



Autorità Portuale di Augusta

**LAVORI DEL PRIMO STRALCIO E DEL SECONDO STRALCIO
DELLA TERZA FASE DEL PORTO COMMERCIALE DI AUGUSTA
- BANCHINE CONTAINERS -**

IMPRESE:



Condotte S.p.A.

Fondata il 7 aprile 1880

(MANDATARIA)



Cosedil spa

(MANDANTI)

PROGETTO ESECUTIVO DI FUSIONE ED INTEGRAZIONE DEL I E II STRALCIO

3	<input type="text"/>				
2	<input type="text"/>				
1	<input type="text"/>				
0	<input type="text" value="081114"/>	PRIMA EMISSIONE		A. ZANLORENZA, MARCHIONNE	A. MULLER
REV.	DATA	EMISSIONE	RED.	VER.	APPR.
	PROGETTO <input type="text" value="1073"/>	OPERA <input type="text" value="IE02"/>	TIPO ELAB. <input type="text" value="C"/>	N° ELAB. <input type="text" value="001"/>	REV. <input type="text" value="A"/>
					SCALA:

TITOLO ELABORATO:
**CALCOLO ESECUTIVO DELLE STRUTTURE E DEGLI IMPIANTI
IMPIANTO ELETTRICO**

Relazione di calcolo strutturale delle torri faro

PROGETTAZIONE:



(MANDATARIA)



SIGMA INGEGNERIA s.r.l.
Via della Libertà, 201/A
90143 PALERMO
Tel. 091/6254742 - Fax 091/307909
C.F. e P.IVA 02639310826
e-mail: sigmaing3r1@gmail.com



(MANDANTE)

RESPONSABILE DEL PROCEDIMENTO:
Geom. Venerando Toscano



SOMMARIO

1. GENERALITÀ'	4
2. NORMATIVE DI RIFERIMENTO	6
3. MATERIALI	7
3.1. CALCESTRUZZO SOLETTA E PARETI.....	7
3.2. ACCIAIO PER ARMATURA IN BARRE PER C.A.....	8
4. METODO DI CALCOLO E LEGAMI COSTITUTIVI UTILIZZATI	9
5. SCHEMI STATICI DI CALCOLO	10
6. ANALISI DEI CARICHI	11
6.1. PESO PROPRIO E PERMANENTI PORTATI	11
6.2. CARICHI TORRE FARO	11
7. COMBINAZIONI DI CARICO.....	12
8. CALCOLO SOLLECITAZIONI	13
8.1. MODELLO DI CALCOLO – INPUT	13
8.1.1. MATERIALI.....	18
8.1.2. VINCOLI	18
8.2. MODELLO DI CALCOLO – OUPUT.....	19
8.2.1. SFORZI MEMBRANALI ORIZZONTALI “F11”	20
8.2.2. SFORZI MEMBRANALI ORIZZONTALI “F22”	23
8.2.3. SFORZI MEMBRANALI ORIZZONTALI “F12”	26
8.2.4. REAZIONI NODALI	28
9. VERIFICHE GEOTEHICHE IN FONDAZIONE	30
9.1. STATO TENSIONALE IN FONDAZIONE – COMBINAZIONE SLE.....	30
9.2. STATO TENSIONALE IN FONDAZIONE – COMBINAZIONI SLU	31
9.3. VERIFICA CAPACITA' PORTANTE.....	32
10. VERIFICHE STRUTTURALI.....	33
10.1. DADO DI SOMMITA' – VERIFICA STATO TENSIONALE E FESSURAZIONE “SLE”	35
10.1.1. VERIFICA DELLO STATO TENSIONALE – SLE	35
10.1.2. VERIFICA A FESSURAZIONE – SLE	37
10.2. DADO DI SOMMITA' – VERIFICA DI RESISTENZA “SLU”.....	38
10.3. PIASTRA DI FONDAZIONE – VERIFICA STATO TENSIONALE E FESSURAZIONE “SLE”	39



10.3.1.	VERIFICA DELLO STATO TENSIONALE – SLE	39
10.3.2.	VERIFICA A FESSURAZIONE – SLE	39
10.4.	PIASTRA DI FONDAZIONE – VERIFICA DI RESISTENZA "SLU"	40



1. GENERALITÀ'

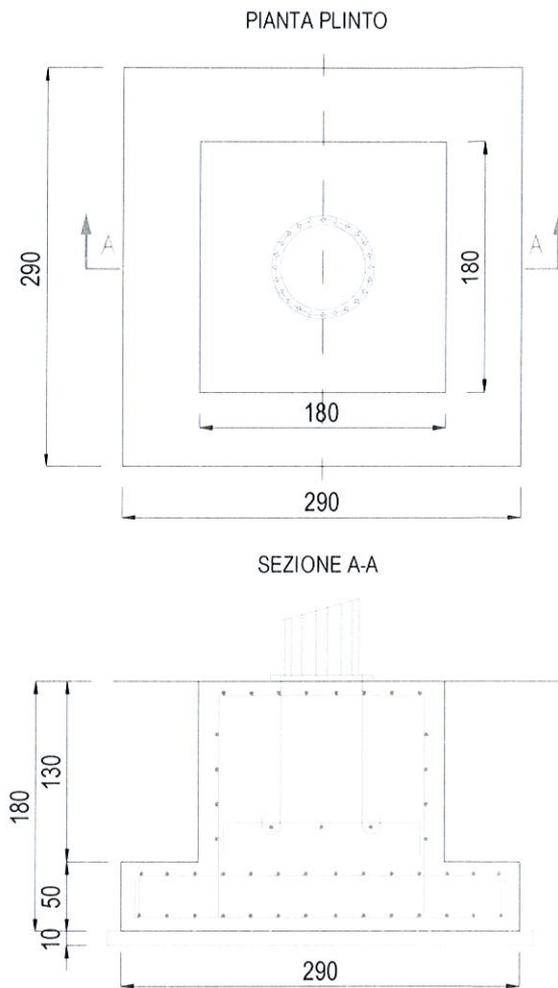
Oggetto della presente relazione tecnica e di calcolo è l'*analisi geotecnica e strutturale* della struttura di fondazione delle torri faro previste come opere accessorie facenti parte dei *lavori del primo stralcio e del secondo stralcio della terza fase del porto commerciale di Augusta*.

Le torri in oggetto sono progettate per l'installazione in sommità di un complesso costituito da una piattaforma fissa di supporto a 15 proiettori da 1000 W e 8 da 400 W disposti per un'illuminazione a 360°. *La struttura metallica di supporto della piattaforma e dei proiettori sarà oggetto di apposita relazione sulla base degli elementi conoscitivi che verranno forniti dal produttore-istallatore.*

La struttura di fondazione in esame è del tipo "*plinto a pozzo*" atta a sorreggere la torre in elevazione del tipo a stelo di altezza complessiva pari a 30.0 m; il collegamento della torre faro con il plinto di fondazione è realizzato mediante piastra di base e tirafondi.

Le analisi strutturali riportate di seguito, effettuate per le condizioni statiche in quanto dimensionante (verifiche a fessurazione), fanno riferimento alla struttura nel suo complesso ovvero considerando l'interazione terreno-struttura.

Si riportano di seguito alcune figure della struttura in esame.



F 1. Pianta e Sezione



2. NORMATIVE DI RIFERIMENTO

I calcoli strutturali sono stati redatti nella piena osservanza delle normative vigenti; in particolare, come precedentemente dichiarato, le analisi statiche e sismiche sono eseguite facendo riferimento al “D.M. del 14/01/2008 - Norme tecniche per le costruzioni”. Oltre all’attuale normativa si farà riferimento ove opportuno e ove maggiormente cautelativo alle normative elencate successivamente di sicura e comprovata affidabilità.

- Eurocodice n° 1 – UNI EN 1991-2;
- Eurocodice n° 2 – UNI EN 1992-1-1 e UNI EN 1992-2;
- Eurocodice n° 7 – UNI EN 1997-1;
- Eurocodice n° 8 – UNI EN 1998-2;
- OPCM n. 3274 – Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e di normative tecniche per le costruzioni in zona sismica e successive integrazioni;
- D.M. del 14/2/1996 - Norme tecniche per il calcolo, l'esecuzione e il collaudo delle opere in c.a. normale e precompresso;
- D.M. del 9/1/1996 - Norme tecniche per il calcolo, l'esecuzione ed il collaudo delle opere in c.a. normale e precompresso e per le strutture metalliche;
- D.M. 16/1/1996: Norme tecniche relative ai “Criteri generali per la verifica di sicurezza delle costruzioni e dei carichi e sovraccarichi”;
- Circolare n. 156 AA.GG./STC del 04/7/1996 - Istruzioni per l'applicazione delle “Norme tecniche relative ai criteri generali per la verifica di sicurezza delle costruzioni e dei carichi e sovraccarichi” di cui al D.M. 9/01/1996;
- Circolare n. 252 del 15/10/1996 - Istruzioni per l'applicazione delle “Norme tecniche per il calcolo, l'esecuzione ed il collaudo delle opere in cemento armato normale e precompresso e per le strutture metalliche” di cui al D.M. 9/01/1996;
- D.M. Min. LL.PP. 3 Dicembre 1987 - “Norme tecniche per la progettazione, esecuzione e collaudo delle costruzioni prefabbricate”;
- Circolare Min. LL.PP. 16 Marzo 1989, n° 31104 - Istruzioni in merito alle “Norme tecniche per la progettazione, esecuzione e collaudo delle costruzioni prefabbricate”;
- Norme Tecniche C.N.R. n. 10025-84 del 14/12/1984 - Istruzioni per il progetto, l'esecuzione ed il controllo delle strutture prefabbricate in conglomerato cementizio e per le strutture costruite con sistemi industrializzati di acciaio - Istruzioni per il calcolo, l'esecuzione, il collaudo e la manutenzione.



3. MATERIALI

3.1. CALCESTRUZZO SOLETTA E PARETI

Si prevede una classe di esposizione **XS3** e in accordo con la UNI 11104 l'impiego di un calcestruzzo con classe di resistenza **C35/45** ($f_{ck} \geq 35 \text{ MPa}$ - $R_{ck} \geq 45 \text{ MPa}$), rapporto acqua/cemento massimo pari a 0.45, un contenuto minimo di cemento di 360 kg/m^3 . Le caratteristiche meccaniche sono riassunte di seguito. Il modulo elastico istantaneo del calcestruzzo è fornito dalla relazione:

$$- E_{cm} = 22000 \times [f_{cm}/10]^{0.3} = 22000 \times [(f_{ck}+8)/10]^{0.3} \cong 3.4625 \times 10^7 \text{ kPa.}$$

La resistenza di calcolo a compressione risulta pari a:

$$- f_{cd} = \alpha_{cc} \times f_{ck} / \gamma_C = 0.85 \times 35 / 1.5 \cong 19.83 \text{ MPa.}$$

La resistenza di calcolo a trazione risulta pari a:

$$- f_{ctd} = f_{ctk} / \gamma_C = (0.7 \times f_{ctm}) / 1.5 = [0.7 \times (0.3 \times f_{ck}^{2/3})] / 1.5 \cong 1.50 \text{ MPa.}$$

La resistenza tangenziale di aderenza di calcolo, in zona compressa, risulta pari a:

$$- [f_{bd}]_{\text{zona compressa}} = f_{bk} / \gamma_C = (2.25 \times \eta \times f_{ctk}) / 1.5 \cong 3.38 \text{ MPa;}$$

mentre in zona tesa risulta pari a:

$$[f_{bd}]_{\text{zona tesa}} \cong 2.25 \text{ MPa.}$$

La massima tensione di compressione in esercizio è pari a:

- $\sigma_{c-SLE} = 0.6 \times f_{ck} = 22.41 \text{ MPa}$ – combinazione rara;
- $\sigma_{c-SLE} = 0.45 \times f_{ck} = 16.81 \text{ MPa}$ – combinazione quasi permanente.



3.2. ACCIAIO PER ARMATURA IN BARRE PER C.A.

L'acciaio in barre tonde ad aderenza migliorata da impiegarsi nel conglomerato armato ordinario e nel conglomerato armato precompresso come armatura lenta è del tipo **B450C**. Le tensioni caratteristiche di tale materiale risultano, in accordo con la normativa vigente, pari a:

- $f_{yk} \geq 450$ MPa – tensione caratteristica di snervamento (frattile 5%);
- $f_{tk} \geq 540$ MPa – tensione caratteristica di rottura (frattile 5%);
- $1.15 \leq (f_t / f_y)_k < 1.35$ – (frattile 10%);

cui corrisponde la seguente tensione di snervamento di calcolo:

Tensione di snervamento di calcolo $f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s \cong 391$ MPa.

Il modulo elastico per l'acciaio ordinario è assunto pari a:

- $E_s \cong 2.0 \times 10^8$ kPa.



4. METODO DI CALCOLO E LEGAMI COSTITUTIVI UTILIZZATI

Il calcolo delle sollecitazioni è condotto in campo elastico lineare, utilizzando la teoria della Scienza delle Costruzioni. Le verifiche sono eseguite con il metodo agli Stati Limite.

Legame costitutivo del calcestruzzo

Si adotta il diagramma parabola rettangolo definito da un arco di parabola con la seguente equazione:

$$\sigma_c = f_{cd} \cdot \left[2 \cdot \left(\frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_0} \right) - \left(\frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_0} \right)^2 \right]; \quad \text{per: } \varepsilon_c \leq \varepsilon_{c2};$$

$$\sigma_c = 0.85 \cdot f_{cd}; \quad \text{per: } \varepsilon_{c2} \leq \varepsilon_c \leq \varepsilon_{cu2};$$

in cui ε_{c2} e ε_{cu2} assumono i seguenti valori:

- deformazione in corrispondenza del valore massimo della tensione $\varepsilon_{c2} = 0.20\%$;

- deformazione unitaria a rottura $\varepsilon_{cu2} = 0.35\%$.

Il valore di f_{cd} è assunto pari a:

$$f_{cd} = 0.85 \cdot f_{ck} / \gamma_C \text{ con } \gamma_C = 1.5.$$

Legame costitutivo dell'acciaio

Si adotta un diagramma elastico perfettamente plastico caratterizzato da $\varepsilon_{yd} \cong 1.0\%$ con tensione di snervamento pari a:

$$f_{yd} = f_{yk} / \gamma_S \text{ con } \gamma_S = 1.15 \cong 391 \text{ MPa.}$$



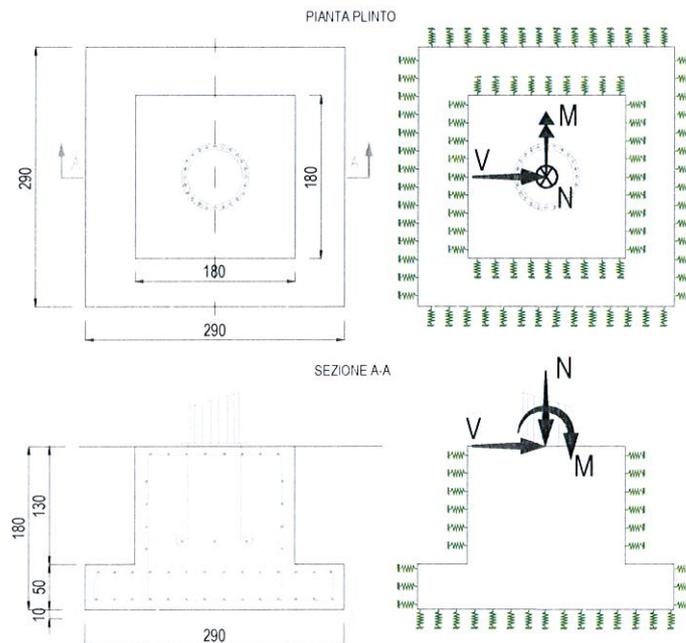
5. SCHEMI STATICI DI CALCOLO

Lo schema statico di calcolo adottato per analizzare il plinto di fondazione è schematizzato nelle figure sottostanti. Per il dimensionamento della struttura si sono seguiti i metodi tradizionali della Tecnica delle Costruzioni utilizzando per le verifiche il metodo degli Stati Limite. I carichi di progetto sono:

- Peso proprio e permanenti portati (rinterro);
- Azioni del carico neve, del carico vento e della variazione termica trasmesse dalla sottostruttura.

Si ricorda che non sono considerate le azioni sismiche in quanto generano sollecitazioni di entità nettamente inferiore alle sollecitazioni indotte dalle precedenti azioni statiche.

Per il sistema di fondazione tipo plinto a pozzo si adotta lo schema di solido elastico immerso in suolo alla *Winkler* ovvero di un solido vincolato con molle elastiche, di opportuna rigidezza, in corrispondenza delle pareti verticali e della piastra inferiore.



F 2. Elevazione torre faro - Schema statico per il calcolo sollecitazioni

I carichi agenti in testa al plinto $N \div V \div M$ sono ovviamente quelli derivanti dalla torre faro sovrastante.



PROGETTO ESECUTIVO DI FUSIONE ED INTEGRAZIONE DEL I E II STRALCIO

Relazione di calcolo strutturale delle torri faro

Pag.

11 di**41**

6. ANALISI DEI CARICHI

6.1. PESO PROPRIO E PERMANENTI PORTATI

Il peso del calcestruzzo è determinato in base all'effettiva geometria del plinto a pozzo ed utilizzando un peso per unità di volume pari a 25 kN/m^3 . Il carico permanente portato dal plinto ovvero il peso del rinterro gravante sul plinto di fondazione è determinato in base all'effettiva geometria del plinto e alla quota del P.C. utilizzando un peso per unità di volume pari a 19 kN/m^3 .

6.2. CARICHI TORRE FARO

I carichi trasmessi dalla torre faro sono stati ripresi dalla relazione di calcolo del progetto definitivo dopo aver eseguito un adeguato controllo. In particolare si hanno tre risultanti:

- un vettore forza risultante verticale “ N_{Sk} ” dovuta al peso proprio della torre faro, ai carichi permanenti portati ed al carico neve;
- un vettore forza risultante orizzontale “ V_{Sk} ” dovuta al carico vento;
- un vettore momento risultante orizzontale “ M_{Sk} ” dovuta al carico vento ed agli effetti del secondo ordine indotti dai carichi verticali.

Le intensità dei valori caratteristici di dette risultanti sono pari a:

- $N_{Sk} = 3000 \text{ daN} = 30 \text{ kN}$;
- $V_{Sk} = 2100 \text{ daN} = 21 \text{ kN}$;
- $M_{Sk} = 43500 \text{ daN}\times\text{m} = 435 \text{ kN}\times\text{m}$.



7. COMBINAZIONI DI CARICO

Nel presente capitolo sono definite le combinazioni di carico utilizzate nei calcoli. Ai fini delle verifiche agli stati limite, in accordo con il *D.M. del 14/01/2008 - NTC*, si definiscono le seguenti combinazioni di:

- Combinazione *FONDAMENTALE*, generalmente impiegata per gli stati limite ultimi (*SLU*):

$$\gamma_{G1} G_1 + \gamma_{G2} G_2 + \gamma_{G3} G_3 + \gamma_P \cdot P + \gamma_{Q1} Q_{k1} + \Psi_{02} \cdot \gamma_{Q2} \cdot Q_{k2} + \Psi_{03} \cdot \gamma_{Q3} \cdot Q_{k3} + \dots$$

- Combinazione *RARA*, generalmente impiegata per gli stati limite di esercizio (*SLE*) irreversibili:

$$G_1 + G_2 + G_3 + P + Q_{k1} + \Psi_{02} \cdot Q_{k2} + \Psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots$$

- Combinazione *FREQUENTE*, generalmente impiegata per gli stati limite di esercizio (*SLE*) reversibili:

$$G_1 + G_2 + G_3 + P + \Psi_{11} \cdot Q_{k1} + \Psi_{22} \cdot Q_{k2} + \Psi_{23} \cdot Q_{k3} + \dots$$

- Combinazione *QUASI PERMANENTE*, generalmente impiegata per gli effetti a lungo termine:

$$G_1 + G_2 + G_3 + P + \Psi_{21} \cdot Q_{k1} + \Psi_{22} \cdot Q_{k2} + \Psi_{23} \cdot Q_{k3} + \dots$$

Nelle combinazioni per le verifiche allo stato limite di esercizio *SLE* (rare, frequenti e quasi permanenti) ed allo stato limite ultimo *SLU*, si intende che vengono omessi i carichi Q_{kj} che danno un contributo favorevole ai fini delle verifiche e, se del caso, i carichi G_2 . In particolare, ed in assoluto favore di sicurezza, si evidenzia che i carichi derivanti dalla torre faro sono amplificati considerando un coefficiente γ_Q pari a 1.5.

Gli stati limite ultimi delle opere interrato si riferiscono allo sviluppo di meccanismi di collasso, determinati dalla mobilitazione della resistenza del terreno o dal raggiungimento della resistenza degli elementi strutturali che compongono l'opera. Le verifiche strutturali agli stati limite ultimi sono eseguite facendo riferimento allo stato limite ultimo di tipo strutturale *STR*: pertanto le verifiche sono condotte con riferimento alla *Combinazione* seguente.

$$\text{Verifiche strutturali} \quad \Rightarrow \quad (A1+M1+R1).$$

Le verifiche geotecniche agli stati limite ultimi sono invece eseguite facendo riferimento all'Approccio 2 che prevede la sola *Combinazione* seguente.

$$\text{Verifiche geotecniche} \quad \Rightarrow \quad (A1+M1+R3).$$

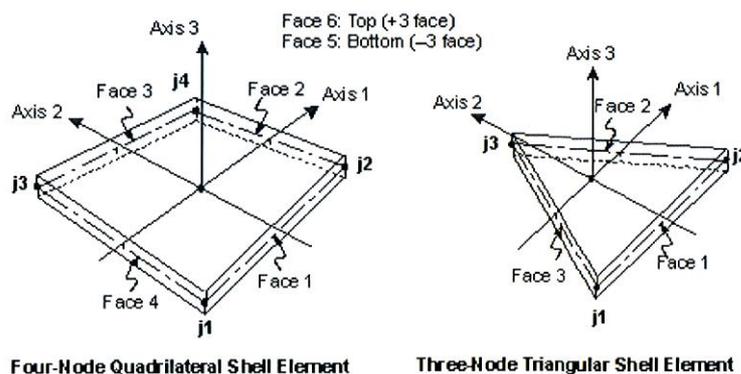


8. CALCOLO SOLLECITAZIONI

La risoluzione dello schema statico adottato, ovvero di solido elastico immerso in suolo alla *Winkler*, è effettuata tramite un opportuno modello di calcolo non lineare agli elementi finiti. Il programma di calcolo utilizzato è il *SAP2000*. Di seguito si riportano in dettaglio tutte le informazioni di calcolo.

8.1. MODELLO DI CALCOLO – INPUT

L'analisi dei plinto a pozzo posto alla base della torre faro è effettuata in condizioni di stato di deformazione piano. Sotto tale ipotesi la determinazione delle sollecitazioni nel solido e nel terreno circostante è ottenuta tramite un modello di calcolo non lineare risolto con apposito programma di calcolo agli elementi finiti. Con tale programma si schematizza l'interazione non lineare "*plinto-terreno*" con un solido elastico vincolato lateralmente ed inferiormente da un sistema di vincoli elastici, reagenti solo a compressione, di adeguata costante elastica rappresentanti il terreno nell'ipotesi di suolo alla *Winkler* (molle disaccoppiate). La struttura plinto è quindi discretizzata con elementi bidimensionali tipo "*shell*" a a quattro nodi per i quali è stato considerato l'effetto deformativo del taglio (teoria di *Mindlin-Reissner*). Il sistema di riferimento globale è formato da una terna trirettangola levogira X–Y–Z.



F 3. Convenzione dei segni per le azioni interne elementi "SHELL"

Il sistema di riferimento globale ha gli assi "X" e "Y" appartenenti al piano verticale mentre l'asse perpendicolare al piano è l'asse "Z". Il sistema di riferimento locale prevede invece l'asse 1 orizzontale, l'asse 2 verticale e l'asse 3 normale ai primi due.



PROGETTO ESECUTIVO DI FUSIONE ED INTEGRAZIONE DEL I E II STRALCIO

Relazione di calcolo strutturale delle torri faro

Pag.

14 di

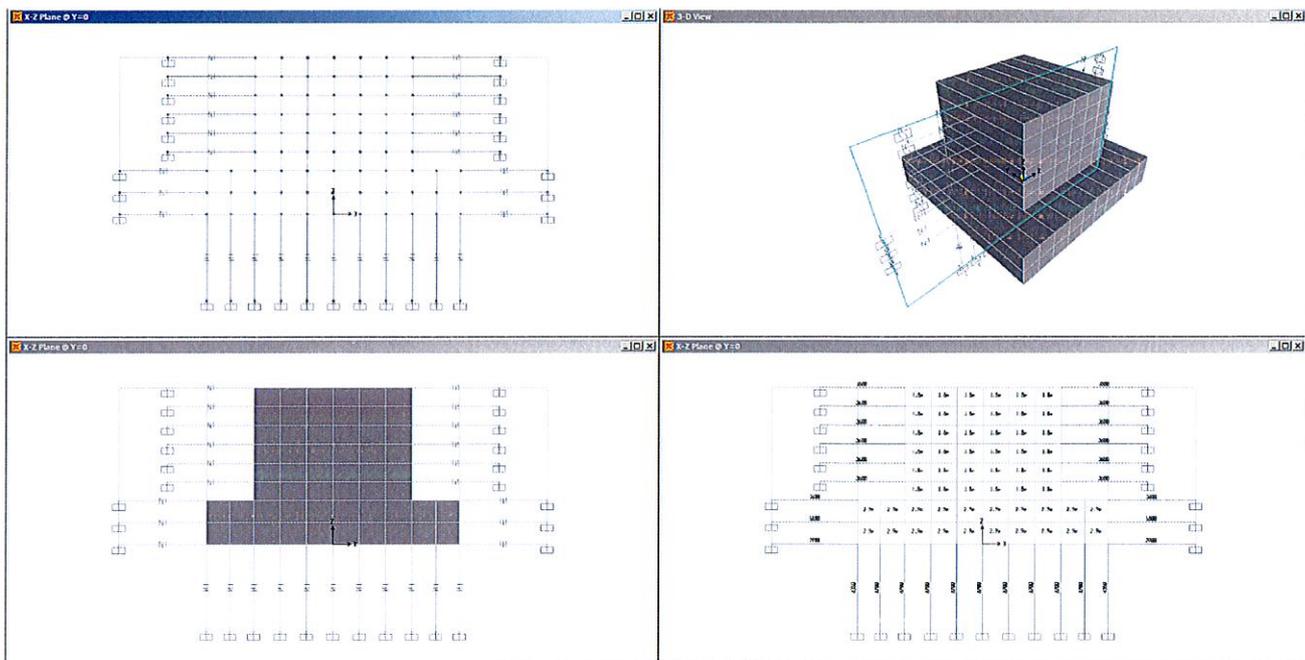
41

Lo spessore adottato è tale da riprodurre le effettive rigidezze degli elementi schematizzati ovvero:

Dado di sommità ed ancoraggio torre faro ⇒ Altezza pari ad 1.3 m e dimensioni planimetriche pari a 1.8×1.8m;

Piastra di base ad intradosso dado ⇒ Spessore pari ad 0.5 m e dimensioni planimetriche pari a 2.9×2.9m.

Una rappresentazione grafica qualitativa dei modelli strutturali adottati, con l'indicazione delle sezioni ed i carichi applicati è riportata nelle figure seguenti.



F 4. Modello di calcolo – Sezione – Viste – Geometria

Di seguito si riportano le figure relative ai carichi applicati; il peso proprio è calcolato automaticamente dal programma in base alla geometria mentre i carichi derivanti dalla torre faro ed il rinterro sono applicati come forze.



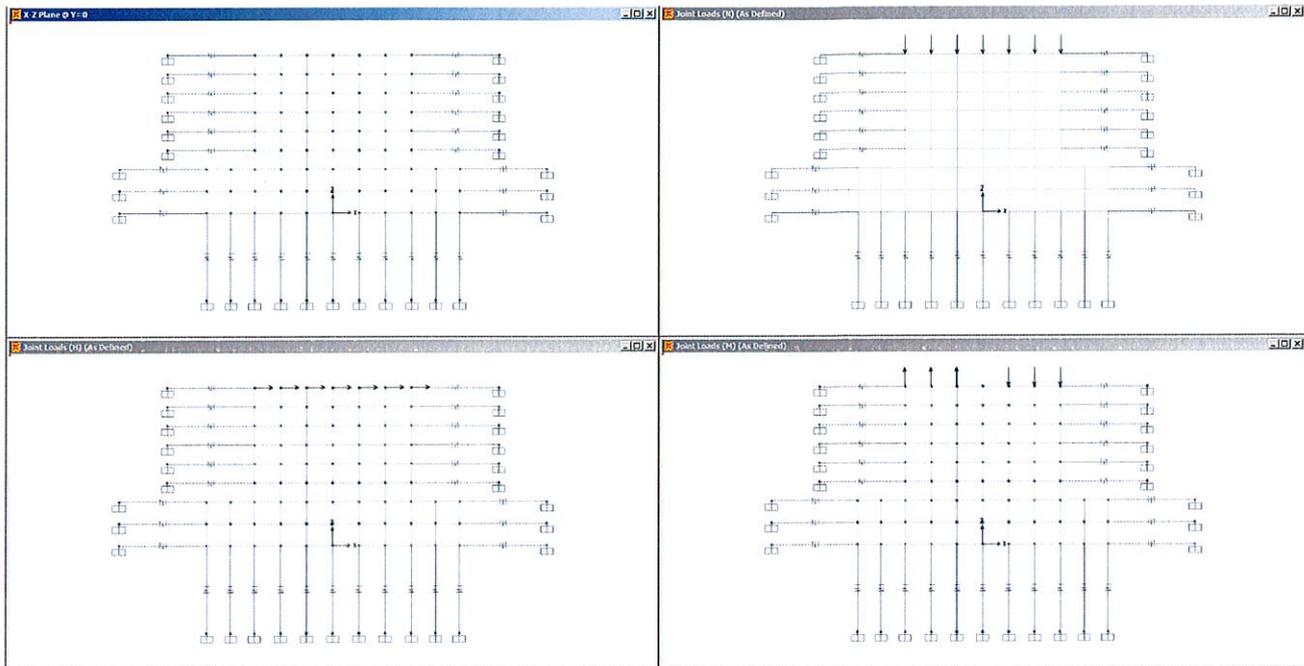
PROGETTO ESECUTIVO DI FUSIONE ED INTEGRAZIONE DEL I E II STRALCIO

Relazione di calcolo strutturale delle torri faro

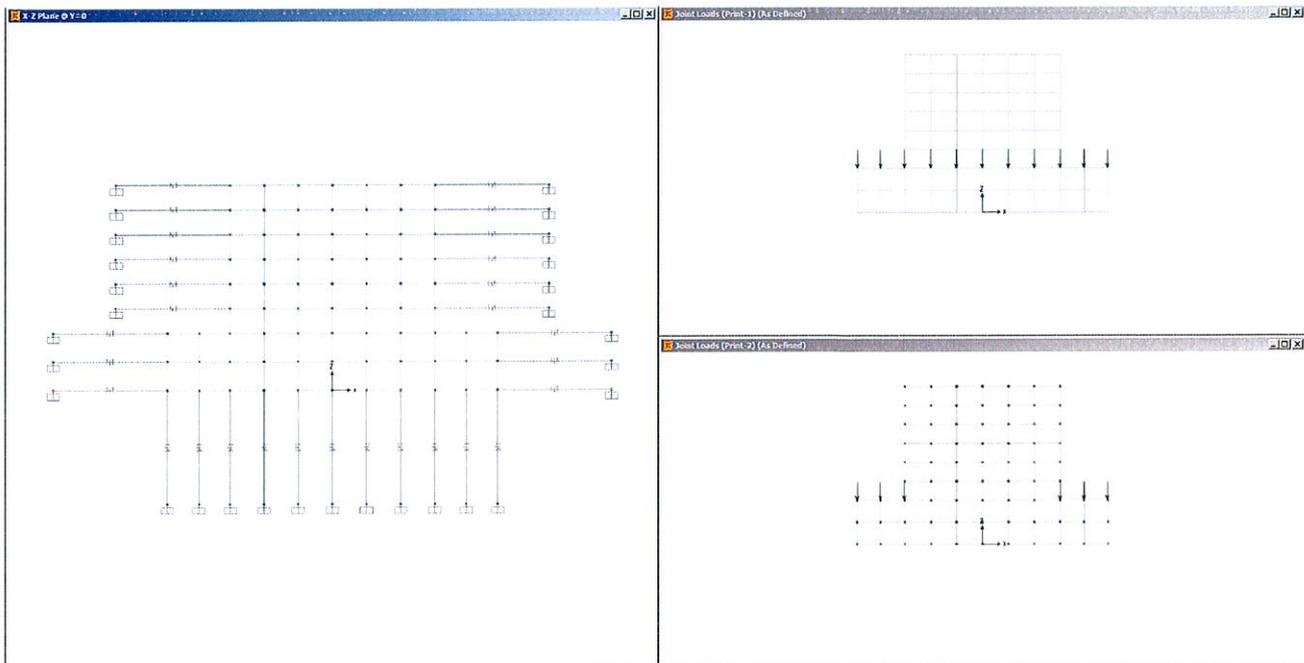
Pag.

15 di

41



F 5. Modello di calcolo – Geometria – Carichi torre faro applicati testa plinto (N, V ed M)



F 6. Modello di calcolo – Geometria – Carichi rinterro



PROGETTO ESECUTIVO DI FUSIONE ED INTEGRAZIONE DEL I E II STRALCIO

Relazione di calcolo strutturale delle torri faro

Pag.

16 di

41

Le combinazioni implementate sono:

TABLE: Case - Static 1 - Load Assignments			
Case	LoadType	LoadName	LoadSF
<i>Text</i>	<i>Text</i>	<i>Text</i>	<i>Unitless</i>
(Pp+Print)SLE	Load pattern	Print-1	78.8
(Pp+Print)SLE	Load pattern	Print-2	24.5
(Pp+Print)SLE	Load pattern	Pp	1
SLE1	Load pattern	H	21
SLE1	Load pattern	M	435
SLE1	Load pattern	N	30
(Pp+Print)SLU1	Load pattern	Print-1	70.92
(Pp+Print)SLU1	Load pattern	Print-2	22.05
(Pp+Print)SLU1	Load pattern	Pp	0.9
SLU1	Load pattern	H	31.5
SLU1	Load pattern	M	652.5
SLU1	Load pattern	N	27
(Pp+Print)SLU2	Load pattern	Print-1	102.44
(Pp+Print)SLU2	Load pattern	Print-2	31.85
(Pp+Print)SLU2	Load pattern	Pp	1.3
SLU2	Load pattern	H	31.5
SLU2	Load pattern	M	652.5
SLU2	Load pattern	N	45

con

- COMBINAZIONE SLE

Pp ⇒ peso proprio plinto;

$(P_{rint-1})_{Sk} = 2 \times [(2.9 \times 1.3 \times 0.55) \times 19] \cong 78.8 \text{ kN} \Rightarrow$ valore caratteristico del peso proprio del rinterro dei due lati orizzontali appartenenti al piano del modello;

$(P_{rint-2})_{Sk} = 1 \times [(1.8 \times 1.3 \times 0.55) \times 19] \cong 24.5 \text{ kN} \Rightarrow$ valore caratteristico del peso proprio del rinterro del singolo lato perpendicolare al piano del modello;

$H_{Sk} = 21 \text{ kN} \Rightarrow$ valore caratteristico del carico orizzontale trasmesso dalla torre faro;

$M_{Sk} = 435 \text{ kN} \times \text{m} \Rightarrow$ valore caratteristico del momento flettente trasmesso dalla torre faro;

$N_{Sk} = 30 \text{ kN} \Rightarrow$ valore caratteristico del carico verticale trasmesso dalla torre faro;



PROGETTO ESECUTIVO DI FUSIONE ED INTEGRAZIONE DEL I E II STRALCIO

Relazione di calcolo strutturale delle torri faro

Pag.

17 di**41**

- COMBINAZIONE SLU1

$(P_{rint-1})_{SLU1} = 0.9 \times 78.8 = 70.92 \text{ kN} \Rightarrow$ valore di progetto SLU1 del peso proprio del rinterro dei due lati orizzontali appartenenti al piano del modello;

$(P_{rint-2})_{SLU1} = 0.9 \times 24.5 = 22.05 \text{ kN} \Rightarrow$ valore di progetto SLU1 del peso proprio del rinterro del singolo lato perpendicolare al piano del modello;

$H_{SLU1} = 1.5 \times 21 = 31.5 \text{ kN} \Rightarrow$ valore di progetto SLU1 del carico orizzontale trasmesso dalla torre faro;

$M_{SLU1} = 1.5 \times 435 = 31.5 \text{ kN} \times \text{m} \Rightarrow$ valore di progetto SLU1 del momento flettente trasmesso dalla torre faro;

$N_{SLU1} = 0.9 \times 30 = 27 \text{ kN} \Rightarrow$ valore di progetto SLU1 del carico verticale trasmesso dalla torre faro;

- COMBINAZIONE SLU2

$(P_{rint-1})_{SLU2} = 1.3 \times 78.8 = 102.44 \text{ kN} \Rightarrow$ valore di progetto SLU2 del peso proprio del rinterro dei due lati orizzontali appartenenti al piano del modello;

$(P_{rint-2})_{SLU2} = 1.3 \times 24.5 = 31.85 \text{ kN} \Rightarrow$ valore di progetto SLU2 del peso proprio del rinterro del singolo lato perpendicolare al piano del modello;

$H_{SLU2} = 1.5 \times 21 = 31.5 \text{ kN} \Rightarrow$ valore di progetto SLU2 del carico orizzontale trasmesso dalla torre faro;

$M_{SLU2} = 1.5 \times 435 = 31.5 \text{ kN} \times \text{m} \Rightarrow$ valore di progetto SLU2 del momento flettente trasmesso dalla torre faro;

$N_{SLU2} = 1.5 \times 30 = 45 \text{ kN} \Rightarrow$ valore di progetto SLU2 del carico verticale trasmesso dalla torre faro;

**PROGETTO ESECUTIVO DI FUSIONE ED INTEGRAZIONE DEL I E II STRALCIO****Relazione di calcolo strutturale delle torri faro**

Pag.

18 di**41**

8.1.1. MATERIALI

Il materiale C.A. (calcestruzzo $R_{ck}=45\text{MPa}$ - $f_{ck}=0.83\times R_{ck}$) è schematizzato come un materiale dal comportamento elastico lineare; le caratteristiche elastiche adottate sono:

$$E = 22000 \times [(f_{ck}+8)/10]^{0.3} \cong 3.4625 \times 10^7 \text{ kPa};$$

$$\nu = 0.2.$$

8.1.2. VINCOLI

I vincoli esterni, simulanti l'interazione con il terreno, assegnati alla struttura sono rappresentati da molle reagenti solo a compressione di opportuna costante elastica. Tale costante elastica di reazione è valutata considerando il comportamento del terreno adiacente e sottostante il plinto a pozzo. Le molle caratterizzanti il terreno sono state stimate mediante la seguente formulazione:

dove

$$K = k \times A = (p/w) \times A \quad [\text{kN/m}];$$

con

$$k = \cong 10000 \text{ kN/m}^3 \text{ (valore cautelativo);}$$

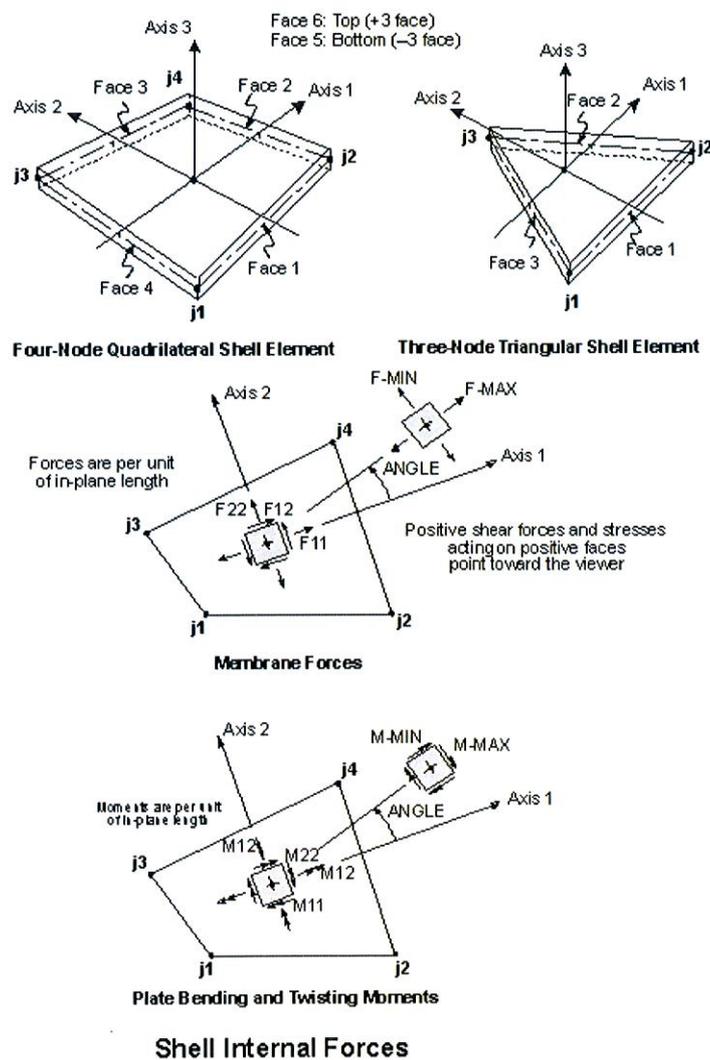
$$A = B \times i - \text{area di influenza della singola molla.}$$



8.2. MODELLO DI CALCOLO – OUPUT

Di seguito si riportano i risultati ottenuti per le combinazioni impelmentate; in particolare si riportano:

- le mappature cromatiche degli sforzi di membrana F_{11} , F_{22} ed F_{12} (unità di misura kN/m);
- le reazioni nodali (unità di misura kN).

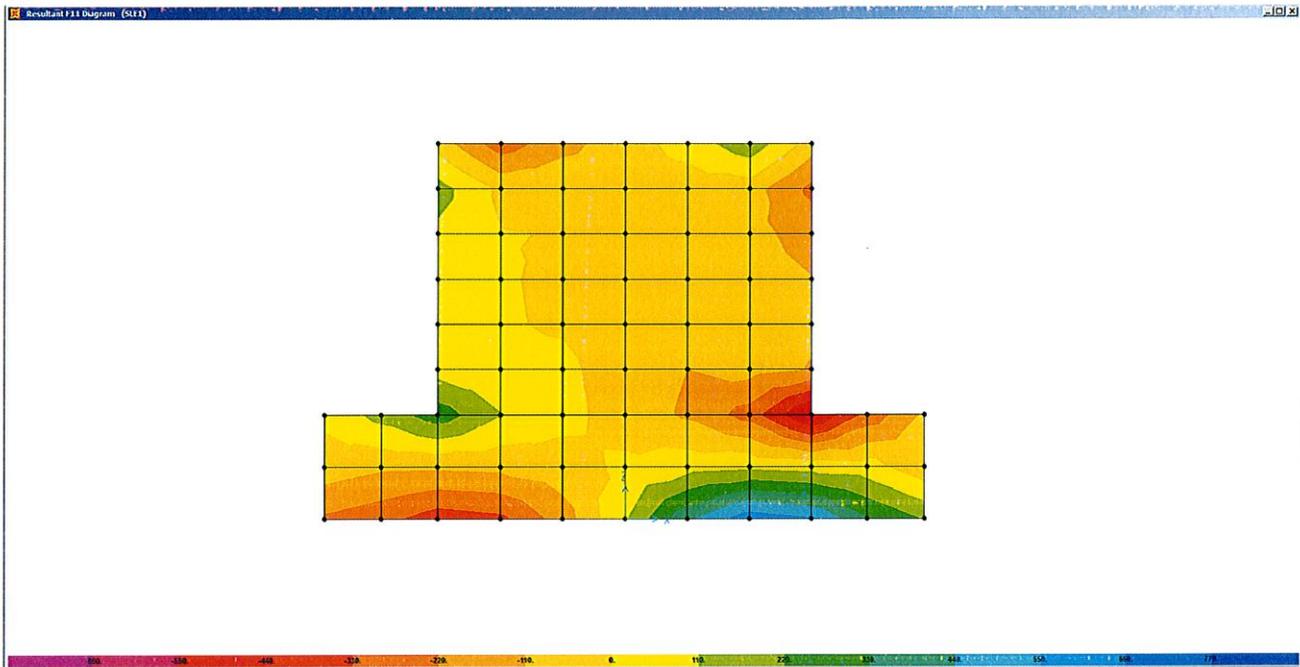


F.7. Convenzioni sulle sollecitazioni globali per gli elementi «shell»

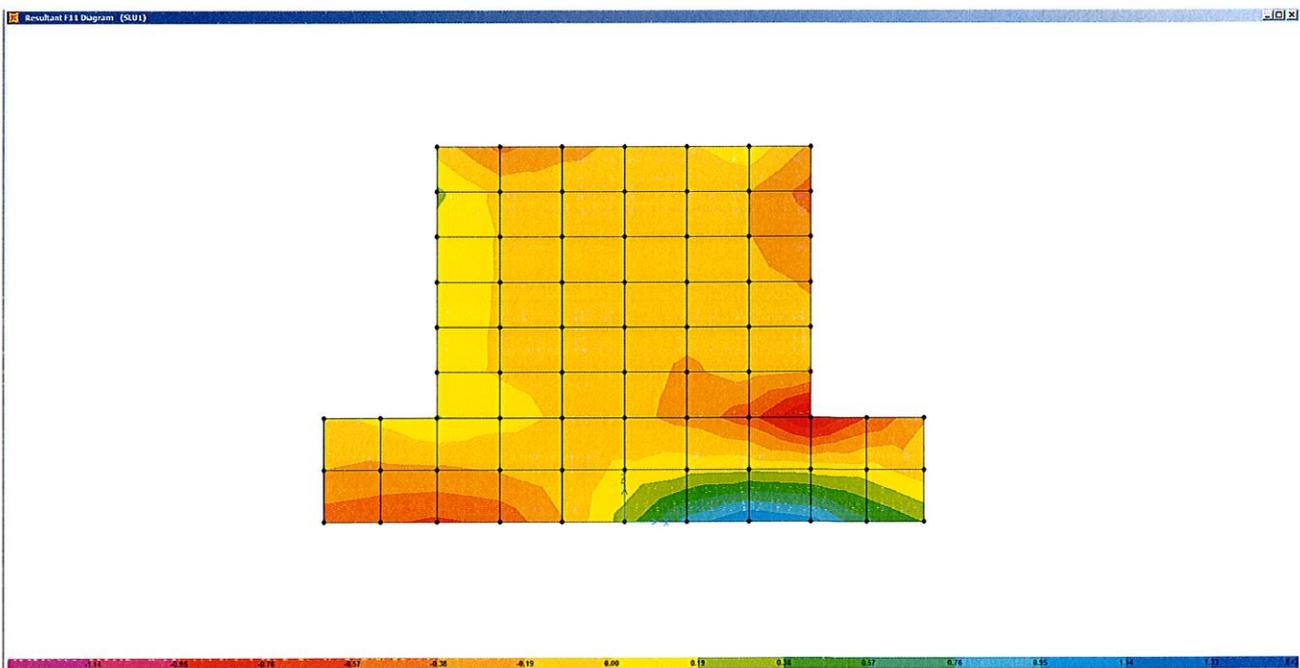


8.2.1. SFORZI MEMBRANALI ORIZZONTALI “F11”

Si riportano di seguito gli sforzi membranali orizzontali per le tre combinazioni di carico.



F 8. Combinazione SLE



F 9. Combinazione SLU1



Autorità Portuale di Augusta

*"LAVORI DEL PRIMO STRALCIO E DEL SECONDO STRALCIO
DELLA TERZA FASE DEL PORTO COMMERCIALE DI AUGUSTA –
BANCHINE CONTAINERS"*

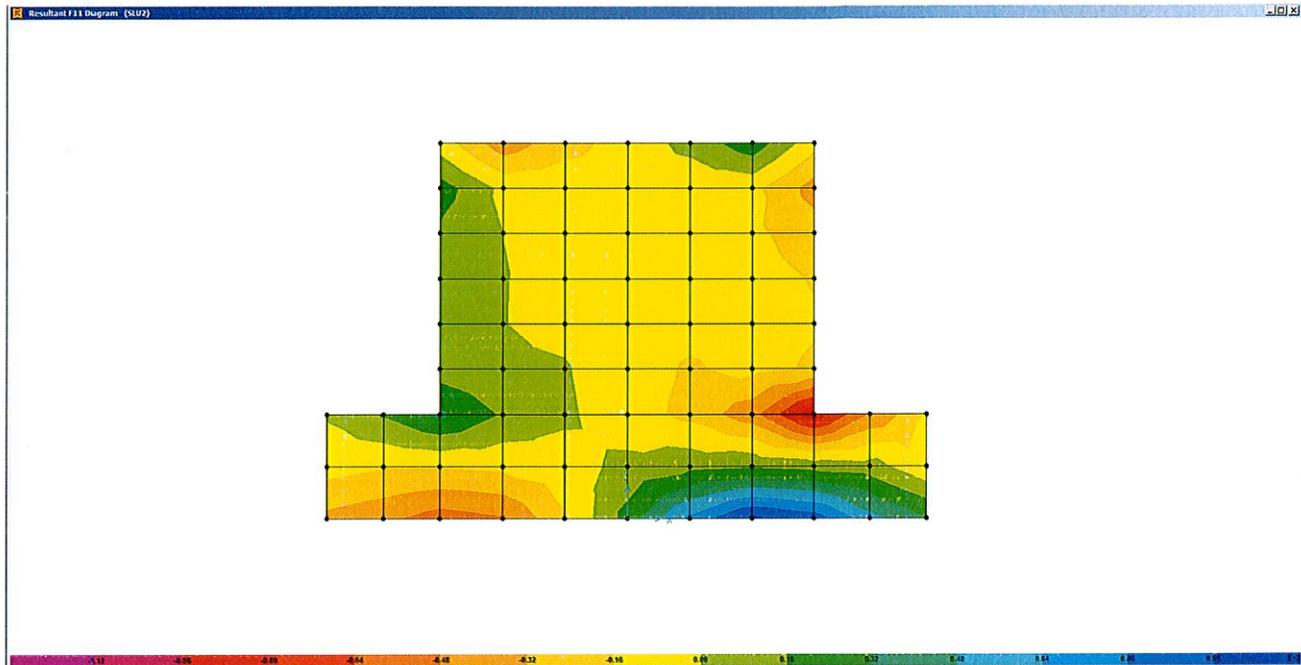
PROGETTO ESECUTIVO DI FUSIONE ED INTEGRAZIONE DEL I E II STRALCIO

Relazione di calcolo strutturale delle torri faro

Pag.

21 di

41



F 10. Combinazione SLU2

Si evidenzia che le massime tensioni orizzontali di trazione e compressione, ottenibili dividendo i valori dei precedenti diagrammi per i relativi spessori assegnati al modello piano, risultano pari a:

Sollecitazioni SLE

$\sigma_{\text{trz-MAX}} \cong 216 \text{ kPa}$ – massima tensione di trazione orizzontale;

$\sigma_{\text{cmp-MAX}} \cong 240 \text{ kPa}$ – massima tensione di compressione orizzontale;

Sollecitazioni SLU

$\sigma_{\text{trz-MAX}} \cong 404 \text{ kPa}$ – massima tensione di trazione orizzontale;

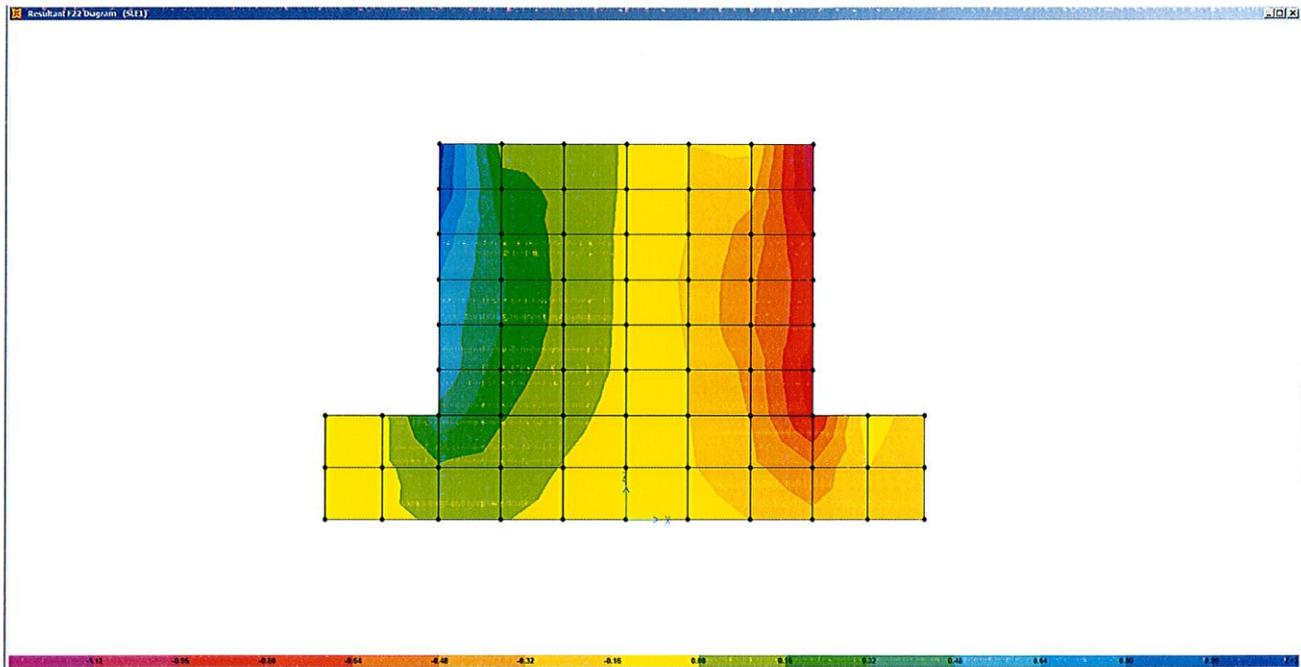
$\sigma_{\text{cmp-MAX}} \cong 425 \text{ kPa}$ – massima tensione di compressione orizzontale.

I risultati confermano pertanto che, nell'ipotesi di sezione interamente reagente, le tensioni massime allo SLE ed allo SLU sono abbondantemente minori dei limiti previsti in normativa per le verifiche in condizioni di esercizio.

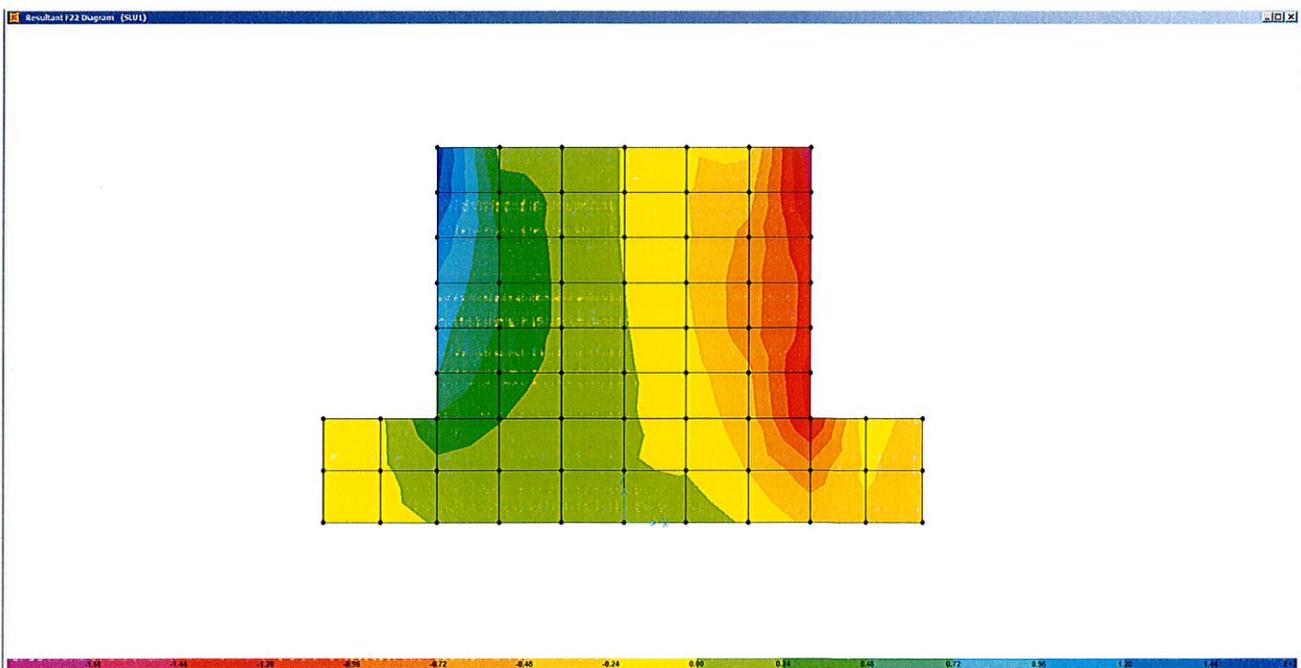


8.2.2. SFORZI MEMBRANALI ORIZZONTALI "F22"

Si riportano di seguito gli sforzi membranali verticali per le tre combinazioni di carico.



F 11. Combinazione SLE



F 12. Combinazione SLU1



Autorità Portuale di Augusta

*"LAVORI DEL PRIMO STRALCIO E DEL SECONDO STRALCIO
DELLA TERZA FASE DEL PORTO COMMERCIALE DI AUGUSTA –
BANCHINE CONTAINERS"*

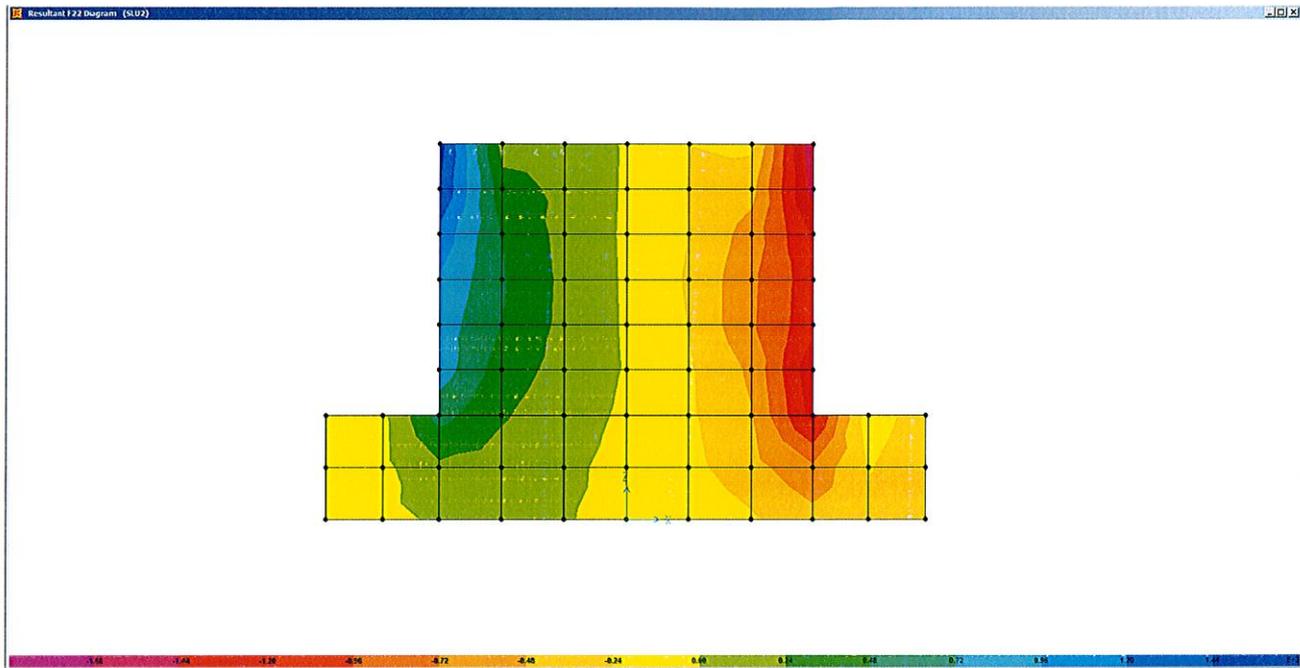
PROGETTO ESECUTIVO DI FUSIONE ED INTEGRAZIONE DEL I E II STRALCIO

Relazione di calcolo strutturale delle torri faro

Pag.

24 di

41



F 13. Combinazione SLU2

Si evidenzia che le massime tensioni verticali di trazione e compressione, ottenibili dividendo i valori dei precedenti diagrammi per i relativi spessori assegnati al modello piano, risultano pari a:

Sollecitazioni SLE

$\sigma_{\text{trz-MAX}} \cong 565 \text{ kPa}$ – massima tensione di trazione verticale;

$\sigma_{\text{cmp-MAX}} \cong 609 \text{ kPa}$ – massima tensione di compressione verticale;

Sollecitazioni SLU

$\sigma_{\text{trz-MAX}} \cong 860 \text{ kPa}$ – massima tensione di trazione verticale;

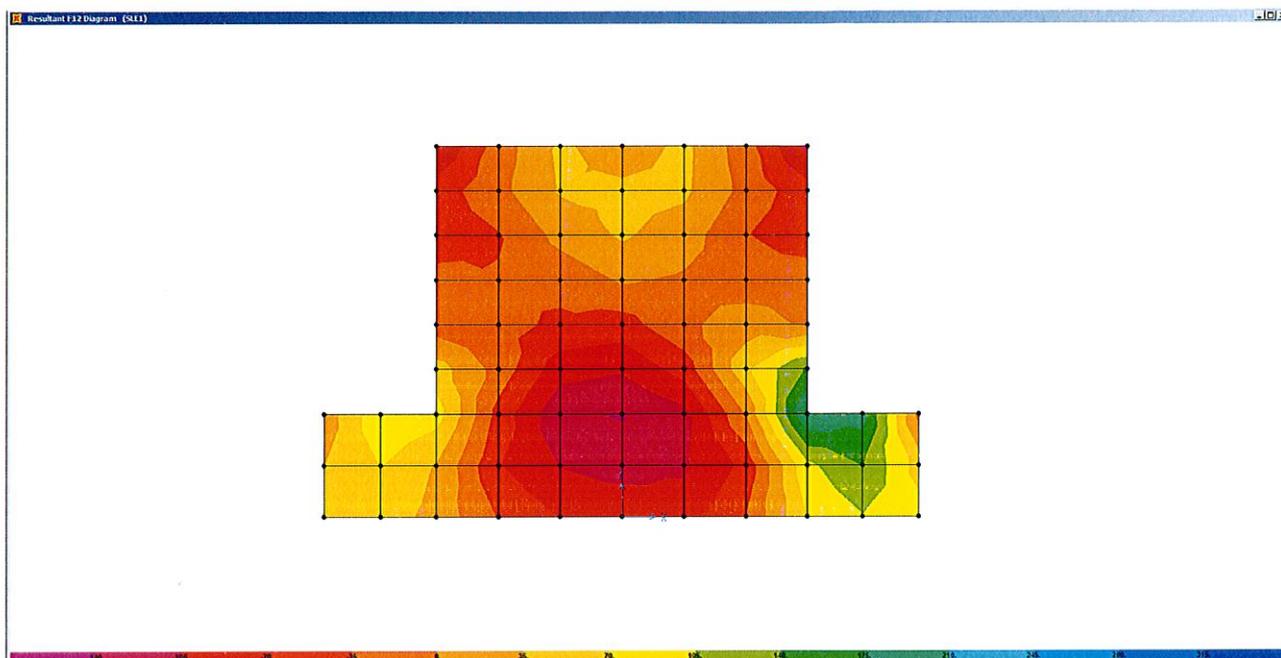
$\sigma_{\text{cmp-MAX}} \cong 902 \text{ kPa}$ – massima tensione di compressione verticale.

I risultati confermano pertanto che, nell'ipotesi di sezione interamente reagente, le tensioni massime allo SLE ed allo SLU sono abbondantemente minori dei limiti previsti in normativa per le verifiche in condizioni di esercizio.

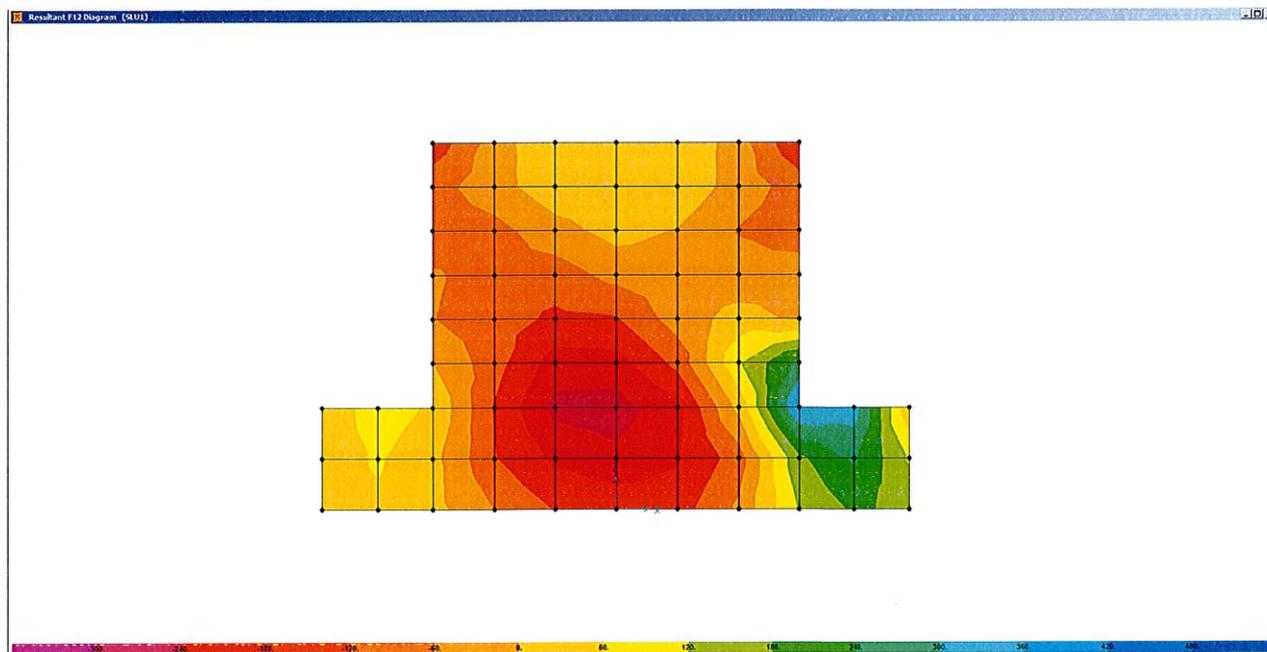


8.2.3. SFORZI MEMBRANALI ORIZZONTALI “F12”

Si riportano di seguito gli sforzi membranali misti (sforzi di taglio) per le tre combinazioni di carico.



F 14. Combinazione SLE

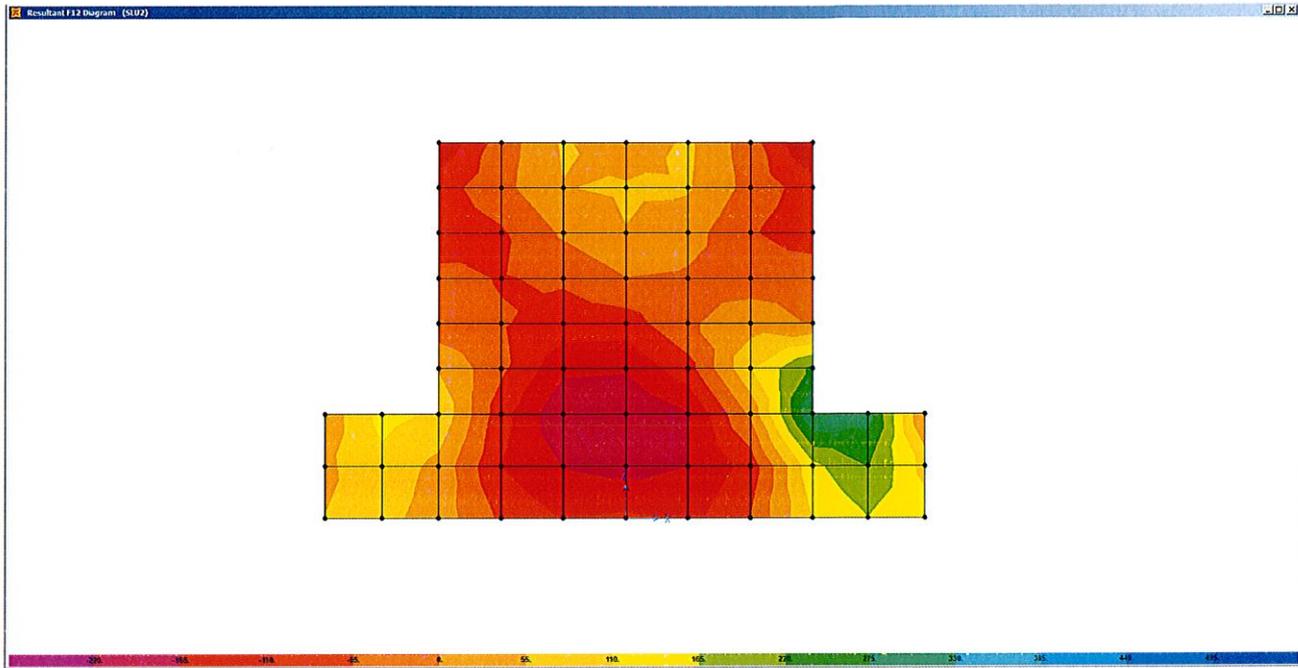


F 15. Combinazione SLU1



PROGETTO ESECUTIVO DI FUSIONE ED INTEGRAZIONE DEL I E II STRALCIO
Relazione di calcolo strutturale delle torri faro

Pag.
27 di
41

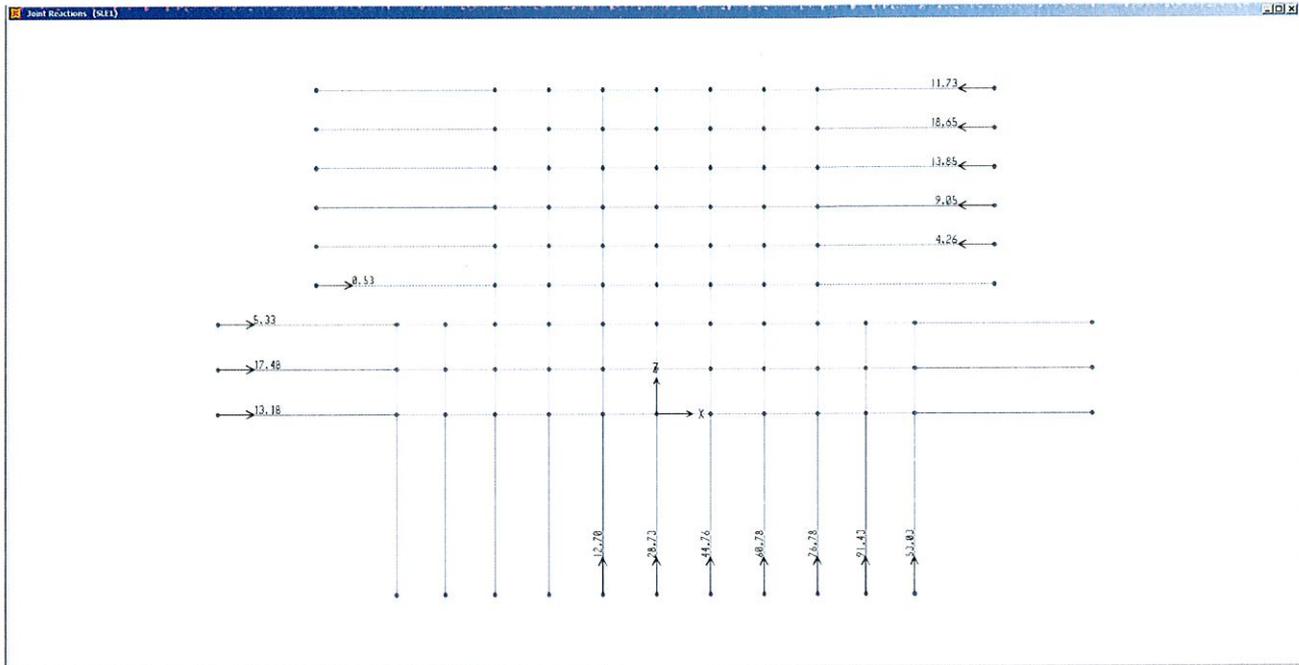


F 16. Combinazione SLU2

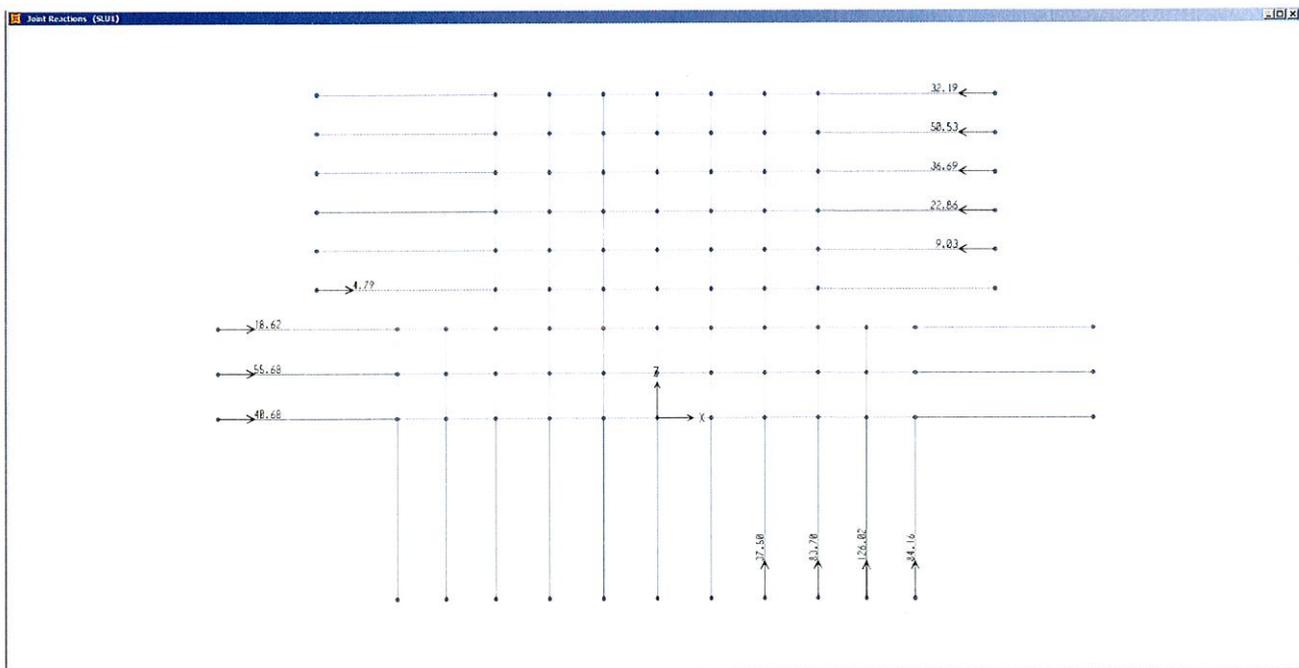


8.2.4. REAZIONI NODALI

Si riportano di seguito le reazioni nodali per le tre combinazioni di carico.



F 17. Combinazione SLE

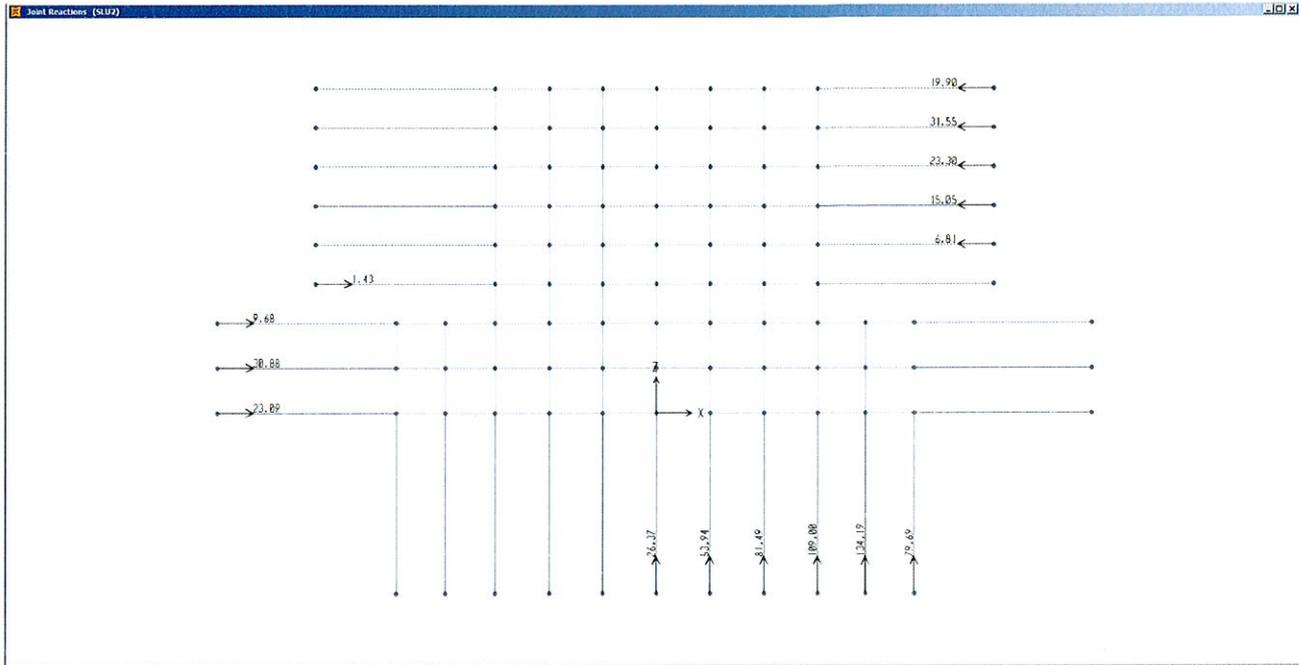


F 18. Combinazione SLU1



PROGETTO ESECUTIVO DI FUSIONE ED INTEGRAZIONE DEL I E II STRALCIO
Relazione di calcolo strutturale delle torri faro

Pag.
29 di
41



F 19. Combinazione SLU2

**PROGETTO ESECUTIVO DI FUSIONE ED INTEGRAZIONE DEL I E II STRALCIO****Relazione di calcolo strutturale delle torri faro**

Pag.

30 di**41**

9. VERIFICHE GEOTECHICHE IN FONDAZIONE

9.1. STATO TENSIONALE IN FONDAZIONE – COMBINAZIONE SLE

La massima tensione verticale, per metro di profondità, allo *SLE*, dedotta dal modello di calcolo precedentemente descritto, è pari a:

$$-(r_v \text{ MAX})_{\text{terreno}} = N_{Sd \text{ i-MAX}} / A_{V \text{ infl-i}} \cong 105 \text{ kPa} \Rightarrow 1.05 \text{ kg/cm}^2 - \text{reazione verticale massima};$$

con

$$N_{Sd \text{ i-MAX}} \cong 91.43 \text{ kN} - \text{massima reazione verticale};$$

$$A_{V\text{-infl}} = 2.9 \times 0.3 = 0.87 \text{ m}^2 - \text{area d'influenza della molla per la quale si ha la massima reazione verticale.}$$

La massima tensione orizzontale, per metro di profondità, allo *SLE*, dedotta dal modello di calcolo precedentemente descritto, è pari a:

$$-(r_H \text{ MAX})_{\text{terreno}} = H_{Sd \text{ i-MAX}} / A_{H \text{ infl-i}} \cong 36 \text{ kPa} \Rightarrow 0.36 \text{ kg/cm}^2 - \text{reazione orizzontale massima};$$

con

$$H_{Sd \text{ i-MAX}} \cong 13.18 \text{ kN} - \text{massima reazione orizzontale};$$

$$A_{H\text{-infl}} = 2.9 \times 0.125 \cong 0.363 \text{ m}^2 - \text{area d'influenza della molla per la quale si ha la massima reazione orizzontale.}$$

**PROGETTO ESECUTIVO DI FUSIONE ED INTEGRAZIONE DEL I E II STRALCIO****Relazione di calcolo strutturale delle torri faro**

Pag.

31 di**41****9.2. STATO TENSIONALE IN FONDAZIONE – COMBINAZIONI SLU**

La massima tensione verticale, per metro di profondità, allo *SLU* (*combinazione STR*), dedotta dal modello di calcolo precedentemente descritto, è pari a:

$$-(r_v \text{ MAX})_{\text{terreno}} = N_{Sd \text{ i-MAX}} / A_{V \text{ infl-i}} \cong 154 \text{ kPa} \Rightarrow 1.54 \text{ kg/cm}^2 - \text{reazione verticale massima};$$

con

$$N_{Sd \text{ i-MAX}} \cong 134.2 \text{ kN} - \text{massima reazione verticale (SLU2)};$$

$$A_{V \text{-infl}} = 2.9 \times 0.3 = 0.87 \text{ m}^2 - \text{area di influenza della molla per la quale si ha la massima reazione verticale.}$$

La massima tensione orizzontale, per metro di profondità, allo *SLU* (*combinazione STR*), dedotta dal modello di calcolo precedentemente descritto, è pari a:

$$-(r_H \text{ MAX})_{\text{terreno}} = H_{Sd \text{ i-MAX}} / A_{H \text{-infl-i}} \cong 112 \text{ kPa} \Rightarrow 1.12 \text{ kg/cm}^2 - \text{reazione orizzontale massima};$$

con

$$H_{Sd \text{ i-MAX}} \cong 40.7 \text{ kN} - \text{massima reazione orizzontale (SLU1)};$$

$$A_{H \text{-infl}} = 2.9 \times 0.125 \cong 0.363 \text{ m}^2 - \text{area d'influenza della molla per la quale si ha la massima reazione orizzontale.}$$



9.3. VERIFICA CAPACITA' PORTANTE

I risultati precedenti ovvero l'entità dello stato tensionale verticale e orizzontale in fondazione confermano il modesto cimento del terreno di fondazione; le verifiche di capacità portante sono pertanto automaticamente soddisfatte. Tuttavia per completezza si riporta di seguito la verifica della capacità portante nei confronti dei carichi verticali in accordo con quanto previsto dalla normativa in vigore e facendo riferimento alle indicazioni fornite dall'*Eurocodice 7 – Annexe D*. La capacità portante del plinto a pozzo è pari a:

$$R/A' = c' N_c b_c s_c i_c + q' N_q b_q s_q i_q + 0,5 \gamma' B' N_\gamma b_\gamma s_\gamma i_\gamma$$

con

$$N_q = e^{\pi \tan \phi} \tan^2 (45 + \phi/2)$$

$$N_c = (N_q - 1) \cot \phi$$

$$N_\gamma = 2 (N_q - 1) \tan \phi$$

$$b_c = b_q - (1 - b_q) / (N_c \tan \phi')$$

$$b_q = b_\gamma = (1 - \alpha \cdot \tan \phi)^2$$

$$s_q = 1 + (B' / L') \sin \phi$$

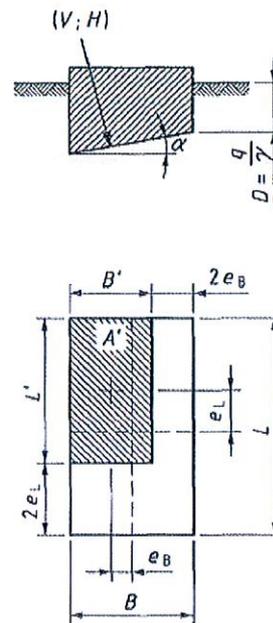
$$s_\gamma = 1 - 0,3 (B'/L')$$

$$s_c = (s_q \cdot N_q - 1) / (N_q - 1)$$

$$i_c = i_q - (1 - i_q) / (N_c \cdot \tan \phi')$$

$$i_q = [1 - H/(V + A'c' \cot \phi)]^m;$$

$$i_\gamma = [1 - H/(V + A'c' \cot \phi)]^{m+1}$$



Per il caso in esame seguendo l'*Approccio 2*, ovvero adottando la combinazione A1+M1+R3

(A1⇒STR ÷ M1⇒γ_M = 1.0 ÷ R3 ⇒ γ_R = 2.3) ed assumendo:

$$- B' \cong 1.6 \text{ m} \quad L' = 2.9 \text{ m} \quad \phi'_d \cong 30^\circ \text{ (valore cautelativo);}$$

$$c'_d = 0 \text{ kPa} \quad \gamma'_d = 9 \text{ kN/m}^3 \quad q' = D \times \gamma'_d = 16.2 \text{ kPa};$$

$$N_q = 18.4 \quad N_c = 30.14 \quad N_\gamma = 20.09;$$

$$b_q = b_c = 1.0 \quad s_q \cong 1.25 \quad s_c = 1.26 \quad s_\gamma = 0.85;$$

$$i_q = i_c = i_\gamma = 1.0.$$

si ottiene una capacità portante, in termini tensionali, pari a:

$$- q_{Rd} = [(R/A') / \gamma_R] \cong 195 \text{ kPa}.$$

La verifica di portanza porge:

$$- q_{Rd} \cong 195 \text{ kPa} > 154 \text{ kPa} = (q_{Sd-MAX})_{SLU,STR}; \text{ risultando pertanto soddisfatta.}$$



PROGETTO ESECUTIVO DI FUSIONE ED INTEGRAZIONE DEL I E II STRALCIO

Relazione di calcolo strutturale delle torri faro

Pag.

33 di

41

10. VERIFICHE STRUTTURALI

Si riportano di seguito le verifiche dello *stato tensionale* e a *fessurazione* allo *SLE* e le verifiche di *resistenza* allo *SLU*. In particolare le verifiche del dado di sommità e della piastra di fondazione sono effettuate, in relazione alla geometria e alla dislocazione dei carichi, facendo riferimento alla teoria dei solidi "tozzi". Preme evidenziare che le verifiche di dettaglio allo *SLE* ed allo *SLU* della sezione di estradosso dado di sommità, ovvero di intradosso piastra di collegamento antenna-plinto, dovranno essere implementate una volta nota l'effettiva geometria della piastra di base della torre faro. Le sollecitazioni di verifica, riassunte di seguito, sono dedotte dal modello di calcolo tramite l'integrazione delle forze membranali.

Dado di sommità – Sollecitazioni SLE

$N_{Sd-trz} \cong 1020\text{kN/m} \times 0.9\text{m}/2 \cong 460 \text{ kN}$ – risultante sforzi verticali F_{22} di trazione;

$H_{Sd-trz} \cong 205\text{kN/m} \times 1.1\text{m}/2 \cong 115 \text{ kN}$ – risultante sforzi orizzontali F_{11} di trazione;

Gli sforzi misti F_{12} hanno entità trascurabile.

Le massime tensioni di compressione verticali ed orizzontali sono pari a:

$(\sigma_{V Sd})_{SLE} \cong 611 \text{ kPa}$ – massima tensione verticali s_{22} di compressione;

$(\sigma_{H Sd})_{SLE} \cong 240 \text{ kPa}$ – massima tensione orizzontali s_{11} di compressione.

Dado di sommità – Sollecitazioni SLU

$N_{Sd-trz} \cong 1550\text{kN/m} \times 0.9\text{m}/2 \cong 700 \text{ kN}$ – risultante sforzi verticali F_{22} di trazione;

$H_{Sd-trz} \cong 250\text{kN/m} \times 1.1\text{m}/2 \cong 140 \text{ kN}$ – risultante sforzi orizzontali F_{11} di trazione;

Gli sforzi misti F_{12} hanno entità trascurabile.

Le massime tensioni di compressione verticali ed orizzontali sono pari a:

$(\sigma_{V Sd})_{SLU} \cong 916 \text{ kPa}$ – massima tensione verticali s_{22} di compressione;

$(\sigma_{H Sd})_{SLU} \cong 360 \text{ kPa}$ – massima tensione orizzontali s_{11} di compressione.

Piastra di fondazione – Sollecitazioni SLE

$H_{Sd-trz} \cong 630\text{kN/m} \times 0.3\text{m}/2 \cong 100 \text{ kN}$ – risultante sforzi orizzontali F_{11} di trazione;

$H_{Sd-cmp} \cong 590\text{kN/m} \times 0.2\text{m}/2 \cong 60 \text{ kN}$ – risultante sforzi orizzontali F_{11} di compressione;

Gli sforzi misti F_{12} hanno entità trascurabile.

Piastra di fondazione – Sollecitazioni SLU

$H_{Sd-trz} \cong 1175\text{kN/m} \times 0.3\text{m}/2 \cong 180 \text{ kN}$ – risultante sforzi orizzontali F_{11} di trazione;



Autorità Portuale di Augusta

*"LAVORI DEL PRIMO STRALCIO E DEL SECONDO STRALCIO
DELLA TERZA FASE DEL PORTO COMMERCIALE DI AUGUSTA –
BANCHINE CONTAINERS"*

PROGETTO ESECUTIVO DI FUSIONE ED INTEGRAZIONE DEL I E II STRALCIO

Relazione di calcolo strutturale delle torri faro

Pag.

34 di

41

$H_{Sd-cmp} \cong 1050\text{kN/m} \times 0.2\text{m}/2 \cong 110 \text{ kN}$ – risultante sforzi orizzontali F_{11} di compressione.

$V_{Sd} \cong (1300+390)\text{kN/m} \times 0.5\text{m}/2 \cong 425 \text{ kN}$ – risultante sforzi verticali F_{22} di taglio.



PROGETTO ESECUTIVO DI FUSIONE ED INTEGRAZIONE DEL I E II STRALCIO

Relazione di calcolo strutturale delle torri faro

Pag.

35 di

41

10.1. DADO DI SOMMITA' – VERIFICA STATO TENSIONALE E FESSURAZIONE "SLE"

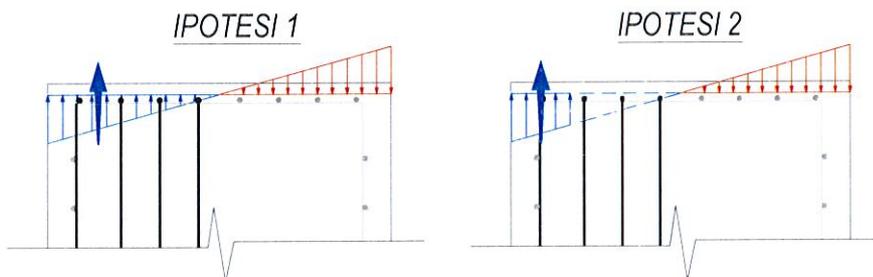
10.1.1. VERIFICA DELLO STATO TENSIONALE – SLE

Si riportano di seguito le verifiche allo *SLE* della sezione di estradosso del dado di sommità. La verifica della massima tensione di trazione nelle barre di armatura è effettuata ipotizzando che lo sforzo di trazione precedentemente determinato è assorbito dall'armatura presente su metà sezione (vedere ipotesi 1 in figura). La massima tensione di trazione nelle barre di armatura risulta pertanto pari a:

$$\sigma_{S\text{-max}} \cong N_{Sd\text{-SLE}} / A_{s\text{-tot}} \cong 163 \text{ MPa} < 360 \text{ MPa} = 0.8 \times f_{yk} \text{ – Verifica soddisfatta.}$$

con

$$N_{Sd\text{-SLE}} = 460 \text{ kN} \quad A_{s\text{-tot}} = (8+2 \times 3)\phi 16 = 28.14 \text{ cm}^2.$$



Si evidenzia che la verifica di trazione è ancora soddisfatta anche ipotizzando di far assorbire l'intero sforzo di trazione alla sola armatura di pelle (vedere ipotesi 2 in figura). Assumendo in prima approssimazione, ed in assoluto favore di sicurezza, lo sforzo di trazione precedente (dedotto dall'integrazione su metà sezione) si ottiene:

$$\sigma_{S\text{-max}} \cong N_{Sd\text{-SLE}} / A_{s\text{-pelle}} \cong 286 \text{ MPa} < 360 \text{ MPa} = 0.8 \times f_{yk} \text{ – Verifica soddisfatta.}$$

con

$$N_{Sd\text{-SLE}} = 460 \text{ kN} \quad A_{s\text{-pelle}} = 8\phi 16 = 16.08 \text{ cm}^2.$$

La verifica della massima tensione di compressione nel calcestruzzo viene effettuata confrontando la massima tensione di compressione con il limite di normativa. Le verifiche sono ampiamente soddisfatte in quanto risulta:

$$\sigma_{C\text{-max}} \cong 6.1 \text{ MPa} < 15.75 \text{ MPa} = 0.45 \times f_{ck} \text{ – Verifica soddisfatta.}$$

Anche nell'ipotesi di redistribuzione non lineare delle tensioni, assumendo valida l'ipotesi di calcestruzzo non reagente a trazione (trascurando in prima approssimazione lo sforzo assiale si può



PROGETTO ESECUTIVO DI FUSIONE ED INTEGRAZIONE DEL I E II STRALCIO

Relazione di calcolo strutturale delle torri faro

Pag.

36 di

41

ipotizzare $z \cong 0.9 \times h \Rightarrow x \cong 0.3 \times h$ in luogo di $0.5 \times h$), si può stimare una tensione massima di compressione pari a:

$$\sigma_{C-\max} \cong 10.2 \text{ MPa} < 15.75 \text{ MPa} = 0.45 \times f_{ck} - \text{Verifica ancora soddisfatta.}$$



PROGETTO ESECUTIVO DI FUSIONE ED INTEGRAZIONE DEL I E II STRALCIO
Relazione di calcolo strutturale delle torri faro

Pag.
37 di
41

10.1.2. VERIFICA A FESSURAZIONE – SLE

Si riporta di seguito la verifica a fessurazione della sezione di estradosso del dado di sommità. La massima tensione di trazione nel calcestruzzo teso, nell'ipotesi di sezione interamente reagente, risulta pari a:

$$\sigma_{C\text{-trazione}} \cong N_{Sd-SLE} / B \cong 0.6 \text{ MPa} < f_{ctm} / 1.2.$$

con

$$N_{Sd-SLE} = 1020 \text{ kN} \quad B_t = 1.8 \text{ m}.$$

La verifica è pertanto soddisfatta nei confronti dello stato limite di formazione delle fessure; non è pertanto necessario il calcolo dell'ampiezza.

**PROGETTO ESECUTIVO DI FUSIONE ED INTEGRAZIONE DEL I E II STRALCIO****Relazione di calcolo strutturale delle torri faro**

Pag.

38 di**41****10.2. DADO DI SOMMITA' – VERIFICA DI RESISTENZA "SLU"**

La sezione tipo è verificata considerando le seguenti caratteristiche meccaniche e geometriche.

- $B \times H = 1.8 \times 1.8$ m;

- $A_s = 8\phi 16 = 16.08$ cm² – armatura in zona compressa;

- $A'_s = 8\phi 16 = 16.08$ cm² – armatura in zona tesa.

[NB ⇒ Si trascura cautelativamente l'armatura disposta sui lati paralleli al piano di flessione].

Il momento resistente, valutato in prima approssimazione ed in favore di sicurezza trascurando lo sforzo assiale di compressione (sezione debolmente armata), è determinato tramite la seguente:

$$M_{Rd} \cong 0.9 \times h \times f_{yd} \times A_s \cong 962 \text{ kN} \times \text{m}.$$

con

$$h \cong 1700 \text{ mm};$$

$$f_{yd} \cong 391 \text{ MPa}$$

$$A_s \cong 1608 \text{ mm}^2.$$

Il momento flettente alla base del dado di sommità è pari a:

$$M_{Sd \text{ SLU}} = 1.5 \times (435 + 21 \times 1.3) \cong 694 \text{ kN} \times \text{m}.$$

La verifica è pertanto soddisfatta in quanto risulta:

$$M_{Sd \text{ SLU}} < M_{Rd} \Rightarrow F.S. \cong 1.39 - \text{Verifica soddisfatta.}$$

**PROGETTO ESECUTIVO DI FUSIONE ED INTEGRAZIONE DEL I E II STRALCIO****Relazione di calcolo strutturale delle torri faro**

Pag.

39 di**41****10.3. PIASTRA DI FONDAZIONE – VERIFICA STATO TENSIONALE E FESSURAZIONE “SLE”****10.3.1. VERIFICA DELLO STATO TENSIONALE – SLE**

Si riportano di seguito le verifiche allo *SLE* della sezione di attacco della piastra di fondazione con il dado di sommità. La verifica della massima tensione di trazione nelle barre di armatura è effettuata ipotizzando che lo sforzo di trazione precedentemente determinato è assorbito dalla sola armatura presente ad intradosso piastra. La massima tensione di trazione nelle barre di armatura risulta pertanto pari a:

$$\sigma_{S\text{-max}} \cong N_{Sd\text{-SLE}} / A_{s\text{-tot}} \cong 36 \text{ MPa} < 360 \text{ MPa} = 0.8 \times f_{yk} \text{ – Verifica soddisfatta.}$$

con

$$N_{Sd\text{-SLE}} = 100 \text{ kN} \quad A_{s\text{-tot}} = 14\phi 16 = 28.14 \text{ cm}^2.$$

Si evidenzia che la verifica di trazione è ancora soddisfatta anche ipotizzando di far assorbire l'intero sforzo di trazione alla sola armatura presente nei tratti centrali. La verifica con tale ipotesi restituisce:

$$\sigma_{S\text{-max}} \cong N_{Sd\text{-SLE}} / A_{s\text{-pelle}} \cong 62 \text{ MPa} < 360 \text{ MPa} = 0.8 \times f_{yk} \text{ – Verifica soddisfatta.}$$

con

$$N_{Sd\text{-SLE}} = 100 \text{ kN} \quad A_{s\text{-pelle}} = 8\phi 16 = 16.08 \text{ cm}^2.$$

La verifica della massima tensione di compressione nel calcestruzzo viene effettuata confrontando la massima tensione di compressione con il limite di normativa. Le verifiche sono ampiamente soddisfatte in quanto risulta:

$$\sigma_{C\text{-max}} \cong 0.3 \text{ MPa} < 0.45 \times f_{ck} \text{ – Verifica soddisfatta.}$$

Anche nell'ipotesi di ridistribuzione non lineare delle tensioni, assumendo valida l'ipotesi di calcestruzzo non reagente a trazione (trascurando in prima approssimazione lo sforzo assiale si può ipotizzare $z \cong 0.9 \times h \Rightarrow x \cong 0.2 \times h$ in luogo di $0.5 \times h$), si può stimare una tensione massima di compressione pari a:

$$\sigma_{C\text{-max}} \cong 0.8 \text{ MPa} < 0.45 \times f_{ck} \text{ – Verifica ancora soddisfatta.}$$

10.3.2. VERIFICA A FESSURAZIONE – SLE

La massima tensione di trazione nel calcestruzzo teso, nell'ipotesi di sezione interamente reagente, risulta pari a:

$$\sigma_{C\text{-trazione}} \cong N_{Sd\text{-SLE}} / B \cong 0.3 \text{ MPa} < f_{ctm} / 1.2. \text{ La verifica è pertanto soddisfatta nei confronti dello stato limite di formazione delle fessure; non è pertanto necessario il calcolo dell'ampiezza.}$$

**PROGETTO ESECUTIVO DI FUSIONE ED INTEGRAZIONE DEL I E II STRALCIO****Relazione di calcolo strutturale delle torri faro**

Pag.

40 di**41****10.4. PIASTRA DI FONDAZIONE – VERIFICA DI RESISTENZA “SLU”**

La sezione tipo è verificata a flessione semplice considerando le seguenti caratteristiche meccaniche e geometriche.

- $B \times H = 1.8 \times 0.5$ m;
- $A_s = 14\phi 16 = 28.14$ cm² – armatura in zona compressa;
- $A'_s = 14\phi 16 = 28.14$ cm² – armatura in zona tesa.

Lo sforzo resistente è determinato con riferimento allo stato limite di trazione nell'armatura (sezione debolmente armata) tramite la seguente:

$$N_{Rd} \cong f_{yd} \times A_s \cong 1100 \text{ kN.}$$

con

$$f_{yd} \cong 391 \text{ MPa} \quad A_s \cong 2814 \text{ mm}^2.$$

La verifica è pertanto soddisfatta in quanto risulta:

$$N_{Sd \text{ SLU}} < N_{Rd} \Rightarrow \text{F.S.} \cong 6 - \text{Verifica soddisfatta;}$$

con

$$N_{Sd \text{ SLU}} = 180 \text{ kN.}$$

La verifica a taglio restituisce invece:

$$V_{Rd} = 0.18 \times k \times (100 \times \rho_l \times f_{ck})^{1/3} / \gamma_c \times b_w \times d \cong 524 \text{ kN}$$

con

$$k = 1 + (200/470)^{1/2} \cong 1.65;$$

$$\rho_l = 28.14 / (290 \times 47) \cong 0.0021;$$

$$f_{ck} = 35 \text{ MPa;}$$

$$\gamma_c = 1.5;$$

$$b_w = 2900 \text{ mm;}$$

$$d \cong 470 \text{ mm.}$$

La verifica è pertanto soddisfatta in quanto risulta:

$$V_{Sd \text{ SLU}} < V_{Rd} \Rightarrow \text{F.S.} \cong 1.23 - \text{Verifica soddisfatta;}$$

con

$$V_{Sd \text{ SLU}} = 425 \text{ kN.}$$



PROGETTO ESECUTIVO DI FUSIONE ED INTEGRAZIONE DEL I E II STRALCIO
Relazione di calcolo strutturale delle torri faro

Pag.
41 di
41

Per validare i risultati precedenti si riporta di seguito il calcolo della mensola di fondazione ipotizzata incastrata al dado di sommità e soggetta alla reazione del terreno. Le sollecitazioni massime risultano pertanto pari a:

Piastra di fondazione – Sollecitazioni SLE

$$M_{Sd-SLU} \cong (53+92+77) \times 0.55/2 \cong 61 \text{ kN} \times \text{m};$$

Le verifiche dello stato tensionale restituiscono:

$$\sigma_{S-max} \cong 51 \text{ MPa} < 360 \text{ MPa} = 0.8 \times f_{yk} - \text{Verifica soddisfatta.}$$

$$\sigma_{C-max} \cong 0.9 \text{ MPa} < 0.45 \times f_{ck} - \text{Verifica ancora soddisfatta.}$$

Piastra di fondazione – Sollecitazioni SLU

$$V_{Sd-SLU} \cong (80+135+109) \cong 324 \text{ kN};$$

$$M_{Sd-SLU} \cong (80+135+109) \times 0.55/2 \cong 89 \text{ kN} \times \text{m}.$$

La verifica restituisce:

$$M_{Rd} \cong 0.9 \times h \times f_{yd} \times A_s \cong 436 \text{ kN} \times \text{m} > M_{Sd-SLU} \Rightarrow \text{F.S.} \cong 5 - \text{Verifica ancora soddisfatta};$$

con

$$h \cong 440 \text{ mm};$$

$$f_{yd} \cong 391 \text{ MPa}$$

$$A_s \cong 2814 \text{ mm}^2.$$