



Lavori di adeguamento delle banchine nn. 13 e 14 all'ormeggio delle navi traghetto - 2° stralcio **PROGETTO ESECUTIVO**

Il Presidente
(Avv. Luciano Canepa)

Il Segretario Generale
(Dott. Tito Vespasiani)

RESPONSABILE UNICO DEL PROCEDIMENTO :

Dott. Ing. Tullio NICCOLINI

PROGETTAZIONE:

**ACQUA
TECNO**

(Ing. Paolo Turbolente)

MODIMAE

(Ing. Alessandro Togna)

TITOLO ELABORATO:

RELAZIONE DI CALCOLO DELLE STRUTTURE

ELABORATO N° :

OS RCS

		ELABORATO	CONTROLLATO	APPROVATO			
SIGLA							
REVISIONE	N.	DATA	DESCRIZIONE	RED.	VER.	APP.	
	0						

DATA:

Luglio 2010

INDICE

1	Premessa	2
2	Caratteristiche dell'opera.....	5
2.1	Vita nominale.....	5
2.2	Classe d'uso.....	5
2.3	Periodo di riferimento per l'azione sismica	5
3	Classificazione sismica.....	6
3.1	Pericolosità sismica del sito e parametri sismici di progetto.....	6
4	Caratteristiche dei materiali.....	7
4.1	Calcestruzzo classe di resistenza C35/45	7
4.2	Acciaio per cemento armato B450C.....	7
5	Caratteristiche dei terreni	8
6	Banchine 12-13	10
6.1	Analisi dei carichi.....	12
6.1.1	<i>Carichi permanenti strutturali.....</i>	12
6.1.2	<i>Carichi permanenti non strutturali.....</i>	12
6.1.3	<i>Sovraccarico variabile sulla banchina.....</i>	13
6.1.4	<i>Tiro alla bitta.....</i>	13
6.1.5	<i>Azioni sismiche.....</i>	14
6.2	Combinazione dei carichi.....	19
6.3	Verifiche per situazioni transitorie.....	20
6.4	Verifiche agli stati limite	35
7	Prolungamento Molo Santa Maria.....	59
7.1	Dalle prefabbricate.....	60
7.1.1	<i>Analisi dei carichi.....</i>	60
7.1.2	<i>Combinazioni dei carichi.....</i>	60
7.1.3	<i>Verifiche agli stati limite.....</i>	60
7.2	Soletta di impalcato	61
7.2.1	<i>Analisi dei carichi.....</i>	61
7.2.2	<i>Combinazione dei carichi.....</i>	61
7.2.3	<i>Verifiche agli stati limite.....</i>	62
7.3	Struttura a giorno.....	63
7.3.1	<i>Analisi dei carichi.....</i>	63
7.3.2	<i>Combinazione dei carichi.....</i>	63
7.3.3	<i>Verifiche agli stati limite.....</i>	64

1 Premessa

Oggetto della presente relazione sono i calcoli esecutivi delle nuove opere previste nell'ambito dei "lavori di adeguamento delle banchine 13 e 14 all'ormeggio delle navi traghetto – Il stralcio".

In particolare sono riportate le verifiche agli stati limite delle strutture del prolungamento delle banchine 12-13 e del Molo Santa Maria previste nell'adeguamento tecnico-funzionale al PRP presentato.

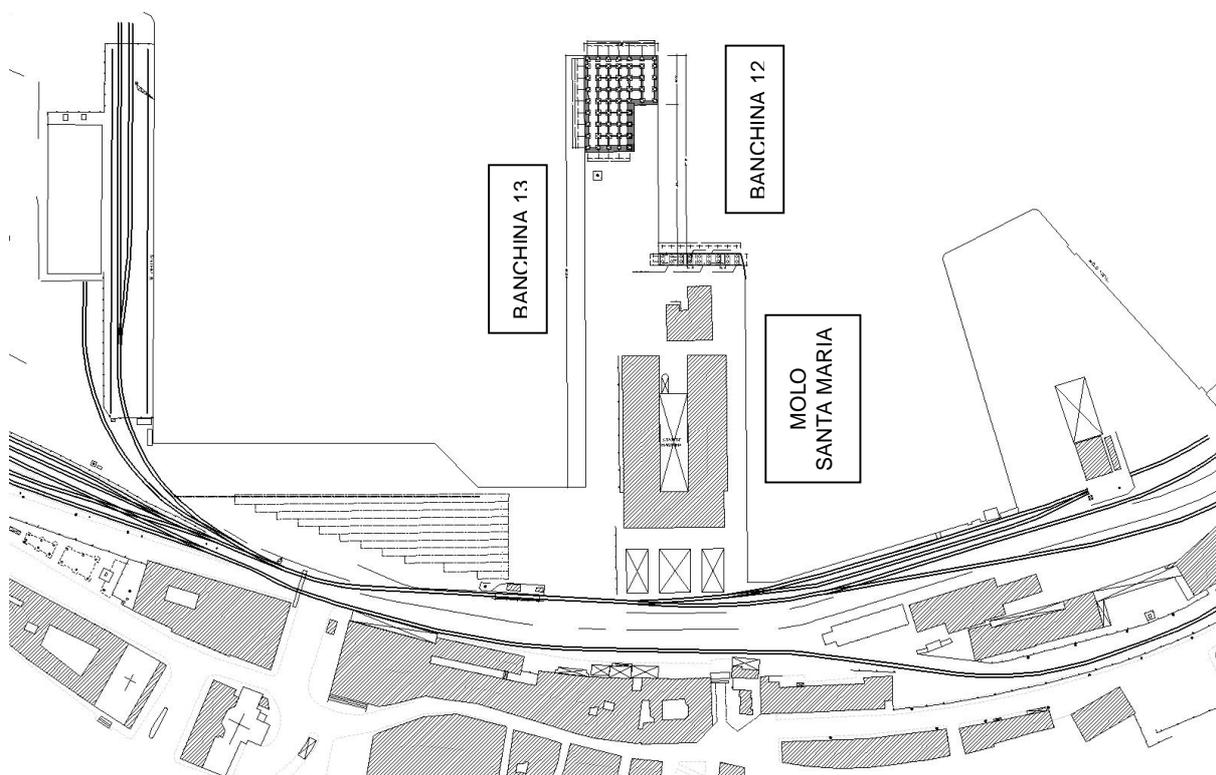


Figura 1 – Planimetria generale degli interventi

L'ampliamento delle banchine 12-13 è realizzato attraverso il suo prolungamento per circa 45.00 m ed il prolungamento della banchina 12 per circa 23.00 m. La struttura a giorno è costituita complessivamente da 55 pali trivellati in c.a. di diametro $\Phi 1500$ disposti in pianta secondo due maglie principali di 4.80×5.40 m e 5.89×5.40 m (interasse in direzione est-ovest e sud-nord) ad eccezione dell'ultima fila di pali che costituisce il nuovo fronte di accosto che presenta invece un interasse in direzione est-ovest pari a 3.42 m.

trivellati in c.a. di diametro $\Phi 1200$ disposte trasversalmente ad interasse di 2.50 m e longitudinalmente ad interasse di 4.30 m ed è completata da una sovrastruttura di c.a. Questa è realizzata attraverso la posa in opera di pulvini in corrispondenza delle coppie di pali sui quali sono appoggiate dalle prefabbricate utilizzate come casseforme a perdere per il successivo getto di completamento della sovrastruttura attraverso il quale è ripristinata la continuità strutturale in corrispondenza dei nodi.

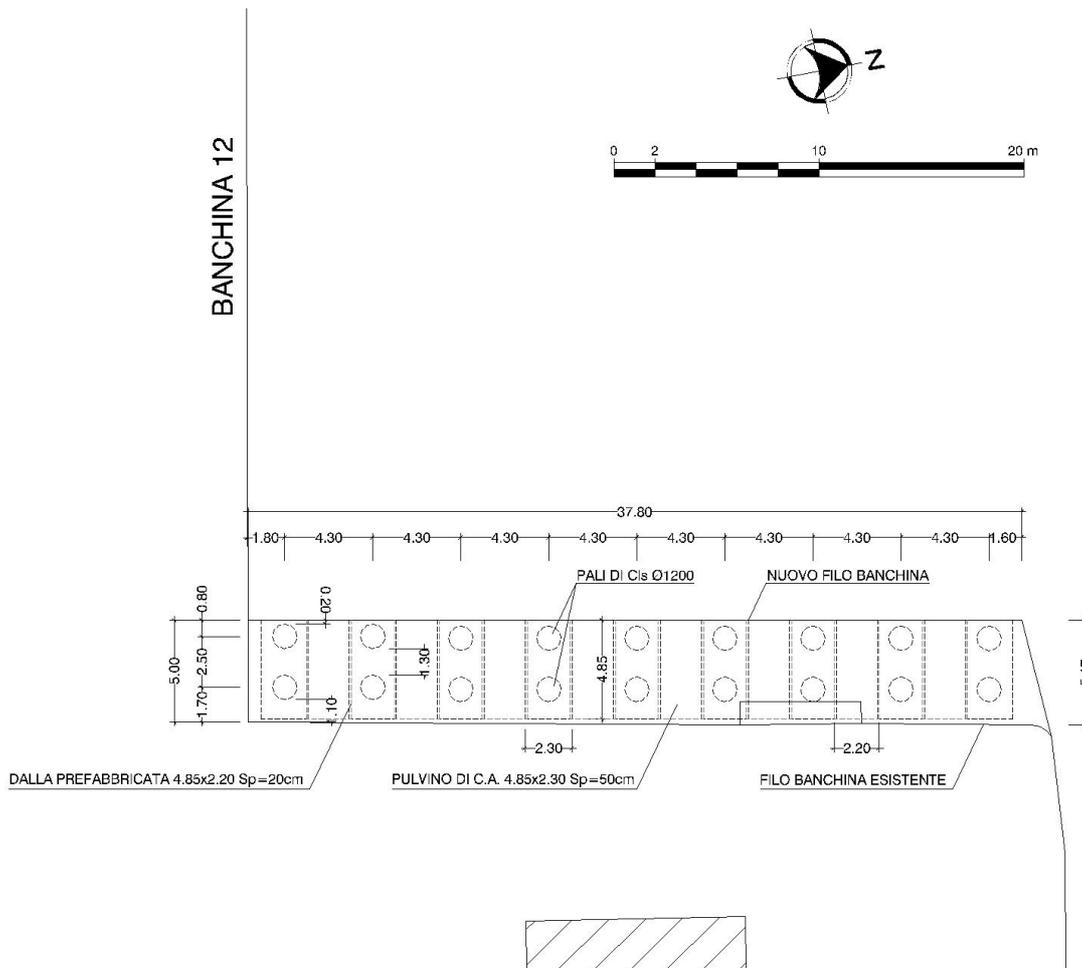


Figura 3 – Molo Santa Maria: planimetria strutture

Le verifiche delle nuove opere sono state eseguite sia in condizioni statiche che in condizioni sismiche in accordo con le disposizioni normative contenute nelle Norme Tecniche per le Costruzioni (D.M. 14/01/2008) e s.m.i.

2 Caratteristiche dell'opera

Nei paragrafi seguenti sono riportati la vita nominale e la classe d'uso delle nuove opere ed il periodo di riferimento per il calcolo delle azioni sismiche.

2.1 Vita nominale

La vita nominale dell'opera, intesa come il numero di anni nel quale la struttura, purché soggetta alla manutenzione ordinaria, deve potere essere usata per lo scopo al quale è destinata, è stata assunta pari a $V_N = 50$ anni ("costruzioni tipo 2: opere ordinarie, ponti, opere infrastrutturali e dighe di dimensioni contenute o di importanza normale").

2.2 Classe d'uso

La classe d'uso dell'opera in rapporto alle conseguenze di un'interruzione di operatività o di un eventuale collasso in presenza di azioni sismiche è stata assunta pari a II ("Costruzioni il cui uso preveda normali affollamenti, senza contenuti pericolosi per l'ambiente e senza funzioni pubbliche e sociali essenziali. Industrie con attività non pericolose per l'ambiente. Ponti, opere infrastrutturali, reti viarie non ricadenti in Classe d'uso III o in Classe d'uso IV, reti ferroviarie la cui interruzione non provochi situazioni di emergenza. Dighe il cui collasso non provochi conseguenze rilevanti").

2.3 Periodo di riferimento per l'azione sismica

Il periodo di riferimento (V_R), in relazione al quale sono valutate le azioni sismiche sulla struttura, è ottenuto moltiplicando la vita nominale ($V_N = 50$ anni) per il coefficiente d'uso associato alla relativa classe d'uso ($C_U = 1.00$) da cui si ricava:

$$V_R = 50 \text{ anni}$$

3 Classificazione sismica

Il Comune di Ancona è classificato in zona sismica 2.

3.1 Pericolosità sismica del sito e parametri sismici di progetto

La pericolosità sismica nazionale è fornita dai dati pubblicati sul sito <http://esse1.mi.ingv.it/> e riportati in allegato al DM 14/1/2008 in corrispondenza dei nodi di un reticolo di riferimento con passo di 0.05°.

In corrispondenza di ogni nodo del reticolo di riferimento, per ciascuna delle probabilità di superamento (P_{VR}) nel periodo di riferimento (V_R) sono assegnati i valori dei parametri a_g (accelerazione orizzontale massima al sito), F_0 (valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale) e T_c^* (periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale).

Con riferimento agli stati limite definiti per le condizioni sismiche dalle NTC2008 e per il sito in esame avente coordinate long. = 13.5067° e lat. = 43.6208°, i parametri sismici da assumere sono i seguenti:

STATO LIMITE	T_R [anni]	a_g [g]	F_0 [-]	T_c^* [s]
SLO	30	0.042	2.460	0.277
SLD	50	0.057	2.560	0.276
SLV	475	0.173	2.454	0.295
SLC	975	0.228	2.487	0.308

4 Caratteristiche dei materiali

Le caratteristiche meccaniche dei materiali impiegati nella realizzazione delle opere strutturali sono sinteticamente riportate nel seguito.

4.1 Calcestruzzo classe di resistenza C35/45

Classe	C35/45
R_{ck}	45 N/mm²
f _{ck}	37.35 N/mm ²
f _{cm}	45.35 N/mm ²
α _{cc}	0.85
γ _c	1.50
f_{cd}	21.17 N/mm²
f _{ctm}	3.35 N/mm ²
f _{ctk}	2.35 N/mm ²
f_{ctd}	1.56 N/mm²
η	1.00
f _{bk}	5.28 N/mm ²
f_{bd}	3.52 N/mm²
E_{cm}	34625 N/mm²
V _{cls fess.}	0.00
V _{cls non fess.}	0.20
α	1.00E-05 °C ⁻¹

4.2 Acciaio per cemento armato B450C

Valori nominali delle tensioni caratteristiche di snervamento e rottura:

$$f_{y \text{ nom}} = 450 \text{ MPa}$$

$$f_{k \text{ nom}} = 540 \text{ MPa}$$

Resistenza di calcolo dell'acciaio:

$$f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s = 391 \text{ MPa}$$

5 Caratteristiche dei terreni

Con riferimento alla relazione “R2 – Relazione Geologica-Geotecnica” del Progetto Definitivo sono di seguito riportati i valori delle caratteristiche geotecniche dei terreni interessati dall'opera in oggetto.

STRATO A (terreno incoerente)

La quota del fondale varia dalla -7.00 m s.m.m. alla -10.00 m s.m.m. Lo strato di terreno incoerente segue il fondale ed è caratterizzata da uno spessore di circa 1.00 m. Le caratteristiche geomeccaniche sono le seguenti:

- $\gamma_{\text{sat}} = 21 \text{ kN/m}^3$
- $\Phi_k' = 22^\circ$
- $n_h = 3000 \text{ kN/m}^3$

STRATO B (terreno coesivo)

Lo strato di terreno si estende al di sotto dello strato A fino alla quota di -17.50 m s.m.m. Le caratteristiche geomeccaniche sono le seguenti:

- $\gamma_{\text{sat}} = 20.5 \text{ kN/m}^3$
- $\Phi_{pk}' = 20^\circ$
- $c_p' = 22 \text{ kN/m}^2$
- $c_u = 78 \text{ kN/m}^2$
- $\Phi_k' = 13^\circ$
- $c' = 15 \text{ kN/m}^2$

STRATO C (terreno coesivo)

Lo strato si estende a partire dalla quota di -17.50 m s.m.m. Le caratteristiche geomeccaniche sono le seguenti:

- $\gamma_{\text{sat}} = 20.8 \text{ kN/m}^3$
- $\Phi_{pk}' = 30^\circ$
- $c_p' = 34 \text{ kN/m}^2$
- $c_u = 200 \text{ kN/m}^2$
- $\Phi_k' = 28^\circ$
- $c' = 23 \text{ kN/m}^2$

I valori di c_u sono stati determinati attraverso la seguente relazione:

$$c_u = c_u(\text{vane test}) \times \lambda \text{ con } \lambda = \lambda (\text{IP})$$

I valori di c' residuo sono stati considerati, come indicato in letteratura, pari ai 2/3 del valore di picco. I valori di Φ' residuo sono stati determinati tramite correlazioni grafiche in funzione di IP.

6 Banchine 12-13

L'ampliamento delle banchine 12-13 è stato realizzato con una struttura a giorno costituita da 55 pali trivellati di c.a. di diametro $\Phi 1500$ con quota di infissione alla -20.78 m s.m.m. e quota testa palo alla +0.15 m s.m.m. e da un impalcato costituito da un graticcio di travi prefabbricate e da una soletta di c.a. Nel tratto emerso i pali sono protetti da una camicia in acciaio dello spessore di 8 mm.

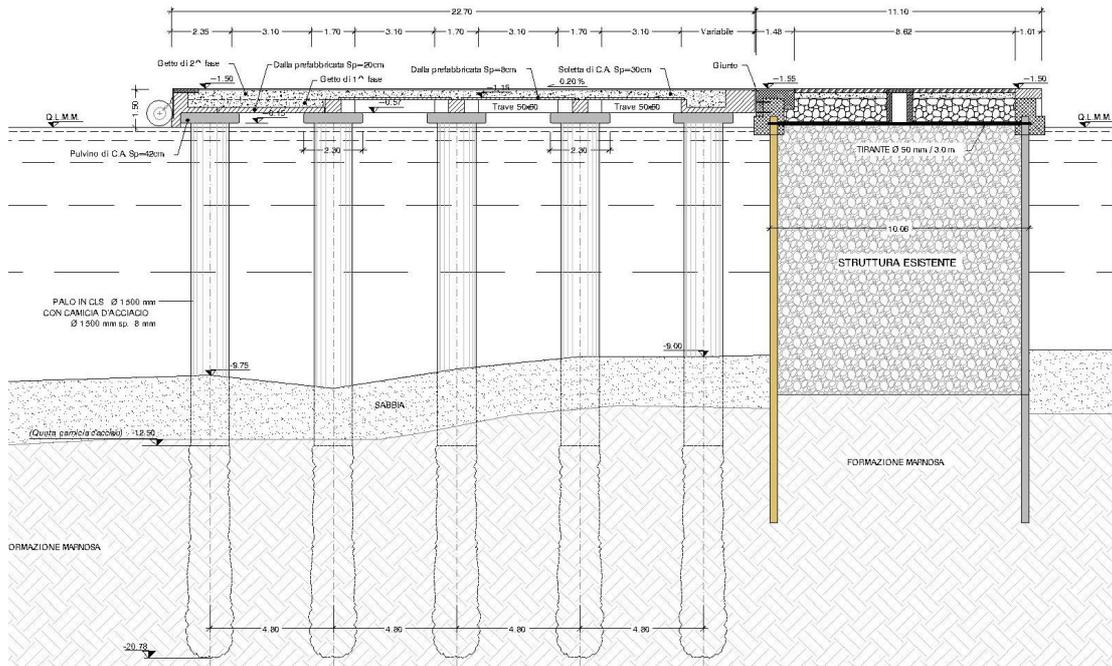


Figura 4 – Sezione tipo

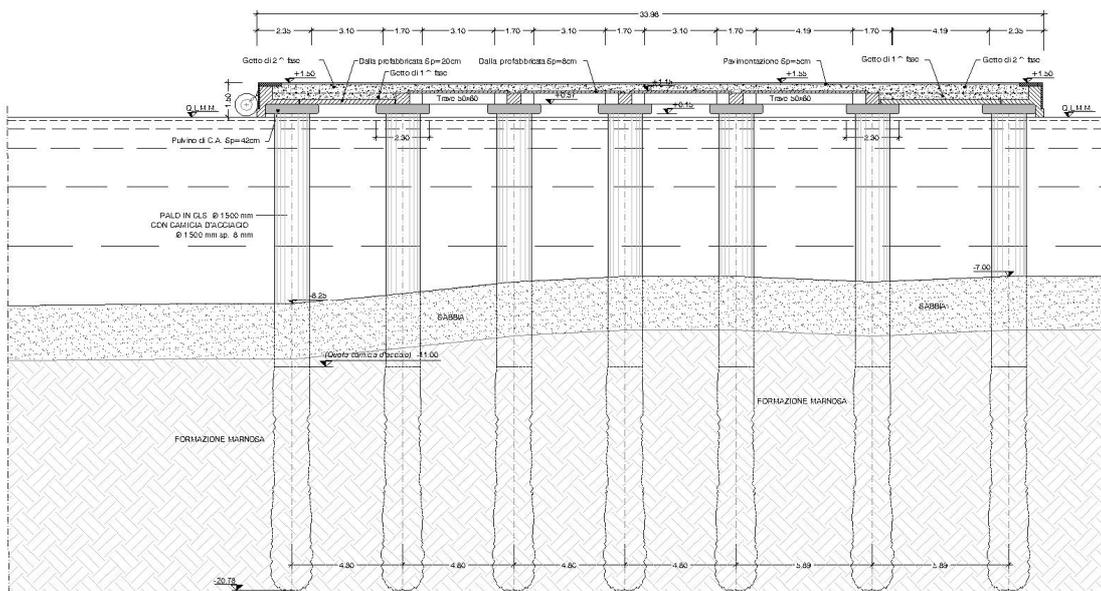


Figura 5 – Sezione tipo

Da un punto di vista costruttivo possono individuarsi le seguenti fasi esecutive dell'opera:

- realizzazione dei pali trivellati di c.a.;
- posizionamento in testa ai pali dei pulvini forati al centro per consentire il passaggio della gabbia di armatura del palo;
- posizionamento sui pulvini delle travi e delle dalle prefabbricate di c.a. e successivo getto dei nodi pali-travi al fine di ripristinare la continuità strutturale dell'opera;
- a maturazione avvenuta del getto, posizionamento sulle travi delle predalle;
- realizzazione del getto finale di calcestruzzo della soletta dell'impalcato;
- realizzazione pavimentazione, giunti e finiture banchine.

6.1 Analisi dei carichi

Nel seguito si riporta l'analisi dei carichi agenti sulla struttura.

6.1.1 Carichi permanenti strutturali

I carichi permanenti strutturali sono dovuti ai pesi propri degli elementi strutturali e sono stati calcolati assumendo per il calcestruzzo un peso di volume pari a 25.00 kN/m^3 :

- p.p. travi centrali: $g_{1k} = 25.00 \times 0.60 \times 0.50 = 7.50 \text{ kN/m}$
- p.p. travi di bordo esterne: $g_{1k} = 25.00 \times 0.81 = 20.25 \text{ kN/m}$
- p.p. travi di bordo interne: $g_{1k} = 25.00 \times 0.72 = 18.00 \text{ kN/m}$
- p.p. predalle: $g_{1k} = 25.00 \times 0.08 = 2.00 \text{ kN/m}^2$
- p.p. dalle + getto 1° fase: $g_{1k} = 25.00 \times 0.50 = 12.50 \text{ kN/m}^2$
- p.p. soletta impalcato: $g_{1k} = 25.00 \times 0.30 = 7.50 \text{ kN/m}^2$
- p.p. pulvino: $g_{1k} = 25.00 \times 2.30 \times 2.30 \times 0.42 = 55.55 \text{ kN}$
- p.p. palo emerso: $g_{1k} = 25.00 \times 1.13 = 28.25 \text{ kN/m}$
- p.p. palo immerso: $g_{1k} = 14.70 \times 1.13 = 16.61 \text{ kN/m}$

6.1.2 Carichi permanenti non strutturali

I carichi permanenti non strutturali sono dovuti ai pesi propri portati dall'impalcato e sono stati calcolati assumendo per la pavimentazione un peso di volume pari a 22.00 kN/m^3 :

- p.p. pavimentazione: $g_{2k} = 22.00 \times 0.05 = 1.25 \text{ kN/m}^2$

6.1.3 Sovraccarico variabile sulla banchina

Il sovraccarico variabile agente sull'impalcato della struttura a giorno è stato assunto pari a:

- sovraccarico: $q_{1k} = 40.00 \text{ kN/m}^2$

6.1.4 Tiro alla bitta

Sulla struttura sono posizionate n. 2 bitte da $Q_{2k} = 1000 \text{ kN}$ lungo la banchina 13, n. 2 bitte da $Q_{3k} = 1000 \text{ kN}$ lungo la banchina 12 e n. 2 bitte da $Q_{4k} = 1000 \text{ kN}$ lungo la testata del prolungamento.

Lo schema di tiro delle bitte è illustrato nella figura seguente.

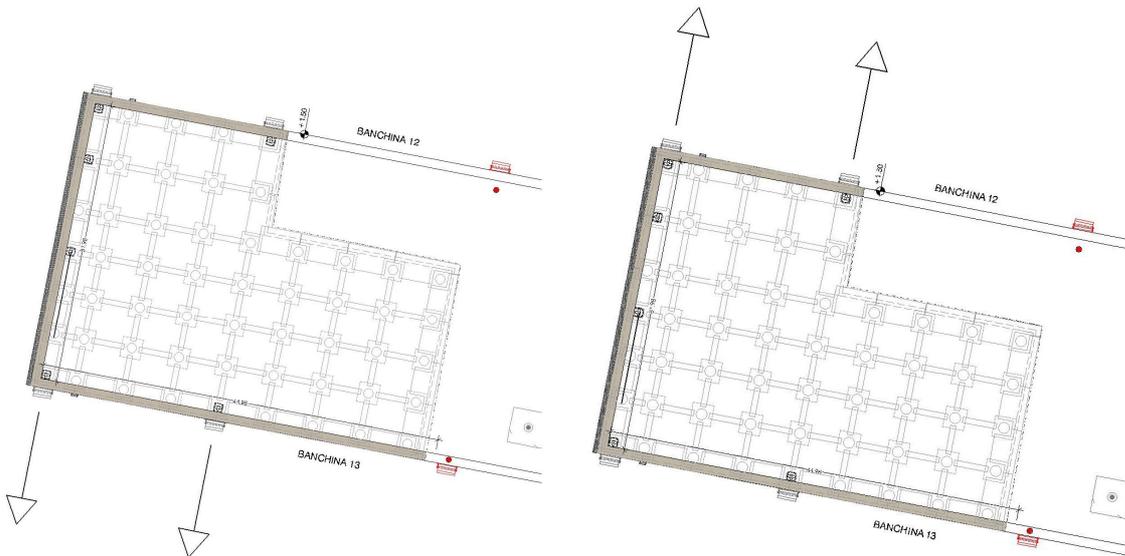


Figura 6 – Schema tiro bitte

6.1.5 Azioni sismiche

Le azioni sismiche di progetto sono valutate a partire dalla “pericolosità sismica di base” del sito di costruzione definita nel §3.1 e dall’individuazione della categoria di sottosuolo di riferimento assunta pari a B.

L’azione sismica è caratterizzata da 3 componenti traslazionali, due orizzontali contrassegnate da X ed Y ed una verticale contrassegnata da Z, da considerare tra di loro indipendenti.

Le due componenti ortogonali indipendenti che descrivono il moto orizzontale sono caratterizzate dallo stesso spettro di risposta o dalle due componenti accelerometriche orizzontali del moto sismico.

La componente che descrive il moto verticale è caratterizzata dal suo spettro di risposta o dalla componente accelerometrica verticale. In via semplificata l’accelerazione massima e lo spettro di risposta della componente verticale attesa in superficie sono stati determinati sulla base dell’accelerazione massima e dello spettro di risposta delle due componenti orizzontali.

6.1.5.1 Spettro di risposta elastico in accelerazione

Lo spettro di risposta elastico in accelerazione è espresso da una forma spettrale (spettro normalizzato) riferita ad uno smorzamento convenzionale del 5%, moltiplicata per il valore della accelerazione orizzontale massima a_g su sito di riferimento rigido orizzontale. Sia la forma spettrale che il valore di a_g variano al variare della probabilità di superamento nel periodo di riferimento P_{VR} .

Gli spettri così definiti possono essere utilizzati per strutture con periodo fondamentale minore o uguale a 4,0 s.

Quale che sia la probabilità di superamento nel periodo di riferimento P_{VR} considerata, lo spettro di risposta elastico della componente orizzontale è definito dalle espressioni seguenti:

- $0 \leq T < T_B$: $S_e(T) = a_g \times S \times \eta \times F_o \times [T/T_B + 1/(\eta \times F_o) \times (1 - T/T_B)]$
- $T_B \leq T < T_C$: $S_e(T) = a_g \times S \times \eta \times F_o$
- $T_C \leq T < T_D$: $S_e(T) = a_g \times S \times \eta \times F_o \times (T_C/T)$
- $T_D \leq T$: $S_e(T) = a_g \times S \times \eta \times F_o \times (T_D T_C/T^2)$

nelle quali:

- T è il periodo di vibrazione;
- S_e è l'accelerazione spettrale orizzontale;
- S è il coefficiente che tiene conto della categoria di sottosuolo e delle condizioni topografiche mediante la relazione;

$$S = S_S \times S_T$$

essendo S_S il coefficiente di amplificazione stratigrafica ed S_T il coefficiente di amplificazione topografica;

- η è il fattore che altera lo spettro elastico per coefficienti di smorzamento viscosi convenzionali ξ diversi dal 5% mediante la relazione:

$$\eta = [10/(5+\xi)]^{0.5} \geq 0.55$$

dove ξ (espresso in percentuale) è valutato sulla base di materiali, tipologia strutturale e terreno di fondazione;

- F_o è il fattore che quantifica l'amplificazione spettrale massima, su sito di riferimento rigido orizzontale, ed ha valore minimo pari a 2.2;
- T_C è il periodo corrispondente all'inizio del tratto a velocità costante dello spettro, dato da:

$$T_C = C_C \times T_C^*$$

dove T_C^* è funzione del sito di costruzione e di P_{VR} e C_C è un coefficiente funzione della categoria di sottosuolo;

- T_B è il periodo corrispondente all'inizio del tratto dello spettro ad accelerazione costante:

$$T_B = T_C/3$$

- T_D è il periodo corrispondente all'inizio del tratto a spostamento costante dello spettro, espresso in secondi mediante la relazione:

$$T_D = 4.0 \times a_g / g + 1.6$$

Nelle tabelle seguenti sono riportate in funzione della categoria di sottosuolo le espressioni per la valutazione dei coefficienti S_S e C_C ed in funzione della categoria topografica S_T .

Tabella 1 – Espressioni di S_s e C_c

Categoria sottosuolo	S_s	C_c
A	1,00	1,00
B	$1,00 \leq 1,40 - 0,40 \cdot F_o \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,20$	$1,10 \cdot (T_C^*)^{-0,20}$
C	$1,00 \leq 1,70 - 0,60 \cdot F_o \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,50$	$1,05 \cdot (T_C^*)^{-0,33}$
D	$0,90 \leq 2,40 - 1,50 \cdot F_o \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,80$	$1,25 \cdot (T_C^*)^{-0,50}$
E	$1,00 \leq 2,00 - 1,10 \cdot F_o \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,60$	$1,15 \cdot (T_C^*)^{-0,40}$

Tabella 2 – Valori massimi del coefficiente di amplificazione topografica

Categoria topografica	Ubicazione dell'opera o dell'intervento	S_T
T1	-	1,0
T2	In corrispondenza della sommità del pendio	1,2
T3	In corrispondenza della cresta del rilievo	1,2
T4	In corrispondenza della cresta del rilievo	1,4

Lo spettro di risposta elastico in accelerazione della componente verticale è definito dalle espressioni seguenti:

- $0 \leq T < T_B$: $S_{ve}(T) = a_g \times S \times \eta \times F_v \times [T/T_B + 1/(\eta \times F_v) \times (1 - T/T_B)]$
- $T_B \leq T < T_C$: $S_e(T) = a_g \times S \times \eta \times F_v$
- $T_C \leq T < T_D$: $S_e(T) = a_g \times S \times \eta \times F_v \times (T_C/T)$
- $T_D \leq T$: $S_e(T) = a_g \times S \times \eta \times F_v \times (T_D T_C / T^2)$

nelle quali :

- T è il periodo di vibrazione;
- S_{ve} è l'accelerazione spettrale verticale;
- F_v è il fattore che quantifica l'amplificazione spettrale massima mediante la relazione:

$$F_v = 1.35 \times F_o \times (a_g/g)^{0.5}$$

I parametri S_s , T_B , T_C e T_D per lo spettro di risposta elastico della componente verticale sono riportati nella tabella seguente:

Tabella 3 – Valori dei parametri dello spettro di risposta elastico della componente verticale

Categoria di sottosuolo	S_S	T_B	T_C	T_D
A, B, C, D, E	1,0	0,05 s	0,15 s	1,0 s

6.1.5.2 Spettro di progetto per gli stati limite di esercizio

Per gli stati limite di esercizio lo spettro di progetto $S_d(T)$ da utilizzare, sia per le componenti orizzontali che per la componente verticale, è lo spettro elastico corrispondente, riferito alla probabilità di superamento nel periodo di riferimento P_{VR} considerata.

6.1.5.3 Spettro di progetto per gli stati limite ultimi

Per le verifiche agli stati limite ultimi lo spettro di progetto $S_d(T)$ da utilizzare, sia per le componenti orizzontali che per la componente verticale, è lo spettro elastico corrispondente riferito alla probabilità di superamento nel periodo di riferimento P_{VR} considerata, con le ordinate ridotte sostituendo η con $1/q$, dove q è il fattore di struttura. Si assumerà comunque $S_d(T) \geq 0,2a_g$.

6.1.5.4 Fattore di struttura

Il valore del fattore di struttura q da utilizzare per ciascuna direzione della azione sismica, dipende dalla tipologia strutturale, dal suo grado di iperstaticità e dai criteri di progettazione adottati e prende in conto le non linearità di materiale. Esso può essere calcolato tramite la seguente espressione:

$$q = q_0 \times K_R$$

dove:

- q_0 è il valore massimo del fattore di struttura che dipende dal livello di duttilità attesa, dalla tipologia strutturale e dal rapporto α_u/α_1 tra il valore dell'azione sismica per il quale si verifica la formazione di un numero di cerniere plastiche tali da rendere la struttura labile e quello per il quale il primo elemento strutturale raggiunge la plasticizzazione a flessione;

- K_R è un fattore riduttivo che dipende dalle caratteristiche di regolarità in altezza della costruzione, con valore pari ad 1 per costruzioni regolari in altezza e pari a 0,8 per costruzioni non regolari in altezza.

Trattandosi di una struttura non regolare in pianta sono stati adottati i valori di α_U/α_1 pari alla media tra 1,0 ed i valori di volta in volta forniti per le diverse tipologie costruttive. L'opera è stata considerata come una struttura a telaio di un piano per cui facendo riferimento alla classe di duttilità B si ha che:

$$q_0 = 3.0 \times \alpha_U/\alpha_1 = 3.15$$

dove il valore medio di α_U/α_1 è pari a 1.05.

Per la componente verticale dell'azione sismica il valore di q utilizzato è stato posto pari a $q = 1,5$.

6.2 Combinazione dei carichi

Ai fini delle verifiche agli stati limite i carichi sono stati combinati come segue:

- Combinazione fondamentale allo SLU di tipo strutturale (SLU-STR):
 - SLU-STR-1: $1.3 \times G_{k1} + 1.3 \times G_{k2} + 1.5 \times Q_{k1} + 0.9 \times Q_{k2}$
 - SLU-STR-2: $1.3 \times G_{k1} + 1.3 \times G_{k2} + 1.5 \times Q_{k1} + 0.9 \times Q_{k3}$
 - SLU-STR-3: $1.3 \times G_{k1} + 1.3 \times G_{k2} + 1.05 \times Q_{k1} + 1.5 \times Q_{k2}$
 - SLU-STR-4: $1.3 \times G_{k1} + 1.3 \times G_{k2} + 1.05 \times Q_{k1} + 1.5 \times Q_{k3}$
- Combinazione fondamentale allo SLU di tipo geotecnico (SLU-GEO):
 - SLU-GEO-1: $1.0 \times G_{k1} + 1.0 \times G_{k2} + 1.3 \times Q_{k1} + 0.78 \times Q_{k2}$
 - SLU-GEO-2: $1.0 \times G_{k1} + 1.0 \times G_{k2} + 1.3 \times Q_{k1} + 0.78 \times Q_{k3}$
 - SLU-GEO-3: $1.0 \times G_{k1} + 1.0 \times G_{k2} + 0.91 \times Q_{k1} + 1.3 \times Q_{k2}$
 - SLU-GEO-4: $1.0 \times G_{k1} + 1.0 \times G_{k2} + 0.91 \times Q_{k1} + 1.3 \times Q_{k3}$
- Combinazione sismica allo SLU di tipo strutturale (SLV-STR):
 - SLV-STR-1: $E + G_{k1} + G_{k2} + 0.6 \times Q_{k1}$
- Combinazione allo SLE di tipo caratteristica (RAR):
 - SLE-RAR-1: $G_{k1} + G_{k2} + Q_{k1} + 0.6 \times Q_{k2}$
 - SLE-RAR-2: $G_{k1} + G_{k2} + Q_{k1} + 0.6 \times Q_{k3}$
 - SLE-RAR-3: $G_{k1} + G_{k2} + 0.7 \times Q_{k1} + Q_{k2}$
 - SLE-RAR-3: $G_{k1} + G_{k2} + 0.7 \times Q_{k1} + Q_{k3}$
- Combinazione allo SLE di tipo frequente (FRE):
 - SLE-FRE-1: $G_{k1} + G_{k2} + 0.7 \times Q_{k1}$
 - SLE-FRE-2: $G_{k1} + G_{k2} + 0.6 \times Q_{k1} + 0.6 \times Q_{k2}$
 - SLE-FRE-3: $G_{k1} + G_{k2} + 0.6 \times Q_{k1} + 0.6 \times Q_{k3}$
- Combinazione allo SLE di tipo quasi permanente (QPE)
 - SLE-QPE-1: $G_{k1} + G_{k2} + 0.6 \times Q_{k1}$

6.3 Verifiche per situazioni transitorie

Prima del posizionamento delle predalle e del successivo getto in opera dell'impalcato è prevista la realizzazione dei nodi travi-pali in modo da garantire l'iperstaticità della struttura già in queste prime fasi.

Pertanto le travature dell'impalcato sono state calcolate come un graticcio di travi nel piano orizzontale soggette al peso proprio delle predalle e del getto di calcestruzzo dell'impalcato e ad un eventuale sovraccarico accidentale presente durante le fasi di getto ($Q_{k4} = 0.50 \text{ kN/m}^2$).

I carichi sono stati combinati come segue:

- Combinazione fondamentale allo SLU di tipo strutturale (SLU-STR):
 - SLU-STR-1: $1.3 \times G_{k1} + 1.5 \times Q_{k4}$
- Combinazione allo SLE di tipo caratteristica (RAR):
 - SLE-RAR-1: $G_{k1} + Q_{k4}$
- Combinazione allo SLE di tipo frequente (FRE):
 - SLE-FRE-1: $G_{k1} + 0.7 \times Q_{k4}$
- Combinazione allo SLE di tipo quasi permanente (QPE)
 - SLE-QPE-1: $G_{k1} + 0.6 \times Q_{k1}$

Nella figura seguente è riportata la planimetria delle travi tipo dell'impalcato per le cui sezioni si rimanda agli elaborati grafici progettuali.

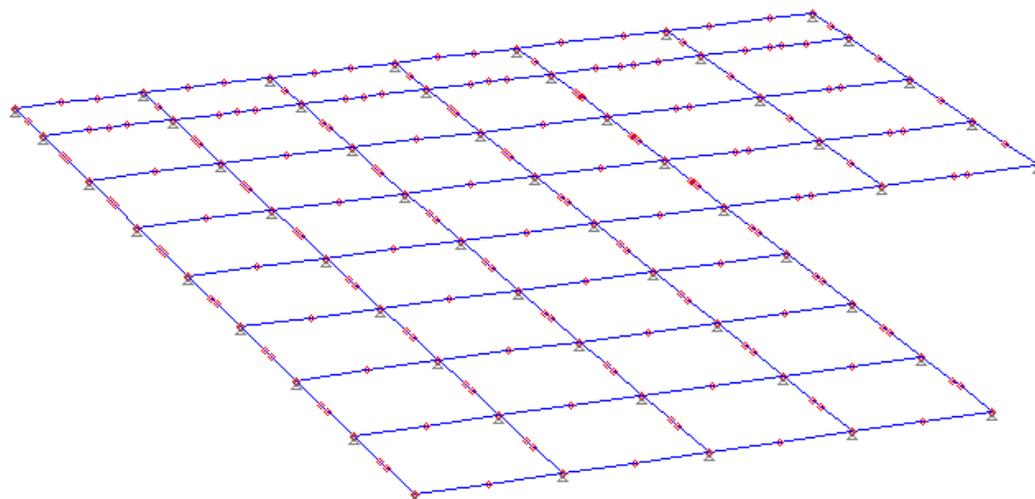


Figura 8 – Modello di calcolo

Nelle figure seguenti sono riportati i diagrammi delle sollecitazioni flettenti e taglianti ottenuti dal codice di calcolo per la combinazione SLU-STR-1.

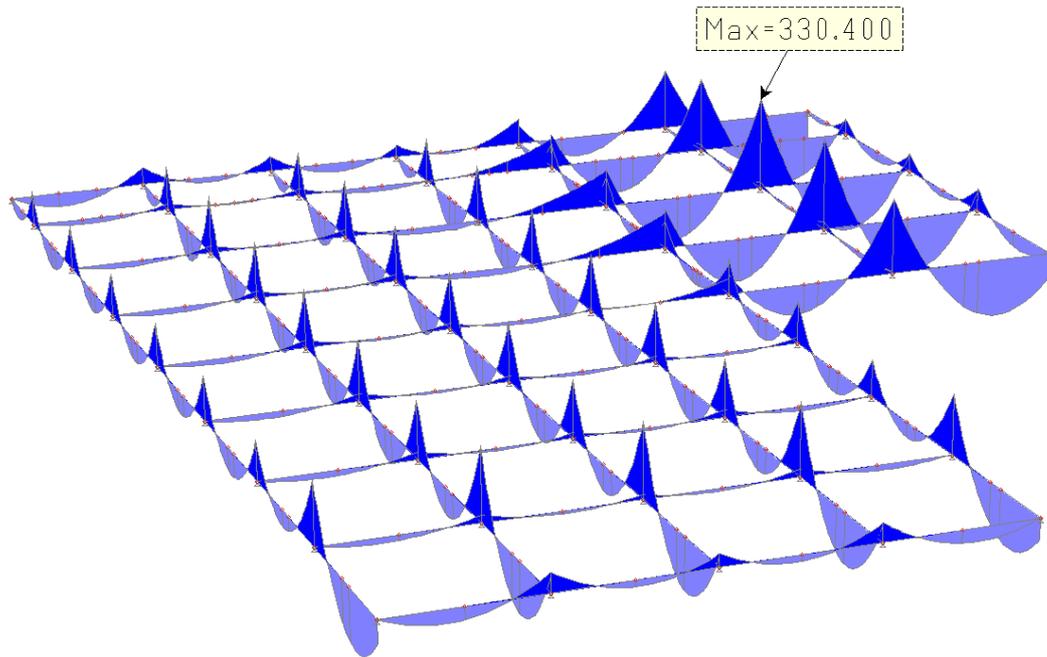


Figura 9 – Momento flettente

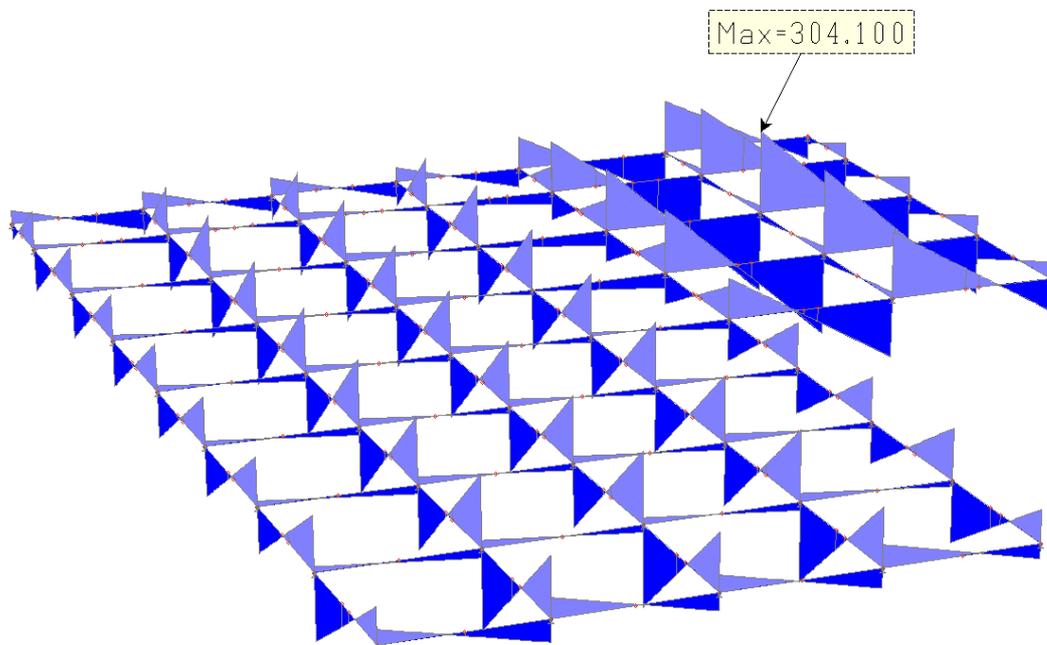


Figura 10 – Taglio

Nelle figure seguenti sono riportati i diagrammi delle sollecitazioni flettenti e taglianti ottenuti dal codice di calcolo per la combinazione SLE-RAR-1.

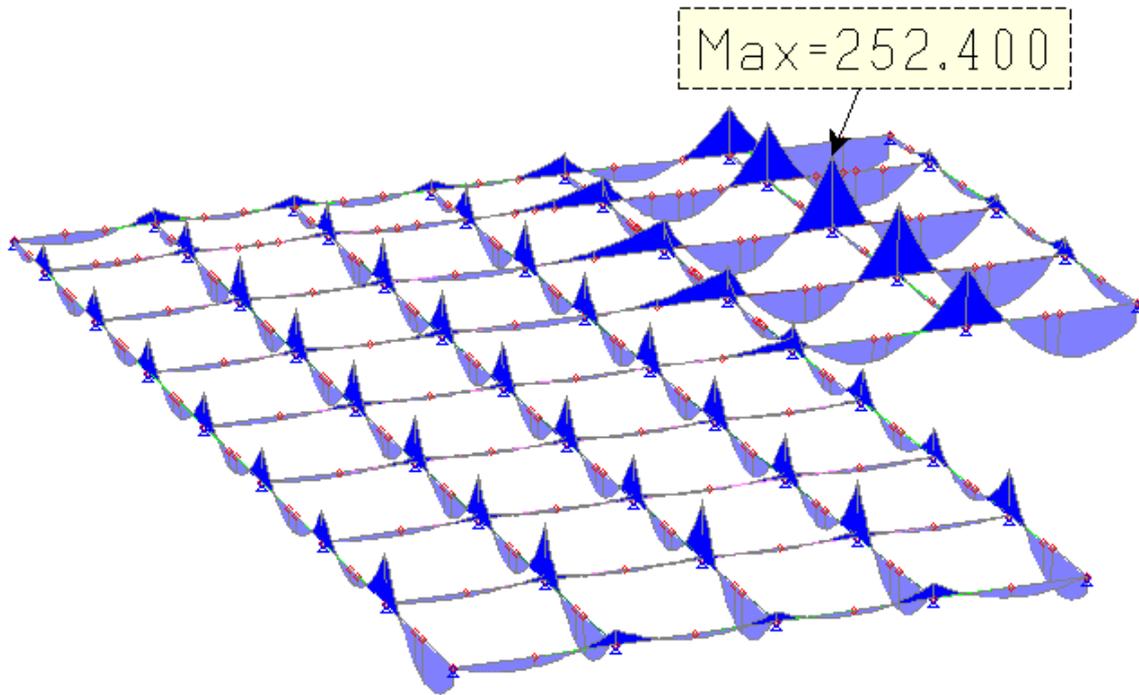


Figura 11 – Momento flettente

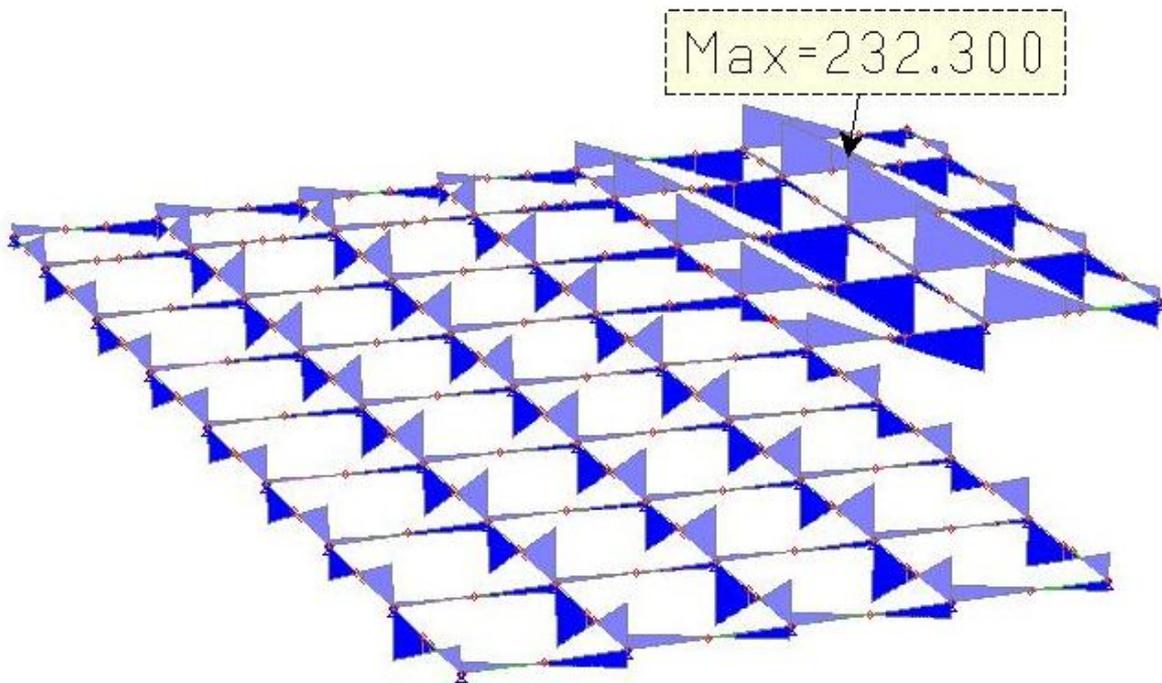


Figura 12 – Taglio

Nelle figure seguenti sono riportati i diagrammi delle sollecitazioni flettenti e taglianti ottenuti dal codice di calcolo per la combinazione SLE-FRE-1.

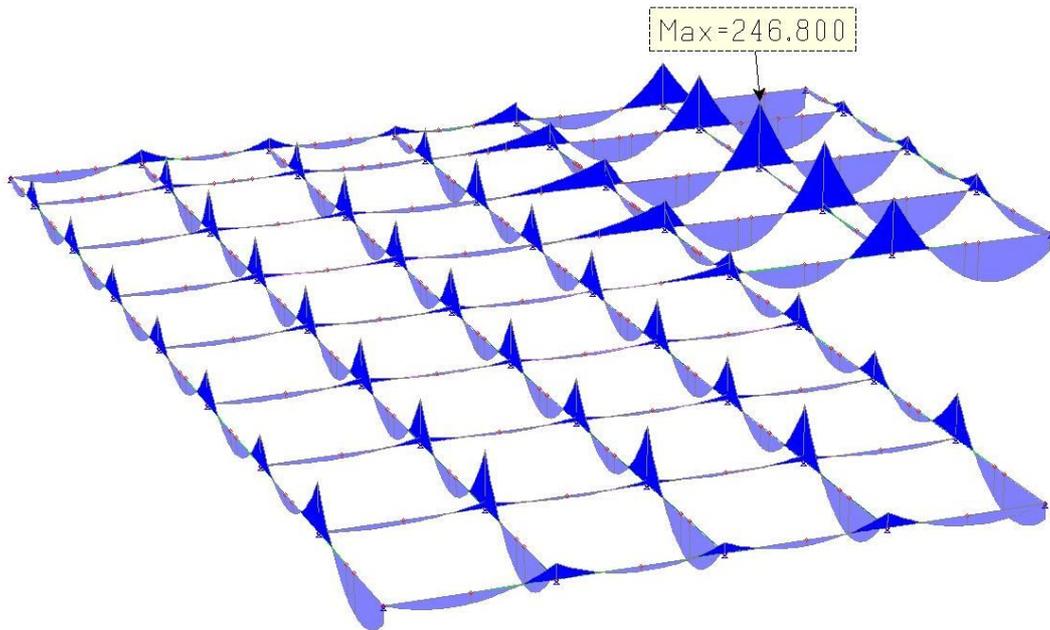


Figura 13 – Momento flettente

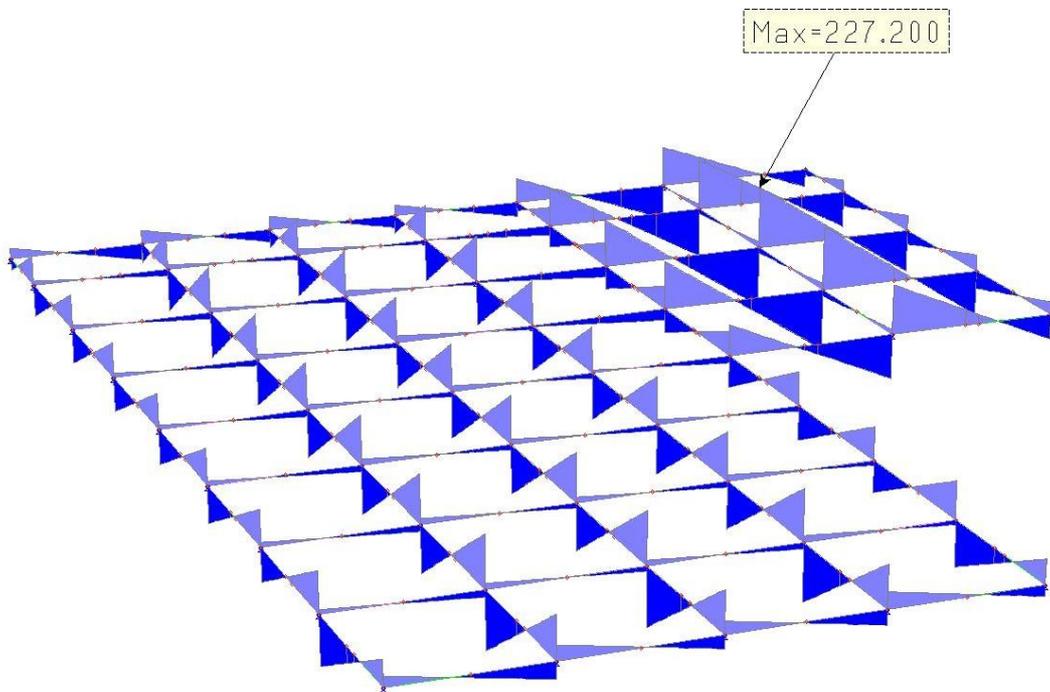


Figura 14 – Taglio

Nelle figure seguenti sono riportati i diagrammi delle sollecitazioni flettenti e taglianti ottenuti dal codice di calcolo per la combinazione SLE-QPE-1.

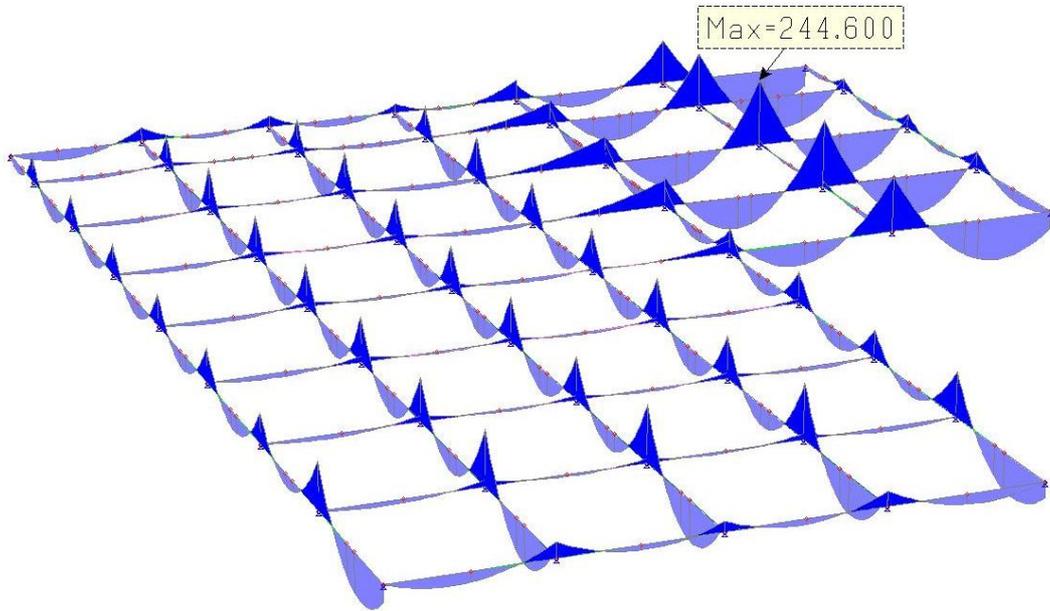


Figura 15 – Momento flettente

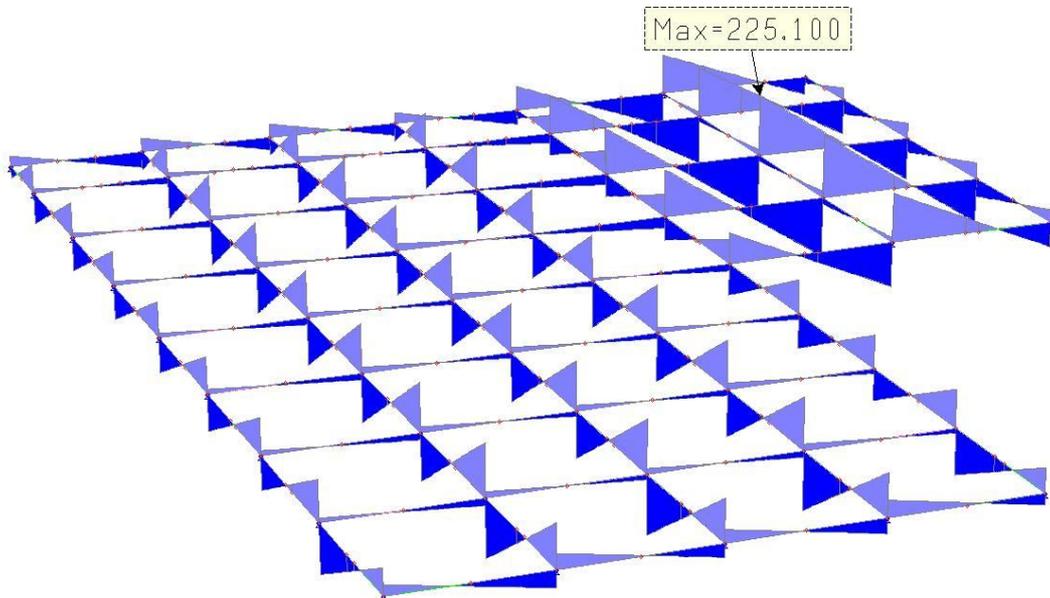


Figura 16 – Taglio

Nel seguito si riportano le verifiche delle travi dell'impalcato nelle situazioni transitorie sia nei confronti degli stati limite ultimi (SLU) che degli stati limite di esercizio (SLE).

Inviluppo SLU-STR

Travi tipo T2

Sezione rettangolare: $B = 0.60 \text{ m}$ $H = 0.50 \text{ m}$ $C = 0.04 \text{ m}$

Armatura: $A_{\text{inf}} = 6\Phi 18$ $A_{\text{sup}} = 6\Phi 18$ St. $\Phi 12/10$

$$M_{Ed} = -235 \text{ kNm}$$

$$M_{Ed} = +162 \text{ kNm}$$

$$V_{Ed} = 250 \text{ kN}$$

$$M_{Rd} = -253 \text{ kNm}$$

$$M_{Rd} = +253 \text{ kNm}$$

$$V_{Rd} = 356 \text{ kNm}$$

$$\eta = 1.08 \geq 1.00$$

$$\eta = 1.56 \geq 1.00$$

$$\eta = 1.42 \geq 1.00$$

Travi tipo T3

Sezione rettangolare: $B = 0.60 \text{ m}$ $H = 0.50 \text{ m}$ $C = 0.04 \text{ m}$

Armatura: $A_{\text{inf}} = 6\Phi 22$ $A_{\text{sup}} = 6\Phi 22$ St. $\Phi 12/10$

Le verifiche nelle fasi transitorie sono omesse in quanto le travi sono soggette alle sole azioni dovute al peso proprio ed al peso del getto gravante direttamente su di esse.

Travi tipo T4

Sezione rettangolare: $B = 0.60 \text{ m}$ $H = 0.50 \text{ m}$ $C = 0.04 \text{ m}$

Armatura: $A_{\text{inf}} = 6\Phi 22$ $A_{\text{sup}} = 6\Phi 22$ St. $\Phi 12/10$

$$M_{Ed} = -330 \text{ kNm}$$

$$M_{Ed} = +197 \text{ kNm}$$

$$V_{Ed} = 304 \text{ kN}$$

$$M_{Rd} = -370 \text{ kNm}$$

$$M_{Rd} = +370 \text{ kNm}$$

$$V_{Rd} = 356 \text{ kNm}$$

$$\eta = 1.12 \geq 1.00$$

$$\eta = 1.88 \geq 1.00$$

$$\eta = 1.17 \geq 1.00$$

Inviluppo SLE-RAR

Travi tipo T2

Sezione rettangolare: $B = 0.60 \text{ m}$ $H = 0.50 \text{ m}$ $C = 0.04 \text{ m}$

Armatura: $A_{\text{inf}} = 6\Phi 18$ $A_{\text{sup}} = 6\Phi 18$ St. $\Phi 12/10$

$$M_{Ed} = -179 \text{ kNm}$$

$$M_{Ed} = +124 \text{ kNm}$$

$$V_{Ed} = 191 \text{ kN}$$

$$\sigma_c = 81.0 \text{ daN/cm}^2$$

$$\sigma_c = 56.1 \text{ daN/cm}^2$$

$$\sigma_{st} = 2134 \text{ daN/cm}^2$$

$$\sigma_s = 2892 \text{ daN/cm}^2$$

$$\sigma_s = 2004 \text{ daN/cm}^2$$

Travi tipo T3

Sezione rettangolare: $B = 0.60 \text{ m}$ $H = 0.50 \text{ m}$ $C = 0.04 \text{ m}$

Armatura: $A_{\text{inf}} = 6\Phi 22$ $A_{\text{sup}} = 6\Phi 22$ St. $\Phi 12/10$

Le verifiche nelle fasi transitorie sono omesse in quanto le travi sono soggette alle sole azioni dovute al peso proprio ed al peso del getto gravante direttamente su di esse.

Travi tipo T4

Sezione rettangolare: $B = 0.60 \text{ m}$ $H = 0.50 \text{ m}$ $C = 0.04 \text{ m}$

Armatura: $A_{\text{inf}} = 6\Phi 22$ $A_{\text{sup}} = 6\Phi 22$ St. $\Phi 12/10$

$$M_{Ed} = -252 \text{ kNm}$$

$$M_{Ed} = +151 \text{ kNm}$$

$$V_{Ed} = 232 \text{ kN}$$

$$\sigma_c = 104.6 \text{ daN/cm}^2$$

$$\sigma_c = 65.6 \text{ daN/cm}^2$$

$$\sigma_{st} = 2592 \text{ daN/cm}^2$$

$$\sigma_s = 2756 \text{ daN/cm}^2$$

$$\sigma_s = 1648 \text{ daN/cm}^2$$

Inviluppo SLE-FRE

Travi tipo T2

Sezione rettangolare: $B = 0.60 \text{ m}$ $H = 0.50 \text{ m}$ $C = 0.04 \text{ m}$

Armatura: $A_{\text{inf}} = 6\Phi 18$ $A_{\text{sup}} = 6\Phi 18$ St. $\Phi 12/10$

$$M_{\text{Ed}} = -175 \text{ kNm}$$

$$M_{\text{Ed}} = +121 \text{ kNm}$$

$$\sigma_c = 79.2 \text{ daN/cm}^2$$

$$\sigma_c = 15.8 \text{ daN/cm}^2$$

$$w_k = 0.292 \text{ mm}$$

$$w_k = 0.149 \text{ mm}$$

Travi tipo T3

Sezione rettangolare: $B = 0.60 \text{ m}$ $H = 0.50 \text{ m}$ $C = 0.04 \text{ m}$

Armatura: $A_{\text{inf}} = 6\Phi 22$ $A_{\text{sup}} = 6\Phi 22$ St. $\Phi 12/10$

Le verifiche nelle fasi transitorie sono omesse in quanto le travi sono soggette alle sole azioni dovute al peso proprio ed al peso del getto gravante direttamente su di esse.

Travi tipo T4

Sezione rettangolare: $B = 0.60 \text{ m}$ $H = 0.50 \text{ m}$ $C = 0.04 \text{ m}$

Armatura: $A_{\text{inf}} = 6\Phi 22$ $A_{\text{sup}} = 6\Phi 22$ St. $\Phi 12/10$

$$M_{\text{Ed}} = -247 \text{ kNm}$$

$$M_{\text{Ed}} = +148 \text{ kNm}$$

$$\sigma_c = 91.4 \text{ daN/cm}^2$$

$$\sigma_c = 54.8 \text{ daN/cm}^2$$

$$w_k = 0.302 \text{ mm}$$

$$w_k = 0.138 \text{ mm}$$

Inviluppo SLE-QPE

Travi tipo T2

Sezione rettangolare: $B = 0.60 \text{ m}$ $H = 0.50 \text{ m}$ $C = 0.04 \text{ m}$

Armatura: $A_{\text{inf}} = 6\Phi 18$ $A_{\text{sup}} = 6\Phi 18$ St. $\Phi 12/10$

$$M_{\text{Ed}} = -174 \text{ kNm}$$

$$M_{\text{Ed}} = +120 \text{ kNm}$$

$$\sigma_c = 78.7 \text{ daN/cm}^2$$

$$\sigma_c = 54.3 \text{ daN/cm}^2$$

$$w_k = 0.289 \text{ mm}$$

$$w_k = 0.146 \text{ mm}$$

Travi tipo T3

Sezione rettangolare: $B = 0.60 \text{ m}$ $H = 0.50 \text{ m}$ $C = 0.04 \text{ m}$

Armatura: $A_{\text{inf}} = 6\Phi 22$ $A_{\text{sup}} = 6\Phi 22$ St. $\Phi 12/10$

Le verifiche nelle fasi transitorie sono omesse in quanto le travi sono soggette alle sole azioni dovute al peso proprio ed al peso del getto gravante direttamente su di esse.

Travi tipo T4

Sezione rettangolare: $B = 0.60 \text{ m}$ $H = 0.50 \text{ m}$ $C = 0.04 \text{ m}$

Armatura: $A_{\text{inf}} = 6\Phi 22$ $A_{\text{sup}} = 6\Phi 22$ St. $\Phi 12/10$

$$M_{\text{Ed}} = -245 \text{ kNm}$$

$$M_{\text{Ed}} = +146 \text{ kNm}$$

$$\sigma_c = 90.7 \text{ daN/cm}^2$$

$$\sigma_c = 49.6 \text{ daN/cm}^2$$

$$w_k = 0.299 \text{ mm}$$

$$w_k = 0.134 \text{ mm}$$

Le verifiche di resistenza agli stati limite ultimi (SLU) e le verifiche agli stati limite di esercizio (SLE) nei confronti delle tensioni nei materiali e dei valori di apertura delle fessure risultano soddisfatte.

I maggiori valori di apertura delle fessure in corrispondenza degli appoggi (fibre tese superiori) sono comunque ritenuti accettabili in quanto sulla parte superiore delle travi è realizzato il getto della soletta dell'impalcato.

Le travi di bordo sono realizzate in due fasi.

Nella prima fase gli elementi prefabbricati aventi sezione ad U sono appoggiati sui pulvini mentre nella seconda fase coincidente con il getto dei nodi pali-travi è realizzato il getto all'interno della U in modo da ottenere la sezione finale della trave di altezza pari a 0.50 m che deve portare le predelle ed il getto della soletta di impalcato.

Si riportano nel seguito le verifiche di resistenza degli elementi prefabbricati delle travi di bordo interne.

P.P. Elemento prefabbricato: $g_{1k} = 25.00 \times 0.794 = 19.85 \text{ kN/m}$

P.P. Getto di calcestruzzo 1° fase: $g_{2k} = 25.00 \times 0.780 = 19.50 \text{ kN/m}$

P.P. Elemento prefabbricato: $g_{1d} = 1.3 \times 19.85 = 25.81 \text{ kN/m}$

P.P. Getto di calcestruzzo 1° fase: $g_{2d} = 1.3 \times 19.50 = 25.35 \text{ kN/m}$

Schema di calcolo:

Trave semplicemente appoggiata di luce 6.00 m

Sollecitazioni massime:

SLU-STR: $M_{Ed} = 51.16 \times 5.80^2 / 8 = 225 \text{ kNm}$

$$V_{Ed} = 51.16 \times 5.80 / 2 = 148 \text{ kN}$$

SLE-RAR: $M_{Ek} = 39.35 \times 5.80^2 / 8 = 165 \text{ kNm}$

$$V_{Ek} = 39.35 \times 5.80 / 2 = 114 \text{ kN}$$

SLU

Sezione ad U: B = 3.00 m H = 0.50 m Sp. = 0.20 m C = 0.04 m

Armatura: $A_{inf} = 16\Phi 26 + 16\Phi 18$ St. $\Phi 14/10$

$$M_{Ed} = +225 \text{ kNm}$$

$$V_{Ed} = 148 \text{ kN}$$

$$M_{Rd} = +1132 \text{ kNm}$$

$$V_{Rd,0} = 151 \text{ kNm}$$

$$\eta = 5.03 \geq 1.00$$

$$\eta = 1.02 \geq 1.00$$

SLE

Sezione ad U: B = 3.00 m H = 0.50 m Sp. = 0.20 m C = 0.04 m

Armatura: $A_{inf} = 16\Phi 26 + 16\Phi 18$ St. $\Phi 14/10$

$$M_{Ek} = +165 \text{ kNm}$$

$$V_{Ek} = 114 \text{ kN}$$

$$\sigma_c = 41.1 \text{ daN/cm}^2$$

$$\tau = 5.3 \leq \tau_{c0}$$

$$\sigma_s = 469 \text{ daN/cm}^2$$

non fessurata

6.4 Verifiche agli stati limite

Nelle condizioni usuali di esercizio, la struttura è stata studiata attraverso un modello tridimensionale con l'ausilio del codice di calcolo agli elementi finiti MasterSap Top 2009 SP2.2 della AMV S.r.l.

La risposta della struttura in condizioni sismiche è stata valutata mediante analisi lineare dinamica (analisi modale con spettro di risposta), calcolandola separatamente per ciascuna delle tre componenti e combinando successivamente gli effetti sulla struttura (sollecitazioni, deformazioni, spostamenti, ecc...) applicando la seguente espressione:

$$1.00 \times E_x + 0.30 \times E_y + 0.30 \times E_z$$

con rotazione dei coefficienti moltiplicativi e conseguente individuazione degli effetti più gravosi.

Per gli stati limite di esercizio (sistema non dissipativo), l'analisi è stata svolta con riferimento allo spettro di progetto ottenuto assumendo un fattore di struttura unitario, mentre per gli stati limite ultimi (sistema dissipativo), l'analisi è stata svolta con riferimento allo spettro di progetto ottenuto assumendo un fattore di struttura q_0 .

Nel calcolo per tenere conto della variabilità spaziale del moto sismico, nonché di eventuali incertezze nella localizzazione delle masse, al centro di massa è stata inoltre attribuita un'eccentricità accidentale rispetto alla sua posizione derivante dal calcolo pari a 0,05 volte la dimensione della struttura misurata perpendicolarmente alla direzione di applicazione dell'azione sismica.

L'interazione con il terreno è stata studiata trascurando lo strato di terreno incoerente superficiale (strato A) ed assumendo i valori geomeccanici di calcolo dello strato B ottenuti applicando i coefficienti di sicurezza sui materiali della combinazione M1 pari a 1.0.

L'interazione palo-terreno è stata quindi simulata con molle a comportamento elastoplastico perfetto aventi rigidezza pari a:

$$k = 67 \times c_{ud} \times d = 2613 \text{ kN/m}$$

e valore di plasticizzazione pari a:

$$p_{lim} = 9 \times c_u \times d \times i_m = 421 \text{ kN/m}$$

Nelle figure seguenti, oltre al modello di calcolo, sono riportati gli involucri delle sollecitazioni ottenuti dall'analisi numerica divisi per i diversi stati limite studiati.

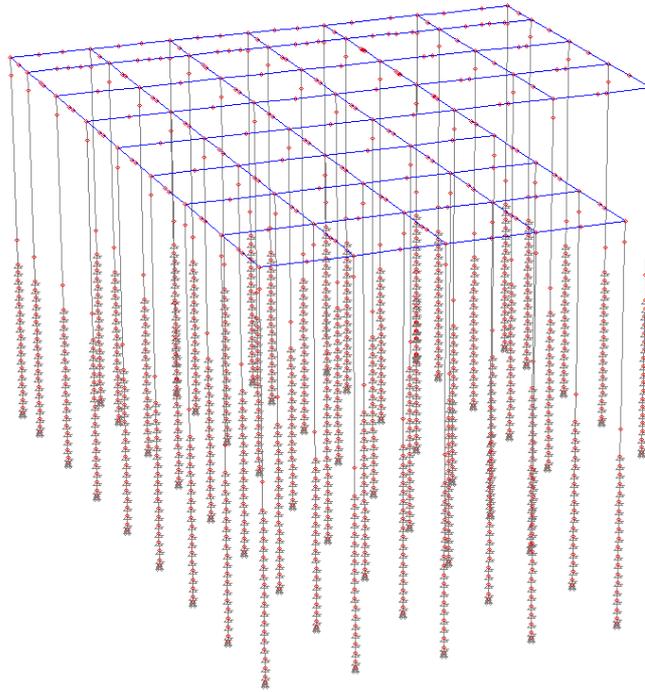


Figura 17 – Modello di calcolo

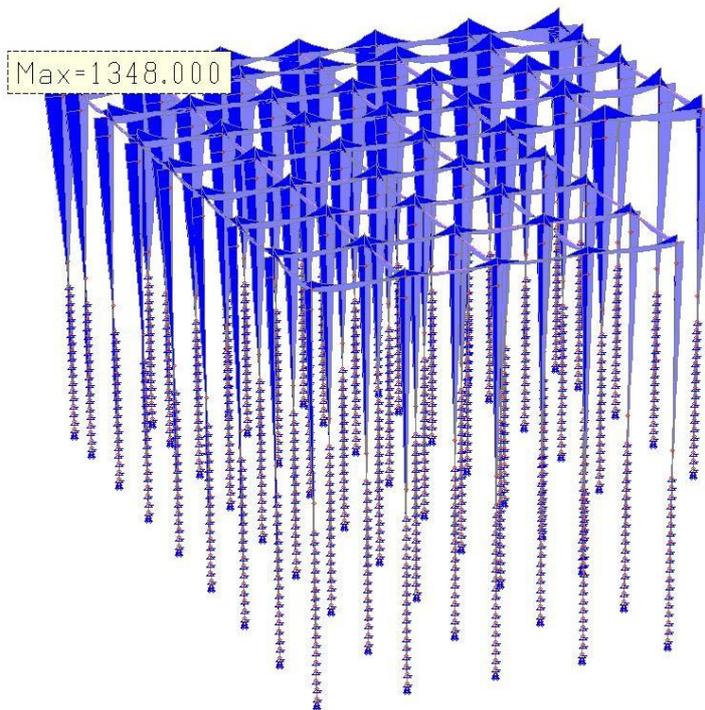


Figura 18 – SLU-SLV: Involuppo momenti flettenti

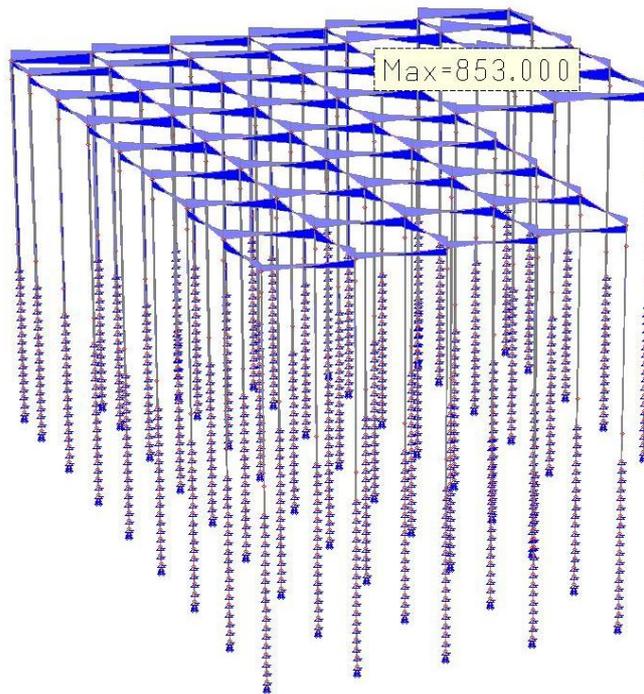


Figura 19 – SLU-SLV: Inviluppo tagli

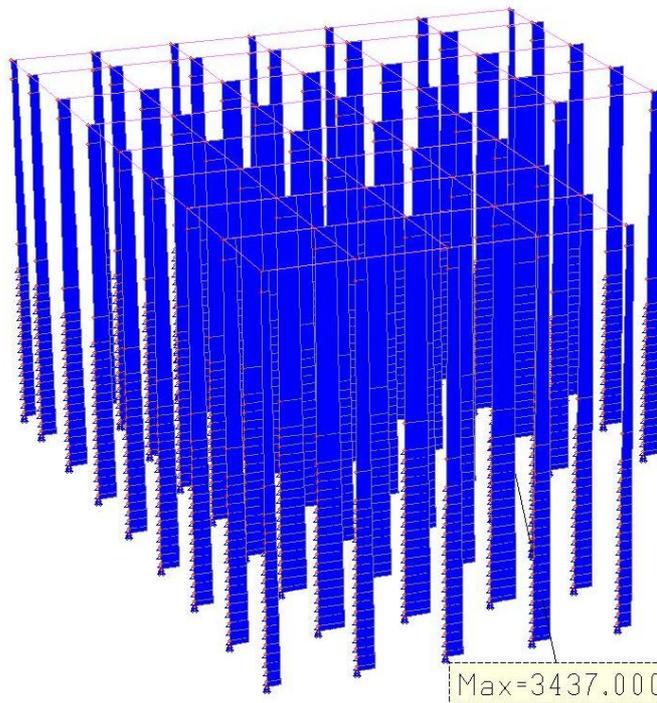


Figura 20 – SLU-SLV: Inviluppo sforzi normale

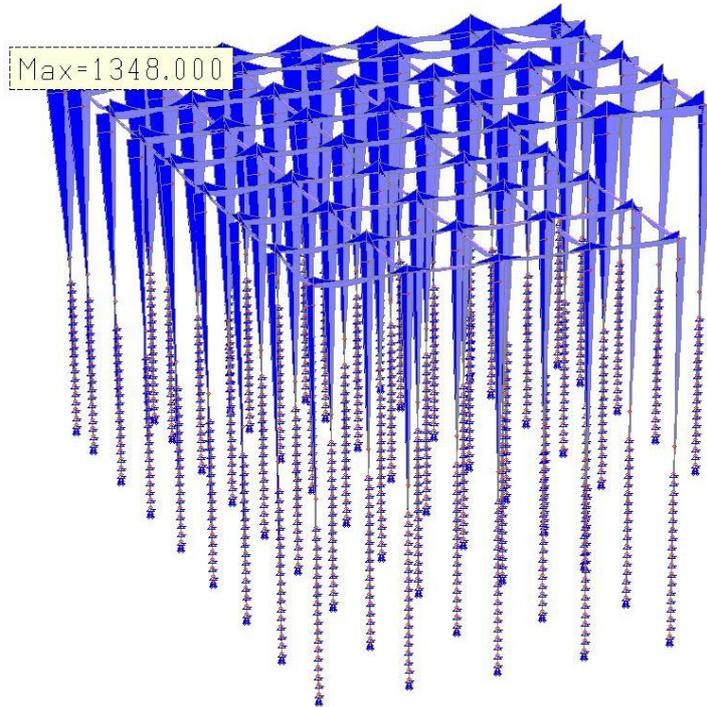


Figura 21 – SLU-STR: Involuppo momenti flettenti

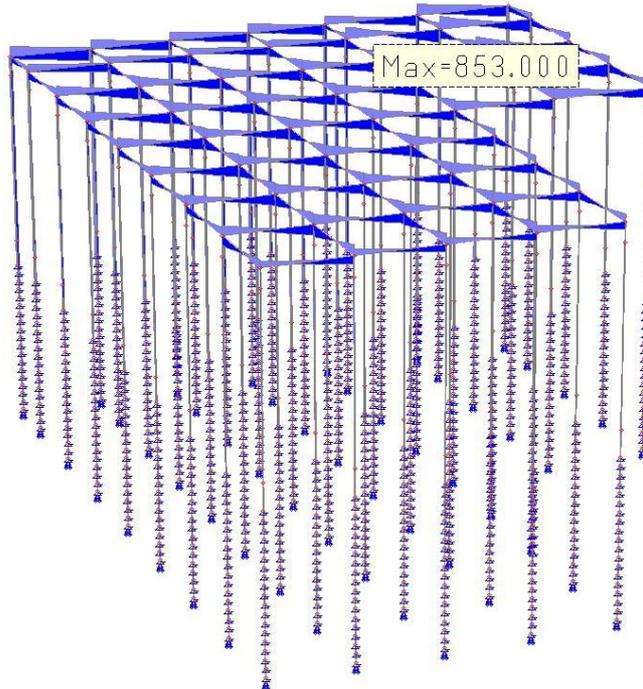


Figura 22 – SLU-STR: Involuppo tagli

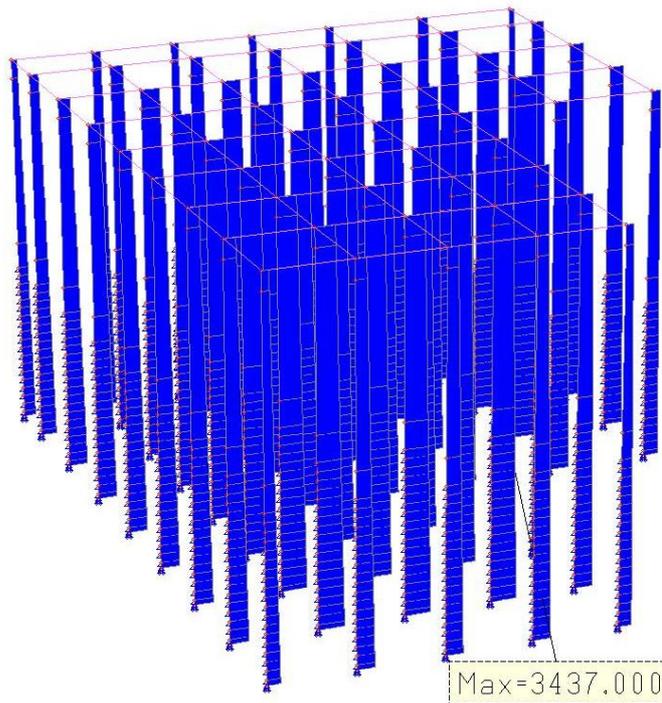


Figura 23 – SLU-STR: Inviluppo sforzi normale

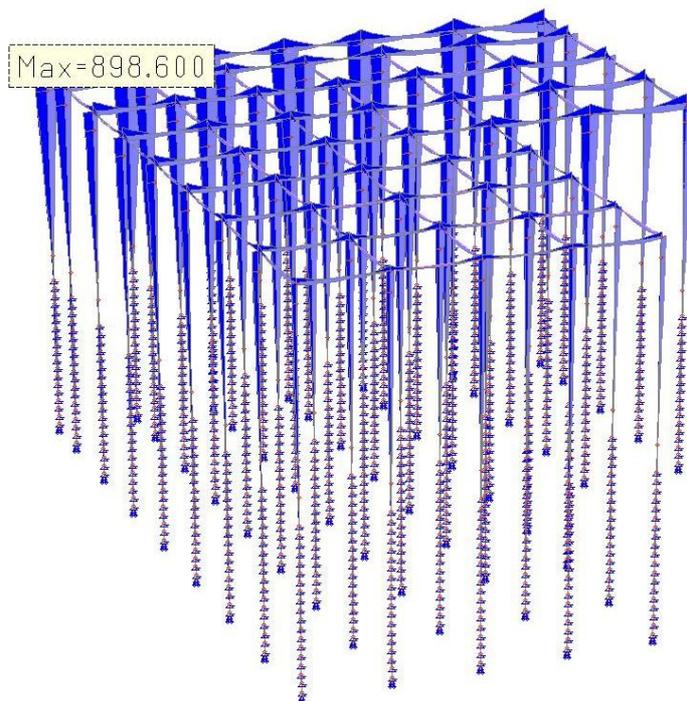


Figura 24 – SLE-RAR: Inviluppo momenti flettenti

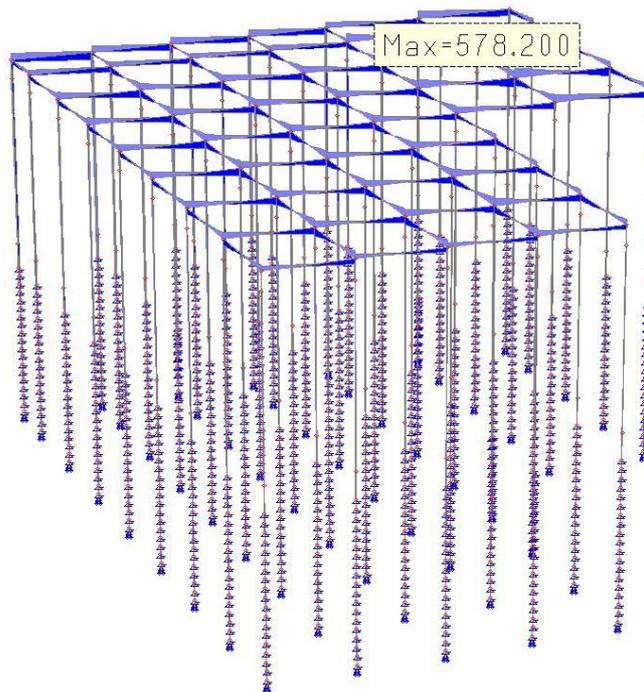


Figura 25 – SLE-RAR: Inviluppo tagli

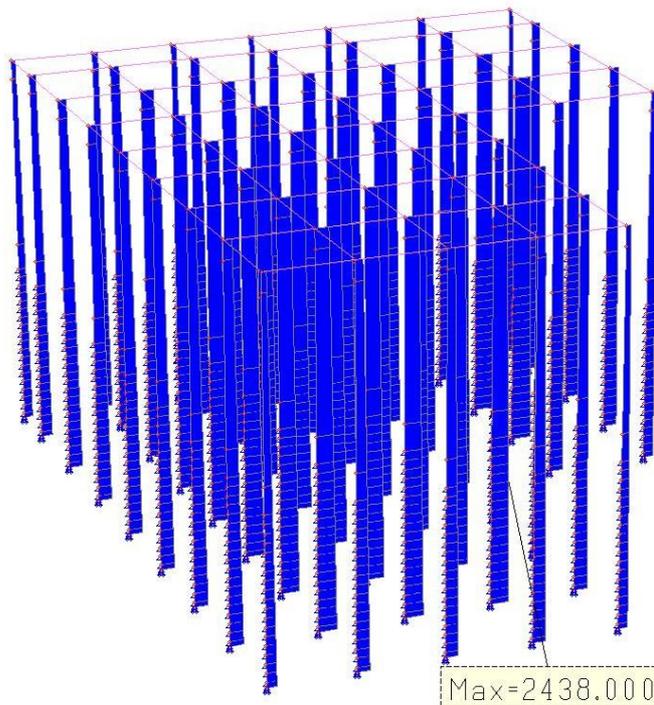


Figura 26 – SLE-RAR: Inviluppo sforzi normale

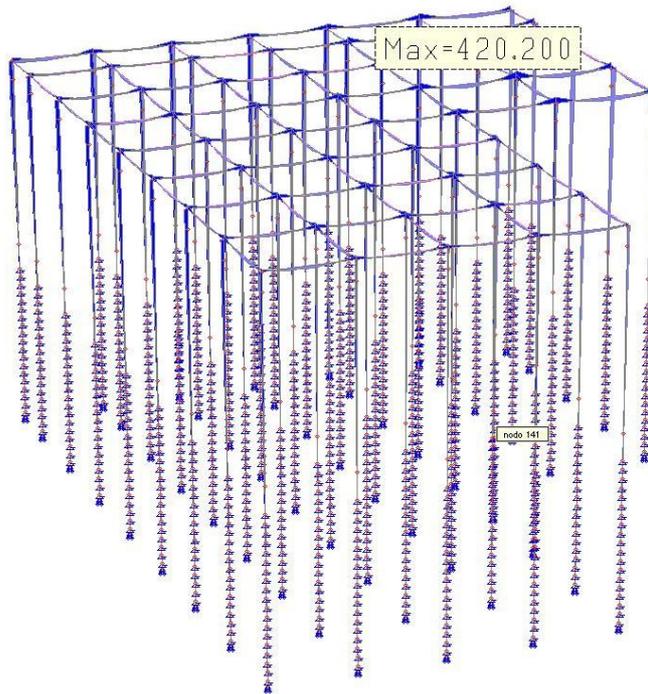


Figura 27 – SLE-FRE: Inviluppo momenti flettenti

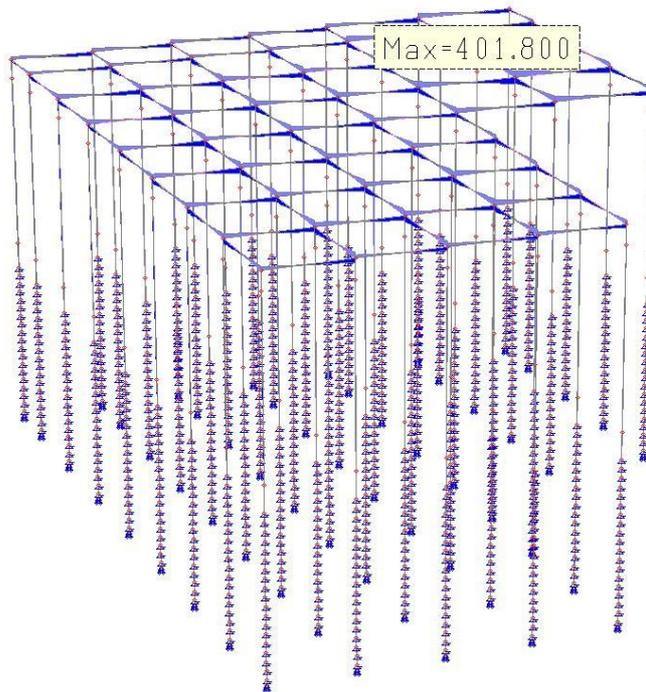


Figura 28 – SLE-FRE: Inviluppo tagli

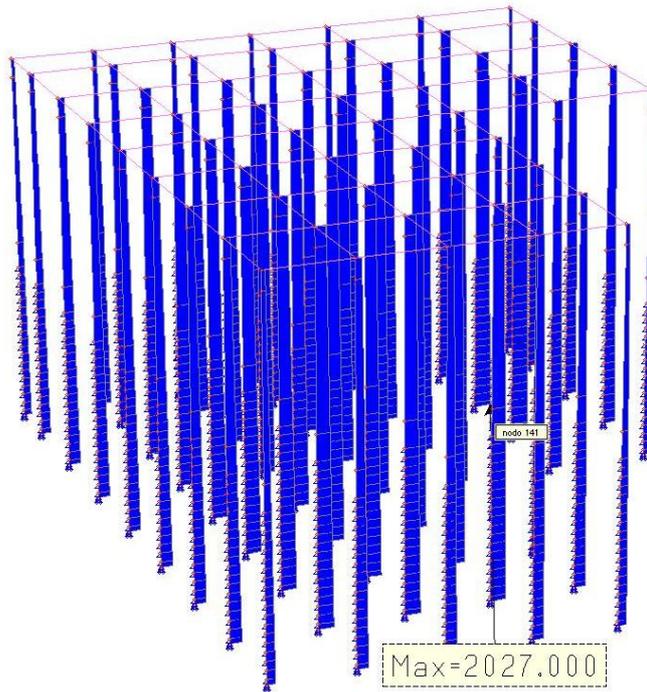


Figura 29 – SLE-FRE: Inviluppo sforzi normale

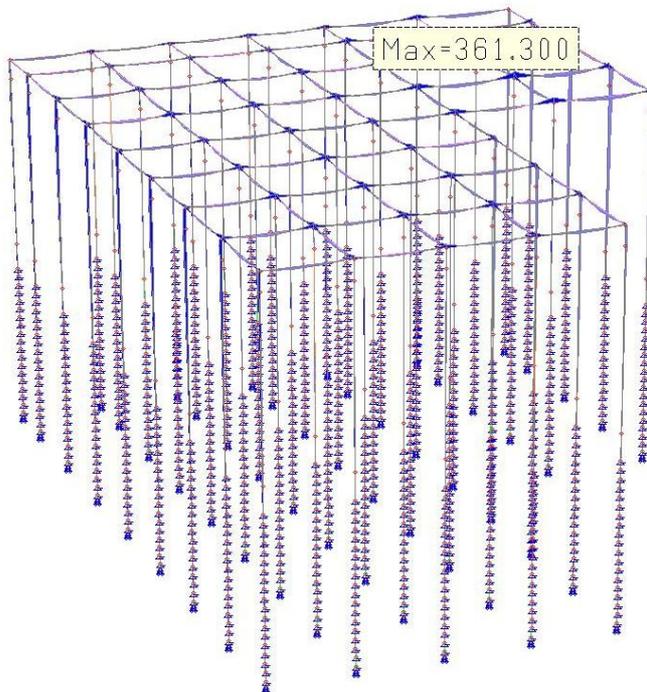


Figura 30 – SLE-QPE: Inviluppo momenti flettenti

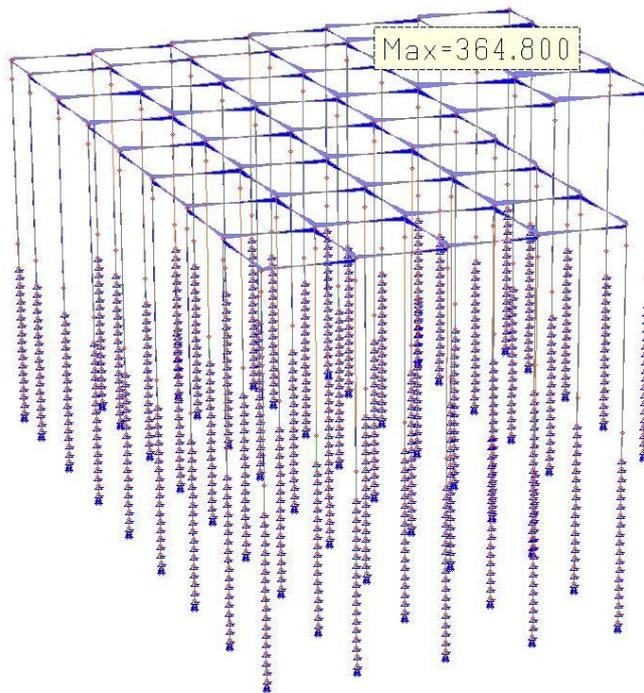


Figura 31 – SLE-QPE: Inviluppo tagli

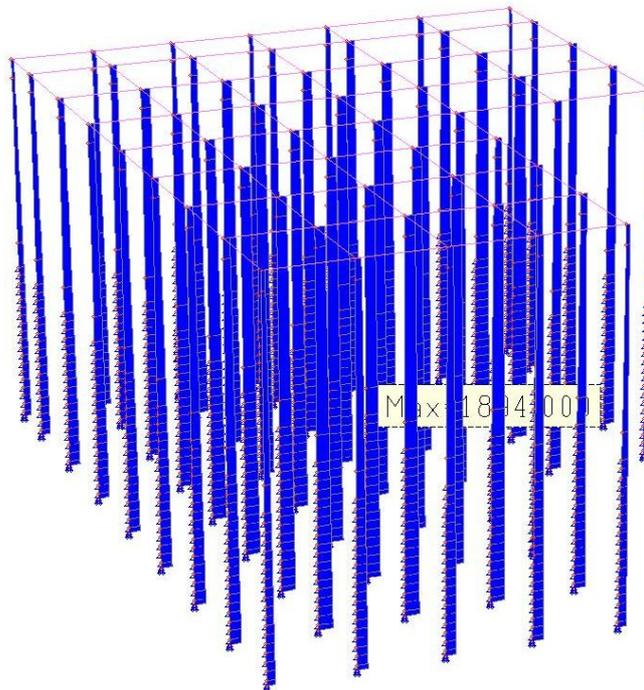


Figura 32 – SLE-QPE: Inviluppo sforzi normale

Nel seguito si riportano le verifiche delle travi dell'impalcato e dei pali di fondazione in condizioni statiche e dinamiche sia nei confronti degli stati limite ultimi (SLU) che degli stati limite di esercizio (SLE).

Inviluppo SLU-SLV e SLU-STR

Travi tipo T2

Sezione rettangolare: $B = 0.60 \text{ m}$ $H = 0.88 \text{ m}$ $C = 0.04 \text{ m}$

Armatura: $A_{inf} = 6\Phi 18$ $A_{int} = 6\Phi 18$ $A_{sup} = 6\Phi 22$ St. $\Phi 14/10$

$$M_{Ed} = -647 \text{ kNm}$$

$$M_{Ed} = +382 \text{ kNm}$$

$$V_{Ed} = 656 \text{ kN}$$

$$M_{Rd} = -941 \text{ kNm}$$

$$M_{Rd} = +695 \text{ kNm}$$

$$V_{Rd} = 897 \text{ kNm}$$

$$\eta = 1.46 \geq 1.00$$

$$\eta = 1.82 \geq 1.00$$

$$\eta = 1.37 \geq 1.00$$

Travi tipo T3

Sezione rettangolare: $B = 0.60 \text{ m}$ $H = 0.88 \text{ m}$ $C = 0.04 \text{ m}$

Armatura: $A_{inf} = 6\Phi 22$ $A_{int} = 6\Phi 22$ $A_{sup} = 6\Phi 26$ St. $\Phi 14/10$

$$M_{Ed} = -872 \text{ kNm}$$

$$M_{Ed} = +500 \text{ kNm}$$

$$V_{Ed} = 696 \text{ kN}$$

$$M_{Rd} = -1310 \text{ kNm}$$

$$M_{Rd} = +1035 \text{ kNm}$$

$$V_{Rd} = 897 \text{ kNm}$$

$$\eta = 1.50 \geq 1.00$$

$$\eta = 2.07 \geq 1.00$$

$$\eta = 1.29 \geq 1.00$$

Travi tipo T4

Sezione rettangolare: $B = 0.60 \text{ m}$ $H = 0.88 \text{ m}$ $C = 0.04 \text{ m}$

Armatura: $A_{inf} = 6\Phi 22$ $A_{int} = 6\Phi 22$ $A_{sup} = 6\Phi 26$ St. $\Phi 14/10$

$$M_{Ed} = -1072 \text{ kNm}$$

$$M_{Ed} = +536 \text{ kNm}$$

$$V_{Ed} = 854 \text{ kN}$$

$$M_{Rd} = -1310 \text{ kNm}$$

$$M_{Rd} = +1035 \text{ kNm}$$

$$V_{Rd} = 897 \text{ kNm}$$

$$\eta = 1.22 \geq 1.00$$

$$\eta = 1.93 \geq 1.00$$

$$\eta = 1.05 \geq 1.00$$

Inviluppo SLE-RAR

Travi tipo T2

Sezione rettangolare: B = 0.60 m H = 0.88 m C = 0.04 m

Armatura: $A_{inf} = 6\Phi 18$ $A_{int} = 6\Phi 18$ $A_{sup} = 6\Phi 22$ St. $\Phi 14/10$

$$M_{Ed} = -408 \text{ kNm}$$

$$M_{Ed} = +256 \text{ kNm}$$

$$V_{Ed} = 446 \text{ kN}$$

$$\sigma_c = 63.1 \text{ daN/cm}^2$$

$$\sigma_c = 43.2 \text{ daN/cm}^2$$

$$\sigma_{st} = 1962 \text{ daN/cm}^2$$

$$\sigma_s = 2124 \text{ daN/cm}^2$$

$$\sigma_s = 1893 \text{ daN/cm}^2$$

Travi tipo T3

Sezione rettangolare: B = 0.60 m H = 0.88 m C = 0.04 m

Armatura: $A_{inf} = 6\Phi 22$ $A_{int} = 6\Phi 22$ $A_{sup} = 6\Phi 26$ St. $\Phi 14/10$

$$M_{Ed} = -522 \text{ kNm}$$

$$M_{Ed} = +317 \text{ kNm}$$

$$V_{Ed} = 424 \text{ kN}$$

$$\sigma_c = 68.5 \text{ daN/cm}^2$$

$$\sigma_c = 43.7 \text{ daN/cm}^2$$

$$\sigma_{st} = 1865 \text{ daN/cm}^2$$

$$\sigma_s = 1974 \text{ daN/cm}^2$$

$$\sigma_s = 1606 \text{ daN/cm}^2$$

Travi tipo T4

Sezione rettangolare: B = 0.60 m H = 0.88 m C = 0.04 m

Armatura: $A_{inf} = 6\Phi 22$ $A_{int} = 6\Phi 22$ $A_{sup} = 6\Phi 26$ St. $\Phi 14/10$

$$M_{Ed} = -679 \text{ kNm}$$

$$M_{Ed} = +369 \text{ kNm}$$

$$V_{Ed} = 589 \text{ kN}$$

$$\sigma_c = 89.1 \text{ daN/cm}^2$$

$$\sigma_c = 50.9 \text{ daN/cm}^2$$

$$\sigma_{st} = 2591 \text{ daN/cm}^2$$

$$\sigma_s = 2567 \text{ daN/cm}^2$$

$$\sigma_s = 1869 \text{ daN/cm}^2$$

Inviluppo SLE-FRE

Travi tipo T2

Sezione rettangolare: $B = 0.60 \text{ m}$ $H = 0.88 \text{ m}$ $C = 0.04 \text{ m}$

Armatura: $A_{inf} = 6\Phi 18$ $A_{int} = 6\Phi 18$ $A_{sup} = 6\Phi 22$ St. $\Phi 14/10$

$$M_{Ed} = -303 \text{ kNm}$$

$$M_{Ed} = +199 \text{ kNm}$$

$$\sigma_c = 46.8 \text{ daN/cm}^2$$

$$\sigma_c = 33.6 \text{ daN/cm}^2$$

$$w_k = 0.06 \text{ mm}$$

non fessurata

Travi tipo T3

Sezione rettangolare: $B = 0.60 \text{ m}$ $H = 0.88 \text{ m}$ $C = 0.04 \text{ m}$

Armatura: $A_{inf} = 6\Phi 22$ $A_{int} = 6\Phi 22$ $A_{sup} = 6\Phi 26$ St. $\Phi 14/10$

$$M_{Ed} = -289 \text{ kNm}$$

$$M_{Ed} = +149 \text{ kNm}$$

$$\sigma_c = 37.9 \text{ daN/cm}^2$$

$$\sigma_c = 20.6 \text{ daN/cm}^2$$

$$w_k = 0.06 \text{ mm}$$

non fessurata

Travi tipo T4

Sezione rettangolare: $B = 0.60 \text{ m}$ $H = 0.88 \text{ m}$ $C = 0.04 \text{ m}$

Armatura: $A_{inf} = 6\Phi 22$ $A_{int} = 6\Phi 22$ $A_{sup} = 6\Phi 26$ St. $\Phi 14/10$

$$M_{Ed} = -423 \text{ kNm}$$

$$M_{Ed} = +251 \text{ kNm}$$

$$\sigma_c = 55.5 \text{ daN/cm}^2$$

$$\sigma_c = 34.6 \text{ daN/cm}^2$$

$$w_k = 0.15 \text{ mm}$$

$$w_k = 0.07 \text{ mm}$$

Inviluppo SLE-QPE

Travi tipo T2

Sezione rettangolare: B = 0.60 m H = 0.88 m C = 0.04 m

Armatura: $A_{inf} = 6\Phi 18$ $A_{int} = 6\Phi 18$ $A_{sup} = 6\Phi 22$ St. $\Phi 14/10$

$$M_{Ed} = -276 \text{ kNm}$$

$$M_{Ed} = +181 \text{ kNm}$$

$$\sigma_c = 42.6 \text{ daN/cm}^2$$

$$\sigma_c = 30.6 \text{ daN/cm}^2$$

$$w_k = 0.08 \text{ mm}$$

non fessurata

Travi tipo T3

Sezione rettangolare: B = 0.60 m H = 0.88 m C = 0.04 m

Armatura: $A_{inf} = 6\Phi 22$ $A_{int} = 6\Phi 22$ $A_{sup} = 6\Phi 26$ St. $\Phi 14/10$

$$M_{Ed} = -237 \text{ kNm}$$

$$M_{Ed} = +133 \text{ kNm}$$

$$\sigma_c = 36.2 \text{ daN/cm}^2$$

$$\sigma_c = 18.4 \text{ daN/cm}^2$$

non fessurata

non fessurata

Travi tipo T4

Sezione rettangolare: B = 0.60 m H = 0.88 m C = 0.04 m

Armatura: $A_{inf} = 6\Phi 22$ $A_{int} = 6\Phi 22$ $A_{sup} = 6\Phi 26$ St. $\Phi 14/10$

$$M_{Ed} = -369 \text{ kNm}$$

$$M_{Ed} = +227 \text{ kNm}$$

$$\sigma_c = 48.4 \text{ daN/cm}^2$$

$$\sigma_c = 31.3 \text{ daN/cm}^2$$

$$w_k = 0.11 \text{ mm}$$

non fessurata

PALI DI FONDAZIONE

Inviluppo SLU-STR e SLU-SLV

Sezione circolare: $D = 1.50 \text{ m}$ $C = 0.04 \text{ m}$

Armatura radiale: $A = 16\Phi 22$

$$M_{Ed} = 1800 \text{ kNm}$$

$$N_{Ed} = 1206 \text{ kN}$$

$$M_{Rd}(N_{Ed}) = 2238 \text{ kNm}$$

$$\eta = 1.24 \geq 1.00$$

Inviluppo SLE-RAR

Sezione circolare: $D = 1.50 \text{ m}$ $C = 0.04 \text{ m}$

Armatura radiale: $A = 16\Phi 22$

$$M_{Ed} = 899 \text{ kNm}$$

$$N_{Ed} = 671 \text{ kN}$$

$$\sigma_c = 60.5 \text{ daN/cm}^2$$

$$\sigma_s = 2069 \text{ daN/cm}^2$$

Inviluppo SLE-FRE

Sezione circolare: $D = 1.50 \text{ m}$ $C = 0.04 \text{ m}$

Armatura radiale: $A = 16\Phi 22$

$$M_{Ed} = 304 \text{ kNm}$$

$$N_{Ed} = 849 \text{ kN}$$

$$\sigma_c = 14.4 \text{ daN/cm}^2$$

non fessurata

Inviluppo SLE-QPE

Sezione circolare: $D = 1.50 \text{ m}$ $C = 0.04 \text{ m}$

Armatura radiale: $A = 16\Phi 22$

$$M_{Ed} = 230 \text{ kNm}$$

$$N_{Ed} = 785 \text{ kN}$$

$$\sigma_c = 11.1 \text{ daN/cm}^2$$

non fessurata

TRAVI DI BORDO

Inviluppo SLU-STR e SLU-SLV

Sezione rettangolare: B = 3.00 m H = 0.88 m C = 0.04 m

Armatura: $A_{inf} = 16\Phi 26$ $A_{sup} = 16\Phi 26$ St. $\Phi 14/10$ (4 braccia)

$$M_{Ed} = -1466 \text{ kNm}$$

$$M_{Ed} = +1326 \text{ kNm}$$

$$V_{Ed} = 686 \text{ kN}$$

$$M_{Rd} = -2630 \text{ kNm}$$

$$M_{Rd} = +2630 \text{ kNm}$$

$$V_{Rd0} = 1039 \text{ kNm}$$

$$\eta = 1.79 \geq 1.00$$

$$\eta = 1.98 \geq 1.00$$

$$\eta = 1.51 \geq 1.00$$

Inviluppo SLE-RAR

Sezione rettangolare: B = 3.00 m H = 0.88 m C = 0.04 m

Armatura: $A_{inf} = 16\Phi 26$ $A_{sup} = 16\Phi 26$ St. $\Phi 14/10$ (4 braccia)

$$M_{Ed} = -804 \text{ kNm}$$

$$M_{Ed} = +658 \text{ kNm}$$

$$V_{Ed} = 475 \text{ kN}$$

$$\sigma_c = 26.6 \text{ daN/cm}^2$$

$$\sigma_c = 21.8 \text{ daN/cm}^2$$

$$\tau_c = 2 \text{ daN/cm}^2$$

$$\sigma_s = 1240 \text{ daN/cm}^2$$

$$\sigma_s = 1015 \text{ daN/cm}^2$$

Inviluppo SLE-FRE

Sezione rettangolare: B = 3.00 m H = 0.88 m C = 0.04 m

Armatura: $A_{inf} = 16\Phi 26$ $A_{sup} = 16\Phi 26$ St. $\Phi 14/10$ (4 braccia)

$$M_{Ed} = -350 \text{ kNm}$$

$$M_{Ed} = +209 \text{ kNm}$$

$$\sigma_c = 11.6 \text{ daN/cm}^2$$

$$\sigma_c = 6.9 \text{ daN/cm}^2$$

non fessurata

non fessurata

Inviluppo SLE-QPE

Sezione rettangolare: B = 3.00 m H = 0.88 m C = 0.04 m

Armatura: $A_{inf} = 16\Phi 26$ $A_{sup} = 16\Phi 26$ St. $\Phi 14/10$ (4 braccia)

$$M_{Ed} = -270 \text{ kNm}$$

$$M_{Ed} = +176 \text{ kNm}$$

$$\sigma_c = 8.9 \text{ daN/cm}^2$$

$$\sigma_c = 5.8 \text{ daN/cm}^2$$

non fessurata

non fessurata

IMPALCATO

La soletta di c.a. costituente l'impalcato del prolungamento della banchina 12-13 è stata schematizzata come una piastra appoggiata in corrispondenza delle travi principali di collegamento dei pali.

La piastra è stata caricata con le azioni dovute ai pesi propri degli elementi strutturali (G_{1k}), quelli degli elementi non strutturali (G_{2k}) e con il sovraccarico variabile presente sulla banchina (Q_{1k}).

Le azioni sono state combinate agli stati limite ultimi (SLU) di tipo strutturale (STR) ed agli stati limite di esercizio (combinazioni rara, frequente e quasi permanente).

L'analisi della struttura è stata eseguita con l'ausilio del codice di calcolo agli elementi finiti MasterSap Top 2009 SP. 2.2.

Il modello strutturale è illustrato nella figura seguente.

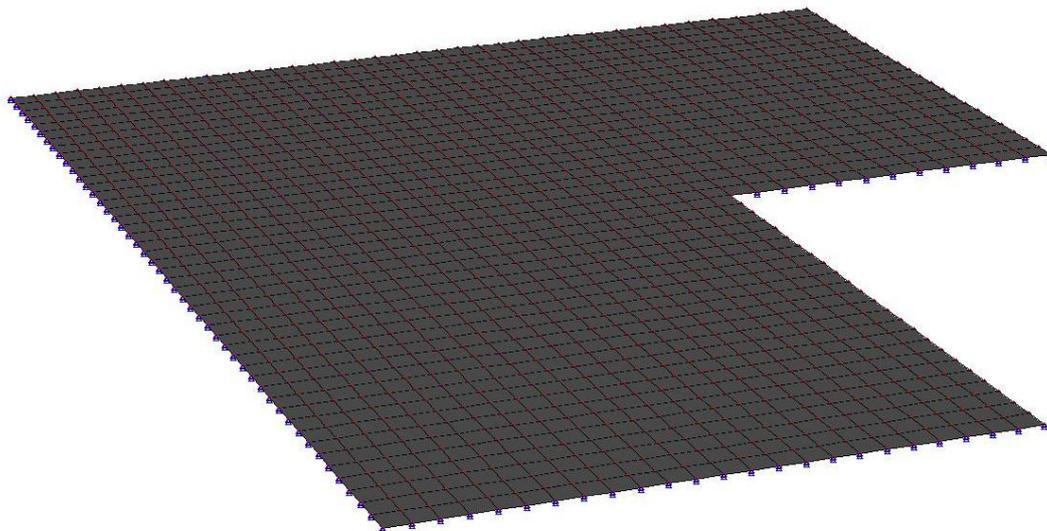


Figura 33 – Modello di calcolo

Nelle figure seguenti sono riportate i diagrammi delle sollecitazioni flettenti nelle due direzioni principali x-x ed y-y per ciascuna combinazione di carico analizzata.

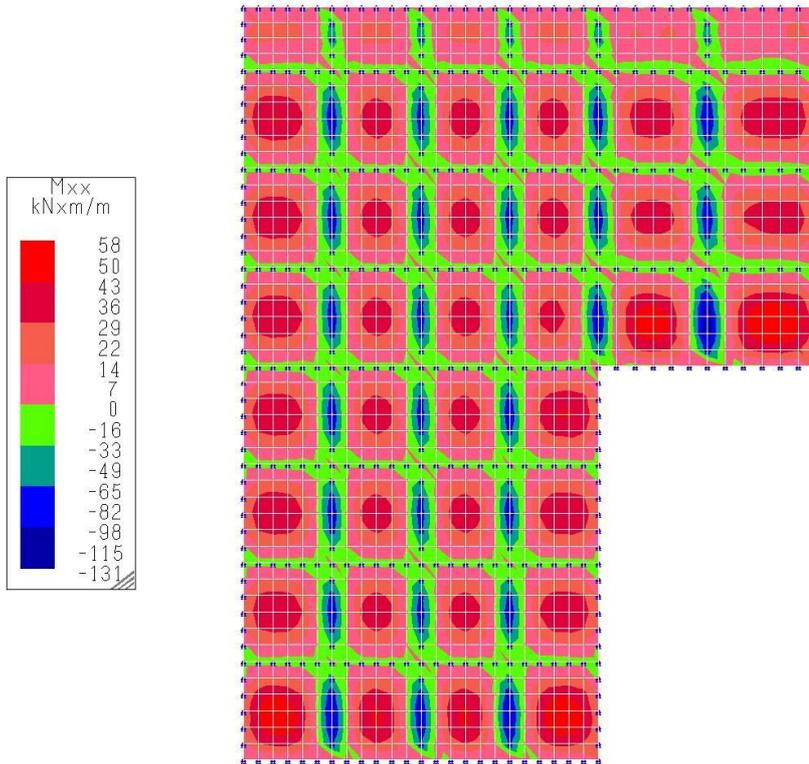


Figura 34 – SLU-STR: Mxx

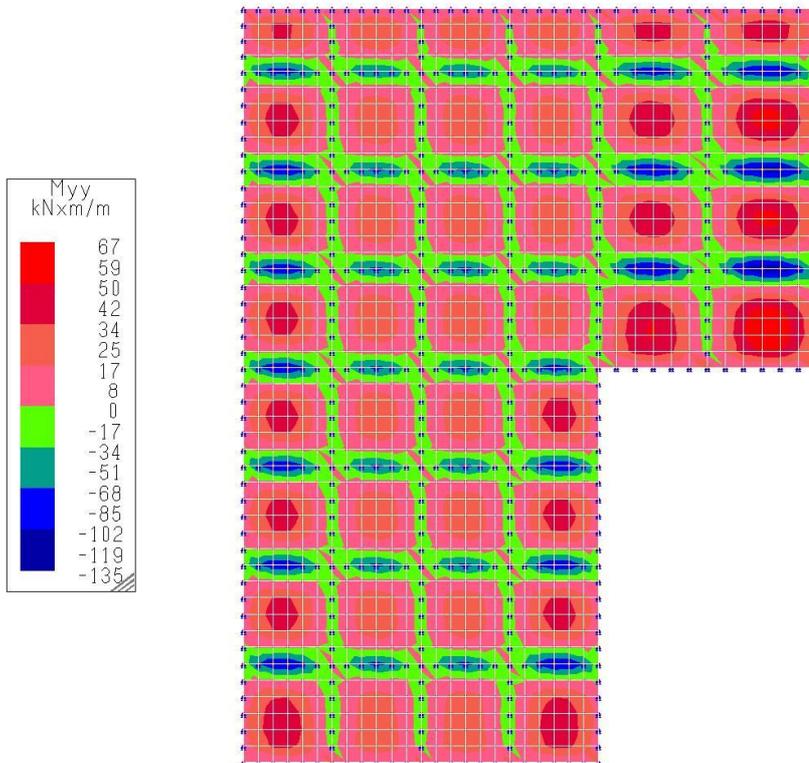


Figura 35 – SLU-STR: Myy

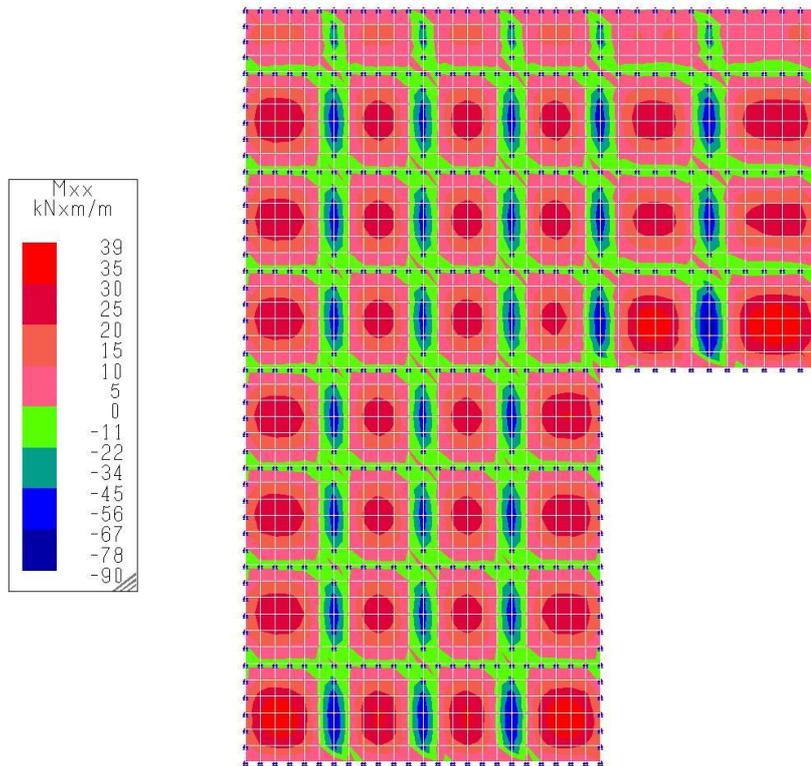


Figura 36 – SLE-RAR: M_{xx}

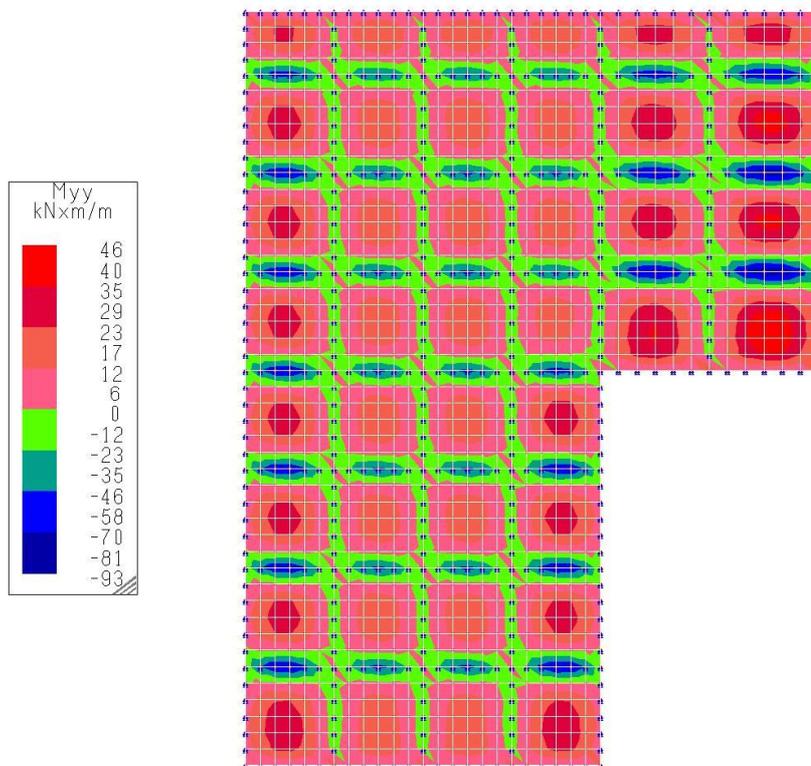


Figura 37 – SLE-RAR: M_{yy}

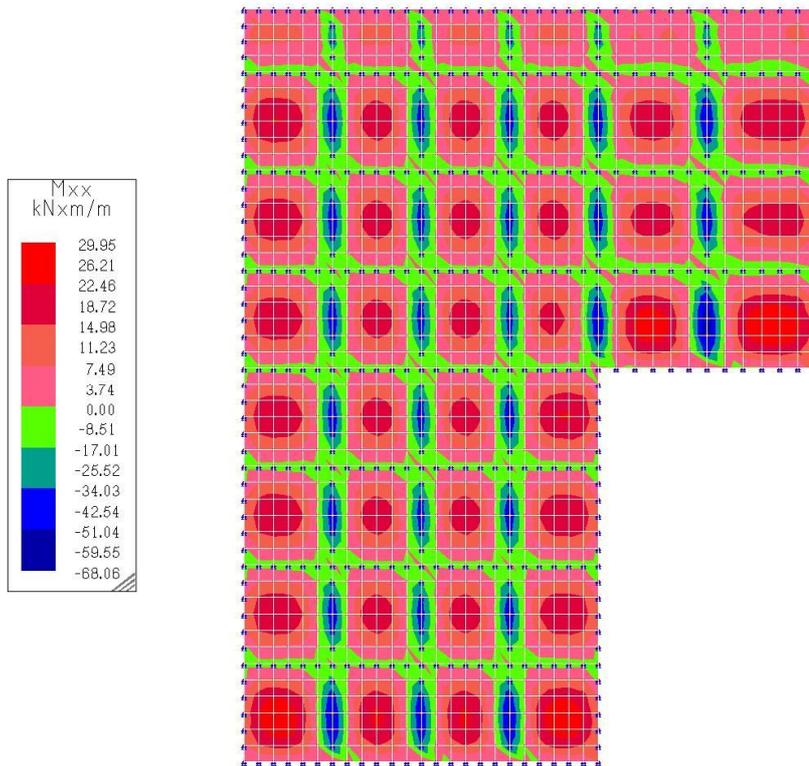


Figura 38 – SLE-FRE: Mxx

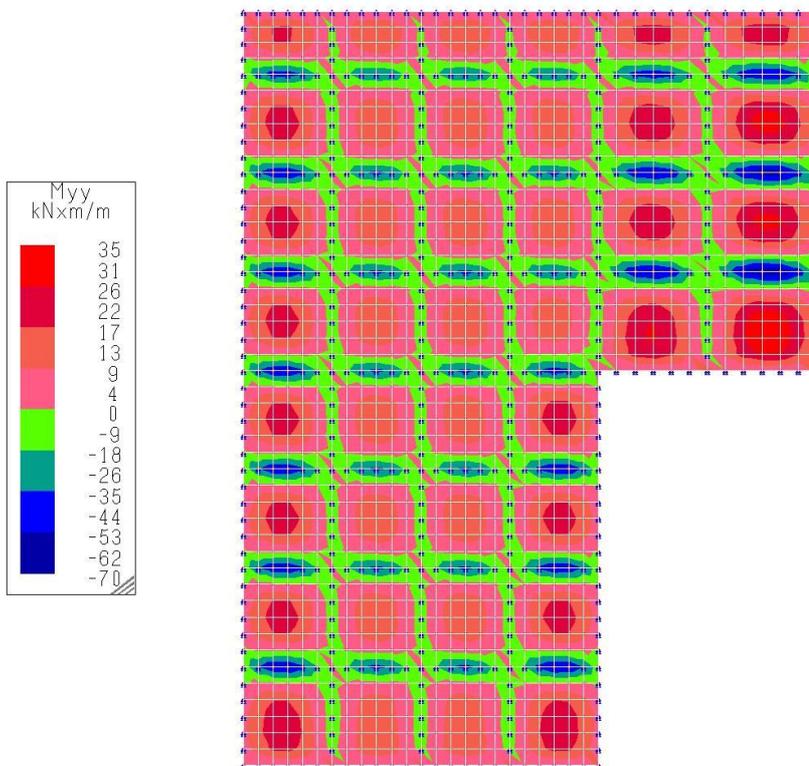


Figura 39 – SLE-FRE: Myy

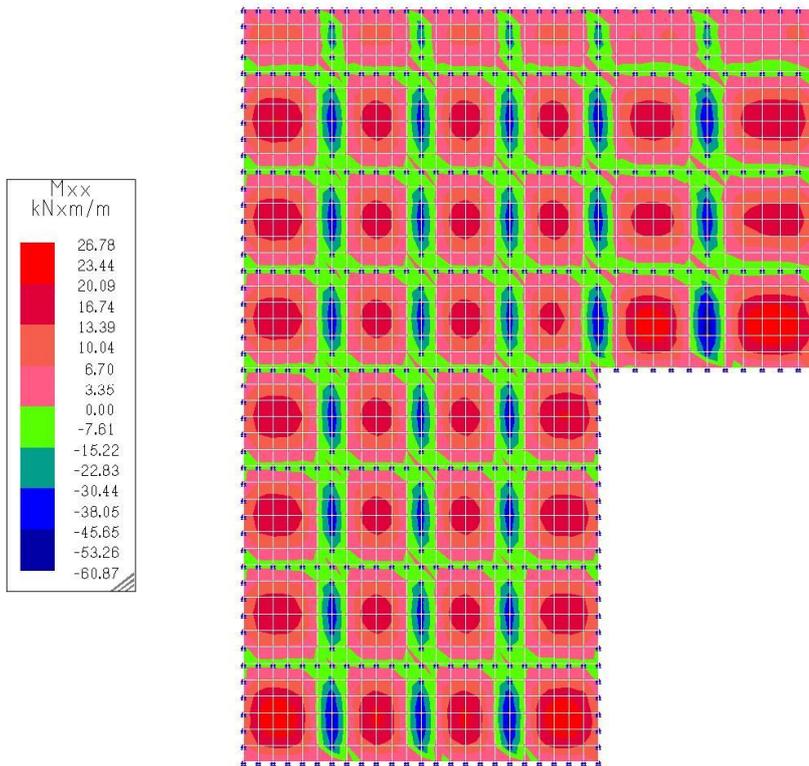


Figura 40 – SLE-QPE: M_{xx}

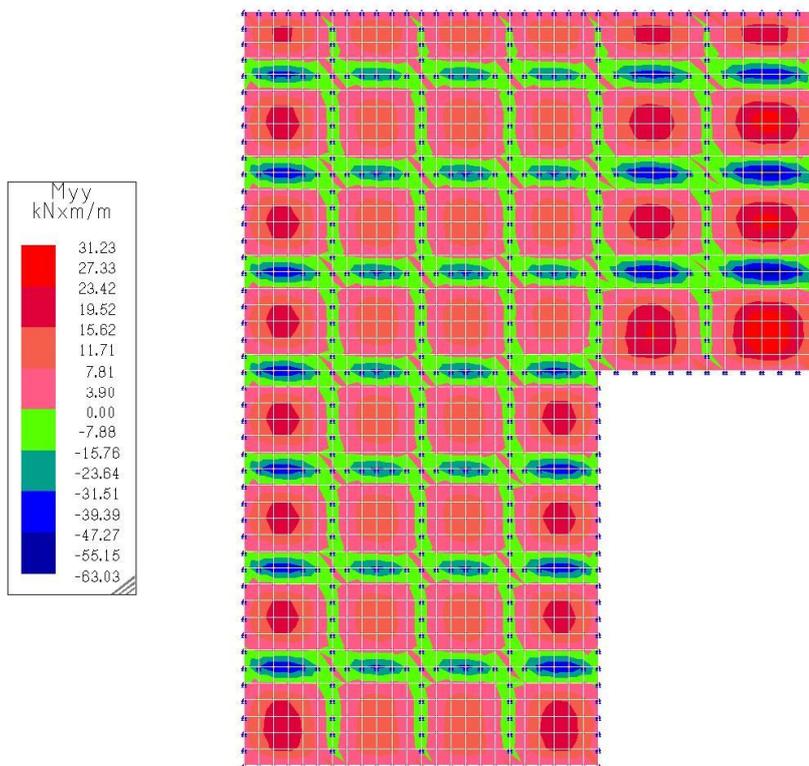


Figura 41 – SLE-QPE: M_{yy}

Nel seguito si riportano le verifiche della soletta sia nei confronti degli stati limite ultimi (SLU) che degli stati limite di esercizio (SLE).

Come si può osservare dai calcoli di seguito riportati le verifiche di resistenza agli stati limite ultimi (SLU) e le verifiche agli stati limite di esercizio (SLE) nei confronti delle tensioni nei materiali e dei valori di apertura delle fessure risultano soddisfatte.

I maggiori valori di apertura delle fessure in corrispondenza degli appoggi (fibre tese superiori) sono comunque ritenuti accettabili in quanto l'estradosso della soletta è protetto dalla pavimentazione della banchina.

Soletta

Inviluppo SLU-STR

Sezione circolare: $B = 1.00 \text{ m}$ $H = 0.30 \text{ m}$ $C = 0.04 \text{ m}$

Armatura radiale: $A_{\text{inf}} = 5\Phi 16$ $A_{\text{sup}} = 5\Phi 20$

$$M_{\text{Ed}} = +67 \text{ kNm}$$

$$M_{\text{Ed}} = -135 \text{ kNm}$$

$$M_{\text{Rd}} = +99 \text{ kNm}$$

$$M_{\text{Rd}} = -144 \text{ kNm}$$

$$\eta = 1.47 \geq 1.00$$

$$\eta = 1.07 \geq 1.00$$

Inviluppo SLE-RAR

Sezione circolare: $B = 1.00 \text{ m}$ $H = 0.30 \text{ m}$ $C = 0.04 \text{ m}$

Armatura radiale: $A_{\text{inf}} = 5\Phi 16$ $A_{\text{sup}} = 5\Phi 20$

$$M_{\text{Ed}} = +46 \text{ kNm}$$

$$M_{\text{Ed}} = -93 \text{ kNm}$$

$$\sigma_c = 47.2 \text{ daN/cm}^2$$

$$\sigma_c = 88.8 \text{ daN/cm}^2$$

$$\sigma_s = 1901 \text{ daN/cm}^2$$

$$\sigma_s = 2694 \text{ daN/cm}^2$$

Inviluppo SLE-FRE

Sezione circolare: $B = 1.00 \text{ m}$ $H = 0.30 \text{ m}$ $C = 0.04 \text{ m}$

Armatura radiale: $A_{\text{inf}} = 5\Phi 16$ $A_{\text{sup}} = 5\Phi 20$

$$M_{\text{Ed}} = +35 \text{ kNm}$$

$$M_{\text{Ed}} = -70 \text{ kNm}$$

$$\sigma_c = 38.4 \text{ daN/cm}^2$$

$$\sigma_c = 66.8 \text{ daN/cm}^2$$

non fessurata

$$w_k = 0.250$$

Inviluppo SLE-QPE

Sezione circolare: $B = 1.00 \text{ m}$ $H = 0.30 \text{ m}$ $C = 0.04 \text{ m}$

Armatura radiale: $A_{\text{inf}} = 5\Phi 16$ $A_{\text{sup}} = 5\Phi 20$

$$M_{\text{Ed}} = +31 \text{ kNm}$$

$$M_{\text{Ed}} = -63 \text{ kNm}$$

$$\sigma_c = 34.0 \text{ daN/cm}^2$$

$$\sigma_c = 60.1 \text{ daN/cm}^2$$

non fessurata

$$w_k = 0.196$$

Collasso per carico limite nei riguardi dei carichi assiali

La verifica nei confronti del collasso per carico limite nei riguardi dei carichi assiali sono state eseguite secondo entrambi gli approcci normativi:

- Approccio 1: Combinazione 2: (A2+M1+R2)
- Approccio 2: (A1+M1+R3)

Approccio 1:	Comb. 2:	(A2+M1+R2)
Palo		
Diametro Φ	1.5	m
Strato 1		
$c_{u,k}$	78	kPa
γ_M	1	
$c_{u,d}$	78	kPa
L	7.00	m
γ_s	20.5	kN/m ³
Strato 2		
$c_{u,k}$	200	kPa
γ_M	1	
$c_{u,d}$	200	kPa
L	3.78	m
γ_s	20.8	kN/m ³
Resistenza laterale		
Metodo α		
α	0.35	
$Q_{s,cal}$	2147	kN
ξ	1.28	
$Q_{s,k}$	1677	kN
γ_{R3}	1.15	
$Q_{s,d}$	1458	kN
Resistenza alla punta		
N_c	9	
N_q	1	
$Q_{P,cal}$	3577	kN
ξ	1.28	
$Q_{P,k}$	2795	kN
γ_{R3}	1.35	
$Q_{P,d}$	2070	kN
Resistenza di calcolo		
R_d	3528	kN
E_d	2674	kN
η	1.32	

Approccio 2:		(A1+M1+R3)
Palo		
Diametro Φ	1.5	m
Strato 1		
$c_{u,k}$	78	kPa
γ_M	1	
$c_{u,d}$	78	kPa
L	7.00	m
γ_s	20.5	kN/m ³
Strato 2		
$c_{u,k}$	200	kPa
γ_M	1	
$c_{u,d}$	200	kPa
L	3.78	m
γ_s	20.8	kN/m ³
Resistenza laterale		
Metodo α		
α	0.35	
$Q_{s,cal}$	2147	kN
ξ	1.28	
$Q_{s,k}$	1677	kN
γ_{R3}	1.45	
$Q_{s,d}$	1157	kN
Resistenza alla punta		
N_c	9	
N_q	1	
$Q_{P,cal}$	3577	kN
ξ	1.28	
$Q_{P,k}$	2795	kN
γ_{R3}	1.70	
$Q_{P,d}$	1644	kN
Resistenza di calcolo		
R_d	2801	kN
E_d	2252	kN
η	1.24	

7 Prolungamento Molo Santa Maria

Il prolungamento del Molo Santa Maria è realizzato con una struttura a giorno che consente l'avanzamento dell'attuale filo banchina di circa 5.00 m.

La struttura è realizzata con otto coppie di pali trivellati di c.a. ad interasse di 4.30 m aventi diametro $\Phi 1200$ infissi alla -20.78 m s.m.m. I pali sono collegati in testa con pulvini prefabbricati di dimensioni 2.30×4.85×0.50 m, sui quali sono appoggiate dalle prefabbricate di dimensioni 2.20×4.85×0.20 m utilizzate come a casseforme a perdere per il successivo getto della soletta di impalcato di spessore pari a 0.65 m.

La struttura della banchina è completata da un pacchetto di pavimentazione dello spessore circa di 0.15 m.

7.1 Dalle prefabbricate

Le dalle prefabbricate di c.a. hanno dimensioni 2.20×4.85×0.20 m e sono utilizzate come casseforme a perdere per il getto della soletta dell'impalcato.

7.1.1 Analisi dei carichi

Carichi permanenti strutturali:

P.P. dalle prefabbricate: $g_{k1} = 25.00 \times 0.20 \times 4.85 = 24.25 \text{ kN/m}$

Carichi permanenti non strutturali:

P.P. getto soletta di c.a.: $g_{k2} = 25.00 \times 0.65 \times 4.85 = 78.81 \text{ kN/m}$

7.1.2 Combinazioni dei carichi

Combinazione SLU di tipo STR:

SLU-STR-1: $\gamma_g \times G_{k1} + \gamma_g \times G_{k2} = 1.3 \times 24.25 + 1.3 \times 78.81 = 134 \text{ kN/m}$

7.1.3 Verifiche agli stati limite

Nelle fasi transitorie le dalle sono calcolate come travi appoggiate di luce pari a 2.20 m e soggette al proprio peso ed a quello del getto della sovrastruttura.

Sollecitazioni massime:

$$M_{Ed} = 134 \times 2.20^2 / 8 = 81 \text{ kNm}$$

$$V_{Ed} = 134 \times 2.20 / 2 = 147 \text{ kN}$$

Caratteristiche sezione:

Sezione rettangolare: B = 4.85 m, H = 0.20 m, C = 0.04

Armature: $A_{inf} = 24\Phi 12$, $A_{sup} = 24\Phi 12$

Verifiche di resistenza dei materiali

$$M_{Ed} = 81 \text{ kNm} \qquad V_{Ed} = 147 \text{ kN}$$

$$M_{Rd} = 185 \text{ kNm} \qquad V_{Rd} = 452 \text{ kN}$$

$$\eta = 2.28 \geq 1.00 \qquad \eta = 3.07 \geq 1.00$$

7.2 Soletta di impalcato

La soletta di impalcato viene realizzata con un getto di calcestruzzo in opera e presenta una lunghezza di circa 37.80 m, una larghezza di 4.85 m ed uno spessore di 0.65 m.

Sopra la struttura è prevista la realizzazione di un pacchetto di pavimentazione dello spessore di 0.15 m ed il posizionamento lato mare di un ciglio in pietra.

7.2.1 Analisi dei carichi

Carichi permanenti strutturali:

P.P. soletta di c.a.: $g_{k1} = 25.00 \times 0.65 \times 4.85 = 78.81 \text{ kN/m}$

Carichi permanenti non strutturali:

P.P. dalla a perdere: $g_{k2} = 25.00 \times 0.20 \times 4.85 = 24.25 \text{ kN/m}$

P.P. pavimentazione: $g_{k2} = 22.00 \times 0.15 \times 4.85 = 16.01 \text{ kN/m}$

Carichi variabili:

Sovraccarico banchina: $q_{k1} = 40.00 \times 4.85 = 194 \text{ kN/m}$

7.2.2 Combinazione dei carichi

Combinazione SLU di tipo STR:

SLU-STR-1: $\gamma_g \times G_{k1} + \gamma_g G_{k2} + \gamma_q \times Q_{k1} = 1.3 \times 119 + 1.5 \times 194 = 446 \text{ kN/m}$

Combinazione SLE di tipo RAR:

SLU-RAR-1: $G_{k1} + G_{k2} + Q_{k1} = 119.07 + 194 = 313 \text{ kN/m}$

7.2.3 Verifiche agli stati limite

La soletta di impalcato è stata schematizzata come una trave continua appoggiata in corrispondenza dei pulvini. La trave ha una lunghezza complessiva di 37.80 m ed è costituita da 8 campate di luce 4.30 m ciascuna e da due sbalzi di luci rispettivamente 1.80 m ed 1.60 m. La larghezza degli appoggi è pari a 2.30 m.

Il calcolo è stato eseguito con l'ausilio del codice di calcolo MasterSap Top 2009 SP 2.2 della AMV S.r.l.

Sollecitazioni massime:

Combinazione SLU-STR-1:

$$M_{Ed} = -722 \text{ kNm} \qquad M_{Ed} = +387 \text{ kNm} \qquad V_{Ed} = 992 \text{ kN}$$

Combinazione SLE-RAR-1:

$$M_{Ed} = -507 \text{ kNm} \qquad M_{Ed} = +272 \text{ kNm} \qquad V_{Ed} = 697 \text{ kN}$$

Caratteristiche sezione:

Sezione rettangolare: $B = 4.85 \text{ m}$, $H_{max} = 0.65 \text{ m}$, $H_{min} = 0.30 \text{ m}$, $C = 0.04$

Armature: $A_{inf} = 20+5\Phi 12$, $A_{sup} = 20+6\Phi 16$

Verifiche di resistenza dei materiali agli SLU

$$\begin{array}{lll} M_{Ed} = -722 \text{ kNm} & M_{Ed} = +387 \text{ kNm} & V_{Ed} = 992 \text{ kN} \\ M_{Rd} = -1030 \text{ kNm} & M_{Rd} = +759 \text{ kNm} & V_{Rd} = 1236 \text{ kN} \\ \eta = 1.43 \geq 1.00 & \eta = 1.96 \geq 1.00 & \eta = 1.25 \geq 1.00 \end{array}$$

Verifiche agli SLE

$$\begin{array}{lll} M_{Ed} = -507 \text{ kNm} & M_{Ed} = +272 \text{ kNm} & V_{Ed} = 697 \text{ kN} \\ \sigma_c = 37.6 \text{ daN/cm}^2 & \sigma_c = 39.6 \text{ daN/cm}^2 & \tau = 2.7 \text{ daN/cm}^2 \\ \sigma_c = 2211 \text{ daN/cm}^2 & \sigma_c = 1753 \text{ daN/cm}^2 & \\ \text{non fessurata} & \text{non fessurata} & \end{array}$$

7.3 Struttura a giorno

7.3.1 Analisi dei carichi

Carichi permanenti strutturali

P.P. Elementi strutturali: $g_{k1} = 25.00 \text{ kN/m}^3$

Carichi permanenti non strutturali:

P.P. Dalle a perdere: $g_{k2} = 25.00 \times 0.20 = 5.00 \text{ kN/m}^2$

P.P. Pavimentazione: $g_{k2} = 22.00 \times 0.15 = 3.30 \text{ kN/m}^2$

Carichi variabili:

Sovraccarico banchina: $q_{k1} = 40.00 \text{ kN/m}^2$

Tiro alla bitta dir. perp.: $q_{k2} = 1000 \text{ kN}$

Tiro alla bitta dir. parall.: $q_{k3} = 1000 \text{ kN}$

7.3.2 Combinazione dei carichi

Combinazioni SLU di tipo SLV:

SLU-SLV-1: $E_k + G_{k1} + G_{k2} + \Psi_{21} \times Q_{k1}$

Combinazioni SLU di tipo STR:

SLU-STR-1: $\gamma_g \times G_{k1} + \gamma_g \times G_{k2} + \gamma_q \times Q_{k1} + \gamma_q \times \Psi_{02} \times Q_{k2}$

SLU-STR-2: $\gamma_g \times G_{k1} + \gamma_g \times G_{k2} + \gamma_q \times \Psi_{01} \times Q_{k1} + \gamma_q \times Q_{k2}$

SLU-STR-3: $\gamma_g \times G_{k1} + \gamma_g \times G_{k2} + \gamma_q \times Q_{k1} + \gamma_q \times \Psi_{03} \times Q_{k3}$

SLU-STR-4: $\gamma_g \times G_{k1} + \gamma_g \times G_{k2} + \gamma_q \times \Psi_{01} \times Q_{k1} + \gamma_q \times Q_{k3}$

Combinazioni SLE di tipo RAR:

SLU-RAR-1: $G_{k1} + G_{k2} + Q_{k1} + \Psi_{02} \times Q_{k2}$

SLU-RAR-2: $G_{k1} + G_{k2} + \Psi_{01} \times Q_{k1} + Q_{k2}$

SLU-RAR-3: $G_{k1} + G_{k2} + Q_{k1} + \Psi_{03} \times Q_{k3}$

SLU-RAR-4: $G_{k1} + G_{k2} + \Psi_{01} \times Q_{k1} + Q_{k3}$

Combinazioni SLE di tipo FRE:

SLU-FRE-1: $G_{k1} + G_{k2} + \Psi_{11} \times Q_{k1}$

SLU-FRE-2: $G_{k1} + G_{k2} + \Psi_{21} \times Q_{k1} + \Psi_{12} \times Q_{k2}$

SLU-FRE-3: $G_{k1} + G_{k2} + \Psi_{21} \times Q_{k1} + \Psi_{13} \times Q_{k3}$

Combinazioni SLE di tipo QPE:

SLU-QPE-1: $G_{k1} + G_{k2} + \Psi_{21} \times Q_{k1}$

7.3.3 Verifiche agli stati limite

Nelle condizioni usuali di esercizio, la struttura è stata studiata attraverso un modello tridimensionale con l'ausilio del codice di calcolo agli elementi finiti MasterSap Top 2009 SP2.2 della AMV S.r.l.

La risposta della struttura in condizioni sismiche è stata valutata mediante analisi lineare dinamica (analisi modale con spettro di risposta), calcolandola separatamente per ciascuna delle tre componenti e combinando successivamente gli effetti sulla struttura (sollecitazioni, deformazioni, spostamenti, ecc...) applicando la seguente espressione:

$$1.00 \times E_x + 0.30 \times E_y + 0.30 \times E_z$$

con rotazione dei coefficienti moltiplicativi e conseguente individuazione degli effetti più gravosi.

Per gli stati limite di esercizio (sistema non dissipativo), l'analisi è stata svolta con riferimento allo spettro di progetto ottenuto assumendo un fattore di struttura unitario, mentre per gli stati limite ultimi (sistema dissipativo), l'analisi è stata svolta con riferimento allo spettro di progetto ottenuto assumendo un fattore di struttura q_0 .

Nel calcolo per tenere conto della variabilità spaziale del moto sismico, nonché di eventuali incertezze nella localizzazione delle masse, al centro di massa è stata inoltre attribuita un'eccentricità accidentale rispetto alla sua posizione derivante dal calcolo pari a 0,05 volte la dimensione della struttura misurata perpendicolarmente alla direzione di applicazione dell'azione sismica.

L'interazione con il terreno è stata studiata trascurando lo strato di terreno incoerente superficiale (strato A) ed assumendo i valori geomeccanici di calcolo dello strato B ottenuti applicando i coefficienti di sicurezza sui materiali della combinazione M1 pari a 1.0.

L'interazione palo-terreno è stata quindi simulata con molle a comportamento elastoplastico perfetto aventi rigidità pari a:

$$k = 67 \times c_{ud} \times d = 2613 \text{ kN/m}$$

e valore di plasticizzazione pari a:

$$p_{lim} = 9 \times c_u \times d \times i_m = 421 \text{ kN/m}$$

Nelle figure seguenti, oltre al modello di calcolo, sono riportati gli involucri delle sollecitazioni ottenuti dall'analisi numerica divisi per i diversi stati limite studiati.

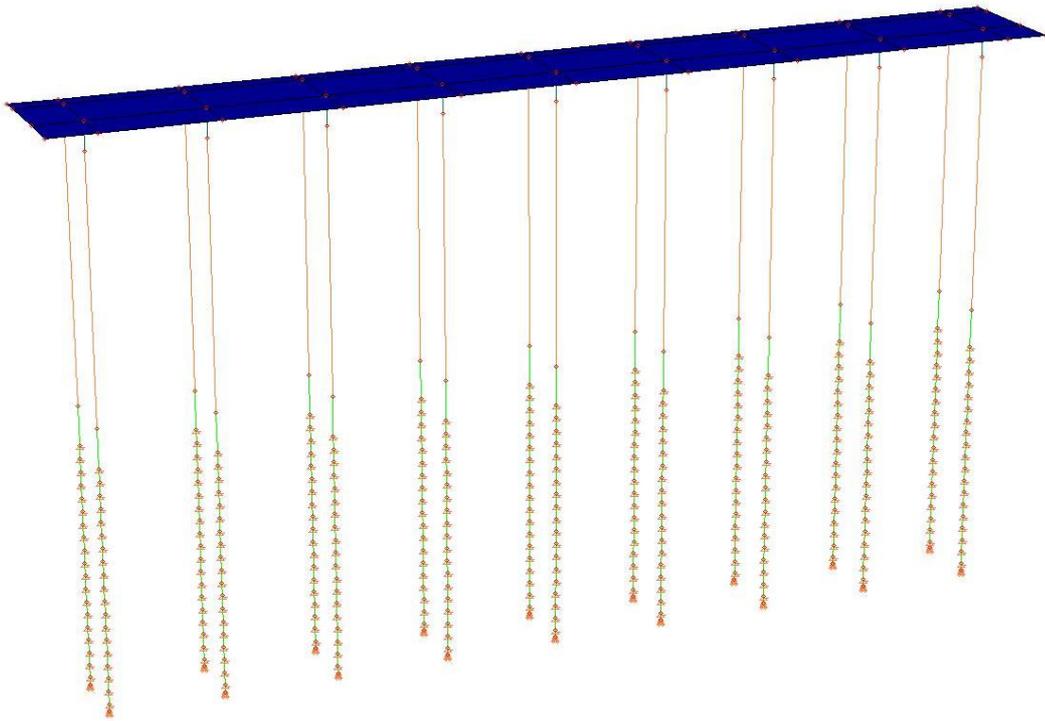


Figura 42 – Modello di calcolo

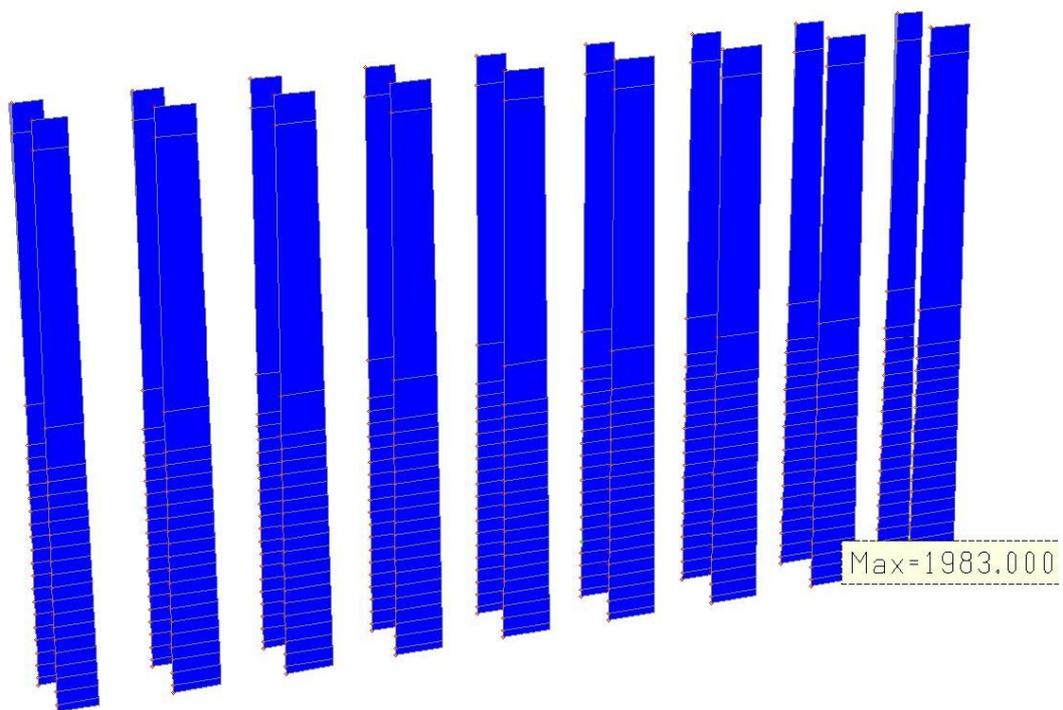


Figura 43 – Involuppo SLU – Sforzo normale

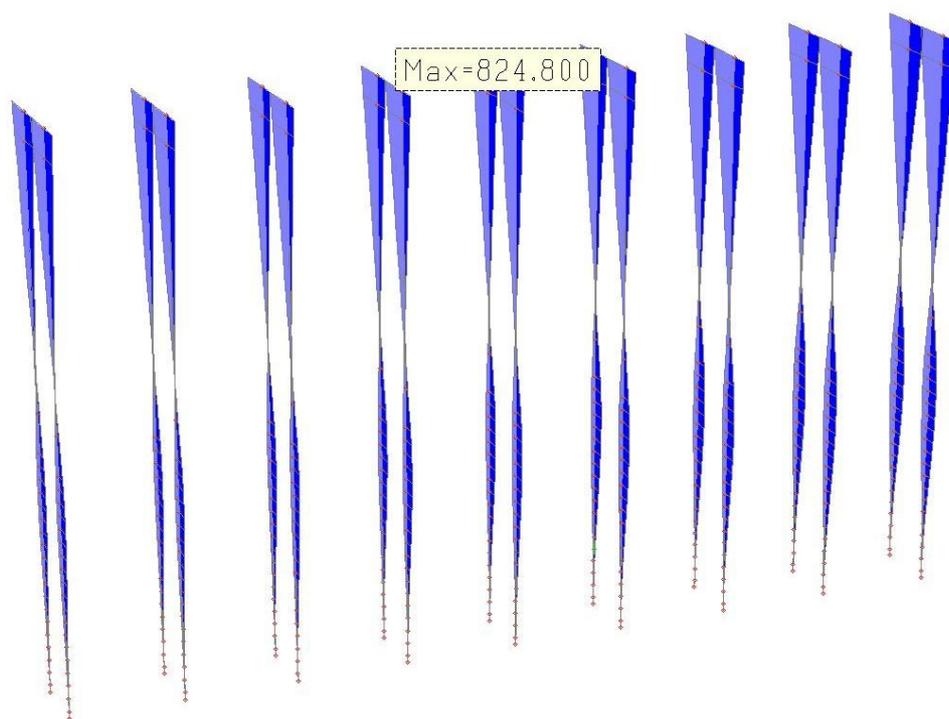


Figura 44 – Involuppo SLU: Momento M_{zd}

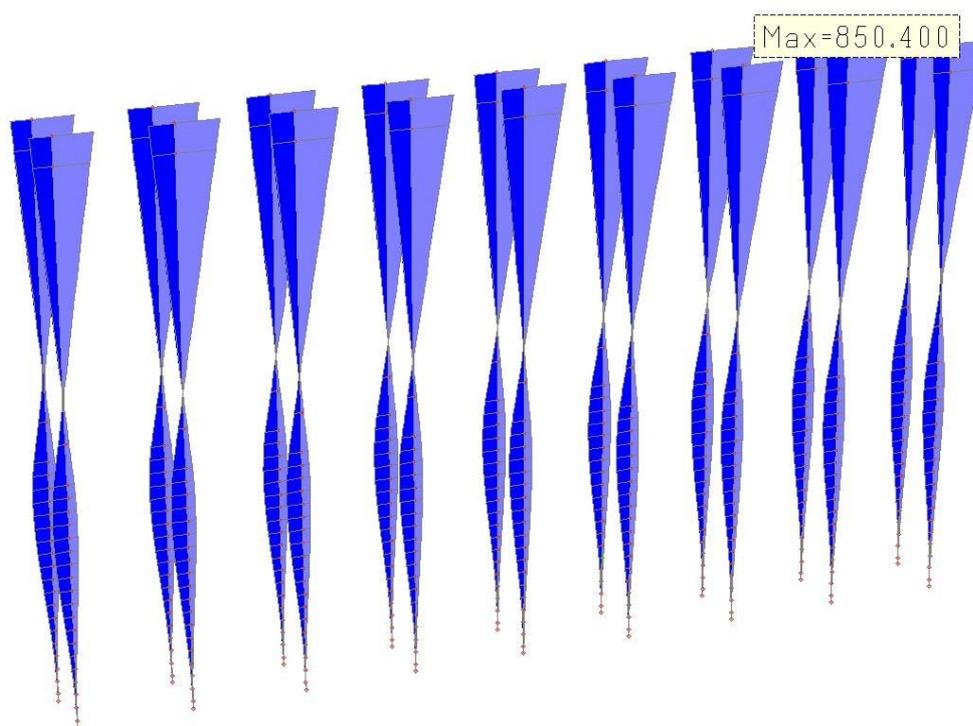


Figura 45 – Involuppo SLU: Momento M_{yd}

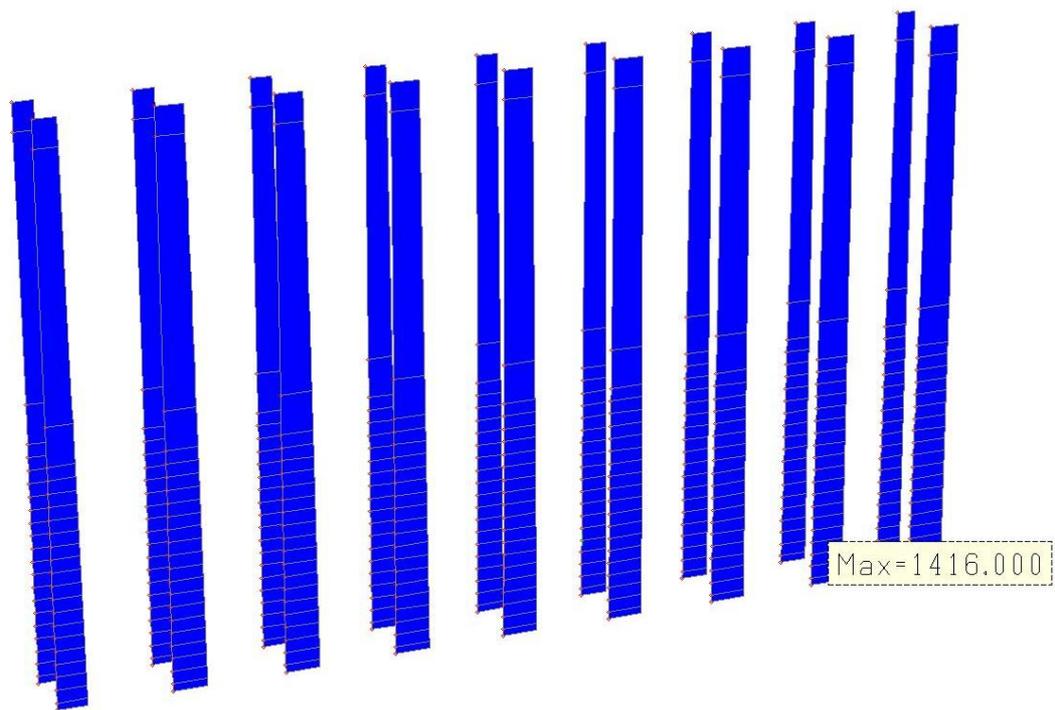


Figura 46 – Involuppo SLE: Sforzo normale

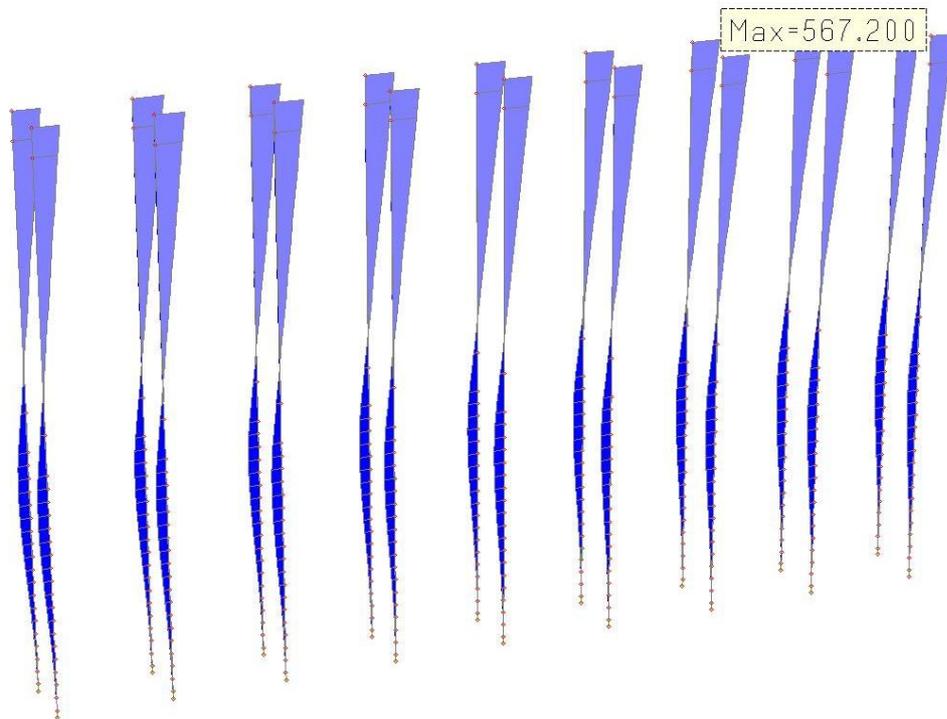


Figura 47 – Involuppo SLU: Momento M_{zd}

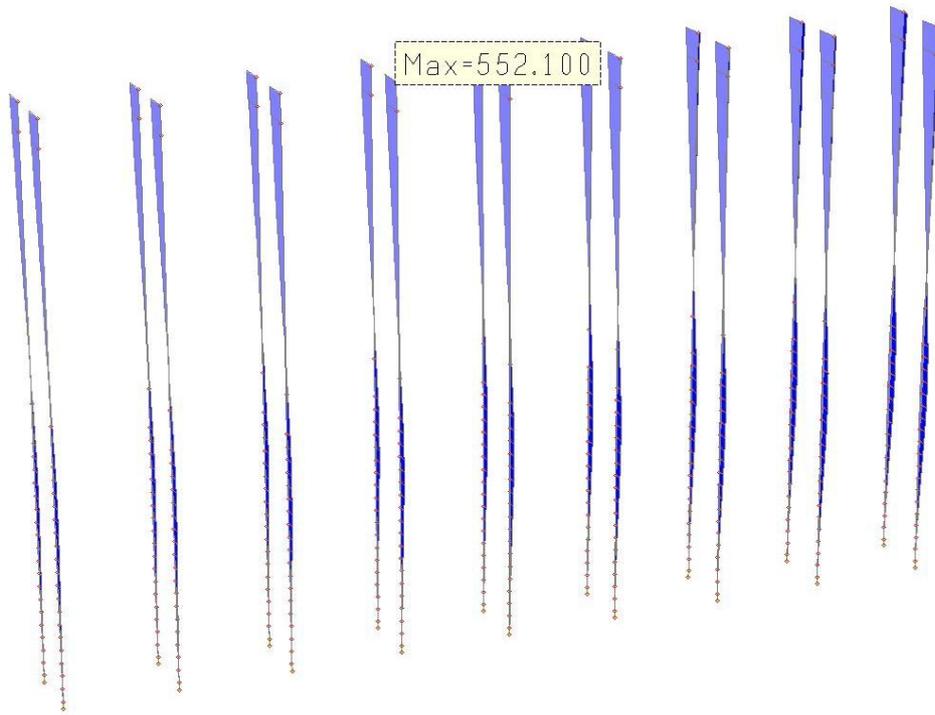


Figura 48 – Involuppo SLU: Momento M_{yd}

Nel seguito si riportano le verifiche dei pali di fondazione in condizioni statiche e dinamiche sia nei confronti degli stati limite ultimi (SLU) che degli stati limite di esercizio (SLE).

PALI DI FONDAZIONE

Inviluppo SLU-STR e SLU-SLV

Sezione circolare: $D = 1.20 \text{ m}$ $C = 0.04 \text{ m}$

Armatura radiale: $A = 32\Phi 22$

$$M_{zd} = 850 \text{ kNm} \quad M_{yd} = 154 \text{ kNm} \quad M_{Ed} = 864 \text{ kNm} \quad N_{Ed} = 507 \text{ kN}$$

$$M_{Rd}(N_{Ed}) = 2889 \text{ kNm}$$

$$\eta = 3.34 \geq 1.00$$

Inviluppo SLE-RAR

Sezione circolare: $D = 1.20 \text{ m}$ $C = 0.04 \text{ m}$

Armatura radiale: $A = 32\Phi 22$

$$M_{zd} = 567 \text{ kNm} \quad M_{yd} = 103 \text{ kNm} \quad M_{Ed} = 576 \text{ kNm} \quad N_{Ed} = 363 \text{ kN}$$

$$\sigma_c = 46.2 \text{ daN/cm}^2$$

$$\sigma_s = 1140 \text{ daN/cm}^2$$

$$w = 0.066 \text{ mm} \leq 0.20 \text{ mm}$$

COLLASSO PER CARICO LIMITE

Approccio 2:		(A1+M1+R3)
Palo		
Diametro Φ	1.2	m
Strato 1		
$c_{u,k}$	78	kPa
γ_M	1	
$c_{u,d}$	78	kPa
L	7.00	m
γ_s	20.5	kN/m ³
Strato 2		
$c_{u,k}$	200	kPa
γ_M	1	
$c_{u,d}$	200	kPa
L	3.78	m
γ_s	20.8	kN/m ³
Resistenza laterale		
Metodo α		
α	0.35	
$Q_{s,cal}$	1718	kN
ξ	1.28	
$Q_{s,k}$	1342	kN
γ_{R3}	1.45	
$Q_{s,d}$	926	kN
Resistenza alla punta		
N_c	9	
N_q	1	
$Q_{p,cal}$	2289	kN
ξ	1.28	
$Q_{p,k}$	1788	kN
γ_{R3}	1.70	
$Q_{p,d}$	1052	kN
Resistenza di calcolo		
R_d	1978	kN
E_d	1155	kN
η	1.71	