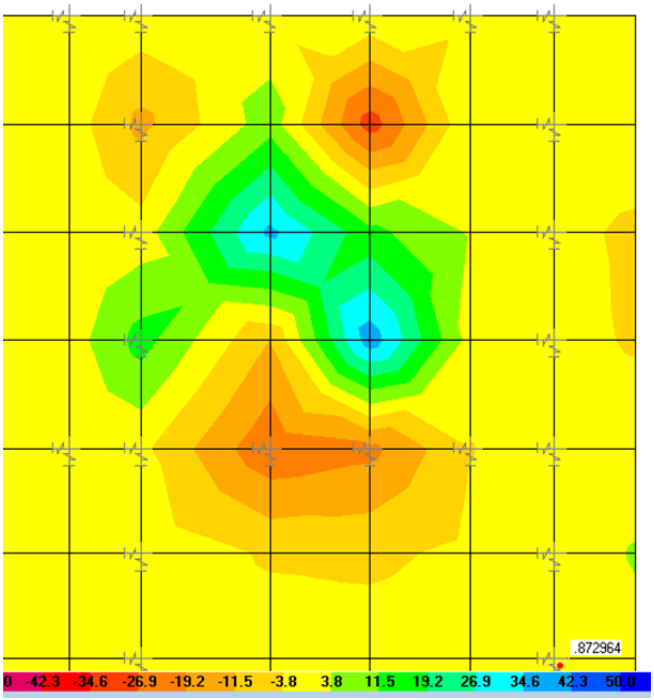


FIG. 4.4 - MOMENTO FLETTENTE BIGO

Il momento aggiuntivo nella sovrastruttura è pari a +/-40kNm/m circa.
L'entità del momento è tale che l'orditura corrente della sovrastruttura di spessore 2m è in grado di resistere anche questo momento aggiuntivo ovunque cada.
Infatti:
Nel senso trasversale: M_{Sd} = 1450+40=1490kNm < M_{Rd}=1613kNm
Nel senso longitudinale: M_{Sd} = 1770+40=1810kNm < M_{Rd}=1928kNm
considerando che l'azione è stato sommata nel suo valore massimo non considerando una eventuale riduzione per concomitanza con altri azioni.

5. VERIFICA IN C.A. DELLA SOVRASTRUTTURA SUL CASSONE H8

Nella sovrastruttura del cassone H8 verrà alloggiato il locale antincendio. Infatti l'estradosso del cassone H8 (cosi come il cassone H5) arriva a q.ta+1.00m. Nella figura seguente si riporta la carpenteria della sovrastruttura corrente.

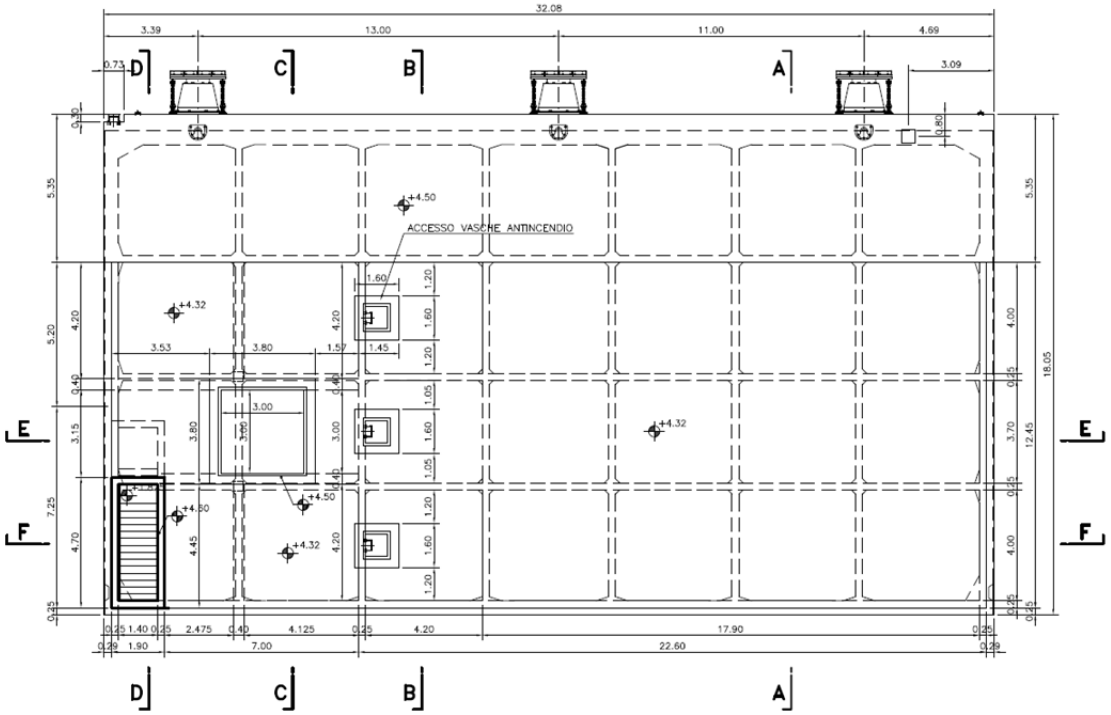


FIG. 5.1 - CARPENTERIA CONCIO TIPO SOVRASTRUTTURA SU CASSONE H8 – PIANTA A Q.TA +4.50

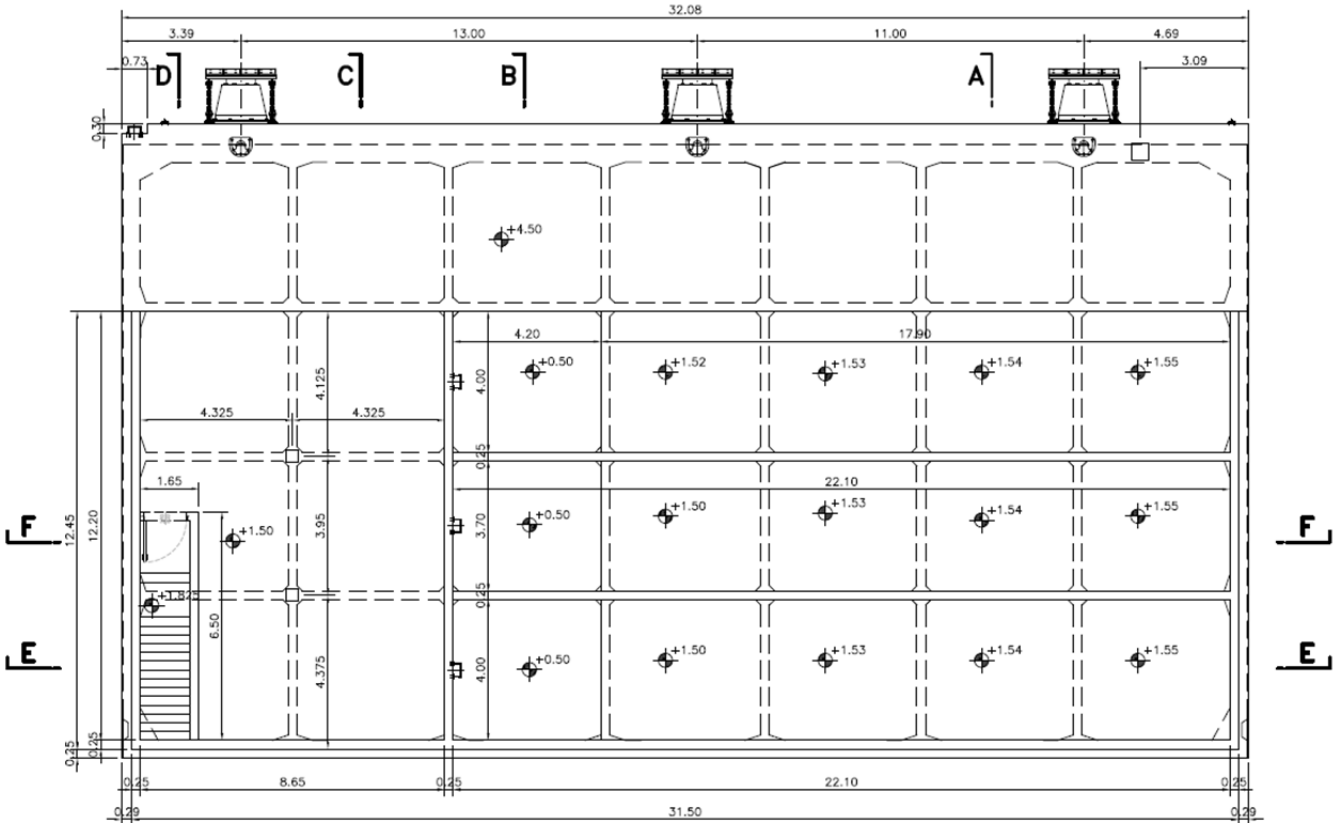


FIG. 5.2 - CARPENTERIA CONCIO TIPO SOVRASTRUTTURA SU CASSONE H8 – PIANTA A Q.TA +1.50

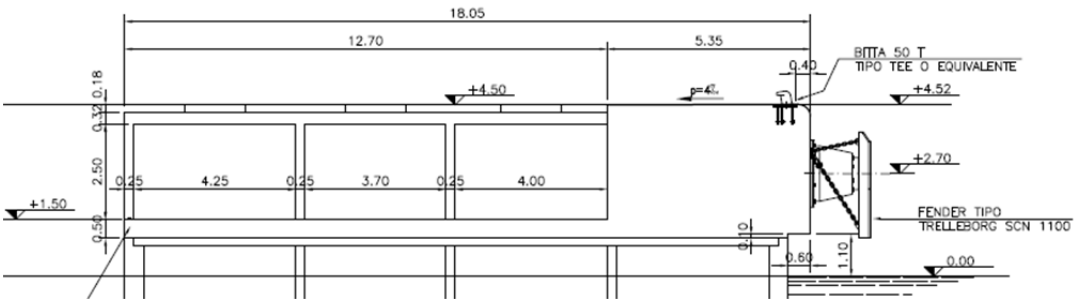


FIG. 5.3 - CARPENTERIA CONCIO TIPO SOVRASTRUTTURA CASSONE H8 - SEZIONE TRASVERSALE A-A

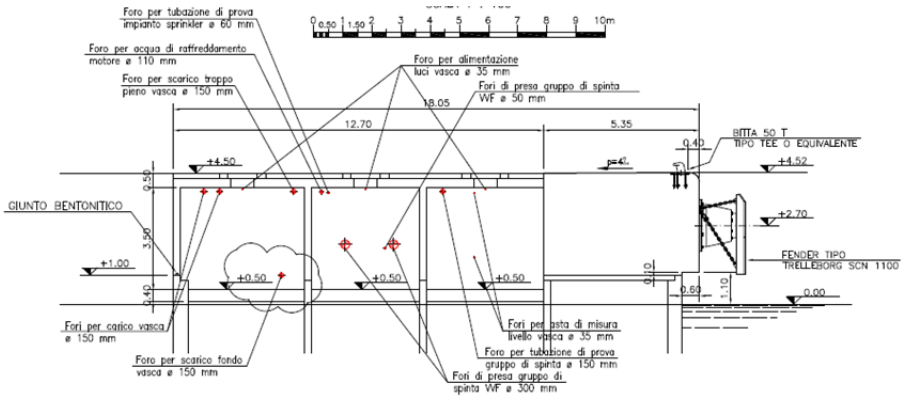


FIG. 5.4 - CARPENTERIA CONCIO TIPO SOVRASTRUTTURA CASSONE H8 - SEZIONE TRASVERSALE B-B

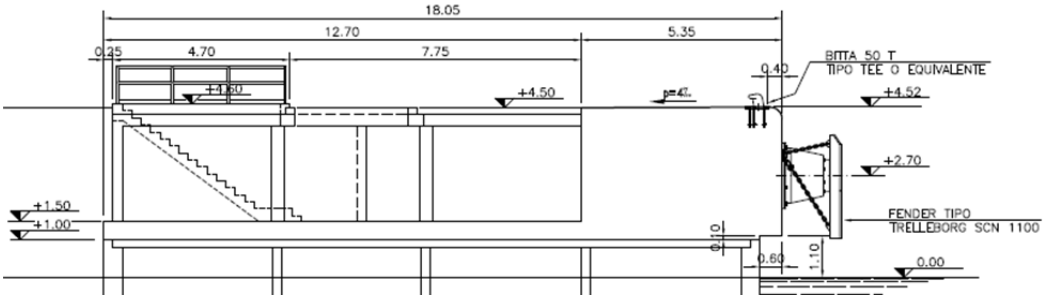


FIG. 5.5 - CARPENTERIA CONCIO TIPO SOVRASTRUTTURA CASSONE H8 - SEZIONE TRASVERSALE C-C

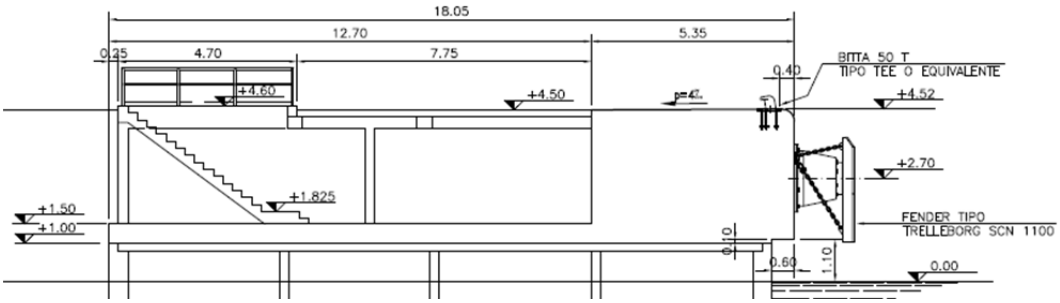


FIG. 5.6 - CARPENTERIA CONCIO TIPO SOVRASTRUTTURA CASSONE H8 - SEZIONE TRASVERSALE D-D

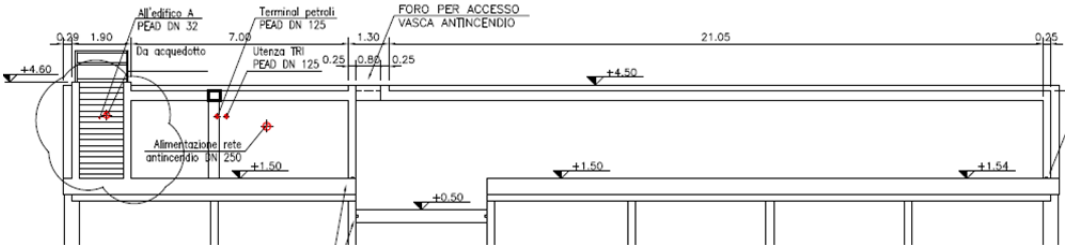


FIG. 5.7 - CARPENTERIA CONCIO TIPO SOVRASTRUTTURA CASSONE H8 - SEZIONE TRASVERSALE E-E

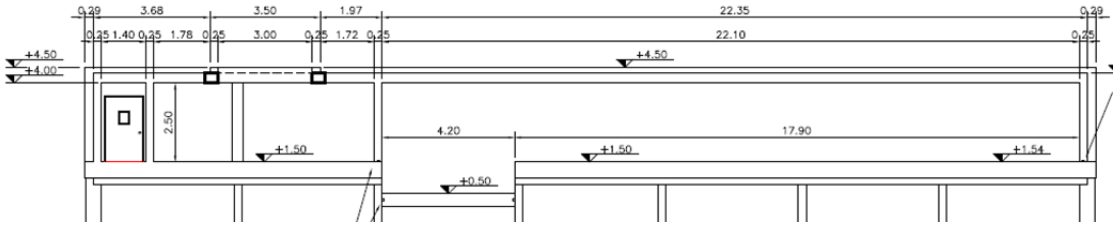


FIG. 5.8 - CARPENTERIA CONCIO TIPO SOVRASTRUTTURA CASSONE H8 - SEZIONE TRASVERSALE F-F

Per il massiccio della sovrastruttura si prevede la stessa orditura del concio H5.
Per quanto riguarda invece la zona vano pompe nonché stoccaggio di acqua si esegue un calcolo utilizzando SAP 2000.
Il solaio a q.ta +1.50 nel serbatoio dell'acqua è soggetto ad un carico distribuito pari ad una altezza d'acqua di 2.5m pari a un carico di 25.25kPa. Le lastre a q.ta+0.50m invece sono soggette ad un carico distribuito di 35.35kPa
Il solaio nel serbatoio è dello spessore di 0.5m. Si esegue un'analisi a lastra considerando 6x3 celle appoggiate sui setti e le pareti con un incastro lato banchina.

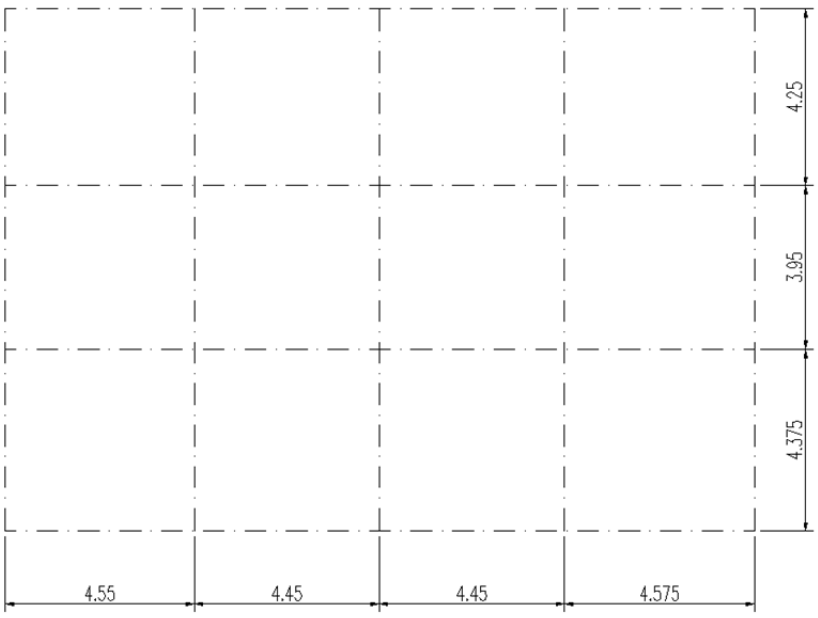


FIG. 5.9 - SOLETTONE VASCA ANTIINCENDIO A Q.TA +1.50 - SCHEMA DI CALCOLO

Nella figura seguente è rappresentato lo schema statico della sovrastruttura.

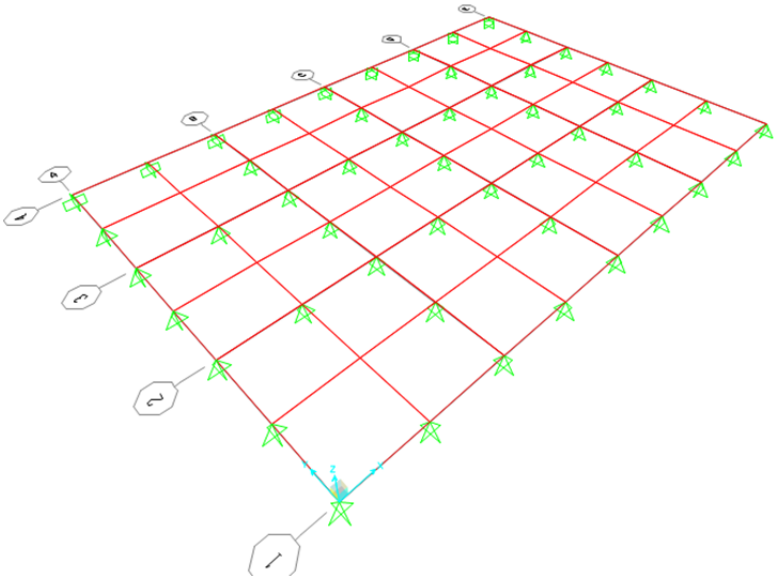


FIG. 5.10 - SOLETTONE VASCA ANTINCENDIO A Q.TA +1.50 – MODELLA SAP

5.1. **Soletta vasca - Verifiche 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
Dove:
pp - peso proprio (azione permanente)
ScG - sovraccarico gravante (azione variabile)
Essendo la struttura una lastra sotto carico verticale, il sisma, di bassa intensità, non viene considerato.
Di seguito si riporta uno schema identificativo della sovrastruttura:

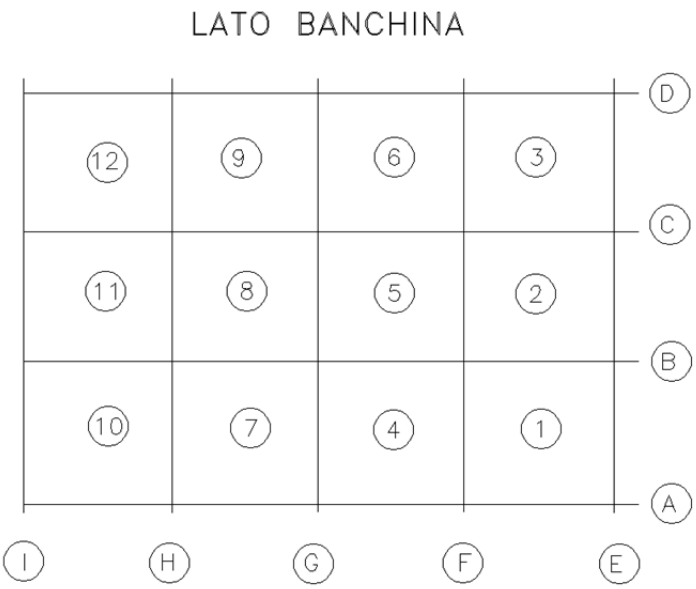


FIG. 5.11 - SCHEMA IDENTIFICATIVO SOLETTONE DEPOSITO ACQUA

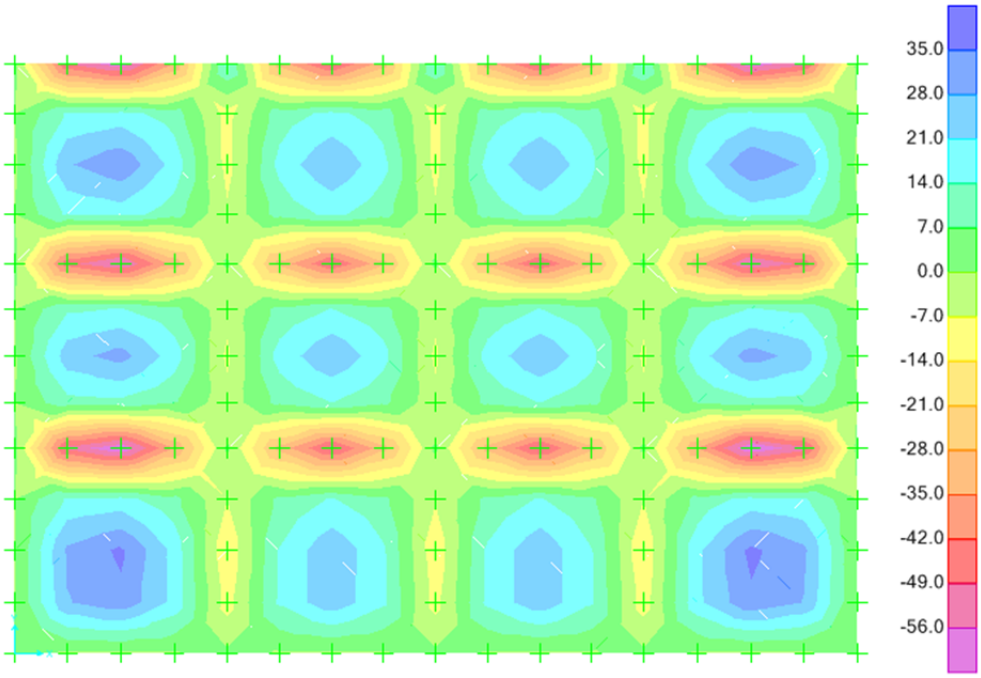


FIG. 5.12 - M22 - [KNM/M]

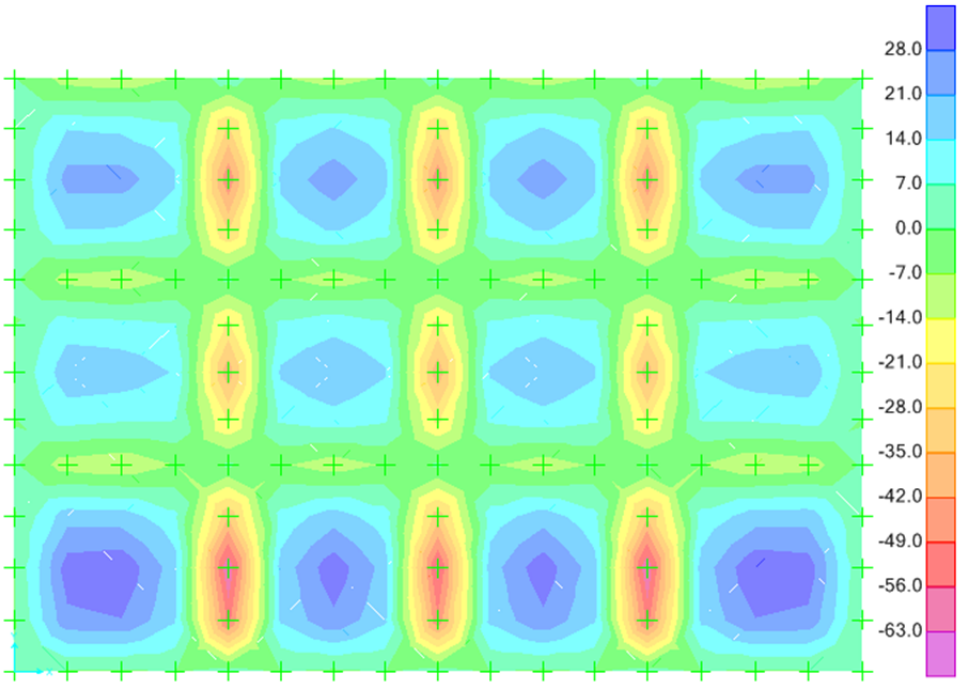


FIG. 5.13 - M11 - [KNM/M]

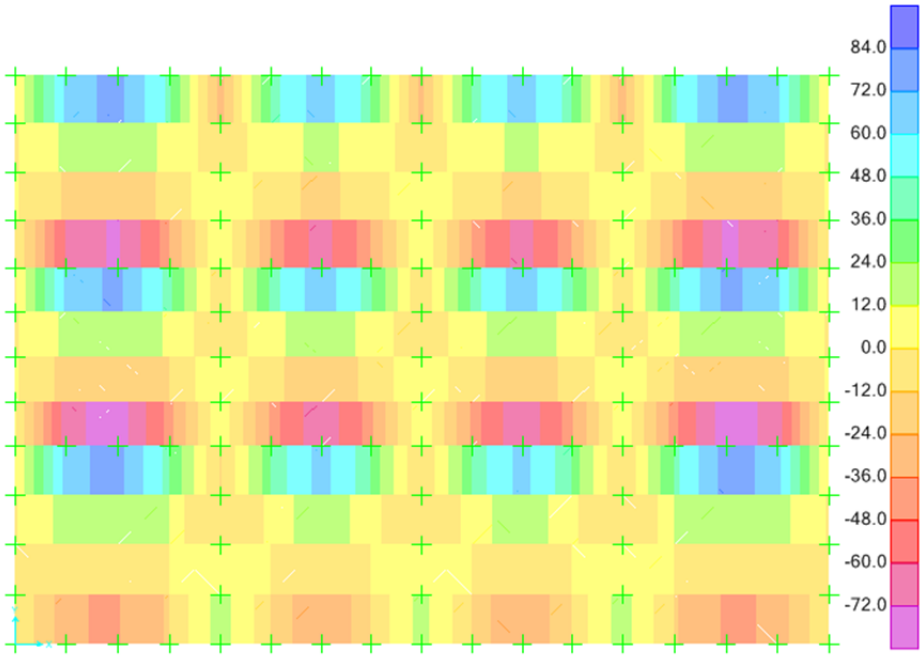


FIG. 5.14 - V23 - [KN/M]

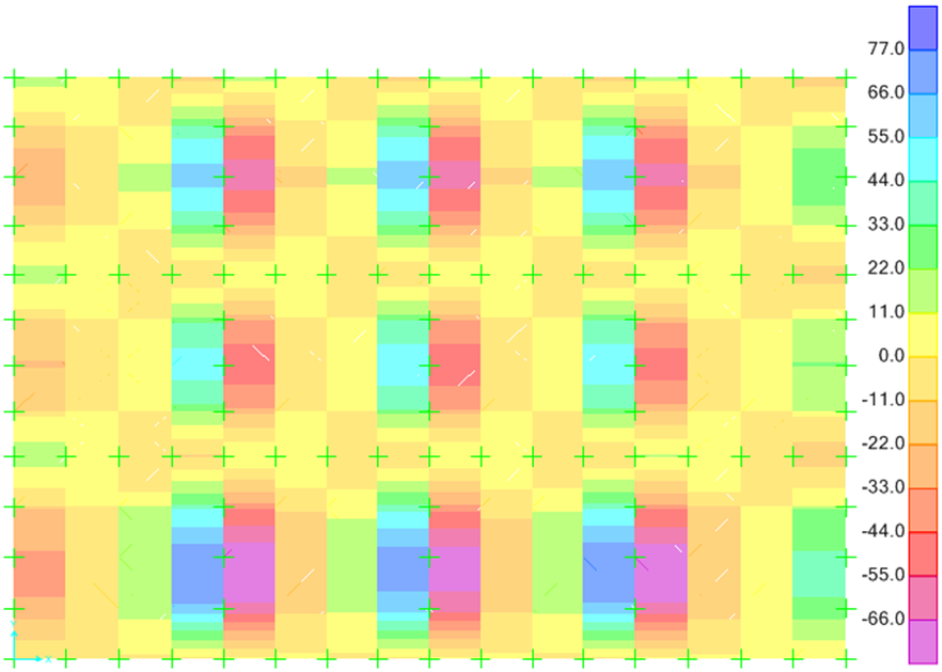


FIG. 5.15 - [KN/M]

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	M_{rd}/M_{sd}
Soletta bordo - Assi B-C-D Celle 1-2-3/10-11-12 (M22)	M-	-58		1.0	0.5	2.5Ø14		2.5Ø14	2.5Ø14	5.0	5.0	-134	2.3
	M+	+30		1.0	0.5	2.5Ø14		2.5Ø14		5.0	5.0	+73	2.43
Soletta interna - Assi B-C-D Celle 4-5-6/7-8-9 (M22)	M-	-45		1.0	0.5	2.5Ø14		2.5Ø14		5.0	5.0	-73	1.62
	M+	+25		1.0	0.5	2.5Ø14		2.5Ø14		5.0	5.0	+73	2.92
Soletta lato terra – Assi F-G-H Celle 1-4-7-10 (M11)	M-	-58		1.0	0.5	2.5Ø14		2.5Ø14	2.5Ø14	6.4	6.4	-134	2.31
	M+	+31		1.0	0.5	2.5Ø14		2.5Ø14		6.4	6.4	+73	2.35
Soletta corrente Assi F-G-H (M11)	M-	-40		1.0	0.5	2.5Ø14		2.5Ø14		6.4	6.4	-73	1.83
	M+	+26		1.0	0.5	2.5Ø14		2.5Ø14		6.4	6.4	+73	2.81
NB: I momenti positivi tendono le fibre inferiori, i momenti negativi tendono le fibre superiori. N positivo trazione. N negativo compressione													

TAB. 5.1 - SOVRASTRUTTURA CASSONE H8 - VERIFICHE CEMENTO ARMATO AGLI SLU

Orditura a taglio – Soletta interna spessore 0.5m:

	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)**
soletta	500	441	385	57	385	0.12	1.67	0.0009	35	19.8	0	0.15	0.45	129	198	**198**

Il taglio massimo in corrispondenza degli setti interni è pari a 70kN/m.
Non è necessaria apposita orditura a taglio.

Per la lastra a +0.50m, dello spessore di 40cm, considerando una lastra delle dimensioni 4.55x4.375m appoggiata semplice, il momento flettente massimo è pari a:
$M_{Sd}=p\ l^2/19.36 = (1.3x0.4x25+1.5x35.35)x4.375^2/19.36=66x4.375^2/19.36=65.3kNm/m$
Si prevede un'orditura di fi14/200 nelle due direzioni
B=1.0m, H=0.4m, H1=0.329m (2°strato); M_{Rd}=97kNm/m
Il taglio massimo è pari a:
$V_{Sd}=66x4.375/2=144kN/m$

	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)**
soletta	400	329	770	-	-	0.12	1.78	0.0023	35	19.8	0	0.15	0.49	142	162	**162**

Non è necessaria apposita orditura a taglio.

5.2. **Soletta Vasca - 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 riportate nella seguente tabella.

COMBINAZIONI A S.L.E. (frequenti) - Fase di esercizio
a) 1.0pp+0.9ScG

COMBINAZIONI A S.L.E. (rare) - Fase di esercizio
a) 1.0pp+1.0ScG

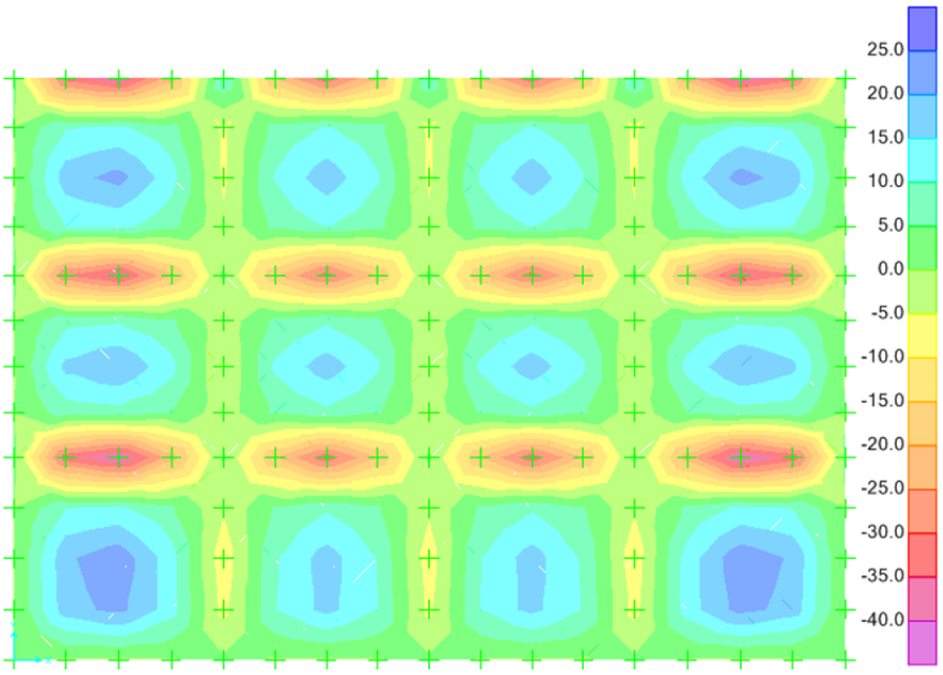


FIG. 5.16 - INVILUPPO M22(SLE-FREQ.) -[KNM/M]

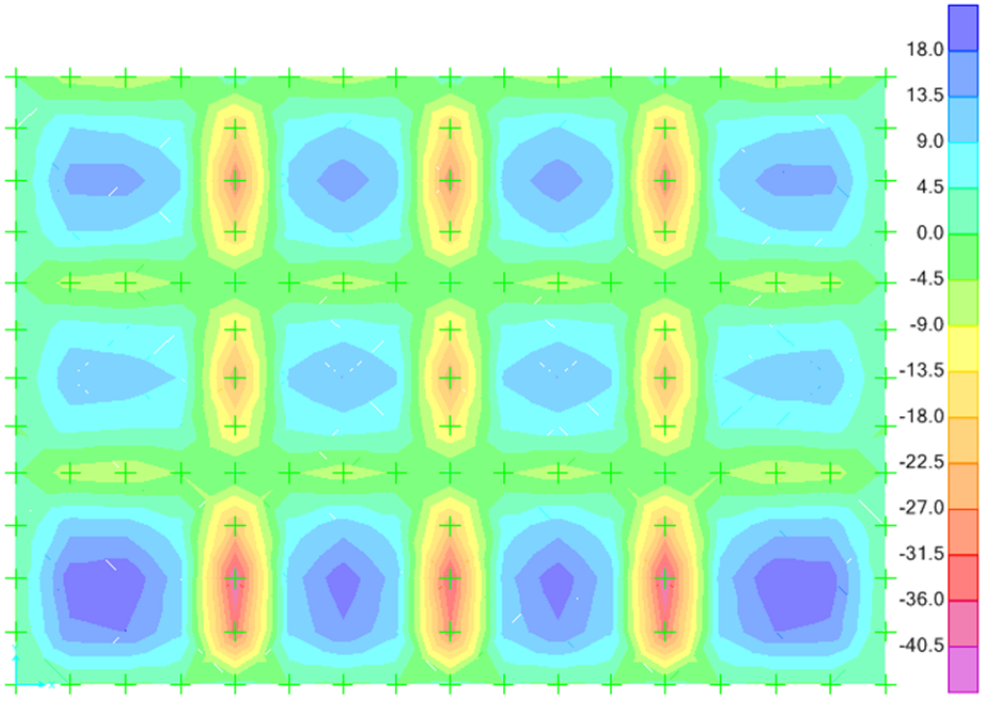


FIG. 5.17 - INVILUPPO M11(SLE-FREQ.) -[KNM/M]

Sezione	Sollecitazioni			Sezione		Armatura				Copriferro netto				
	Msd		Nsd	B	H	Inferiore		Superiore		Inf	Sup	σ_c	σ_s	w
		[kNm]	[kN]	[m]	[m]	Tipo1	T2	Tipo1	T2	[cm]	[cm]	[MPa]	[MPa]	[mm]
Soletta bordo - Assi B-C-D Celle 1-2-3/10-11-12 (M22)	M-	-35		1.0	0.5	2.5Ø14		2.5Ø14	2.5Ø14	5.0	5.0	1.9	108	0.099
	M+	+22		1.0	0.5	2.5Ø14		2.5Ø14		5.0	5.0	1.6	137	0.126
Soletta interna - Assi B-C-D Celle 4-5-6/7-8-9 (M22)	M-	-30		1.0	0.5	2.5Ø14		2.5Ø14		5.0	5.0	2.2	187	0.172
	M+	+18		1.0	0.5	2.5Ø14		2.5Ø14		5.0	5.0	1.3	112	0.103
Soletta lato terra – Assi F-G-H Celle 1-4-7-10 (M11)	M-	-39		1.0	0.5	2.5Ø14		2.5Ø14	2.5Ø14	6.4	6.4	2.2	125	0.131
	M+	+20		1.0	0.5	2.5Ø14		2.5Ø14		6.4	6.4	1.5	125	0.131
Soletta corrente Assi F-G-H (M11)	M-	-26		1.0	0.5	2.5Ø14		2.5Ø14		6.4	6.4	2.0	162	0.170
	M+	+15		1.0	0.5	2.5Ø14		2.5Ø14		6.4	6.4	1.1	94	0.098
NB: I momenti positivi tendono le fibre inferiori, i momenti negativi tendono le fibre superiori. N positivo trazione. N negativo compressione														

TAB. 5.2 - SOVRASTRUTTURA CASSONE H8 - VERIFICHE CEMENTO ARMATO AGLI SLE(FREQUENTI)

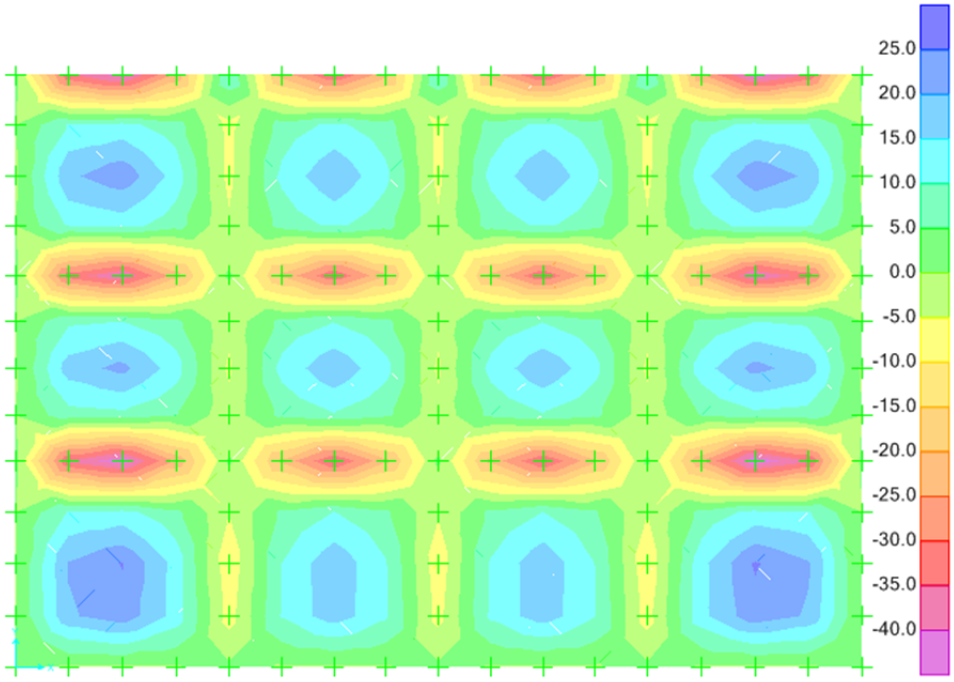


FIG. 5.18 - INVILUPPO M22(SLE-RARE) -[KNM/M]

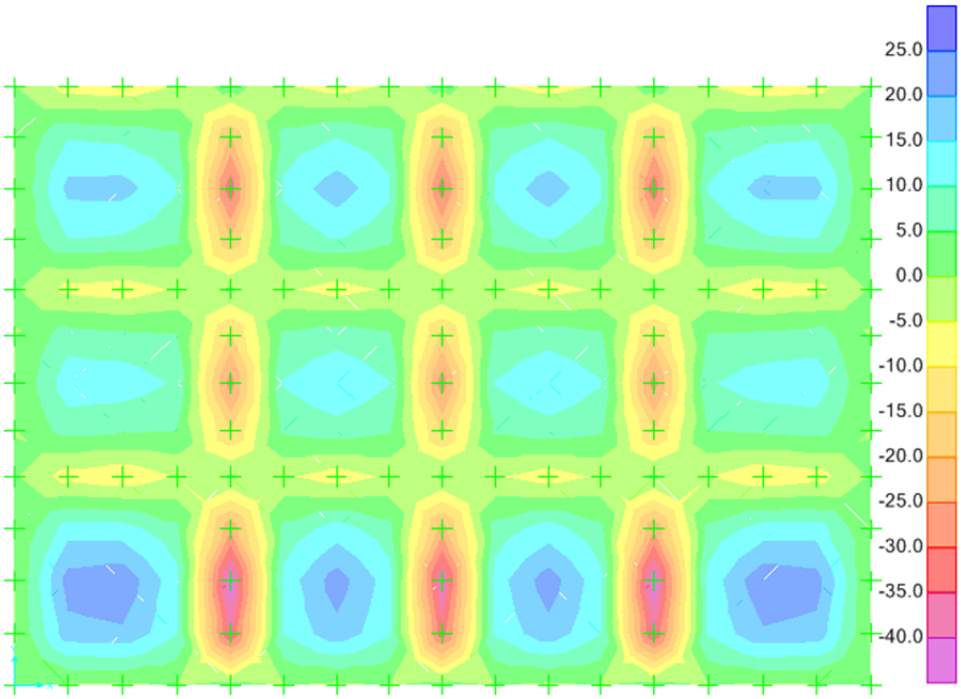


FIG. 5.19 - INVILUPPO M11(SLE-RARE) -[KNM/M]

Sezione	Sollecitazioni			Sezione		Armatura				Copriferro netto			
	Msd		Nsd	B	H	Inferiore		Superiore		Inf	Sup	σ_c	σ_s
		[kNm]	[kN]	[m]	[m]	Tipo1	Tipo2	Tipo1	Tipo2	[cm]	[cm]	[MPa]	[MPa]
Soletta bordo - Assi B-C-D Celle 1-2-3/10-11-12 (M22)	M-	-40		1.0	0.5	2.5Ø14		2.5Ø14	2.5Ø14	5.0	5.0	2.1	126
	M+	+23		1.0	0.5	2.5Ø14		2.5Ø14		5.0	5.0	1.6	142
Soletta interna - Assi B-C-D Celle 4-5-6/7-8-9 (M22)	M+	-31		1.0	0.5	2.5Ø14		2.5Ø14		5.0	5.0	2.2	192
	M-	+20		1.0	0.5	2.5Ø14		2.5Ø14		5.0	5.0	1.4	124
Soletta lato terra – Assi F-G-H Celle 1-4-7-10 (M11)	M-	-42		1.0	0.5	2.5Ø14		2.5Ø14	2.5Ø14	6.4	6.4	2.3	137
	M+	+22		1.0	0.5	2.5Ø14		2.5Ø14		6.4	6.4	1.7	140
Soletta corrente Assi F-G-H (M11)	M+	-30		1.0	0.5	2.5Ø14		2.5Ø14		6.4	6.4	2.3	191
	M-	+17		1.0	0.5	2.5Ø14		2.5Ø14		6.4	6.4	1.3	108
NB: I momenti positivi tendono le fibre inferiori, i momenti negativi tendono le fibre superiori. N positivo trazione. N negativo compressione													

TAB. 5.3 - SOVRASTRUTTURA CASSONE H8 - VERIFICHE CEMENTO ARMATO AGLI SLE(RARE)

5.3. **Soletta zona pompe**

Nella zona delle pompe si prevede una soletta dello spessore di 0.5m.
Si prevede la stessa orditura, che essendo minore il sovraccarico, si considera verificata.

5.4. **Solaio di copertura zona pompe**

Il solaio sovrastante la sala della pompe consiste di una lastra dello spessore di 32cm appoggiato ai contorni sui setti/pareti nonché lato mare sulla sovrastruttura. Verso l'interno del locale le lastre sono sostenute da travi in spessore che scaricano sia su due pilastri, posizionati in corrispondenza degli setti del cassone, sia sulle pareti/setti di perimetro. In corrispondenza delle pompe è prevista una botola d'accesso delle dimensioni 3x3m. Sovrastante il c.a. è previsto un pacchetto di pavimentazione dello spessore di 18cm.

Carichi:
PP: 0.18x24+0.32x25=12.3kPa
ScG: 20kPa
Carico sismico orizz.: 0.036x(12.3+0.8x20)=1.02kPa x 105.53m^2(12.2x8.65)= 108kN
Carico sismico vert.: 0.5x108=54kN
Il carico sismico viene distribuito sulle travi.
EQ(x)= 108kN/(12.2+3.95)m=6.7kN/m,
EQ(y)= 108kN/(2x8.85)m=6.1kN/m
EQ(z)= 54kN/(12.2+3.95+2x8.85)m=1.6kN/m considerato sempre verso giù.
Di seguito si riportano i carichi sismici considerati.

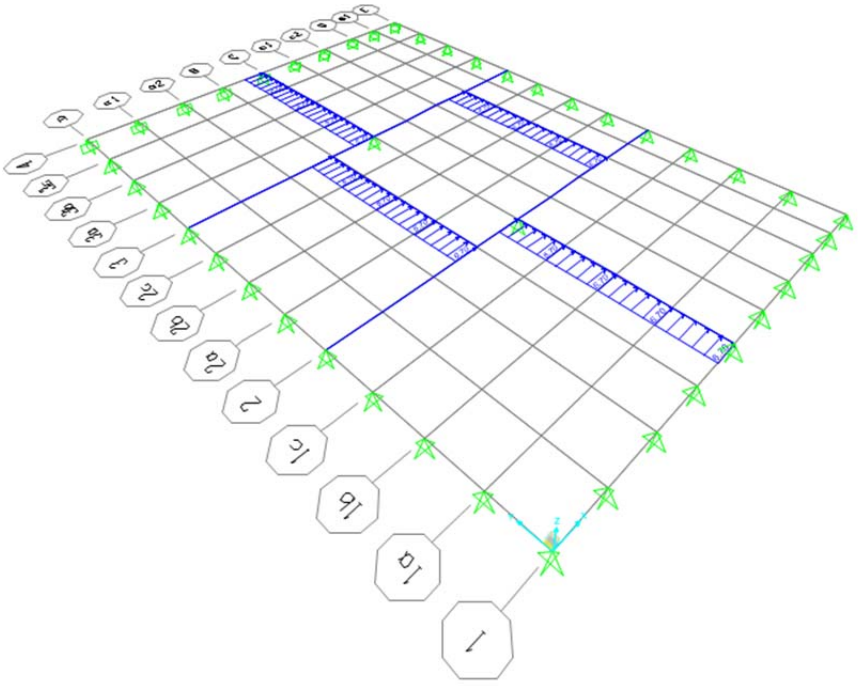


FIG. 5.20 - CARICO SISMICO EQ(X) -[KN/M]

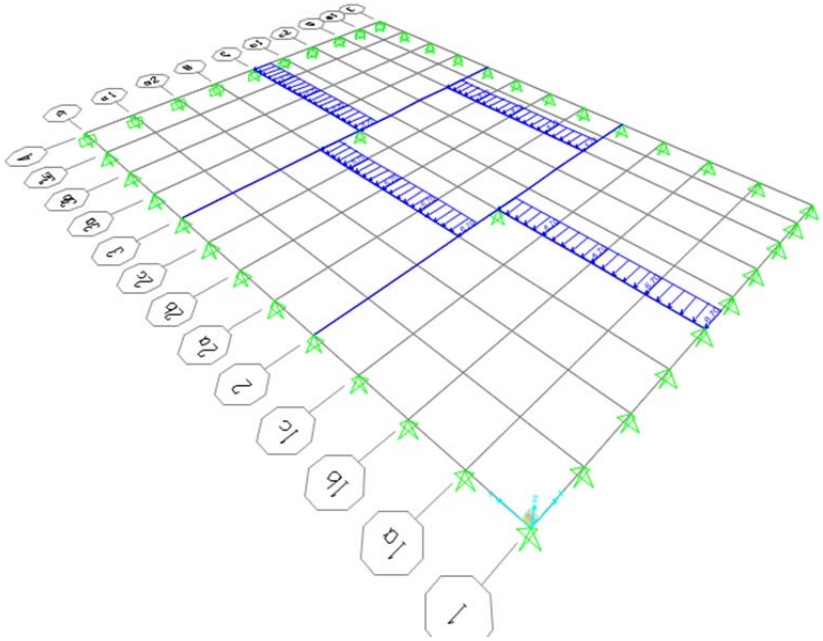


FIG. 5.21 - CARICO SISMICO EQ(-X) -[KN/M]

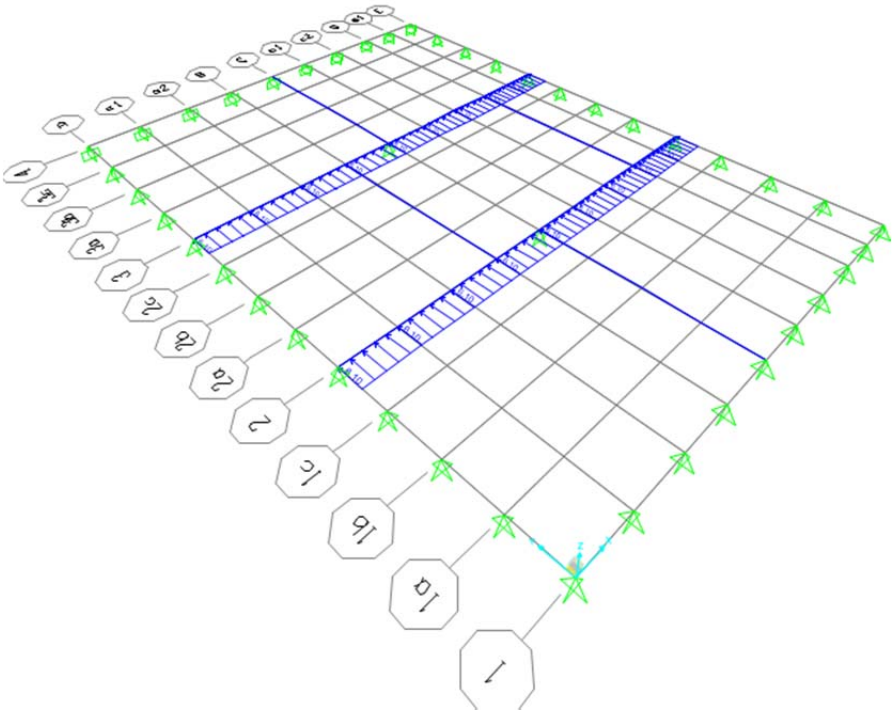


FIG. 5.22 - CARICO SISMICO EQ(Y) -[KN/M]

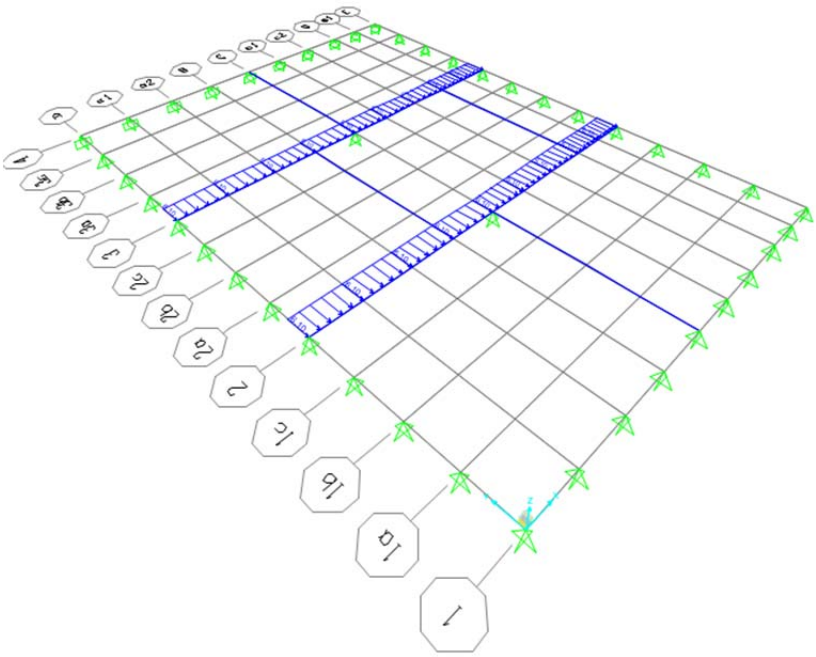


FIG. 5.23 - CARICO SISMICO EQ(-Y) -[KN/M]

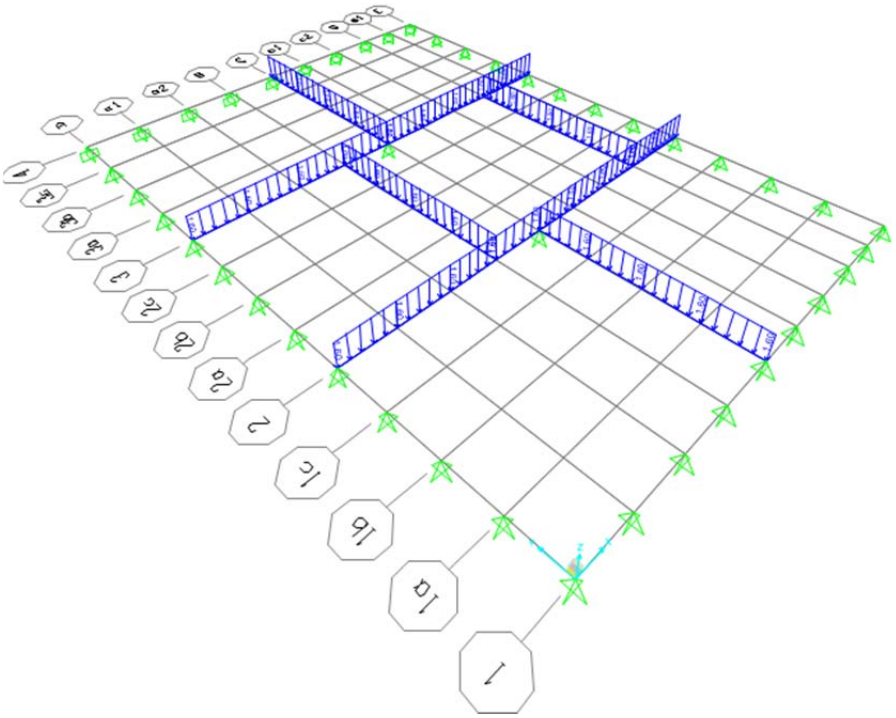


FIG. 5.24 - CARICO SISMICO EQ(-Z) -[KN/M]

Si esegue l'analisi per le seguenti combinazioni di carichi:

Stati Limiti Ultimi (SLU):

a) 1.3pp+1.5ScG

b) 1.0pp+0.8ScG+EQ(x)+0.3EQ(y)+0.3EQ(-z)

c) 1.0pp+0.8ScG+EQ(-x)+0.3EQ(y)+0.3EQ(-z)

d) 1.0pp+0.8ScG+EQ(x)+0.3EQ(-y)+0.3EQ(-z)

e) 1.0pp+0.8ScG+EQ(-x)+0.3EQ(-y)+0.3EQ(-z)

f) 1.0pp+0.8ScG+EQ(y)+0.3EQ(x)+0.3EQ(-z)

g) 1.0pp+0.8ScG+EQ(-y)+0.3EQ(x)+0.3EQ(-z)

h) 1.0pp+0.8ScG+EQ(y)+0.3EQ(-x)+0.3EQ(-z)

i) 1.0pp+0.8ScG-EQ(-y)-0.3EQ(-x)+0.3EQ(-z)

Stati Limiti d'Esercizio per le combinazioni frequenti SLE(freq.):

a) 1.0pp+0.9ScG

Stati Limti d'Esercizio per le combinazioni rare SLE(rare):

a) 1.0pp+1.0ScG

Di seguito si riporta lo schema statico assunto

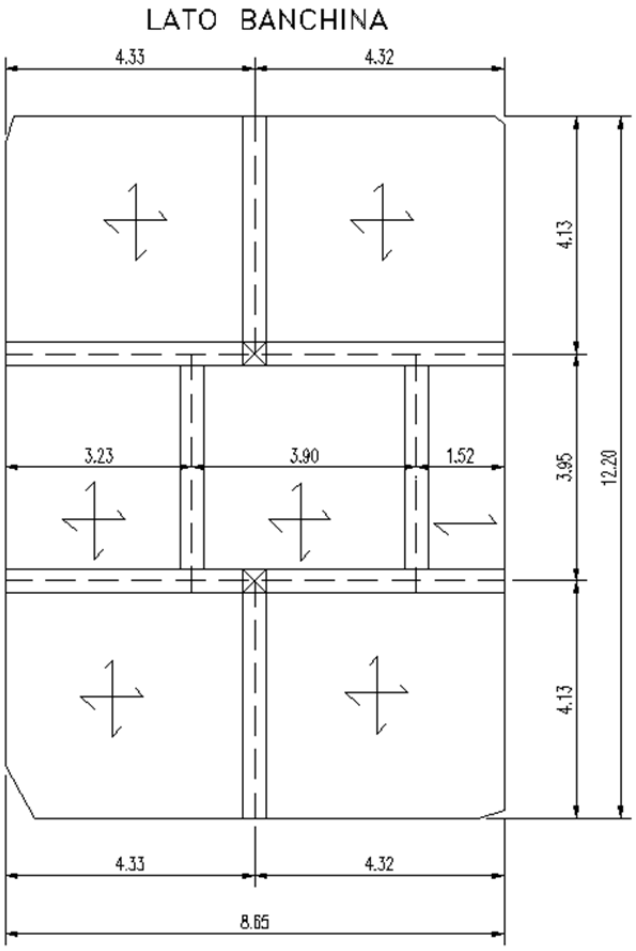


FIG. 5.25 - SOLAIO SALA POMPE – SCHEMA STATIVO

Si esegue l'analisi con il programma SAP2000.

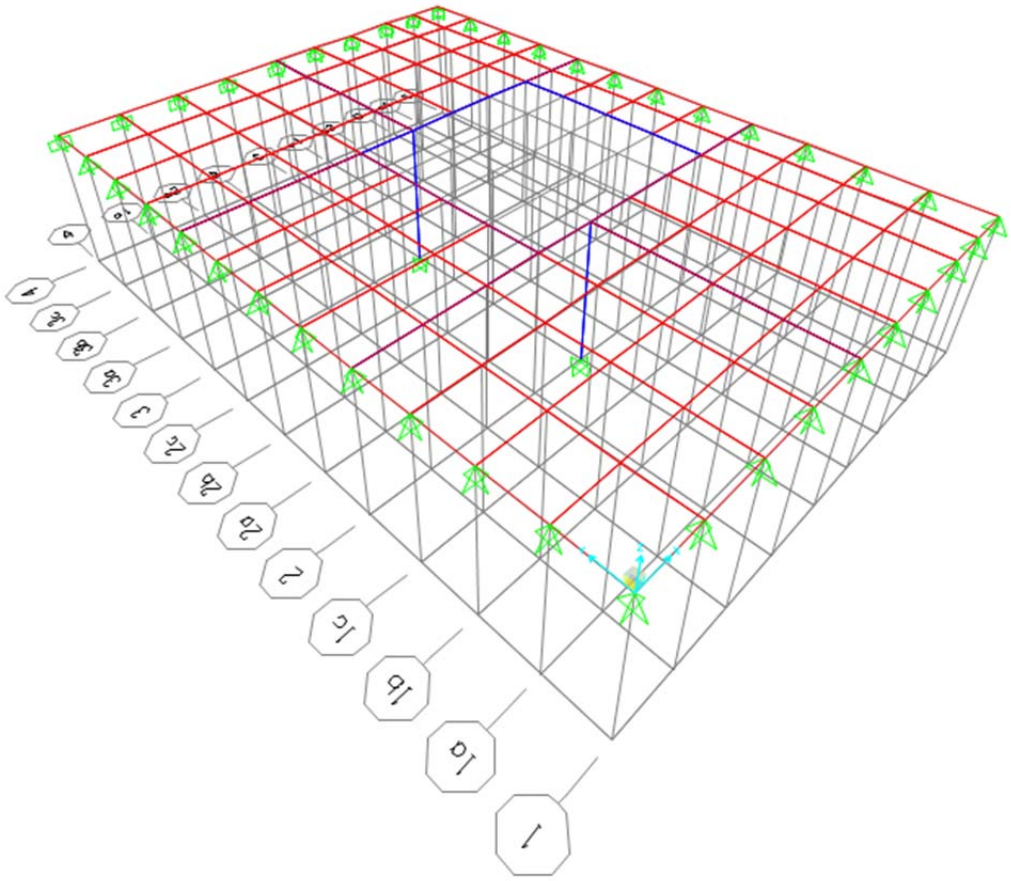


FIG. 5.26 - SOLAIO SALA POMPE – MODELLO SAP2000

Di seguito si riportano i diagrammi di sollecitazioni e le verifiche per gli SLU.

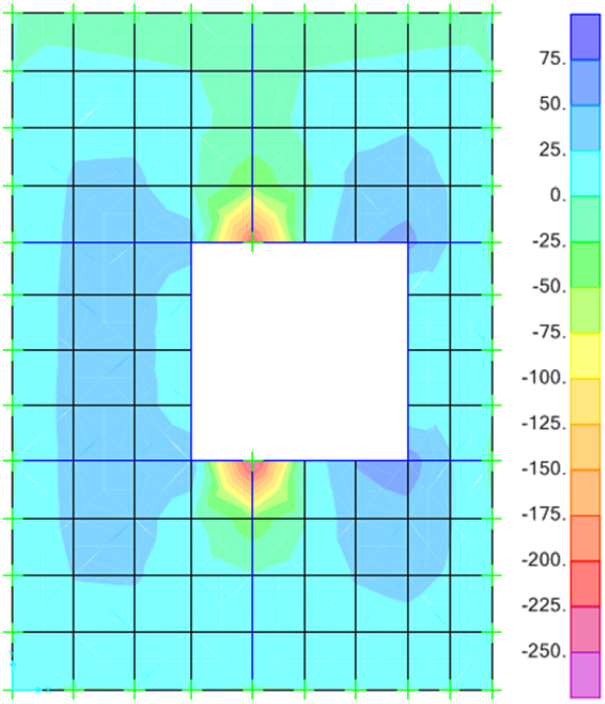


FIG. 5.27 - M11 [KNM/M] – SLU(MIN)

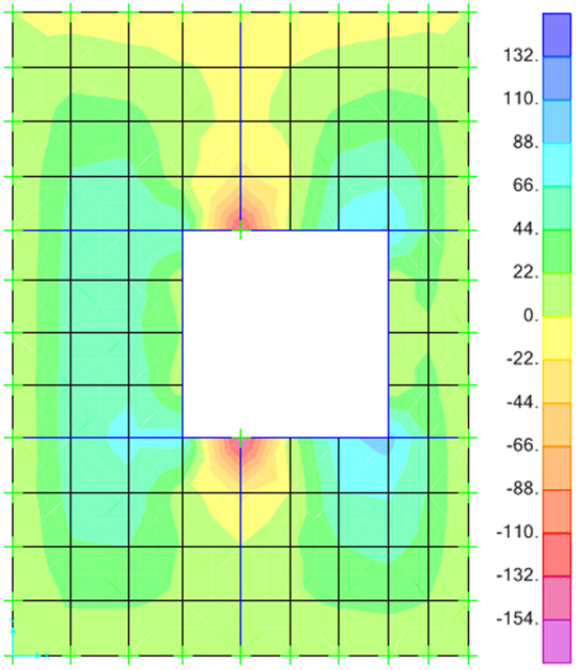


FIG. 5.28 - M11 [KNM/M] – SLU(MAX)

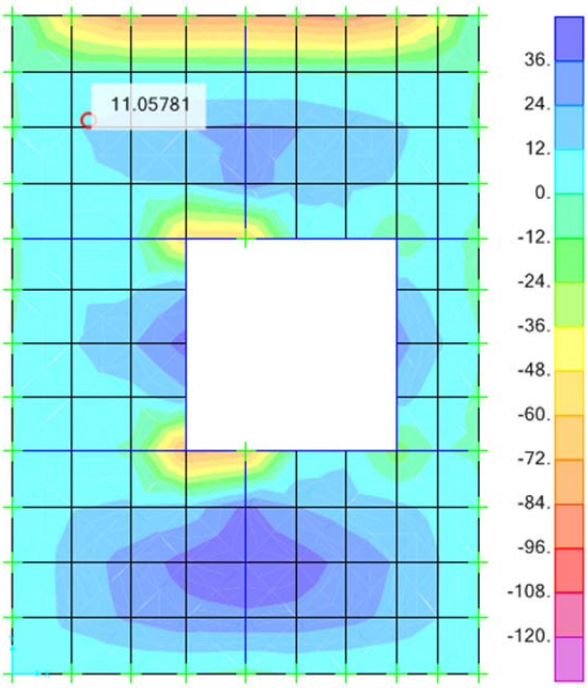


FIG. 5.29 - M22 [KNM/M] – SLU(MIN)

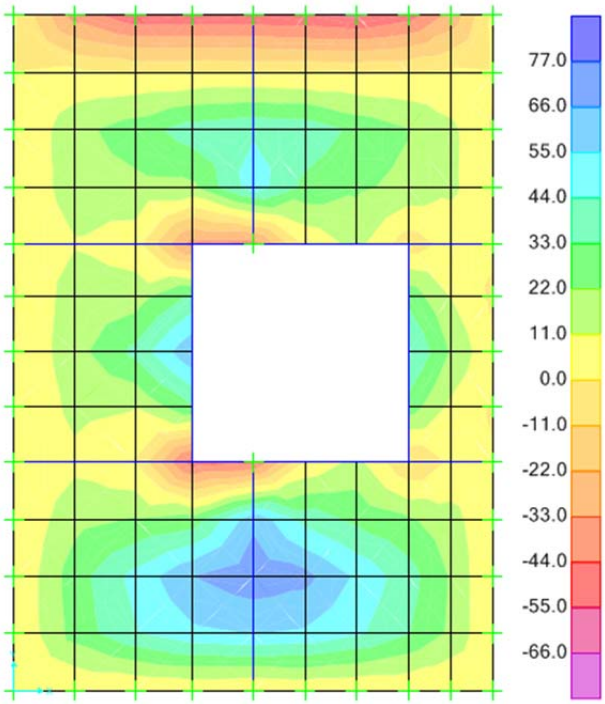


FIG. 5.30 - M22 [KNM/M] – SLU(MAX)

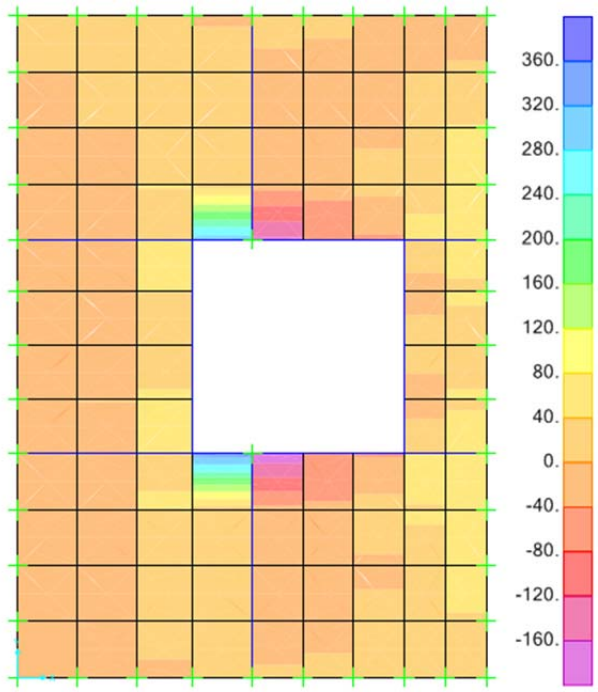


FIG. 5.31 - V13 [KN/M] – SLU(MAX)

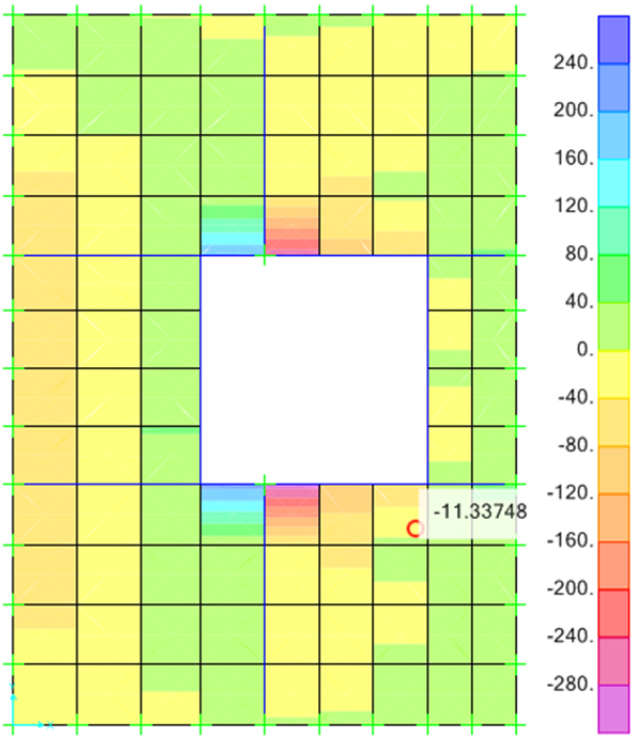


FIG. 5.32 - V13 [KN/M] – SLU(MIN)

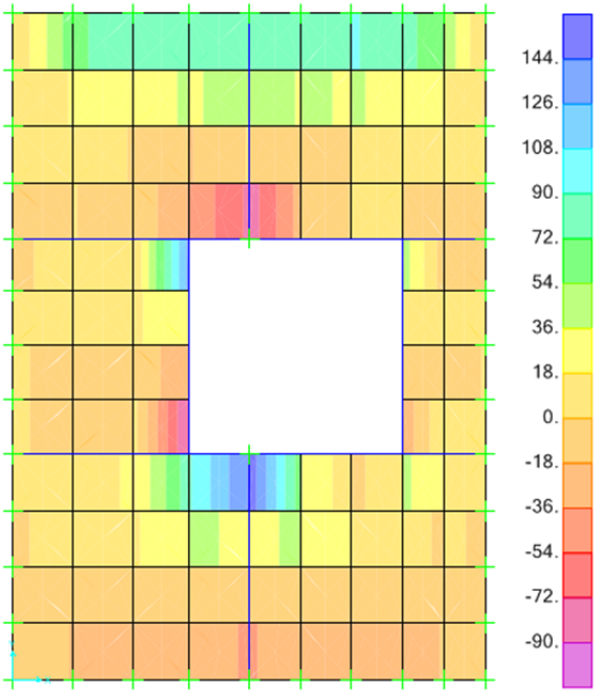


FIG. 5.33 - V23 [KN/M] – SLU(MAX)

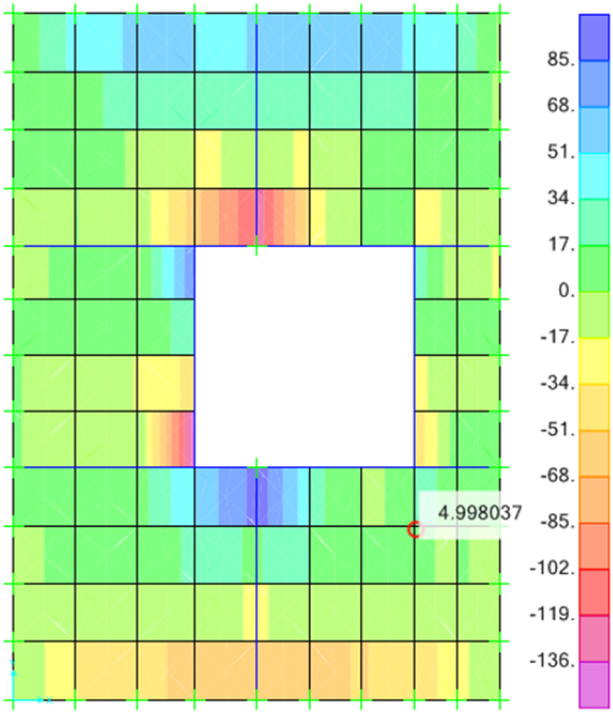


FIG. 5.34 - V23 [KN/M] – SLU(MIN)

Il 1°strato d'orditura per il momento M22 con un momento massimo di -85kNm/m in corrispondenza all'incastro con la sovrastruttura. Nelle zone correnti il momento massimo è pari a 70kNm/m.

Incastro sovrastruttura (M_{Sd}=-85kNm/m) M22:

B=1.0m,H=0.32m,H1=0.261m, A1=1270mm^2(θ18/200)

H2=0.057m,A2=770mm^2 (θ14/200); M_{Rd}=-128kNm/m

Sezione corrente (M_{Sd}=70kNm/m) M22:

B=1.0m,H=0.32m,H1=0.263m, A1=A2=770mm^2(θ14/200)

H2=0.057m, A2=770mm^2 (θ14/200); M_{Rd}=87kNm/m

Il 2°strato d'orditura è per il momento M11. Il momento massimo si trova intorno all'apertura ed è pari a -135/+70kNm/m. Nelle zone correnti il momento massimo è pari a 70kNm/m.

Zona apertura (M_{Sd}=-135/+85kNm/m) M11:

B=1.0m,H=0.32m,H1=0.248m, A1=2010mm^2(θ16/200+θ16/200)

H2=0.072m,A2=1005mm^2 (θ16/200); M_{Rd}=-183/+112kNm/m

Sezione corrente (M_{Sd}=70kNm/m) M11:

B=1.0m,H=0.32m,H1=0.248m, A1=A2=1005mm^2(θ16/200)

H2=0.072m; M_{Rd}=109kNm/m

Orditura a taglio – Soletta spessore 0.32m:

	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)**
soletta	320	248	1005	72	1005	0.12	1.90	0.0041	35	19.8	0	0.15	0.54	137	134	**134**

Il taglio massimo in corrispondenza per la soletta corrente è pari a 82kN/m.

Di seguito si riportano i diagrammi delle sollecitazioni agli SLU per le travi e i pilastri.

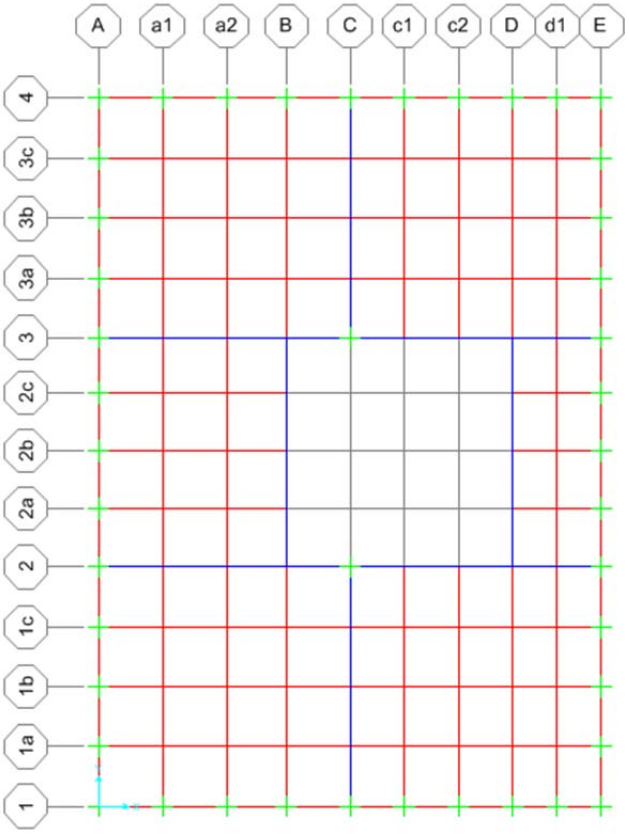


FIG. 5.35 - PIANTA CHIAVE TRAVI

Nella tabella seguenti si riporta l'inviluppo delle sollecitazioni agli SLU per gli elementi che compongono la struttura.

	P	V2	V3	M2	M3
	KN	KN	KN	KN-m	KN-m
Pilastri 1-2	**- 459.35**	2.38	- 16.57	**49.14**	- 2.39
Pilastri 1-2	- 533.77	4.39	**37.86**	-42.18	- 4.53
Pilastri 1-2	**- 849.37**	2.50	23.35	**-68.33**	**- 7.93**
Trave All.2-3	- 1.44	**150.41**	4.37	-0.02	-65.34
Trave All.2-3	- 2.53	94.88	- 2.35	-1.29	**-104.05**
Trave All.2-3	2.04	-15.36	3.02	0.67	**66.77**
Trave All. B-C-D	- 1.35	2.46	3.45	0.58	**34.03**
Trave All. B-C-D	0.92	**-66.13**	- 3.70	-0.81	**- 50.79**

TAB. 5.4 - INVILUPPO SLU

Travi allineamento 2 & 3:

M_{Sd}=-104kNm/+67kNm, V_{Sd}=156kN,

B=0.5m, H=0.32m,

H1=0.245m (0.32-0.05-0.014-0.022/2),A1=1520mm^2(4θ22mm),

H2=0.075m ,A2=1520mm^2(4θ22mm),

M_{Rd}= -127.5kNm / +127.5kNm

Per il taglio si prevedono staffe del 12mm quattro braccia interasse 20cm.

	Orditura a taglio									acciaio	cls	
	p s(mm)	Asw	cot(teta)	cot(alfa)	sen(alfa)	z=0.9d1 (mm)	fywd	alfacw	v1	Vrd,s (kN)	Vrd,max (kN)	**Vres [kN]**
trave	200	452	2	0	1.00	222.3	391.0	1	0.5	393	455	**393**

Travi allineamento B-C-D:

M_{Sd}=-51kNm/+34kNm, V_{Sd}=66kN,

B=0.5m, H=0.32m,

H1=0.231m (0.32-0.05-0.014-0.016-0.018/2),A1=1016mm^2(4θ18mm),

H2=0.089m, A2=1016mm^2(4θ18mm),

M_{Rd}= -90.6kNm / +90.6kNm

Per il taglio si prevedono staffe diametro 12mm quattro braccia interasse 20cm.

	Orditura a taglio									acciaio	cls	
	p s(mm)	Asw	cot(teta)	cot(alfa)	sen(alfa)	z=0.9d1 (mm)	fywd	alfacw	v1	Vrd,s (kN)	Vrd,max (kN)	**Vres [kN]**
trave	200	452	2	0	1.00	213.3	391.0	1	0.5	377	437	**393**

Pilastri 1-2:

Comb.1: P= -849kN (compressione), M2=68kNm, M3 =8kNm,

Comb.2: P=-459kN (compressione), M2=49kNm, M3=2.4kNm,

Comb.3: P= -534kN (compressione), V3=38kN,V2=4.4kN,

Il pilastro ha una snellezza, considerando un incastro alla base e una cerniera al livello del impalcato, pari a:

$\lambda = l/i = 0.7x2.5 / \sqrt{(0.35^4/12/(0.35^2)} = 1.75 / 0.101 = 17.3$

La snellezza limite per trascurare effetti di secondo ordine secondo la normativa è pari a:

λ_{lim} = 15.4 C/√v = 15.4 x (1.7-33/68) / √849000/(350^{2}x19.83) = 15.4 x 1.21 / 0.59 = 31.6

B=0.35m, H=0.35m,

Staffatura: θ14/200mm

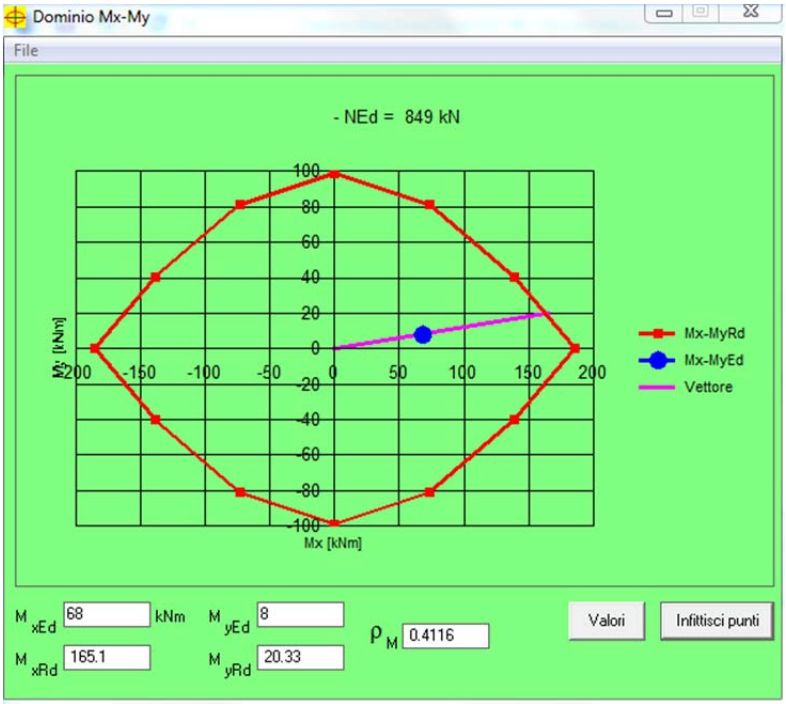
Orditura longitudinale: 8θ22mm

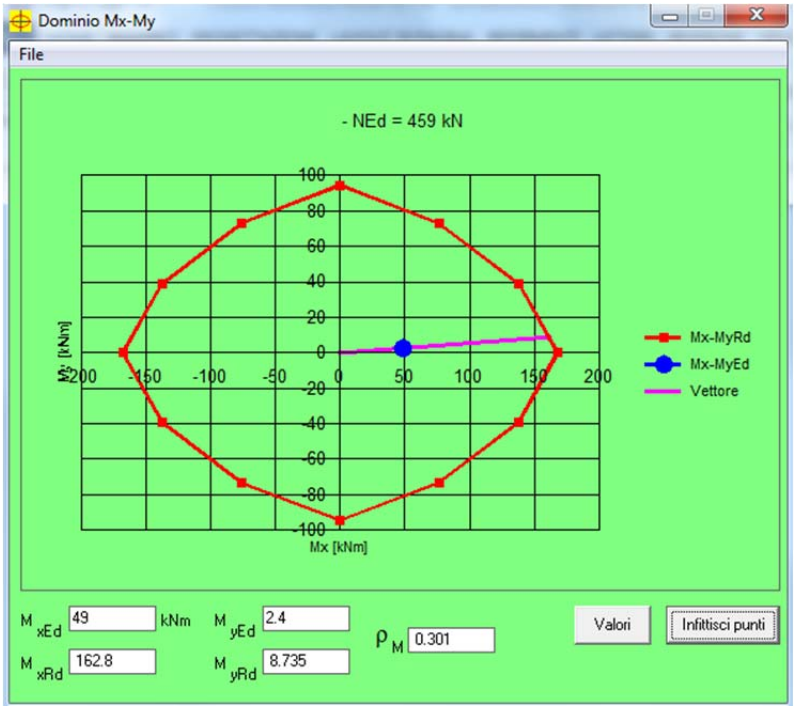
H1=0.275m (0.35-0.05-0.014-0.022/2) ,A1=1140mm^2(3θ22mm),

H2=0.175m, A2=760mm^2(2θ22mm),

H3=0.075m, A3=1140mm^2(3θ18mm),

Di seguito si riporta il dominio di rottura del pilastro:





	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)**
Pilastro	0	350	275	1140	75	1140	38	0.12	1.85	0.0041	35	19.8	0	0.15	0.52	149	143.61	**149**

Il pilastro è verificato a taglio

Verifica a punzonamento soletta da carico concentrato:

Si esegue una verifica a punzonamento della soletta sotto l'azione di una ruota di 200kN su un'impronta di 0.6x0.35m a q.ta+4.50m. L'impronta all'estradosso della soletta a q.ta+4.32 è pari a 1x0.75m considerando una diffusione a 45°.

Secondo EC2 il perimetro di verifica è pari a 2d oltre l'impronta dove d è l'altezza utile della sezione reagente, nel nostro caso d minimo è pari a 237mm circa per cui il perimetro u è pari a:

u=2x(1+2x0.24+0.75+2x0.24)=5.42m

v_{Ed} = 1.5x200kN / [5.42m x 0.24m] = 231 kPa = 0.23MPa

Verifica a punzonamento in corrispondenza del pilastro:

La reazione massima del pilastro agli SLU è pari a 850kN.

Si prevede un capitello delle dimensioni 1.0m per 1.0m profondità 18cm in corrispondenza del pilastro.

Secondo il paragrafo 6.4.2 del EC2 il perimetro di verifica si trova ad una distanza dall'asse del pilastro pari a:

$r_{cont.}$= MIN(2d+0.56√l_1l_2;2d+0.69l_1)

Dove;

d=240mm

l_1=350+2x360=1070mm

l_2=1070mm

$r_{cont.}$= MIN(1079;1218) = 1079mm

Il perimetro di verifica u_1 è pari a:

u=2x(2x1.079)+2x1.079=6.474m

v_{Ed} = 849kN / [6.474m x 0.24m] = 546 kPa = 0.55 MPa

La resistenza a taglio di una soletta dello spessore di 32cm privo di armature a taglio è pari a:

	H	d1	A1	Crdc	k	fi1	fck	fcd	σ_c	k1	vmin	vrd,c
	[mm]	[mm]	[mmq]								(MPa)	(MPa)
Solettone	320	237	1016	0.12	1.92	0.0043	35	19.8	0	0.15	0.55	0.57

$v_{Rd,c}$ =0.57MPa

Si evince che, in corrispondenza del capitello, non occorre specifica orditura a taglio.

Di seguito si riportano i diagrammi di sollecitazioni e le verifiche agli SLE per le combinazioni frequenti e rare.

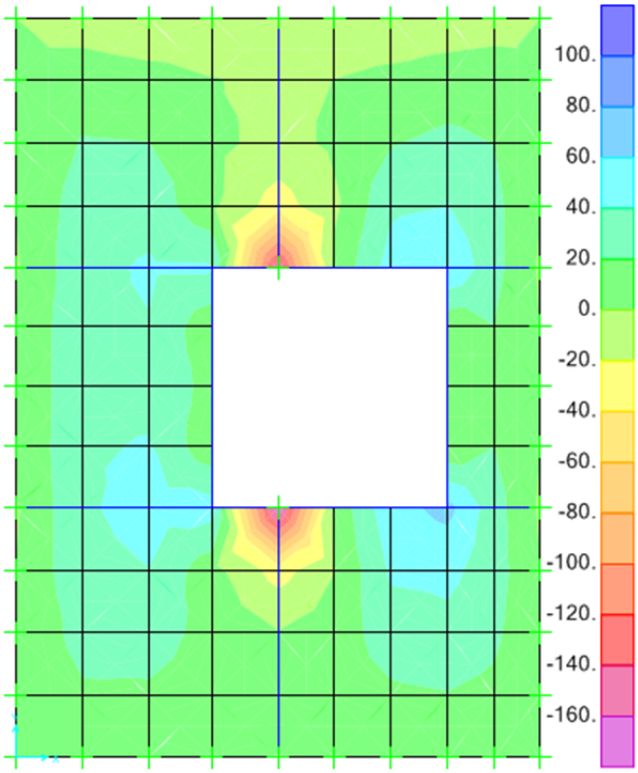


FIG. 5.36 - M11 [KNM/M] – SLE(FREQ.)

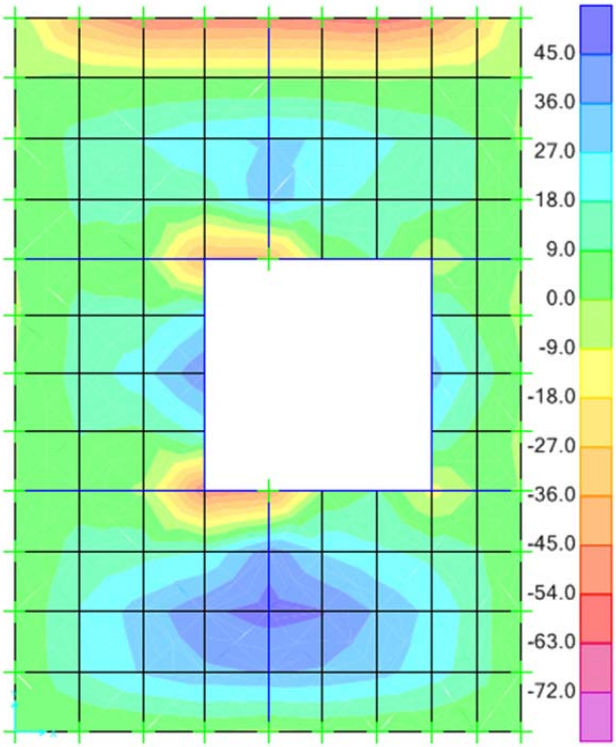


FIG. 5.37 - M22 [KNM/M] – SLE(FREQ.)

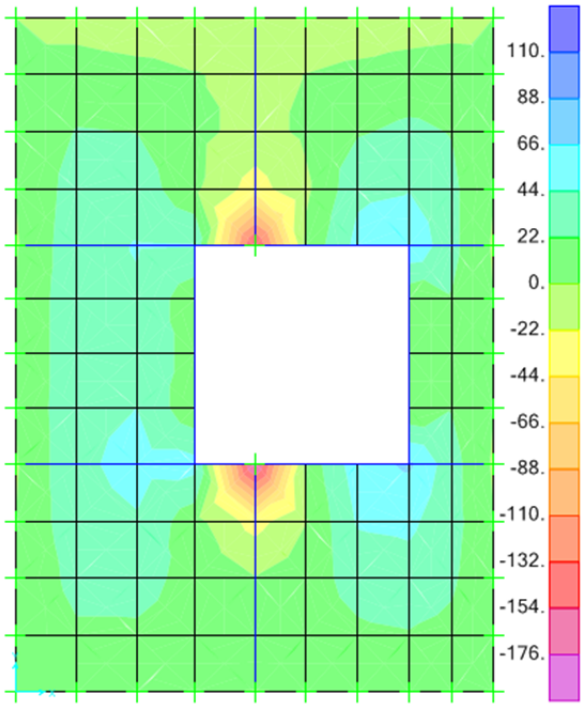


FIG. 5.38 - M11 [KNM/M] – SLE(RARE)

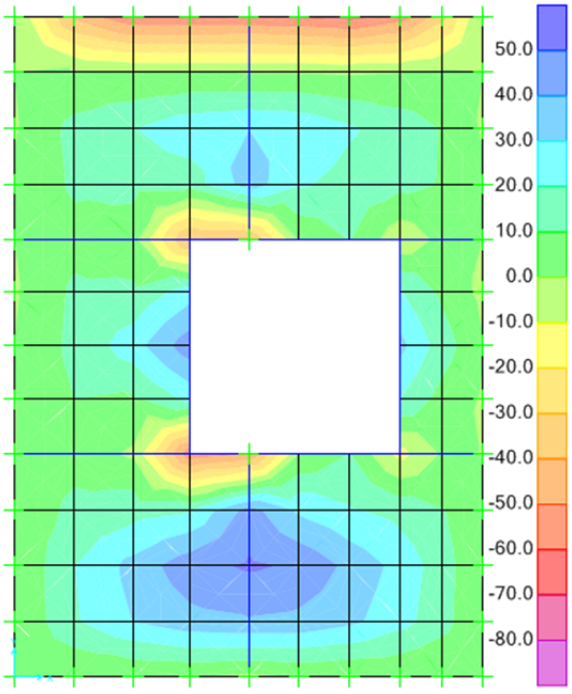


FIG. 5.39 - M22 [KNM/M] – SLE(RARE)

Per le combinazioni frequenti il momento M22 (1°strato) con un momento massimo di -50kNm/m in corrispondenza all'incastro con la sovrastruttura. Nelle zone correnti il momento massimo è pari a 44kNm/m.

Incastro sovrastruttura (M_{Sd}=-50kNm/m) M22:

B=1.0m,H=0.32m,H1=0.261m, A1=1270mm^2(θ18/200),

H2=0.057m,A2=770mm^2 (θ14/200)

copriferro 50mm, calcestruzzo Rck45, passo ferro d'orditura 200mm,

SigmaAcc=166MPa, SigmaCls= 5.0MPa, w= 0.124mm

Sezione corrente (M_{Sd}=44kNm/m) M22:

B=1.0m,H=0.32m,H1=0.263m, A1=A2=770mm^2(θ14/200)

H2=0.057m,A2=770mm^2 (θ14/200)

copriferro 50mm, calcestruzzo Rck45, passo ferro d'orditura 200mm,

SigmaAcc=234MPa, SigmaCls=5.3MPa, w= 0.195mm

Il 2°strato d'orditura è per il momento M11. Il momento massimo si trova intorno all'apertura ed è pari a -80kNm/m. Nelle zone correnti il momento massimo è pari a 50kNm/m.

Zona apertura (M_{Sd}=-80kNm/m) M11:

B=1.0m,H=0.32m,H1=0.248m,A1=2010mm^2(θ16/200+θ16/200)

H2=0.072m,A2=804mm^2 (θ16/200)

copriferro 64mm, calcestruzzo Rck45, passo ferro d'orditura 100mm

SigmaAcc=182MPa, SigmaCls=7.5MPa, w= 0.189mm

Sezione corrente (M_{Sd}=35kNm/m) M11:

B=1.0m,H=0.32m,H1=0.248m, A1=A2=804mm^2(θ16/200)

H2=0.072m,

copriferro 64mm, calcestruzzo Rck45, passo ferro d'orditura 200mm

SigmaAcc=188MPa, SigmaCls=4.7MPa, w= 0.182mm

Per le combinazioni rare il momento M22 (1°strato) con un momento massimo di -60kNm/m in corrispondenza all'incastro con la sovrastruttura. Nelle zone correnti il momento massimo è pari a 50kNm/m.

Incastro sovrastruttura (M_{Sd}=-60kNm/m) M22:

B=1.0m,H=0.32m,H1=0.261m, A1=1270mm^2(θ18/200),

H2=0.057m,A2=770mm^2 (θ14/200)

SigmaAcc=204MPa, SigmaCls= 5.9MPa,

Sezione corrente (M_{Sd}=50kNm/m) M22:
B=1.0m,H=0.32m,H1=0.263m, A1=A2=770mm^2(θ14/200)
H2=0.057m,A2=770mm^2 (θ14/200)
SigmaAcc=282MPa, SigmaCls=8.8MPa,
Il 2°strato d'orditura è per il momento M11. Il momento massimo si trova intorno all'apertura ed è pari a -90kNm/m. Nelle zone correnti il momento massimo è pari a 55kNm/m.
Zona apertura (M_{Sd}=-90kNm/m) M11:
B=1.0m,H=0.32m,H1=0.248m,A1=2010mm^2(θ16/200+θ16/200)
H2=0.072m,A2=804mm^2 (θ16/200)
SigmaAcc=219MPa, SigmaCls=12.8MPa,
Sezione corrente (M_{Sd}=55kNm/m) M11:
B=1.0m,H=0.32m,H1=0.248m, A1=A2=804mm^2(θ16/200)
H2=0.072m,
SigmaAcc=258MPa, SigmaCls=10MPa,

Nella tabella seguenti si riporta l'inviluppo delle sollecitazioni agli SLE (combinazioni frequenti) per gli elementi che compongono la struttura.

	P	M2	M3
	KN	KN-m	KN-m
Pilastri 1-2	**- 564**	**45**	**5**
Trave All.2-3	-	-	**-52/+44.5**
Trave All. B-C-D	-	-	**-26.7/22.6**

TAB. 5.5 - INVILUPPO SLE(FREQ.)

Travi allineamento 2 & 3:
M_{Sd}=-52kNm
B=0.5m, H=0.32m,
H1=0.245m (0.32-0.05-0.014-0.022/2),A1=1520mm^2(4θ22mm),
H2=0.075m ,A2=1520mm^2(4θ22mm),
copriferro 64mm, passo orditura 120mm, Calcestruzzo C35/45

SigmaAcc = 165MPa, SigmaCls = 8.1MPa, w = 0.198mm
Travi allineamento B-C-D:
M_{Sd}=-27kNm,
B=0.5m, H=0.32m,
H1=0.231m (0.32-0.05-0.014-0.016-0.018/2),A1=1016mm^2(4θ18mm),
H2=0.089m, A2=1016mm^2(4θ18mm),
copriferro 80mm, passo orditura 120mm, Calcestruzzo C35/45
SigmaAcc = 131MPa, SigmaCls = 5.8MPa, w = 0.101mm

Pilastri 1-2:
Comb.1: P= -564kN (compressione), M2=45kNm, M3 =5kNm,
B=H=0.35m,
Orditura longitudinale: 8θ22mm
H1=0.275m (0.35-0.05-0.014-0.022/2) ,A1=1140mm^2(3θ22mm),
H2=0.175m, A2=760mm^2(2θ22mm),
H3=0.075m, A3=1140mm^2(3θ18mm),
copriferro 74mm, passo orditura 90mm, Calcestruzzo C35/45
SigmaAcc = -1MPa, SigmaCls = 8.6MPa, w = -mm

Nella tabella seguenti si riporta l'inviluppo delle sollecitazioni agli SLE (combinazioni rare) per gli elementi che compongono la struttura.

	P	M2	M3
	KN	KN-m	KN-m
Pilastri 1-2	**-599**	**48**	**5.4**
Trave All.2-3			**-73/47**
Trave All. B-C-D			**-36/24**

TAB. 5.6 - INVILUPPO SLE(RARE)

Travi allineamento 2 & 3:
M_{Sd}=-73kNm
B=0.5m, H=0.32m,
H1=0.245m,A1=1520mm^2(4θ22mm),
H2=0.075m ,A2=1520mm^2(4θ22mm),

SigmaAcc = 236MPa, SigmaCls = 11MPa,

Travi allineamento B-C-D:
M_{Sd}=-36kNm,
B=0.5m, H=0.32m,
H1=0.231m, A1=1016mm^2(4θ18mm),
H2=0.089m, A2=1016mm^2(4θ18mm),
SigmaAcc = 177MPa, SigmaCls = 7.8MPa,

Pilastri 1-2:
Comb.1: P= -599kN (compressione), M2=48kNm, M3 =5.4kNm,
B=H=0.35m,
Orditura longitudinale: 8θ22mm
H1=0.275m (0.35-0.05-0.014-0.022/2) ,A1=1140mm^2(3θ22mm),
H2=0.175m, A2=760mm^2(2θ22mm),
H3=0.075m, A3=1140mm^2(3θ18mm),
SigmaAcc = -1MPa, SigmaCls = 10.1MPa,

5.5. **Solaio di copertura vasca deposito antincendio**

Il solaio sovrastante la sala della vasca antincendio consiste in una lastra continua unidirezionale dello spessore di 32cm appoggiata sul setto intermedio della vasca. Sovrastante il c.a. è previsto un pacchetto di pavimentazione dello spessore di 18cm.

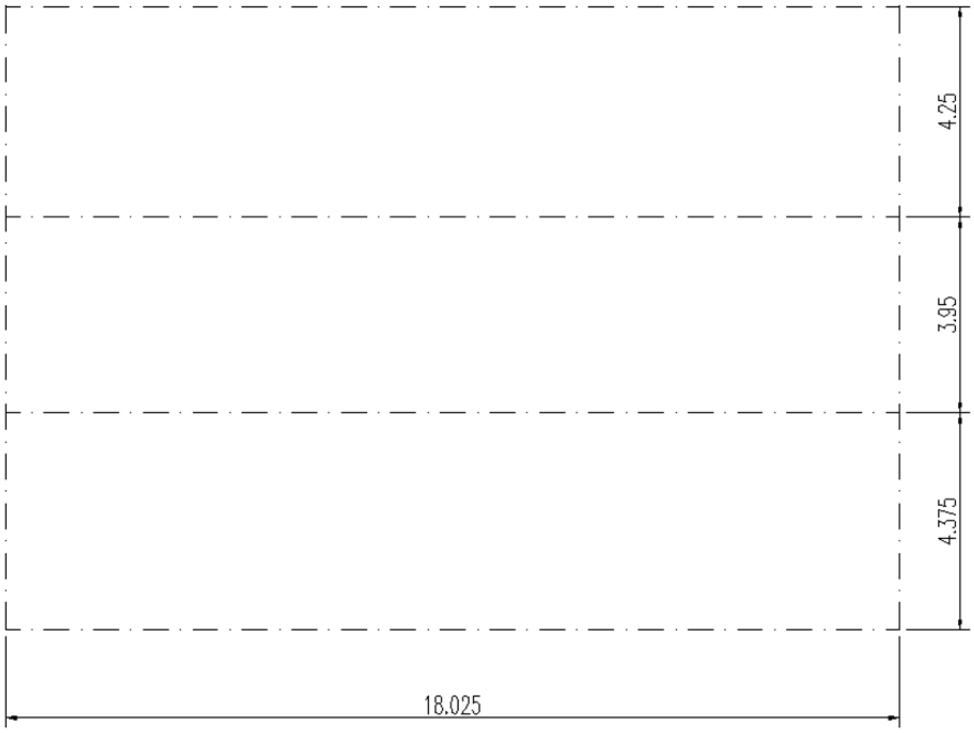


FIG. 5.40 - SOLAIO COPERTURA VASCA – SCHEMA

Si esegue un'analisi a trave continua, larghezza 1m ed altezza 0.32m su appoggi semplici con un incastro lato banchina.

Carichi:

PP: 0.18x24+0.32x25=12.3kN/m

ScG: 20kN/m

Si esegue l'analisi per le seguenti combinazioni di carico:

Stati Limite Ultimi (SLU):

a) 1.3pp+1.5ScG

Stati Limite d'Esercizio per le combinazioni frequenti SLE(freq.):

b) 1.0pp+0.9ScG

Stati Limite d'Esercizio per le combinazioni rare SLE(rare):

b) 1.0pp+1.0ScG

Di seguito si riportano le sollecitazioni e le verifiche agli SLU

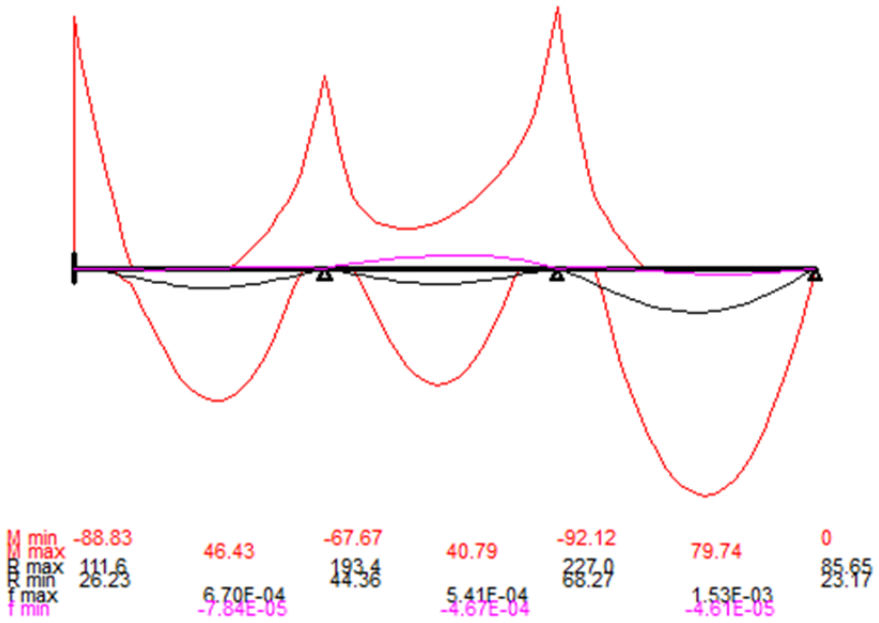


FIG. 5.41 - M [KNM - M] – SLU

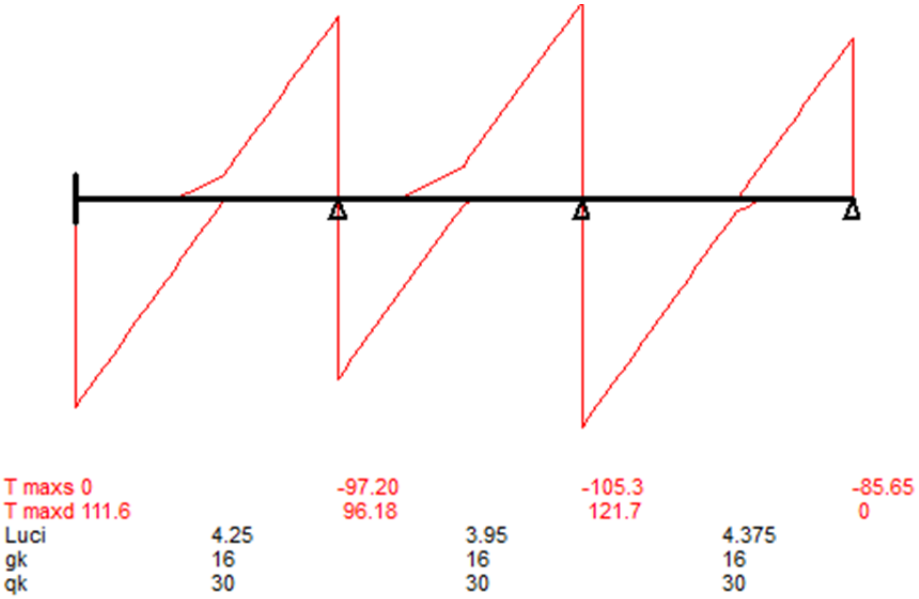


FIG. 5.42 - V [KN - M] – SLU

Verifica agli SLU:

M_{Sd}=-92kNm/+80kNm, V_{Sd}=122kN,

B=1.0m, H=0.32m,

H1=0.261m (0.32-0.05-0.018/2),A1=1270mm^2(θ18/200mm),
H2=0.059m ,A2=1270mm^2(θ18/200mm),
M_{Rd}= ±130.1kNm
La soletta priva di orditura a taglio ha una resistenza a taglio pari a:

	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)
solaio	0	320	260	1570	60	1570	38	0.12	1.88	0.0060	35	19.8	0	0.15	0.53	162	138.45	162

La soletta non necessita di orditura a taglio.
Di seguito si riportano le sollecitazioni e le verifiche agli SLE per le combinazioni frequenti.

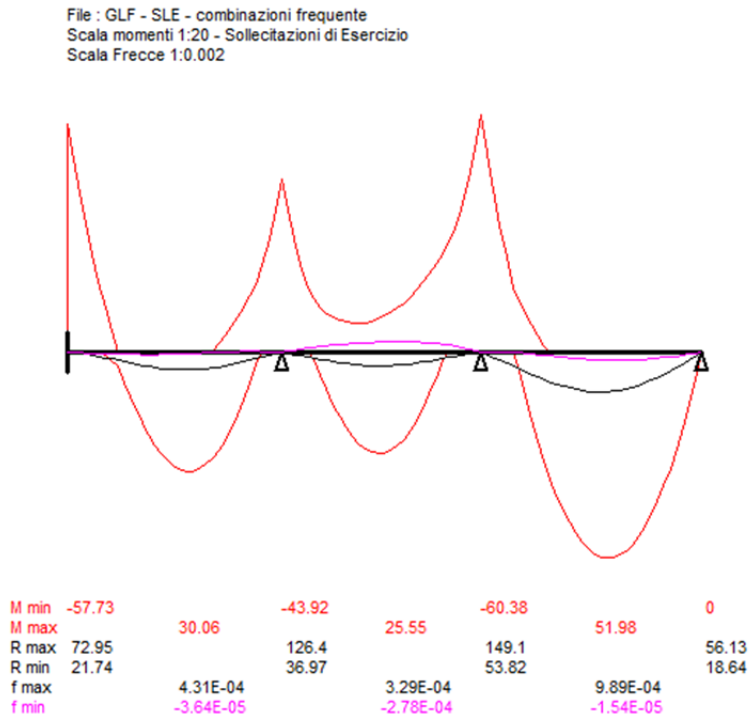


FIG. 5.43 - M [KNM - M] – SLE (FREQ.)

Verifica agli SLE(freq.):
M_{Sd}=-60.4kNm,
B=1.0m, H=0.32m,
H1=0.261m (0.32-0.05-0.018/2),A1=1270mm^2(θ18/200mm),

H2=0.059m ,A2=1270mm^2(θ18/200mm),
Copriferro 50mm, passo 200mm, calcestruzzo C35/45
SigmaAcc. = 202MPa, SigmaCls. = 5.9MPa, w= 0.150mm

Di seguito si riportano le sollecitazioni e le verifiche agli SLE per le combinazioni rare:

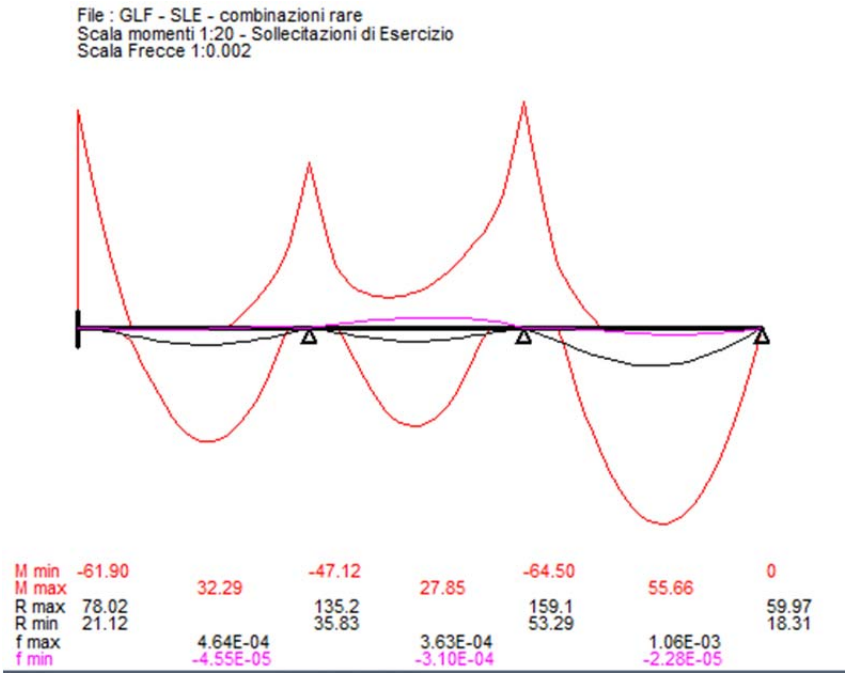


FIG. 5.44 - M [KNM - M] – SLE (RARE)

Verifica agli SLE(rare):
M_{Sd}=-64.5kNm,
B=1.0m, H=0.32m,
H1=0.261m, A1=1270mm^2(θ18/200mm),
H2=0.059m ,A2=1270mm^2(θ18/200mm),
SigmaAcc. = 215MPa, SigmaCls. = 6.3MPa,

5.6. **Setti divisori**

Di seguito si verificano l'orditura verticale ed orizzontale del setto fra la vasca e il locale pompe e la parete fra la vasca e il terrapieno rispettivamente.

Il setto di divisione fra la vasca e la sala pompe è incastrato a q.ta +1.50. Inoltre il setto è incastrato nella sovrastruttura mentre si considera appoggi sui setti longitudinale e in corrispondenza della soletta d'impalcato.
La zona da +1.50 a +0.50 è sostenuta dalla soletta della sala pompe.
Il carico massimo orizzontale è costituito dalla spinta idrostatica da q.ta+1.50 alla q.ta+4.00 pari a 2.5m.
Considerando un carico triangolare nominale pari a 10.1x2.5 = 25.25kPa.
Si esaminano gli seguenti combinazioni di carico
SLU: 1.5xH2O
SLE(freq): 0.9xH2O
SLE(rare): 1.0xH2O
Per gli SLU non si esegue la verifica per la combinazione sismica essendo l'azione sismica bassa.

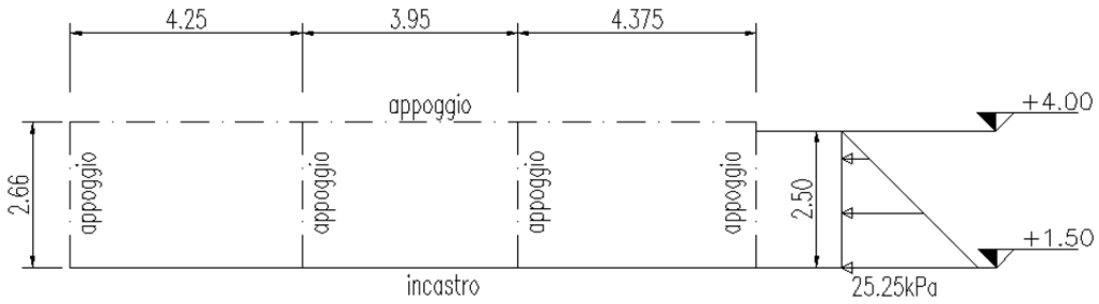


FIG. 5.45 - SETTO DIVISORE VASCA-SALA POMPE – CARICO ORIZZONTALE

Di seguito si riportano i diagrammi degli sollecitazioni agli Stati Limiti Ultimi e gli Stati Limiti d'Esercizio.

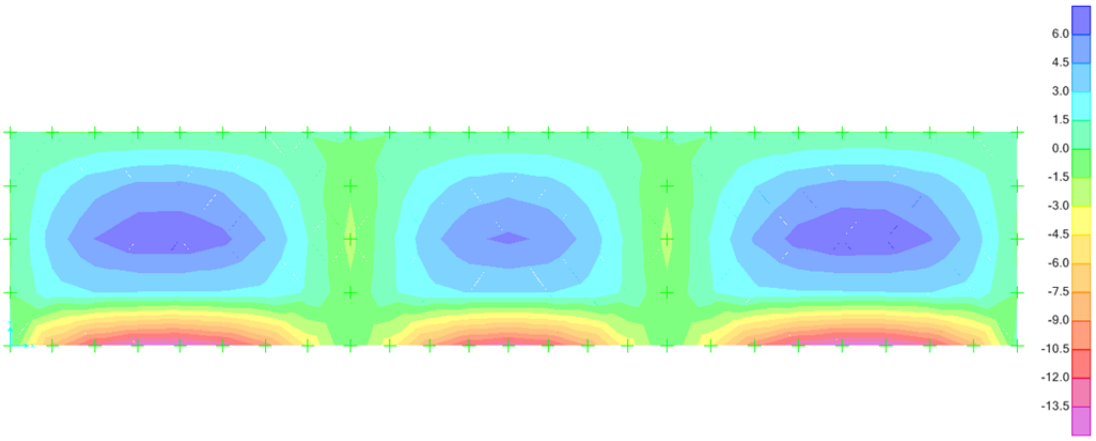


FIG. 5.46 - MOMENTO M22 AGLI SLU – [KNM/M]

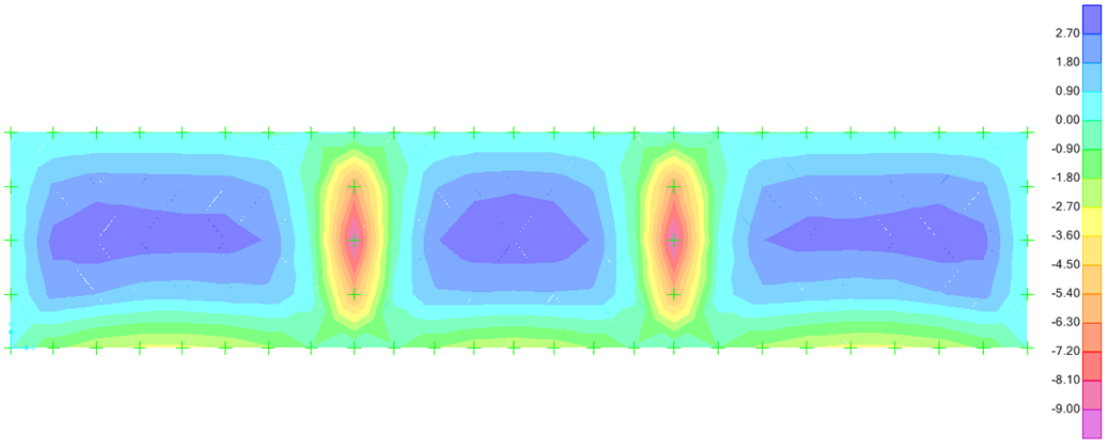


FIG. 5.47 - MOMENTO M11 AGLI SLU – [KNM/M]

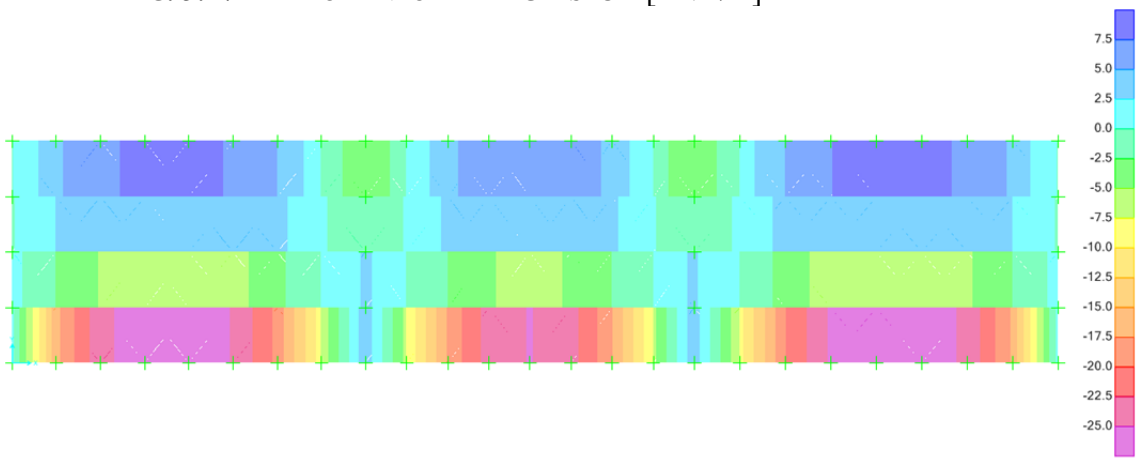


FIG. 5.48 - TAGLIO V23 – [KN/M]

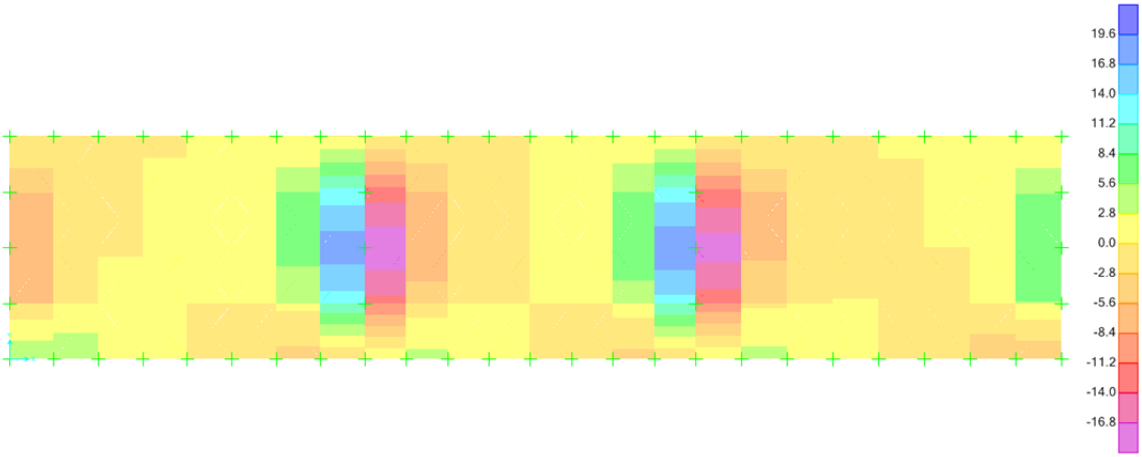


FIG. 5.49 - TAGLIO V13 – [KN/M]

Verifiche agli SLU:

M22=14kNm/m, M11=9kNm/m, V23=27kN/m, V13=19kN/m

Orditura verticale (in favore di sicurezza si trascura lo sforzo normale di compressione)

M_{Sd} =14kNm/m,

B=1.0m, H=0.25m, H1=0.182m, H2=0.068m, A1=A2=565mm^2 (θ12/200mm)

M_{Rd}=50kNm/m

Orditura orizzontale

M_{Sd}=9kNm/m,

B=1.0m, H=0.25m, H1=0.194m, H2=0.056m, A1=A2=452mm^2, (θ12/250mm)

M_{Rd}=41kNm/m

Verifica a taglio:

	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)**
setto	0	250	182	565	68	-108	116	0.12	2.00	0.0031	35	19.8	0	0.15	0.59	97	106.59	**107**

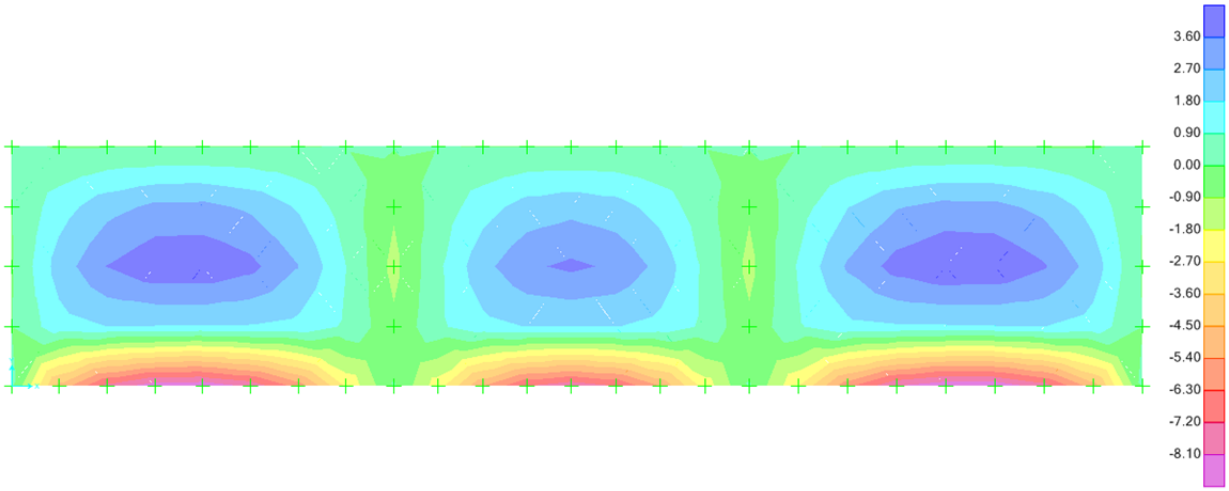


FIG. 5.50 - MOMENTO M22 AGLI SLE(FREQ.) – [KNM/M]

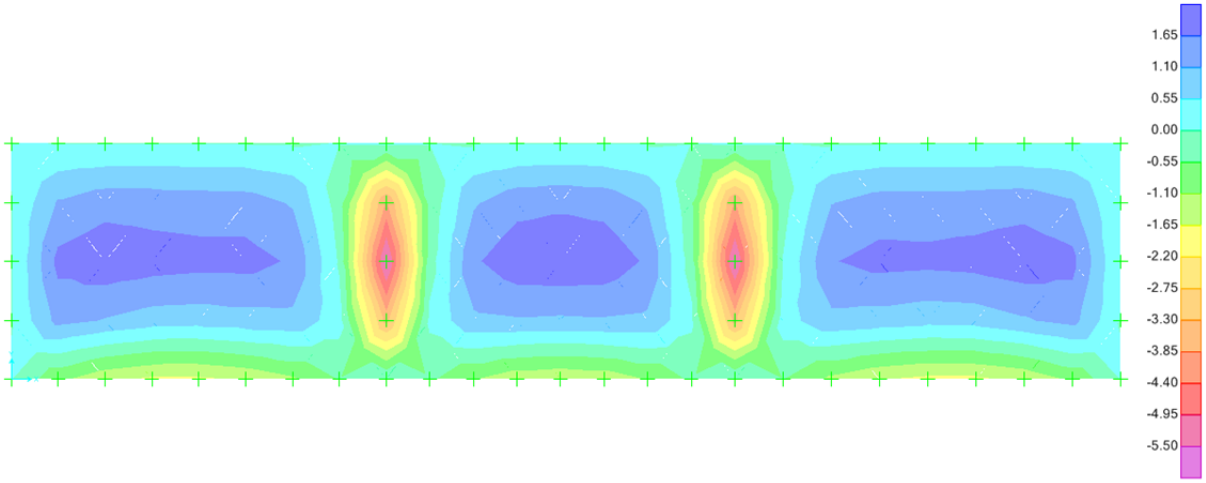


FIG. 5.51 - MOMENTO M11 AGLI SLE(FREQ.) – [KNM/M]

Verifiche agli SLE(frequenti):
M22=9kNm/m, M11=5kNm/m,
Orditura verticale (in favore di sicurezza si trascura lo sforzo normale di compressione)
M=9kNm/m
B=1.0m, H=0.25m, H1=0.182m, H2=0.078m, A1=A2=565mm^2 (θ12/200mm)
Copriferro 62mm, passo 200mm, calcestruzzo C35/45
SigmaAcc. = 91MPa, SigmaCls. = 2.4MPa, w= 0.07mm

Orditura orizzontale

M=5kNm/m

B=1.0m, H=0.25m, H1=0.194m, H2=0.056m, A1=A2=452mm^2 (θ12/250mm)

Copriferro 50mm, passo 250mm, calcestruzzo C35/45

SigmaAcc. = 60MPa, SigmaCls. = 1.3MPa, w= 0.044mm

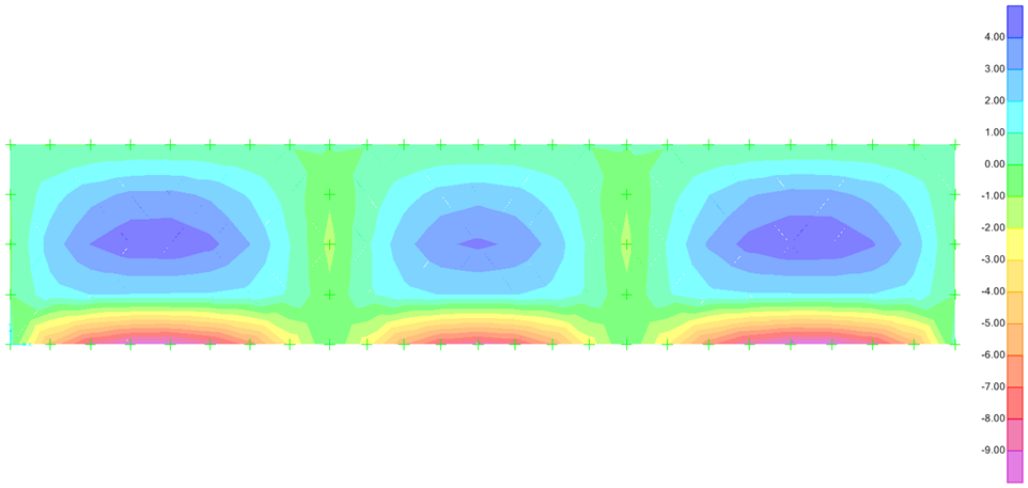


FIG. 5.52 - MOMENTO M22 AGLI SLE(RARE) – [KNM/M]

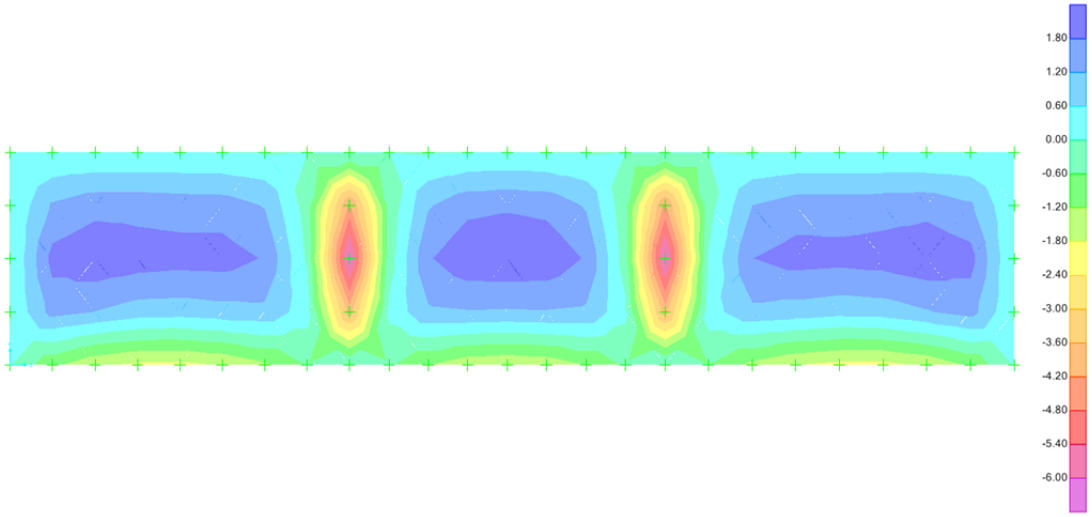


FIG. 5.53 - MOMENTO M11 AGLI SLE(RARE) – [KNM/M]

Verifiche agli SLE(rare):

M22=10kNm/m, M11=6kNm/m,

Orditura verticale (in favore di sicurezza si trascura lo sforzo normale di compressione)

M=10kNm/m

B=1.0m, H=0.25m, H1=0.182m, H2=0.068m, A1=A2=565mm^2 (θ12/200mm)
SigmaAcc. = 102MPa, SigmaCls. = 2.6MPa,

Orditura orizzontale
M=6kNm/m
B=1.0m, H=0.25m, H1=0.194m, H2=0.056m, A1=A2=452mm^2 (θ12/250mm)
SigmaAcc. = 59MPa, SigmaCls. = 1.4MPa,

5.7. **Pareti Esterni**

Di seguito si verifica l'orditura verticale ed orizzontale delle pareti esterne di delimitazione fra la vasca/locale pompe e il terrapieno.
La parete è incastrata a q.ta +1.50 nella sovrastruttura e appoggiata in corrispondenza del solaio a q.ta +4.0. Essendo la parete priva di appoggi intermedi si assume come schema statico una trave incastrata e appoggiata con una luce di calcolo di 2.66m (2.5+0.32/2).
Il carico orizzontale è costituito da, dall'esterno verso l'interno, dalla spinta del terreno nonché dall'eventuale sovraccarico spingente; mentre dall'interno verso l'esterno, dalla spinta idrostatica da q.ta+1.50 alla q.ta+4.00, pari a 2.5m di dislivello d'acqua.
Di seguito si riportano i diagrammi delle spinte orizzontali considerate.

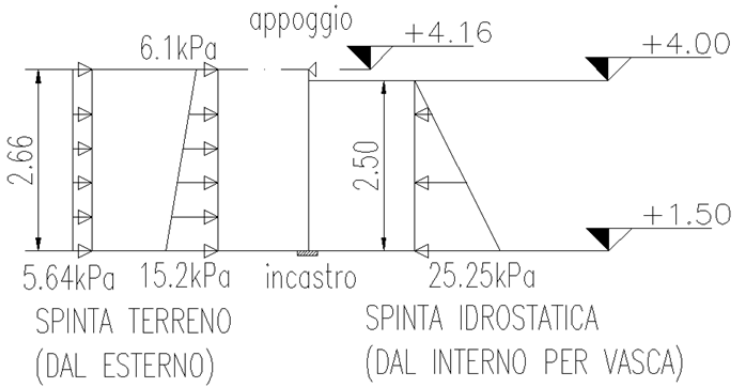


FIG. 5.54 - SPINTE ORIZZONTALI FASE STATICA

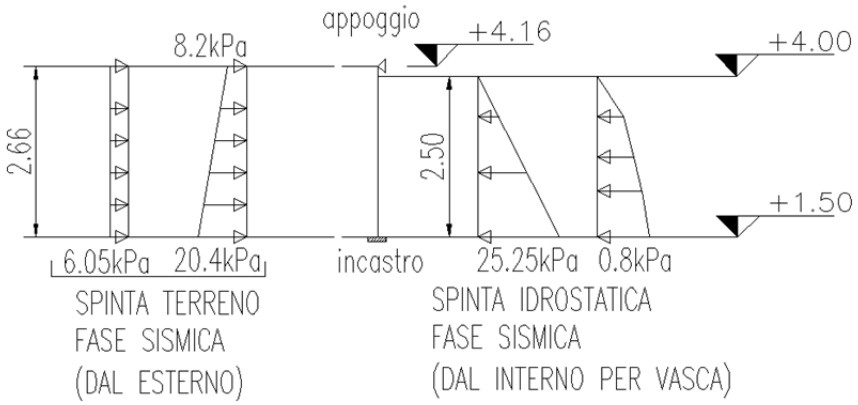


FIG. 5.55 - SPINTE ORIZZONTALI FASE SISMICA

Si esaminano le seguenti combinazioni di carico

SLU: 1.3SpintaTerreno+1.5SpintaSovraccaricoTerreno (con vasca vuota)

: 1.5xH2O (trascurando la spinta del terreno dal esterno)

SLE(freq): 1.0SpintaTerreno+0.9xSpintaSovraccaricoTerreno

: 0.9xH2O

SLE(rare): 1.0SpintaTerreno+1.0xSpintaSovraccaricoTerreno

: 1.0xH2O

Per quanto riguarda la combinazione sismica agli SLU, essendo l'azione sismica più bassa di quella statica, si omette la verifica.

Di seguito si riportano i diagrammi degli sollecitazioni agli Stati Limite Ultimi e gli Stati Limite d'Esercizio.

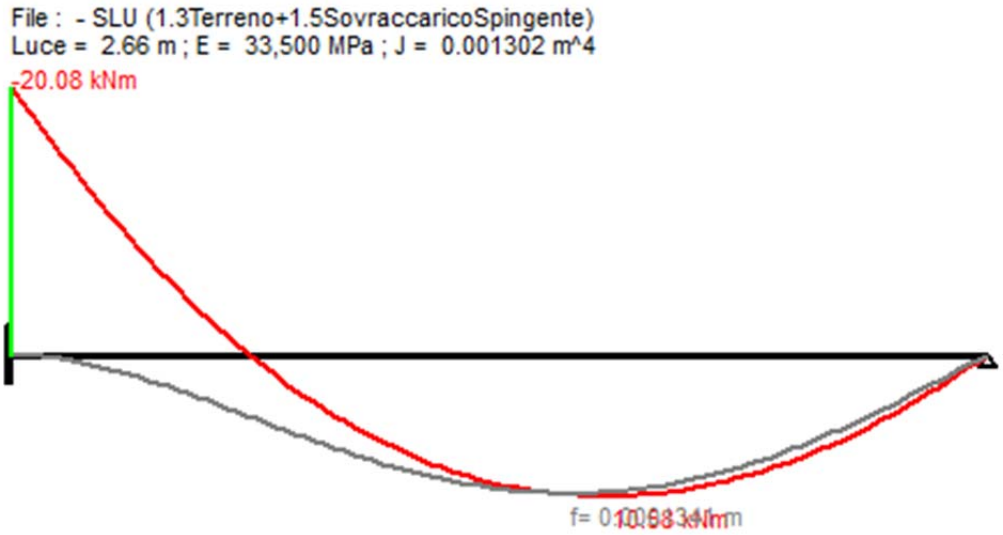


FIG. 5.56 - MOMENTO AGLI SLU(SPINTA TERRENO) – [KNM]

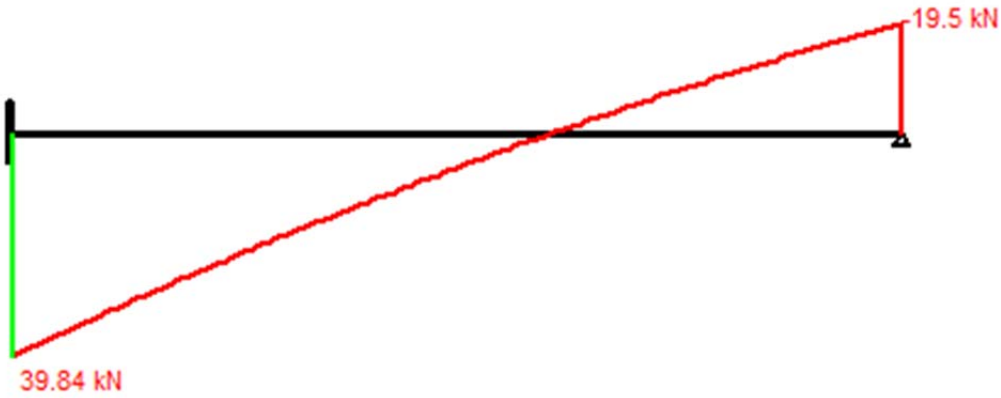


FIG. 5.57 - TAGLIO (SPINTA TERRENO) – [KN]

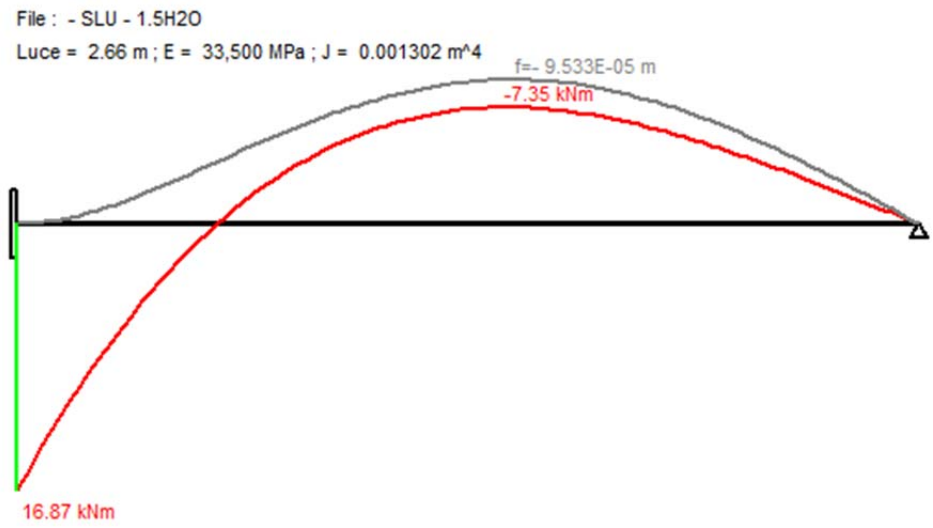


FIG. 5.58 - MOMENTO AGLI SLU (SPINTA IDROSTATICO) – [KNM]

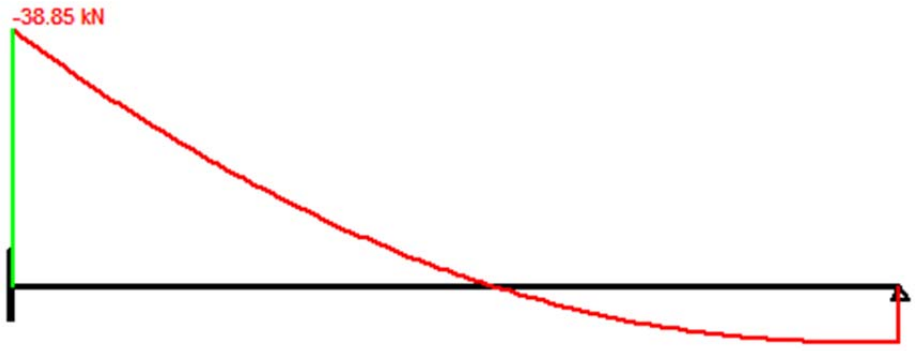


FIG. 5.59 - TAGLIO (SPINTA IDROSTATICO) – [KN]

Verifiche agli SLU:

M=20.1kNm, V=39.8kN/m

Orditura verticale (in favore di sicurezza si trascura lo sforzo normale di compressione)

M_{Sd} =20.1kNm/m,

B=1.0m, H=0.25m, H1=0.194m, H2=0.056m, A1=A2=565mm^2 (θ12/200mm)

M_{Rd}=50.2kNm/m

Orizzontalmente si prevede un'orditura di ripartizione di θ12/250mm

B=1.0m, H=0.25m, H1=0.182m, H2=0.068m, A1=A2=452mm^2 (θ12/250mm)

M_{Rd}=41kNm/m

Verifica a taglio:

	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)**
Setto	0	250	194	565	56	565	40	0.12	2.00	0.0029	35	19.8	0	0.15	0.59	101	114	**114**

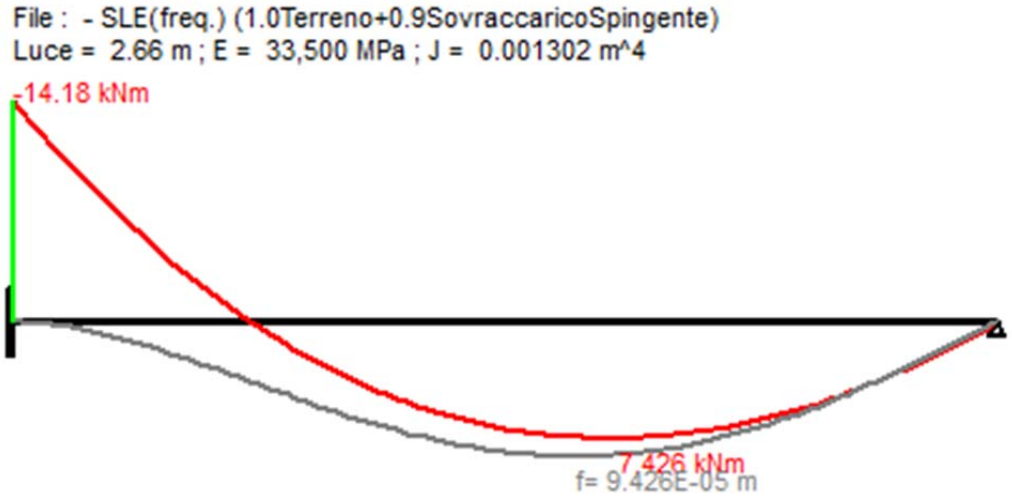


FIG. 5.60 - MOMENTO M AGLI SLE(FREQ.) – (SPINTA TERRENO) – [KNM]

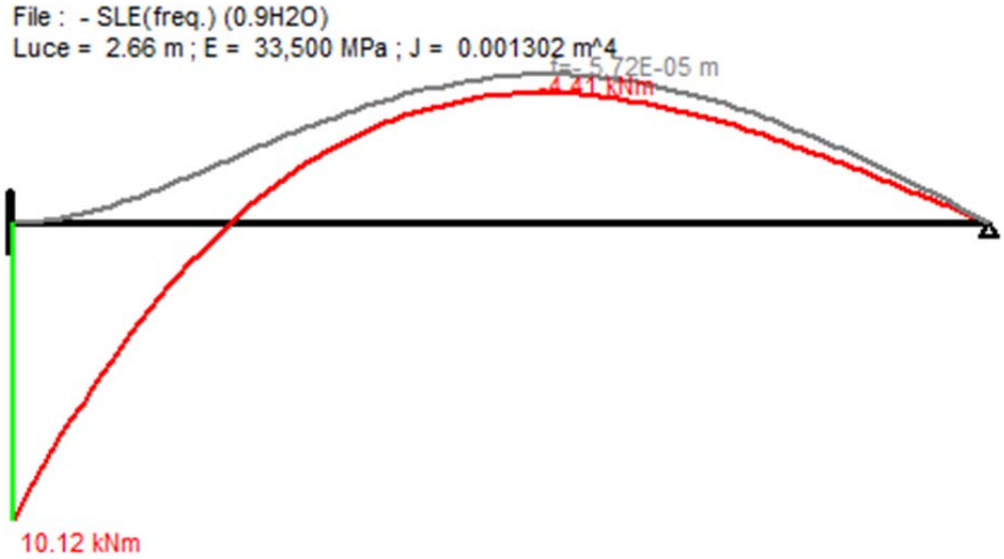


FIG. 5.61 - MOMENTO M AGLI SLE(FREQ.) - (SPINTA IDROSTATICO) – [KNM]

Verifiche agli SLE(frequenti):

Orditura verticale (in favore di sicurezza si trascura lo sforzo normale di compressione)

M_{Sd} =14.2kNm/m,

B=1.0m, H=0.25m, H1=0.194m, H2=0.056m, A1=A2=565mm^2 (θ12/200mm)

Copriferro 50mm, passo 200mm, calcestruzzo C35/45

SigmaAcc. = 138MPa, SigmaCls. = 3.3MPa, w= 0.101mm

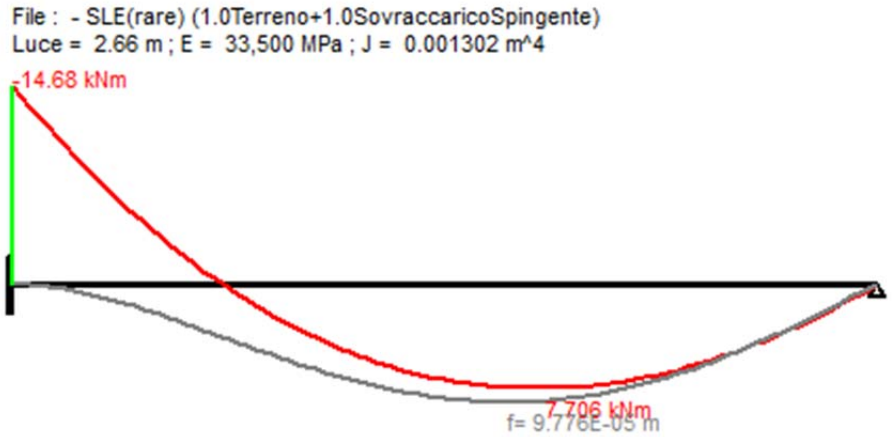


FIG. 5.62 - MOMENTO M AGLI SLE(RARE) – (SPINTA TERRENO) – [KNM]

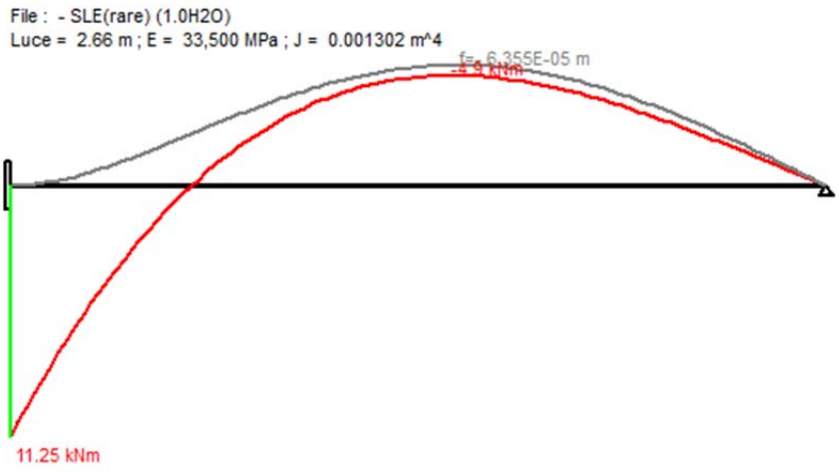


FIG. 5.63 - MOMENTO M AGLI SLE(RARE) - (SPINTA IDROSTATICO) – [KNM]

Verifiche agli SLE(rare):
Orditura verticale (in favore di sicurezza si trascura lo sforzo normale di compressione)
M_{Sd} =14.68kNm/m,
B=1.0m, H=0.25m, H1=0.194m, H2=0.056m, A1=A2=565mm^2 (θ12/200mm)
SigmaAcc. = 145MPa, SigmaCls. = 3.4MPa

5.8. **Rampa Scale**

L'accesso al locale tecnico alla q.ta+1.50m avviene tramite una rampa di scale che dalla q.ta +4.60m, con 15 alzate, scende ad un pianerottolo che si trova alla q.ta +1.825m. Dal pianerottolo - che è gettato direttamente sul solaio - si scende alla q.ta +1.50m tramite ulteriori due gradini.
Si esegue un'analisi della rampa dove di seguito si riporta lo schema statico.

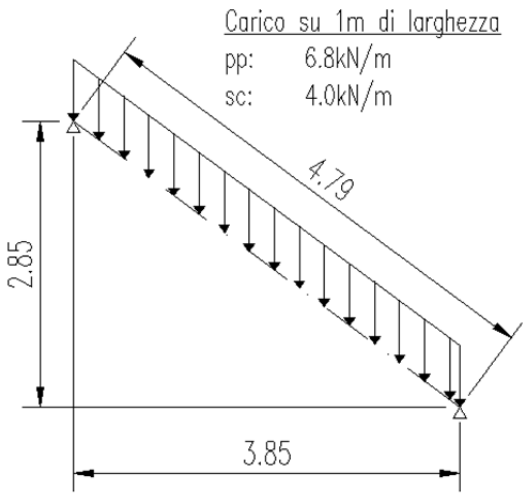


FIG. 5.64 - RAMPA SCALE – SCHEMA STATICO E CARICHI

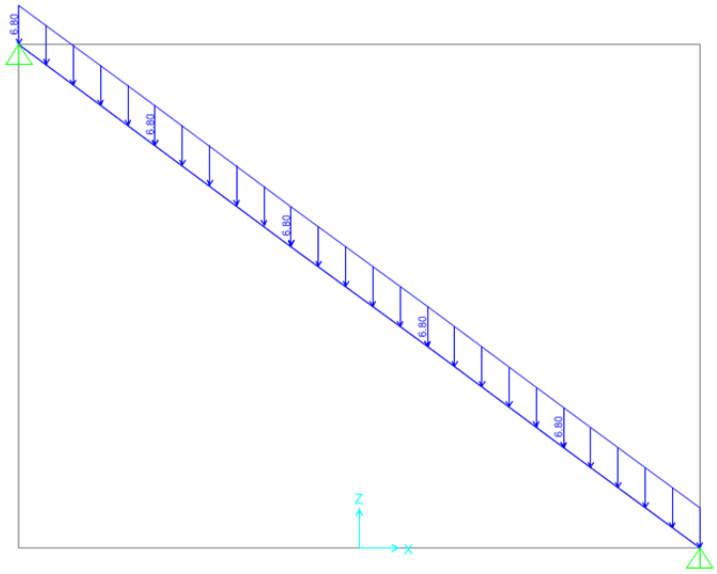


FIG. 5.65 - RAMPA SCALE – CARICO PP

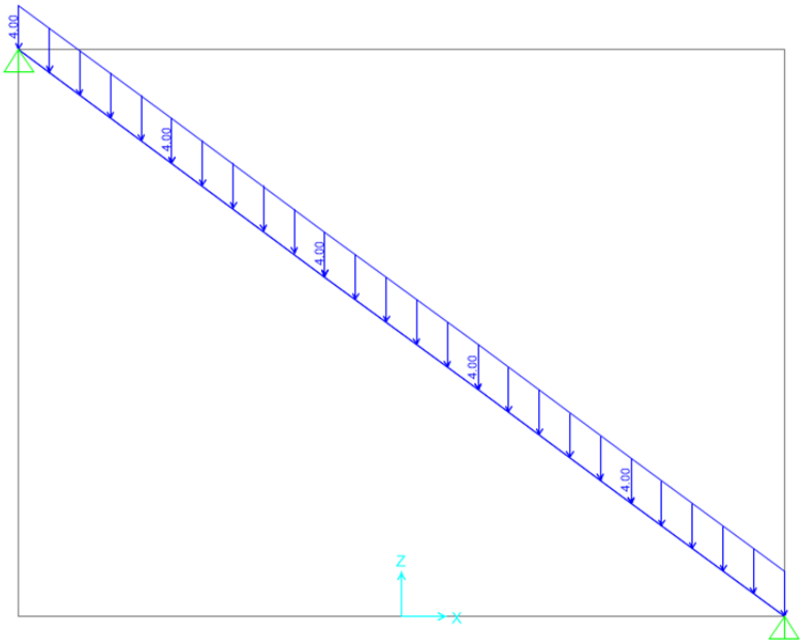


FIG. 5.66 - RAMPA SCALE – CARICO SC

Si esaminano le seguenti combinazioni di carico

SLU: 1.3pp+1.5sc

SLE(freq.): 1.0pp+0.9sc

SLE(rare): 1.0pp+1.0sc

Di seguito si riportano i diagrammi degli sollecitazioni agli Stati Limiti Ultimi e gli Stati Limite d'Esercizio.

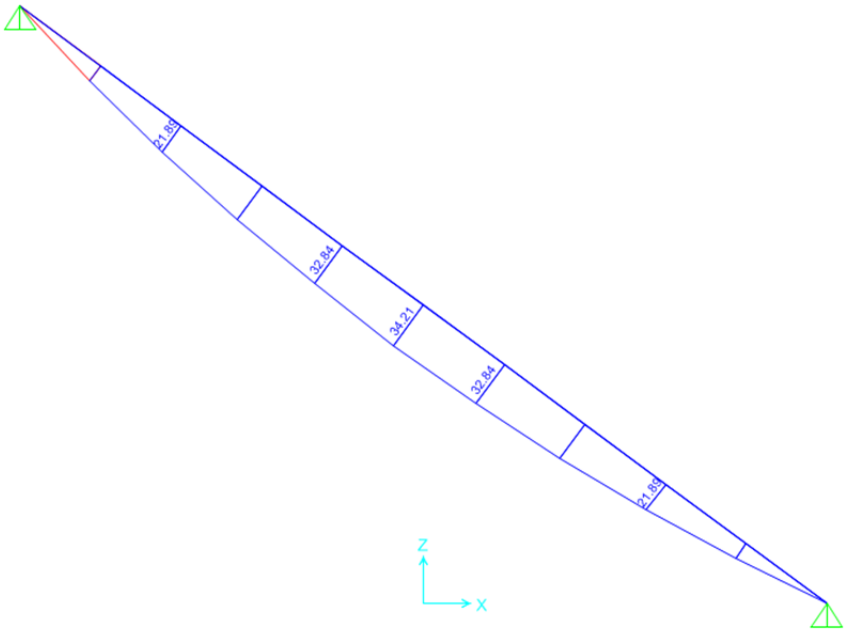


FIG. 5.67 - MOMENTO SLU – [KNM/M]

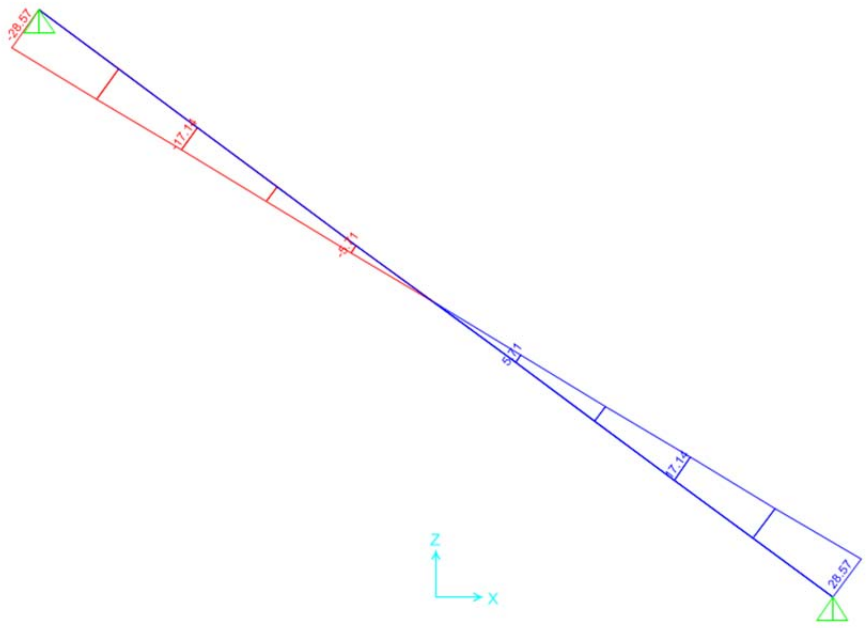


FIG. 5.68 - TAGLIO SLU – [KN/M]

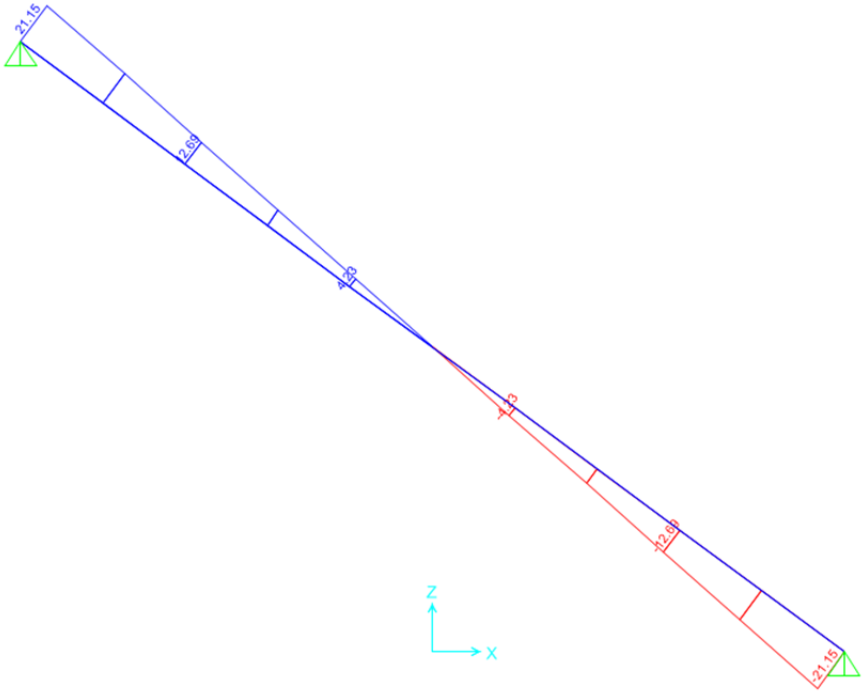


FIG. 5.69 - SFORZO NORMALE SLU – [KN/M]

Verifiche agli SLU:

M=34.2kNm, N=±21.2kN/m, V=28.6kN/m,

M_{Sd} =34.2kNm

B=1.0m, H=0.20m, H1=0.194m, H2=0.056m, A1=A2=753mm^2 (θ12/150mm)

M_{Rd}=47.2kNm/m,

N_{Sd}=+21.2kN/m; SigmaAcc= 21200/1506=14MPa

Verifica a taglio:

	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)**
Scala	-22	200	144	753	56	753	28.6	0.12	2.00	0.0052	35	19.8	-0.108	0.15	0.59	89	82	**89**

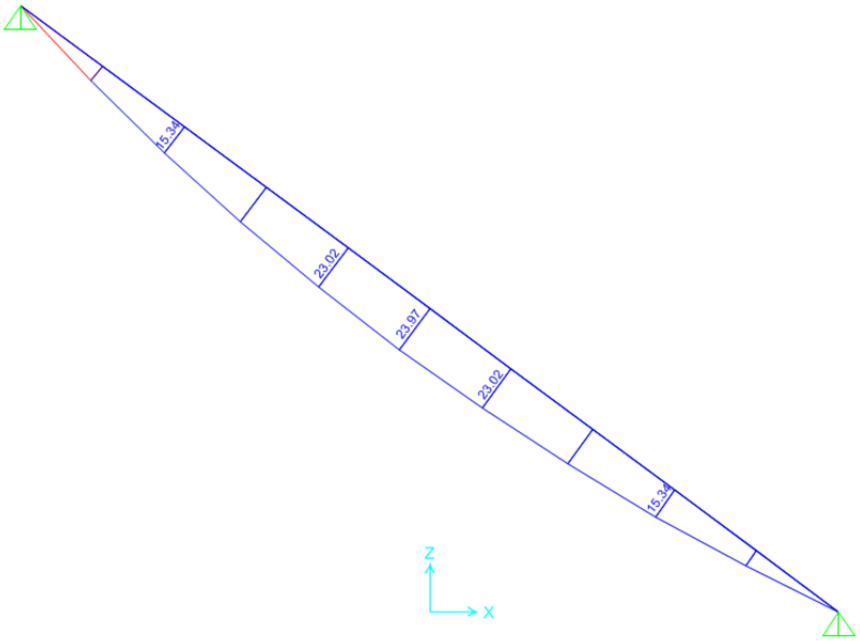


FIG. 5.70 - MOMENTO SLE(FREQ.) – [KNM/M]

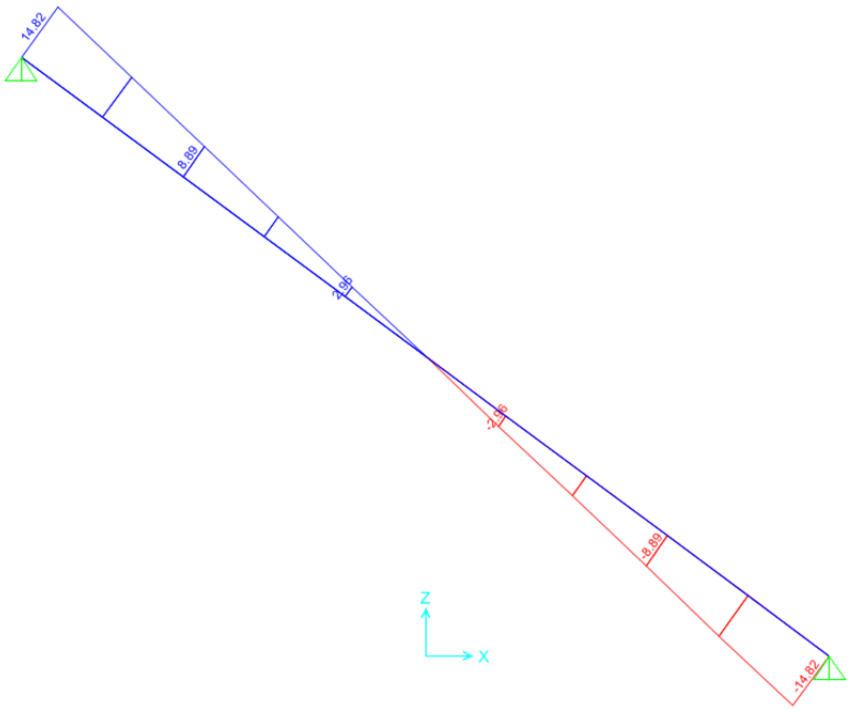


FIG. 5.71 - SFORZO NORMALE SLE(FREQ.) – [KN/M]

Verifiche agli SLE(freq.):
M= 24kNm, N=±14.8kN/m,
B=1.0m, H=0.20m, H1=0.194m, H2=0.056m, A1=A2=753mm^2 (θ12/150mm)
Copriferro: 50mm, diametro massima: 12mm, passo: 150mm, calcestruzzo: C35/45
SigmaAcc.= 186MPa, SigmaCls.= 4.8MPa, w= 0.116mm

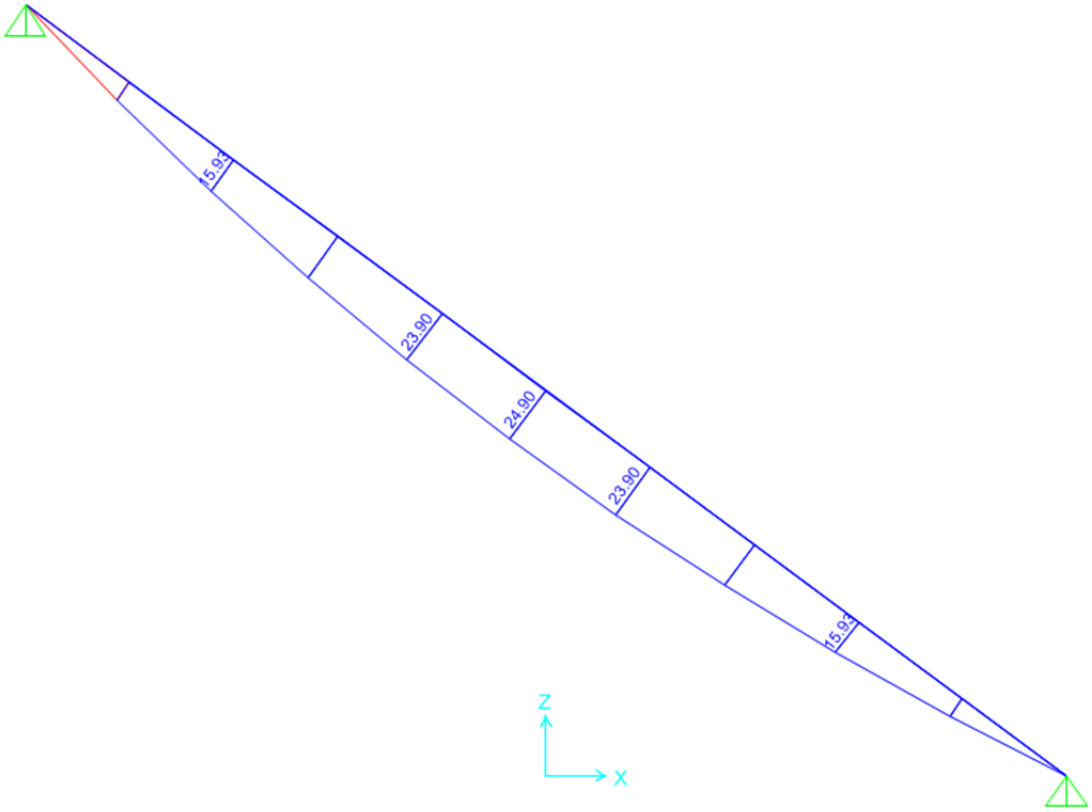


FIG. 5.72 - MOMENTO SLE(RARE) – [KNM/M]

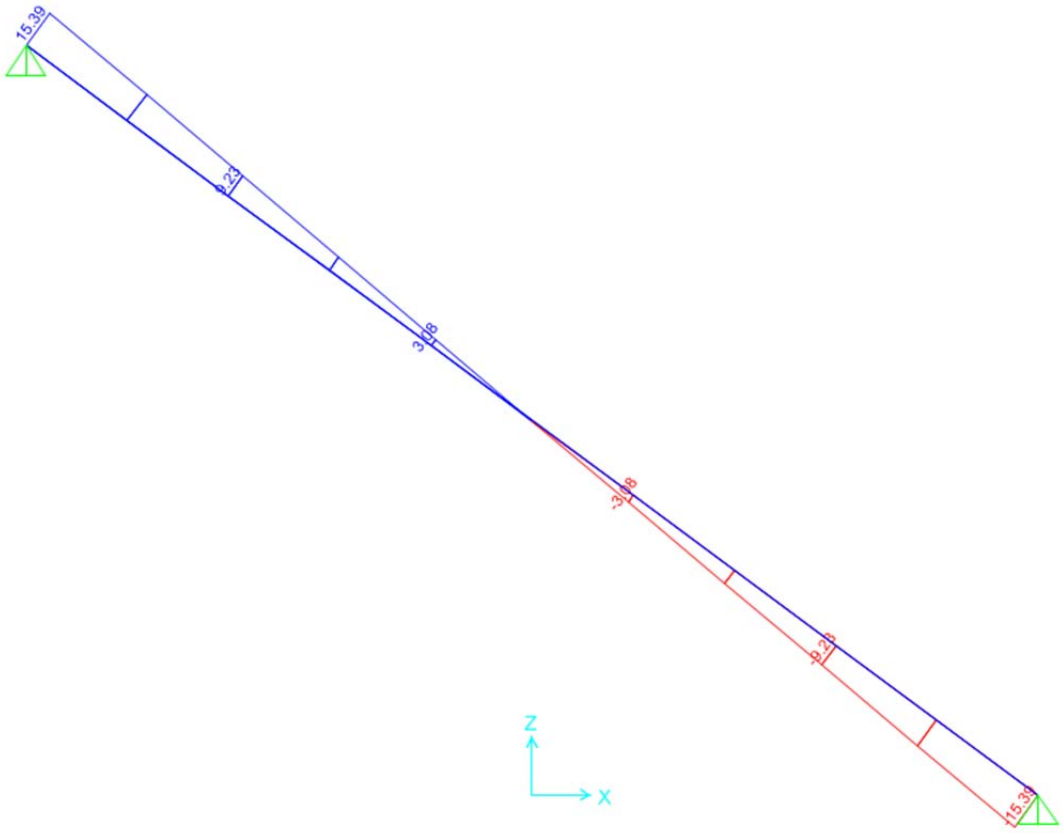


FIG. 5.73 - SFORZO NORMALE SLE(RARE) – [KN/M]

Verifiche agli SLE(rare):
M=24.9kNm, N=±15.4kN/m,
B=1.0m, H=0.20m, H1=0.194m, H2=0.056m, A1=A2=753mm^2 (θ12/150mm)
SigmaAcc.= 197MPa, SigmaCls.= 5MPa,

6. VERIFICA IN C.A. DELLE SOVRASTRUTTURE SUI CASSONE H9÷H11

Sulla sovrastruttura dei cassoni H9÷H11 è presente l'edifico A, delle dimensioni 90x13m circa che contiene la cabina ENEL, le cabine di MT/BT della piattaforma, un locale per il centro di gestione delle emergenze nonché la back-up server room, i quadri elettrici per le gru RMG e STS del terminal container, nonché la predisposizione per la cold-ironing.

Per quanto riguarda la sovrastruttura sottostante l'edifico si prevede la stessa orditura dei conci correnti della banchina petroli. Tale ipotesi è in favore di sicurezza visto che per i cassoni correnti è previsto un sovraccarico gravante a q.ta+4.50 di 20kPa; un valore che è molto maggiore di quello dentro l'edifico A dove un sovraccarico nominale di 5kPa è adeguato. L'edifico A ha una struttura a telaio in c.a. prefabbricato con dei plinti di fondazione. I pilastri si innestano con la sovrastruttura tramite dei bicchieri che sono collegati alla sovrastruttura tramite monconi di ripresa. Di seguito si esegue un dimensionamento dei rinforzi necessari nella sovrastruttura in corrispondenza dei pilastri.

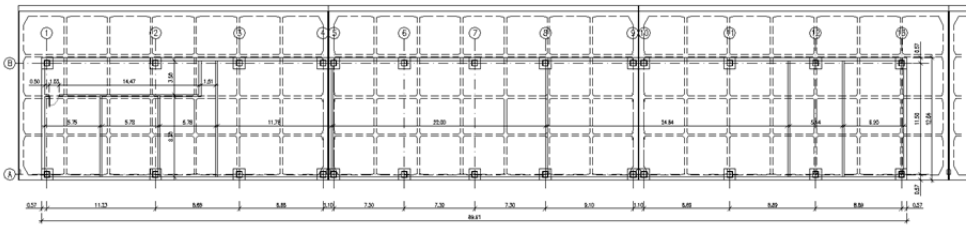


FIG. 6.1 - CARPENTERIA SOVRASTRUTTURA SUI CASSONE H9÷H11

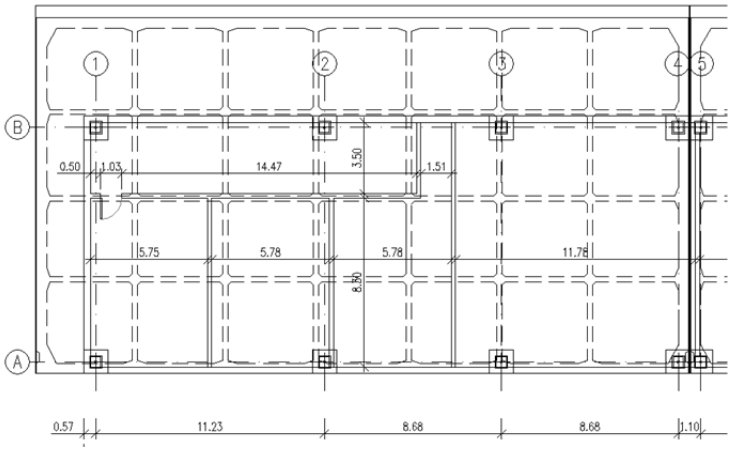


FIG. 6.2 - CARPENTERIA CONCIO TIPO SOVRASTRUTTURA CASSONE H11

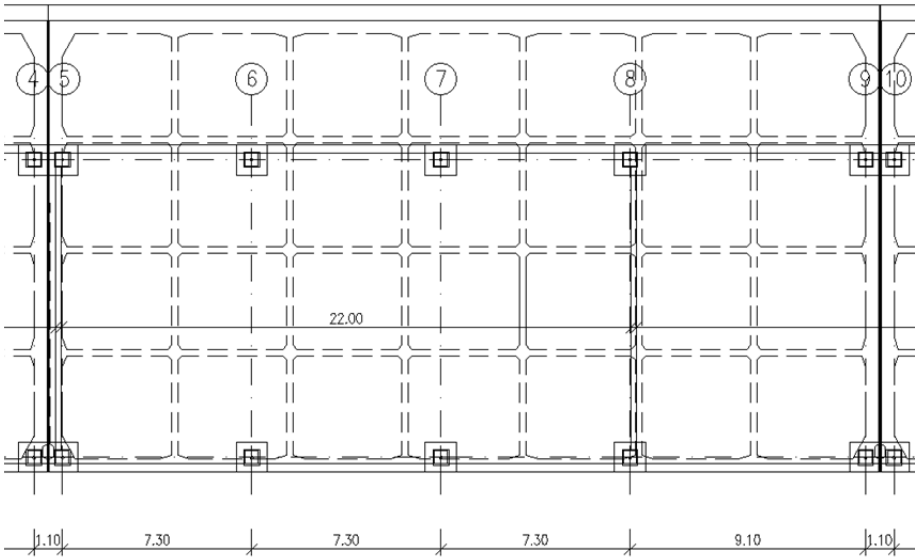


FIG. 6.3 - CARPENTERIA CONCIO TIPO SOVRASTRUTTURA CASSONE H10

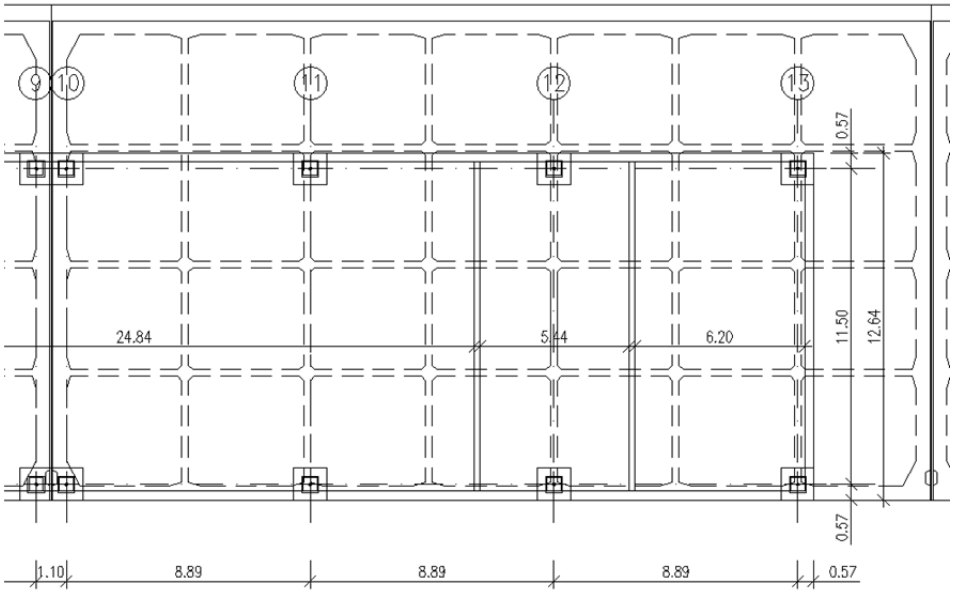


FIG. 6.4 - CARPENTERIA CONCIO TIPO SOVRASTRUTTURA CASSONE H9

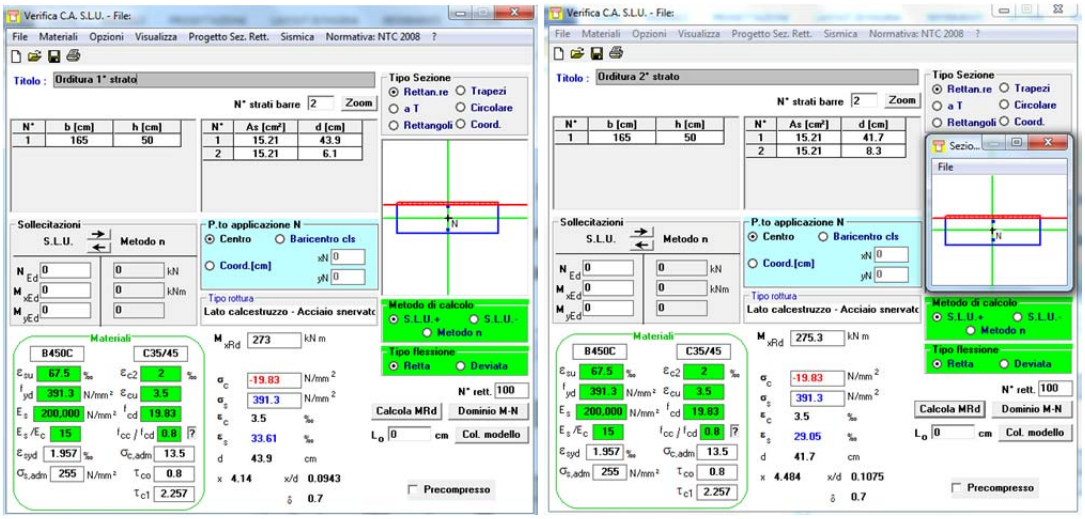
Le sollecitazioni massime agli SLU a livello +3.00 (l'estradosso sovrastruttura) sono ricavate dall'analisi strutturale dell'edifico e riportate di seguito:

Joint	F1 [kN]	F2 [kN]	F3 [kN]	M1 [kNm]	M2 [kNm]
B1	-61	-	588	-	-119
A2	-1	-85	1022	225	-4
B5	-3	-10	398	28	-17

Per la fase sismica le massime sollecitazioni agli SLU sono:

Joint	F1 [kN]	F2 [kN]	F3 [kN]	M1 [kNm]	M2 [kNm]	T [kNm]
A2	-12	-25	-620	-160	-64	-5
B2	29	9	620	37	158	-2
A4	5	17	293	181	30	-3
A4	-12	-34	293	-96	-64	-5
A5	-29	-3	250	-66	-157	-2

Il pilastro prefabbricato, delle dimensioni 0.5x0.5m, trasmette lo sforzo alla sovrastruttura tramite un bicchiere con dimensioni esterne di 1.14x1.14m ed interne 0.6x0.6m.
Si prevede un'orditura a flessione aggiuntiva in corrispondenza di ogni pilastro.
Il momento massimo sollecitante è pari a 225kNm che, considerando una diffusione a 45° fino in mezzeria della soletta di spessore 50cm, agisce su una larghezza complessiva della sovrastruttura di 165cm.
Nell'ipotesi peggiore tutto il momento andrebbe resistito dai ferri da un lato della soletta solo mentre per pilastri interni il momento va ripartito su entrambi i lati della soletta (sopra/sotto) in funzione della distanza dagli appoggi.
Per semplicità di calcolo e di esecuzione si assume come condizione la più gravosa. Si predispongono n°5 barre del diametro θ22 in entrambi i sensi, sia al lembo superiore sia al lembo inferiore della soletta in aggiunta alla orditura corrente.
Di seguito si riporta la verifica sia per il primo strato, sia per il secondo strato:



Punzonamento:

Si verifica il punzonamento della soletta sotto l'azione dello sforzo normale più gravosa di 1022kN (pilastro A2) secondo capitolo 6.4 della EC2 (UNI-EN 1992-1-1:2005).

Il perimetro di verifica può essere assunto ad una distanza di 2d dalla faccia del pilastro (nel nostro caso il bicchiere) dove d è la media delle altezze utili della orditura della soletta nel nostro caso pari a 42.8cm ((43.9+41.7)/2).

Il perimetro di verifica equivalente u_1^* da considerare per il calcolo del punzoonamento del pilastro di bordo è pari a:

2xc1+c2+4x2d=2x114+114+4x2x42.8=684cm

Per il pilastro A2, essendoci la reazione eccentrica per la presenza contemporanea di un momento flettente, la resistenza allo punzonamento è pari a:

$v_{Ed} = \beta V_{Ed}/u/d$

con:

$\beta = 1.4$

u = 684cm

d = 42.8cm

V_{Ed} = sollecitazione tagliente = 1022kN

$v_{Ed} = 1.4 \times 1022 \times 10^3/(6844 \times 428) = 0.49$MPa

La resistenza della sezione senza specifica orditura a taglio è pari a

$v_{Rd,max} = 0.18/1.5 \times (1+(200/428)^{1/2}) \times (100 \times 0.006 \times 35)^{1/3} = 0.12 \times 1.68 \times 2.76 = 0.56\text{MPa} \geq v_{min}$

$v_{min} = 0.035 k^{3/2} f_{ck}^{1/2} = 0.035 \times 1.68^{3/2} \times 35^{1/2} = 0.45$MPa

$v_{Rd,max} = 0.56MPa > v_{Ed} = 0.49MPa$

Si conclude che la sovrastruttura non necessita di specifica orditura a taglio in corrispondenza dei pilastri.