

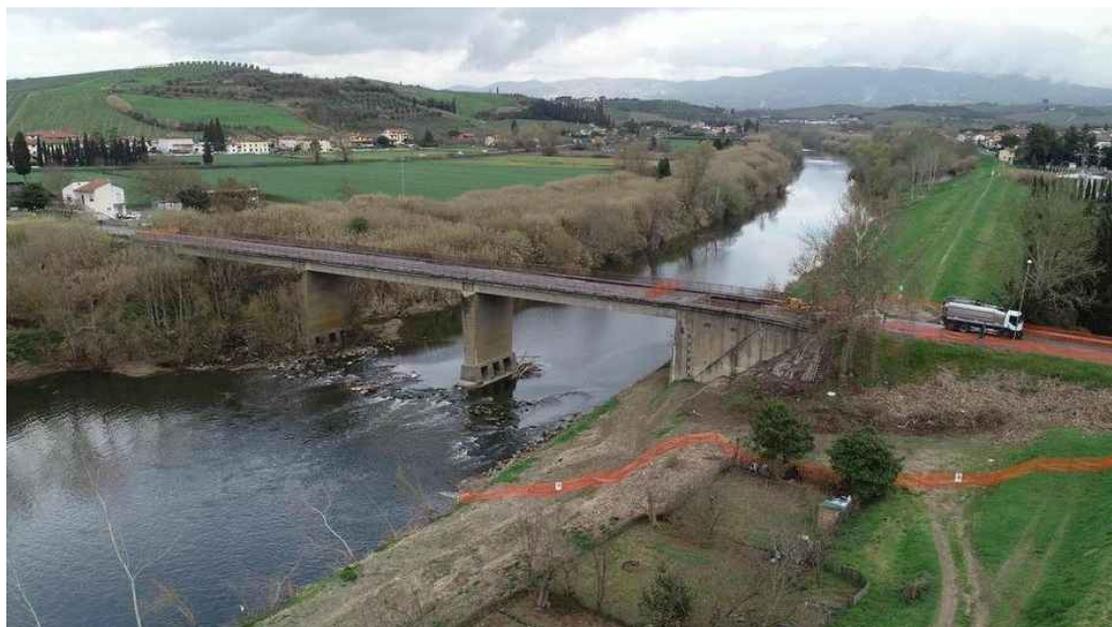


CITTÀ METROPOLITANA
DI FIRENZE

DIPARTIMENTO SVILUPPO
AREA TERRITORIALE

Progettazione esecutiva del consolidamento
della spalla riva sx idraulica del Ponte sul Fiume
Arno tra le località Marcignana e Bassa
SP 11 - "Pisana per Fucecchio"

CIG: Z812796179



PROGETTO ESECUTIVO

TAVOLA N.

RELAZIONE DI CALCOLO

R.02

NOME FILE: R.01-R12

Data redazione elaborato:

C.U.P.:

PRATICA N.

Aprile 2019

R.U.P.: Ing. Carlo Ferrante

PROGETTISTA:

Ing. Daniele Storai
Via Catani 28/c
59100 Prato

COLLABORATORI:

ACS Ingegneri
Via Catani 28/c 59100 Prato
BFIngegneria
Via Vasco de Gama Firenze 89 -50129 Firenze

CSP (SICUREZZA):

Ing. Alberto Antonelli

GEOLOGIA:

Dr. Gianni Focardi

2 NORMATIVA DI RIFERIMENTO

I calcoli sono stati eseguiti in accordo alle seguenti disposizioni normativo – tecniche.

Legge n.1086 del 05 11 1971 - Norme per la disciplina delle opere di conglomerato cementizio armato, normale e precompresso ed a struttura metallica.

Legge n. 64 del 02.02.1974- Provvedimenti per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche

D.M. 17Gennaio 2018 Norme tecniche per le costruzioni

Istruzioni per l'applicazione dell' "aggiornamento delle norme tecniche per le costruzioni" di cui al D.M, 14 Gennaio 2008

Circolare Esplicativa del 21.01.2019 n. 7 C.S.LL.PP; Istruzioni per l'applicazione dell' "aggiornamento delle norme tecniche per le costruzioni" di cui al D.M. 17 Gennaio 2018.

Laddove esplicitamente richiesto dal D.M. 2018, ma anche per eventuali chiarimenti ed integrazioni, si fa riferimento agli Eurocodici che il D.M. 2018 ritiene coerenti con i propri principi di base. Il riferimento agli Eurocodici è condotto mediante il

D.M.31Luglio 2012 – Approvazione delle Appendici Nazionali recanti i parametri tecnici per l'applicazione degli Eurocodici

In particolare, si considerano i seguenti Eurocodici:

Eurocodice 2: progettazione strutture di calcestruzzo

Eurocodice 3: progettazione strutture di acciaio

Eurocodice 4: progettazione strutture miste acciaio-calcestruzzo

Eurocodice 8: progettazione strutture in zona sismica

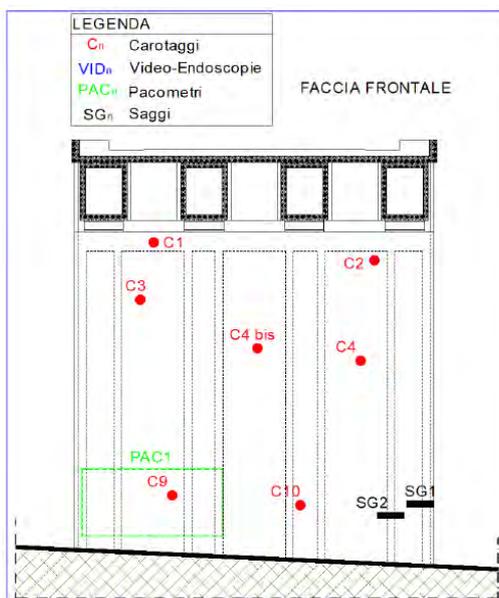
3 INDAGINI ESEGUITE SULLA STRUTTURA

Nel presente paragrafo si riporta sinteticamente quanto indicato nel rapporto di prova n° 00921 del 07/05/2019 redatto dal Laboratorio Sigma s.r.l di Campi Bisenzio (FI), relativamente alle indagini in situ e alle prove di laboratorio effettuate sui campioni cilindrici di cls e barre di armatura estratte dalla spalla sinistra lato Marcignana del ponte sul fiume Arno denominato "Motta", situato sulla SP11 fra Empoli e Cerreto Guidi (in particolare fra le località di Marcignana e Bassa), con la finalità di verificare lo stato di conservazione dei materiali costituenti l'elemento strutturale.

3.1 UBICAZIONE DELLE INDAGINI

Sulle strutture della spalla sinistra lato Marcignana del ponte sul fiume Arno, sono state eseguite le seguenti prove:

- N° 1 indagine pacometrica;
- N° 4 video endoscopie in foro;
- N° 2 saggi ispettivi armatura,
- N° 11 carotaggi;
- N° 1 prelievo di barra di armatura.



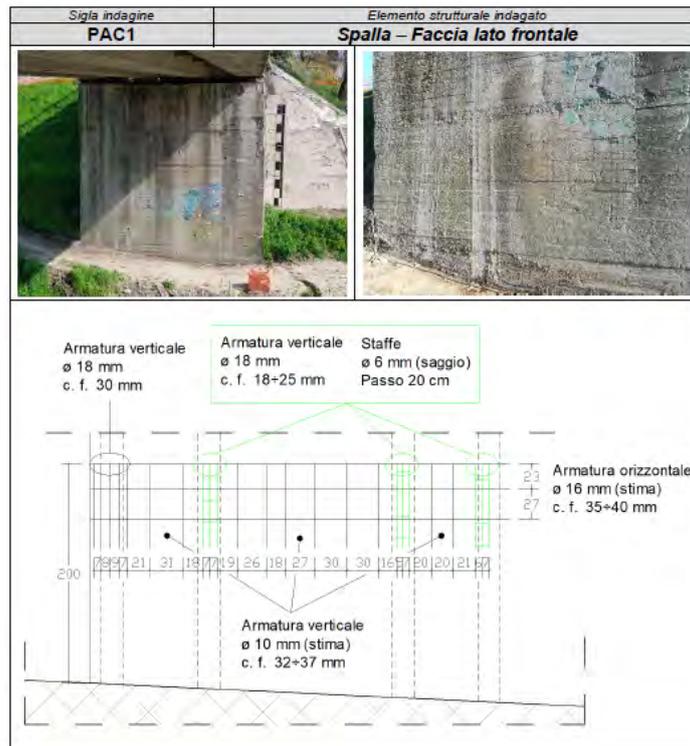
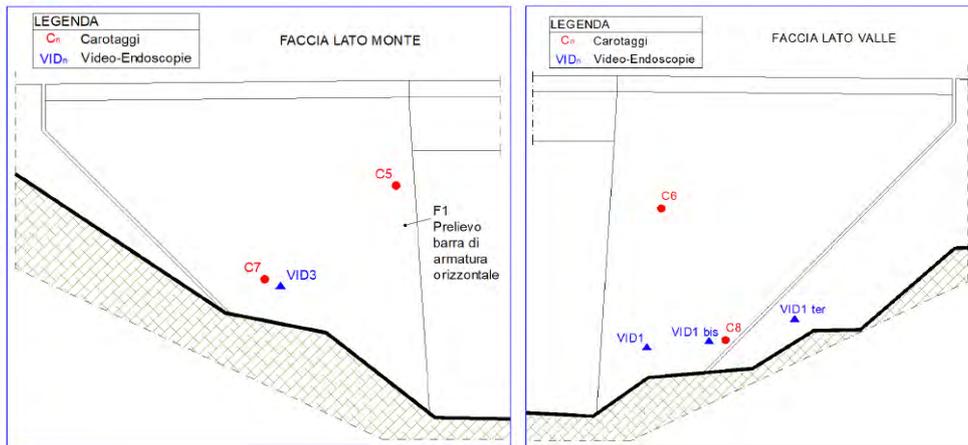


Figura 1 – Indagine pacometrica

Sigla indagine	Elemento strutturale indagato
VID 1	Spalla – faccia lato valle
<p>Foro compatto per i primi 32÷35 cm (spessore elemento in cls), poi presenza di materiale compatto di colore rossiccio fino a 55 cm da inizio foro. Sul fondo del foro si nota la presenza di riempimento con materiale incoerente. La polvere di perforazione estratta dal sondaggio risulta molto umida.</p>	
 <p>Foto 1</p>	 <p>Foto 2</p>
 <p>Foto 3</p>	 <p>Foto 4</p>

Figura 2 – Video-endoscopia VID1

Sigla indagine	Elemento strutturale indagato
VID 1-bis	Spalla – faccia lato valle
<p>Foro compatto per i primi 30 cm (spessore elemento in cls), poi presenza di materiale di riempimento incoerente. La polvere di perforazione estratta dal sondaggio risulta asciutta.</p>	
	 <p>Foto 1</p>
 <p>Foto 2</p>	 <p>Foto 3</p>

Figura 3 - Video-endoscopia VID1-bis

Sigla indagine VID 1-ter	Elemento strutturale indagato Spalla – faccia lato valle
<p>Foro compatto per 65 cm (spessore elemento in cls), poi presenza di materiale di riempimento incoerente. La polvere di perforazione estratta dal sondaggio risulta asciutta.</p>	 <p>Foto 1</p>
 <p>Foto 2</p>	 <p>Foto 3</p>

Figura 4 - Video-endoscopia VID1-ter

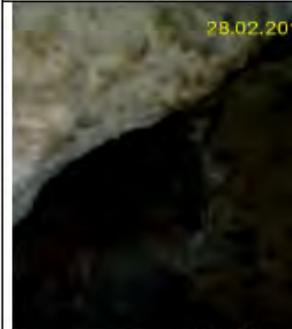
Sigla indagine VID 3	Elemento strutturale indagato Spalla – faccia lato valle
<p>Foro compatto per circa 15 cm (spessore elemento in cls), poi presenza di riempimento con inerti sciolti. La polvere di perforazione estratta dal sondaggio risulta asciutta.</p>	 <p>Foto 1</p>
 <p>Foto 2</p>	 <p>Foto 3</p>

Figura 5 - Video-endoscopia VID3

Strumentazione utilizzata:	GALDABINI Mod. PMC/300 Matr. RC6A-31417
Date di prova:	28/02/2019 (carbonatazione) e 7/03/2019 (compressione)
Norma riferimento:	UNI 9944:1992 – UNI EN 12504-1:2009 – UNI EN 12390-3:2009
Provini ricavati:	da ogni carota estratta è stato ricavato 1 provino di H=Ø
Preparazione teste provini:	Cappatura con Malta bicomponente Hilti HIT – MM – PLUS

Sigla	Identificazione struttura di prelievo	Dimensioni provino Ø H [mm]	H/Ø	Profondità carbon. Max* [mm]	Massa Volumica [kg/m³]	Carico Rottura provino [kN]	Carico unitario Rottura provino [MPa]
C1	Spalla – faccia frontale cordolo di sommità lato monte	103.0 105	1.0	21	2365	235.2	28.2
C2	Spalla – faccia frontale	103.0 105	1.0	26	2372	308.4	37.0
C3	Spalla – faccia frontale	103.0 105	1.0	24	2439	311.4	37.4
C4 bis	Spalla – faccia frontale	103.0 105	1.0	45	2341	254.4	30.5
C5	Spalla – faccia lato monte	103.0 105	1.0	15	2456	333.6	40.0
C6	Spalla – faccia lato valle	103.0 105	1.0	36	2405	295.2	35.4
C7	Spalla – faccia lato monte	103.0 105	1.0	21	2378	338.4	40.6
C8	Spalla – faccia lato valle	103.0 105	1.0	30	2378	267.6	32.1
C9	Spalla – faccia frontale	103.0 105	1.0	23	2403	326.4	39.2
C10	Spalla – faccia frontale	103.0 105	1.0	74	2438	285.6	34.3

Figura 6 - Carotaggi: risultati prove di compressione e profondità di carbonatazione

n.	Identificazione Struttura di prelievo	Ø [mm]	Tipo di barra	Sez. Eff. ⁽¹⁾ [mm²]	Massa [kg/m]	Snervam. Fy [N/mm²]	Rottura Ft [N/mm²]	All. A [%]
F1	Spalla – spigolo di monte	Ø ⁽²⁾	Aderenza migliorata	31.0	0.243	663	787	n.d.

Figura 7 - Prova di trazione barra prelevata

4 CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

4.1 CALCESTRUZZO ARMATO

4.1.1 Generalità

Per le classi di resistenza normalizzate per calcestruzzo normale si può fare utile riferimento a quanto indicato nelle norme UNI EN 206-1:2006 e nella UNI 11104:2004. Sulla base della denominazione normalizzata vengono definite le classi di resistenza riportate nella Tab. 4.1.1 della normativa.

La valutazione della sicurezza va condotta secondo i principi fondamentali ed i metodi precisati al Cap. 2 della norma.

In particolare per l'analisi strutturale, volta alla valutazione degli effetti delle azioni, si potranno adottare i metodi seguenti: a) analisi elastica lineare; b) analisi plastica; c) analisi non lineare.

Analisi elastica lineare

L'analisi elastica lineare può essere usata per valutare gli effetti delle azioni sia per gli stati limite di esercizio sia per gli stati limite ultimi.

Per la determinazione degli effetti delle azioni, le analisi saranno effettuate assumendo:

- sezioni interamente reagenti con rigidzze valutate riferendosi al solo calcestruzzo;
- relazioni tensione deformazione lineari;
- valori medi del modulo d'elasticità.

Per la determinazione degli effetti delle deformazioni termiche, degli eventuali cedimenti e del ritiro le analisi saranno effettuate assumendo:

-per gli stati limite ultimi, rigidezze ridotte valutate ipotizzando che le sezioni siano fessurate (in assenza di valutazioni più precise la rigidezza delle sezioni fessurate potrà essere assunta pari alla metà della rigidezza delle sezioni interamente reagenti);

-per gli stati limite di esercizio, rigidezze intermedie tra quelle delle sezioni interamente reagenti e quelle delle sezioni fessurate.

Per le sole verifiche agli stati limite ultimi, i risultati dell'analisi elastica possono essere modificati con una redistribuzione dei momenti, nel rispetto dell'equilibrio e delle capacità di rotazione plastica delle sezioni dove si localizza la redistribuzione. In particolare la redistribuzione non è ammessa per i pilastri e per i nodi dei telai, è consentita per le travi continue e le solette, a condizione che le sollecitazioni di flessione siano prevalenti ed i rapporti tra le luci di campate contigue siano compresi nell'intervallo 0,5-2,0.

Per le travi e le solette che soddisfano le condizioni dette la redistribuzione dei momenti flettenti può effettuarsi senza esplicite verifiche in merito alla duttilità delle membrature, purché il rapporto δ tra il momento dopo la redistribuzione ed il momento prima della redistribuzione risulti $1 \geq \delta \geq 0,70$.

I valori di δ si ricavano dalle espressioni:

$$\delta \geq 0,44 + 1,25 (0,6 + 0,0014/\varepsilon_{cu})x/d \text{ per } f_{ck} \leq 50 \text{ MPa}$$

$$\delta \geq 0,54 + 1,25 (0,6 + 0,0014/\varepsilon_{cu})x/d \text{ per } f_{ck} > 50 \text{ MPa}$$

dove x è l'altezza della zona compressa ed ε_{cu} è definita in seguito.

4.1.2 Resistenze di calcolo

Le resistenze di calcolo f_d indicano le resistenze dei materiali, calcestruzzo ed acciaio, ottenute mediante l'espressione:

$$f_d = f_k / \gamma_M$$

dove:

f_k sono le resistenze caratteristiche del materiale;

γ_M sono i coefficienti parziali per le resistenze, comprensivi delle incertezze del modello e della geometria, che possono variare in funzione del materiale, della situazione di progetto e della particolare verifica in esame.

4.1.2.1 Resistenza di progetto a compressione del calcestruzzo

Per il calcestruzzo la resistenza di progetto a compressione, f_{cd} , é:

$$f_{cd} = \alpha_{cc} f_{ck} / \gamma_C$$

dove:

α_{cc} è il coefficiente riduttivo per le resistenze di lunga durata;

γ_C è il coefficiente parziale di sicurezza relativo al calcestruzzo;

f_{ck} è la resistenza caratteristica cilindrica a compressione del calcestruzzo a 28 giorni.

Il coefficiente γ_c è pari ad 1,5.

Il coefficiente α_{cc} è pari a 0,85.

Nel caso di elementi piani (solette, pareti, ...) gettati in opera con calcestruzzi ordinari e con spessori minori di 50 mm, la resistenza di calcolo a compressione va ridotta a 0,80 f_{cd} . Il coefficiente γ_c può essere ridotto da 1,5 a 1,4 per produzioni continuative di elementi o strutture, soggette a controllo continuativo del calcestruzzo dal quale risulti un coefficiente di variazione (rapporto tra scarto quadratico medio e valor medio) della resistenza non superiore al 10%. Le suddette produzioni devono essere inserite in un sistema di qualità di cui al § 11.8.3 delle NTC 2018.

4.1.2.2 Resistenza di progetto a trazione del calcestruzzo

La resistenza di progetto a trazione, f_{ctd} , vale:

$$f_{ctd} = f_{ctk} / \gamma_c$$

dove:

γ_c è il coefficiente parziale di sicurezza relativo al calcestruzzo;

f_{ctk} è la resistenza caratteristica a trazione del calcestruzzo (§ 11.2.10.2 delle NTC 2018).

Il coefficiente γ_c assume il valore 1,5.

Nel caso di elementi piani (solette, pareti, ...) gettati in opera con calcestruzzi ordinari e con spessori minori di 50 mm, la resistenza di calcolo a compressione va ridotta a 0,80 f_{cd} . Il coefficiente γ_c può essere ridotto, da 1,5 a 1,4 nei casi specificati al § 4.1.2.1.1.1.

4.1.2.3 Resistenza di progetto dell'acciaio

La resistenza di progetto dell'acciaio f_{yd} è riferita alla tensione di snervamento ed il suo valore è dato da:

$$f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s$$

γ_s è il coefficiente parziale di sicurezza relativo all'acciaio;

f_{yk} per armatura ordinaria è la tensione caratteristica di snervamento dell'acciaio (§ 11.3.2 delle NTC 2018), per armature da precompressione è la tensione convenzionale caratteristica di snervamento data, a seconda del tipo di prodotto, da f_{pyk} (barre), $f_{p(0,1)k}$ (fili), $f_{p(1)k}$ (trefoli e trecce); si veda in proposito la Tab. 11.3.VIII delle NTC 2018.

Il coefficiente γ_s assume sempre, per tutti i tipi di acciaio, il valore 1,15.

4.1.2.4 Tensione tangenziale di aderenza acciaio-calcestruzzo

La resistenza tangenziale di aderenza di progetto f_{bd} vale:

$$f_{bd} = f_{bk} / \gamma_c$$

dove:

γ_c è il coefficiente parziale di sicurezza relativo al calcestruzzo, pari a 1,5;

f_{bk} è la resistenza tangenziale caratteristica di aderenza data da:

$$f_{bk} = 2,25 \cdot \eta_1 \cdot \eta_2 \cdot f_{ctk}$$

in cui

$\eta_1 = 1,0$ in condizioni di buona aderenza;

$\eta_2 = 0,7$ in condizioni di non buona aderenza, quali nei casi di armature molto addensate, ancoraggi in zona tesa, ancoraggi in zone superiori di getto, in elementi strutturali realizzati con casseforme scorrevoli, a meno che non si adottino idonei provvedimenti;

$\eta_2 = 1,0$ per barre di diametro $\Phi \leq 32$ mm

$\eta_2 = (132 - \Phi)/100$ per barre di diametro superiore.

La lunghezza di ancoraggio di progetto e la lunghezza di sovrapposizione sono influenzate dalla forma delle barre, dal copri ferro, dall'effetto di confinamento dell'armatura trasversale, dalla presenza di barre trasversali saldate, dalla pressione trasversale lungo la lunghezza di ancoraggio e dalla percentuale di armatura sovrapposta rispetto all'armatura totale. Per le regole di dettaglio da adottare si potrà fare utile riferimento alla sezione 8 di UNI EN 1992-1-1:2015.

Dati di Progetto

Nel caso in esame si assumono i seguenti materiali:

calcestruzzo per le opere di fondazione (platee di fondazione sp. 60 / 80 cm) C 32/40

Classe calcestruzzo:	C32/40
Resistenza caratteristica cubica (R_{ck})	400 [daN/cm ²]
Resistenza caratteristica a compressione (f_{ck})	332.00 [daN/cm ²]
Resistenza media a trazione (f_{ctm})	31.49 [daN/cm ²]
Resistenza media a trazione (per flessione) (f_{ctm})	37.78 [daN/cm ²]
Resistenza caratteristica a trazione (f_{ctk})	22.04 [daN/cm ²]
Fattore di sicurezza parziale del cls (γ_c)	1.5
Coefficiente per carichi di lunga durata (α)	0.85
Resistenza di calcolo a compressione (f_{cd})	188.13 [daN/cm ²]
Resistenza di calcolo a trazione (f_{ctd})	14.7 [daN/cm ²]
Tensione di aderenza (f_{bd})	33.06 [daN/cm ²]
Modulo elastico istantaneo (E_c)	360000 [daN/cm ²]
Rapporto di Poisson (ν)	0.2
Modulo elastico a trazione (E_{ct})	180000 [daN/cm ²]
Coefficiente di omogenizzazione CLS teso (n')	0.5
Acciaio:	B450C
Tensione caratteristica di snervamento (f_{yk})	4500 [daN/cm ²]
Fattore di sicurezza parziale (γ_s)	1.15
Resistenza di calcolo (f_{yd})	3913 [daN/cm ²]
Modulo Elastico (E_s)	2060000 [daN/cm ²]

(Nelle verifiche si è fatto riferimento, a favore di sicurezza, alla classe di resistenza C28/35)

Classe calcestruzzo:	C32/40
Resistenza caratteristica cubica (R_{ck})	400 [daN/cm ²]
Resistenza caratteristica a compressione (f_{ck})	332.00 [daN/cm ²]
Resistenza media a trazione (f_{ctm})	31.49 [daN/cm ²]
Resistenza media a trazione (per flessione) (f_{ctm})	37.78 [daN/cm ²]
Resistenza caratteristica a trazione (f_{ctk})	22.04 [daN/cm ²]
Fattore di sicurezza parziale del cls (γ_c)	1.5
Coefficiente per carichi di lunga durata (α)	0.85
Resistenza di calcolo a compressione (f_{cd})	188.13 [daN/cm ²]
Resistenza di calcolo a trazione (f_{ctd})	14.7 [daN/cm ²]
Tensione di aderenza (f_{bd})	33.06 [daN/cm ²]
Modulo elastico istantaneo (E_c)	360000 [daN/cm ²]
Rapporto di Poisson (ν)	0.2
Modulo elastico a trazione (E_{ct})	180000 [daN/cm ²]
Coefficiente di omogenizzazione CLS teso (n')	0.5
Acciaio:	B450C
Tensione caratteristica di snervamento (f_{yk})	4500 [daN/cm ²]
Fattore di sicurezza parziale (γ_s)	1.15
Resistenza di calcolo (f_{yd})	3913 [daN/cm ²]
Modulo Elastico (E_s)	2060000 [daN/cm ²]

(Nelle verifiche si è fatto riferimento, a favore di sicurezza, alla classe di resistenza C28/35)

Classe calcestruzzo:	C32/40
Resistenza caratteristica cubica (R_{ck})	400 [daN/cm ²]
Resistenza caratteristica a compressione (f_{ck})	332.00 [daN/cm ²]
Resistenza media a trazione (f_{ctm})	31.49 [daN/cm ²]
Resistenza media a trazione (per flessione) (f_{ctm})	37.78 [daN/cm ²]
Resistenza caratteristica a trazione (f_{ctk})	22.04 [daN/cm ²]
Fattore di sicurezza parziale del cls (γ_c)	1.5
Coefficiente per carichi di lunga durata (α)	0.85
Resistenza di calcolo a compressione (f_{cd})	188.13 [daN/cm ²]
Resistenza di calcolo a trazione (f_{ctd})	14.7 [daN/cm ²]
Tensione di aderenza (f_{bd})	33.06 [daN/cm ²]
Modulo elastico istantaneo (E_c)	360000 [daN/cm ²]
Rapporto di Poisson (ν)	0.2
Modulo elastico a trazione (E_{ct})	180000 [daN/cm ²]
Coefficiente di omogenizzazione CLS teso (n')	0.5
Acciaio:	B450C
Tensione caratteristica di snervamento (f_{yk})	4500 [daN/cm ²]
Fattore di sicurezza parziale (γ_s)	1.15
Resistenza di calcolo (f_{yd})	3913 [daN/cm ²]
Modulo Elastico (E_s)	2060000 [daN/cm ²]

(Nelle verifiche si è fatto riferimento, a favore di sicurezza, alla classe di resistenza C28/35)

4.2 ACCIAIO DA CARPENTERIA

4.2.1 Generalità

4.2.1.1 Acciaio laminato

Gli acciai per impiego strutturale devono appartenere ai gradi da S235 a S460 e le loro caratteristiche devono essere conformi ai requisiti di cui al § 11.3.4 delle NTC 2018.

Per le applicazioni nelle zone dissipative delle costruzioni soggette ad azioni sismiche sono richiesti ulteriori requisiti specificati nel § 11.3.4.9 delle NTC 2018.

In sede di progettazione, per gli acciai di cui alle norme europee armonizzate UNI EN 10025-1, UNI EN 10210-1 ed UNI EN 10219-1, si possono assumere nei calcoli i valori nominali delle tensioni caratteristiche di snervamento f_{yk} e di rottura f_{tk} riportati nelle tabelle Tab. 4.2.I e Tab. 4.2.II delle NTC 2018.

4.2.1.2 Acciaio inossidabile

Gli acciai inossidabili per impieghi strutturali devono essere conformi a quanto previsto nel § 11.3.4.8. Per quanto attiene alla progettazione strutturale con acciai inossidabili, le indicazioni e le regole indicate nella presente norma devono essere integrate da norme di comprovata validità, quali, ad esempio, la UNI 1993-1-4.

4.2.1.3 Saldature

I procedimenti di saldatura e i materiali di apporto devono essere conformi ai requisiti di cui al § 11.3.4.5 delle NTC 2018..

Per l'omologazione degli elettrodi da impiegare nella saldatura ad arco può farsi utile riferimento alla norme UNI EN ISO 2560.

Per gli altri procedimenti di saldatura devono essere impiegati i fili, flussi o gas di cui alle prove di qualifica del procedimento.

Le caratteristiche dei materiali di apporto (tensione di snervamento, tensione di rottura, allungamento a rottura e resilienza) devono, salvo casi particolari precisati dal progettista, essere equivalenti o superiori alle corrispondenti caratteristiche delle parti collegate.

4.2.1.4 Bulloni e Chiodi

I bulloni e i chiodi per i collegamenti di forza devono essere conformi ai requisiti di cui al § 11.3.4.6 delle NTC 2018. I valori della tensione di snervamento f_{yb} e della tensione di rottura f_{tb} dei bulloni, da adottare nelle verifiche quali valori caratteristici, sono specificati nel § 11.3.4.6 delle NTC 2018.

4.2.2 Resistenza di progetto

La resistenza di progetto delle membrature R_d si pone nella forma:

$$R_d = \frac{R_k}{\gamma_M}$$

dove:

R_k è il valore caratteristico della resistenza (trazione, compressione, flessione, taglio e torsione) della membratura, determinata dai valori caratteristici delle resistenza dei materiali f_{yk} e dalle

caratteristiche geometriche degli elementi strutturali, dipendenti dalla classe della sezione;

γ_M è il fattore parziale globale relativo al modello di resistenza adottato.

Nel caso in cui si abbiano elementi con sezioni di classe 4 può farsi riferimento alle caratteristiche geometriche “efficaci”, area efficace A_{eff} , modulo di resistenza efficace W_{eff} , modulo di inerzia efficace J_{eff} , valutati seguendo il procedimento indicato in UNI EN1993-1-5. Nel caso di elementi strutturali formati a freddo e lamiera sottili, per valutare le caratteristiche “efficaci” si può fare riferimento a quanto indicato in UNI EN1993-1-3. In alternativa al metodo delle caratteristiche geometriche efficaci si potrà utilizzare il metodo delle tensioni ridotte, indicato in UNI EN 1993-1-5.

Per le verifiche di resistenza delle sezioni delle membrature, con riferimento ai modelli di resistenza esposti nelle NTC 2018 ed utilizzando acciai dal grado S 235 al grado S 460 di cui al § 11.3 delle NTC 2018, si adottano i fattori parziali γ_{M0} e γ_{M2} indicati nella tabella Tab. 4.2.VII. Il coefficiente di sicurezza γ_{M2} , in particolare, deve essere impiegato qualora si eseguano verifiche di elementi tesi nelle zone di unione delle membrature indebolite dai fori.

Per valutare la stabilità degli elementi strutturali compressi, inflessi e presso-inflessi, si utilizza il coefficiente parziale di sicurezza γ_{M1} indicato nella tabella Tab. 4.2.VII delle NTC 2018.

Tab. 4.2.VII – Coefficienti di sicurezza per la resistenza delle membrature e la stabilità

Resistenza delle Sezioni di Classe 1-2-3-4	$\gamma_{M0} =$	1,05
Resistenza all'instabilità delle membrature	$\gamma_{M1} =$	1,05
Resistenza all'instabilità delle membrature di ponti stradali e ferroviari	$\gamma_{M1} =$	1,10
Resistenza, nei riguardi della frattura, delle sezioni tese (indebolite dai fori)	$\gamma_{M2} =$	1,25

Dati di Progetto

Nel caso in esame si assumono i seguenti materiali:

Acciaio del tipo S355 (spessore non superiore a 40 mm)

Tensione caratteristica di rottura (f_{tk})	5100 aN/cm ²
Tensione caratteristica di snervamento (f_{yk})	3550 aN/cm ²
Fattore di sicurezza parziale (γ_{M0}) - per sezioni di classe 1-2-3-4	1.05
Fattore di sicurezza parziale (γ_{M1}) - per instabilità membrature	1.05
Fattore di sicurezza parziale (γ_{M1}) - per instabilità membrature di ponti stradali e ferroviari	1.10
Fattore di sicurezza parziale (γ_{M2}) - nei riguardi della frattura delle sezioni tese (indebolite dai fi	1.25
Resistenza di calcolo (f_{yd}) - per sezioni di classe 1-2-3-4	3381 aN/cm ²
Resistenza di calcolo (f_{yd}) - per instabilità membrature	3381 aN/cm ²
Resistenza di calcolo (f_{yd}) - per instabilità membrature di ponti stradali e ferroviari	3227 aN/cm ²
Resistenza di calcolo (f_{yd}) - nei riguardi della frattura delle sezioni tese (indebolite dai fori)	2840 aN/cm ²

Coefficienti parziali di sicurezza per la verifica delle unioni

$\gamma_{M2} = 1,25$	resistenza dei bulloni
$\gamma_{M2} = 1,25$	resistenza delle connessioni a perno
$\gamma_{M2} = 1,25$	resistenza delle saldature a parziale penetrazione e a cordone d'angolo
$\gamma_{M2} = 1,25$	resistenza dei piatti a contatto
$\gamma_{M3} = 1,25$	resistenza a scorrimento per SLU
$\gamma_{M3} = 1,10$	resistenza a scorrimento per SLS
$\gamma_{M6.ser} = 1,00$	resistenza delle connessioni a perno allo SLS
$\gamma_{M7} = 1,10$	precarico dei bulloni ad alta resistenza

5 GEOTECNICA

Nel presente paragrafo si riporta sinteticamente quanto indicato nella relazione geologica / geotecnica, redatta dal Geologo Gianni Focardi, con la quale sono stati presi in esame gli aspetti geologici-geotecnici connessi con le problematiche relative all'intervento di "Riparazione e messa in sicurezza della spalla sinistra lato Marcignana del Ponte alla Motta sul fiume Arno sulla SP 11 tra Empoli e Cerreto Guidi".

5.1 INDAGINI GEOTECNICHE E DI LABORATORIO

Nell'area oggetto dell'intervento, a supporto della progettazione, è stata eseguita la seguente campagna d'indagine:

- n° 5 sondaggi geognostici a carotaggio continuo denominati S1,S2,S3, S4 ed S5;
- n° 9 prove penetrometriche standard;
- prove geotecniche di laboratorio;
- n° 1 indagine geofisica eseguita mediante sismica down hole.

Nel corso dell'esecuzione dei sondaggi a carotaggio continuo sono stati prelevati campioni sui quali sono state eseguite una serie di prove di laboratorio illustrate nel Certificato n° 021-19 del 12.04.2019 (verbale di accettazione 19016 del 25.03.2019) redatto da ELLE TI - Laboratorio Terre s.r.l di Firenze.

CERTIFICATO N° 1391382 del 01/04/19		Pag 1 di 1		Verb. di accettazione n° 19/19 del 01/04/19					
Committente: AVR			SONDAGGIO N° S1		Data Inizio 18/03/19 Data fine: 21/03/19				
Cantiere: PONTE ALLA MOTTA		Località: MARCIGNANA		Prof. m.: 4011	Coord:				
Tipo Sonda: BERETTA T 44		Operatore: MARIOTTI STEFANO		Diam. perf. mm.: 101	Tipo perf. carot. cont.				
Scala (m)	Litologia	Descrizione	Quota	S.P.T. m' colpi	Profilo Pen. (kg/cm ²)	Campioni	Casse Carotog.	Scala	Down Hole
1		Terrace di riporto ? ghiaia, c/c e laterizi con matrice sabbiosa	2.00						
2									
3		Sabbia fine limosa							
4									
5			6.20						
6		Sabbia fine limosa con laterizi minuti	7.20						
7		Sabbia fine limosa	8.20						
8		Limo argilloso debolmente sabbioso	8.20						
9		Sabbia fine limosa		4-4-4					
10			11.00	10.30 PA					
11		Limo argilloso	11.30						
12		sabbia fine							
13									
14				8-12-13					
15			16.50	15.30 PA				16.00	
16									
17		Sabbia media e grossa con ghiaia minuta							
18									
19				10-10-15					
20			20.00	20.00 PA					
21									
22									
23									
24									
25			26.00						
26		Ghiaia con matrice sabbiosa	27.00						
27									
28		sabbia grossola							
29				10-15-19					
30			30.50	30.00 PA					
31		Ghiaia con matrice sabbiosa	32.00						
32									
33		Argilla e argilla limosa							
34									
35									
36									
37									
38									
39			40.00						
40									
41									

Campioni: S-Pareti Sortili, O-Osterberg, M-Mazier, R-Rimaneggiato, Rs-Rimaneggiato da SPT
 Piezometro: ATA-Tubo Aperto, CSG-Casagrande
 Prove SPT: PA-Punta Aperta, PC-Punta Chiusa

Sonda BERETTA T 44

Responsabile del Sito: Dr. Geol. Enrico Giomarelli

Il Direttore: Dr. Geol. Marcello Palazzi

Figura 8 - Stratigrafia del sondaggio S01



Figura 9 - Immagini fotografiche delle casse relative al sondaggio S01

CERTIFICATO N° 1392 del 01/04/19 Pag 1 di 1		Verb. di accettazione n° 19/19 del 01/04/19							
Committente: AVR		SONDAGGIO N° S2	Data Inizio 21/03/19 Data fine: 21/03/19						
Cantiere: PONTE ALLA MOTTA		Località: MARCIGNANA	Prof. m: 010 Coord:						
Tipo Sonda: BERETTA T 45		Operatore: CESARETTI MARIDO	Diam. perf. mm: 101 Tipo perf. carot. conf.						
Scala (m)	Litologia	Descrizione	Quota	S.P.T. n° colpi	Profilo Pen Kg/cm²	Campioni	Casse Carotap	Prova Puntale	F. M. S.
1		Laterni	3.00	5-12-17 3.10 PC					
2									
3									
4		Laterni con matrice sabbioso-limosa	7.80	3-5-8 6.00 PA			A.1 1000		
5									
6									
7									
8		Sabbia fine limosa	10.00	2-3-3 9.00 PA			V.10 1000	N.2 1000	
9									
10									
11									

Campioni: S-Pareti Sortili, O-Osterberg, M-Mazier, R-Rimaneggiato, Rs-Rimaneggiato da SPT
 Prove SPT: PA-Punta Aperta, PC-Punta Chiusa

Sonda BERETTA T 45

Responsabile del Sito: Dr. Geol. Enrico Giomarelli

Il Direttore: Dr. Geol. Marcello Palazzi

Figura 10 - Stratigrafia del sondaggio S02



Figura 11 - Immagini fotografiche delle casse relative al sondaggio S02

CERTIFICATO N° 1393 del 01/04/19		Pag. 1 di 1		Verb. di accettazione n° 19/19 del 01/04/19					
Committente: AVR		SONDAGGIO N° S3		Data Inizio: 19/03/19	Data fine: 19/03/19				
Cantiere: PONTE ALLA MOTTA		Località: MARCIGNANA		Prof m.: 010	Coord:				
Tipo Sonda: BERETTA T 45		Operatore: CESARETTI MARIDO		Diam. perf. mm.: 101	Tipo perf. carot. cont.				
Scala (m)	Litologia	Descrizione	Quota	SPT n° colpi	Prodotto Per Registri	Langheri	Caso Cura Of	Perimetro	Fiducia
		calcstruzzo	0.30						
1		sabbia fine limosa							
2									
3			3.00						
4		sabbia media e fine a tratti debolmente limosa							
5									
6									
7									
8									
9									
10			10.00			0.50	1.00	10.00	
11									

Campioni: S-Pareti Sottili, O-Osterberg, M-Mazier, R-Rimaneggiato, R_s-Rimaneggiato da SPT
 Prove SPT-PA-Punta Aperta, PC-Punta Chiusa

Sonda BERETTA T 45

Figura 12 - Stratigrafia del sondaggio S03



Figura 13 - Immagini fotografiche delle casse relative al sondaggio S03

CERTIFICATO N° 1394 del 01/04/19		Pag 1 di 1		Verb. di accettazione n° 19/19 del 01/04/19					
Committente: AVR			SONDAGGIO N° S4		Data Inizio: 19/03/19 Data fine: 19/03/19				
Cantiere: PONTE ALLA MOTTA		Località: MARCIGNANA		Prof m.: 010	Coord:				
Tipo Sonda: BERETTA T 45		Operatore: CESARETTI MARIDO		Diam. perf. mm.: 101	Tipo perf. carot. cont.				
Scala (m)	Litologia	Descrizione	Quota	S.P.T. n° colpi	Proctor Per Kg/cm ³	Campione	Class. Carot. 0/8	Perimetro	Fidella
1		Calcestruzzo							
2			2.10						
3		Sabbia fine limosa							
			3.50						
4									
5									
6									
7									
8									
9									
10									
11									
		FORO INCLINATO DI 12°							
Campioni: S-Pareti Sottili, O-Osterberg, M-Mazier, R-Rimaneggiato, Rs-Rimaneggiato da SPT Prove SPT: PA-Punta Aperta, PC-Punta Chiusa						Sonda BERETTA T 45			

Responsabile del Sito: Dr. Geol. Enrico Giomarelli

Il Direttore: Dr. Geol. Marcello Dalzani

Figura 14 - Stratigrafia del sondaggio S04



Figura 15 - Immagini fotografiche delle casse relative al sondaggio S04

CERIFICATO N° 1395 del 01/04/19 Pag 1 di 1		Verb. di accettazione n° 19/19 del 01/04/19							
Committente: AVR		SONDAGGIO N° S5	Data Inizio 20/03/19 Data fine: 20/03/19						
Cantiere: PONTE ALLA MOTTA		Località: MARCIGNANA	Prof m.: 010 Coord:						
Tipo Sonda: BERETTA T 45		Operatore: CESARETTI MARIDO	Diam. perf mm.: 101 Tipo perf carot. cont.						
Scala (m)	Litologia	Descrizione	Quota	S.P.T. n° colpi	Profilo Per. Sistema	Qualità	Class. Cantilog.	Percolazione	Fratt.
1		Alternanza di cl. , arenari con matrice sabbiosa e sabbia limosa							
2									
3									
4				4.40					
5		Sabbia media e grossa	5.00						
6		Ghiaia con matrice sabbiosa	6.50	7-11-13 5.80 PA					
7		Sabbia media e grossa a tratti debolmente limosa							
8									
9									
10			10.00	3-5-6 10.00 PA					
11									
FORO INCLINATO DI 5°									

Campioni: S-Paren Sortili, O-Osterberg, M-Mazier, R-Rimaneggiato, Rs-Rimaneggiato da SPT
Prove SPT: PA-Punta Aperta, PC-Punta Chiusa

Sonda BERETTA T 45

Responsabile del Sito: Dr. Geol. Enrico Giomarelli

Il Direttore: Dr. Geol. Marcello Palazzi

Figura 16 - Stratigrafia del sondaggio S05



Figura 17 - Immagini fotografiche delle casse relative al sondaggio S05

5.2 PARAMETRI GEOTECNICI

Tralasciando il terreno di riporto e le fondazioni del manufatto, gli spessori dei quali risentono chiaramente delle condizioni al contorno, il modello stratigrafico e litotecnico dei terreni naturali considera 3 unità principali: si riporta in seguito, oltre alla stratigrafia, estratta dalla relazione geologica, i parametri geotecnici che sono stati assunti per la progettazione dell'intervento di riparazione della spalla in esame.

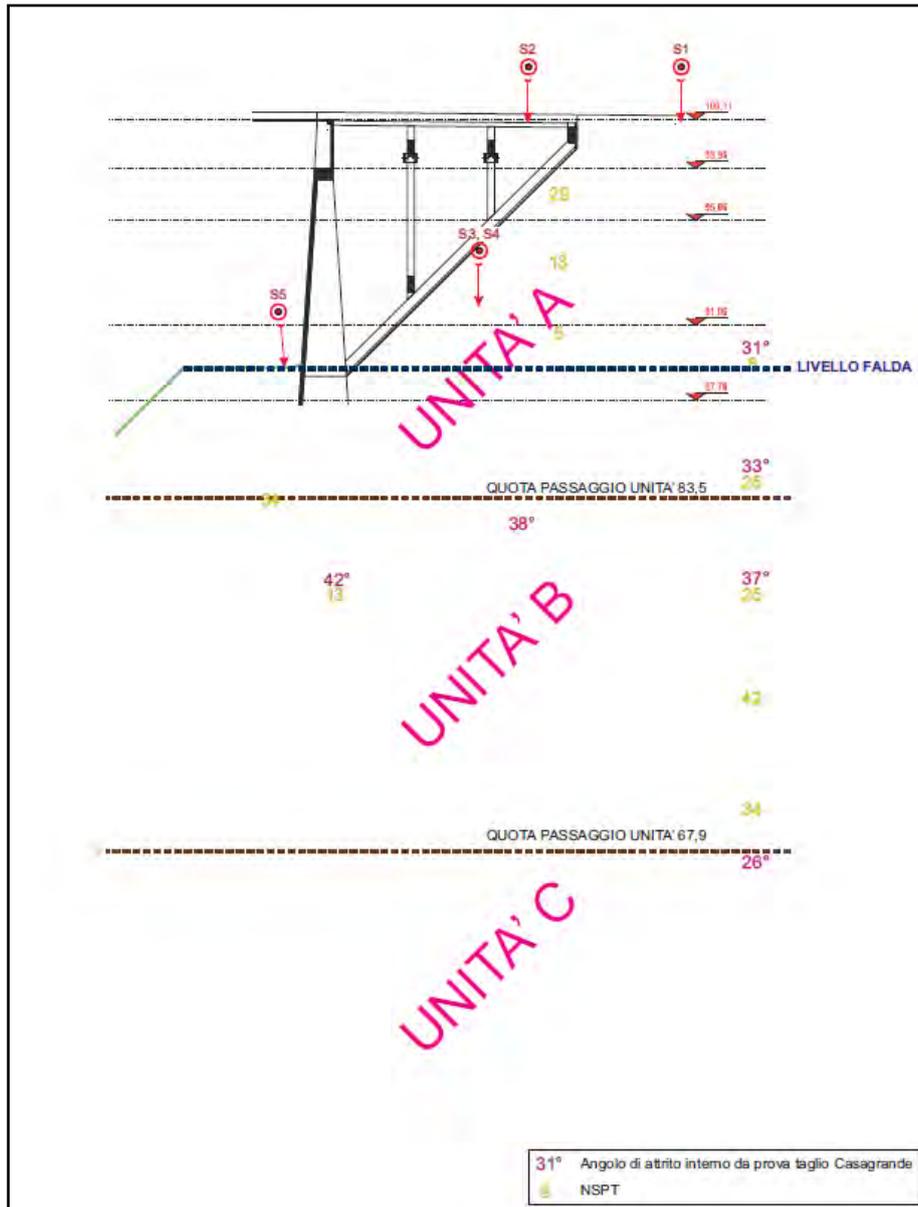


Figura 18 - Estratto dalla relazione geologica – Sezione stratigrafica e sintesi prove geotecniche

- | | | |
|--------|---|--|
| UNITA' | A | angolo di attrito pari a 31°/33° (ai fini del calcolo della spinta della terra si assume cautelativamente un valore dell'angolo di attrito del terreno pari a 27°) |
| UNITA' | B | angolo di attrito pari a 37° |
| UNITA' | C | angolo di attrito pari a 26° |

5.3 CARATTERIZZAZIONE SISMICA DEL TERRENO

L'indagine sismica eseguita ha permesso di caratterizzare la risposta sismica del sito in esame, mediante i valori di velocità delle onde di taglio, così come previsto dalle Norme Tecniche per le Costruzioni 2018. In base al profilo sismo stratigrafico ottenuto, il sito risulta compatibile con la categoria di "sottosuolo **C**", secondo le NTC2018.

6 AZIONI SULLA SPALLA

6.1 AZIONI PERMANENTI

Peso proprio degli elementi strutturali: g_1

Carichi permanenti portati: g_2 (pavimentazione stradale, marciapiedi, barriere acustiche, barriere di sicurezza stradale, parapetti, finiture, sistema di smaltimento acque, attrezzature stradali, rinfianchi e simili)

Altre azioni permanenti: g_3 (spinta delle terre, spinte idrauliche, ecc.)

Dati di Progetto

Nel caso in esame si assumono i seguenti carichi:

g_1 peso proprio delle strutture (sulla base dei relativi pesi specifici)
calcestruzzo $25,00 \text{ kN/m}^3$

g_2 pavimentazione stradale pari a 3 kN/m^2

g_{1_imp} travi esterne $309,315 + 162,20 = 471,515 \text{ kN/cad}$ (scarico sulla spalla)

travi centrali $311,190 + 162,20 = 473,390 \text{ kN/cad}$ (scarico sulla spalla)

g_{2_imp} travi esterne $110,354 + 33,050 = 143,404 \text{ kN/cad}$ (scarico sulla spalla)

travi centrali $110,354 \text{ kN/cad}$ (scarico sulla spalla)

g_3 la spinta delle terre è stata determinata applicando un coefficiente di spinta pari alla media tra il coefficiente di spinta a riposo ed il coefficiente di spinta attiva (teoria di Coulomb) del terreno, considerando un angolo di attrito del terreno pari a 27° ($k_0 = 0,546 / k_A = 0,375$). Il coefficiente di spinta assunto è pari a $0,4625$.

6.2 DISTORSIONI E DEFORMAZIONI IMPRESSE

Distorsioni e presollecitazioni di progetto: ε_1 .

Ai fini delle verifiche si devono considerare gli effetti delle distorsioni e delle presollecitazioni eventualmente previste in progetto.

Effetti reologici: ritiro ε_2 e viscosità ε_3 ;

Il calcolo degli effetti del ritiro del calcestruzzo e della viscosità deve essere effettuato in accordo al carattere ed all'intensità di tali distorsioni definiti nelle relative sezioni delle presenti Norme Tecniche.

Cedimenti vincolari: ε_4

Dovranno considerarsi gli effetti di cedimenti vincolari quando, sulla base delle indagini e delle valutazioni geotecniche, questi risultino significativi per le strutture.

Dati di Progetto

Nel caso in esame, per le verifiche globali dell'intervento di riparazione previsto, tali effetti risultano trascurabili

6.3 AZIONI VARIABILI DA TRAFFICO. CARICHI VERTICALI:Q1

6.3.1 Premessa

I carichi variabili da traffico sono definiti dagli Schemi di Carico descritti nel § 5.1.3.3.3, disposti su corsie convenzionali.

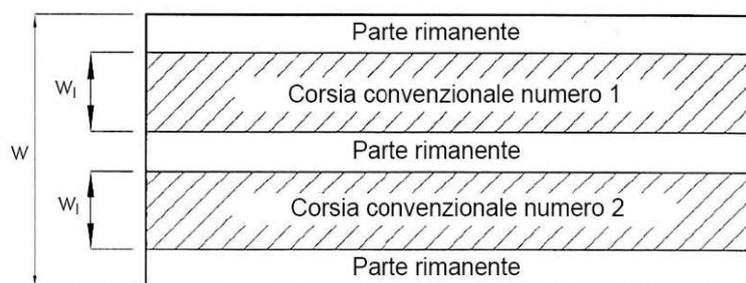
6.3.2 Definizione delle corsie convenzionali

Le larghezze w delle corsie convenzionali su una carreggiata ed il massimo numero (intero) possibile di tali corsie su di essa sono indicati nel prospetto seguente (Fig. 5.1.1 e Tab. 5.1.I).

Se non diversamente specificato, qualora la carreggiata di un impalcato da ponte sia divisa in due parti separate da una zona spartitraffico centrale, si distinguono i casi seguenti:

a) se le parti sono separate da una barriera di sicurezza fissa, ciascuna parte, incluse tutte le corsie di emergenza e le banchine, è autonomamente divisa in corsie convenzionali.

b) se le parti sono separate da barriere di sicurezza mobili o da altro dispositivo di ritenuta, l'intera carreggiata, inclusa la zona spartitraffico centrale, è divisa in corsie convenzionali.



Larghezza di carreggiata "w"	Numero di corsie convenzionali	Larghezza di una corsia convenzionale [m]	Larghezza della zona rimanente [m]
$w < 5,40$ m	$n_1 = 1$	3,00	$(w - 3,00)$
$5,4 \leq w < 6,0$ m	$n_1 = 2$	$w/2$	0
$6,0 \text{ m} \leq w$	$n_1 = \text{Int}(w/3)$	3,00	$w - (3,00 \times n_1)$

La disposizione e la numerazione delle corsie va determinata in modo da indurre le più sfavorevoli condizioni di progetto. Per ogni singola verifica il numero di corsie da considerare caricate, la loro disposizione sulla carreggiata e la loro numerazione vanno scelte in modo che gli effetti della disposizione dei carichi risultino i più sfavorevoli. La corsia che, caricata, dà l'effetto più sfavorevole è numerata come corsia Numero 1; la corsia che dà il successivo effetto più sfavorevole è numerata come corsia Numero 2, ecc.

Quando la superficie carrabile è costituita da due parti separate portate da uno stesso impalcato,

le corsie sono numerate considerando l'intera superficie carrabile, cosicché vi è solo una corsia 1, solo una corsia 2 ecc, che possono appartenere alternativamente ad una delle due parti.

Quando la superficie carrabile consiste di due parti separate portate da due impalcati indipendenti, per il progetto di ciascun impalcato si adottano numerazioni indipendenti. Quando, invece, gli impalcati indipendenti sono portati da una singola pila o da una singola spalla, per il progetto della pila o della spalla si adotta un'unica numerazione per le due parti.

Per ciascuna singola verifica e per ciascuna corsia convenzionale, si applicano gli Schemi di Carico definiti nel seguito per una lunghezza e per una disposizione longitudinale, tali da ottenere l'effetto più sfavorevole.

Dati di Progetto

Nel caso in esame la larghezza della superficie carrabile è pari a 7,42 mt. Abbiamo quindi che $w=7,42$ mt, e pertanto 2 corsie convenzionali (larghezza 3,00 mt per corsia) ed un'area rimanente di larghezza pari a 1,42 mt.

6.3.3 Schemi di carico

Le azioni variabili del traffico, comprensive degli effetti dinamici, sono definite dai seguenti Schemi di Carico:

- **Schema di Carico 1:** è costituito da carichi concentrati su due assi in tandem, applicati su impronte di pneumatico di forma quadrata e lato 0,40 m, e da carichi uniformemente distribuiti come mostrato in Fig. 5.1.2. Questo schema è da assumere a riferimento sia per le verifiche globali, sia per le verifiche locali, considerando un solo carico tandem per corsia, disposto in asse alla corsia stessa. Il carico tandem, se presente, va considerato per intero.
- **Schema di Carico 2:** è costituito da un singolo asse applicato su specifiche impronte di pneumatico di forma rettangolare, di larghezza 0,60 m ed altezza 0,35 m, come mostrato in Fig. 5.1.2. Questo schema va considerato autonomamente con asse longitudinale nella posizione più gravosa ed è da assumere a riferimento solo per verifiche locali. Qualora sia più gravoso si considererà il peso di una singola ruota di 200 kN.
- **Schema di Carico 3:** è costituito da un carico isolato da 150kN con impronta quadrata di lato 0,40m. Si utilizza per verifiche locali su marciapiedi non protetti da sicurvia.
- **Schema di Carico 4:** è costituito da un carico isolato da 10 kN con impronta quadrata di lato 0,10m. Si utilizza per verifiche locali su marciapiedi protetti da sicurvia e sulle passerelle pedonali.
- **Schema di Carico 5:** costituito dalla folla compatta, agente con intensità nominale, comprensiva degli effetti dinamici, di 5,0 kN/m². Il valore di combinazione è invece di 2,5 kN/m². Il carico folla deve essere applicato su tutte le zone significative della superficie di influenza, inclusa l'area dello spartitraffico centrale, ove rilevante.

- **Schemi di Carico 6.a, b, c:** In assenza di studi specifici ed in alternativa al modello di carico principale, generalmente cautelativo, per opere di luce maggiore di 300 m, ai fini della statica complessiva del ponte, si può far riferimento ai seguenti carichi $q_{L,a}$, $q_{L,b}$ e $q_{L,c}$

$$q_{L,a} = 128,95 \cdot \left(\frac{1}{L}\right)^{0,25} \quad [kN/m]$$

$$q_{L,b} = 88,71 \cdot \left(\frac{1}{L}\right)^{0,38} \quad [kN/m]$$

$$q_{L,c} = 77,12 \cdot \left(\frac{1}{L}\right)^{0,38} \quad [kN/m]$$

essendo L la lunghezza della zona caricata in m.

Dati di Progetto

Nel caso in esame, per le verifiche globali dell'intervento di riparazione previsto, si considera lo schema di carico 1.

6.3.4 Categorie stradali

Sulla base dei carichi mobili ammessi al transito, i ponti stradali si suddividono nelle due seguenti categorie:

- ponti per il transito dei carichi mobili sopra indicati con il loro intero valore;
- ponti per il transito dei soli carichi associati allo Schema 5 (ponti pedonali).

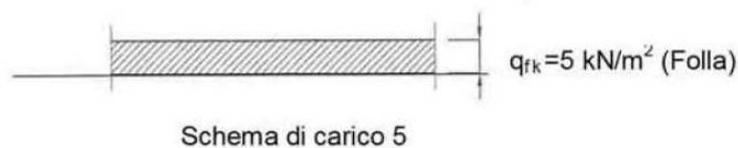
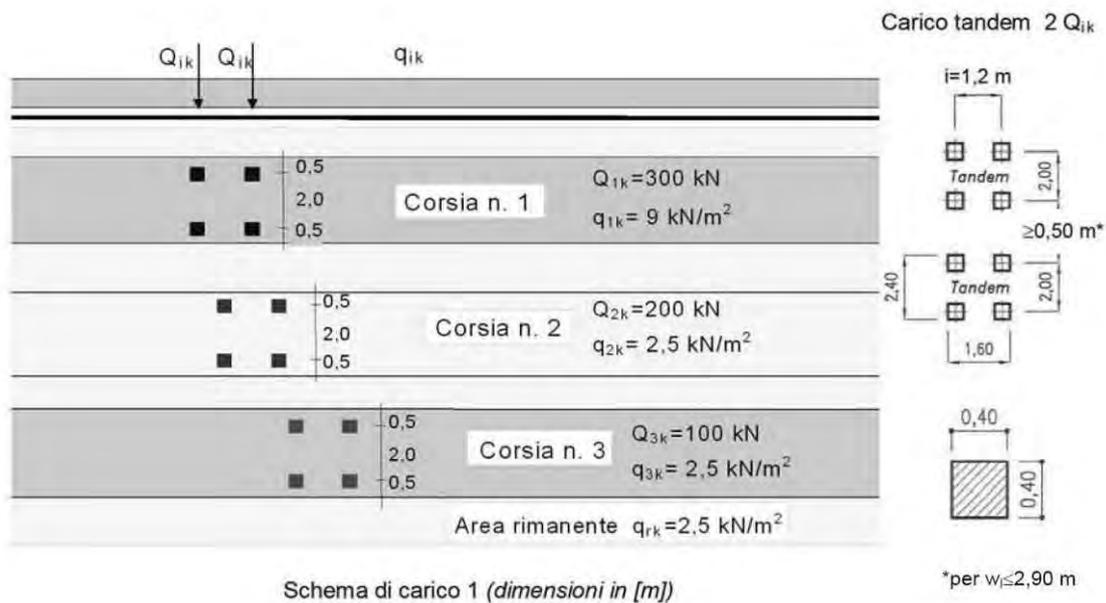
L'accesso ai ponti pedonali di carichi diversi da quelli di progetto deve essere materialmente impedito. Se necessario, il progetto potrà specificatamente considerare uno o più veicoli speciali rappresentativi per geometria e carichi-asse, dei veicoli eccezionali previsti sul ponte. Detti veicoli speciali e le relative regole di combinazione possono essere appositamente specificati caso per caso o dedotti da normative di comprovata validità.

Dati di Progetto

Nel caso in esame, lo scopo della presente relazione tecnica è quello di illustrare le analisi e le verifiche condotte per la progettazione dell'intervento di riparazione previsto per la spalla sinistra lato Marcignana del Ponte alla Motta sul fiume Arno sulla SP 11 tra Empoli e Cerreto Guidi. Non è quindi prevista una classificazione del ponte secondo quanto indicato dalle NTC2018.

6.3.5 Disposizione dei carichi mobili per realizzare le condizioni di carico più gravose

Il numero delle colonne di carichi mobili da considerare nel calcolo è quello massimo compatibile con la larghezza della superficie carrabile, tenuto conto che la larghezza di ingombro convenzionale è stabilita per ciascuna corsia in 3,00 m.



In ogni caso il numero delle colonne non deve essere inferiore a 2, a meno che la larghezza della superficie carrabile sia inferiore a 5,40 m.

La disposizione dei carichi ed il numero delle colonne sulla superficie carrabile saranno volta per volta quelli che determinano le condizioni più sfavorevoli di sollecitazione per la struttura, membratura o sezione considerata.

Si devono considerare, compatibilmente con le larghezze precedentemente definite, le seguenti intensità dei carichi (Tab. 5.1.II).

Tabella 5.1.II - Intensità dei carichi Q_{ik} e q_{ik} per le diverse corsie

Posizione	Carico asse Q_{ik} [kN]	q_{ik} [kN/m ²]
Corsia Numero 1	300	9,00
Corsia Numero 2	200	2,50
Corsia Numero 3	100	2,50
Altre corsie	0,00	2,50

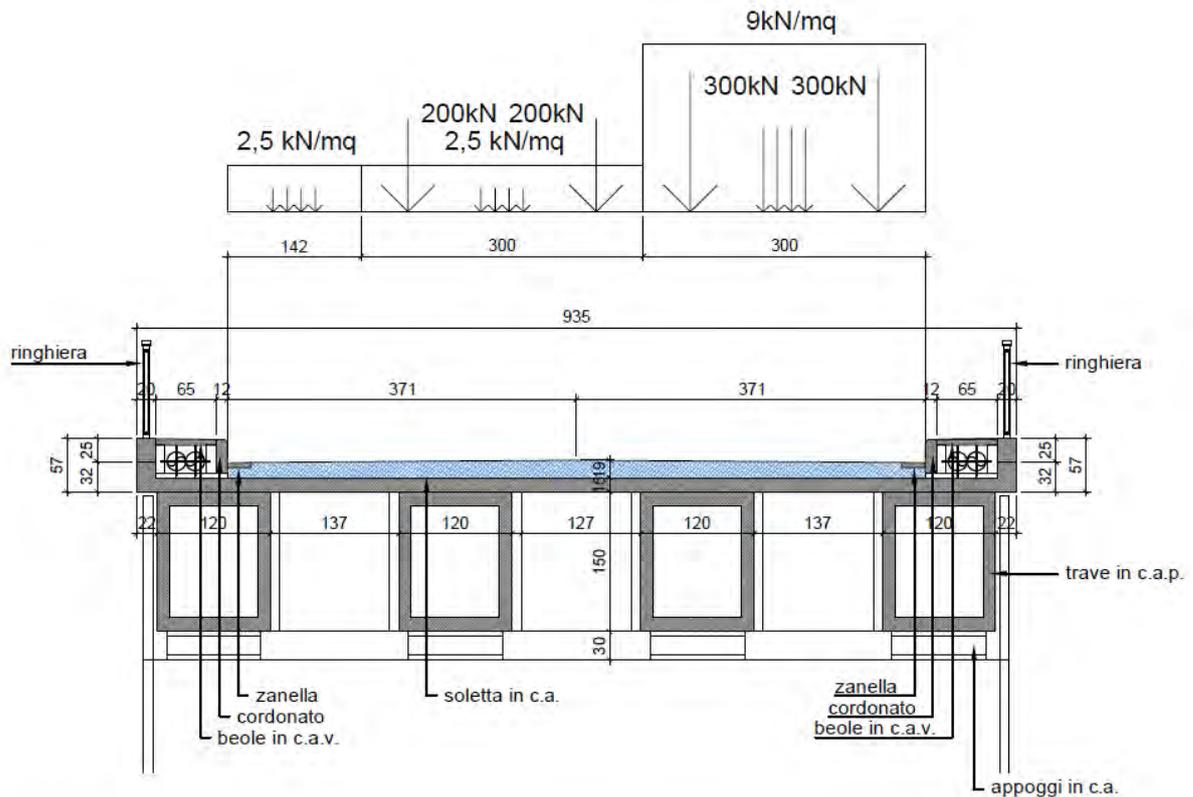
Per i ponti pedonali si considera il carico associato allo Schema 5 (folia compatta) applicato con la disposizione più gravosa per le singole verifiche.

Ai fini della verifiche globali di opere singole di luce maggiore di 300 m, in assenza di studi specifici ed in alternativa al modello di carico principale, si disporrà sulla corsia n. 1 un carico $q_{L,a}$, sulla corsia n. 2 un carico $q_{L,b}$, sulla corsia n. 3 un carico $q_{L,c}$ e sulle altre corsie e sull'area rimanente un carico distribuito di intensità 2,5 kN/m².

I carichi $q_{L,a}$, $q_{L,b}$ e $q_{L,c}$ si dispongono in asse alle rispettive corsie.

Dati di Progetto

Nel caso in esame, per le verifiche globali dell'intervento di riparazione previsto, si considera la seguente disposizione dei carichi:



6.3.6 Strutture secondarie di impalcato

Diffusione dei carichi locali

I carichi concentrati da considerarsi ai fini delle verifiche locali ed associati agli Schemi di Carico 1, 2, 3 e 4 si assumono uniformemente distribuiti sulla superficie della rispettiva impronta. La diffusione attraverso la pavimentazione e lo spessore della soletta si considera avvenire secondo un angolo di 45° , fino al piano medio della struttura della soletta sottostante (Fig. 5.1.3.a). Nel caso di piastra ortotropa la diffusione va considerata fino al piano medio della lamiera superiore d'impalcato (Fig. 5.1.3.b).

Calcolo delle strutture secondarie di impalcato

Ai fini del calcolo delle strutture secondarie dell'impalcato (solette, marciapiedi, trasversi, ecc.) si

devono prendere in considerazione i carichi già definiti in precedenza, nelle posizioni di volta in volta più gravose per l'elemento considerato. In alternativa si considera, se più gravoso, il carico associato allo Schema 2 , disposto nel modo più sfavorevole e supposto viaggiante in direzione longitudinale.

Per i marciapiedi non protetti da sicurvia si considera il carico associato allo Schema 3.

Per i marciapiedi protetti da sicurvia e per i ponti pedonali si considera il carico associato allo Schema 4. Nella determinazione delle combinazioni di carico si indica come carico q_1 la disposizione dei carichi mobili che, caso per caso, risulta più gravosa ai fini delle verifiche.

Diffusione dei carichi concentrati nelle solette e negli impalcati a piastra ortotropa



6.4 AZIONI VARIABILI DA TRAFFICO. INCREMENTO DINAMICO ADDIZIONALE IN PRESENZA DI DISCONTINUITA' STRUTTURALI:Q2

I carichi mobili includono gli effetti dinamici per pavimentazioni di media rugosità. In casi particolari, come ad esempio in prossimità dei giunti di dilatazione, può essere necessario considerare un coefficiente dinamico addizionale q_2 , da valutare in riferimento alla specifica situazione considerata.

Dati di Progetto

Nel caso in esame il coefficiente di amplificazione dinamica è da considerarsi pari ad 1.

6.5 AZIONI VARIABILI DA TRAFFICO. AZIONE LONGITUDINALE E DI FRENAMENTO O DI ACCELERAZIONE:Q3

La forza di frenamento o di accelerazione q_3 è funzione del carico verticale totale agente sulla corsia convenzionale n.1 ed è uguale a

$$180kN \leq q_3 = 0,6(2Q_{1k}) + 0,10q_{1k} \cdot w_1 \cdot L \leq 900kN$$

essendo w_1 la larghezza della corsia e L la lunghezza della zona caricata. La forza, applicata a livello della pavimentazione ed agente lungo l'asse della corsia, è assunta uniformemente distribuita sulla lunghezza caricata e include gli effetti di interazione.

Dati di Progetto

Nel caso in esame per la verifica dell'intervento di riparazione oggetto della presente relazione si considera un'azione di frenamento pari a

$$180 \text{ kN} \leq q_3 = 0,60 \cdot 600 \text{ kN} + 0,10 \cdot 9,0 \text{ kN/m}^2 \cdot 3,0 \text{ m} \cdot 33,0 \text{ m} = 449,1 \text{ kN} \leq 900 \text{ kN}$$

Sulla spalla si applica un'azione pari a 225 kN.

6.6 AZIONI VARIABILI DA TRAFFICO. AZIONE CENTRIFUGA:Q4

Nei ponti con asse curvo di raggio R (in metri) l'azione centrifuga corrispondente ad ogni colonna di carico si valuta convenzionalmente come indicato in Tab. 5.1.III, essendo $Q_v = \sum_i 2Q_{ik}$ il carico totale dovuto agli assi tandem dello schema di carico 1 agenti sul ponte. Il carico concentrato q_4 , applicato a livello della pavimentazione, agisce in direzione normale all'asse del ponte.

Tabella 5.1.III -Valori caratteristici delle forze centrifughe

Raggio di curvatura [m]	Q4 [kN]
$R < 200$	$0,2Q_v$
$200 \leq R \leq 1500$	$40Q_v/R$
$1500 \leq R$	0

Dati di Progetto

Nel caso in esame il valore dell'azione centrifuga è nullo.

6.7 AZIONI DI VENTO E NEVE:Q5

Per le azioni da neve e vento vale quanto specificato al Cap. 3 delle NTC2018.

L'azione del vento può essere convenzionalmente assimilata ad un sistema di carichi statici, la cui componente principale è orizzontale e diretta ortogonalmente all'asse del ponte e/o diretta nelle direzioni più sfavorevoli per alcuni dei suoi elementi (ad es. le pile). Tale componente principale si considera agente sulla proiezione nel piano verticale delle superfici investite, ivi compresi i parapetti, le barriere di sicurezza stradale e le barriere acustiche, ove previsti; al riguardo può farsi utile riferimento a documenti di comprovata validità di cui al Capitolo 12.

La superficie dei carichi transitanti sul ponte esposta al vento si assimila ad una parete rettangolare continua dell'altezza di 3 m a partire dal piano stradale.

L'azione del vento si può valutare come sopra specificato nei casi in cui essa non possa destare fenomeni dinamici nelle strutture del ponte o quando l'orografia non possa dar luogo ad azioni anomale del vento.

Per i ponti particolarmente sensibili all'eccitazione dinamica del vento si deve procedere alla valutazione della risposta strutturale in galleria del vento e, se necessario, alla formulazione di un modello matematico dell'azione del vento dedotto da misure sperimentali.

Il carico neve si considera non concomitante con i carichi da traffico, salvo che per ponti coperti.

Dati di Progetto

Nel caso in esame per le verifiche globali dell'intervento di riparazione previsto, si procede ricavando la pressione esercitata sulle strutture, in particolare sull'impalcato esistente.

$$p = q_{ref} \cdot c_e \cdot c_p \cdot c_d$$

dove:

q_{ref} *pressione cinetica di riferimento*

c_e *coefficiente di esposizione*

c_p *coefficiente di forma (o coefficiente aereodinamico)*

c_d *coefficiente dinamico*

q_{ref} - *la struttura è situata in Toscana e quindi in zona 3. Ricaviamo dalla normativa il valore della velocità di riferimento del vento di esposizione*

$$v_{ref} = v_{ref,0} = 27 \text{ m/s}$$

$$q_{ref} = \frac{v_{ref}^2}{1.6} = 0.456 \text{ kN/m}^2$$

c_e - *la struttura appartiene alla classe di rugosità C; essendo poi a distanza superiore ai 30Km dal mare e ad una quota inferiore a 500 m (c.a. 25 m s.l.m.), si ricade nella categoria di esposizione III.*

Ricaviamo:

$$c_e = k_r^2 \cdot c_t \cdot \ln\left(\frac{z}{z_0}\right) \cdot \left[7 + c_t \cdot \ln\left(\frac{z}{z_0}\right)\right] \cong 2,311$$

dove coefficiente topografico $c_t = 1$, e dove $k_r = 0,2$, $z_0 = 0,10$, $z_{min} = 5 \text{ mt}$ e $z = 13 \text{ mt}$

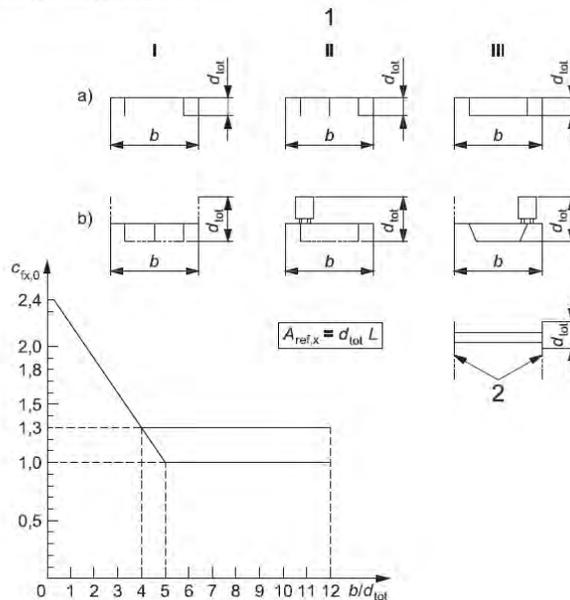
c_d - *si assume cautelativamente il valore $c_d = 1$.*

c_p - *la definizione del coefficiente di forma c_p o coefficiente aereodinamico viene effettuata secondo quanto descritto alla sezione 8 dell'Eurocodice 1-1-4, relativamente all'azione del vento sui ponti, ed in particolare al punto 8.2 e 8.3 relative alle forze esercitate dal vento sull'impalcato.*

Coefficiente di forza per i ponti, $c_{fx,0}$

Legenda

- a) Fase di costruzione, parapetti aperti (aperti più del 50%) e barriere di sicurezza aperte
- b) Parapetti solidi, barriere antirumore, barriere di sicurezza solide o traffico
- 1 Tipo di ponte
- 2 Travi reticolari separatamente



ponete scarico $d_{tot} = 2,70 \text{ m}$ $b = 9,35 \text{ m}$ coefficiente aerodinamico 1,475

ponete carico $d_{tot} = 5,10 \text{ m}$ $b = 9,35 \text{ m}$ coefficiente aerodinamico 1,900

L'azione orizzontale trasversale agente sull'impalcato del ponte ed assunta nelle analisi effettuate risulta quindi pari a:

ponete scarico 4,20 kN/m

ponete carico 10,25 kN/m

6.8 AZIONI IDRODINAMICHE:Q6

Le azioni idrodinamiche sulle pile poste nell'alveo dei fiumi devono essere calcolate secondo le prescrizioni del §5.1.2.3 tenendo conto, oltre che dell'orientamento e della forma della pila, anche degli effetti di modificazioni locali dell'alveo, dovute, per esempio, allo scalzamento.

Dati di Progetto

Nel caso in esame non si considerano le azioni suddette per le verifiche globali dell'intervento di riparazione previsto.

6.9 AZIONI DELLA TEMPERATURA:Q7

Il calcolo degli effetti delle variazioni termiche deve essere effettuato in accordo al carattere ed all'intensità di tali variazioni definite nel Capitolo 3 delle NTC2018. Per situazioni di particolare complessità può anche farsi utile riferimento a documenti di comprovata validità, di cui al Capitolo 12 delle NTC2018.

Dati di Progetto

Nel caso in esame non si considerano le azioni suddette per le verifiche globali dell'intervento di riparazione previsto.

6.10 AZIONI SUI PARAPETTI E URTO DI VEICOLO IN SVIO:Q8

L'altezza dei parapetti non potrà essere inferiore a 1,10 m. I parapetti devono essere calcolati in base ad un'azione orizzontale di 1,5 kN/m applicata al corrimano.

Le barriere di sicurezza stradali e gli elementi strutturali ai quali sono collegate devono essere dimensionati in funzione della classe di contenimento richiesta, per l'impiego specifico, dalle norme nazionali applicabili.

Nel progetto dell'impalcato deve essere considerata una combinazione di carico nella quale al sistema di forze orizzontali, equivalenti all'effetto dell'azione d'urto sulla barriera di sicurezza stradale, si associa un carico verticale isolato sulla sede stradale costituito dallo Schema di Carico 2, posizionato in adiacenza alla barriera stessa e disposto nella posizione più gravosa. Tale sistema di forze orizzontali potrà essere valutato dal progettista, alternativamente, sulla base:

- delle risultanze sperimentali ottenute nel corso di prove d'urto al vero, su barriere della stessa tipologia e della classe di contenimento previste in progetto, mediante l'utilizzo di strumentazione idonea a registrare l'evoluzione degli effetti dinamici;
- del riconoscimento di equivalenza tra il sistema di forze e le azioni trasmesse alla struttura, a causa di urti su barriere della stessa tipologia e della classe di contenimento previste in progetto, laddove tale equivalenza risulti da valutazioni teoriche e/o modellazioni numerico-sperimentali;

In assenza delle suddette valutazioni, il sistema di forze orizzontali può essere determinato con riferimento alla resistenza caratteristica degli elementi strutturali principali coinvolti nel meccanismo d'insieme della barriera e deve essere applicato ad una quota h , misurata dal piano viario, pari alla minore delle dimensioni h_1 e h_2 , dove $h_1 = (\text{altezza della barriera} - 0,10 \text{ m})$ e $h_2 = 1,00 \text{ m}$. Nel dimensionamento degli elementi strutturali ai quali è collegata la barriera si deve tener conto della eventuale sovrapposizione delle zone di diffusione di tale sistema di forze, in funzione della geometria della barriera e delle sue condizioni di vincolo. Per il dimensionamento dell'impalcato, le forze orizzontali così determinate devono essere amplificate di un fattore pari a 1,50.

Il coefficiente parziale di sicurezza per la combinazione di carico agli SLU per l'urto di veicolo in svio deve essere assunto unitario.

Dati di Progetto

Nel caso in esame non si considerano le azioni suddette per le verifiche globali dell'intervento di riparazione previsto.

6.11 RESISTENZE PASSIVE DEI VINCOLI:Q9

Nel calcolo delle pile, delle spalle, delle fondazioni, degli stessi apparecchi di appoggio e, se del caso, dell'impalcato, si devono considerare le forze che derivano dalle resistenze parassite dei vincoli. Nel caso di appoggi in gomma dette forze devono essere valutate sulla base delle caratteristiche dell'appoggio e degli spostamenti previsti. Le resistenze passive dei vincoli devono essere considerate associate a quelle azioni per le quali danno effetto. Il coefficiente parziale di sicurezza per le combinazioni di carico agli SLU deve essere assunto come per le azioni variabili. In assenza di tali analisi, per la definizione dell'azione sismica si può fare riferimento a un approccio semplificato, che si basa sull'individuazione di categorie di sottosuolo di riferimento (Tab. 3.2.II e 3.2.III).

poggio e degli spostamenti previsti.

Dati di Progetto

Nel caso in esame si considera per gli appoggi sugli appoggi le resistenze parassite dei vincoli valutate come percentuale del carico verticale agente in misura del 3%

6.12 AZIONE SISMICA

Per la determinazione degli effetti di tali azioni si fa riferimento alle sole masse corrispondenti ai pesi propri ed ai sovraccarichi permanenti, considerando nullo il valore quasi permanente delle masse corrispondenti ai carichi da traffico.

6.12.1 Generalità

L'azione del sisma è di seguito dettagliatamente descritta.

Le azioni sismiche di progetto, in base alle quali valutare il rispetto dei diversi stati limite considerati, si definiscono a partire dalla "pericolosità sismica di base" del sito di costruzione. Essa costituisce l'elemento di conoscenza primario per la determinazione delle azioni sismiche.

La pericolosità sismica è definita in termini di accelerazione orizzontale massima attesa a_g in condizioni di campo libero su sito di riferimento rigido con superficie topografica orizzontale (di categoria A quale definita al § 3.2.2), nonché di ordinate dello spettro di risposta elastico in accelerazione ad essa corrispondente $S(T)$, con riferimento a prefissate probabilità di eccedenza P_{VR} , come definite nel § 3.2.1, nel periodo di riferimento V_R , come definito nel § 2.4. In alternativa è ammesso l'uso di accelerogrammi, purché correttamente commisurati alla pericolosità sismica del sito.

Ai fini della presente normativa le forme spettrali sono definite, per ciascuna delle probabilità di superamento nel periodo di riferimento P_{VR} , a partire dai valori dei seguenti parametri su sito di riferimento rigido orizzontale:

a_g accelerazione orizzontale massima al sito

F_0 valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale

T^*C periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale.

Per i valori di a_g , F_0 e T^*C necessari per la determinazione delle azioni sismiche, si fa riferimento agli allegati A e B al Decreto del Ministro delle Infrastrutture 14 gennaio 2008, pubblicato nel S.O. alla Gazzetta Ufficiale del 4 febbraio 2008, n.29, ed eventuali successivi aggiornamenti.

6.12.1.1 Stati limite e relative probabilità di superamento

Nei confronti delle azioni sismiche gli stati limite, sia gli Stati limite di esercizio (SLE) che gli Stati limite ultimi (SLU), sono individuati riferendosi alle prestazioni della costruzione nel suo complesso, includendo gli elementi strutturali, quelli non strutturali e gli impianti.

Gli stati limite di esercizio (SLE) comprendono:

Stato Limite di Operatività (SLO): a seguito del terremoto la costruzione nel suo complesso, includendo gli elementi strutturali, quelli non strutturali, le apparecchiature rilevanti alla sua funzione, non deve subire danni ed interruzioni d'uso significativi;

Stato Limite di Danno (SLD): a seguito del terremoto la costruzione nel suo complesso, includendo gli elementi strutturali, quelli non strutturali, le apparecchiature rilevanti alla sua funzione, subisce danni tali da non mettere a rischio gli utenti e da non compromettere significativamente la capacità di resistenza e di rigidità nei confronti delle azioni verticali ed orizzontali, mantenendosi immediatamente utilizzabile pur nell'interruzione d'uso di parte delle apparecchiature.

Gli stati limite ultimi (SLU) sono:

Stato Limite di salvaguardia della Vita (SLV): a seguito del terremoto la costruzione subisce rotture e crolli dei componenti non strutturali ed impiantistici e significativi danni dei componenti strutturali cui si associa una perdita significativa di rigidità nei confronti delle azioni orizzontali; la costruzione conserva invece una parte della resistenza e rigidità per azioni verticali e un margine di sicurezza nei confronti del collasso per azioni sismiche orizzontali;

Stato Limite di prevenzione del Collasso (SLC): a seguito del terremoto la costruzione subisce gravi rotture e crolli dei componenti non strutturali ed impiantistici e danni molto gravi dei componenti strutturali; la costruzione conserva ancora un margine di sicurezza per azioni verticali ed un esiguo margine di sicurezza nei confronti del collasso per azioni orizzontali.

Le probabilità di superamento nel periodo di riferimento P_{VR} , cui riferirsi per individuare l'azione sismica agente in ciascuno degli stati limite considerati, sono riportate nella Tab. 3.2.1.

Nel caso in esame si adottano come riferimento i valori relativi alla località Marcignana nel Comune di Empoli (FI)(longitudine 10°53'2.65" / latitudine 43°43'16.45") ottenendo quindi i valori di riferimento di progetto mediante interpolazione lineare di punti prossimi al sito in esame e adottando valori cautelativamente approssimati per eccesso.

Dati di Progetto

Nel caso in esame, mediante interpolazione lineare di punti prossimi al sito in esame e adottando valori cautelativamente approssimati per eccesso, assumiamo per la progettazione dell'intervento:

Valori assunti in progetto (relativamente alle coordinate sopra riportate)

Vista utile 50 anni

Classe d'uso II

SLU

a_g 0,121

F_0 2,507

T^*_C 0,288 sec

6.12.1.2 Categorie di sottosuolo e condizioni tipografiche

Categorie di sottosuolo

Ai fini della definizione dell'azione sismica di progetto, l'effetto della risposta sismica locale si valuta mediante specifiche analisi, da eseguire con le modalità indicate nel § 7.11.3. In alternativa, qualora le condizioni stratigrafiche e le proprietà dei terreni siano chiaramente riconducibili alle categorie definite nella Tab. 3.2.II, si può fare riferimento ad un approccio semplificato che si basa sulla classificazione del sottosuolo in funzione dei valori della velocità di propagazione delle onde di taglio, V_S . I valori dei parametri meccanici necessari per le analisi di risposta sismica locale o delle velocità V_S per l'approccio semplificato costituiscono parte integrante della caratterizzazione geotecnica dei terreni compresi nel volume significativo, di cui al § 6.2.2.

Tabella 3.2.II – Categorie di sottosuolo che permettono l'utilizzo dell'approccio semplificato

Categoria	Descrizione
A	Ammassi rocciosi affioranti o terreni molto rigidi caratterizzati da valori di velocità delle onde di taglio superiori a 800 m/s, eventualmente comprendenti in superficie terreni di caratteristiche meccaniche più scadenti con spessore massimo pari a 3 m.
B	Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente tra 360 m/s e 800 m/s.
C	Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti con profondità del substrato superiori a 30 m, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 180 m/s e 360 m/s.
D	Depositi di terreni a grana grossa scarsamente addensati o di terreni a grana fina scarsamente consistenti, con profondità del substrato superiori a 30 m, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 100 m/s e 180 m/s.
E	Terreni con caratteristiche e valori di velocità equivalente riconducibili a quelle definite per le categorie C o D, con profondità del substrato non superiore a 30 m.

Dati di Progetto

Nel caso in esame si è assunto il sito in esame in categoria di sottosuolo C.

Condizioni topografiche

Per condizioni topografiche complesse è necessario predisporre specifiche analisi di risposta sismica locale. Per configurazioni superficiali semplici si può adottare la seguente classificazione (Tab. 3.2.III):

Tabella 3.2.III – Categorie topografiche

Categoria	Descrizione
T1	Superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media $i \leq 15^\circ$
T2	Pendii con inclinazione media $i > 15^\circ$
T3	Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media $15 \leq i \leq 30^\circ$
T4	Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media $i > 30^\circ$

Le suesposte categorie topografiche si riferiscono a configurazioni geometriche prevalentemente bidimensionali, creste o dorsali, e devono essere considerate nella definizione dell'azione sismica se di altezza maggiore di 30 m.

Dati di Progetto

Nel caso in esame, mediante analisi del sito, identifichiamo il sito in categoria topografica T1.

6.12.1.3 Valutazione dell'azione sismica

Descrizione del moto sismico in superficie e sul piano di fondazione

Ai fini delle presenti norme 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. Salvo quanto specificato nel § 7.11 per le opere e i sistemi geotecnici la componente verticale verrà considerata ove espressamente specificato (Capitolo 7) e purché il sito nel quale sorge la costruzione sia caratterizzato da un'accelerazione al suolo, così come definita nel § 3.2.3.2, pari ad $a_g \geq 0,15g$.

Le componenti possono essere descritte, in funzione del tipo di analisi adottata, mediante una delle seguenti rappresentazioni:

- accelerazione massima in superficie;
- accelerazione massima e relativo spettro di risposta in superficie;
- storia temporale del moto del terreno.

Sulla base di apposite analisi di risposta sismica locale si può poi passare dai valori in superficie ai valori sui piani di riferimento definiti nel § 3.2.2; in assenza di tali analisi l'azione in superficie può essere assunta come agente su tali piani.

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 mancanza di documentata informazione specifica, in via semplificata l'accelerazione massima e lo spettro di risposta della componente verticale attesa in superficie possono essere determinati sulla base dell'accelerazione massima e dello spettro di risposta delle due componenti orizzontali. La componente accelerometrica verticale può essere correlata alle componenti accelerometriche orizzontali del moto sismico.

Quale che sia la probabilità di superamento P_{VR} nel periodo di riferimento V_R , la definizione degli spettri di risposta elastici, degli spettri di risposta di progetto e delle storie temporali del moto del terreno è fornita ai paragrafi successivi.

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} (v. § 2.4 e § 3.2.1).

Gli spettri così definiti possono essere utilizzati per strutture con periodo fondamentale minore o uguale a 4,0 s. Per strutture con periodi fondamentali superiori lo spettro deve essere definito da apposite analisi ovvero l'azione sismica deve essere descritta mediante storie temporali del moto del terreno.

Spettro di risposta elastico in accelerazione delle componenti orizzontali

Lo spettro di risposta elastico in accelerazione della componente orizzontale del moto sismico, S_e , è definito dalle espressioni seguenti:

$$S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \left[\frac{T}{T_B} + \frac{1}{\eta \cdot F_0} \left(1 - \frac{T}{T_B} \right) \right] \text{ per } 0 \leq T \leq T_B$$

$$S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \quad \text{per } T_B \leq T \leq T_C$$

$$S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \left(\frac{T_C}{T} \right) \quad \text{per } T_C \leq T \leq T_D$$

$$S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \left(\frac{T_C T_D}{T^2} \right) \quad \text{per } T_D \leq T$$

nelle quali:

T è il periodo di vibrazione

S è il coefficiente che tiene conto della categoria di sottosuolo e delle condizioni topografiche mediante la relazione seguente

$$S = S_S \cdot S_T$$

essendo S_S il coefficiente di amplificazione stratigrafica (vedi Tab. 3.2.IV) e S_T il coefficiente di

amplificazione topografica (vedi Tab. 3.2.V);

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

$$\eta = \sqrt{10/(5 + \xi)} \geq 0,55$$

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

F_0 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 dalla relazione

$$T_c = C_c \cdot T_c^*$$

dove T_c^* è definito al § 3.2 e C_c è un coefficiente funzione della categoria di sottosuolo (vedi Tab. 3.2.IV);

T_B è il periodo corrispondente all'inizio del tratto dello spettro ad accelerazione costante, dato dalla relazione

$$T_B = T_c / 3$$

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

$$T_D = 4,0 \cdot a_g / g + 1,6$$

Per categorie speciali di sottosuolo, per determinati sistemi geotecnici o se si intenda aumentare il grado di accuratezza nella previsione dei fenomeni di amplificazione, le azioni sismiche da considerare nella progettazione possono essere determinate mediante più rigorose analisi di risposta sismica locale. Queste analisi presuppongono un'adeguata conoscenza delle proprietà geotecniche dei terreni e, in particolare, delle relazioni sforzi-deformazioni in campo ciclico, da determinare mediante specifiche indagini e prove.

In mancanza di tali determinazioni, per le componenti orizzontali del moto e per le categorie di sottosuolo di fondazione definite nel § 3.2.2, la forma spettrale su sottosuolo di categoria A è modificata attraverso il coefficiente stratigrafico S_S , il coefficiente topografico S_T e il coefficiente C_c che modifica il valore del periodo T_c .

Amplificazione stratigrafica

Per sottosuolo di categoria **A** i coefficienti S_S e C_c valgono 1.

Per le categorie di sottosuolo **B**, **C**, **D** ed **E** i coefficienti S_S e C_c possono essere calcolati, in funzione dei valori di F_0 e T_c^* relativi al sottosuolo di categoria **A**, mediante le espressioni fornite nella Tab. 3.2.IV, nelle quali $g = 9,81 \text{ m/s}^2$ è l'accelerazione di gravità e T_c^* è espresso in secondi.

Tabella 3.2.IV – Espressioni di S_S e di C_c

Categoria sottosuolo	S_S	C_C
A	1,00	1,00
B	$1,00 \leq 1,40 - 0,40 \cdot F_0 \cdot \frac{a_g}{\sigma} \leq 1,20$	$1,10 \cdot (T_C^*)^{-0,20}$
C	$1,00 \leq 1,70 - 0,60 \cdot F_0 \cdot \frac{a_g}{\sigma} \leq 1,50$	$1,05 \cdot (T_C^*)^{-0,33}$
D	$0,90 \leq 2,40 - 1,50 \cdot F_0 \cdot \frac{a_g}{\sigma} \leq 1,80$	$1,25 \cdot (T_C^*)^{-0,50}$
E	$1,00 \leq 2,00 - 1,10 \cdot F_0 \cdot \frac{a_g}{\sigma} \leq 1,60$	$1,15 \cdot (T_C^*)^{-0,40}$

Dati di Progetto

Nel caso in esame per terreno categoria sottosuolo C abbiamo $S_S=1,50$ e $C_C=1,583$.

Amplificazione topografica

Per tener conto delle condizioni topografiche e in assenza di specifiche analisi di risposta sismica locale, si utilizzano i valori del coefficiente topografico S_T riportati nella Tab. 3.2.V, in funzione delle categorie topografiche definite in § 3.2.2 e dell'ubicazione dell'opera o dell'intervento.

Tabella 3.2.V – Valori massimi del coefficiente di amplificazione topografica S_T

Categoria topografica	Ubicazione dell'opera o dell'intervento	Descrizione
T1	-	1,00
T2	In corrispondenza della sommità del pendio	1,20
T3	In corrispondenza della cresta del rilievo	1,20
T4	In corrispondenza della cresta del rilievo	1,40

La variazione spaziale del coefficiente di amplificazione topografica è definita da un decremento lineare con l'altezza del pendio o del rilievo, dalla sommità o dalla cresta, dove S_T assume il valore massimo riportato nella Tab. 3.2.V, fino alla base, dove S_T assume valore unitario.

Dati di Progetto

Nel caso in esame per terreno categoria topografica T1 abbiamo $S_T=1,00$.

Spettro di risposta elastico in accelerazione della componente verticale

Lo spettro di risposta elastico in accelerazione della componente verticale del moto sismico, S_{ve} , è definito dalle espressioni:

$$S_{ve}(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_V \cdot \left[\frac{T}{T_B} + \frac{1}{\eta \cdot F_0} \left(1 - \frac{T}{T_B} \right) \right] \quad \text{per } 0 \leq T \leq T_B$$

$$S_{ve}(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_V \quad \text{per } T_B \leq T \leq T_C$$

$$S_{ve}(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_V \cdot \left(\frac{T_C}{T}\right) \quad \text{per } T_C \leq T \leq T_D$$

$$S_{ve}(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_V \cdot \left(\frac{T_C T_D}{T^2}\right) \quad \text{per } T_D \leq T$$

nelle quali:

T è il periodo proprio di vibrazione (in direzione verticale);

F_V è il fattore che quantifica l'amplificazione spettrale massima, in termini di accelerazione orizzontale massima del terreno a_g su sito di riferimento rigido orizzontale, mediante la relazione:

$$F_V = 1,35 \cdot F_0 \cdot \left(\frac{a_g}{g}\right)^{0,50}$$

I valori di a_g , F_0 , S , η sono definiti nel § 3.2.3.2.1 per le componenti orizzontali del moto sismico; i valori di S_S , T_B , T_C e T_D , salvo più accurate determinazioni, sono quelli riportati nella Tab. 3.2.VI.

Tabella 3.2.VI – Valori dei parametri dello spettro di risposta elastico della componente verticale

Categoria sottosuolo	S_S	T_B	T_C	T_D
A, B, C, D, E	1,00	0,05 s	0,15 s	1,00 s

Per tener conto delle condizioni topografiche, in assenza di specifiche analisi si utilizzano i valori del coefficiente topografico S_T riportati in Tab. 3.2.V.

Spettro di risposta elastico in spostamento delle componenti orizzontali

Lo spettro di risposta elastico in spostamento delle componenti orizzontali $S_{De}(T)$ si ricava dalla corrispondente risposta in accelerazione $S_e(T)$ mediante la seguente espressione:

$$S_{De}(T) = S_e(T) \cdot \left(\frac{T}{2\pi}\right)^2$$

purchè il periodo di vibrazione T non ecceda i valori di T_E indicati in Tab. 3.2.VII.

Tabella 3.2.VII – Valori dei parametri T_E e T_F

Categoria sottosuolo	T_E (s)	T_F (s)
A	4,5	10,0
B	5,0	10,0
C, D, E	6,0	10,0

Dati di Progetto

Nel caso in esame per terreno categoria C abbiamo $T_E=6,00$ e $T_F=10,00$.

Per periodi di vibrazione eccedenti T_E , le ordinate dello spettro possono essere ottenute dalle

formule seguenti:

per $T_E < T \leq T_F$

$$S_{De}(T) = 0,025 \cdot a_g \cdot S \cdot T_C \cdot T_D \cdot \left[F_0 \cdot \eta + (1 - F_0 \cdot \eta) \cdot \frac{T - T_E}{T_F - T_E} \right]$$

per $T > T_F$

$$S_{De}(T) = d_g$$

dove tutti i simboli sono già stati definiti, ad eccezione di d_g , definito nel § 3.2.3.3.

Spostamento orizzontale e velocità orizzontale del terreno

I valori dello spostamento orizzontale d_g e della velocità orizzontale v_g massimi del terreno sono dati dalle seguenti espressioni:

$$d_g = 0,025 \cdot a_g \cdot S \cdot T_C \cdot T_D$$

$$v_g = 0,16 \cdot a_g \cdot S \cdot T_C$$

dove a_g , S , T_C , T_D assumono i valori già utilizzati al § 3.2.3.2.1.

Spettro di risposta di progetto per lo stato limite di operatività (SLO)

Per lo stato limite di operatività lo spettro di progetto $S_d(T)$ da utilizzare, sia per le componenti orizzontali che per la componente verticale, è lo spettro di risposta elastico corrispondente, riferito alla probabilità di superamento nel periodo di riferimento P_{VR} considerata (v. §§ 2.4 e 3.2.1).

Spettro di risposta di progetto per gli stati limite di danno (SLD), di salvaguardia della vita (SLV) e di prevenzione del collasso (SLC)

Qualora le verifiche agli stati limite di danno, di salvaguardia della vita e di prevenzione al collasso non vengano effettuate tramite l'uso di opportune storie temporali del moto del terreno ed analisi non lineari dinamiche al passo, ai fini del progetto o della verifica delle costruzioni le capacità dissipative delle strutture possono essere considerate attraverso una riduzione delle forze elastiche, che tenga conto in modo semplificato della capacità dissipativa anelastica della struttura, della sua sovraresistenza, dell'incremento del suo periodo proprio di vibrazione a seguito delle plasticizzazioni. In tal caso, lo spettro di risposta di progetto $S_d(T)$ da utilizzare, sia per le componenti orizzontali, sia per la componente verticale, è lo spettro di risposta elastico corrispondente riferito alla probabilità di superamento nel periodo di riferimento P_{VR} considerata (v. §§ 2.4 e 3.2.1). Per valutare la domanda verrà utilizzato tale spettro, nel caso di analisi non lineare statica ponendo $\eta = 1$, nel caso di analisi lineare, statica o dinamica con le ordinate ridotte sostituendo nelle formule [3.2.2] (per le componenti orizzontali) e nelle formule [3.2.8] (per le componenti verticali) η con $1/q$, dove q è il fattore di comportamento definito nel Capitolo 7 (Tabella 7.3.1). Si assumerà comunque $S_d(T) \geq 0,2a_g$.

struttura. In tal ultimo non vengono effettuate tramite l'uso di opportuni accelerogrammi ed analisi dinamiche al passo, ai fini del progetto o della verifica delle strutture le capacità dissipative delle strutture possono essere messe in conto attraverso una riduzione delle forze elastiche, che tiene conto in modo semplificato della capacità dissipativa anelastica della struttura, della sua sovraresistenza, dell'incremento del suo periodo proprio a seguito delle plasticizzazioni. In tal caso, lo spettro di progetto $S_d(T)$ da utilizzare, sia per le componenti orizzontali, sia per la componente verticale, è lo spettro elastico corrispondente riferito alla probabilità di superamento nel periodo di riferimento P_{VR} considerata (v. §§ 2.4 e 3.2.1), con le ordinate ridotte sostituendo nelle formule 3.2.4 η con $1/q$, dove q è il fattore di struttura definito successivamente.

Si assumerà comunque $S_d(T) \geq 0,2ag$.

6.12.2 Spettri di progetto (SLV)

Nel caso in esame si hanno i seguenti grafici degli spettri di progetto allo SLU (SLV).

FASE 2. SCELTA DELLA STRATEGIA DI PROGETTAZIONE

Vita nominale della costruzione (in anni) - V_N [info](#)

Coefficiente d'uso della costruzione - c_U [info](#)

Valori di progetto

Periodo di riferimento per la costruzione (in anni) - V_R [info](#)

Periodi di ritorno per la definizione dell'azione sismica (in anni) - T_R [info](#)

Stati limite di esercizio - SLE	{	SLO - $P_{VR} = 81\%$	30
		SLD - $P_{VR} = 63\%$	50
Stati limite ultimi - SLU	{	SLV - $P_{VR} = 10\%$	475
		SLC - $P_{VR} = 5\%$	975

Elaborazioni

- Grafici parametri azione }
- Grafici spettri di risposta }
- Tabella parametrizzazione }

Strategia di progettazione

LEGENDA GRAFICO

---□--- Strategia per costruzioni ordinarie

---■--- Strategia scelta

INTRO
FASE 1
FASE 2
FASE 3

SLATO LIMITE	T_R [anni]	a_g [g]	F_o [-]	T_c^* [s]
SLO	30	0.044	2.555	0.244
SLD	50	0.053	2.575	0.256
SLV	475	0.121	2.507	0.288
SLC	975	0.159	2.410	0.293

FASE 3. DETERMINAZIONE DELL'AZIONE DI PROGETTO

Stato Limite

Stato Limite considerato **SLV** ▼ info

Risposta sismica locale

Categoria di sottosuolo **C** ▼ info

$S_S =$

$C_C =$ info

Categoria topografica **T1** ▼ info

$h/H =$

$S_T =$ info

(h=quota sito, H=altezza rilievo topografico)

Compon. orizzontale

Spettro di progetto elastico (SLE)

Smorzamento ξ (%)

$\eta =$ info

Spettro di progetto inelastico (SLU)

Fattore q_e

Regol. in altezza **si** ▼ info

Compon. verticale

Spettro di progetto

Fattore q

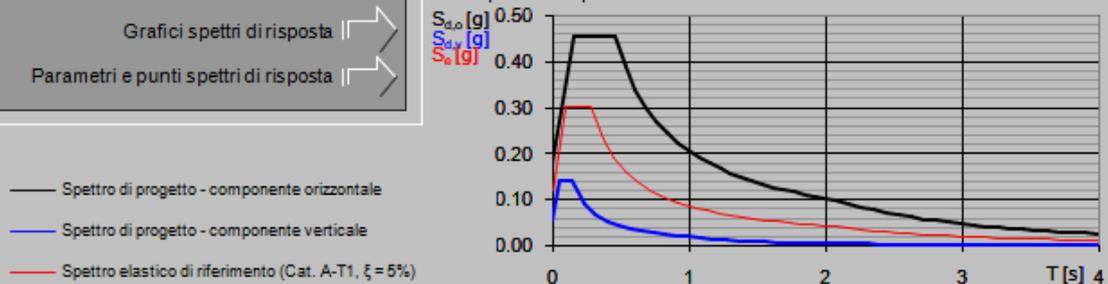
$\eta =$ info

Elaborazioni

Grafici spettri di risposta ▶▶

Parametri e punti spettri di risposta ▶▶

Spettri di risposta



INTRO

FASE 1

FASE 2

FASE 3

Parametri e punti dello spettro di risposta orizzontale per lo stato SLV

Parametri indipendenti

STATO LIMITE	SLV
a_v	0.121 g
F_0	2.507
T_0	0.288 s
S_0	1.500
C_0	1.583
S_1	1.000
q	1.000

Parametri dipendenti

S	1.500
η	1.000
T_b	0.152 s
T_c	0.456 s
T_d	2.082 s

Espressioni dei parametri dipendenti

$$S = S_0 \cdot S_T \quad (\text{NTC-08 Eq. 3.2.5})$$

$$\eta = \sqrt{10/(5 + \xi)} \geq 0,55; \quad \eta = 1/q \quad (\text{NTC-08 Eq. 3.2.6; §. 3.2.3.5})$$

$$T_b = T_0 / 3 \quad (\text{NTC-07 Eq. 3.2.8})$$

$$T_c = C_0 \cdot T_0 \quad (\text{NTC-07 Eq. 3.2.7})$$

$$T_d = 4,0 \cdot a_v / g + 1,6 \quad (\text{NTC-07 Eq. 3.2.9})$$

Espressioni dello spettro di risposta (NTC-08 Eq. 3.2.4)

$$0 \leq T < T_b \quad S_c(T) = a_v \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \left[\frac{T}{T_b} + \frac{1}{\eta \cdot F_0} \left(1 - \frac{T}{T_b} \right) \right]$$

$$T_b \leq T < T_c \quad S_c(T) = a_v \cdot S \cdot \eta \cdot F_0$$

$$T_c \leq T < T_d \quad S_c(T) = a_v \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \left(\frac{T_c}{T} \right)$$

$$T_d \leq T \quad S_c(T) = a_v \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \left(\frac{T_c \cdot T_d}{T^2} \right)$$

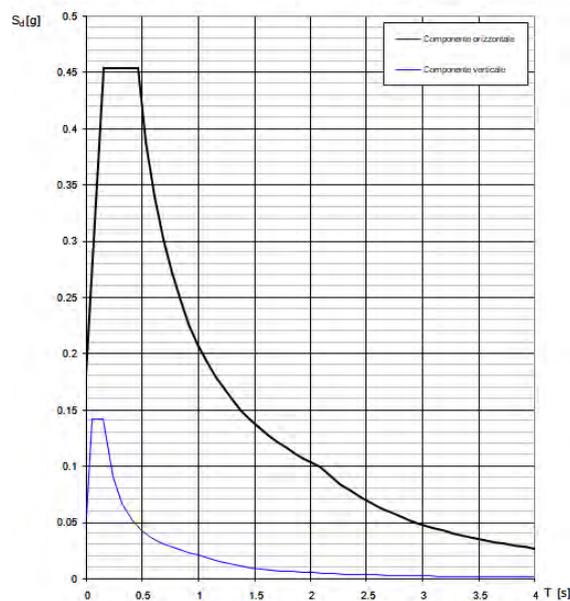
Lo spettro di progetto $S_d(T)$ per le verifiche agli Stati Limite Ultimi è ottenuto dalle espressioni dello spettro elastico $S_c(T)$ sostituendo η con ηq , dove q è il fattore di struttura. (NTC-08 § 3.2.3.5)

Punti dello spettro di risposta

T [s]	Se [g]
0.000	0.181
0.152	0.454
0.456	0.454
0.534	0.388
0.611	0.339
0.689	0.301
0.766	0.270
0.844	0.245
0.921	0.225
0.998	0.207
1.076	0.192
1.153	0.180
1.231	0.168
1.308	0.158
1.386	0.149
1.463	0.142
1.540	0.134
1.618	0.128
1.695	0.122
1.773	0.117
1.850	0.112
1.928	0.107
2.005	0.103
2.082	0.099
2.174	0.091
2.265	0.084
2.356	0.078
2.448	0.072
2.539	0.067
2.630	0.062
2.722	0.058
2.813	0.054
2.904	0.051
2.996	0.048
3.087	0.045
3.178	0.043
3.270	0.040
3.361	0.038
3.452	0.036
3.543	0.034
3.635	0.033
3.726	0.031
3.817	0.030
3.909	0.028
4.000	0.027

La verifica dell'idoneità del programma, l'utilizzo dei risultati da esso ottenuti sono onere e responsabilità esclusiva dell'utente. Il Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici non potrà essere ritenuto responsabile dei danni risultanti dall'utilizzo dell

Spettri di risposta (componenti orizz. e vert.) per lo stato SLV



La verifica dell'idoneità del programma, l'utilizzo dei risultati da esso ottenuti sono onere e responsabilità esclusiva dell'utente. Il Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici non potrà essere ritenuto responsabile dei danni risultanti dall'utilizzo dello stesso.

6.12.3 Incremento spinta del terreno in condizioni sismiche

L'incremento di spinta sismico del terreno si calcola secondo quanto indicato al punto 7.9.5.4.1 del D.M. 17.01.2018, mediante i metodi pseudo-statici. L'azione sismica è rappresentata da una forza statica equivalente pari al prodotto delle forze di gravità per un opportuno coefficiente sismico. Nelle verifiche, i valori dei coefficienti sismici orizzontale k_h e verticale k_v vengono valutati mediante le seguenti espressioni:

$$k_h = \beta_m a_{\max} / g$$

$$k_v = \pm 0,5 \cdot k_h$$

dove:

a_{\max} accelerazione orizzontale massima attesa al sito

β_m coefficiente di riduzione dell'accelerazione massimo attesa al sito

g accelerazione di gravità

In assenza di analisi specifiche della risposta sismica locale, l'accelerazione massima può essere valutata con la relazione

$$a_{\max} = S \cdot a_g = (S_S \cdot S_T) \cdot a_g$$

dove:

S coefficiente che comprende l'effetto dell'amplificazione stratigrafica (S_S) e dell'amplificazione topografica (S_T), di cui al § 3.2.3.2 delle NTC 2018.

a_g accelerazione orizzontale massima attesa su sito di riferimento rigido

Il coefficiente di spinta attiva in condizioni sismiche si determina applicando al teoria di Mononobe e Okabe, che in pratica estende la teoria di Coulomb al caso in presenza di sisma.

$$K_{AE} = \frac{\cos^2(\varphi_d - \theta - \beta)}{\cos \theta \cos^2 \beta \cdot \cos(\delta + \beta + \theta) \cdot \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\varphi_d + \delta) \cdot \sin(\varphi_d - \theta - i)}{\cos(\delta + \beta + \theta) \cdot \cos(i - \beta)}} \right]^2}$$

dove:

$$\varphi_d = \arctan\left(\frac{\tan \varphi_d}{\gamma_{\varphi'}}\right) \quad i = \delta = 0^\circ \quad \beta = 0^\circ \quad \theta = \arctan \frac{k_h}{1 \pm k_v}$$

La spinta attiva del terrapieno (statica + sismica) si determina quindi con la seguente relazione:

$$S_{AE} = \frac{1}{2} \cdot \gamma_d \cdot (1 \pm k_v) \cdot K_{AE} \cdot H^2$$

Dati di Progetto

Nel caso in esame, la valutazione dell'incremento di spinta del terreno in condizioni sismiche per le verifiche globali dell'intervento di riparazione previsto, viene condotta con i seguenti parametri:

$$\beta_m = 1,00$$

$$k_h = 0,181$$

$$k_v = 0,091$$

$$k_{AE} (k_v > 0) = 0,496$$

$$k_{AE} (k_v < 0) = 0,526$$

6.12.4 Forze d'inerzia

In condizioni sismiche l'opera è soggetta alle forze di inerzia, degli elementi strutturali e delle porzioni solidali con la struttura, calcolate come:

$$F_{hi} = k_h W$$

Essendo W il peso dell'elemento o della porzione di terreno, mentre k_h è il coefficiente di intensità sismica orizzontale descritto nel precedente paragrafo. Tali forze sono applicate nel baricentro delle masse dell'elemento considerato.

Dati di Progetto

Nel caso in esame per le verifiche globali dell'intervento di riparazione previsto, $k_h = 0,181$.

6.13 COMBINAZIONE DELL'AZIONE SISMICA

La verifica allo stato limite ultimo (SLU) in condizioni sismiche deve essere effettuata per la seguente combinazione di carico:

$$G_1 + G_2 + P + E + \sum_j \psi_{2j} Q_{kj}$$

dove:

- E l'azione sismica di progetto
- G_k carichi permanenti al loro valore caratteristico
- P_k valore caratteristico dell'azione di precompressione
- ψ_{2j} coefficiente di combinazione
- Q_{ki} valore caratteristico dell'azione variabile Q_i

Gli effetti dell'azione sismica saranno valutati tenendo conto delle masse associate ai seguenti carichi gravitazionali:

$$G_1 + G_2 + \sum_j \psi_{2j} Q_{kj}$$

dove:

ψ_{2j} coefficiente di combinazione

I valori dei coefficienti ψ_{2j} sono dati nella Tab. 2.5.I (NTC2018) oppure nella Tab. 5.1.VI (NTC2018) per i ponti stradali e nella Tab. 5.2.VII (NTC2018) per i ponti ferroviari. Nelle espressioni [2.5.5] e [2.5.7] si assume, di regola, per i carichi dovuti al transito dei mezzi $\psi_{2j} = 0,2$, quando rilevante, sia nella combinazione delle azioni, sia per la definizione dell'effetto dell'azione sismica.

Dati di Progetto

Nel caso in esame si considerano le azioni determinate considerando nulla la massa dovuta al traffico (vista la tipologia di traffico presente sulla struttura l'ipotesi risulta condivisa).

6.14 COMBINAZIONI DI CARICO

Le combinazioni di carico da considerare ai fini delle verifiche devono essere stabilite in modo da garantire la sicurezza in conformità a quanto prescritto al Cap. 2. Ai fini della determinazione dei valori caratteristici delle azioni dovute al traffico, si devono considerare, generalmente, le combinazioni riportate in Tab. 5.1.IV.

Tabella 5.1.IV – Valori caratteristici delle azioni dovute al traffico

Gruppo di azioni	Carichi sulla superficie carrabile					Carichi su marciapiedi e piste ciclabili non sormontabili
	Carichi verticali			Carichi orizzontali		Carichi verticali
	Modello principale (schemi di carico 1, 2, 3, 4 e 6)	Veicoli speciali	Folla (Schema di carico 5)	Frenatura	Forza centrifuga	Carico uniformemente distribuito
1	Valore caratteristico					Schema di carico 5 con valore di combinazione 2,5kN/m ²
2a	Valore frequente			Valore caratteristico		
2b	Valore frequente				Valore caratteristico	
3 (*)						Schema di carico 5 con valore caratteristico 5,0kN/m ²
4 (**)			Schema di carico 5 con valore caratteristico 5,0kN/m ²			Schema di carico 5 con valore caratteristico 5,0kN/m ²
5 (***)	Da definirsi per il singolo progetto	Valore caratteristico o nominale				

(*) Ponti pedonali
 (**) Da considerare solo se richiesto dal particolare progetto (ad es. ponti in zona urbana)
 (***) Da considerare solo se si considerano veicoli speciali

La Tab. 5.1.V, con riferimento al §2.6.1, fornisce i valori dei coefficienti parziali delle azioni da assumere nell'analisi per la determinazione degli effetti delle azioni nelle verifiche agli stati limite ultimi.

Altri valori di coefficienti parziali sono riportati nel capitolo 4 con riferimento a particolari azioni specifiche dei diversi materiali.

I valori dei coefficienti di combinazione Ψ_{0j} , Ψ_{1j} e Ψ_{2j} per le diverse categorie di azioni sono riportati nella Tab. 5.1.VI.

Tabella 5.1.VI – Coefficienti parziali di sicurezza per le combinazioni di carico agli SLU

		Coefficiente	EQU ⁽¹⁾	A1	A2
Azioni permanenti g_1 e g_3	favorevoli sfavorevoli	$\gamma_{G1} = \gamma_{G3}$	0,90 1,10	1,00 1,35	1,00 1,00
Azioni permanenti non strutturali ⁽²⁾ g_2	favorevoli sfavorevoli	γ_{G2}	0,00 1,50	0,00 1,50	0,00 1,30
Azioni variabili da traffico	favorevoli sfavorevoli	γ_Q	0,00 1,35	0,00 1,35	0,00 1,15
Azioni variabili	favorevoli sfavorevoli	γ_{Qi}	0,00 1,50	0,00 1,50	0,00 1,30
Distorsioni e presollecitazioni di progetto	favorevoli sfavorevoli	γ_{r1}	0,90 1,00 ⁽³⁾	1,00 1,00 ⁽⁴⁾	1,00 1,00
Ritiro e viscosità, Cedimenti vincolari	favorevoli sfavorevoli	$\gamma_{c2}, \gamma_{c3}, \gamma_{c4}$	0,00 1,20	0,00 1,20	0,00 1,00

(1) Equilibrio che non coinvolga i parametri di deformabilità e resistenza del terreno; altrimenti si applicano i valori di GEO.

(2) Nel caso in cui l'intensità dei carichi permanenti non strutturali, o di una parte di essi (ad es. carichi permanenti portati), sia ben definita in fase di progetto, per detti carichi o per la parte di essi nota si potranno adottare gli stessi coefficienti validi per le azioni permanenti.

(3) 1,30 per instabilità in strutture con precompressione esterna

(4) 1,20 per effetti locali

Tabella 5.1.VI – Coefficienti Ψ per le azioni variabili per ponti stradali e pedonali

Azioni	Gruppo di azioni (Tab. 5.1.IV)	Coefficiente Ψ_0 di combinazione	Coefficiente Ψ_1 (valori frequenti)	Coefficiente Ψ_2 (valori quasi permanenti)
Azioni da traffico (Tab. 5.1.IV)	Schema 1 (carichi tandem)	0,75	0,75	0,0
	Schemi 1, 5 e 6 (carichi distribuiti)	0,40	0,40	0,0
	Schemi 3 e 4 (carichi concentrati)	0,40	0,40	0,0
	Schema 2	0,0	0,75	0,0
	2	0,0	0,0	0,0
	3	0,0	0,0	0,0
	4 (folla)	–	0,75	0,0
	5	0,0	0,0	0,0
Vento	a ponte scarico SLU e SLE	0,6	0,2	0,0
	in esecuzione	0,8	0,0	0,0
	a ponte carico SLU e SLE	0,6	0,0	0,0
Neve	SLU e SLE	0,0	0,0	0,0
	in esecuzione	0,8	0,6	0,5
Temperatura	SLU e SLE	0,6	0,6	0,5

Per le opere di luce maggiore di 300 m è possibile modificare i coefficienti indicati in tabella previa autorizzazione del Servizio tecnico centrale del Consiglio superiore dei lavori pubblici, sentiti lo stesso Consiglio.

Ai fini delle verifiche degli stati limite, si definiscono le seguenti combinazioni delle azioni.

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

$$\gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_P \cdot P + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1} + \gamma_{Q2} \cdot \Psi_{02} \cdot Q_{k2} + \gamma_{Q3} \cdot \Psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots$$
- Combinazione caratteristica; cosiddetta rara, generalmente impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) irreversibili:

$$G_1 + G_2 + P + Q_{k1} + \Psi_{02} \cdot Q_{k2} + \Psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots$$
- Combinazione frequente, generalmente impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) reversibili:

$$G_1 + G_2 + P + \Psi_{11} \cdot Q_{k1} + \Psi_{22} \cdot Q_{k2} + \Psi_{23} \cdot Q_{k3} + \dots$$
- Combinazione quasi permanente (SLE), generalmente impiegata per gli effetti a lungo termine

$$G_1 + G_2 + P + \Psi_{21} \cdot Q_{k1} + \Psi_{22} \cdot Q_{k2} + \Psi_{23} \cdot Q_{k3} + \dots$$
- Comb. sismica, impiegata per gli stati limite ultimi e di esercizio connessi all'azione sismica E:

$$E + G_1 + G_2 + P + \Psi_{21} \cdot Q_{k1} + \Psi_{22} \cdot Q_{k2} + \dots$$
- Combinazione eccezionale, impiegata per gli stati limite ultimi connessi alle azioni eccezionali A:

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

Dati di Progetto

Nel caso in esame le verifiche globali dell'intervento di riparazione previsto, sono state condotte considerando facendo riferimento alla Combinazione fondamentale per gli stati limite ultimi (SLU) e alle Combinazioni caratteristica (rara), frequente e quasi permanente (SLE) in condizioni statiche e alla Combinazione sismica per gli stati limite ultimi (SLV) in condizioni sismiche.

7 MODELLO DI CALCOLO

7.1 DESCRIZIONE DEL MODELLO E DEL CODICE DI CALCOLO

Il calcolo delle caratteristiche di sollecitazione è stato eseguito con il metodo degli elementi finiti, utilizzando il codice di calcolo SAP2000 (SAP2000® Integrated Finite Element Analysis and Design of Structures, Computers and Structures, Inc. Berkeley, California, USA).

La geometria della struttura è stata definita mediante l'assegnazione delle coordinate geometriche dei nodi della struttura rispetto ad un sistema di riferimento fisso cartesiano ortogonale destrorso XYZ. Questo riferimento ha gli assi X e Y orizzontali e l'asse Z verticale ascendente.

Le strutture sono state modellate mediante elementi finiti monodimensionali con elementi piani a quattro e/o a tre nodi con comportamento sia membranale che flessionale.

Per ogni elemento del modello strutturale è stato inoltre definito un proprio sistema di riferimento locale rispetto al quale sono state assegnate le proprietà geometriche ed inerziali ed i carichi sull'elemento, e rispetto al quale è fornita la risposta (in termini di spostamenti dei nodi e di caratteristiche di sollecitazione) dal codice di calcolo.

Gli assi del riferimento locale sono contrassegnati dai numeri 1, 2 e 3 ed il loro orientamento rispetto al riferimento globale XYZ è assegnato in modo diverso a seconda del tipo di elemento finito ("frame" o "shell").

Sia per gli elementi "frame" che per gli elementi "shell" uno degli assi locali rimane automaticamente individuato dalla geometria dello stesso elemento finito.

Per gli elementi "frame" il primo asse (1) è diretto secondo l'asse dell'elemento, mentre gli altri due assi (2 e 3) giacciono in un piano ortogonale all'elemento e che viene definita dall'utente. Per gli elementi "shell" i primi due assi locali giacciono nel piano dell'elemento con una orientazione che può essere definita dall'utente; il terzo asse è ortogonale a questi.

Le caratteristiche geometriche degli elementi "frame" sono state assegnate, definendo soltanto il materiale e la forma della sezione ; il programma infatti determina in modo automatico per diversi tipi di sezioni le caratteristiche inerziali (area, momenti di inerzia) della sezione.

Per gli elementi "shell" è stato sufficiente definire lo spessore per assegnare le caratteristiche geometriche dei setti e delle platee di fondazione.

Nel caso specifico, per la modellazione della sottostruttura in esame, è stata fedelmente seguita la geometria dell'opera (fusti, platee di fondazione, muri laterali, solette in c.a.), utilizzando gli elementi "shell". I pali di fondazione sono stati modellati con elementi "frame, considerando l'interazione terreno-struttura mediante l'applicazione di costanti elastiche, sia trasversali che verticali, sulla base della caratterizzazione geotecnica del terreno.

7.2 ASSEGNAZIONE DEGLI ELEMENTI (SOTTOSTRUTTURE)

Descrizione struttura	Tipologia di elemento della libreria di elementi finiti di SAP2000
Pali di fondazione intervento di riparazione spalla	frame sono stati modellati applicando al frame le rigidzze orizzontali e verticali sulla base delle caratteristiche geotecniche del terreno (Rigidzza verticale 100 kN/mm ; Rigidzza orizzontale 25 kN/mm)
Platee di fondazione intervento di riparazione spalla	elementi finiti bidimensionali sono stati modellati mediante elementi di spessore 0,60 m / 0,80 m
Muri laterali e pareti in c.a. intervento di riparazione spalla	elementi finiti bidimensionali sono stati modellati mediante elementi di spessore 0,25 m / 0,40 m / 0,60 m / 1,00 m
Soletta in c.a. intervento di riparazione spalla	elementi finiti bidimensionali sono stati modellati mediante elementi di spessore 0,25 m

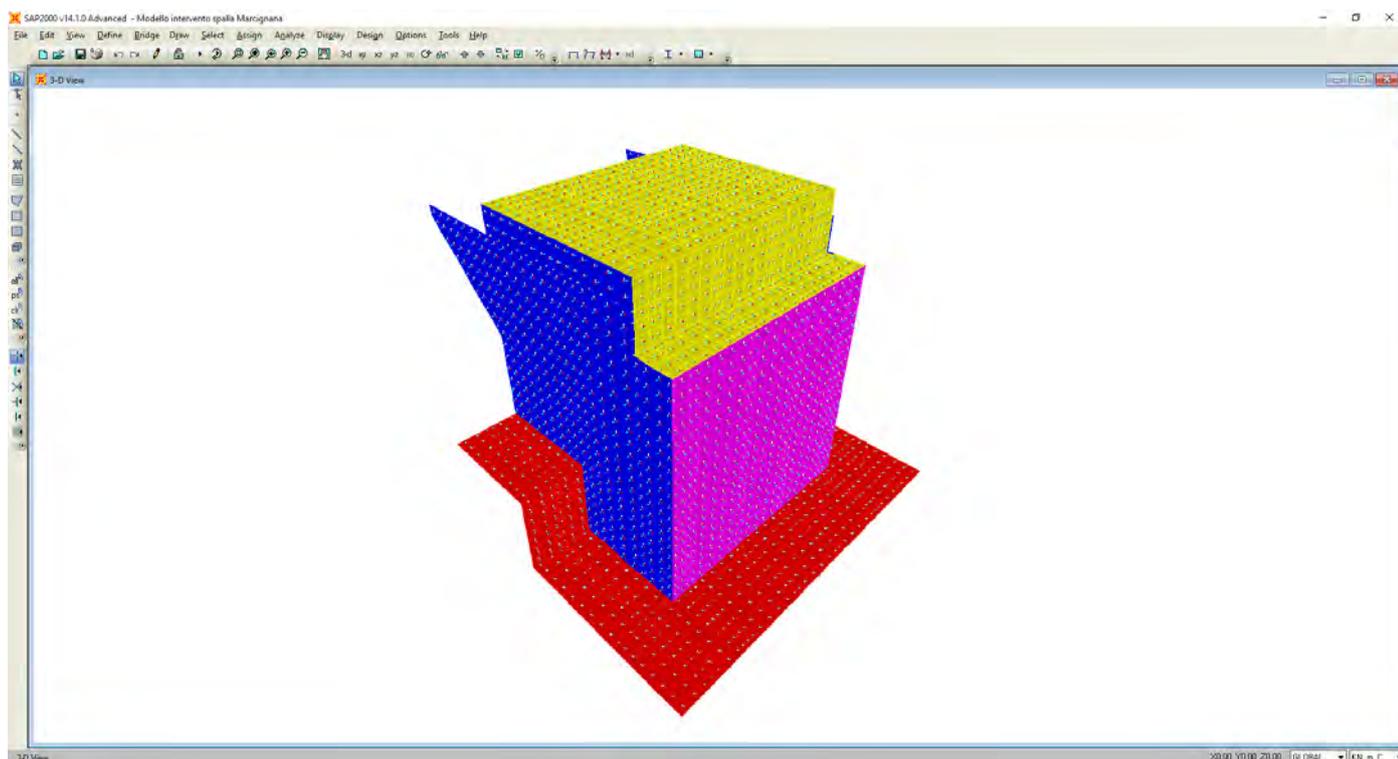


Figura 19 - Modello di calcolo agli elementi finiti intervento riparazione spalla

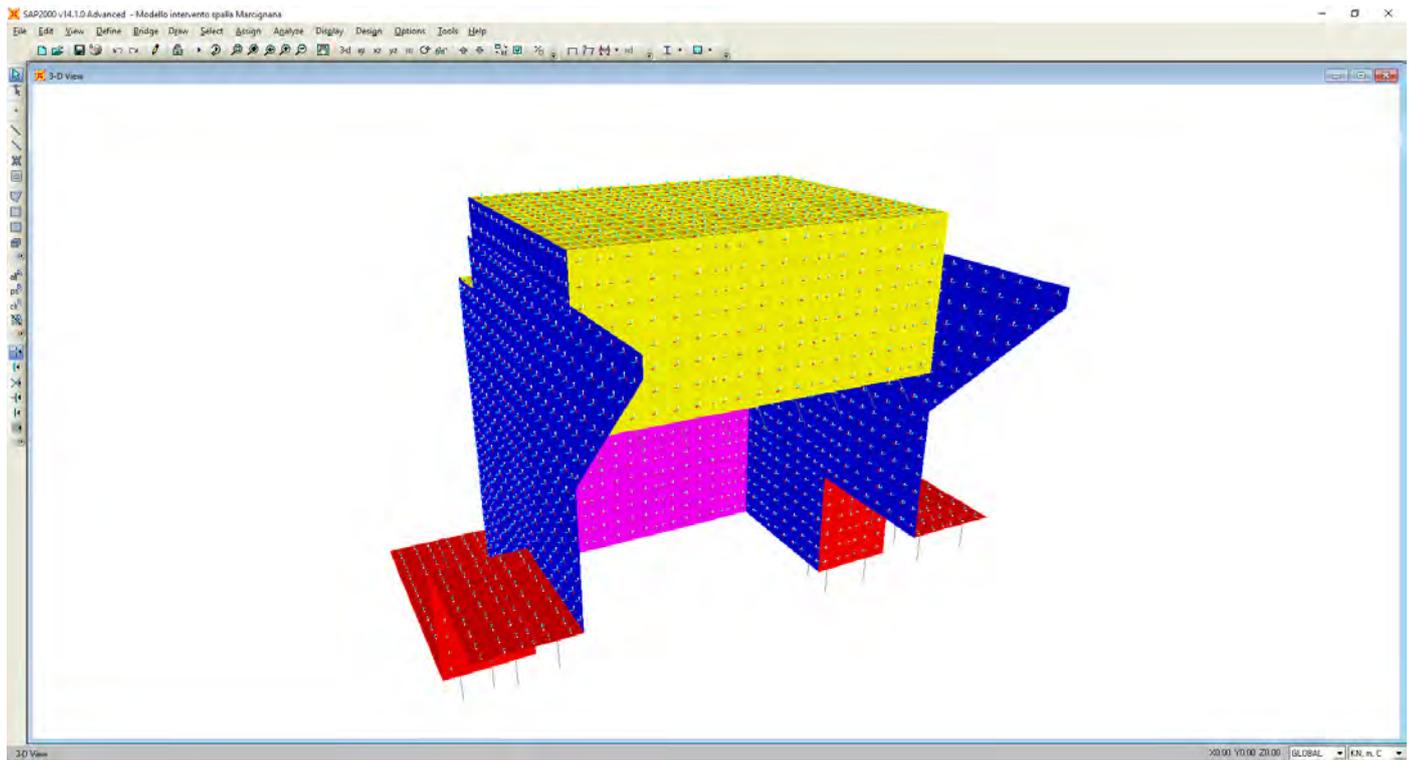


Figura 20 - Modello di calcolo agli elementi finiti intervento riparazione spalla

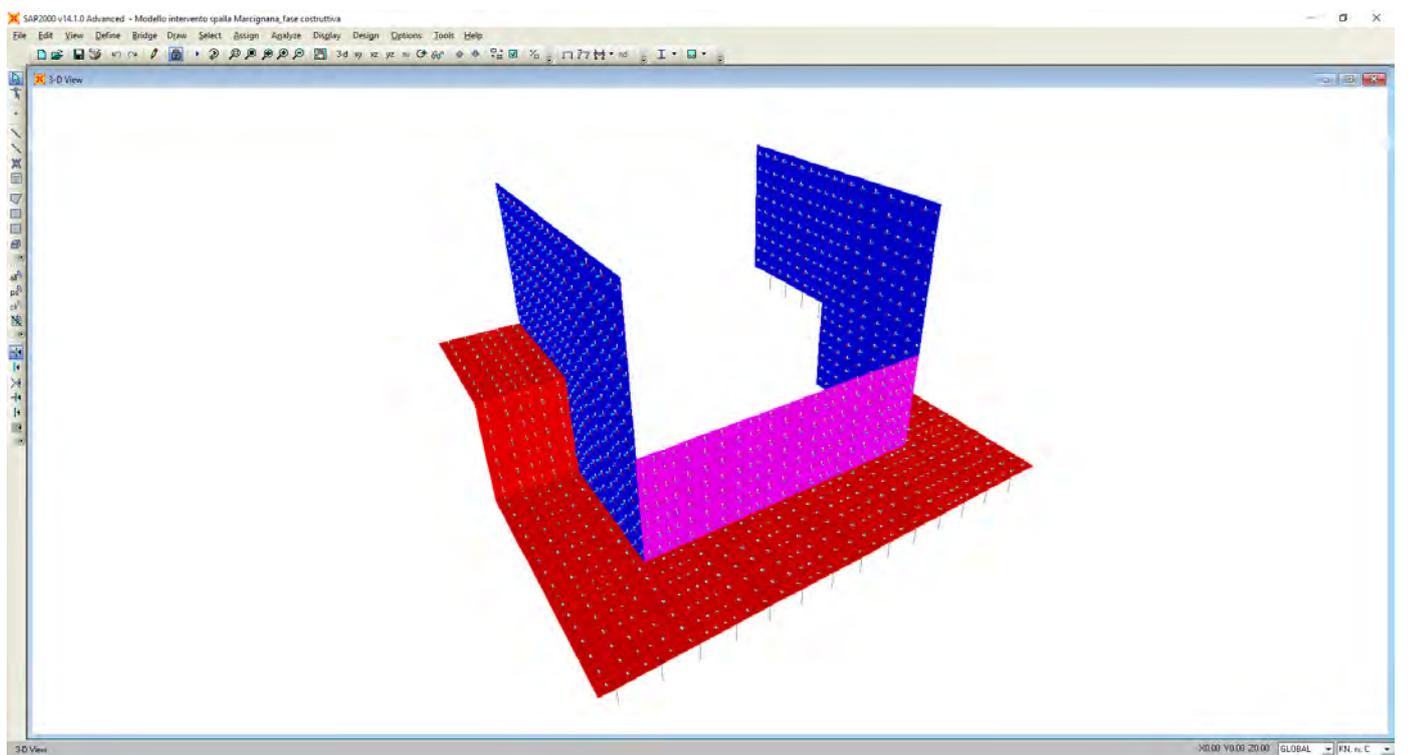


Figura 21 - Modello di calcolo agli elementi finiti intervento di riparazione spalla (in fase costruttiva)

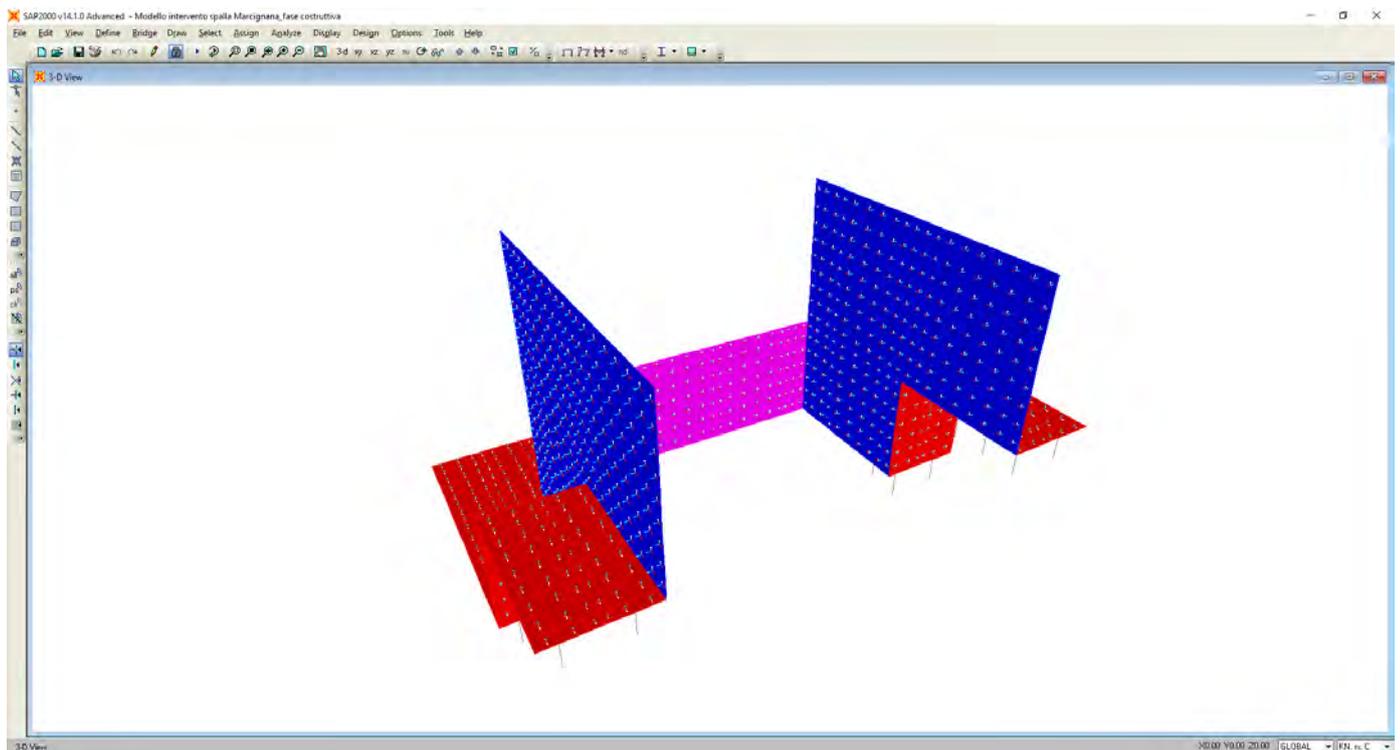


Figura 22 - Modello di calcolo agli elementi finiti intervento di riparazione spalla (in fase costruttiva)

7.3 CONDIZIONI DI CARICO

Le azioni applicate alla struttura sono state definite in gruppi separati detti “Load Patterns”, riportate in seguito.

TABLE: Load Pattern Definitions

LoadPat	DesignType	SelfWtMult	Notes
Text	Text	Unitless	Text
DEAD	DEAD	1	peso proprio strutture di fondazione
G1_imp	DEAD	0	peso proprio impalcato
G1_spalla esistente	DEAD	0	peso proprio spalla esistente
G2_imp	SUPER DEAD	0	permanenti portati su impalcato
G2_sp	SUPER DEAD	0	permanenti portati su spalla
ST_riposo	SUPER DEAD	0	Spinta della terra condizioni statiche
ST_attiva	SUPER DEAD	0	Componente statica spinta della terra cond. sismiche
ST_incr. sisma long (+kv)	QUAKE	0	Incremento spinta della terra condizioni sismiche
ST_incr. sisma long (-kv)	QUAKE	0	Incremento spinta della terra condizioni sismiche
Inerzia terreno trasv	QUAKE	0	Azione d’inerzia del terreno
Inerzia terreno long	QUAKE	0	Azione d’inerzia del terreno
qk_distr_NTC2018_imp	LIVE	0	Schema di carico 1 – carichi distribuiti impalcato
Qk_conc_NTC2018_imp	LIVE	0	Schema di carico 1 – carichi tandem impalcato
qk_distr_NTC2018_sp	LIVE	0	Schema di carico 1 – carichi distribuiti spalla
Qk_conc_NTC2018_sp-1	LIVE	0	Schema di carico 1 – carichi tandem spalla – config.1
Qk_conc_NTC2018_sp-2	LIVE	0	Schema di carico 1 – carichi tandem spalla – config.2
Q3_frenamento	LIVE	0	Azione di frenamento
Q5_ponte scarico	WIND	0	Azione del vento
Q5_ponte carico	WIND	0	Azione del vento

Q9

LIVE

0

Resistenze passive dei vincoli

TABLE: Load Case Definitions

Case	Type	InitialCond	ModalCase	BaseCase	DesTypeOpt	DesignType
Text	Text	Text	Text	Text	Text	Text
DEAD	LinStatic	Zero			Prog Det	DEAD
G1_imp	LinStatic	Zero			Prog Det	DEAD
G1_spalla esistente	LinStatic	Zero			Prog Det	DEAD
G2_imp	LinStatic	Zero			Prog Det	SUPER DEAD
G2_sp	LinStatic	Zero			Prog Det	SUPER DEAD
ST_riposo	LinStatic	Zero			Prog Det	SUPER DEAD
ST_attiva	LinStatic	Zero			Prog Det	SUPER DEAD
ST_incr. sisma long (+kv)	LinStatic	Zero			Prog Det	QUAKE
ST_incr. sisma long (-kv)	LinStatic	Zero			Prog Det	QUAKE
Inerzia terreno trasv	LinStatic	Zero			Prog Det	QUAKE
Inerzia terreno long	LinStatic	Zero			Prog Det	QUAKE
Sismica spalla +X	LinStatic	Zero			Prog Det	QUAKE
Sismica spalla -Y	LinStatic	Zero			Prog Det	QUAKE
qk_distr_NTC2018_imp	LinStatic	Zero			Prog Det	LIVE
Qk_conc_NTC2018_imp	LinStatic	Zero			Prog Det	LIVE
qk_distr_NTC2018_sp	LinStatic	Zero			Prog Det	LIVE
Qk_conc_NTC2018_sp-1	LinStatic	Zero			Prog Det	LIVE
Qk_conc_NTC2018_sp-2	LinStatic	Zero			Prog Det	LIVE
Q3_frenamento	LinStatic	Zero			Prog Det	LIVE
Q5_ponte scarico	LinStatic	Zero			Prog Det	DEAD
Q5_ponte carico	LinStatic	Zero			Prog Det	DEAD

Q9

7.1 COMBINAZIONI DI CARICO SLU ED SLE

Si riportano in seguito le combinazioni di carico definite per determinare le sollecitazioni di calcolo.

TABLE: Combination Definitions

ComboName	ComboType	AutoDesign	CaseType	CaseName	ScaleFactor
Text	Text	Yes/No	Text	Text	Unitless
G1	Linear Add	No	Linear Static	DEAD	1
G1			Linear Static	G1_imp	1
G1			Linear Static	G1_spalla esistente	1
G2	Linear Add	No	Linear Static	G2_imp	1
G2			Linear Static	G2_sp	1
G3_riposo	Linear Add	No	Linear Static	ST_riposo	1
G3_attiva	Linear Add	No	Linear Static	ST_attiva	1
Sisma long(+kv)	Linear Add	No	Linear Static	Inerzia terreno long	1
Sisma long(+kv)			Linear Static	Sismica spalla -Y	1
Sisma long(+kv)			Linear Static	ST_incr. sisma long(+kv)	1
Sisma long(-kv)	Linear Add	No	Linear Static	Inerzia terreno long	1

Sisma long(-kv)			Linear Static	Sismica spalla -Y	1
Sisma long(-kv)			Linear Static	ST_incr. sisma long(-kv)	1
Sisma trasv	Linear Add	No	Linear Static	Inerzia terreno trasv	1
Sisma trasv			Linear Static	Sismica spalla +X	1
Sisma trasv			Linear Static	Sisma trasv_imp	1
SLU_1_scarico	Linear Add	No	Response Combo	G1	1.35
SLU_1_scarico			Response Combo	G2	1.5
SLU_1_scarico			Response Combo	G3_riposo	1.35
SLU_1_scarico			Linear Static	Q9	1.5
SLU_2_mob. conc su ponte	Linear Add	No	Response Combo	G1	1.35
SLU_2_mob. conc su ponte			Response Combo	G2	1.5
SLU_2_mob. conc su ponte			Response Combo	G3_riposo	1.35
SLU_2_mob. conc su ponte			Linear Static	Qk_conc_NTC2018_imp	1.35
SLU_2_mob. conc su ponte			Linear Static	qk_distr_NTC2018_imp	1.35
SLU_2_mob. conc su ponte			Linear Static	qk_distr_NTC2018_sp	1.35
SLU_2_mob. conc su ponte			Linear Static	Q9	1.5
SLU_2_mob. conc su ponte			Linear Static	Q5_ponte carico	0.9
SLU_3_mob su spalla_1	Linear Add	No	Response Combo	G1	1.35
SLU_3_mob su spalla_1			Response Combo	G2	1.5
SLU_3_mob su spalla_1			Response Combo	G3_riposo	1.35
SLU_3_mob su spalla_1			Linear Static	Qk_conc_NTC2018_sp-1	1.35
SLU_3_mob su spalla_1			Linear Static	qk_distr_NTC2018_imp	1.35
SLU_3_mob su spalla_1			Linear Static	qk_distr_NTC2018_sp	1.35
SLU_3_mob su spalla_1			Linear Static	Q9	1.5
SLU_3_mob su spalla_1			Linear Static	Q5_ponte carico	0.9
SLU_4_mob su spalla_2	Linear Add	No	Response Combo	G1	1.35
SLU_4_mob su spalla_2			Response Combo	G2	1.5
SLU_4_mob su spalla_2			Response Combo	G3_riposo	1.35
SLU_4_mob su spalla_2			Linear Static	Qk_conc_NTC2018_sp-2	1.35
SLU_4_mob su spalla_2			Linear Static	qk_distr_NTC2018_imp	1.35
SLU_4_mob su spalla_2			Linear Static	qk_distr_NTC2018_sp	1.35
SLU_4_mob su spalla_2			Linear Static	Q9	1.5
SLU_4_mob su spalla_2			Linear Static	Q5_ponte carico	0.9
SLU_2a_mob. conc su ponte	Linear Add	No	Response Combo	G1	1.35
SLU_2a_mob. conc su ponte			Response Combo	G2	1.5
SLU_2a_mob. conc su ponte			Response Combo	G3_riposo	1.35
SLU_2a_mob. conc su ponte			Linear Static	Qk_conc_NTC2018_imp	1.0125
SLU_2a_mob. conc su ponte			Linear Static	qk_distr_NTC2018_imp	0.54
SLU_2a_mob. conc su ponte			Linear Static	qk_distr_NTC2018_sp	0.54
SLU_2a_mob. conc su ponte			Linear Static	Q9	1.5
SLU_2a_mob. conc su ponte			Linear Static	Q5_ponte carico	0.9
SLU_2a_mob. conc su ponte			Linear Static	Q3_frenamento	1.35
SLU_3a_mob. su spalla_1	Linear Add	No	Response Combo	G1	1.35
SLU_3a_mob. su spalla_1			Response Combo	G2	1.5
SLU_3a_mob. su spalla_1			Response Combo	G3_riposo	1.35
SLU_3a_mob. su spalla_1			Linear Static	Qk_conc_NTC2018_sp-1	1.0125
SLU_3a_mob. su spalla_1			Linear Static	qk_distr_NTC2018_imp	0.54
SLU_3a_mob. su spalla_1			Linear Static	qk_distr_NTC2018_sp	0.54

SLU_3a_mob. su spalla_1			Linear Static	Q9	1.5
SLU_3a_mob. su spalla_1			Linear Static	Q5_ponte carico	0.9
SLU_3a_mob. su spalla_1			Linear Static	Q3_frenamento	1.35
SLU_4a_mob. su spalla_2	Linear Add	No	Response Combo	G1	1.35
SLU_4a_mob. su spalla_2			Response Combo	G2	1.5
SLU_4a_mob. su spalla_2			Response Combo	G3_riposo	1.35
SLU_4a_mob. su spalla_2			Linear Static	Qk_conc_NTC2018_sp-2	1.0125
SLU_4a_mob. su spalla_2			Linear Static	qk_distr_NTC2018_imp	0.54
SLU_4a_mob. su spalla_2			Linear Static	qk_distr_NTC2018_sp	0.54
SLU_4a_mob. su spalla_2			Linear Static	Q9	1.5
SLU_4a_mob. su spalla_2			Linear Static	Q5_ponte carico	0.9
SLU_4a_mob. su spalla_2			Linear Static	Q3_frenamento	1.35
SLU_5_vento	Linear Add	No	Response Combo	G1	1.35
SLU_5_vento			Response Combo	G2	1.5
SLU_5_vento			Response Combo	G3_riposo	1.35
SLU_5_vento			Linear Static	Q9	1.5
SLU_5_vento			Linear Static	Q5_ponte scarico	1.5
SLV_100X+30Y_a	Linear Add	No	Response Combo	G1	1.02724
SLV_100X+30Y_a			Response Combo	G2	1.02724
SLV_100X+30Y_a			Response Combo	G3_attiva	1
SLV_100X+30Y_a			Response Combo	Sisma trasv	1
SLV_100X+30Y_a			Response Combo	Sisma long(+kv)	0.3
SLV_100X+30Y_a			Linear Static	Q9	1
SLV_30X+100Y_a	Linear Add	No	Response Combo	G1	1.0908
SLV_30X+100Y_a			Response Combo	G2	1.0908
SLV_30X+100Y_a			Response Combo	G3_attiva	1
SLV_30X+100Y_a			Response Combo	Sisma trasv	0.3
SLV_30X+100Y_a			Response Combo	Sisma long(+kv)	1
SLV_30X+100Y_a			Linear Static	Q9	1
SLV_100X+30Y_b	Linear Add	No	Response Combo	G1	0.9728
SLV_100X+30Y_b			Response Combo	G2	0.9728
SLV_100X+30Y_b			Response Combo	G3_attiva	1
SLV_100X+30Y_b			Response Combo	Sisma trasv	1
SLV_100X+30Y_b			Response Combo	Sisma long(-kv)	0.3
SLV_100X+30Y_b			Linear Static	Q9	1
SLV_30X+100Y_b	Linear Add	No	Response Combo	G1	0.9092
SLV_30X+100Y_b			Response Combo	G2	0.9092
SLV_30X+100Y_b			Response Combo	G3_attiva	1
SLV_30X+100Y_b			Response Combo	Sisma trasv	0.3
SLV_30X+100Y_b			Response Combo	Sisma long(-kv)	1
SLV_30X+100Y_b			Linear Static	Q9	1
SLE_1_scarico	Linear Add	No	Response Combo	G1	1
SLE_1_scarico			Response Combo	G2	1
SLE_1_scarico			Response Combo	G3_riposo	1
SLE_1_scarico			Linear Static	Q9	1
SLEr_2_mob. conc_su ponte	Linear Add	No	Response Combo	G1	1
SLEr_2_mob. conc_su ponte			Response Combo	G2	1
SLEr_2_mob. conc_su ponte			Response Combo	G3_riposo	1

SLEr_2_mob. conc_su ponte			Linear Static	Qk_conc_NTC2018_imp	1
SLEr_2_mob. conc_su ponte			Linear Static	qk_distr_NTC2018_imp	1
SLEr_2_mob. conc_su ponte			Linear Static	qk_distr_NTC2018_sp	1
SLEr_2_mob. conc_su ponte			Linear Static	Q9	1
SLEr_2_mob. conc_su ponte			Linear Static	Q5_ponte carico	0.6
SLEr_3_mob su spalla_1	Linear Add	No	Response Combo	G1	1
SLEr_3_mob su spalla_1			Response Combo	G2	1
SLEr_3_mob su spalla_1			Response Combo	G3_riposo	1
SLEr_3_mob su spalla_1			Linear Static	Qk_conc_NTC2018_sp-1	1
SLEr_3_mob su spalla_1			Linear Static	qk_distr_NTC2018_imp	1
SLEr_3_mob su spalla_1			Linear Static	qk_distr_NTC2018_sp	1
SLEr_3_mob su spalla_1			Linear Static	Q9	1
SLEr_3_mob su spalla_1			Linear Static	Q5_ponte carico	0.6
SLEr_4_mob su spalla_2	Linear Add	No	Response Combo	G1	1
SLEr_4_mob su spalla_2			Response Combo	G2	1
SLEr_4_mob su spalla_2			Response Combo	G3_riposo	1
SLEr_4_mob su spalla_2			Linear Static	Qk_conc_NTC2018_sp-2	1
SLEr_4_mob su spalla_2			Linear Static	qk_distr_NTC2018_imp	1
SLEr_4_mob su spalla_2			Linear Static	qk_distr_NTC2018_sp	1
SLEr_4_mob su spalla_2			Linear Static	Q9	1
SLEr_4_mob su spalla_2			Linear Static	Q5_ponte carico	0.6
SLEr_2a_mob. conc_su ponte	Linear Add	No	Response Combo	G1	1
SLEr_2a_mob. conc_su ponte			Response Combo	G2	1
SLEr_2a_mob. conc_su ponte			Response Combo	G3_riposo	1
SLEr_2a_mob. conc_su ponte			Linear Static	Qk_conc_NTC2018_imp	0.75
SLEr_2a_mob. conc_su ponte			Linear Static	qk_distr_NTC2018_imp	0.4
SLEr_2a_mob. conc_su ponte			Linear Static	qk_distr_NTC2018_sp	0.4
SLEr_2a_mob. conc_su ponte			Linear Static	Q9	1
SLEr_2a_mob. conc_su ponte			Linear Static	Q5_ponte carico	0.6
SLEr_2a_mob. conc_su ponte			Linear Static	Q3_frenamento	1
SLEr_3a_mob su spalla_1	Linear Add	No	Response Combo	G1	1
SLEr_3a_mob su spalla_1			Response Combo	G2	1
SLEr_3a_mob su spalla_1			Response Combo	G3_riposo	1
SLEr_3a_mob su spalla_1			Linear Static	Qk_conc_NTC2018_sp-1	0.75
SLEr_3a_mob su spalla_1			Linear Static	qk_distr_NTC2018_imp	0.4
SLEr_3a_mob su spalla_1			Linear Static	qk_distr_NTC2018_sp	0.4
SLEr_3a_mob su spalla_1			Linear Static	Q9	1
SLEr_3a_mob su spalla_1			Linear Static	Q5_ponte carico	0.6
SLEr_3a_mob su spalla_1			Linear Static	Q3_frenamento	1
SLEr_4a_mob su spalla_2	Linear Add	No	Response Combo	G1	1
SLEr_4a_mob su spalla_2			Response Combo	G2	1
SLEr_4a_mob su spalla_2			Response Combo	G3_riposo	1
SLEr_4a_mob su spalla_2			Linear Static	Qk_conc_NTC2018_sp-2	0.75
SLEr_4a_mob su spalla_2			Linear Static	qk_distr_NTC2018_imp	0.4
SLEr_4a_mob su spalla_2			Linear Static	qk_distr_NTC2018_sp	0.4
SLEr_4a_mob su spalla_2			Linear Static	Q9	1
SLEr_4a_mob su spalla_2			Linear Static	Q5_ponte carico	0.6
SLEr_4a_mob su spalla_2			Linear Static	Q3_frenamento	1

SLEr_5_vento	Linear Add	No	Response Combo	G1	1
SLEr_5_vento			Response Combo	G2	1
SLEr_5_vento			Response Combo	G3_riposo	1
SLEr_5_vento			Linear Static	Q9	1
SLEr_5_vento			Linear Static	Q5_ponte scarico	1
SLEf_2_mob. conc su ponte	Linear Add	No	Response Combo	G1	1
SLEf_2_mob. conc su ponte			Response Combo	G2	1
SLEf_2_mob. conc su ponte			Response Combo	G3_riposo	1
SLEf_2_mob. conc su ponte			Linear Static	Qk_conc_NTC2018_imp	0.75
SLEf_2_mob. conc su ponte			Linear Static	qk_distr_NTC2018_imp	0.4
SLEf_2_mob. conc su ponte			Linear Static	qk_distr_NTC2018_sp	0.4
SLEf_2_mob. conc su ponte			Linear Static	Q9	1
SLEf_2_mob. conc su ponte			Linear Static	Q5_ponte carico	0
SLEf_3_mob su spalla_1	Linear Add	No	Response Combo	G1	1
SLEf_3_mob su spalla_1			Response Combo	G2	1
SLEf_3_mob su spalla_1			Response Combo	G3_riposo	1
SLEf_3_mob su spalla_1			Linear Static	Qk_conc_NTC2018_sp-1	0.75
SLEf_3_mob su spalla_1			Linear Static	qk_distr_NTC2018_imp	0.4
SLEf_3_mob su spalla_1			Linear Static	qk_distr_NTC2018_sp	0.4
SLEf_3_mob su spalla_1			Linear Static	Q9	1
SLEf_3_mob su spalla_1			Linear Static	Q5_ponte carico	0
SLEf_4_mob su spalla_2	Linear Add	No	Response Combo	G1	1
SLEf_4_mob su spalla_2			Response Combo	G2	1
SLEf_4_mob su spalla_2			Response Combo	G3_riposo	1
SLEf_4_mob su spalla_2			Linear Static	Qk_conc_NTC2018_sp-2	0.75
SLEf_4_mob su spalla_2			Linear Static	qk_distr_NTC2018_imp	0.4
SLEf_4_mob su spalla_2			Linear Static	qk_distr_NTC2018_sp	0.4
SLEf_4_mob su spalla_2			Linear Static	Q9	1
SLEf_4_mob su spalla_2			Linear Static	Q5_ponte carico	0
SLEqp	Linear Add	No	Response Combo	SLE_1_scarico	1
enve_SLU	Envelope	No	Response Combo	SLU_1_scarico	1
enve_SLU			Response Combo	SLU_2_mob. conc su ponte	1
enve_SLU			Response Combo	SLU_3_mob su spalla_1	1
enve_SLU			Response Combo	SLU_4_mob su spalla_2	1
enve_SLU			Response Combo	SLU_5_vento	1
enve_SLU			Response Combo	SLU_2a_mob. conc su ponte	1
enve_SLU			Response Combo	SLU_3a_mob. su spalla_1	1
enve_SLU			Response Combo	SLU_4a_mob. su spalla_2	1
enve_SLV	Envelope	No	Response Combo	SLV_100X+30Y_a	1
enve_SLV			Response Combo	SLV_100X+30Y_b	1
enve_SLV			Response Combo	SLV_30X+100Y_a	1
enve_SLV			Response Combo	SLV_30X+100Y_b	1
enve_SLEr	Envelope	No	Response Combo	SLE_1_scarico	1
enve_SLEr			Response Combo	SLEr_2_mob. conc su ponte	1
enve_SLEr			Response Combo	SLEr_3_mob su spalla_1	1
enve_SLEr			Response Combo	SLEr_4_mob su spalla_2	1
enve_SLEr			Response Combo	SLEr_5_vento	1
enve_SLEr			Response Combo	SLEr_2a_mob. conc su ponte	1

enve_SLEr			Response Combo	SLEr_3a_mob su spalla_1	1
enve_SLEr			Response Combo	SLEr_4a_mob su spalla_2	1
enve_SLEf	Envelope	No	Response Combo	SLE_1_scarico	1
enve_SLEf			Response Combo	SLEf_2_mob. conc su ponte	1
enve_SLEf			Response Combo	SLEf_3_mob su spalla_1	1
enve_SLEf			Response Combo	SLEf_4_mob su spalla_2	1
SLEqp	Linear Add	No	Response Combo	SLE_1_scarico	1

Durante la fase di costruzione, ed in particolare, in seguito alla rimozione delle travi/tirante esistenti poste a collegamento dei muri laterali esistenti della spalla, è stato verificato che le pareti esterne di nuova realizzazione (laterali esterne sp. 60 cm e frontale sp. 40 cm) siano in grado di assorbire le spinte del terrapieno della spalla (ovviamente a traffico chiuso), considerando la seguente combinazione di carico allo SLU.

TABLE: Combination Definitions					
ComboName	ComboType	AutoDesign	CaseType	CaseName	ScaleFactor
Text	Text	Yes/No	Text	Text	Unitless
Stage_1_slu	Linear Add	No	Linear Static	G1	1,35
Stage_1_slu			Linear Static	G2	1,5
Stage_1_slu			Linear Static	G3_riposo	1,35

8 VERIFICHE

8.1 VERIFICHE GEOTECNICHE DEI MICROPALI DI FONDAZIONE (SLU-SLV)

Le verifiche di capacità portante dei pali vengono svolte secondo la metodologia degli stati limite ultimi. La verifica della capacità portante dei pali è soddisfatta se:

$$F_{cd} < R_{cd}$$

Essendo

$$R_{cd} = R_k / \gamma_R$$

dove

- F_{cd} carico assiale di compressione di progetto
- R_{cd} capacità portante di progetto nei confronti dei carichi assiali
- R_k valore caratteristico della capacità portante limite del palo

In particolare le verifiche di capacità portante dei pali agli stati limite ultimi statici e sismici (SLU-SLV) vengono condotte con riferimento all'approccio 2 con la combinazione A1+M1+R3.

Il valore di progetto R_{cd} della resistenza si ottiene a partire dal valore caratteristico R_k applicando i coefficienti parziali γ_R delle seguenti tabelle.

Tabella 6.4.II – Coefficienti parziali γ_R da applicare alle resistenze caratteristiche a carico verticale dei pali

Resistenza	Simbolo	Pali infissi	Pali trivellati	Pali ad elica continua
	γ_R	(R3)	(R3)	(R3)
Base	γ_b	1,15	1,35	1,3
Laterale in compressione	γ_s	1,15	1,15	1,15
Totale (*)	γ	1,15	1,30	1,25
Laterale in trazione	γ_{st}	1,25	1,25	1,25

(*) da applicare alle resistenze caratteristiche dedotte dai risultati di prove di carico di progetto.

Tabella 6.4.VI – Coefficienti parziali γ_T per le verifiche agli stati limite ultimi di pali soggetti a carichi trasversali

Coefficiente parziale (R3)
$\gamma_T = 1,3$

Inoltre se la resistenza caratteristica R_k del palo viene ricavata attraverso correlazioni empiriche che prevedono l'utilizzo di parametri geotecnici o risultati di prove in sito, il valore caratteristico della resistenza $R_{c,k}$ (o $R_{t,k}$ o $R_{tr,k}$) sarà dato dal minore dei valori ottenuti applicando alle resistenze calcolate $R_{c,cal}$ (o $R_{t,cal}$ o $R_{tr,cal}$) i fattori di correlazione (ξ) riportati nella seguente tabella in funzione del numero di verticali d'indagine.

Tabella 6.4.IV – Fattori di correlazione ξ per la determinazione della resistenza caratteristica in funzione del numero di verticali indagate

Numero di verticali indagate	1	2	3	4	5	7	≥ 10
ξ_3	1,70	1,65	1,60	1,55	1,50	1,45	1,40
ξ_4	1,70	1,55	1,48	1,42	1,34	1,28	1,21

Nel caso in esame, si è assunto un valore del fattore di correlazione (ξ_4) pari a 1,70, per la valutazione della resistenza di progetto a carichi verticali del palo (si considera n° 1 verticale di indagine), ed un valore del fattore di correlazione (ξ_4) pari a 1,48, per la valutazione della resistenza di progetto a carichi trasversali del palo (si considerano n° 3 verticali di indagine).

$$R_{c,k} = \text{Min} \left\{ \frac{(R_{c,cal})_{media}}{\xi_3}; \frac{(R_{c,cal})_{min}}{\xi_4} \right\}$$

$$R_{t,k} = \text{Min} \left\{ \frac{(R_{t,cal})_{media}}{\xi_3}; \frac{(R_{t,cal})_{min}}{\xi_4} \right\}$$

$$R_{tr,k} = \text{Min} \left\{ \frac{(R_{tr,cal})_{media}}{\xi_3}; \frac{(R_{tr,cal})_{min}}{\xi_4} \right\}$$

8.1.1 Capacità portante pali e micropali a carichi verticali

8.1.1.1 Criteri di calcolo del carico limite verticale

Cautelativamente, per il calcolo della capacità portante dei micropali si trascura il contributo fornito dalla base inoltre, visto il limitato diametro dell'elemento, viene trascurato il termine W'_p peso efficace del palo (al netto del peso del terreno asportato).

Pertanto, risulta:

$$Q_d = Q_{ll} / F_{SL}$$

dove

Q_{ll} portata laterale minima

F_{SL} fattore di sicurezza per portata laterale

Per ciascun micropalo, la portata laterale minima è calcolata come:

considerando il diametro nominale di perforazione e le tensioni di progetto di adesione laterale limite micropalo-terreno $\alpha\tau_{limd}$ riferite al diametro di perforazione, si ottiene quindi:

$$Q_{llk} = \pi \cdot d_s \cdot L_s \cdot s$$

dove:

d_s diametro reso ($\alpha \cdot d$)

- d diametro della perforazione
- L_s lunghezza della zona iniettata
- s resistenza tangenziale all'interfaccia fra zona iniettata e terreno
- α coefficiente maggiorativo (vedi tabelle seguenti)

I valori della resistenza tangenziale s all'interfaccia fra tratto iniettato e terreno dipendono sia dalla natura e dalle caratteristiche del terreno, sia dalla tecnologia di esecuzione con cui verrà eseguito il micropalo.

In particolare la tecnologia con cui verranno realizzati i micropali sarà mediante iniezione di malta cementizia con il metodo IGU (injection globale unique, iniezione in unica soluzione).

Per determinare il valore del carico limite di micropali iniettati in pressione, si fa riferimento a quanto indicato nelle Raccomandazioni di Bustamante e Doix [1985] che richiedono come parametri caratterizzanti il terreno, la pressione limite p_{lim} determinata con il pressimetro di Menard o il valore (N_{SPT}) determinato da risultati di prove SPT.

In particolare si fa riferimento alle seguenti tabelle.

Terreno	Valori di α		Quantità minima di miscela consigliata
	IRS	IGU	
Ghiaia	1,8	1,3 - 1,4	$1,5 V_s$
Ghiaia sabbiosa	1,6 - 1,8	1,2 - 1,4	$1,5 V_s$
Sabbia ghiaiosa	1,5 - 1,6	1,2 - 1,3	$1,5 V_s$
Sabbia grossa	1,4 - 1,5	1,1 - 1,2	$1,5 V_s$
Sabbia media	1,4 - 1,5	1,1 - 1,2	$1,5 V_s$
Sabbia fine	1,4 - 1,5	1,1 - 1,2	$1,5 V_s$
Sabbia limosa	1,4 - 1,5	1,1 - 1,2	IRS: $(1,5 - 2)V_s$; IGU: $1,5 V_s$
Limo	1,4 - 1,6	1,1 - 1,2	IRS: $2V_s$; IGU: $1,5V_s$
Argilla	1,8 - 2,0	1,2	IRS: $(2,5 - 3)V_s$; IGU: $(1,5-2)V_s$
Marne	1,8	1,1 - 1,2	$(1,5 - 2)V_s$ per strati compatti
Calcari marnosi	1,8	1,1 - 1,2	$(2 - 6)V_s$ o più per strati fratturati
Calcari alterati o fratturati	1,8	1,1 - 1,2	
Roccia alterata e/o fratturata	1,2	1,1	$(1,1-1,5)V_s$ per strati poco fratturati $2V_s$ o più per strati fratturati

Tabella 1

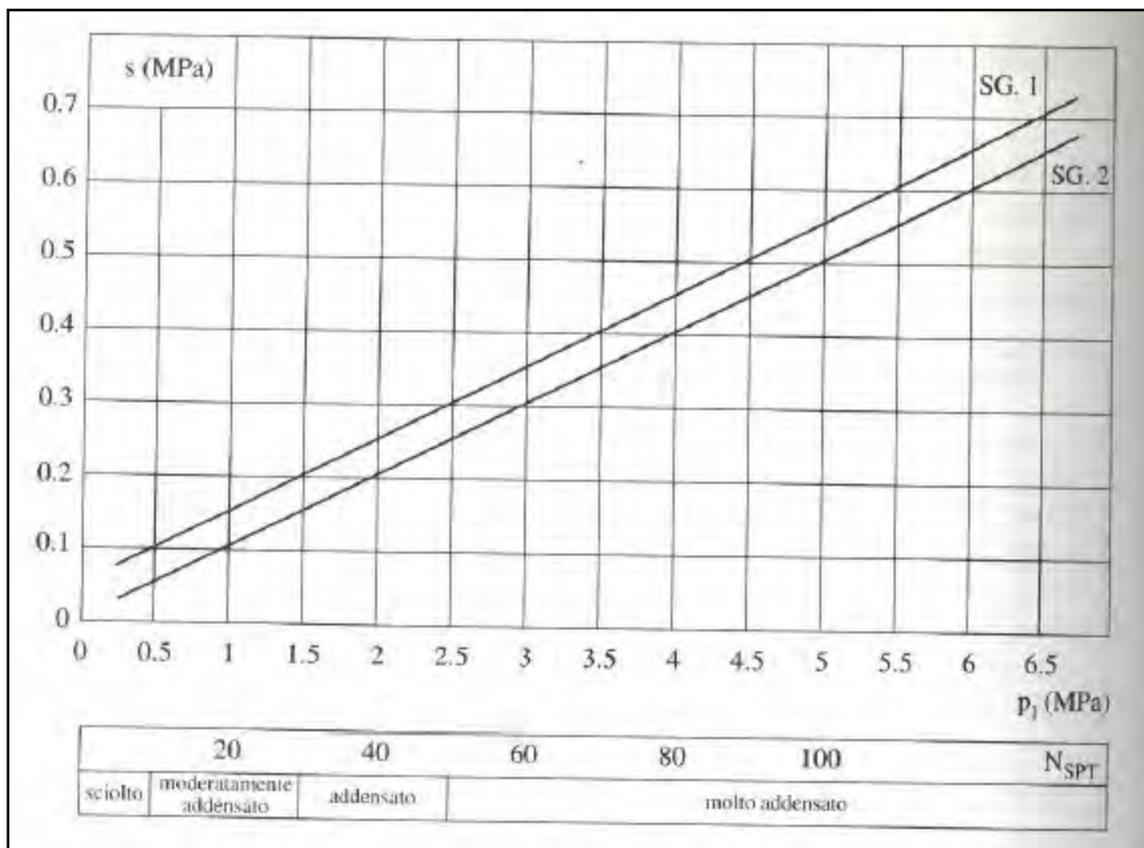
Nella Tabella 1 viene determinato il valore di α che rappresenta un coefficiente moltiplicativo che dipende dalle modalità di iniezione e natura dei terreni.

Terreno	Tipo di iniezione	
	IRS	IGU
Da ghiaia a sabbia limosa	SG1	SG2
Limo e argilla	AL1	AL2
Marna, calcare marnoso, calcare tenero fratturato	MC1	MC2
Roccia alterata e/o fratturata	$\geq R1$	$\geq R2$

Tabella 2

Nella Tabella 2 viene invece stabilita la curva a cui fare riferimento per le differenti tipologie di terreno e del tipo iniezione. In particolare per i terreni attraversati si considerano i seguenti grafici, in cui è possibile

ricavare il valore della resistenza laterale unitaria (tensione tangenziale) “s” detta anche “ τ ” a seconda delle varie tipologie di terreno.



Abaco per il calcolo di s per sabbie e ghiaie

Si riassumono in seguito i parametri adottati per il calcolo del carico limite a carichi verticali per i pali di fondazione.

Posizione della falda a 16 m di profondità dal piano di campagna (caso a):

- si assume un coefficiente α pari a 1,10;
- si assume una tensione di adesione laterale limite s pari a 0,08 MPa per l'intero sviluppo del palo;
- per i pali verticali di lunghezza L= 16,20 e 24 m si considera efficace la portanza del tratto di palo di lunghezza pari a 16 m;
- per in pali inclinati di 45° e di lunghezza L=24 si considera efficace la portanza di un tratto di palo di lunghezza pari a 17,50 m (si trascura la portanza del primo strato di terreno attraversato dal palo).

Posizione della falda a 11 m di profondità dal piano di campagna (caso b):

- si assume un coefficiente α pari a 1,10;
- cautelativamente si prevede una riduzione delle caratteristiche di adesione laterale dell'ordine del 20%, e si assume quindi una tensione di adesione laterale limite s pari a 0,06 MPa per l'intero sviluppo del palo;

- per i pali verticali di lunghezza L= 16,20 e 24 m si considera efficace la portanza del tratto di palo di lunghezza pari a 16 m;
- per in pali inclinati di 45° e di lunghezza L=24 si considera efficace la portanza di un tratto di palo di lunghezza pari a 17,50 m (si trascura la portanza del primo strato di terreno attraversato dal palo).

8.1.1.2 Risultati

Nel seguito si riportano i risultati delle verifiche per i micropali dell'intervento di "Riparazione e messa in sicurezza della spalla sinistra lato Marcignana del Ponte alla Motta sul fiume Arno sulla SP 11 tra Empoli e Cerreto Guidi". Nella seguente tabella sono riportate le verifiche geotecniche per carichi verticali dei pali, eseguite confrontando le massime azioni sollecitanti in condizioni statiche (SLU) e sismiche (SLV) con, rispettivamente, il carico limite verticale determinato secondo le due configurazioni assunte, relativamente alla posizione della falda rispetto al piano di campagna. Le sollecitazioni gravanti sui micropali di fondazione sono state ricavate dal modello agli elementi finiti illustrato nei paragrafi precedenti.

CAPACITA' PORTANTE VERTICALE PALI										
Azioni verticali massime/minime (kN) (azioni di trazione)				Caratteristiche pali			Carico limite compr. (kN)		Carico limite traz. (kN)	
Elementi	Statica (SLU_perm.)	Statica (enve_SLU)	Sismica (enve_SLV)	d (mm)	N°	L (m)	Caso a	Caso b	Caso a	Caso b
Pali vert. 16 m	232,3/99,0	288,4/97,0	213,7/29,3	220	52	16,0	497,8	457,9	373,3	343,5
Pali vert. 20 m	231,3 / 138,4	288,0 / 130,7	213,5 / 45,1	220	16	20,0	497,8	457,9	373,3	343,5
Pali vert. 24 m	246,9 / 231,0	308,9 / 230,1	227,0 / 145,6	220	27	24,0	497,8	457,9	373,3	343,5
Pali inclinati (45°)24 m	-140,2/- 146,4	-98,0 /- 188,1	-110,5/- 250,2	220	9	24,0	-	-	500,7	375,5

8.1.2 Carico limite di pali e micropali nei riguardi dei carichi trasversali

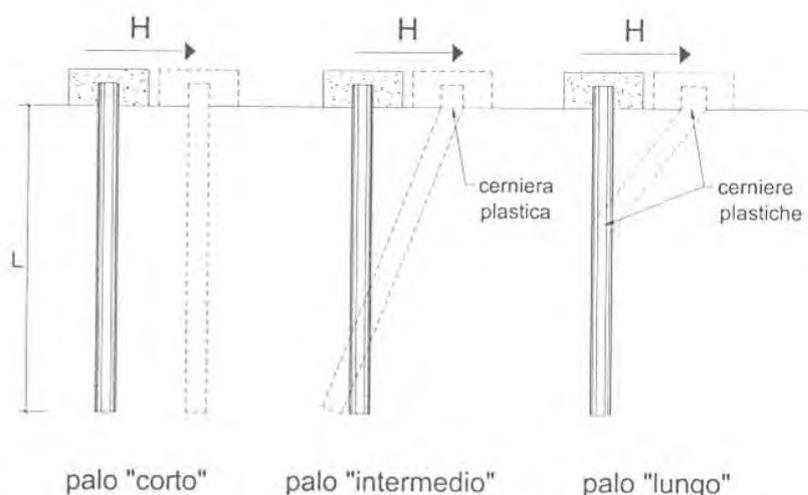
8.1.2.1 Criteri di calcolo del carico limite verticale

La resistenza del complesso palo terreno nei confronti delle azioni trasversali è stata calcolata secondo a teoria proposta da Broms (1964), in ipotesi di:

- Comportamento flessionale del palo rigido perfettamente plastico dopo il raggiungimento del valore del momento di plasticizzazione;
- Pressione di interazione palo-terreno dipendente solo dal tipo di terreno e dal diametro del palo;
- Terreno a comportamento rigido – plastico, con mobilitazione completa della resistenza per ogni non nullo dello spostamento.

La teoria di Broms fornisce stime sempre molto cautelative dell'effettivo carico limite trasversale del palo. In generale il massimo carico trasversale esperibile dal palo dipende dalla geometria (lunghezza, diametro), dalle condizioni di vincolo in testa del palo, dalle caratteristiche strutturali del palo (momento di plasticizzazione M_y), dalla resistenza del terreno e dal meccanismo di rottura, ovvero dalla eventuale formazione di cerniere plastiche lungo il fusto del palo che avviene quando in una data sezione il momento agente eguaglia il momento di plasticizzazione.

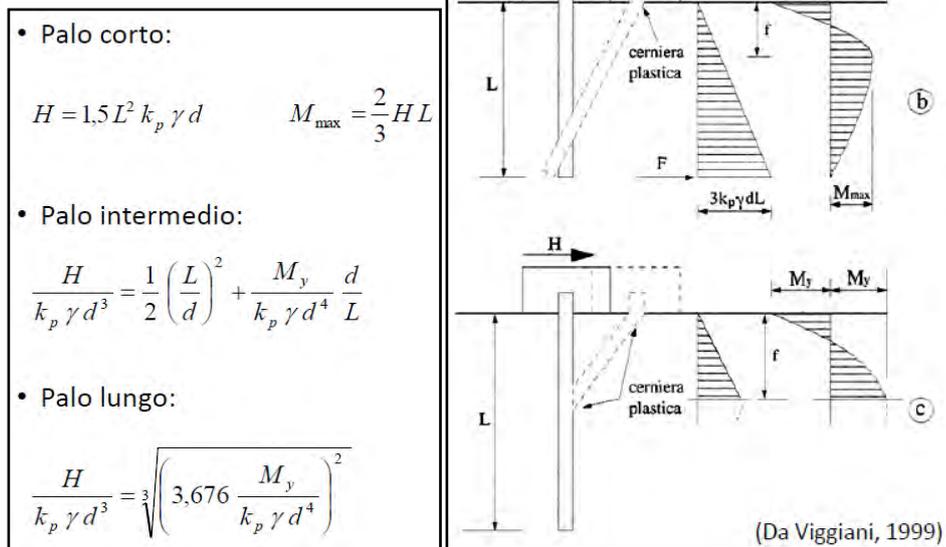
I possibili meccanismi di rottura possono essere indicati come rottura a palo "corto", "intermedio" e "lungo", come riportato nella figura seguente.



Nel caso in esame i pali sono considerati sempre incastrati in testa.

Il momento di plasticizzazione è variabile a seconda dell'armatura e diametro del palo di fondazione.

I parametri meccanici del terreno da utilizzarsi dipendono dalla stratigrafia e sono illustrati in seguito. Essendo i terreni di tipo incoerenti, facendo ricorso a semplici equazioni di equilibrio ed imponendo la formazione di una cerniera plastica nelle sezioni che raggiungono un momento di plasticizzazione pari a M_y , è possibile calcolare il carico limite orizzontale corrispondente ai tre meccanismi di rottura.



Ai fini della resistenza nei confronti delle azioni trasversali, si considera efficace il contributo dei pali verticali di lunghezza pari a 16 e 20 m, oltre che dei pali inclinati di 45° di lunghezza pari a 24 m.

Il calcolo della carico limite ad azioni orizzontali dei micropali viene condotto, nelle due configurazioni assunte (caso “a” e caso “b”), relativamente alla posizione della falda rispetto al piano di campagna, considerando i seguenti parametri:

- Pali verticali di lunghezza pari a 16 e 20 m: d = 220 mm φ = 30° α = 1,1
- Pali inclinati (45°) di lunghezza pari a 24 m: d = 220 mm φ = 27° α = 1,1

8.1.2.2 Risultati

Nella tabella di seguito riportata si illustrano le verifiche geotecniche per carichi orizzontali dei micropali per l'intervento di "Riparazione e messa in sicurezza della spalla sinistra lato Marcignana del Ponte alla Motta sul fiume Arno sulla SP 11 tra Empoli e Cerreto Guidi". Le verifiche sono condotte confrontando le massime azioni sollecitanti in testa al palo con il carico limite orizzontale. Le sollecitazioni gravanti sui micropali di fondazione sono state ricavate dal modello agli elementi finiti illustrato nei paragrafi precedenti.

CAPACITA' PORTANTE ORIZZONTALE PALI

Azioni orizzontali massime/minime (ton)				Carico limite (ton)			
				Palo corto	Palo intermedio	Palo lungo	
				H _{LIM,1}	H _{LIM,2}	H _{LIM,3}	H _{LIM}
Elementi	Statica (SLU_perm.)	Statica (enve_SLU)	Sismica (enve_SLV)	caso a/casob	caso a/casob	caso a/casob	caso a/casob
Pali vert. 16 m	51,30	56,32/51,30	64,11/56,65	2463,52/1368,62	826,90/461,93	89,94/73,94	89,94/73,94
Pali vert. 20 m	48,56	53,05/48,56	66,88/54,53	2463,52/1368,62	826,90/461,93	89,94/73,94	89,94/73,94
Pali vert. 24 m	-	-	-	-	-	-	-
Pali inclinati (45°)24 m	0,90	3,98/0,90	48,86/15,36	5015,53/2786,41	1674,11/931,07	61,46/50,52	61,46/50,52

8.1 VERIFICHE STRUTTURALI DEI MICROPALI DI FONDAZIONE (SLU-SLV)

Le sollecitazioni gravanti sui micropali di fondazione sono state ricavate dal modello agli elementi finiti illustrato nei paragrafi precedenti. Le verifiche dell'armatura del micropalo di fondazione, costituita da un tubo in acciaio S355, sono state condotte in campo elastico, controllando che fosse soddisfatta la relazione 4.2.4 delle NTC2018.

$$\sigma_{x,Ed}^2 + \sigma_{z,Ed}^2 - \sigma_{x,Ed} \cdot \sigma_{z,Ed} + 3 \cdot \tau_{Ed}^2 \leq (f_{yk}/\gamma_{M0})^2$$

8.1.1 Micropali di lunghezza L = 16 m (tubolare $\phi = 177,8$ mm / spessore 20 mm e 8 mm)

Il massimo e il minimo sforzo normale sollecitante in testa i pali di fondazione in condizioni statiche SLU, risultano pari a 288,40 kN e 97,0 kN.

Il massimo e il minimo sforzo normale sollecitante in testa i pali di fondazione in condizioni sismiche SLV, risultano pari a 213,7 kN e 29,3 kN.

In condizioni statiche le massime sollecitazioni di verifica del tubolare metallico di spessore pari a 20 mm risultano le seguenti:

N 288,40 kN
M 52,06 kNm
T 55,76 kN

$$31449,76 \text{ N/mm}^2 < 114308,39 \text{ N/mm}^2 \quad \text{verifica soddisfatta}$$

In condizioni statiche le massime sollecitazioni di verifica del tubolare metallico di spessore pari a 8 mm risultano le seguenti:

N 291,79 kN
M 9,57 kNm
T 55,76 kN

$16534,60 \text{ N/mm}^2 < 114308,39 \text{ N/mm}^2$ verifica soddisfatta

In condizioni sismiche le massime sollecitazioni di verifica del tubolare metallico di spessore pari a 20 mm risultano le seguenti:

N 213,70 kN
M 59,85 kNm
T 64,11 kN

$36884,91 \text{ N/mm}^2 < 114308,39 \text{ N/mm}^2$ verifica soddisfatta

In condizioni sismiche le massime sollecitazioni di verifica del tubolare metallico di spessore pari a 8 mm risultano le seguenti:

N 217,09 kN
M 11,00 kNm
T 64,11 kN

$14743,48 \text{ N/mm}^2 < 114308,39 \text{ N/mm}^2$ verifica soddisfatta

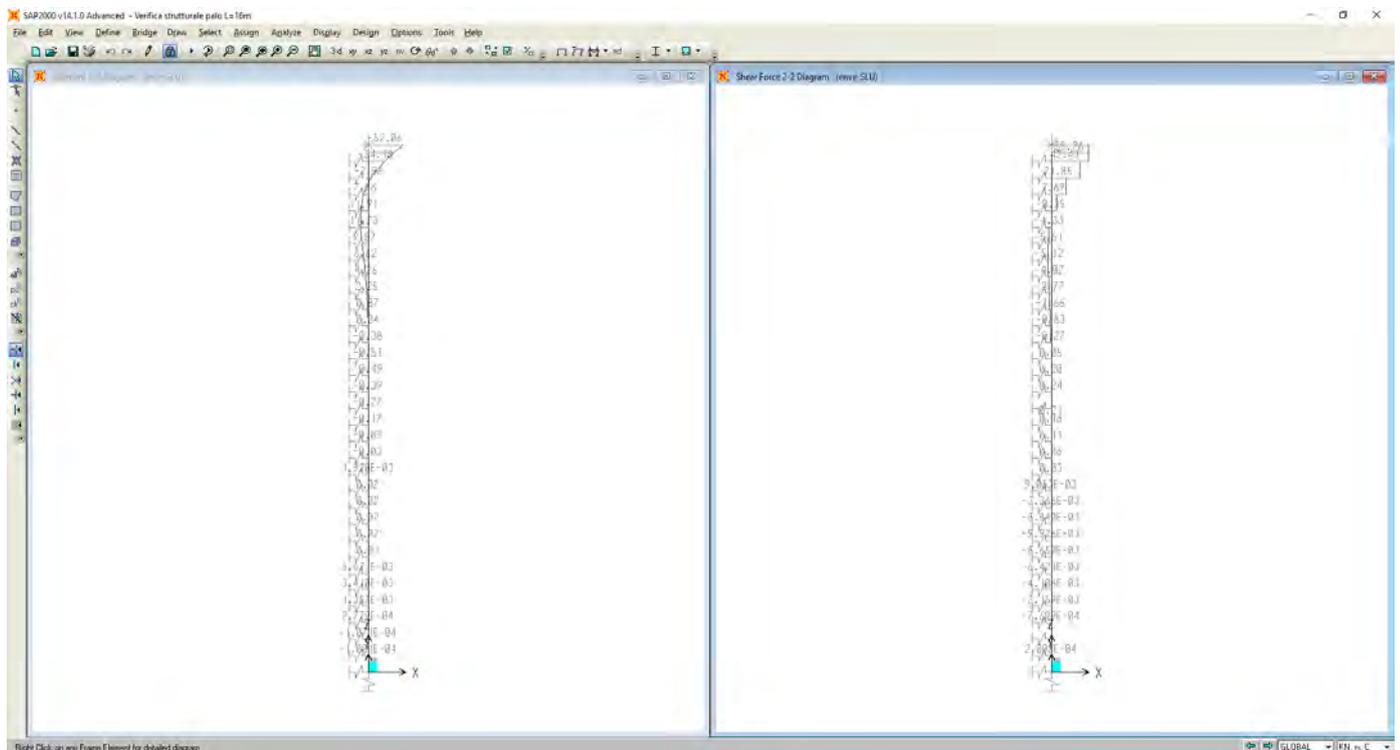


Figura 23 - Involuppo massime sollecitazioni taglianti/flettenti pali L=16 m - SLU (condizioni statiche)

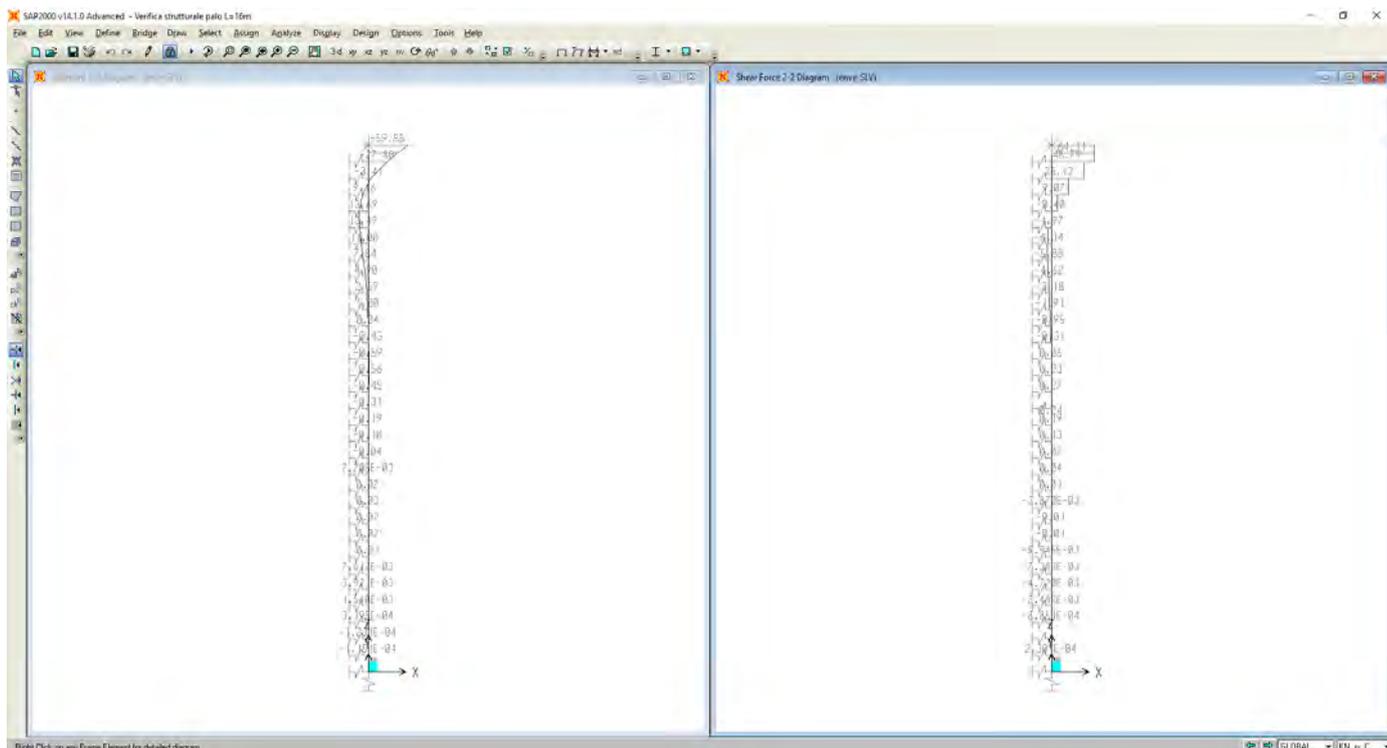


Figura 24 - Involuppomassime sollecitazioni taglianti/flettenti pali L=16 m - SLV (condizioni sismiche)

8.1.2 Micropali di lunghezza $L = 20\text{ m}$ (tubolare $\phi = 177,8\text{ mm}$ / spessore 20 mm e 8 mm)

Il massimo e il minimo sforzo normale sollecitante in testa i pali di fondazione in condizioni statiche SLU, risultano pari a $288,00\text{ kN}$ e $130,7\text{ kN}$.

Il massimo e il minimo sforzo normale sollecitante in testa i pali di fondazione in condizioni sismiche SLV, risultano pari a $213,5\text{ kN}$ e $45,1\text{ kN}$.

In condizioni statiche le massime sollecitazioni di verifica del tubolare metallico di spessore pari a 20 mm risultano le seguenti:

N $288,00\text{ kN}$

M $67,75\text{ kNm}$

T $55,28\text{ kN}$

$$49131,08\text{ N/mm}^2 < 114308,39\text{ N/mm}^2 \quad \text{verifica soddisfatta}$$

In condizioni statiche le massime sollecitazioni di verifica del tubolare metallico di spessore pari a 8 mm risultano le seguenti:

N $292,52\text{ kN}$

M $15,75\text{ kNm}$

T $55,28\text{ kN}$

$$26642,83\text{ N/mm}^2 < 114308,39\text{ N/mm}^2 \quad \text{verifica soddisfatta}$$

In condizioni sismiche le massime sollecitazioni di verifica del tubolare metallico di spessore pari a 20 mm risultano le seguenti:

N 213,50 kN
M 86,67 kNm
T 66,88 kN

$$71767,43 \text{ N/mm}^2 < 114308,39 \text{ N/mm}^2 \quad \text{verifica soddisfatta}$$

In condizioni sismiche le massime sollecitazioni di verifica del tubolare metallico di spessore pari a 8 mm risultano le seguenti:

N 218,02 kN
M 20,15 kNm
T 66,88 kN

$$29802,02 \text{ N/mm}^2 < 114308,39 \text{ N/mm}^2 \quad \text{verifica soddisfatta}$$

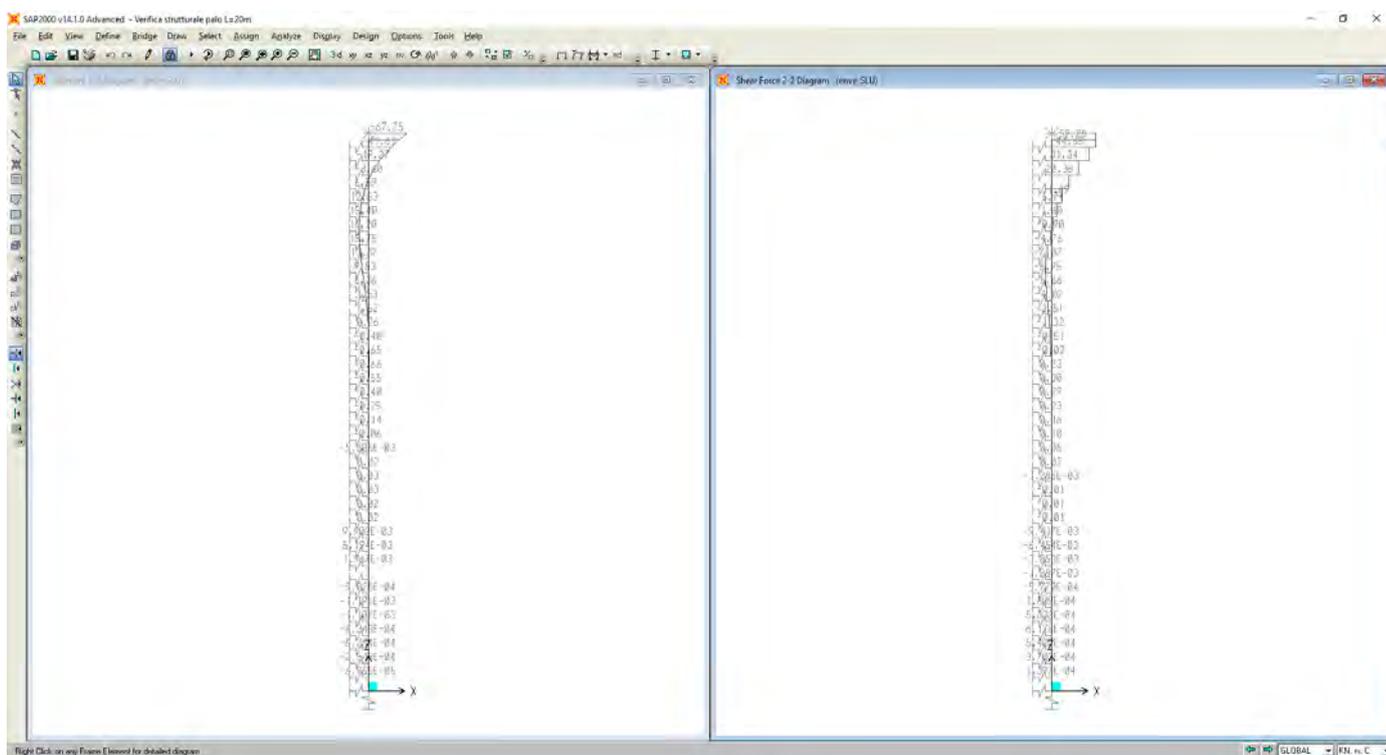


Figura 25 - Involuppo massime sollecitazioni taglianti/flettenti pali L=20 m - SLU (condizioni statiche)

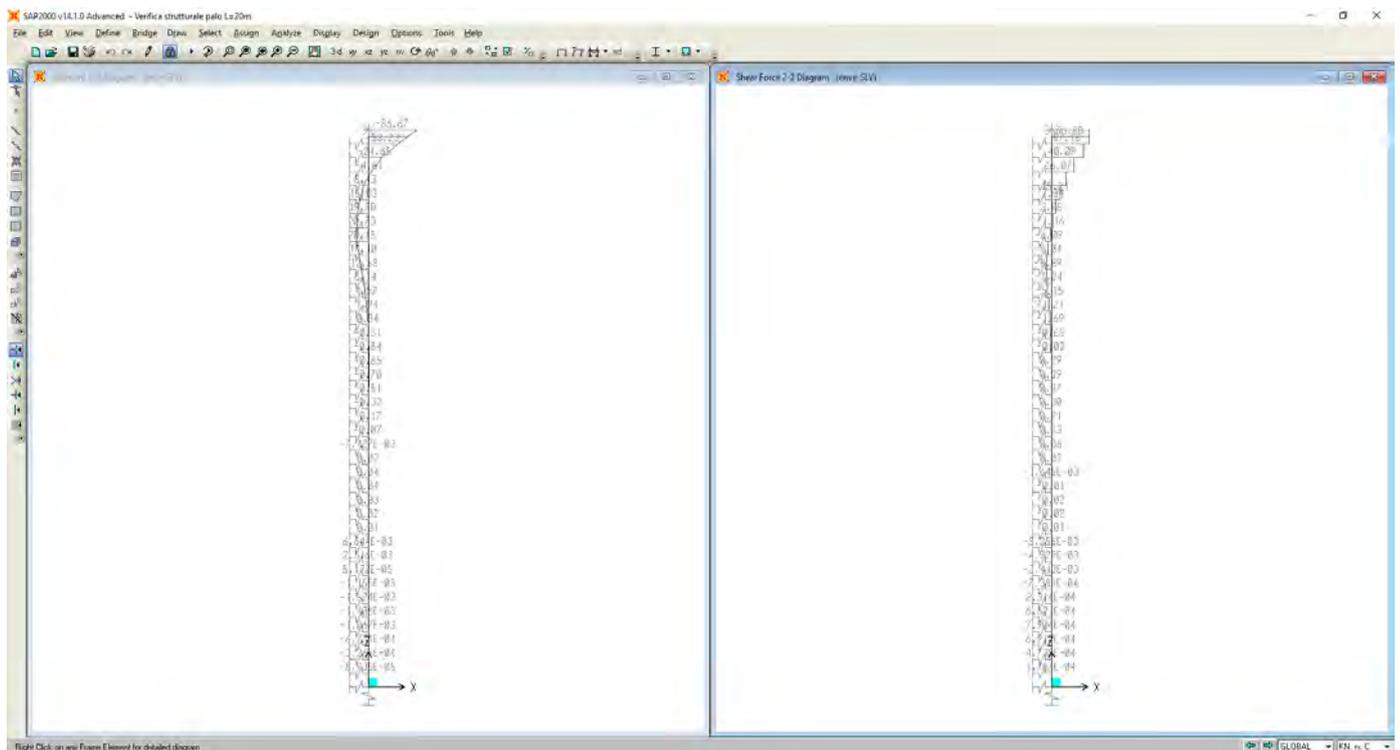


Figura 26 - Involuppomassime sollecitazioni taglianti/flettenti pali L=20 m - SLV (condizioni sismiche)

8.1.3 Micropali di lunghezza $L = 24$ m inclinati (tubolare $\phi = 177,8$ mm / spessore 10 mm)

Il massimo e il minimo sforzo normale sollecitante in testa i pali di fondazione in condizioni statiche SLU, risultano pari a -98,00 kN e -188,1 kN.

Il massimo e il minimo sforzo normale sollecitante in testa i pali di fondazione in condizioni sismiche SLV, risultano pari a -110,5 kN e -250,2 kN.

In condizioni statiche le massime sollecitazioni di verifica del tubolare metallico di spessore pari a 10 mm risultano le seguenti:

N -188,10 kN

M 3,72 kNm

T 3,98 kN

$$2858,22 \text{ N/mm}^2 < 114308,39 \text{ N/mm}^2 \quad \text{verifica soddisfatta}$$

In condizioni sismiche le massime sollecitazioni di verifica del tubolare metallico di spessore pari a 10 mm risultano le seguenti:

N -250,20 kN

M 45,62 kNm

T 48,86 kN

$$70997,49 \text{ N/mm}^2 < 114308,39 \text{ N/mm}^2 \quad \text{verifica soddisfatta}$$

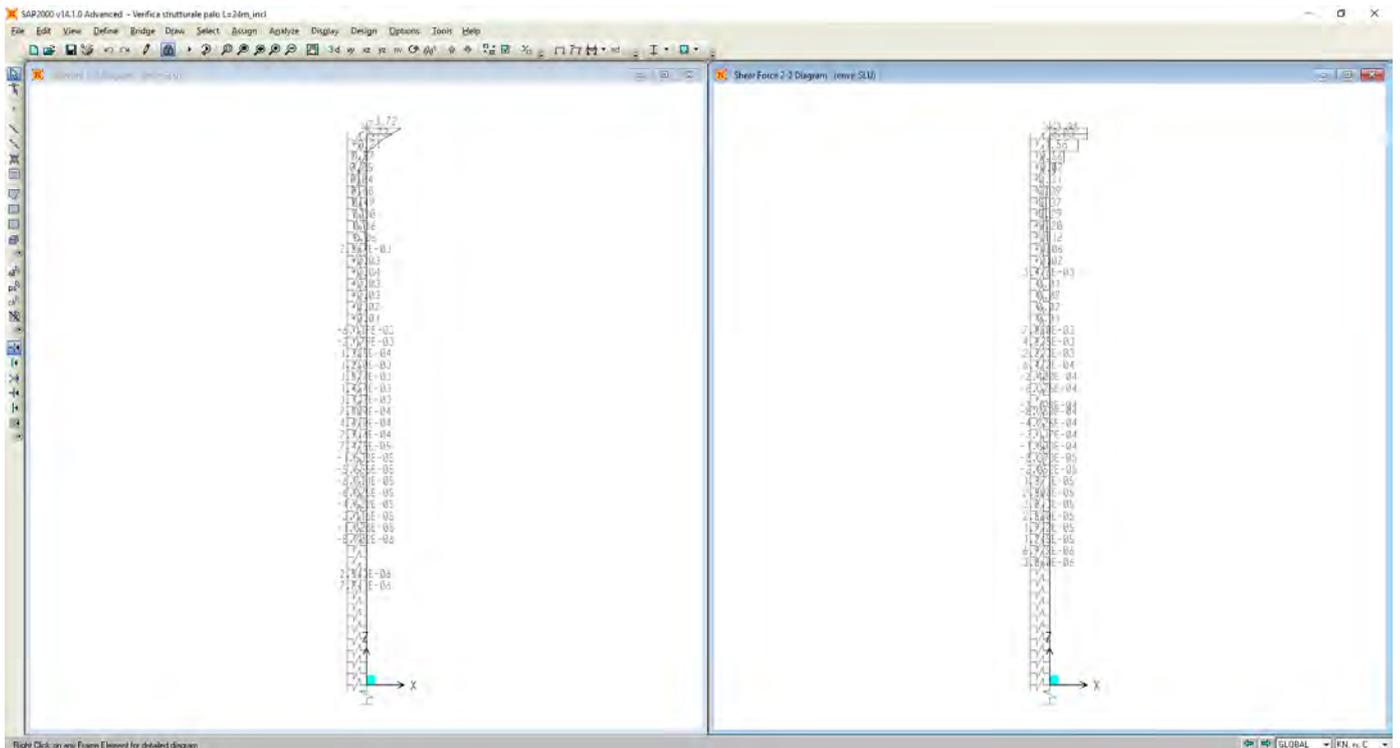


Figura 27 - Involuppomassime sollecitazioni taglianti/flettenti pali L=24 m inclinati 45° - SLU (condizioni statiche)

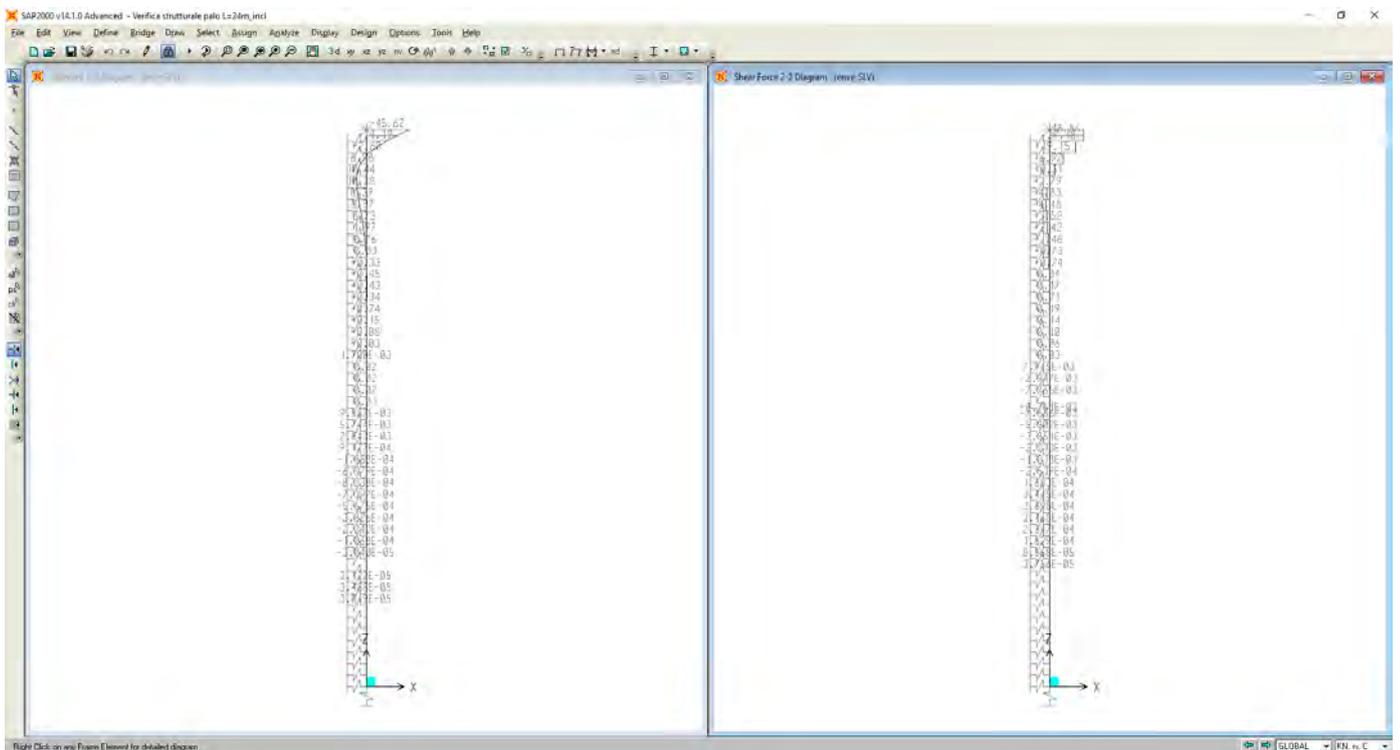


Figura 28 - Involuppomassime sollecitazioni taglianti/flettenti pali L=24 m inclinati 45° - SLV (condizioni sismiche)

8.1.4 Micropali di lunghezza $L = 24$ m (tubolare $\phi = 177,8$ mm / spessore 10 mm)

Il massimo e il minimo sforzo normale sollecitante in testa i pali di fondazione in condizioni statiche SLU, risultano pari a 308,9 kN e 230,1 kN.

Il massimo e il minimo sforzo normale sollecitante in testa i pali di fondazione in condizioni sismiche SLV, risultano pari a 227,0 kN e 145,6 kN.

In condizioni statiche le massime sollecitazioni di verifica del tubolare metallico di spessore pari a 10 mm risultano le seguenti:

N 308,9 kN
M 0,0 kNm
T 0,0 kN

$$3437,84 \text{ N/mm}^2 < 114308,39 \text{ N/mm}^2 \quad \text{verifica soddisfatta}$$

In condizioni sismiche le massime sollecitazioni di verifica del tubolare metallico di spessore pari a 10 mm risultano le seguenti:

N 227, 0 kN
M 0,0 kNm
T 0,0 kN

$$2490,14 \text{ N/mm}^2 < 114308,39 \text{ N/mm}^2 \quad \text{verifica soddisfatta}$$

8.2 VERIFICHE GEOTECNICHE DEI MICROPALI DI FONDAZIONE (SLE)

Si riporta in seguito le massime azioni di sforzo normale sollecitanti i pali di fondazione nelle combinazioni agli Stati Limite di Esercizio in condizioni statiche.

Azioni verticali massime/minime (kN) (valori negativi ≈ azioni di trazione)			
Elementi	Statica (enve_SLEr)	Statica (enve_SLEf)	Statica (enve_SLEq) Ponte scarico
Pali vert. 16 m	212,4 / 71,5	192,4 / 73,8	171,1 /72,9
Pali vert. 20 m	212,2 / 96,9	193,1 / 101,1	170,5 /102,3
Pali vert. 24 m	227,4 / 169,5	207,1 / 186,5	182,1 / 170,0
Pali inclinati (45°)24 m	-72,2 / -138,4	-81,7 / -115,1	-103,3 / -107,8

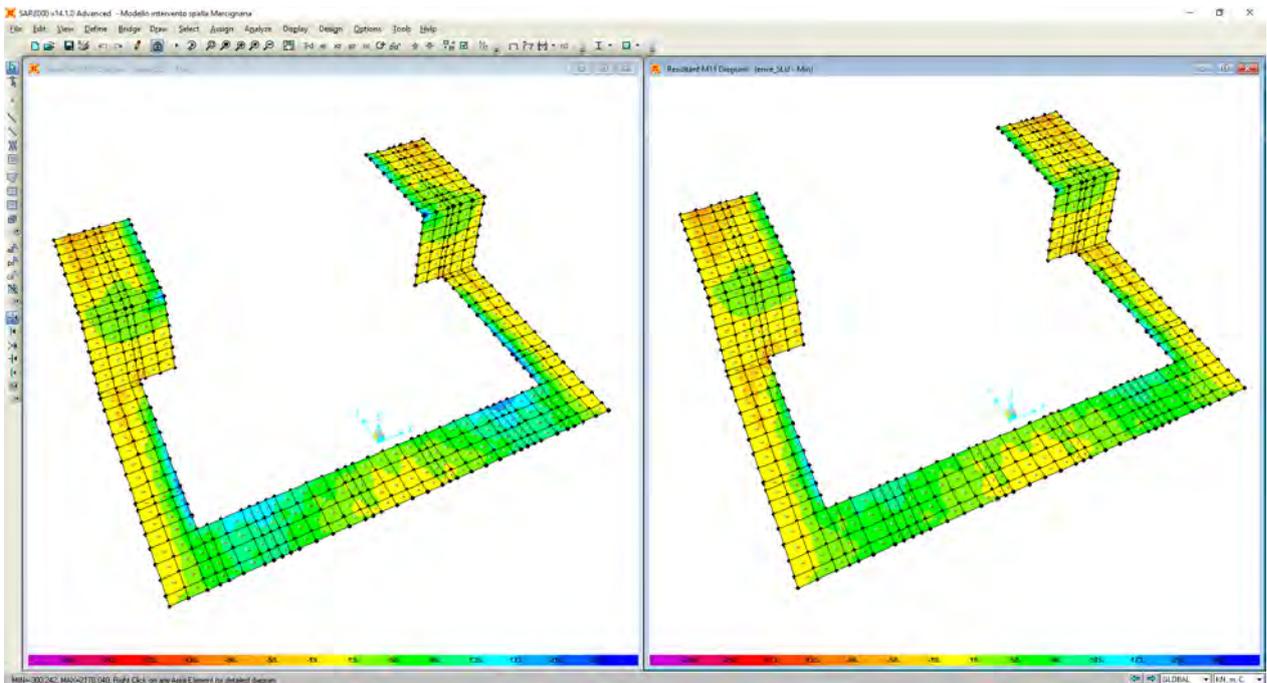
In relazione alle azioni trasmesse dai pali al terreno ed alle caratteristiche dei terreni di fondazione in cui è prevista la realizzazione dell'intervento in esame (terreni sabbiosi presentano moduli elastici generalmente elevati), si ritengono trascurabili gli effetti di eventuali cedimenti.

8.3 VERIFICHE STRUTTURALI ELEMENTI IN C.A.

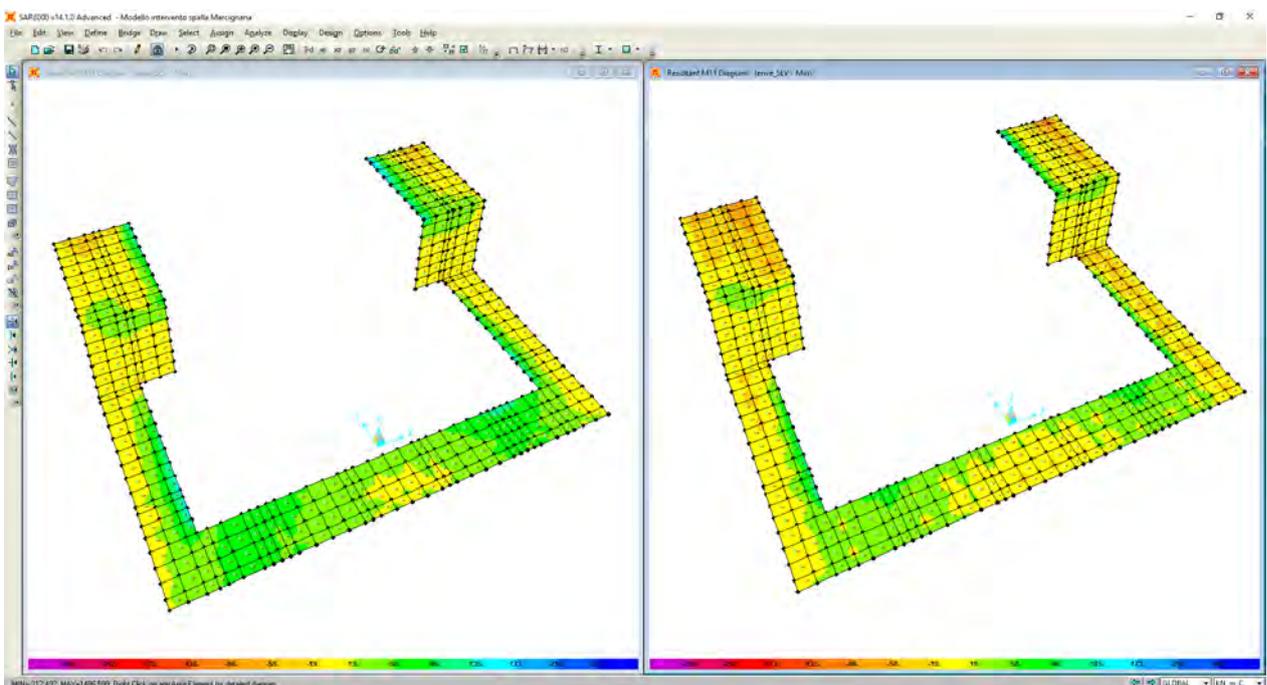
8.3.1 Platea di fondazione sp. 80 cm

8.3.1.1 Sollecitazioni

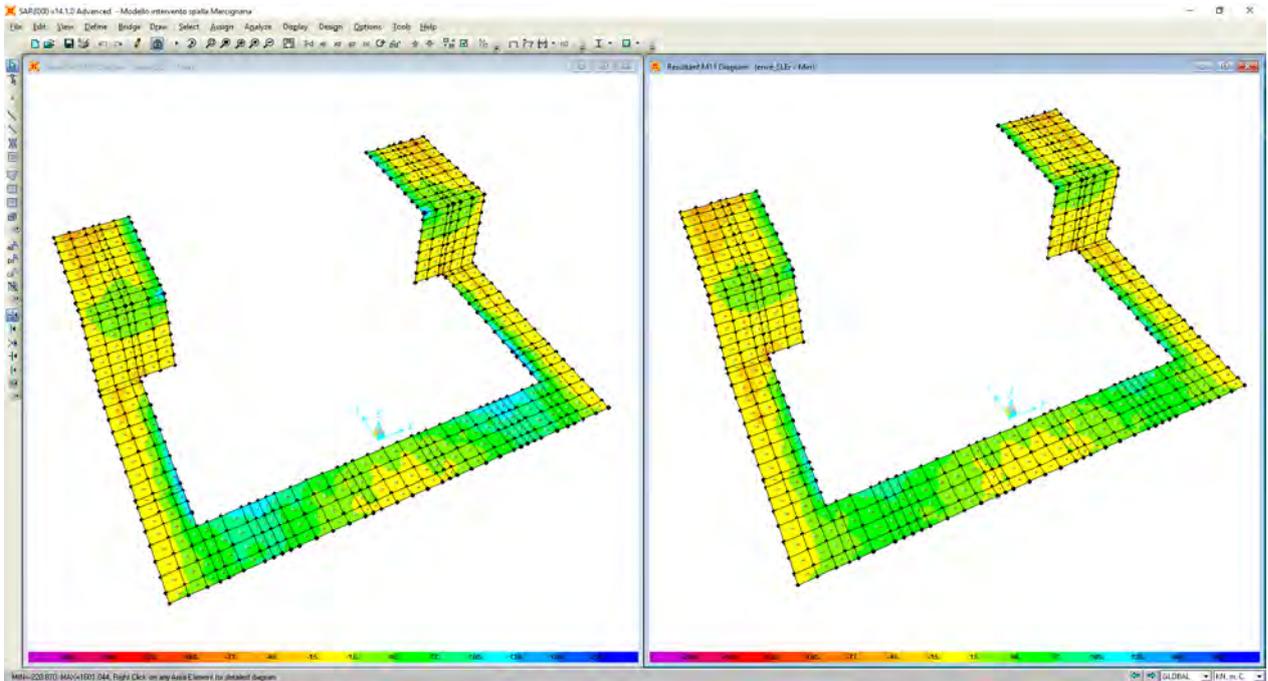
Si riportano in seguito le immagini raffiguranti le azioni sollecitanti la platea di fondazione di spessore pari a 80 cm. Per una più comprensibile lettura dei risultati, i momenti sollecitanti che tendono le fibre inferiori sono indicati con segno positivo.



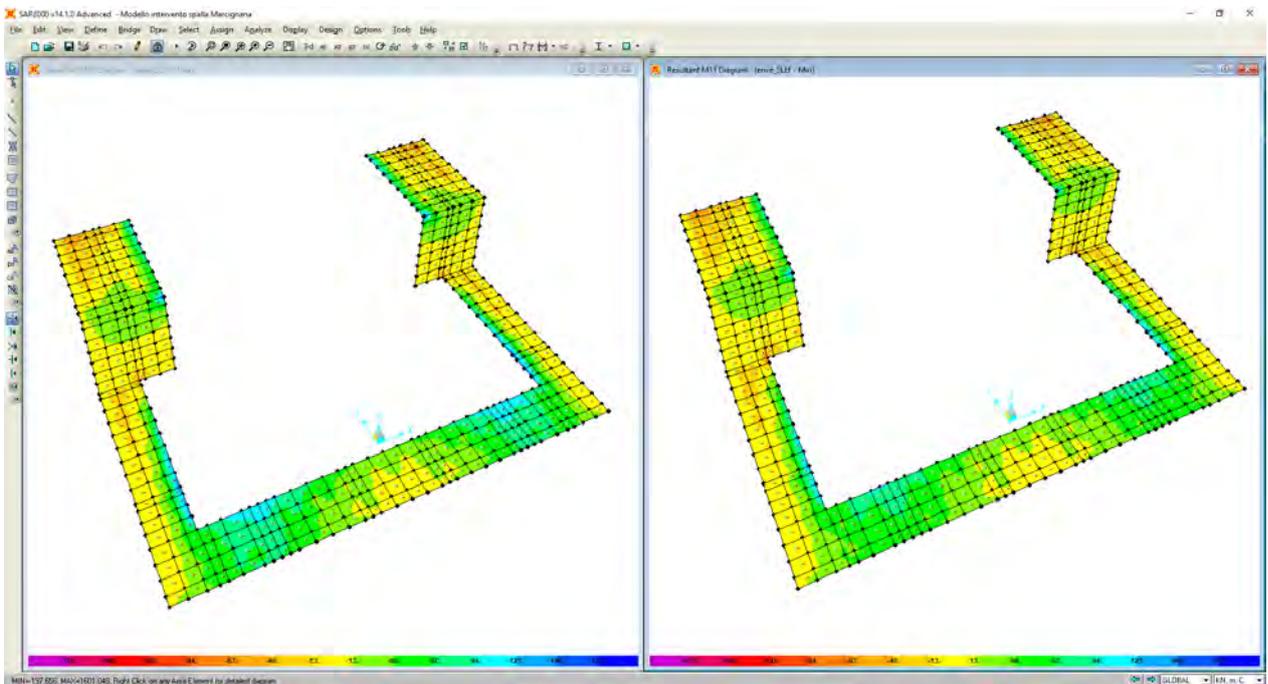
Sollecitazioni flettenti M11 – enve_SLU



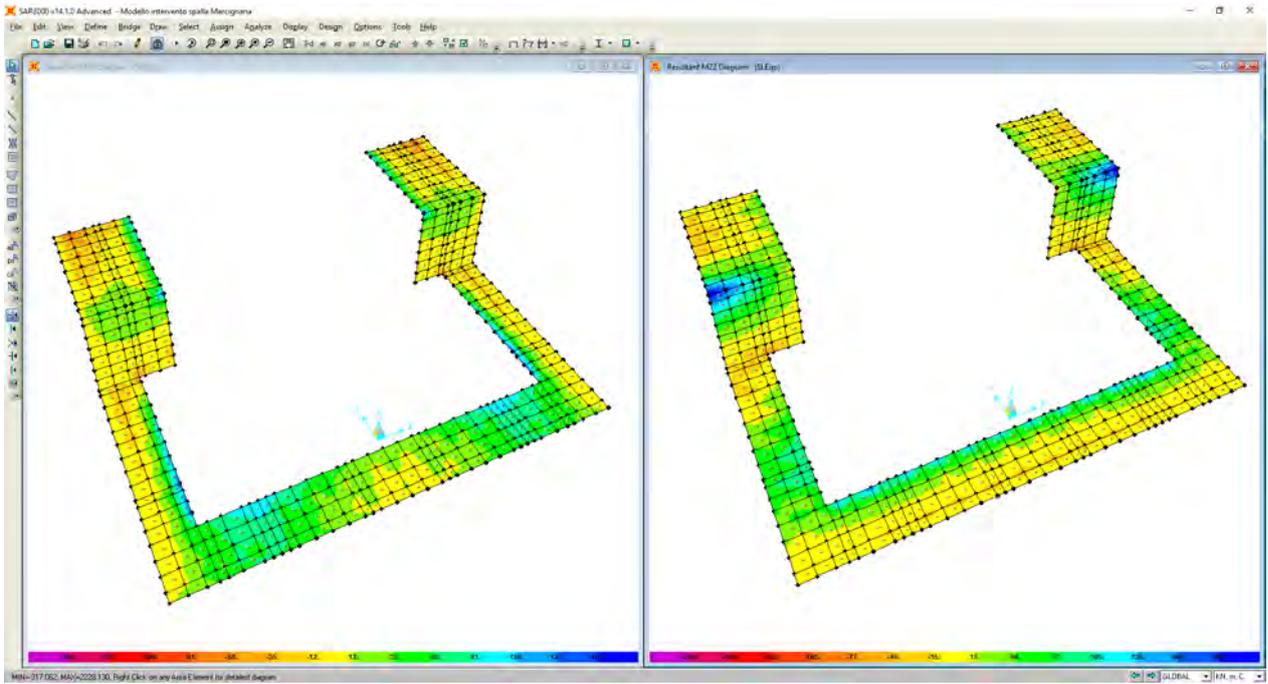
Sollecitazioni flettenti M11 – enve_SLV



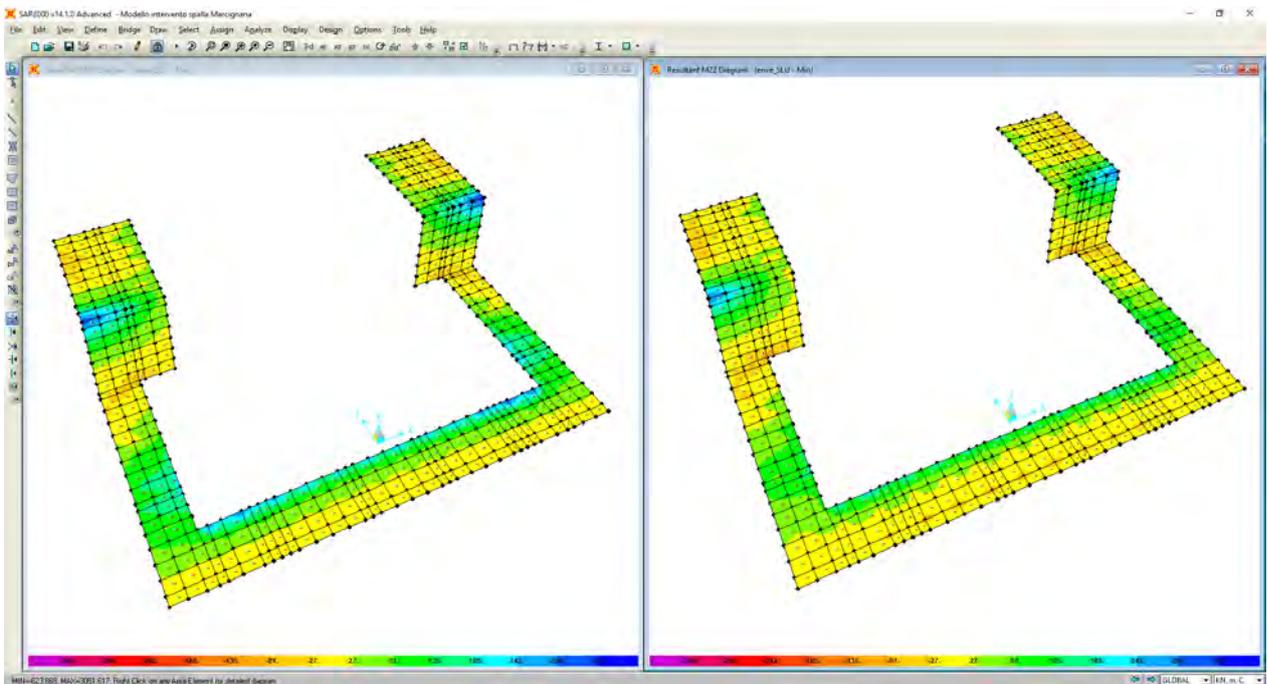
Sollecitazioni flettenti M11 – enve_SLEr



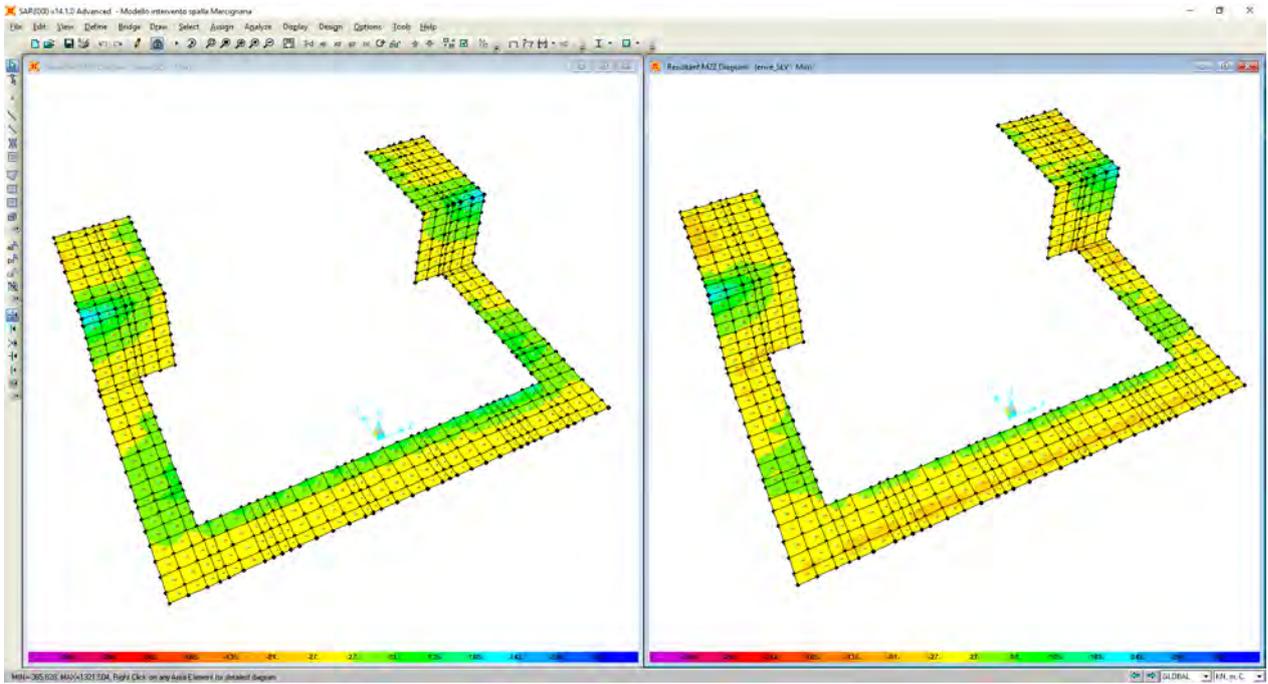
Sollecitazioni flettenti M11 – enve_SLEf



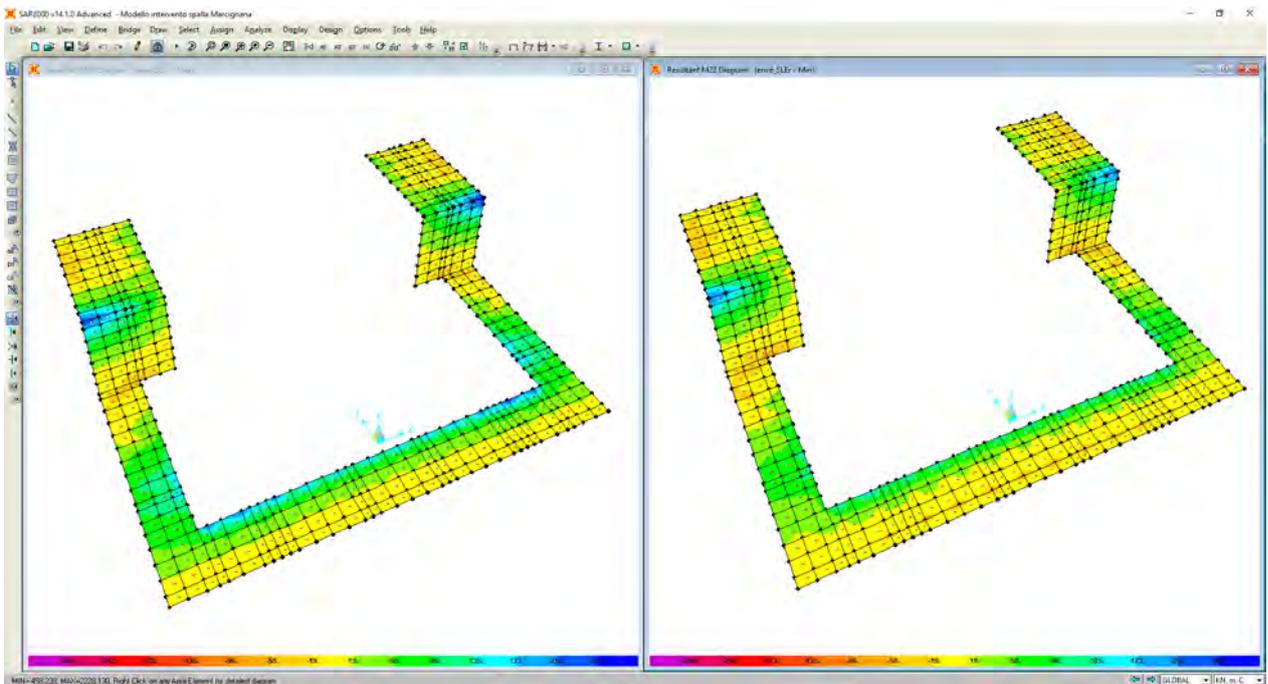
Sollecitazioni flettenti M11/M22 – SLEq



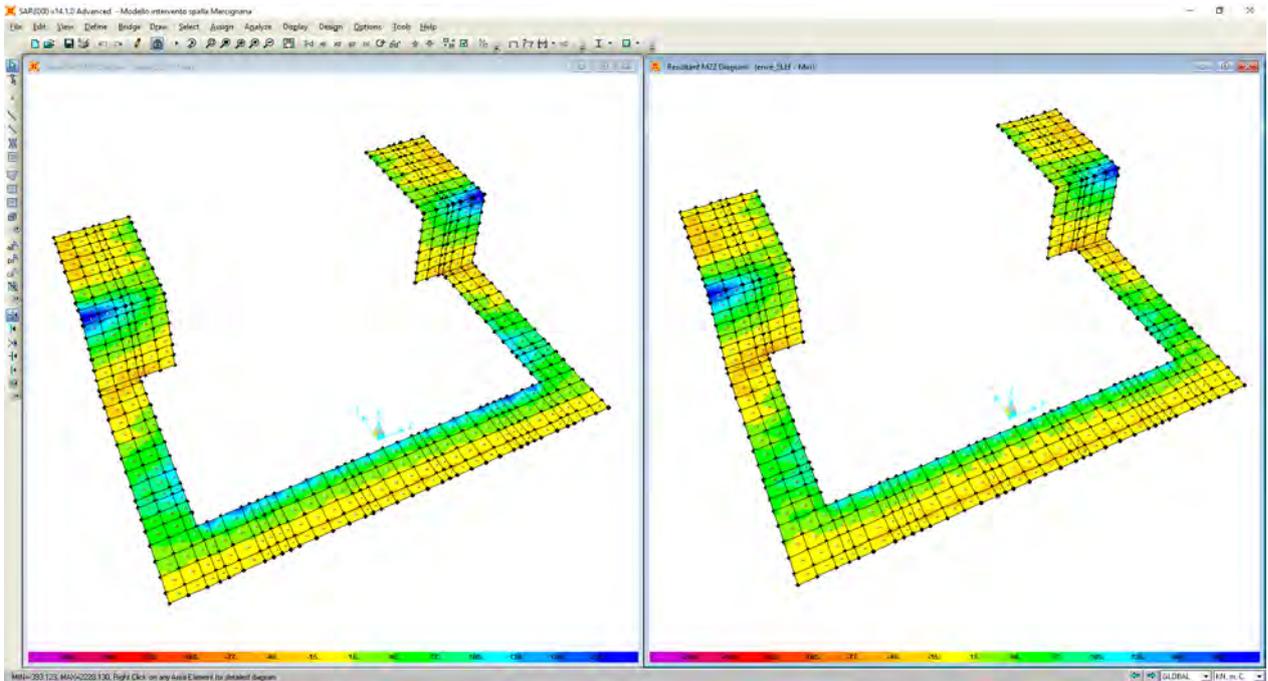
Sollecitazioni flettenti M22 – enve_SLU



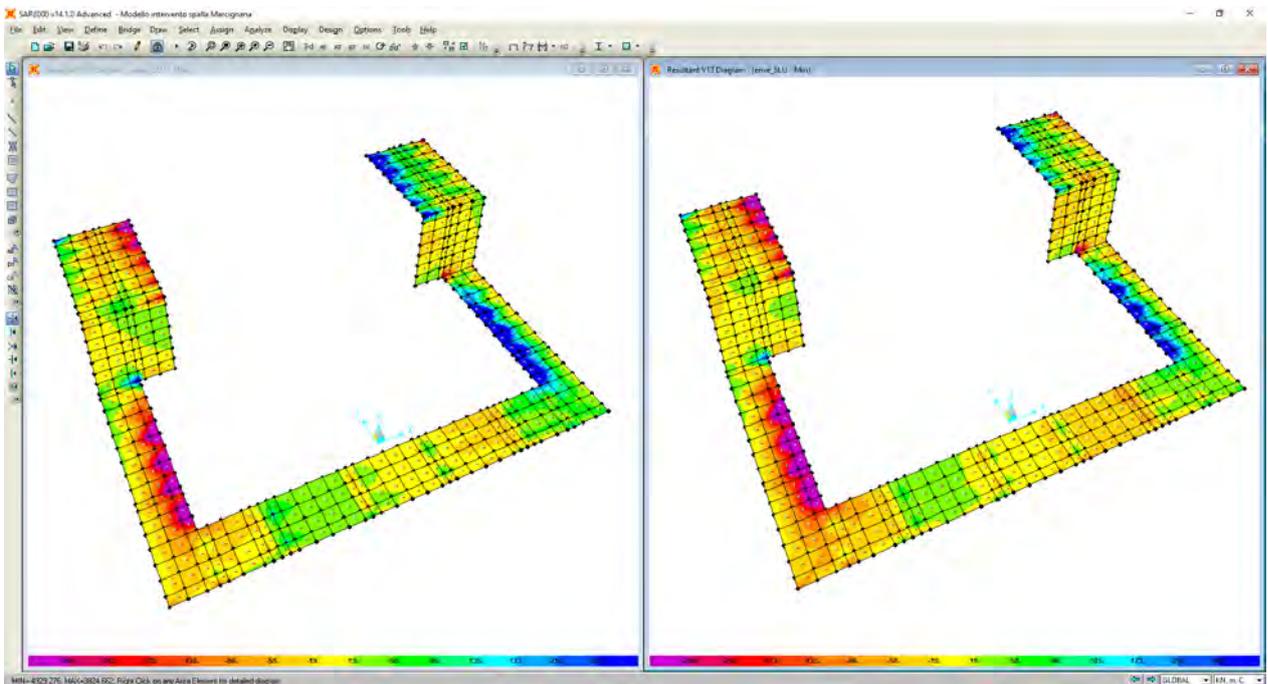
Sollecitazioni flettenti M22 – enve_SLV



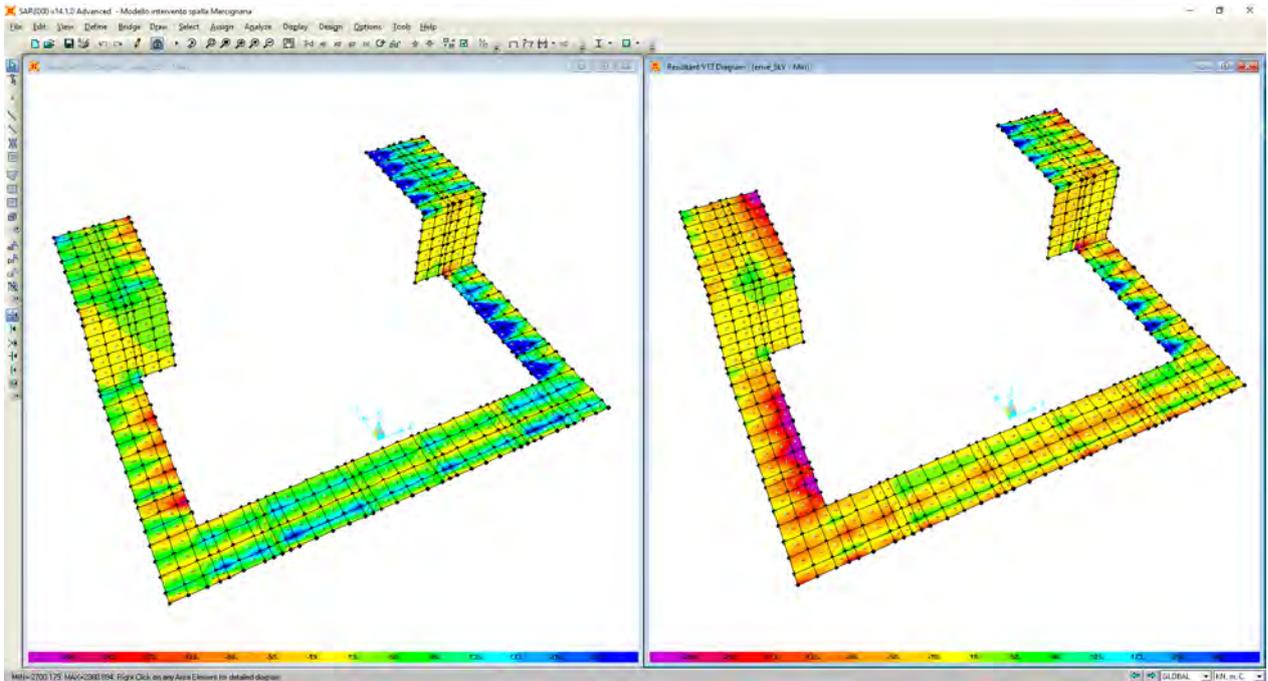
Sollecitazioni flettenti M22 – enve_SLEr



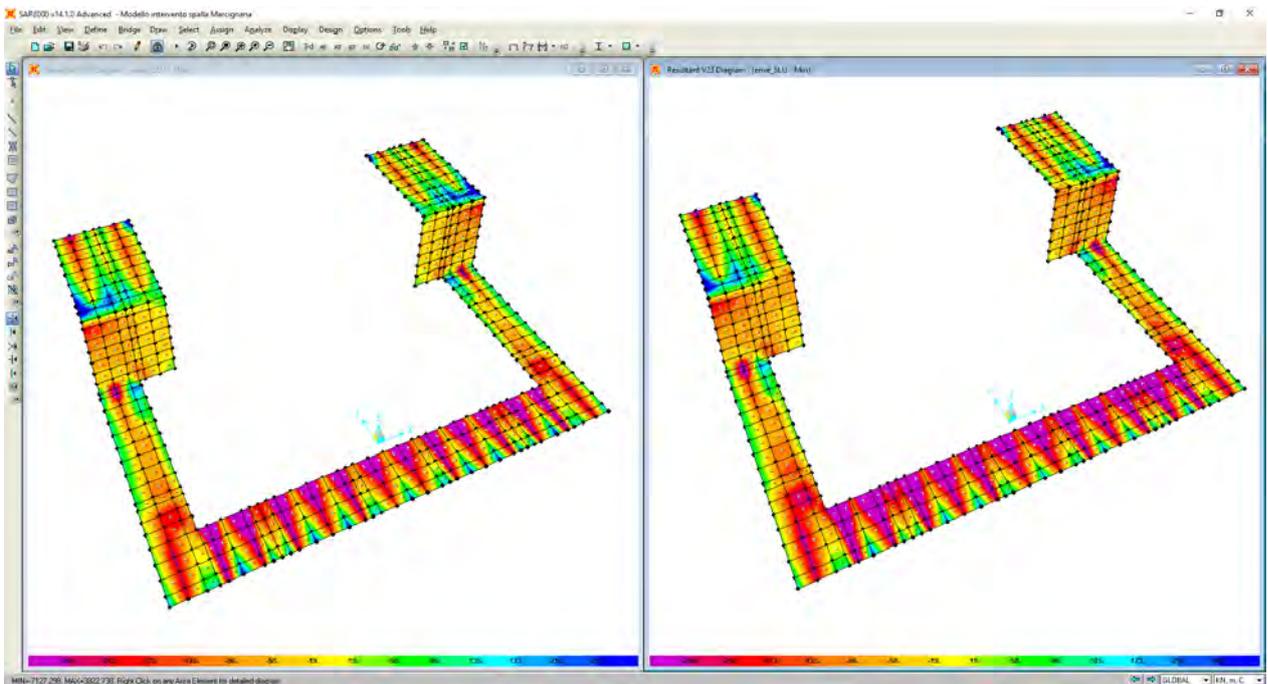
Sollecitazioni flettenti M22 – enve_SLEf



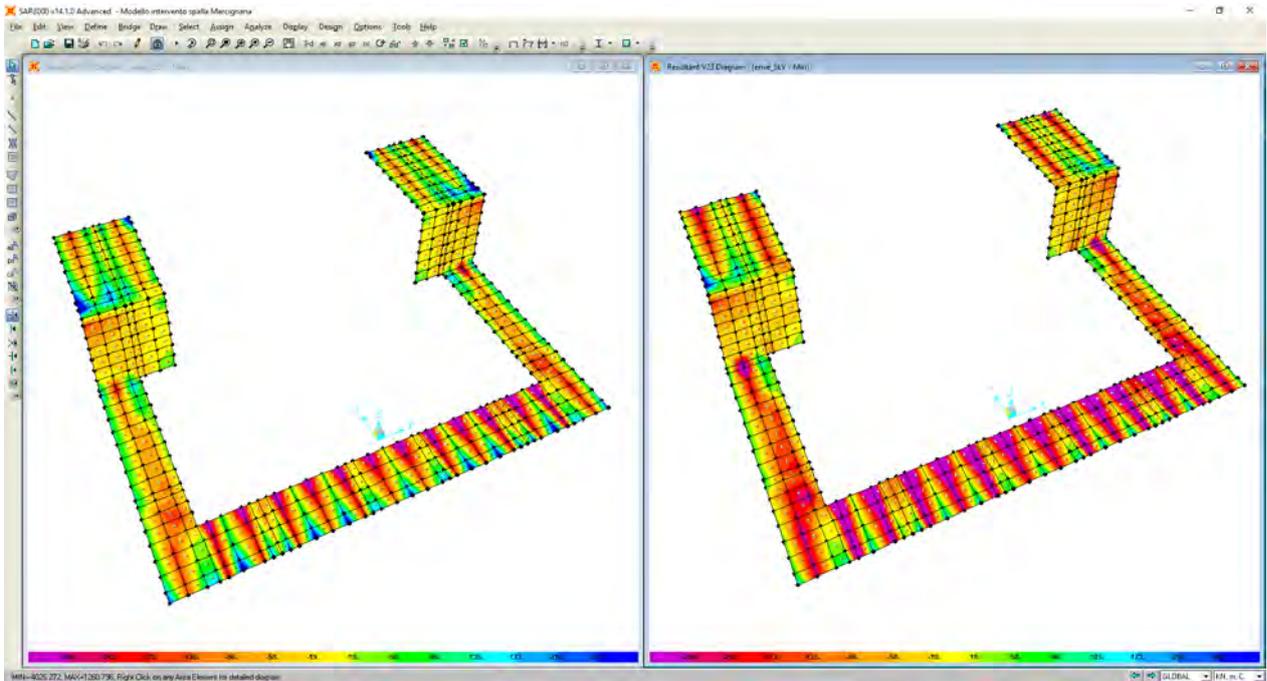
Sollecitazioni taglianti V13 – enve_SLU



Sollecitazioni taglianti V13 – enve_SLV



Sollecitazioni taglianti V23 – enve_SLU

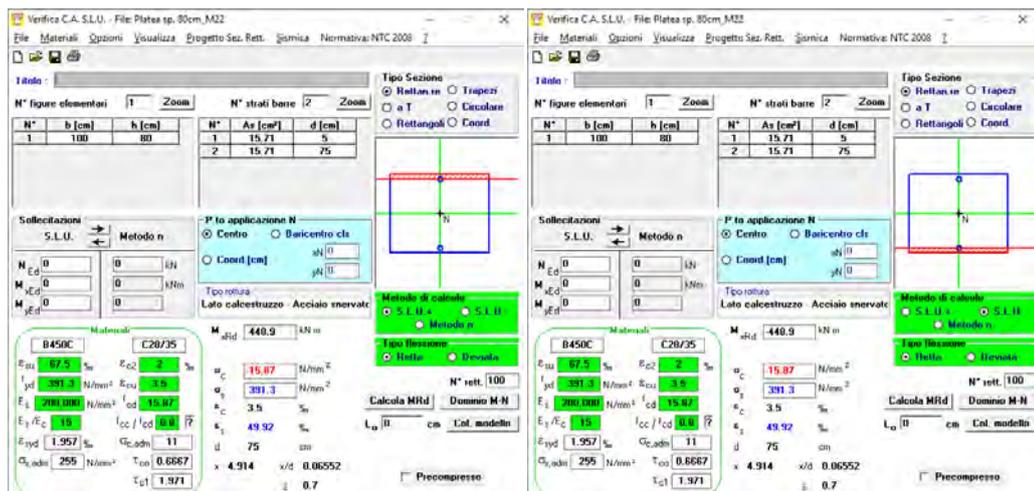


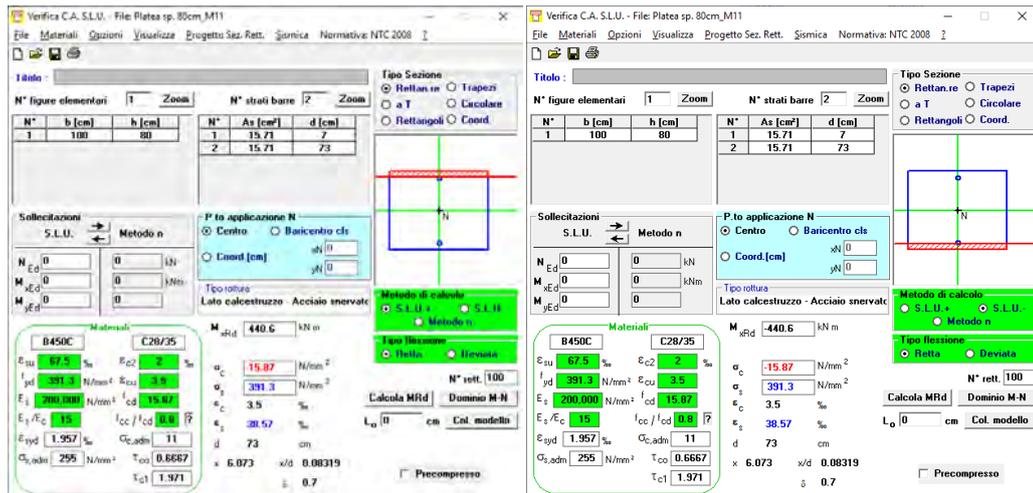
Sollecitazioni taglianti V23 – enve_SLV

8.3.1.2 Verifiche allo SLU e SLV

8.3.1.2.1 Verifiche a flessione

Nel seguente paragrafo si illustrano le verifiche a flessione condotte sulla platea di fondazione di spessore pari a 80 cm. In particolare, nel paragrafo sono riportate delle tabelle nelle quali sono indicati i valori sollecitanti più gravosi ed i valori resistenti del momento flettente.





PLATEA DI FONDAZIONE sp. 80 cm –verifica a flessione					
OutputCase		M_{soll}	$M_{res-sup}$	$M_{res-inf}$	FS
Text		KN-m/m	KN-m/m	KN-m/m	
M11	Comb. enve_SLU	220,00	440,60	440,60	2,00
M11	Comb. enve_SLV	190,00	440,60	440,60	2,32
M22	Comb. enve_SLU	300,00	448,90	448,90	1,49
M22	Comb. enve_SLV	200,00	448,90	448,90	2,24

8.3.1.2.2 Verifiche a taglio

Per le parti di fondazione non armate a taglio, il taglio resistente massimo è pari a circa 260 kN/m (resistenza nei confronti di sollecitazioni taglianti per elementi senza armature trasversali resistenti a taglio). Per le parti di fondazione armate a taglio (vedi elaborati grafici), il taglio resistente massimo risulta ovviamente in funzione dell'armatura prevista, costituita, nel caso specifico, da ferri piegati $\phi 24$ a passo 20 cm; il taglio resistente massimo è quindi pari a circa 845 kN/m (resistenza nei confronti di sollecitazioni taglianti per elementi con armature trasversali resistenti a taglio). Confrontando tali valori resistenti con la mappatura delle azioni taglianti sollecitanti riportate nei precedenti paragrafi, trascurando gli effetti locali derivanti dalla modellazione, si evince come le verifiche a taglio risultano soddisfatte.

8.3.1.3 Verifiche Stati Limite di Esercizio

Nel successivo paragrafo sono illustrate le verifiche agli stati limite di esercizio condotte sulla platea di fondazione di spessore pari a 80 cm. In particolare, vengono riportate delle tabelle nelle quali sono indicati i valori sollecitanti più gravosi del momento flettente, oltre che delle tensioni indotte sul calcestruzzo e sulle barre di armatura.

La verifica delle tensioni di esercizio viene condotta confrontando le massime tensioni sollecitanti nella combinazione caratteristica e nella combinazione quasi permanente, con i limiti posti in normativa di seguito elencati:

$$\sigma_{s,rara} < 0,80 \cdot f_{yk} = 360 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_{c,rara} < 0,60 \cdot f_{ck} = 16,80 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_{c,qp} < 0,45 \cdot f_{ck} = 12,60 \text{ N/mm}^2$$

La verifica dello stato limite di fessurazione viene condotta verificando lo stato limite di apertura delle fessure. La verifica dell'ampiezza di fessurazione viene condotta senza calcolo diretto, limitando la tensione di trazione nell'armatura ad un massimo correlato al diametro della barra ed alla loro spaziatura.

Tensione nell'acciaio σ_s [MPa]	Diametro massimo ϕ delle barre (mm)		
	$w_3 = 0,4$ mm	$w_2 = 0,3$ mm	$w_1 = 0,2$ mm
160	40	32	25
200	32	25	16
240	20	16	12
280	16	12	8
320	12	10	6
360	10	8	-

Tensione nell'acciaio σ_s [MPa]	Spaziatura massima s delle barre (mm)		
	$w_3 = 0,4$ mm	$w_2 = 0,3$ mm	$w_1 = 0,2$ mm
160	300	300	200
200	300	250	150
240	250	200	100
280	200	150	50
320	150	100	-
360	100	50	-

8.3.1.3.1 Verifica delle tensioni di esercizio e dello stato limite di apertura delle fessure

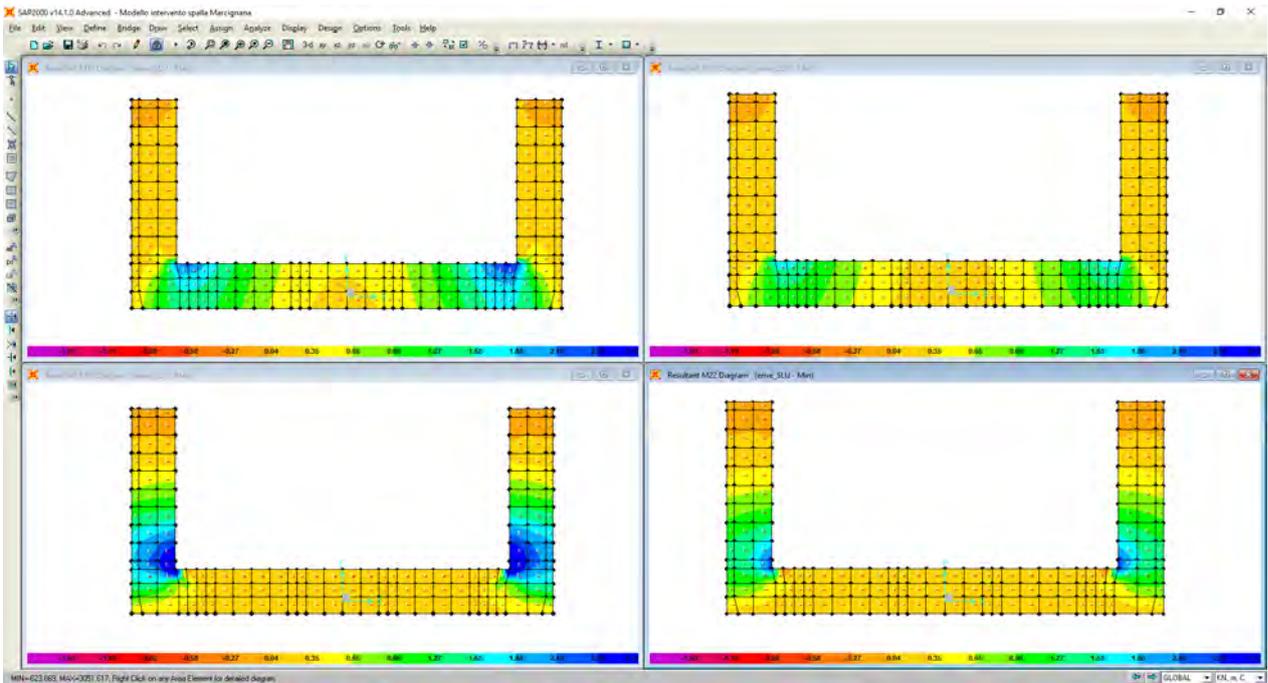


PLATEA DI FONDAZIONE sp. 80 cm –verifica delle tensioni di esercizio e di fessurazione									
OutputCase	Text	M _{soil}	σ _{cls}	σ _{s,teso}	σ _{s,compr}	VERIFICA FESSURAZIONE		VERIFICA TENSIONI	
						apertura w	σ _{s,max} (N/mm ²)	σ _{cls} (N/mm ²)	σ _s (N/mm ²)
M11	Comb. enve_SLEr	180,00	2,99	169,40	-24,26			< 16,8	< 360
M11	Comb. enve_SLEf	140,00	3,32	131,80	-18,87	w ₂ = 0,3 mm	< 200	< 12,6	< 360
M11	Comb. enve_SLEqp	120,00	1,99	112,90	-16,17	w ₁ = 0,2 mm	< 160	< 12,6	< 360
M22	Comb. enve_SLEr	220,00	3,41	200,30	-34,43			< 16,8	< 360
M22	Comb. enve_SLEf	180,00	2,79	163,90	-28,17	w ₂ = 0,3 mm	< 200	< 12,6	< 360
M22	Comb. enve_SLEqp	150,00	2,33	136,50	-23,47	w ₁ = 0,2 mm	< 160	< 12,6	< 360

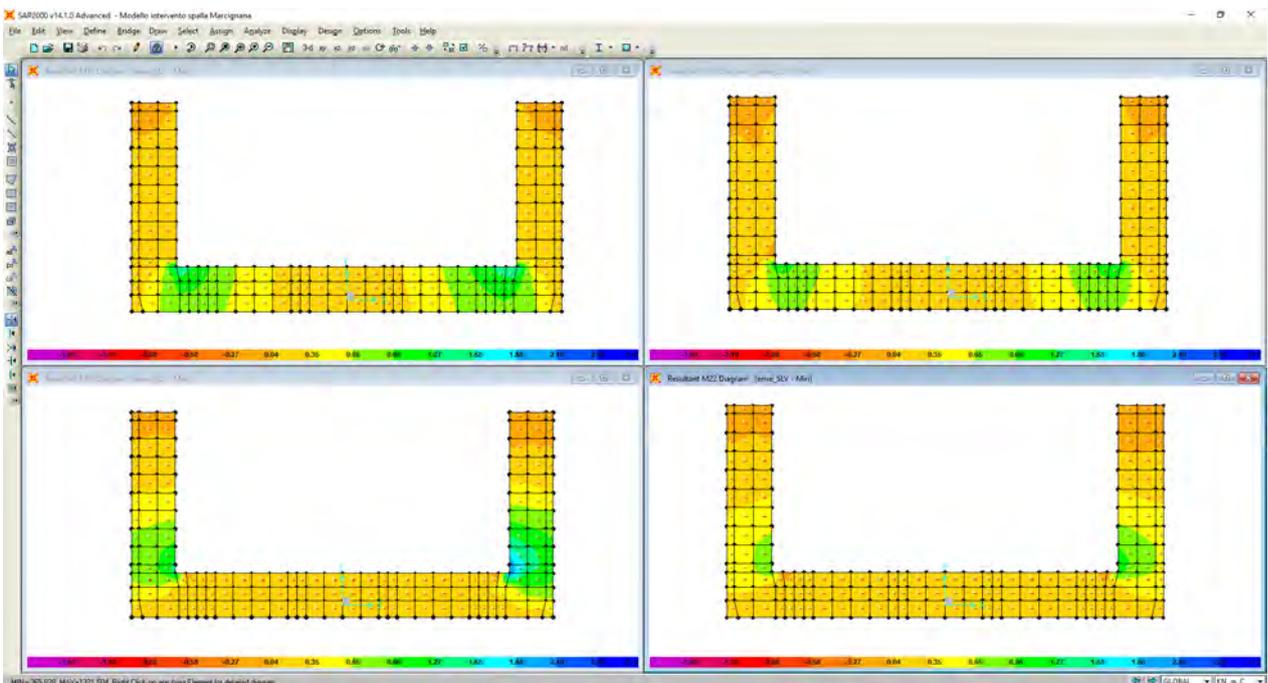
8.3.2 Cordolo perimetrale della platea di fondazione sp. 80 cm

8.3.2.1 Sollecitazioni

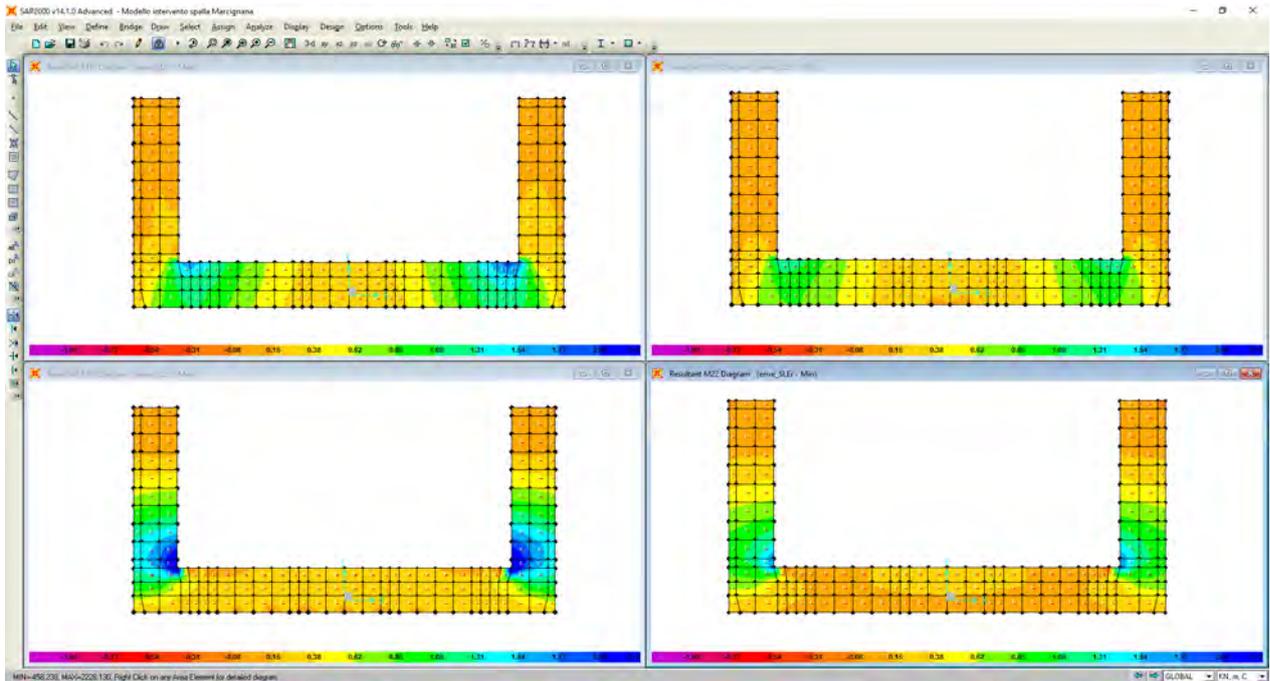
Si riportano in seguito le immagini raffiguranti le azioni sollecitanti il cordolo perimetrale della platea di fondazione di spessore pari a 80 cm. Per una più comprensibile lettura dei risultati, i momenti sollecitanti che tendono le fibre inferiori sono indicati con segno positivo.



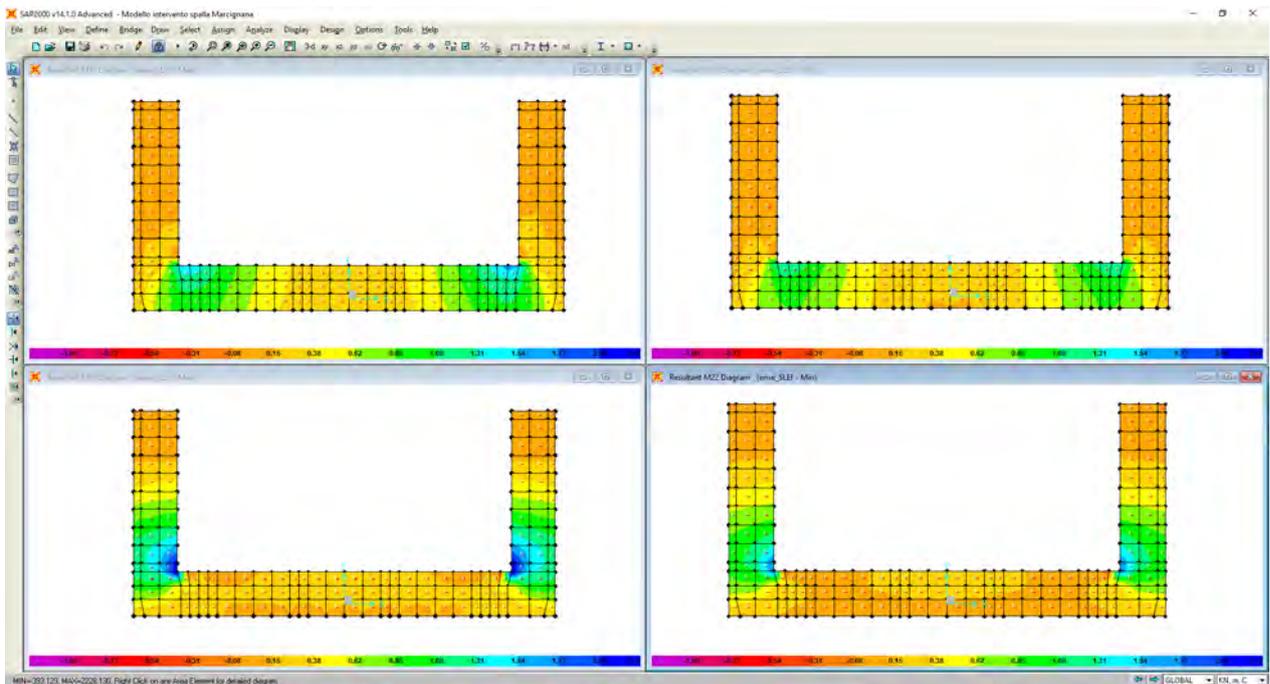
Sollecitazioni flettenti M11/M22 – enve_SLU



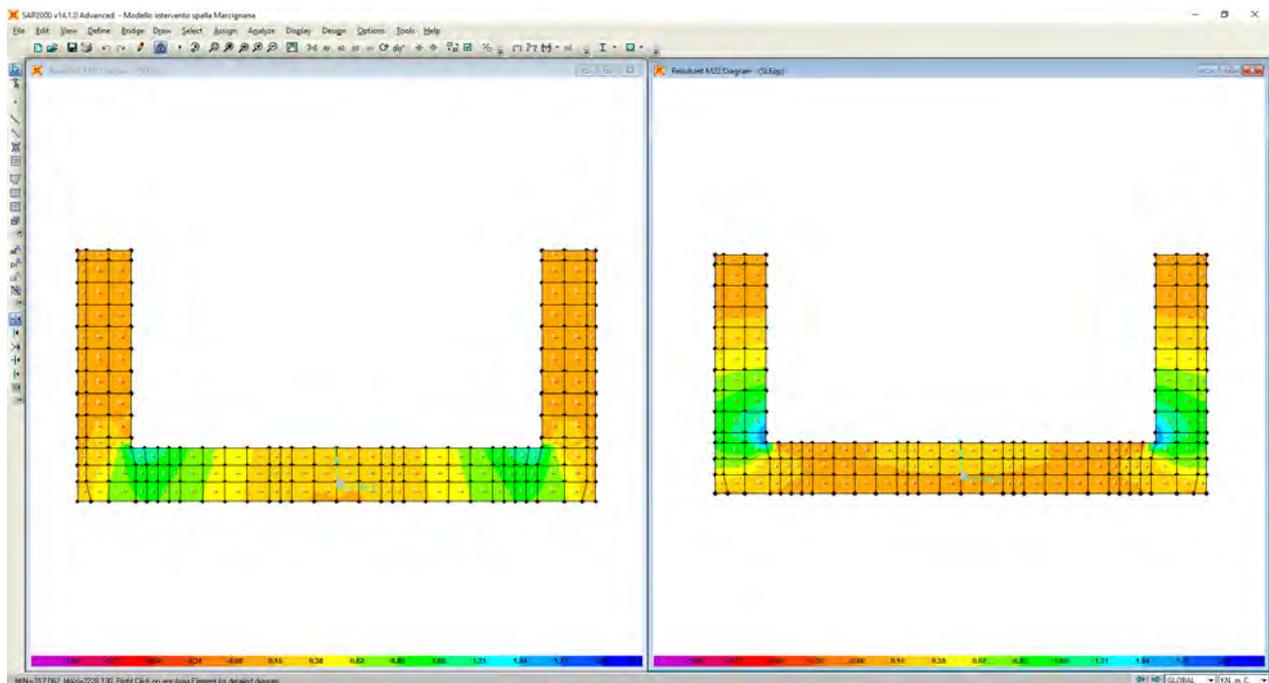
Sollecitazioni flettenti M11/M22 – enve_SLV



Sollecitazioni flettenti M11/M22 – enve_SLEr



Sollecitazioni flettenti M11/M22 – enve_SLEf

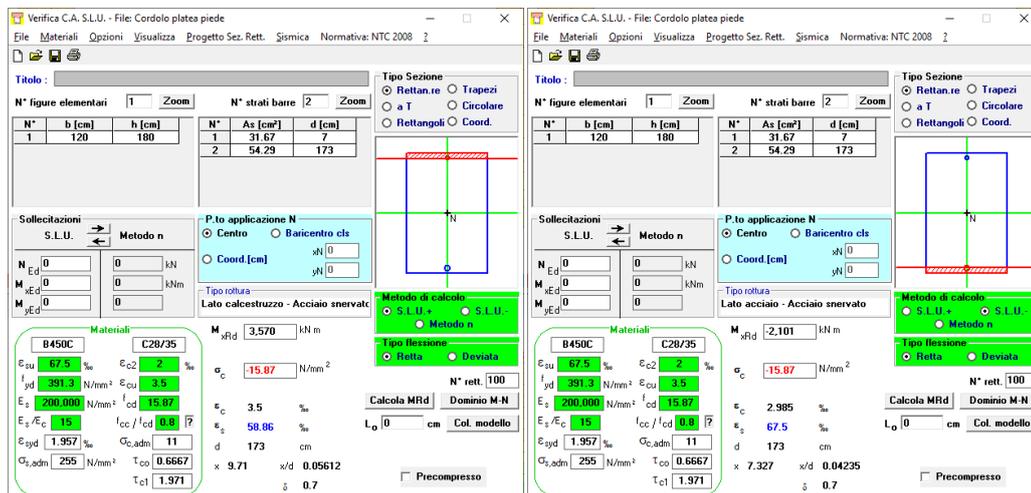


Sollecitazioni flettenti M11/M22 – enve_SLEq

8.3.2.2 Verifiche allo SLU e SLV

8.3.2.2.1 Verifiche a flessione

Nel seguente paragrafo si illustrano le verifiche a flessione condotte sul cordolo perimetrale della platea di fondazione di spessore pari a 80 cm. In particolare, nel paragrafo sono riportate delle tabelle nelle quali sono indicati i valori sollecitanti più gravosi ed i valori resistenti del momento flettente.



CORDOLO PERIMERALE PLATEA DI FONDAZIONE sp. 80 cm –verifica a flessione					
	OutputCase	M _{soll}	M _{res-sup}	M _{res-inf}	FS
	Text	KN-m/m	KN-m/m	KN-m/m	
M	Comb. enve_SLU	2250,00	2101,00	3570,00	1,58
M	Comb. enve_SLV	1300,00	2101,00	3570,00	2,74

8.3.2.3 Verifiche Stati Limite di Esercizio

Nel successivo paragrafo sono illustrate le verifiche agli stati limite di esercizio condotte sul cordolo perimetrale della platea di fondazione di spessore pari a 80 cm. In particolare, vengono riportate delle tabelle nelle quali sono indicati i valori sollecitanti più gravosi del momento flettente, oltre che delle tensioni indotte sul calcestruzzo e sulle barre di armatura.

La verifica delle tensioni di esercizio viene condotta confrontando le massime tensioni sollecitanti nella combinazione caratteristica e nella combinazione quasi permanente, con i limiti posti in normativa di seguito elencati:

$$\sigma_{s,rara} < 0,80 \cdot f_{yk} = 360 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_{c,rara} < 0,60 \cdot f_{ck} = 16,80 \text{ N/mm}^2$$

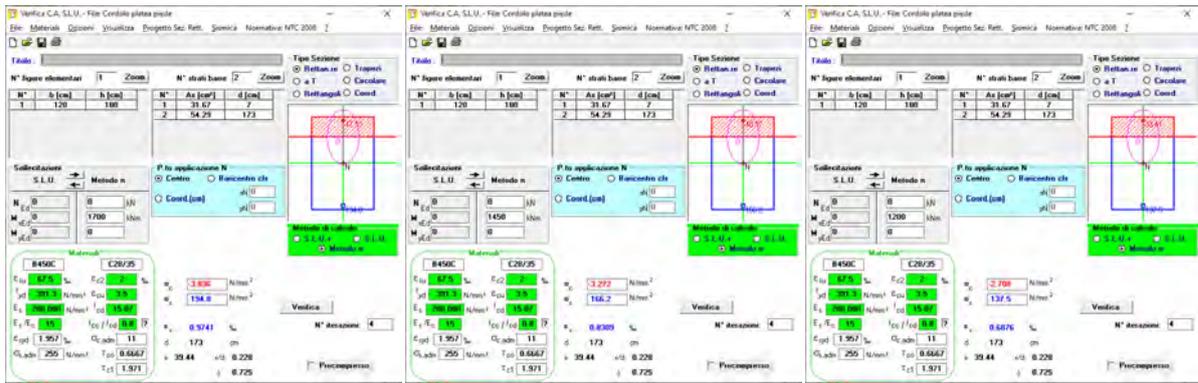
$$\sigma_{c,qp} < 0,45 \cdot f_{ck} = 12,60 \text{ N/mm}^2$$

La verifica dello stato limite di fessurazione viene condotta verificando lo stato limite di apertura delle fessure. La verifica dell'ampiezza di fessurazione viene condotta senza calcolo diretto, limitando la tensione di trazione nell'armatura ad un massimo correlato al diametro della barra ed alla loro spaziatura.

Tensione nell'acciaio σ_s [MPa]	Diametro massimo ϕ delle barre (mm)		
	$w_3 = 0,4$ mm	$w_2 = 0,3$ mm	$w_1 = 0,2$ mm
160	40	32	25
200	32	25	16
240	20	16	12
280	16	12	8
320	12	10	6
360	10	8	-

Tensione nell'acciaio σ_s [MPa]	Spaziatura massima s delle barre (mm)		
	$w_3 = 0,4$ mm	$w_2 = 0,3$ mm	$w_1 = 0,2$ mm
160	300	300	200
200	300	250	150
240	250	200	100
280	200	150	50
320	150	100	-
360	100	50	-

8.3.2.3.1 Verifica delle tensioni di esercizio e dello stato limite di apertura delle fessure

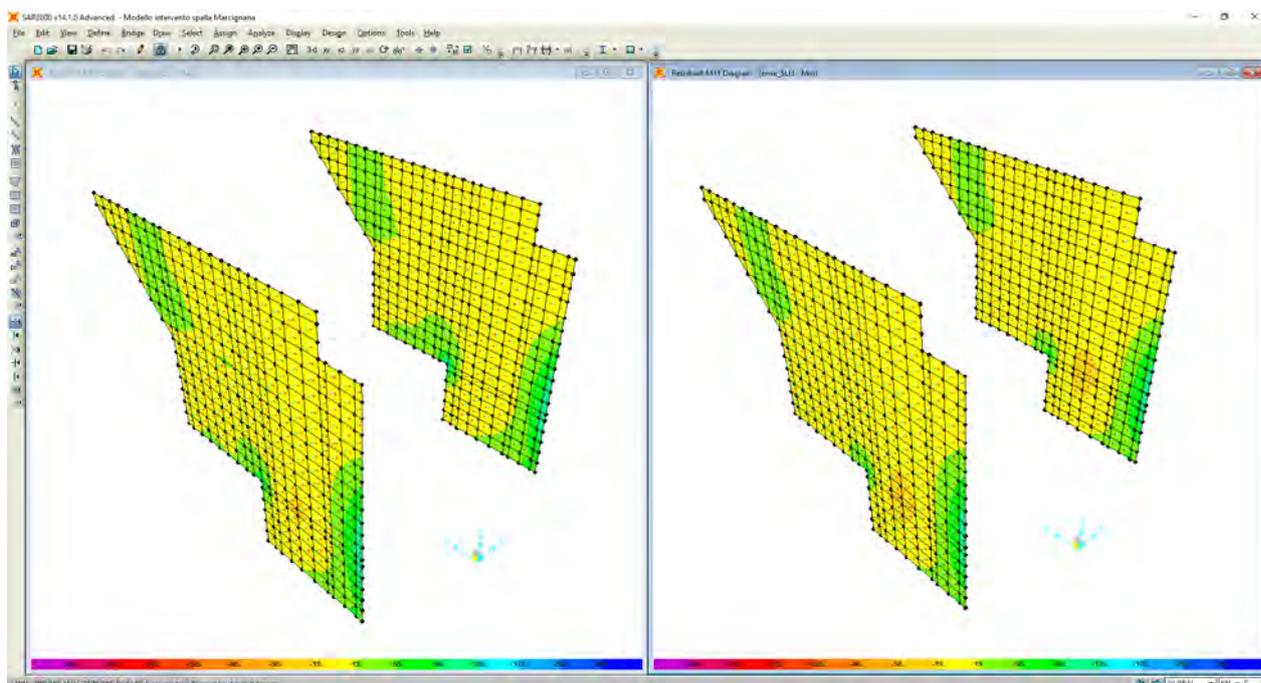


PLATEA DI FONDAZIONE sp. 80 cm –verifica delle tensioni di esercizio e di fessurazione									
	OutputCase	M_{soll}	σ_{cl}	$\sigma_{s,teso}$	$\sigma_{s,compr}$	VERIFICA FESSURAZIONE		VERIFICA TENSIONI	
						apertura w	$\sigma_{s,max}$ (N/mm ²)	σ_{cl} (N/mm ²)	σ_s (N/mm ²)
M	Comb. enve_SLEr	1700,00	3,84	194,80	-47,33			< 16,8	< 360
M	Comb. enve_SLEf	1450,00	3,27	166,20	-40,37	$w_2 = 0,3$ mm	< 200		
M	Comb. enve_SLEqp	1200,00	2,71	137,50	-33,41	$w_1 = 0,2$ mm	< 160	< 12,6	< 360

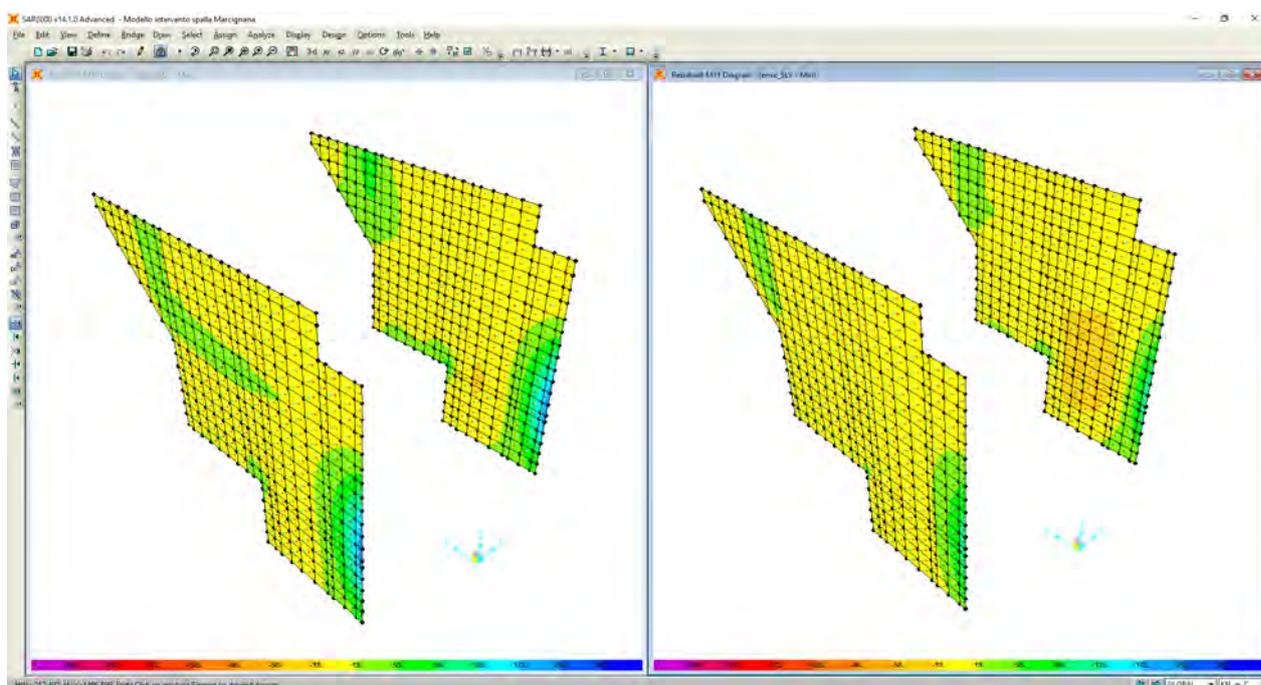
8.3.3 Pareti laterali esterne sp. 60 cm

8.3.3.1 Sollecitazioni

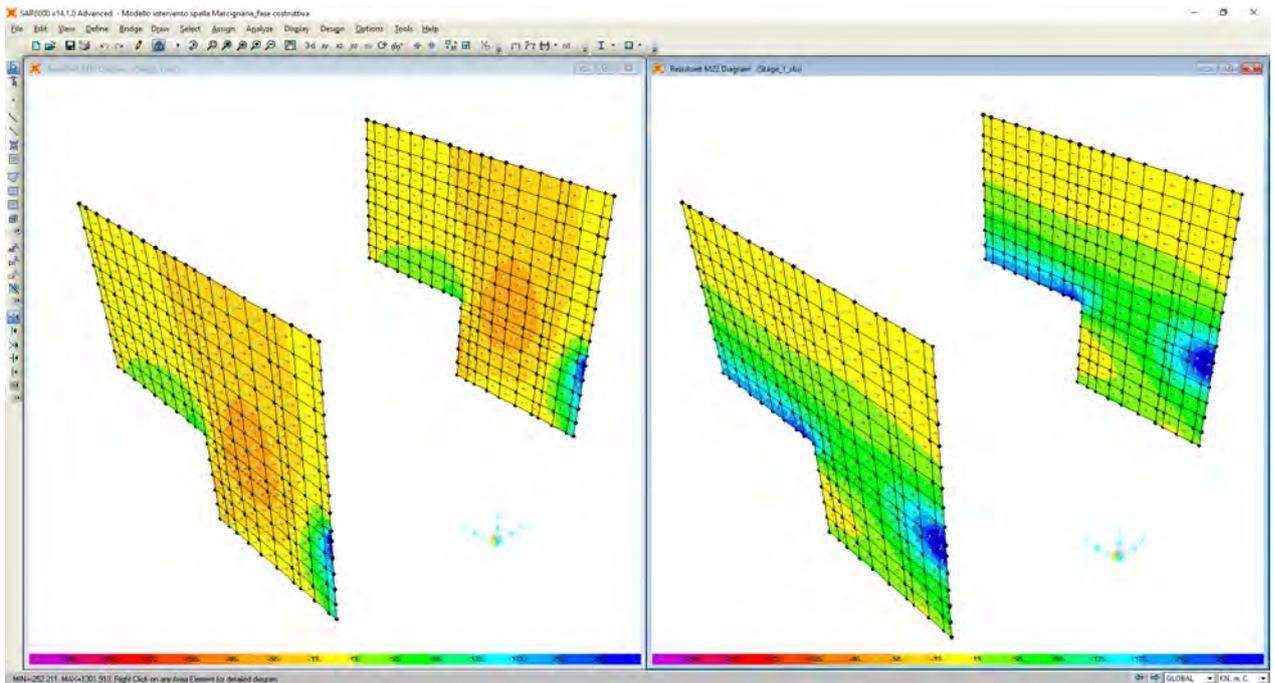
Si riportano in seguito le immagini raffiguranti le azioni sollecitanti le pareti laterali esterne di spessore pari a 60 cm. Per una più comprensibile lettura dei risultati, i momenti sollecitanti che tendono le fibre interne sono indicati con segno positivo.



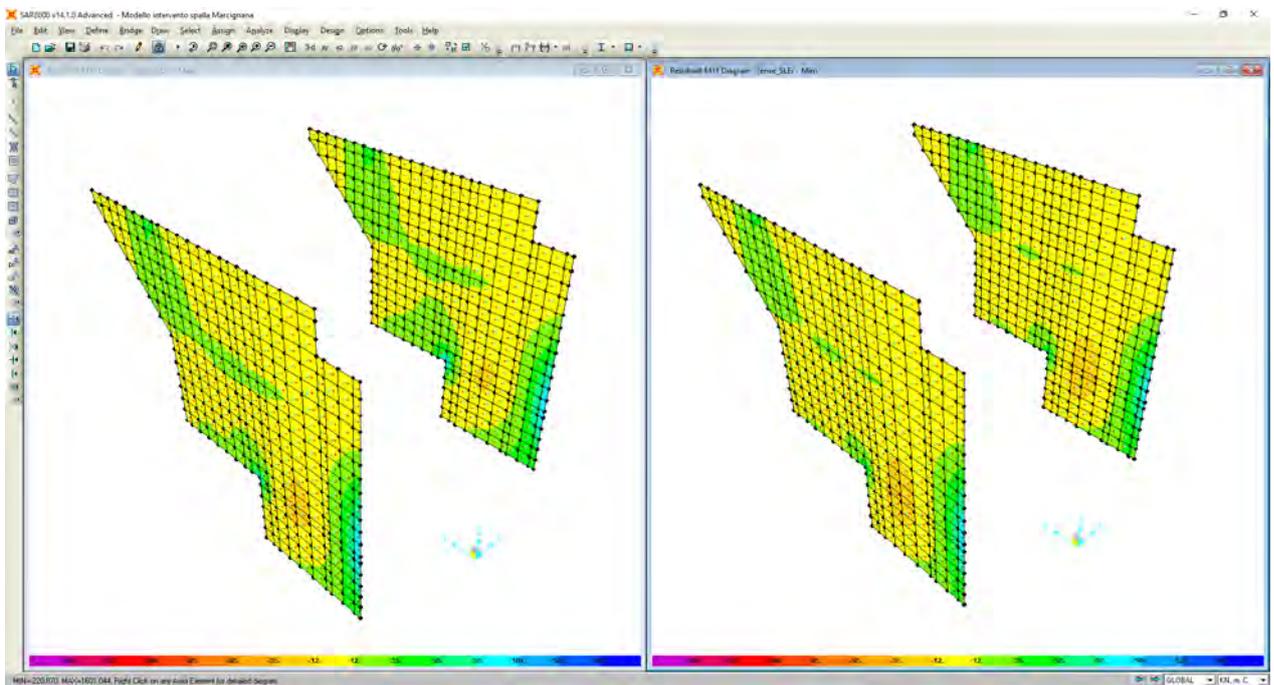
Sollecitazioni flettenti M11 – enve_SLU



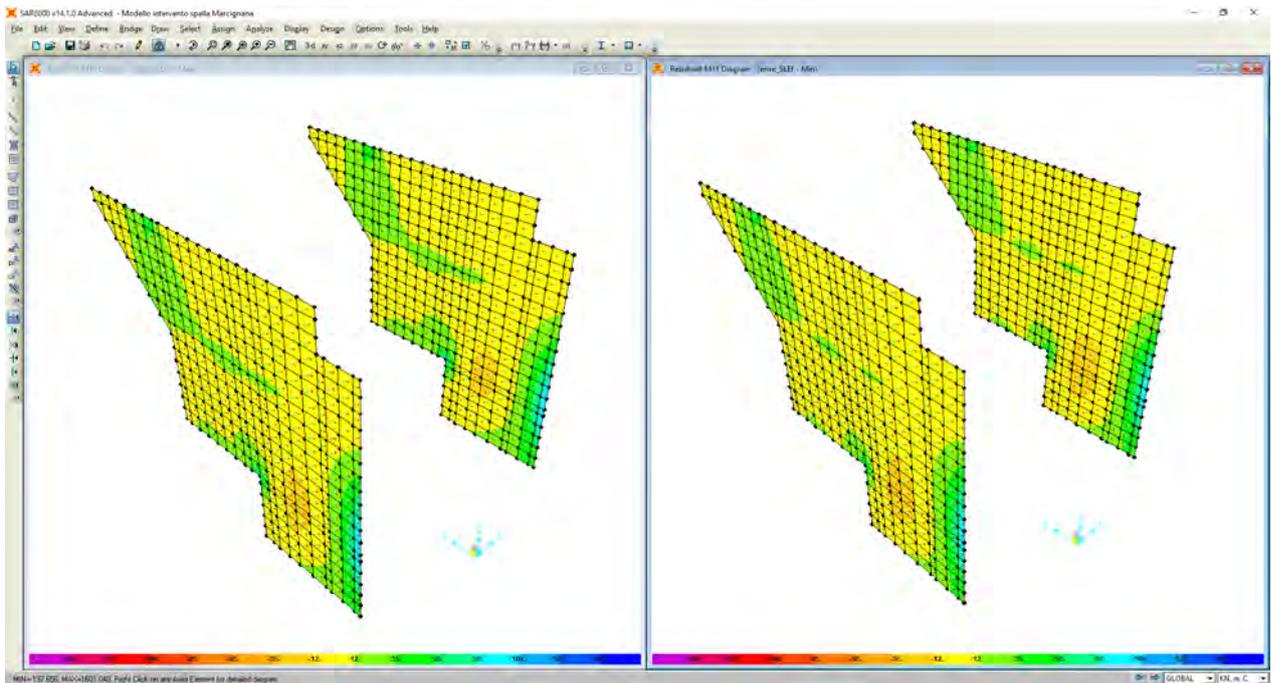
Sollecitazioni flettenti M11 – enve_SLV



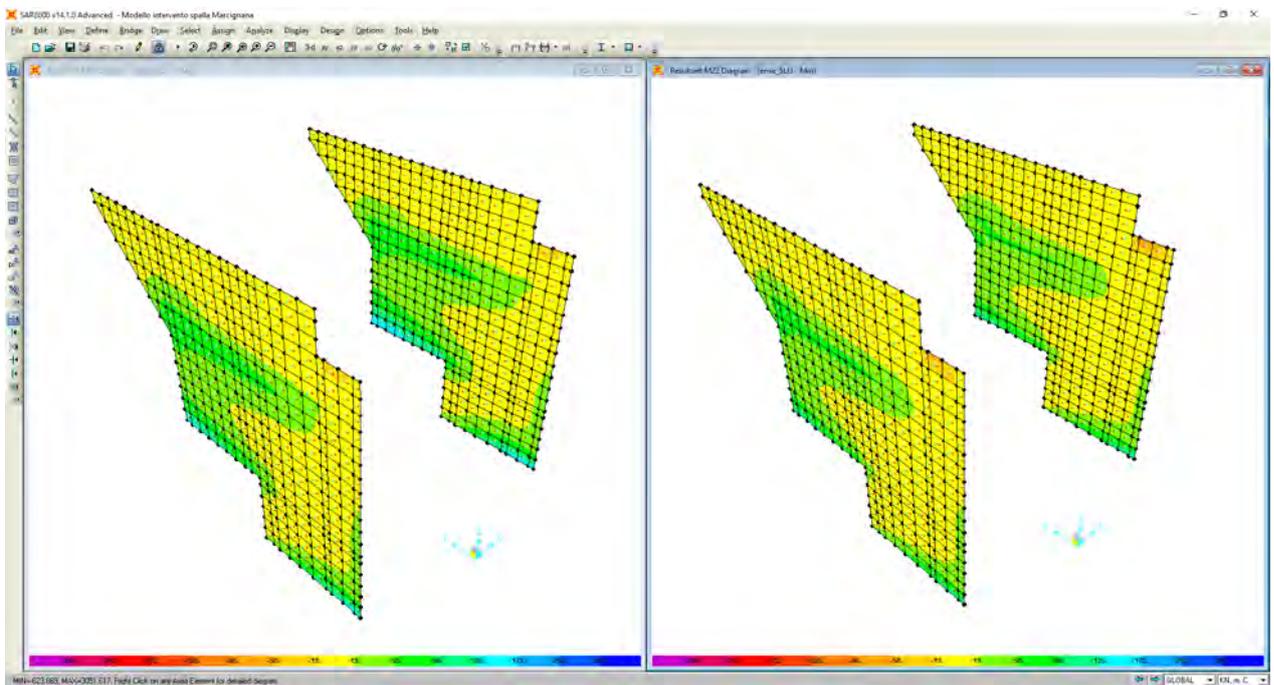
Sollecitazioni flettenti M11/M22 – SLU (in fase di costruzione)



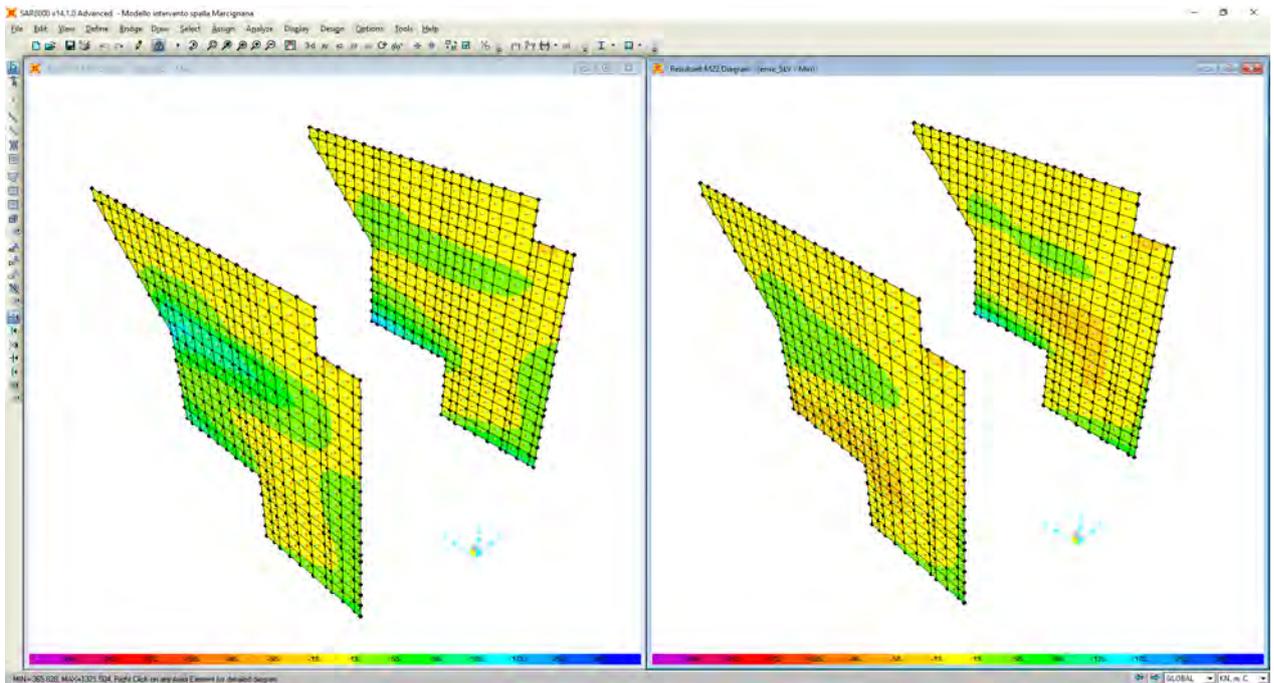
Sollecitazioni flettenti M11 – enve_SLEr



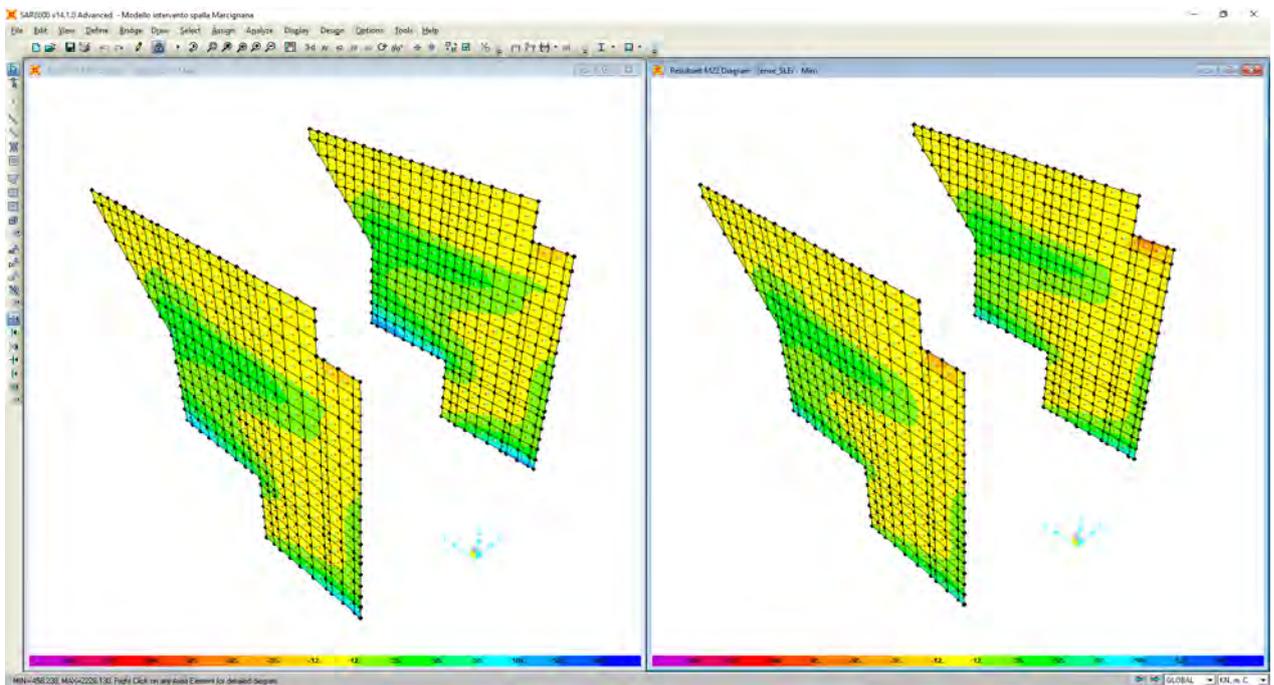
Sollecitazioni flettenti M11 – enve_SLEf



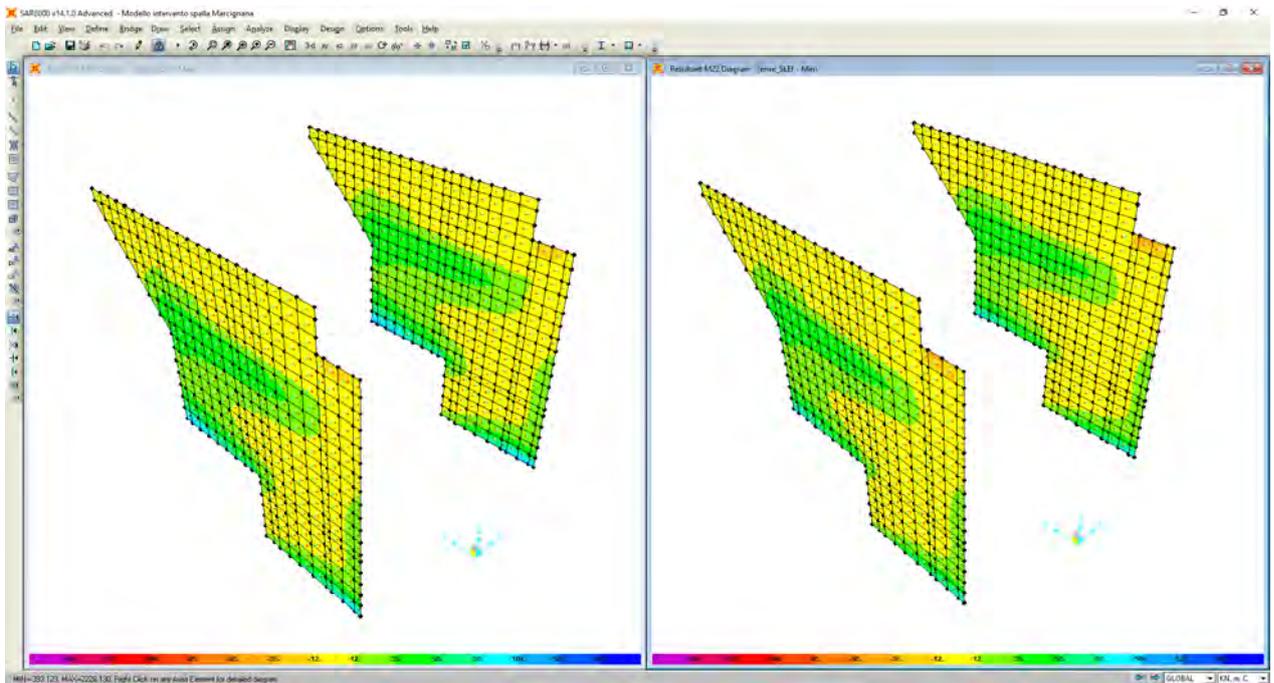
Sollecitazioni flettenti M22 – enve_SLU



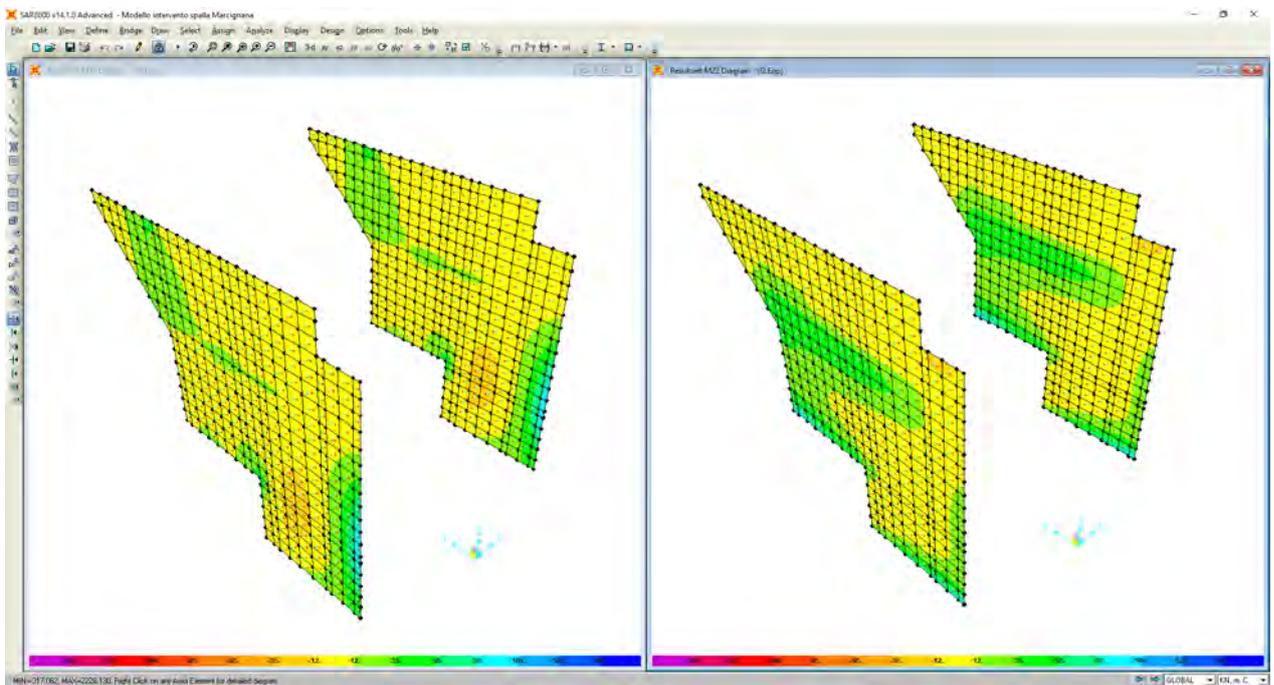
Sollecitazioni flettenti M22 – enve_SLV



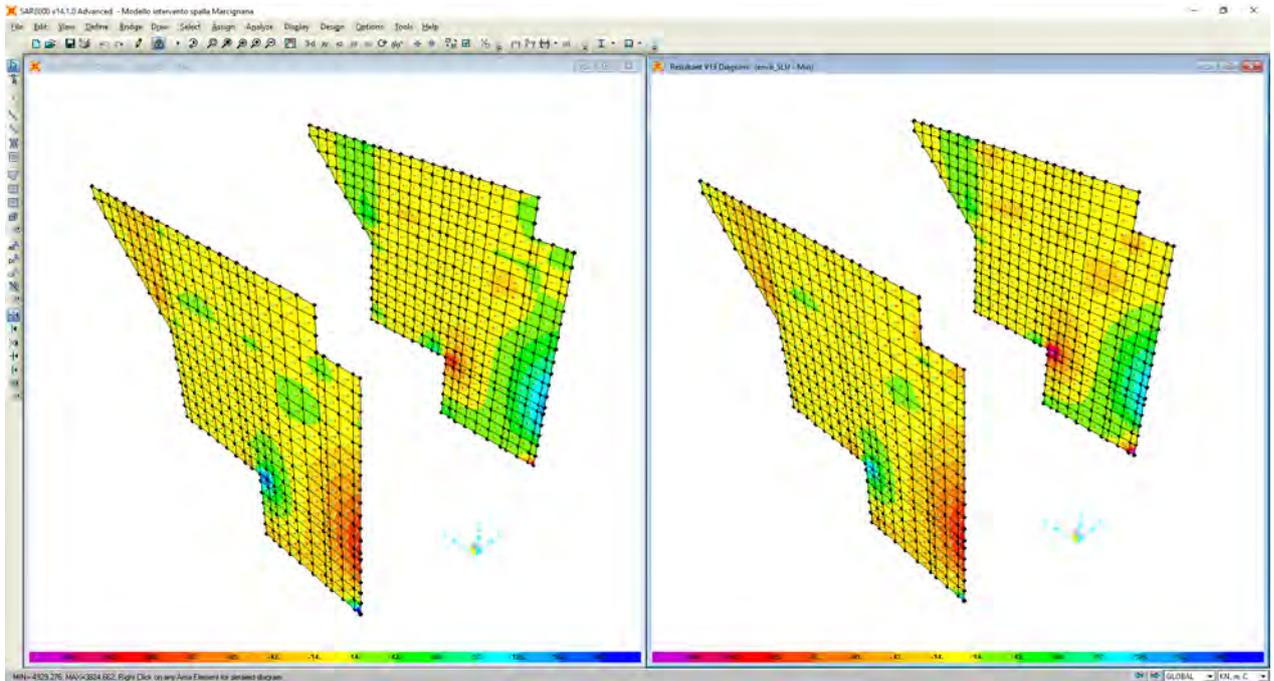
Sollecitazioni flettenti M22 – enve_SLEr



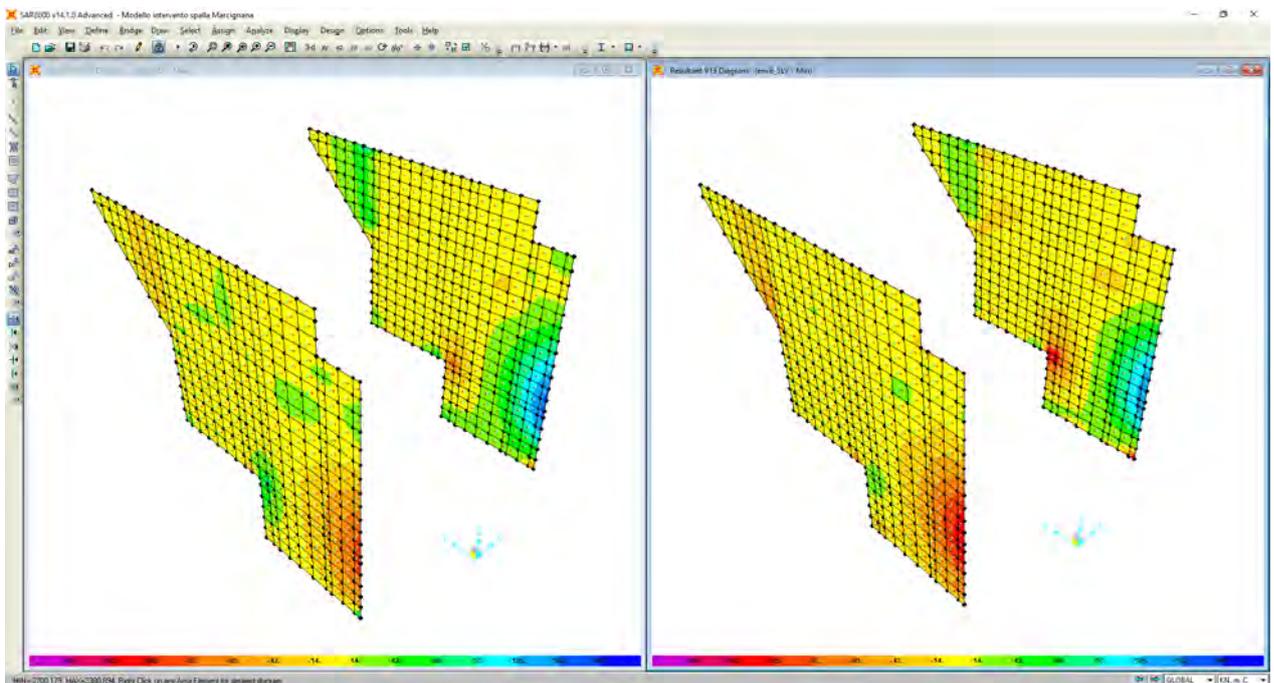
Sollecitazioni flettenti M22 – enve_SLEf



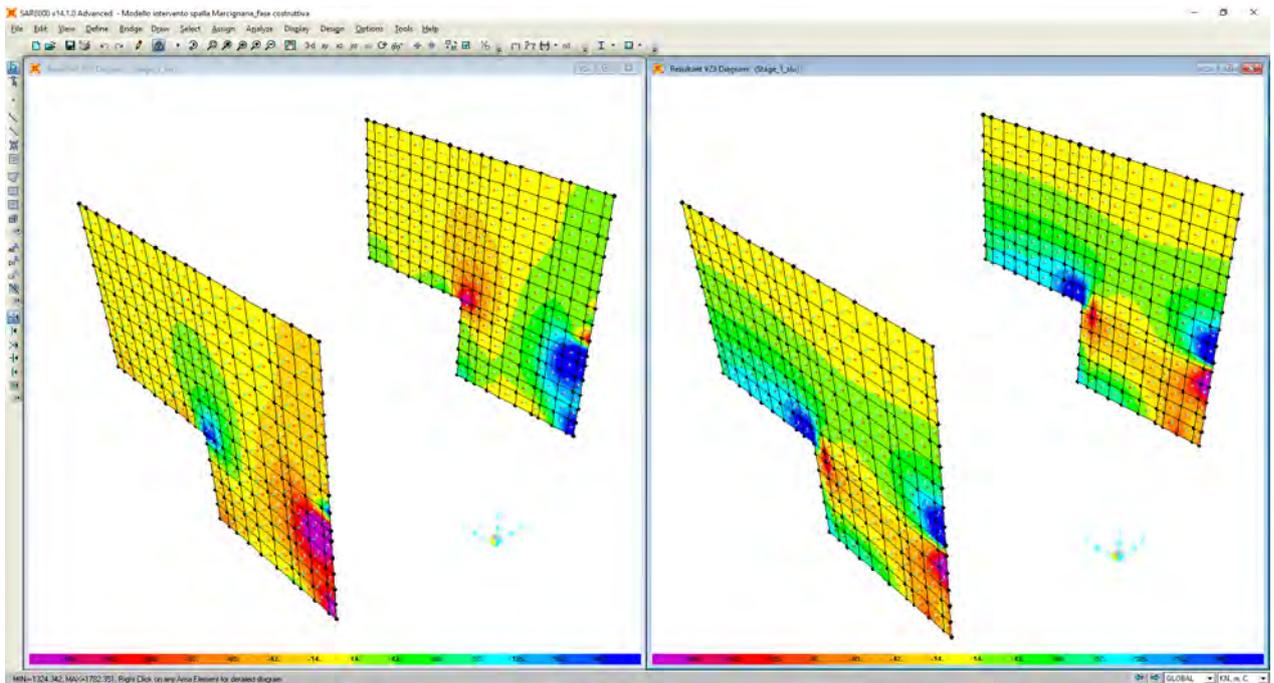
Sollecitazioni flettenti M11/M22 – enve_SLEq



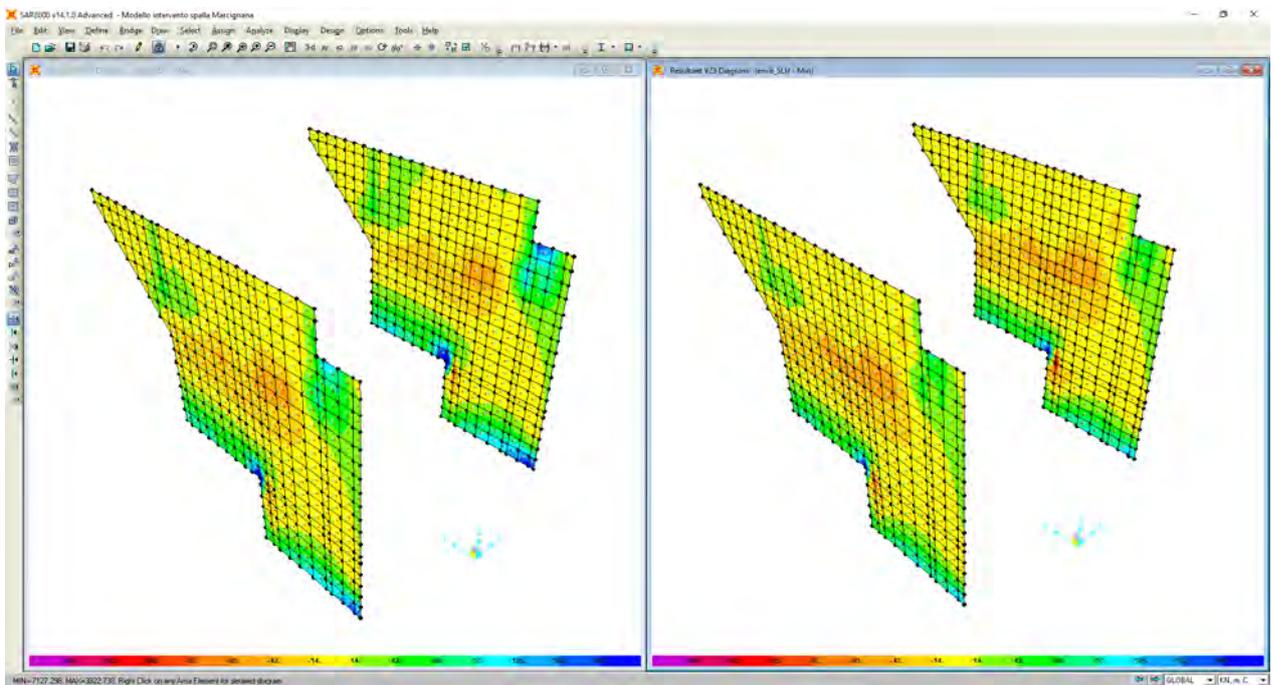
Sollecitazioni taglianti V13 – enve_SLU



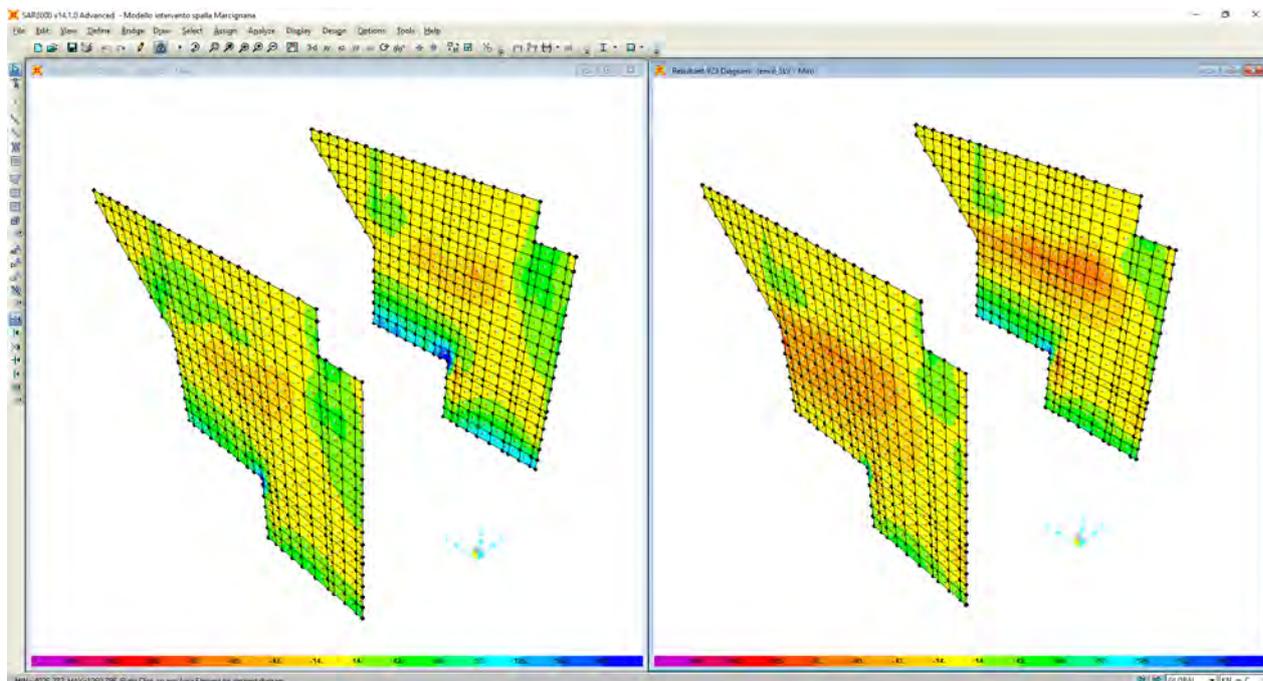
Sollecitazioni taglianti V13 – enve_SLV



Sollecitazioni flettenti V13/V23 – SLU (in fase di costruzione)



Sollecitazioni taglianti V23 – enve_SLU



Sollecitazioni taglianti V23 – enve_SLV

8.3.3.2 Verifiche allo SLU e SLV

8.3.3.2.1 Verifiche a flessione

Nel seguente paragrafo si illustrano le verifiche a flessione condotte sulle pareti laterali esterne di spessore pari a 60 cm. In particolare, nel paragrafo sono riportate delle tabelle nelle quali sono indicati i valori sollecitanti più gravosi ed i valori resistenti del momento flettente.

Input Parameters (Left Screenshot):

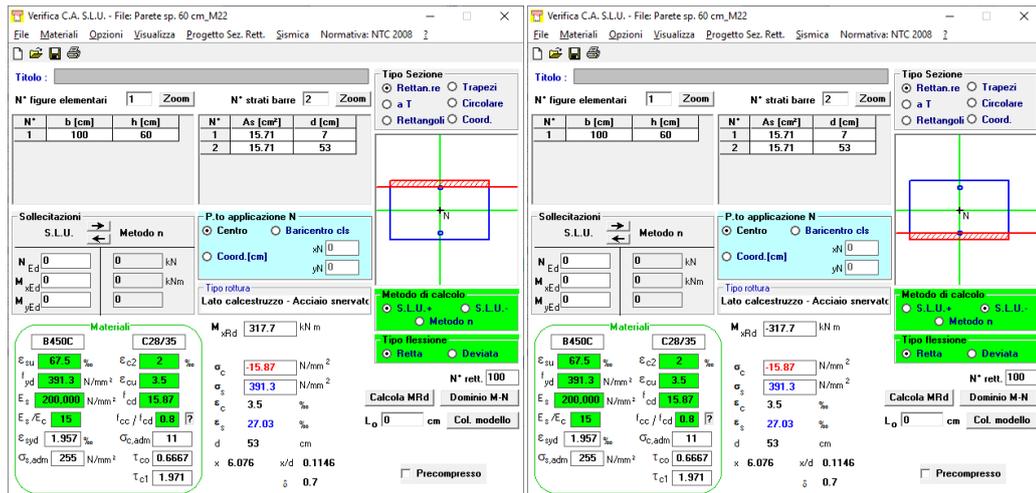
N°	b [cm]	h [cm]	N° strati barre	As [cm²]	d [cm]
1	100	60	1	15.71	5
2	100	60	2	15.71	55

Material Properties:

Material	E_{su}	E_{cd}	f_{yk}	f_{cd}	f_{yk}	f_{cd}	E_s	f_{cc}/f_{cd}	$\sigma_{c,adm}$	τ_{c0}	τ_{c1}
B450C	67.5	2	391.3	3.5	200,000	15.87	3.5	11	0.6667	1.971	
C28/35											

Calculated Results (Right Screenshot):

Material	E_{su}	E_{cd}	f_{yk}	f_{cd}	f_{yk}	f_{cd}	E_s	f_{cc}/f_{cd}	$\sigma_{c,adm}$	τ_{c0}	τ_{c1}
B450C	67.5	2	391.3	3.5	200,000	15.87	3.5	11	0.6667	1.971	
C28/35											



PARETI LATERALI ESTERNE sp. 60 cm –verifica a flessione					
OutputCase		M_{soll}	$M_{res-int}$	$M_{res-est}$	FS
Text		KN-m/m	KN-m/m	KN-m/m	
M11	Comb. enve_SLU	130,00	326,00	326,00	2,50
M11	Comb. enve_SLV	200,00	326,00	326,00	1,63
M22	Comb. enve_SLU	180,00	317,70	317,70	1,77
M22	Comb. enve_SLV	190,00	317,70	317,70	1,67

PARETI LATERALI ESTERNE sp. 60 cm – verifica a flessione (in fase di costruzione)					
OutputCase		M_{soll}	$M_{res-int}$	$M_{res-est}$	FS
Text		KN-m/m	KN-m/m	KN-m/m	
M11	SLU_fase di costruzione	200,00	326,00	326,00	1,63
M22	SLU_fase di costruzione	280,00	317,70	317,70	1,13

8.3.3.2.2 Verifiche a taglio

Per le pareti laterali esterne di spessore pari a 60 cm, il taglio resistente massimo è pari a circa 210 kN/m (resistenza nei confronti di sollecitazioni taglianti per elementi senza armature trasversali resistenti a taglio). Considerando il contributo attivo delle spillature previste e indicate negli elaborati grafici, costituite da barre $\phi 12$ disposte con maglia 20 cm x 40 cm, il taglio resistente delle pareti laterali esterne di spessore pari a 60 cm, è pari a circa 545 kN/m (resistenza nei confronti di sollecitazioni taglianti per elementi con armature trasversali resistenti a taglio). Confrontando tali valori resistenti con la mappatura delle azioni taglianti sollecitazioni riportate nei precedenti paragrafi, trascurando gli effetti locali derivanti dalla modellazione, si evince come le verifiche a taglio risultano soddisfatte.

8.3.3.3 Verifiche Stati Limite di Esercizio

Nel successivo paragrafo sono illustrate le verifiche agli stati limite di esercizio condotte sulle pareti laterali esterne di spessore pari a 60 cm. In particolare, vengono riportate delle tabelle nelle quali sono indicati i valori sollecitanti più gravosi del momento flettente, oltre che delle tensioni indotte sul calcestruzzo e sulle barre di armatura.

La verifica delle tensioni di esercizio viene condotta confrontando le massime tensioni sollecitanti nella combinazione caratteristica e nella combinazione quasi permanente, con i limiti posti in normativa di seguito elencati:

$$\sigma_{s,rara} < 0,80 \cdot f_{yk} = 360 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_{c,rara} < 0,60 \cdot f_{ck} = 16,80 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_{c,qp} < 0,45 \cdot f_{ck} = 12,60 \text{ N/mm}^2$$

La verifica dello stato limite di fessurazione viene condotta verificando lo stato limite di apertura delle fessure. La verifica dell'ampiezza di fessurazione viene condotta senza calcolo diretto, limitando la tensione di trazione nell'armatura ad un massimo correlato al diametro della barra ed alla loro spaziatura.

Tensione nell'acciaio σ_s [MPa]	Diametro massimo ϕ delle barre (mm)		
	$w_3 = 0,4$ mm	$w_2 = 0,3$ mm	$w_1 = 0,2$ mm
160	40	32	25
200	32	25	16
240	20	16	12
280	16	12	8
320	12	10	6
360	10	8	-

Tensione nell'acciaio σ_s [MPa]	Spaziatura massima s delle barre (mm)		
	$w_3 = 0,4$ mm	$w_2 = 0,3$ mm	$w_1 = 0,2$ mm
160	300	300	200
200	300	250	150
240	250	200	100
280	200	150	50
320	150	100	-
360	100	50	-

8.3.3.3.1 Verifica delle tensioni di esercizio e dello stato limite di apertura delle fessure



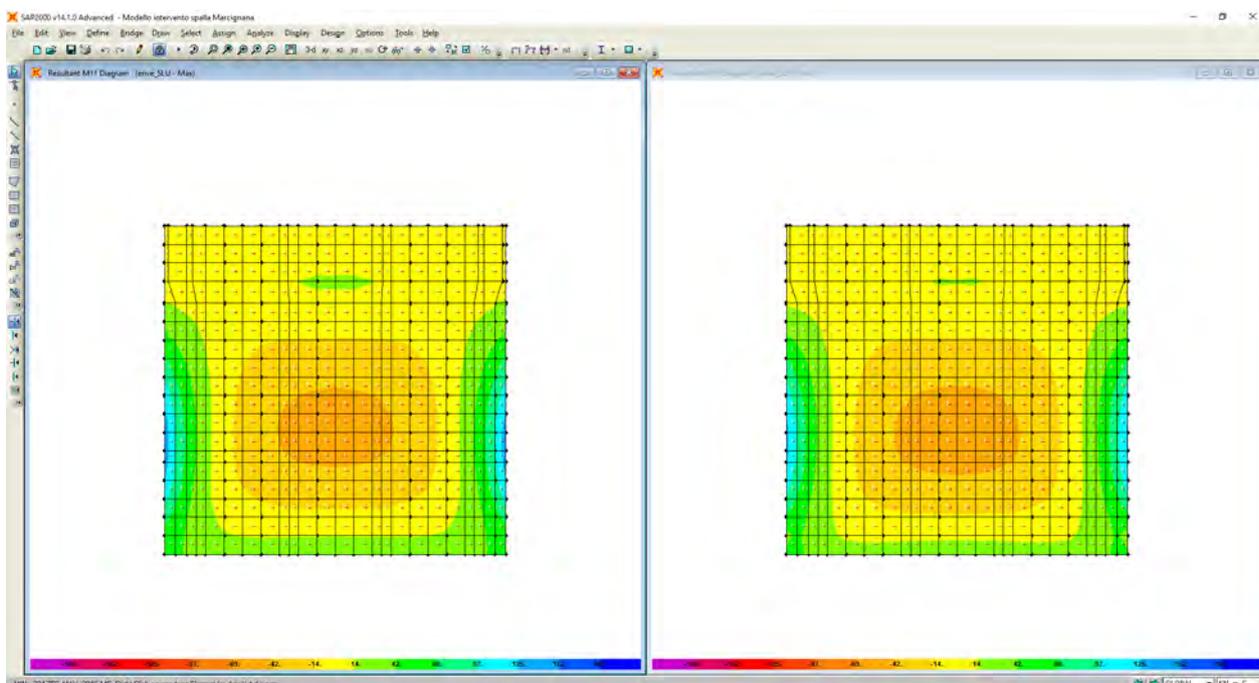
PARETI LATERALI ESTERNE sp. 60 cm –verifica delle tensioni di esercizio e di fessurazione

OutputCase	Text	M _{soll} KN-m/m	σ _{cls} N/mm ²	σ _{s,teso} N/mm ²	σ _{s,compr} N/mm ²	VERIFICA FESSURAZIONE		VERIFICA TENSIONI	
						apertura w	σ _{s,max} (N/mm ²)	σ _{cls} (N/mm ²)	σ _s (N/mm ²)
M11	Comb. enve_SLEr	100,00	2,53	125,80	-23,07			< 16,8	< 360
M11	Comb. enve_SLEf	100,00	2,53	125,80	-23,07	w ₂ = 0,3 mm	< 200		
M11	Comb. enve_SLEqp	100,00	2,53	125,80	-23,07	w ₁ = 0,2 mm	< 160	< 12,6	< 360
M22	Comb. enve_SLEr	130,00	3,61	171,10	-24,45			< 16,8	< 360
M22	Comb. enve_SLEf	110,00	3,06	144,80	-20,69	w ₂ = 0,3 mm	< 200		
M22	Comb. enve_SLEqp	90,00	2,50	118,50	-16,93	w ₁ = 0,2 mm	< 160	< 12,6	< 360

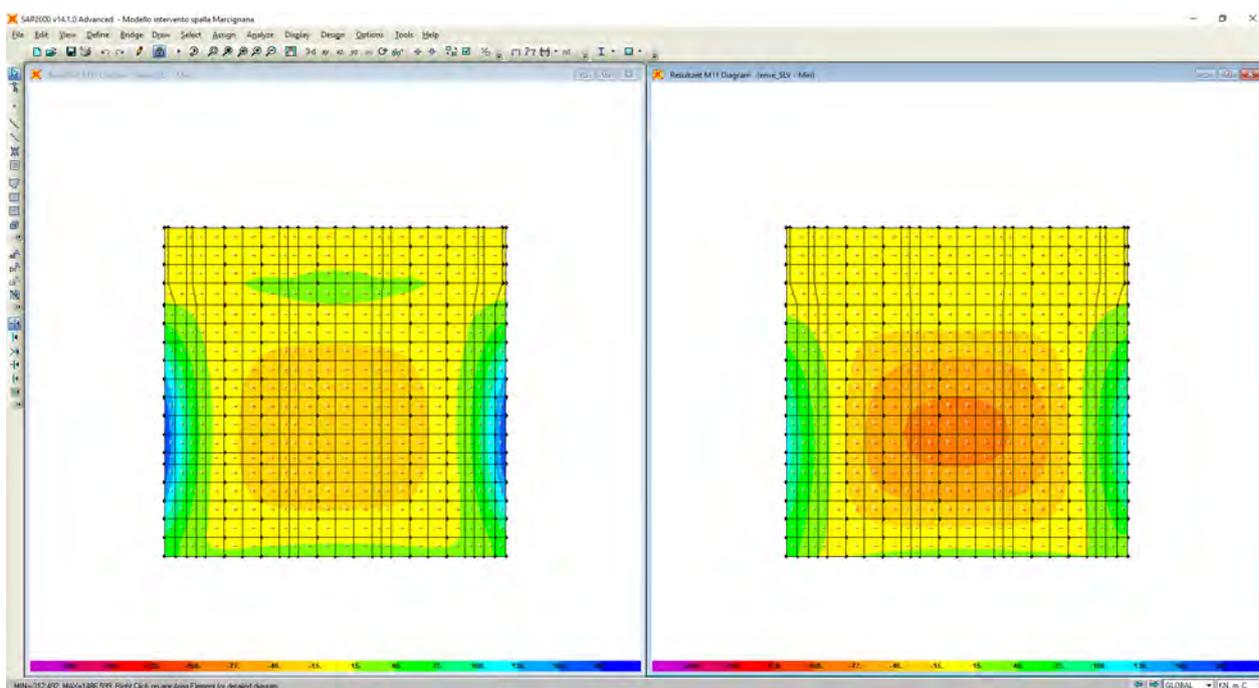
8.3.4 Parete frontale sp. 40 cm

8.3.4.1 Sollecitazioni

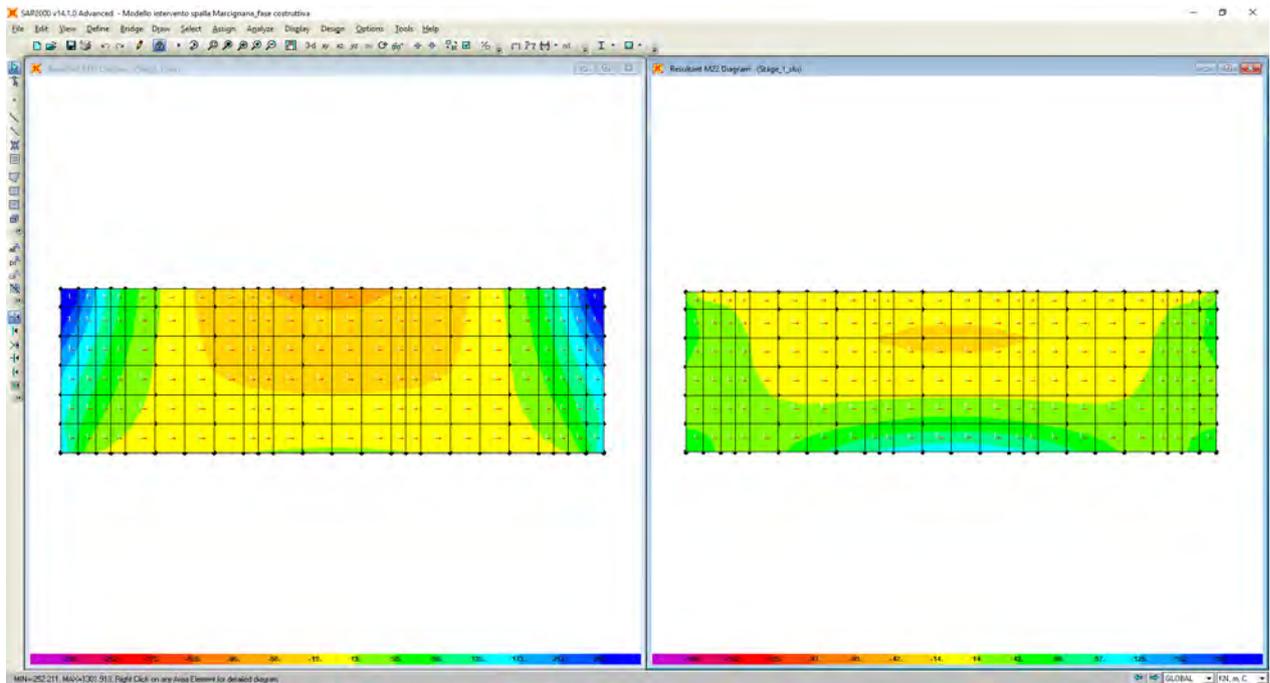
Si riportano in seguito le immagini raffiguranti le azioni sollecitanti la parete frontale di spessore pari a 40 cm. Per una più comprensibile lettura dei risultati, i momenti sollecitanti che tendono le fibre interne sono indicati con segno positivo.



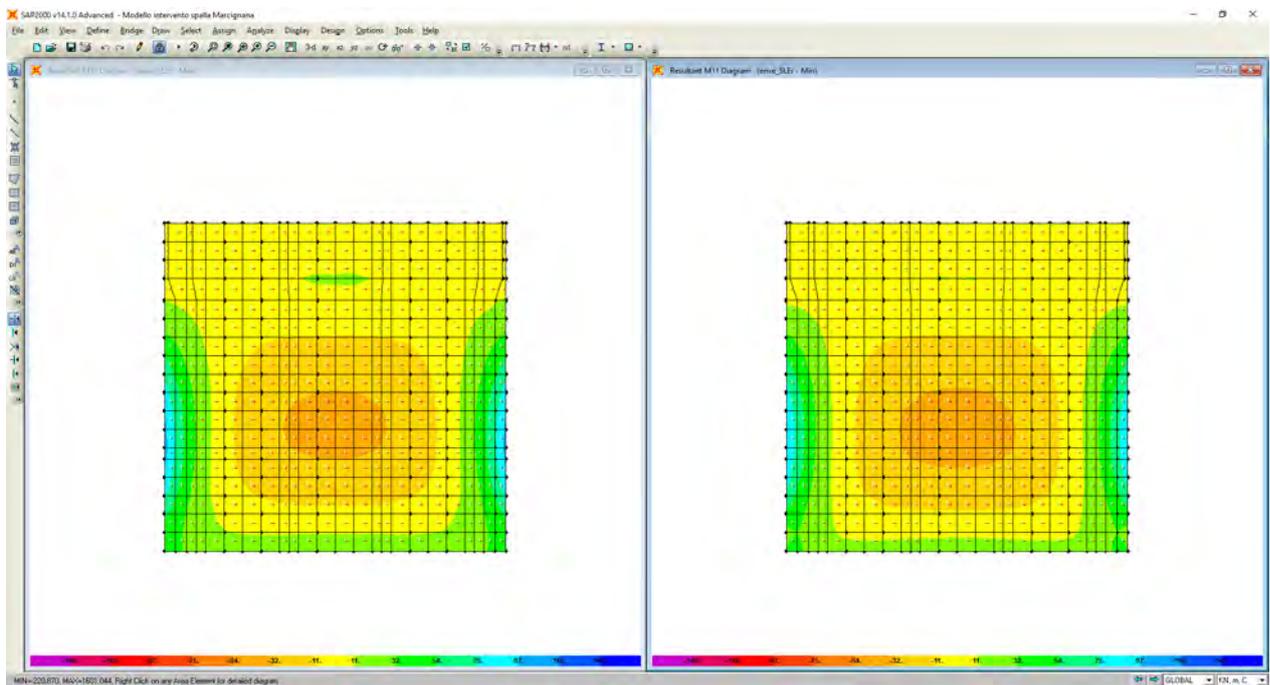
Sollecitazioni flettenti M11 – enve_SLU



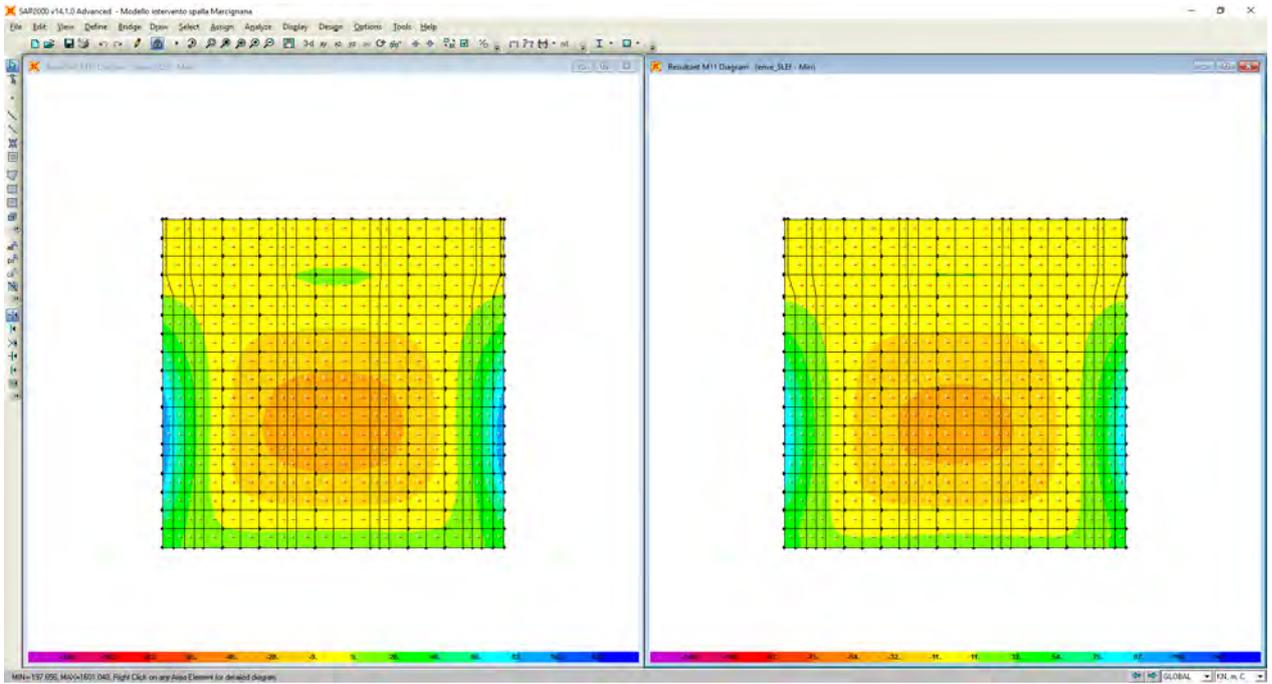
Sollecitazioni flettenti M11 – enve_SLV



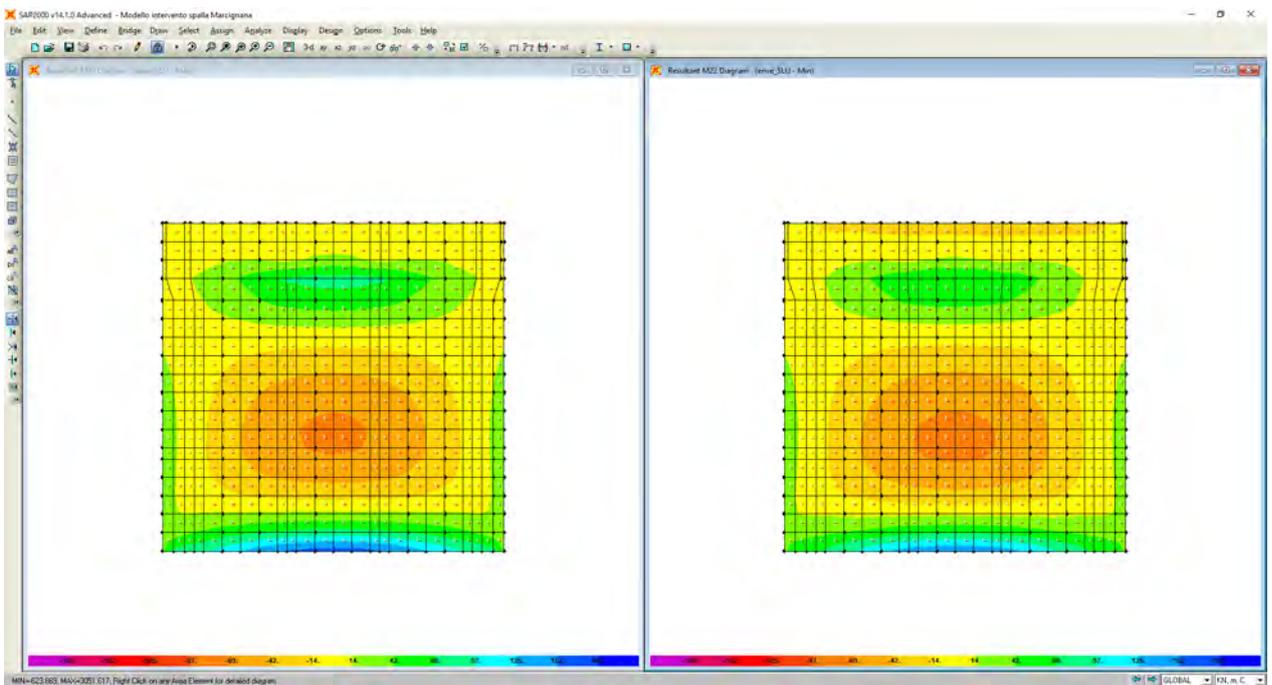
Sollecitazioni flettenti M11/M22 – SLU (in fase di costruzione)



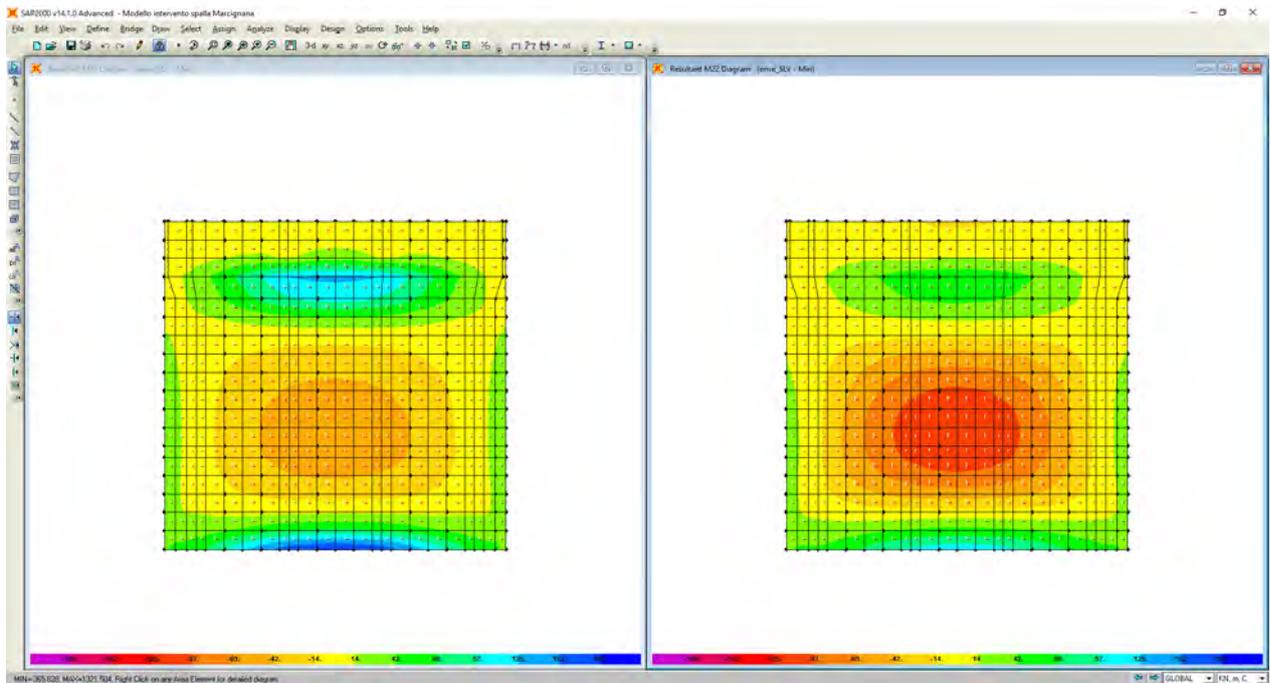
Sollecitazioni flettenti M11 – enve_SLEr



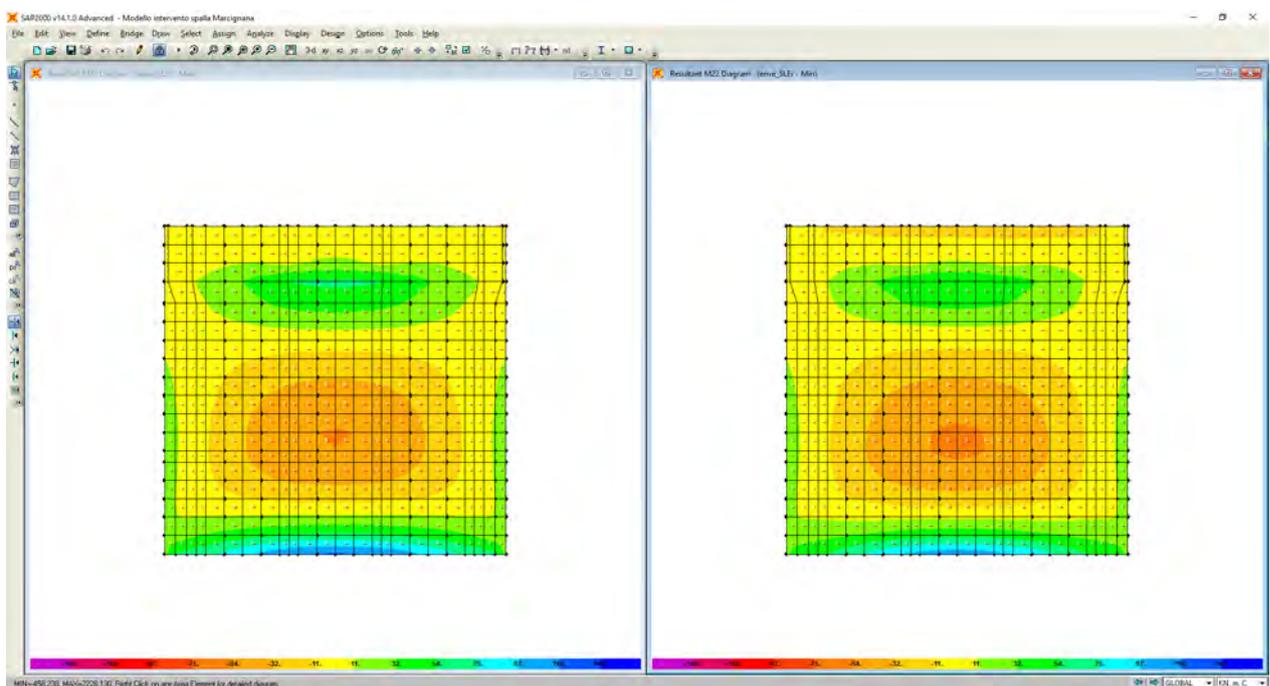
Sollecitazioni flettenti M11 – enve_SLEf



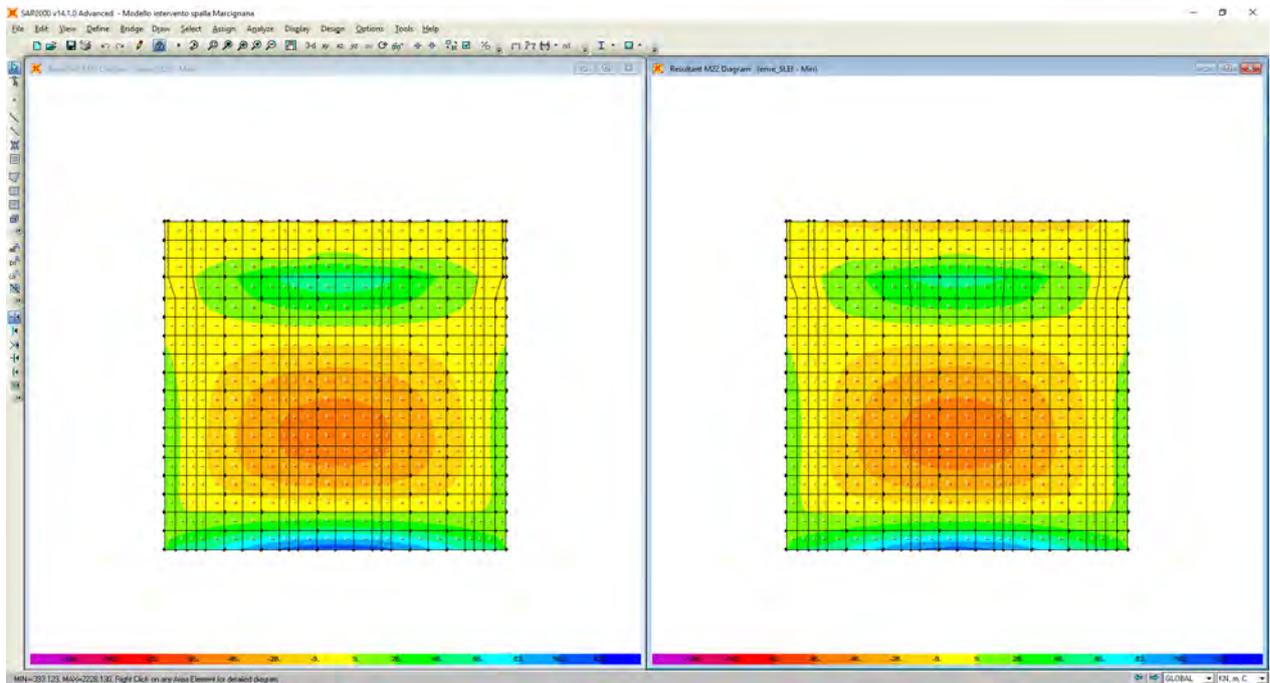
Sollecitazioni flettenti M22 – enve_SLU



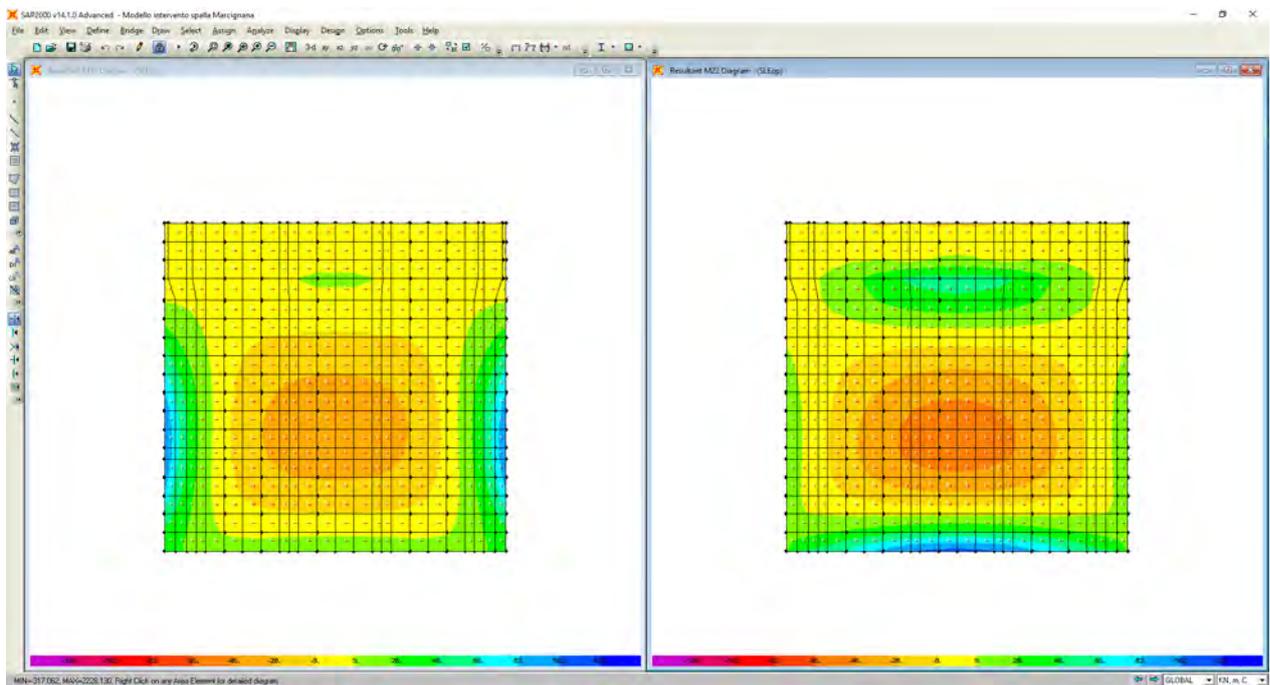
Sollecitazioni flettenti M22 – enve_SLV



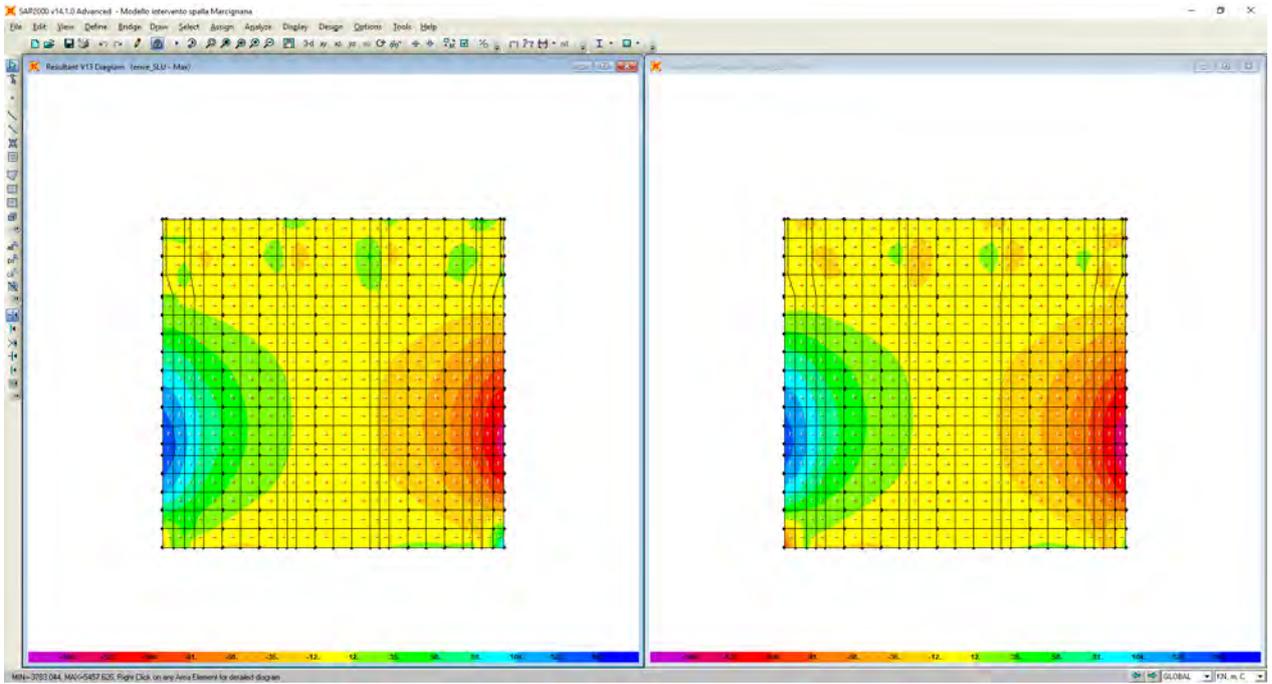
Sollecitazioni flettenti M22 – enve_SLEr



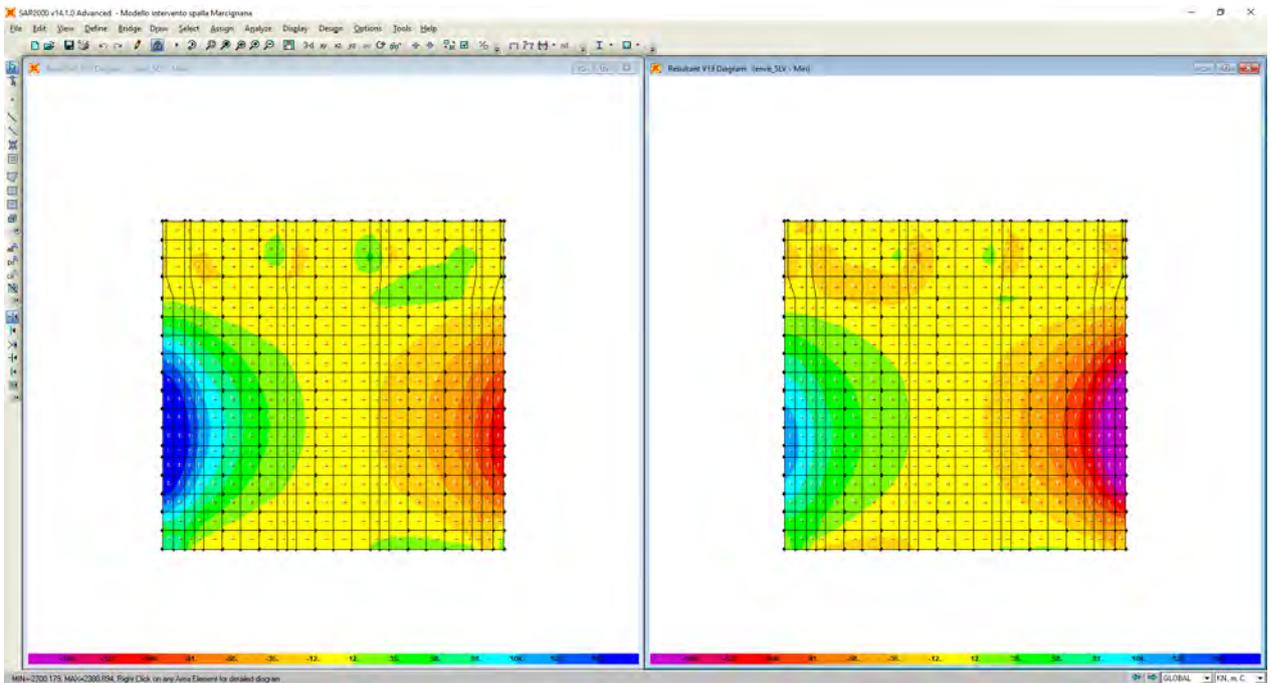
Sollecitazioni flettenti M22 – enve_SLEf



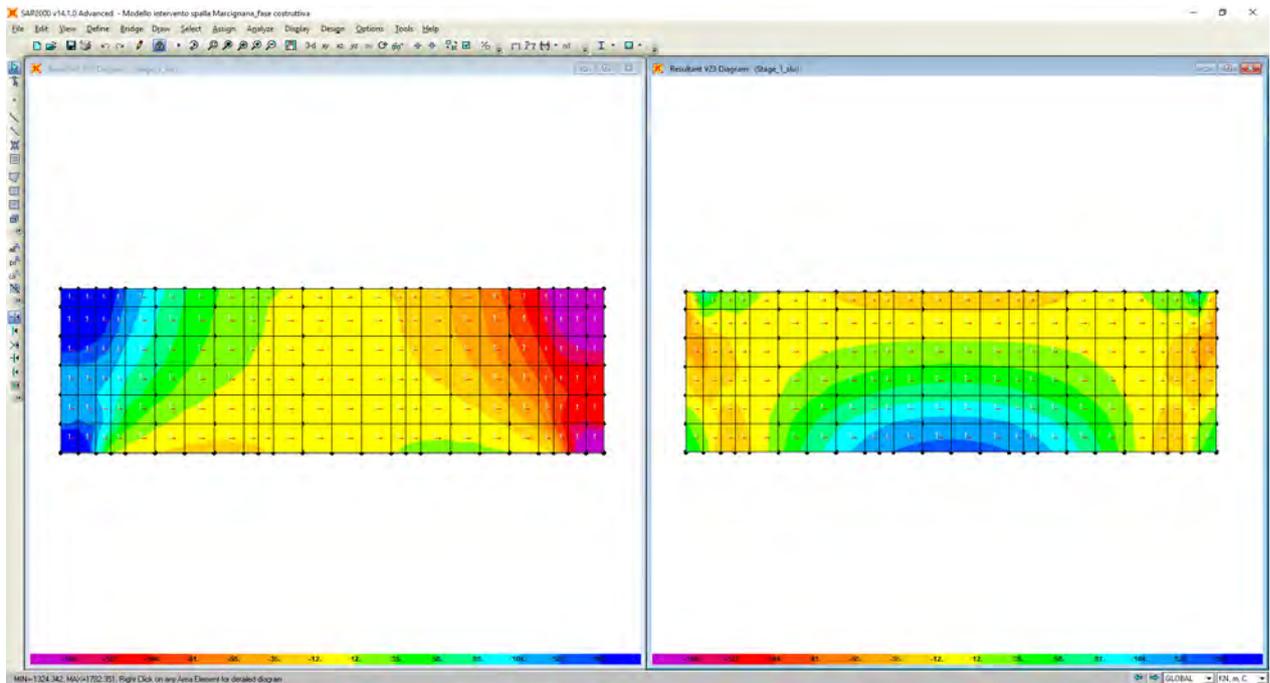
Sollecitazioni flettenti M11/M22 – enve_SLEq



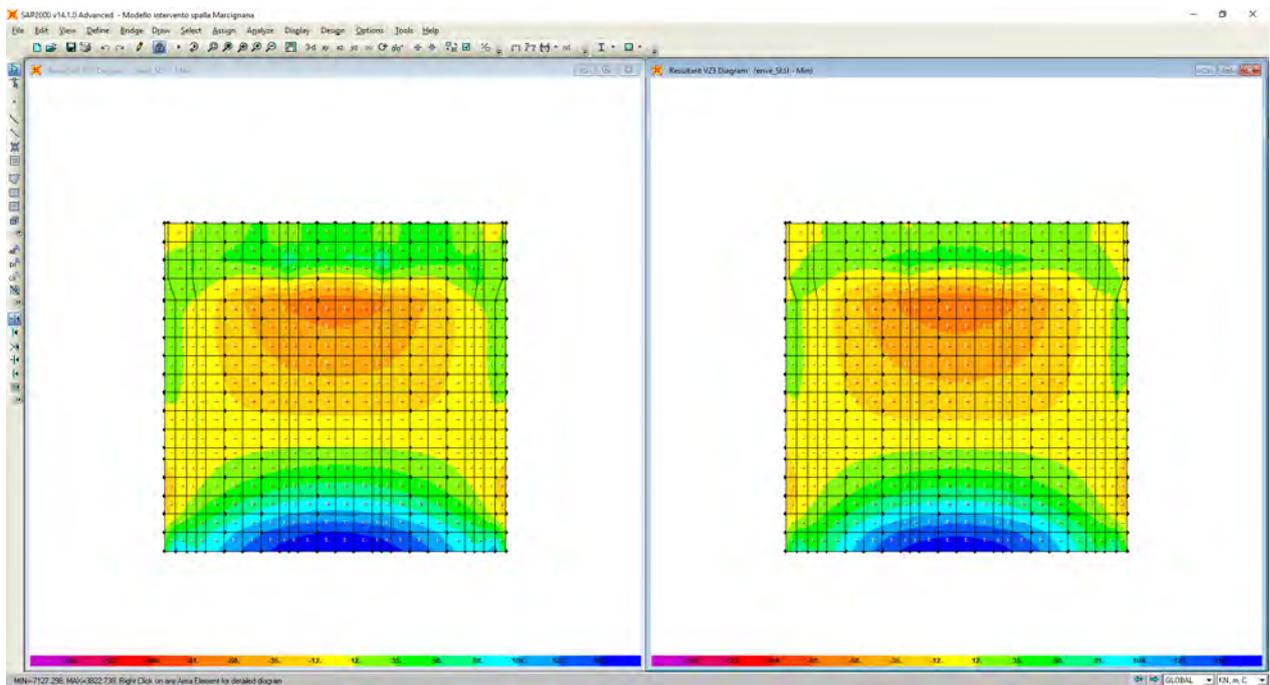
Sollecitazioni taglianti V13 – enve_SLU



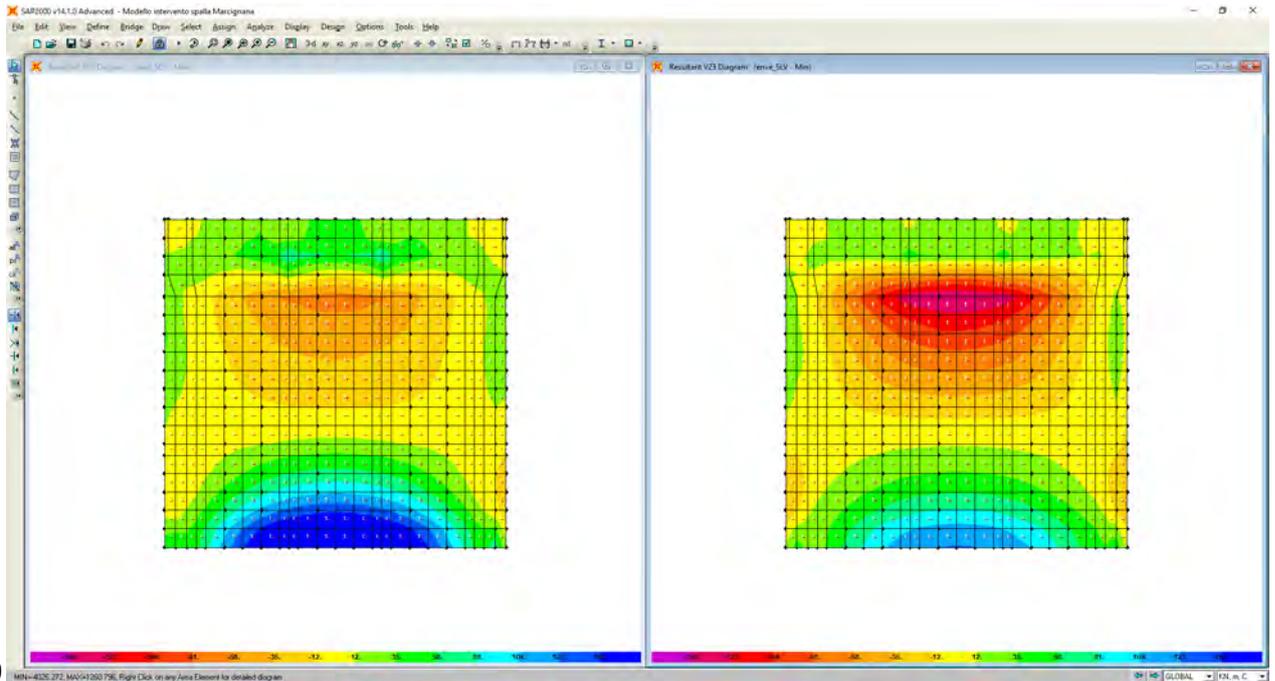
Sollecitazioni taglianti V13 – enve_SLV



Sollecitazioni flettenti V13/V23 – SLU (in fase di costruzione)



Sollecitazioni taglianti V23 – enve_SLU



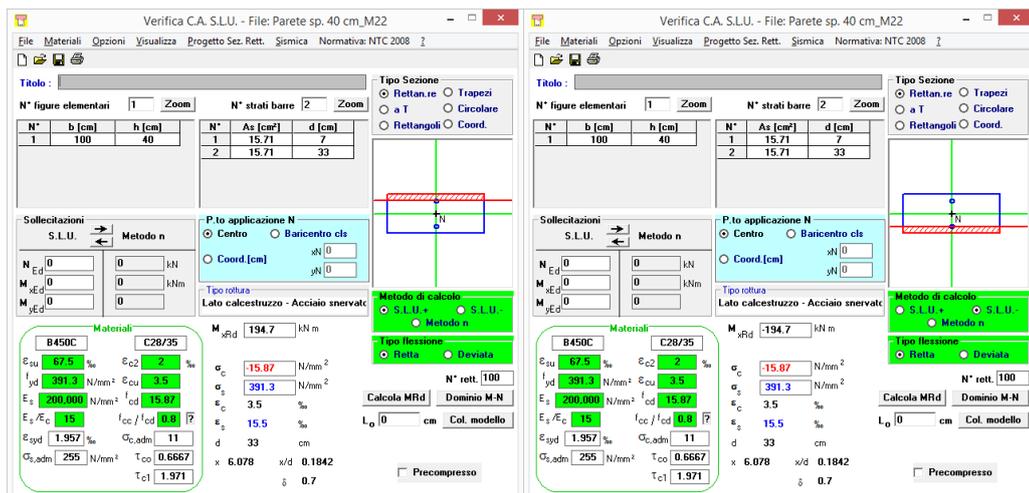
99

Sollecitazioni taglianti V23 – enve_SLV

8.3.4.2 Verifiche allo SLU e SLV

8.3.4.2.1 Verifiche a flessione

Nel seguente paragrafo si illustrano le verifiche a flessione condotte sulla parete frontale di spessore pari a 40 cm. In particolare, nel paragrafo sono riportate delle tabelle nelle quali sono indicati i valori sollecitanti più gravosi ed i valori resistenti del momento flettente.





PARETE FRONTALE sp. 40 cm –verifica a flessione					
	OutputCase	M_{soll}	$M_{res-int}$	$M_{res-est}$	FS
	Text	KN-m/m	KN-m/m	KN-m/m	
M11	Comb. enve_SLU	120,00	255,30	136,00	2,12
M11	Comb. enve_SLV	180,00	255,30	136,00	1,42
M11	Comb. enve_SLU	50,00	135,40	135,40	2,71
M11	Comb. enve_SLV	90,00	135,40	135,40	1,50
M22	Comb. enve_SLU	140,00	194,70	194,70	1,39
M22	Comb. enve_SLV	155,00	194,70	194,70	1,26

PARETE FRONTALE sp. 40 cm –verifica a flessione (in fase di costruzione)					
	OutputCase	M_{soll}	$M_{res-int}$	$M_{res-est}$	FS
	Text	KN-m/m	KN-m/m	KN-m/m	
M11	SLU_fase di costruzione	200,00	255,30	255,30	1,27
M11	SLU_fase di costruzione	60,00	135,40	135,40	2,26
M22	SLU_fase di costruzione	170,00	194,70	194,70	1,14

8.3.4.2.2 Verifiche a taglio

Per la parete frontale di spessore pari a 40 cm, il taglio resistente massimo è pari a circa 170 kN/m (resistenza nei confronti di sollecitazioni taglianti per elementi senza armature trasversali resistenti a taglio). Considerando il contributo attivo delle spillature previste e indicate negli elaborati grafici, costituite da barre $\phi 12$ disposte con maglia 20 cm x 40 cm, il taglio resistente delle pareti laterali esterne di spessore pari a 40 cm, è pari a circa 348 kN/m (resistenza nei confronti di sollecitazioni taglianti per elementi con armature trasversali resistenti a taglio). Confrontando tali valori resistenti con la mappatura delle azioni taglianti sollecitanti riportate nei precedenti paragrafi, trascurando gli effetti locali derivanti dalla modellazione, si evince come le verifiche a taglio risultano soddisfatte.

8.3.4.3 Verifiche Stati Limite di Esercizio

Nel successivo paragrafo sono illustrate le verifiche agli stati limite di esercizio condotte sulla parete frontale di spessore pari a 40 cm. In particolare, vengono riportate delle tabelle nelle quali sono indicati i valori sollecitanti più gravosi del momento flettente, oltre che delle tensioni indotte sul calcestruzzo e sulle barre di armatura.

La verifica delle tensioni di esercizio viene condotta confrontando le massime tensioni sollecitanti nella combinazione caratteristica e nella combinazione quasi permanente, con i limiti posti in normativa di seguito elencati:

$$\sigma_{s,rara} < 0,80 \cdot f_{yk} = 360 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_{c,rara} < 0,60 \cdot f_{ck} = 16,80 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_{c,qp} < 0,45 \cdot f_{ck} = 12,60 \text{ N/mm}^2$$

La verifica dello stato limite di fessurazione viene condotta verificando lo stato limite di apertura delle fessure. La verifica dell'ampiezza di fessurazione viene condotta senza calcolo diretto, limitando la tensione di trazione nell'armatura ad un massimo correlato al diametro della barra ed alla loro spaziatura.

Tensione nell'acciaio σ_s [MPa]	Diametro massimo ϕ delle barre (mm)		
	$w_3 = 0,4$ mm	$w_2 = 0,3$ mm	$w_1 = 0,2$ mm
160	40	32	25
200	32	25	16
240	20	16	12
280	16	12	8
320	12	10	6
360	10	8	-

Tensione nell'acciaio σ_s [MPa]	Spaziatura massima s delle barre (mm)		
	$w_3 = 0,4$ mm	$w_2 = 0,3$ mm	$w_1 = 0,2$ mm
160	300	300	200
200	300	250	150
240	250	200	100
280	200	150	50
320	150	100	-
360	100	50	-

8.3.4.3.1 Verifica delle tensioni di esercizio e dello stato limite di apertura delle fessure



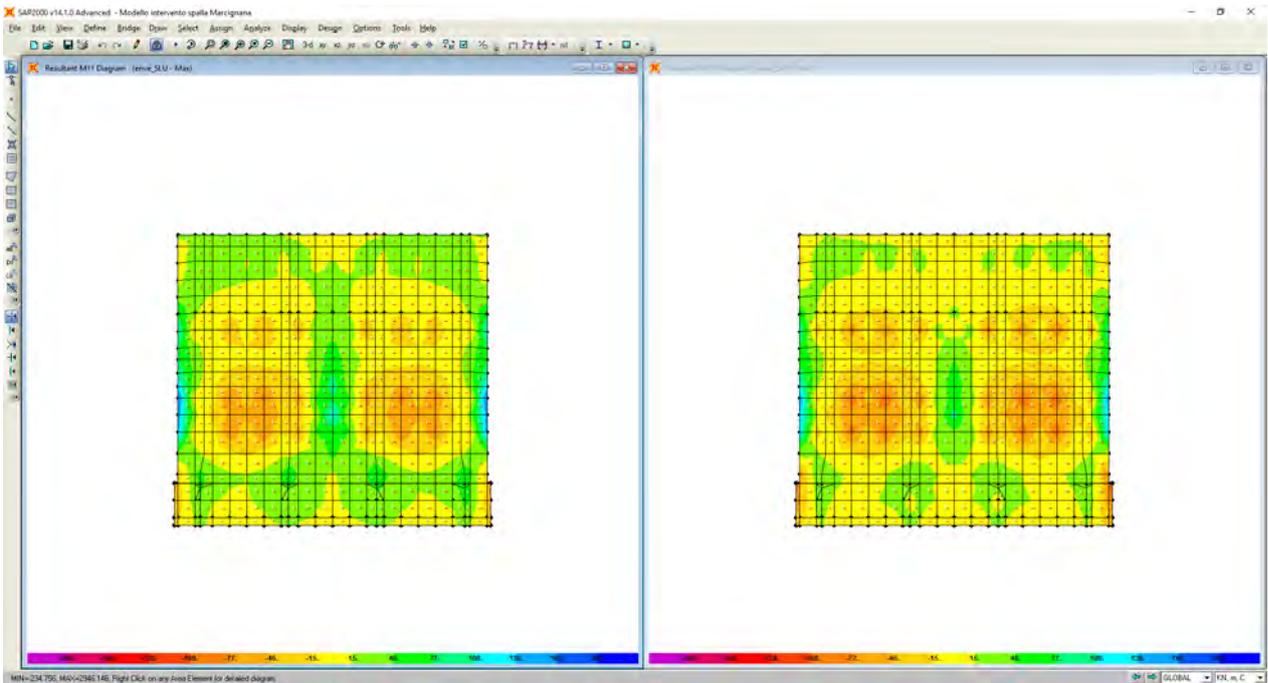
PARETE FRONTALE sp. 40 cm –verifica delle tensioni di esercizio e di fessurazione

OutputCase	Text	M _{soll} KN-m/m	σ _{cls} N/mm ²	σ _{s,teso} N/mm ²	σ _{s,compr} N/mm ²	VERIFICA FESSURAZIONE		VERIFICA TENSIONI	
						apertura w	σ _{s,max} (N/mm ²)	σ _{cls} (N/mm ²)	σ _s (N/mm ²)
M11	Comb. enve_SLer	90,00	4,50	143,90	-37,35			< 16,8	< 360
M11	Comb. enve_SLEf	90,00	4,50	143,90	-37,35	w ₂ = 0,3 mm	< 200		
M11	Comb. enve_SLEqp	90,00	4,50	143,90	-37,35	w ₁ = 0,2 mm	< 160	< 12,6	< 360
M11	Comb. enve_SLer	40,00	2,61	124,70	-15,79			< 16,8	< 360
M11	Comb. enve_SLEf	40,00	2,61	124,70	-15,79	w ₂ = 0,3 mm	< 200		
M11	Comb. enve_SLEqp	40,00	2,61	124,70	-15,79	w ₁ = 0,2 mm	< 160	< 12,6	< 360
M22	Comb. enve_SLer	100,00	6,12	217,40	-26,27			< 16,8	< 360
M22	Comb. enve_SLEf	90,00	5,51	195,70	-23,65	w ₂ = 0,3 mm	< 200		
M22	Comb. enve_SLEqp	70,00	4,29	152,20	-18,39	w ₁ = 0,2 mm	< 160	< 12,6	< 360

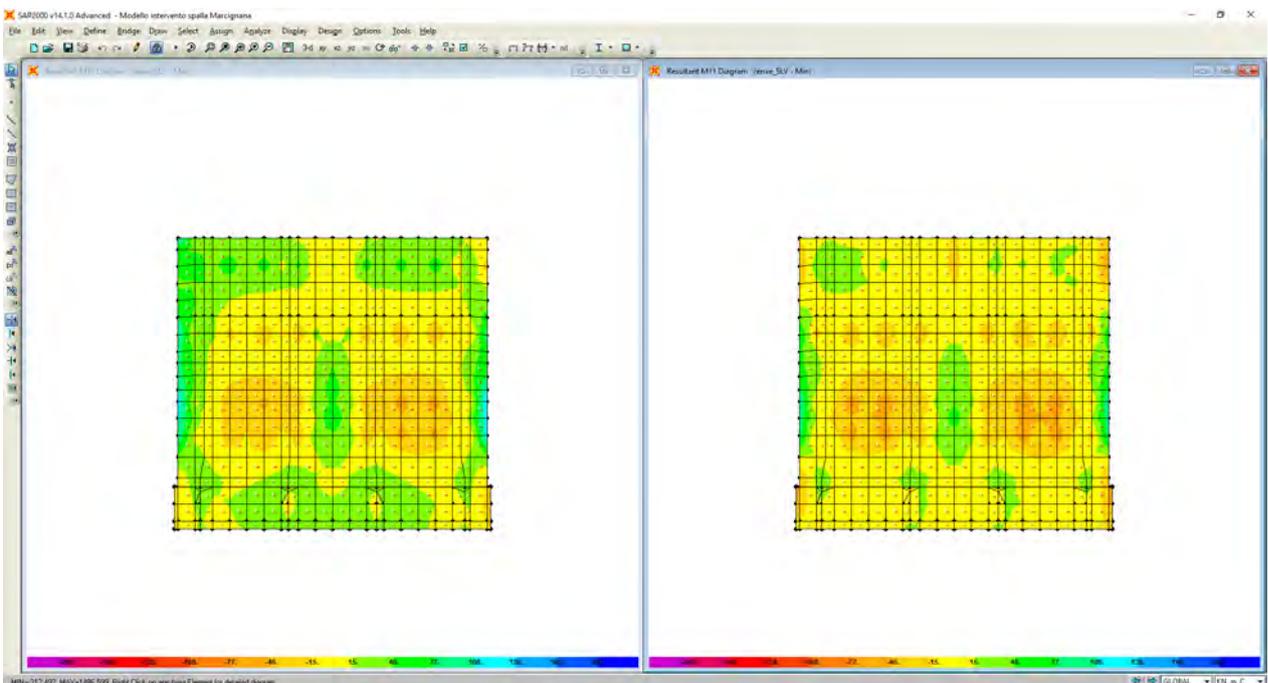
8.3.5 Platea di fondazione sp. 60 cm

8.3.5.1 Sollecitazioni

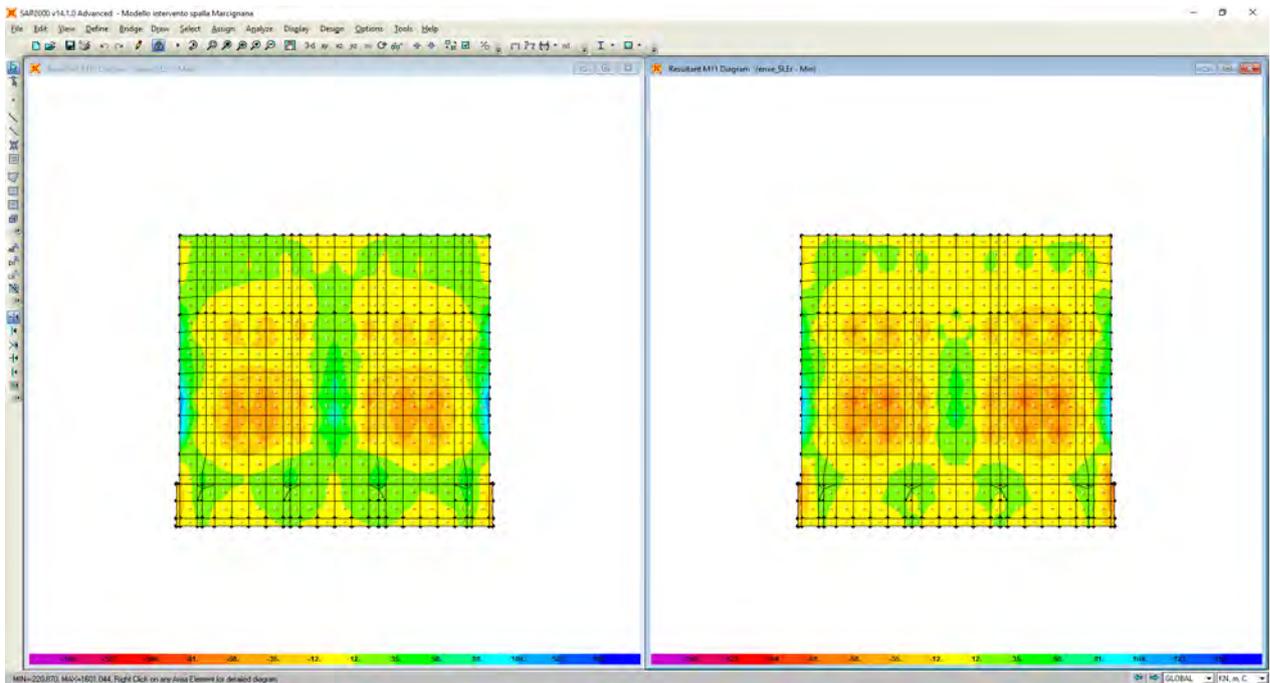
Si riportano in seguito le immagini raffiguranti le azioni sollecitanti la platea di fondazione di spessore pari a 60 cm. Per una più comprensibile lettura dei risultati, i momenti sollecitanti che tendono le fibre inferiori sono indicati con segno positivo.



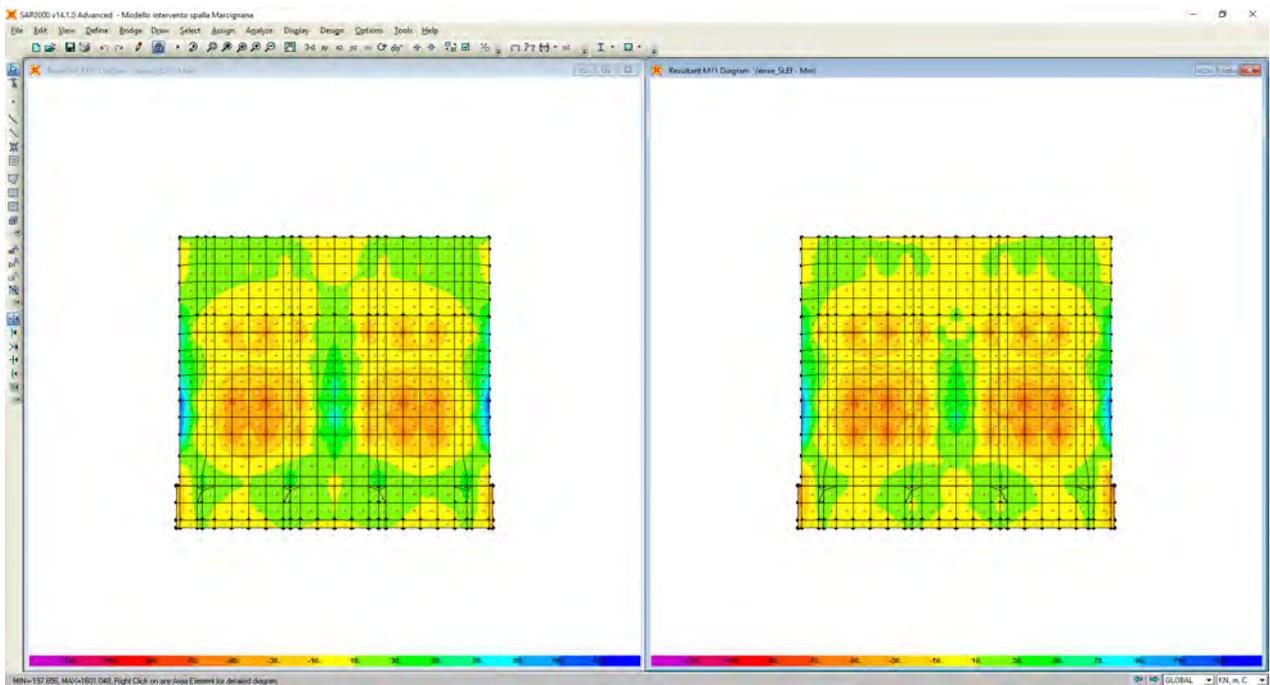
Sollecitazioni flettenti M11 – enve_SLU



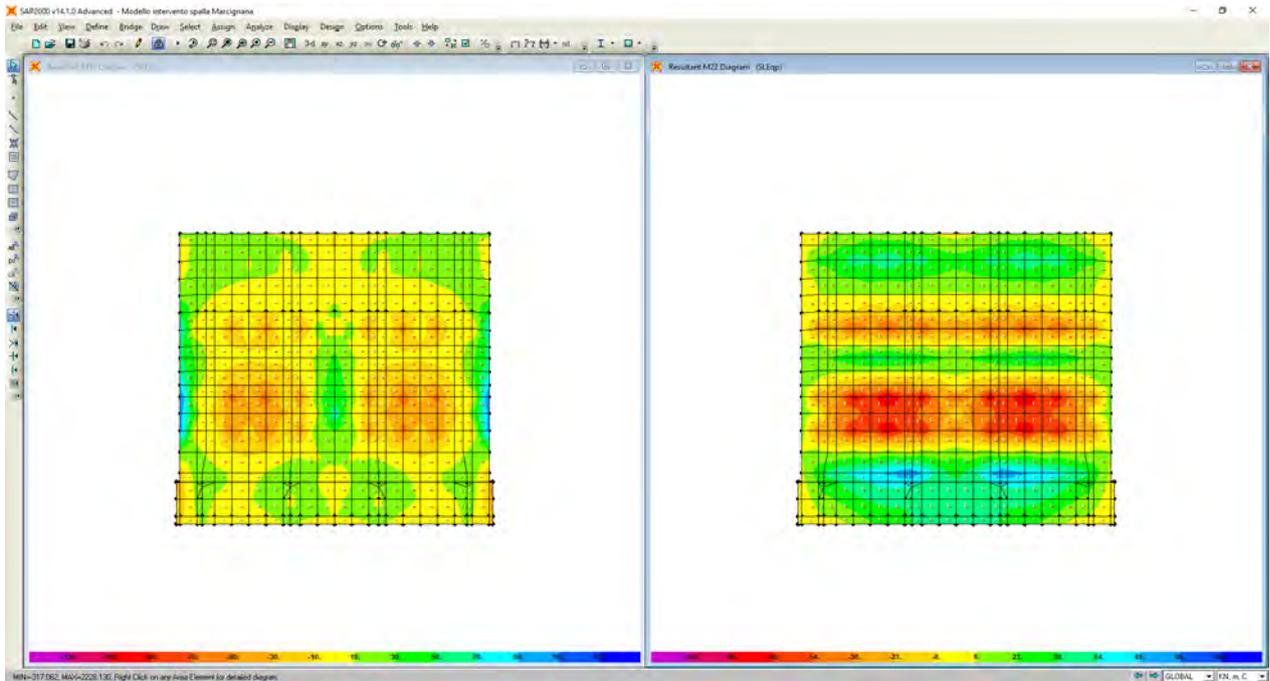
Sollecitazioni flettenti M11 – enve_SLV



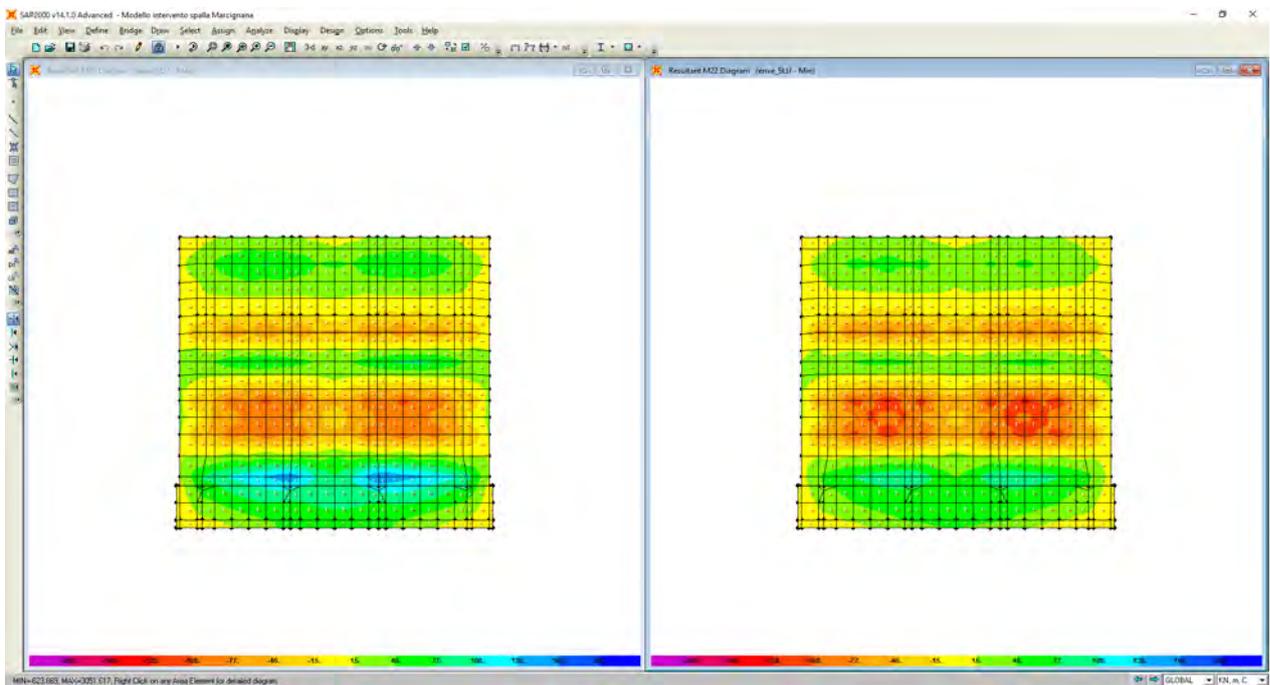
Sollecitazioni flettenti M11 – enve_SLEr



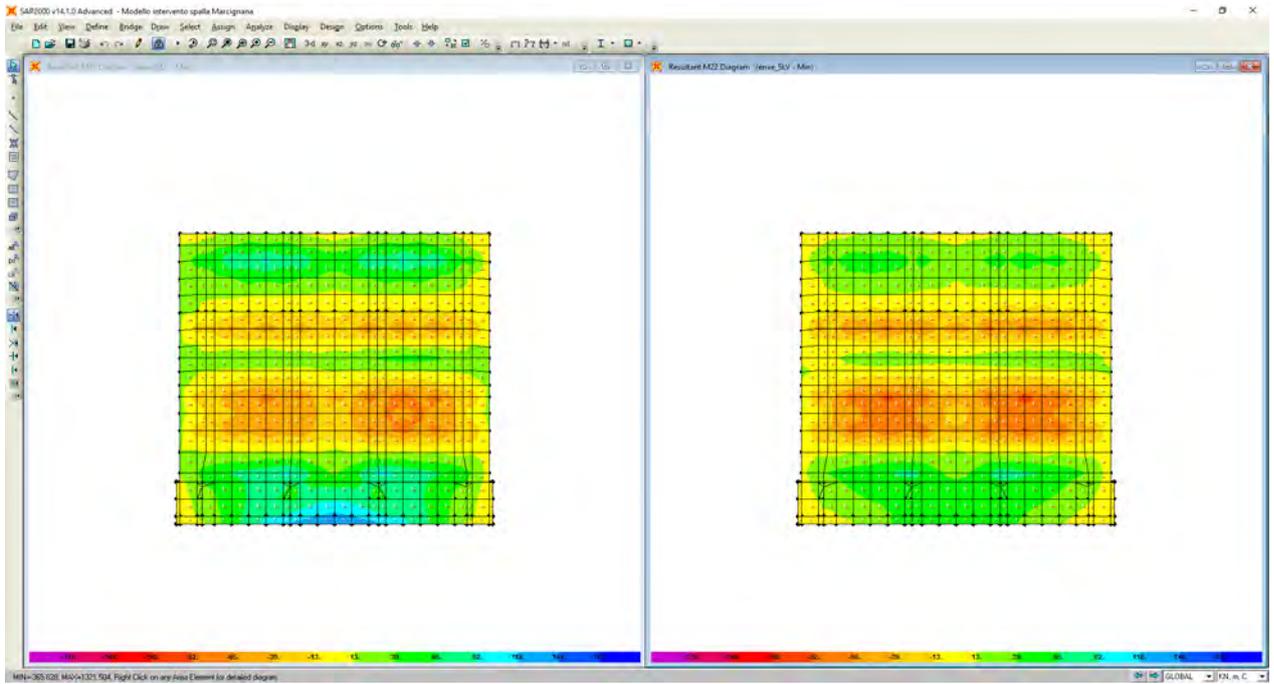
Sollecitazioni flettenti M11 – enve_SLEf



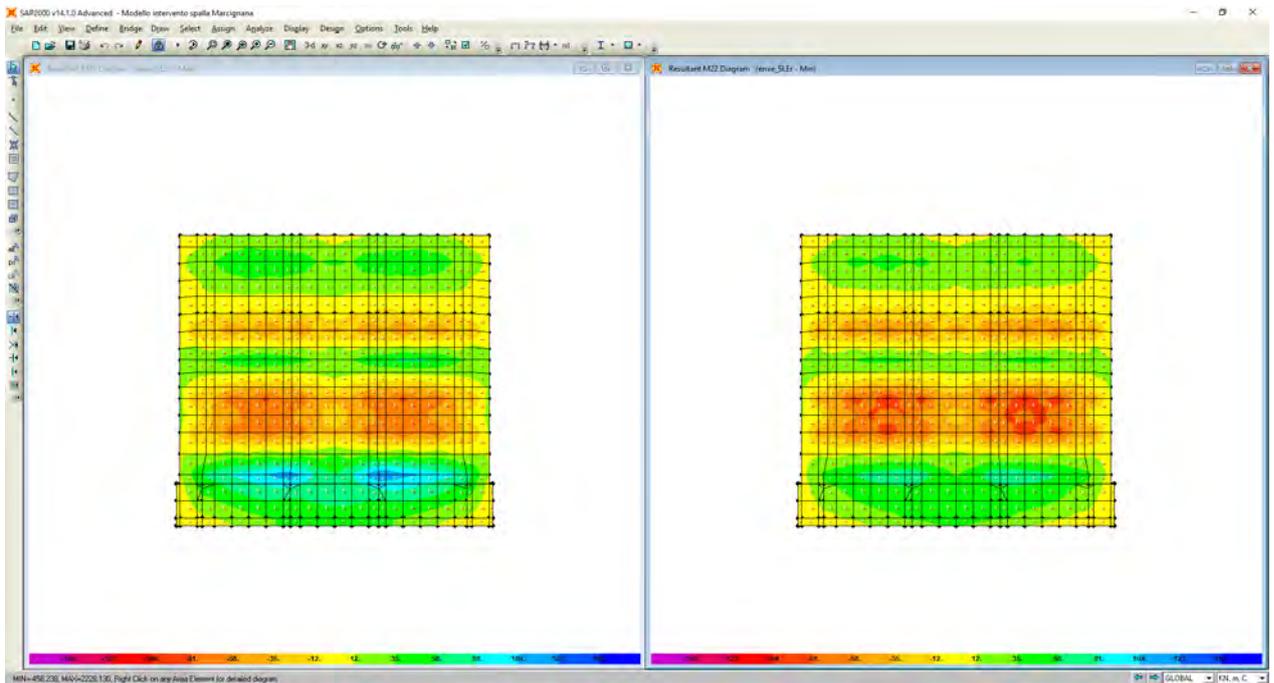
Sollecitazioni flettenti M11/M22 – SLEqp



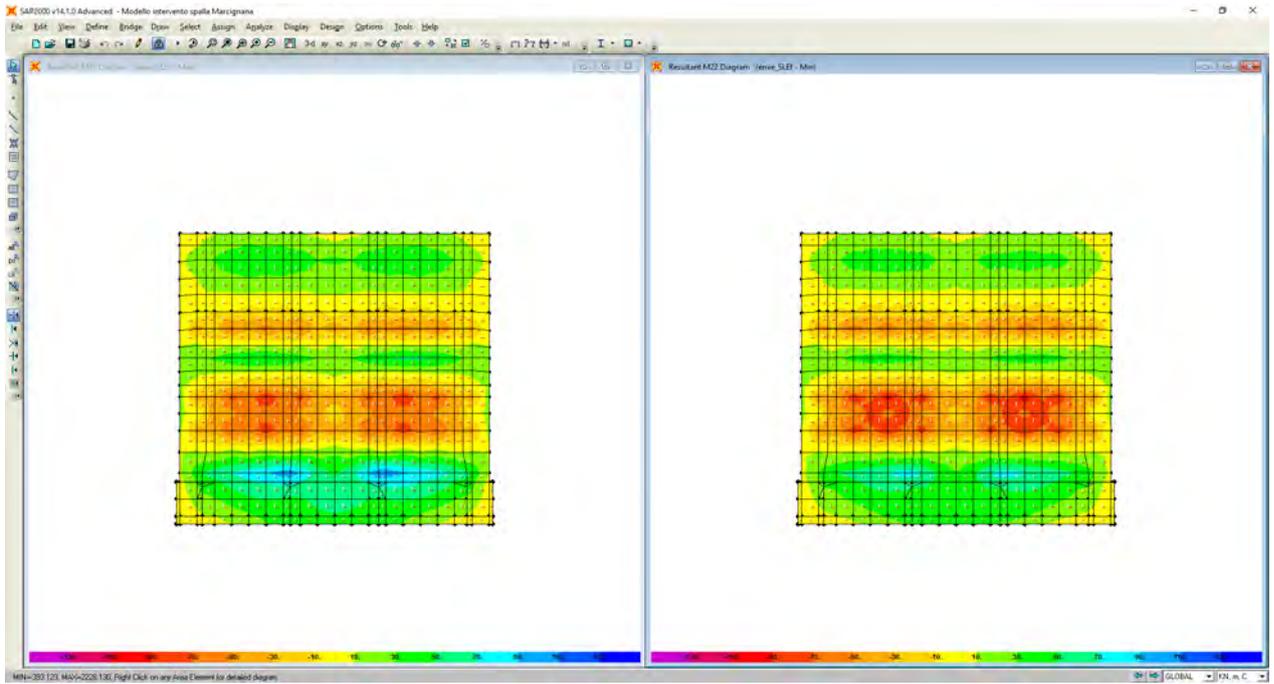
Sollecitazioni flettenti M22 – enve_SLU



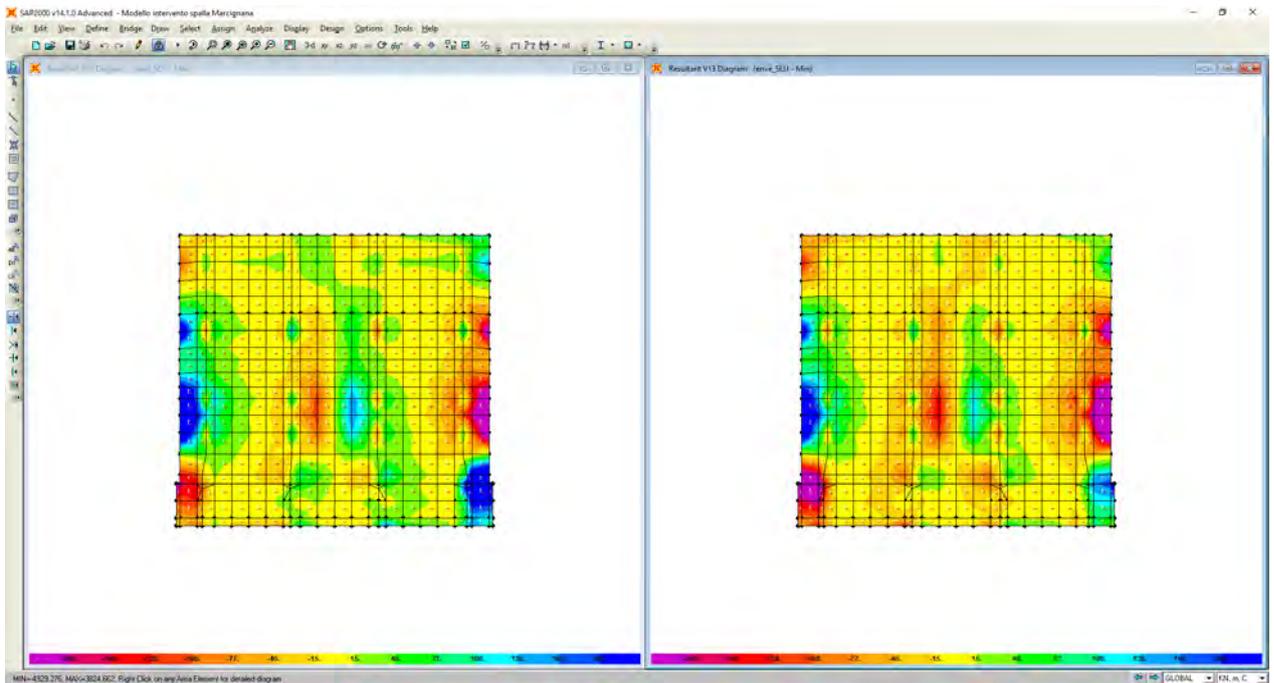
Sollecitazioni flettenti M22 – enve_SLV



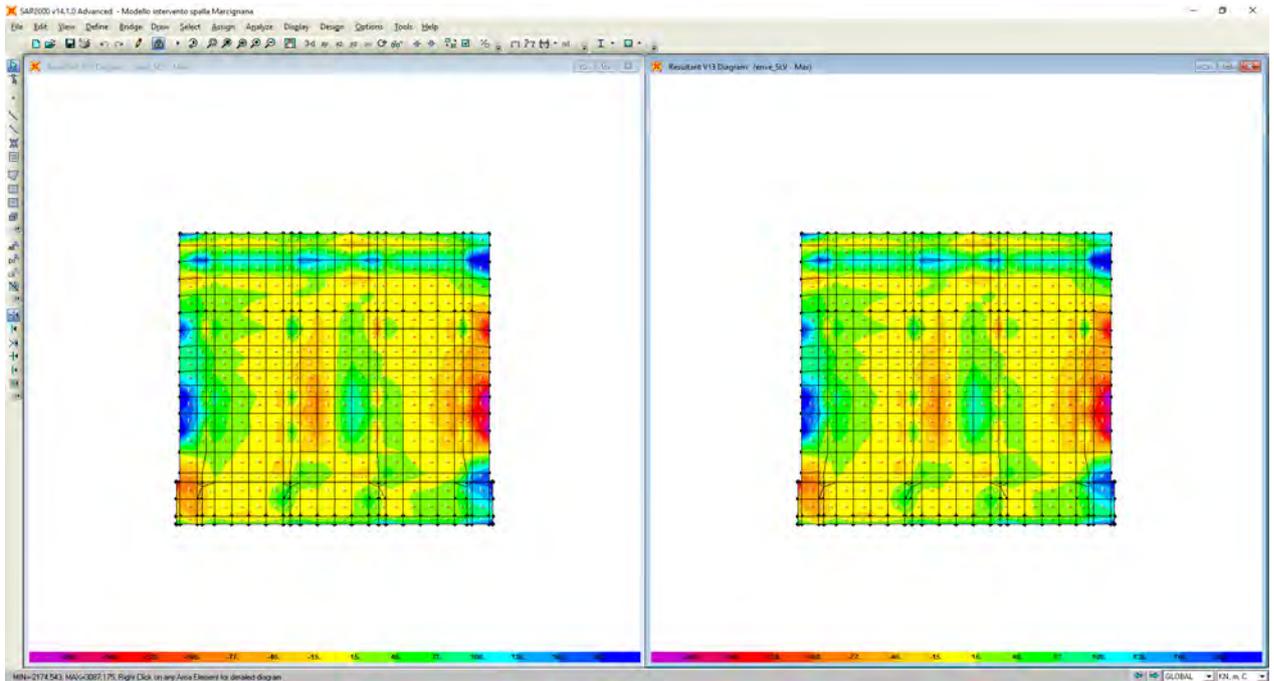
Sollecitazioni flettenti M22 – enve_SLEr



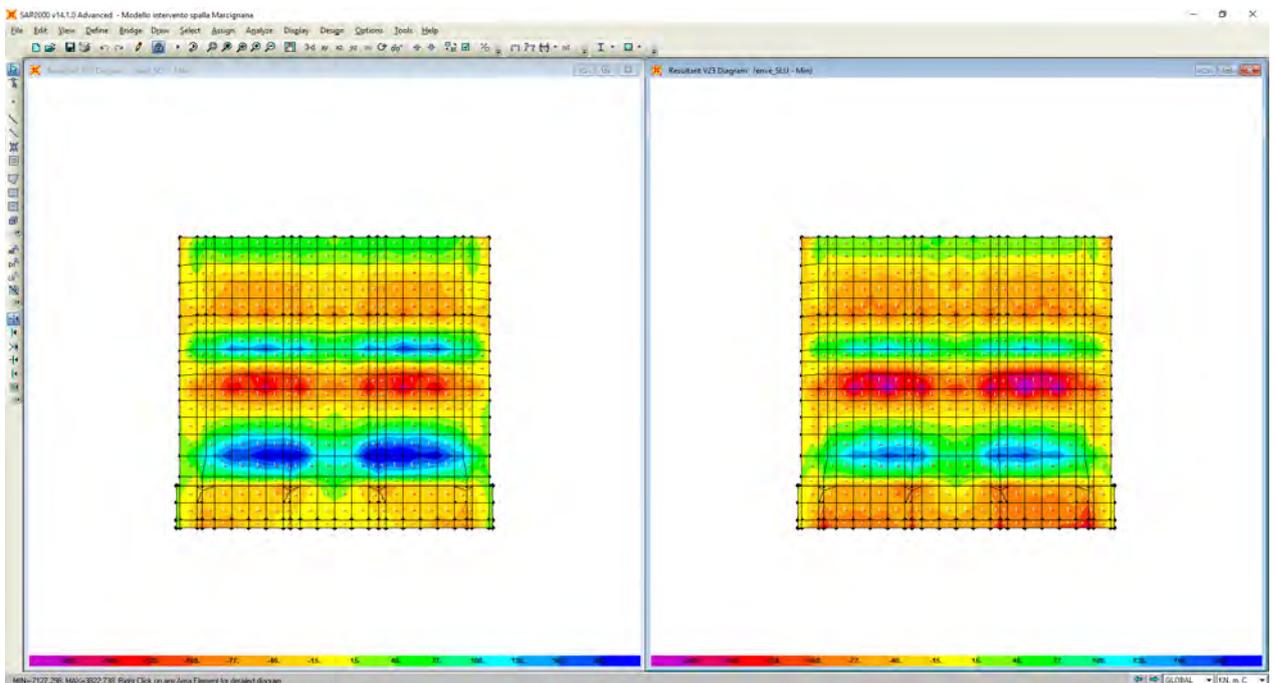
Sollecitazioni flettenti M22 – enve_SLEf



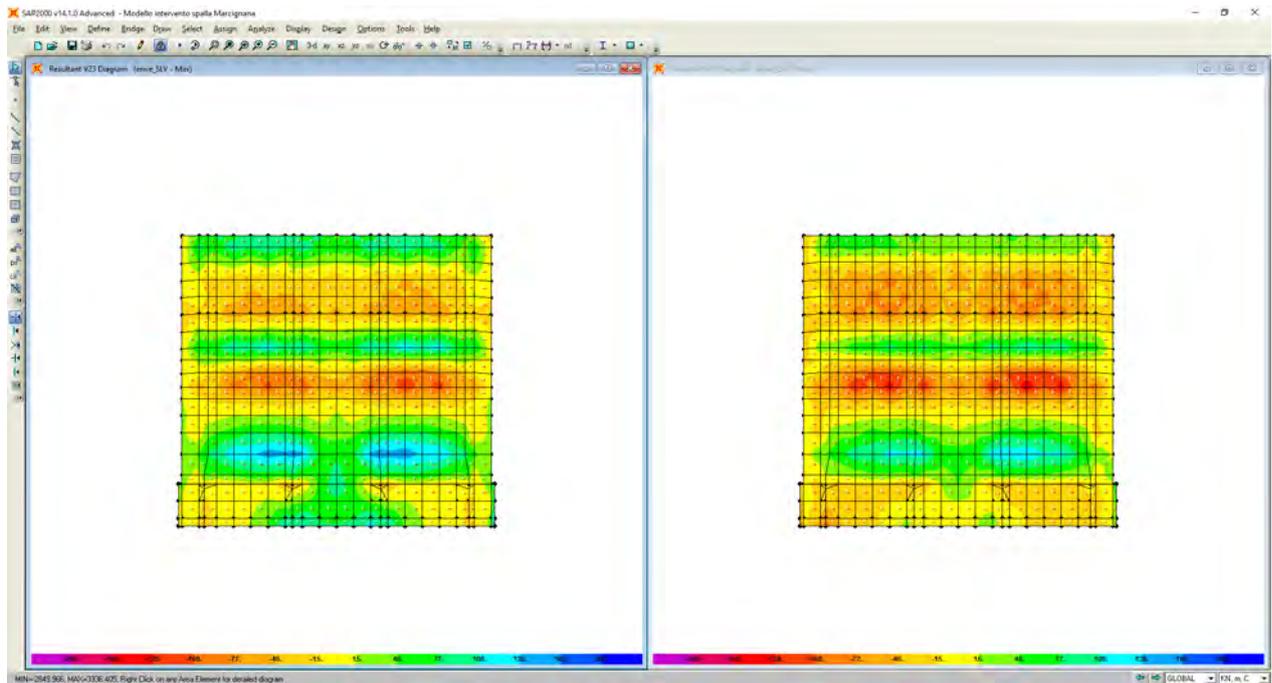
Sollecitazioni taglianti V13 – enve_SLU



Sollecitazioni taglianti V13 – enve_SLV



Sollecitazioni taglianti V23 – enve_SLU

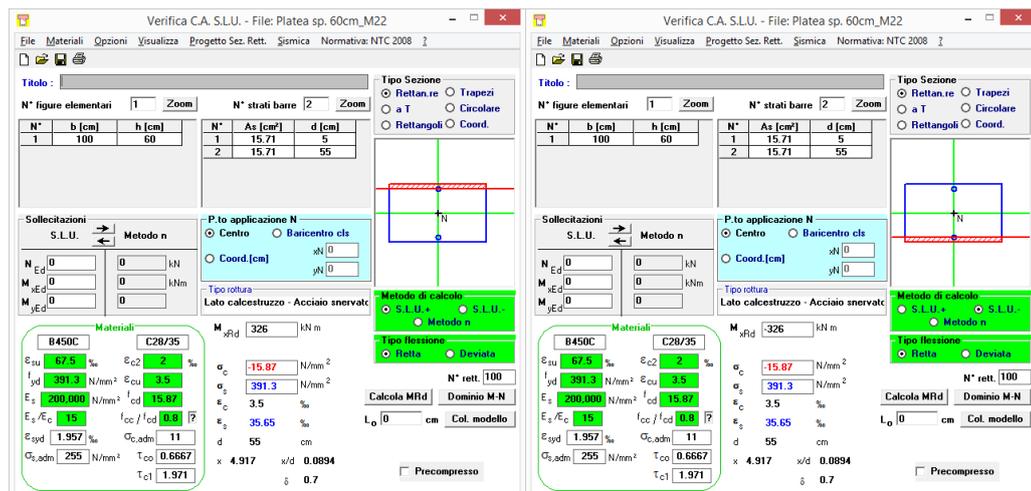


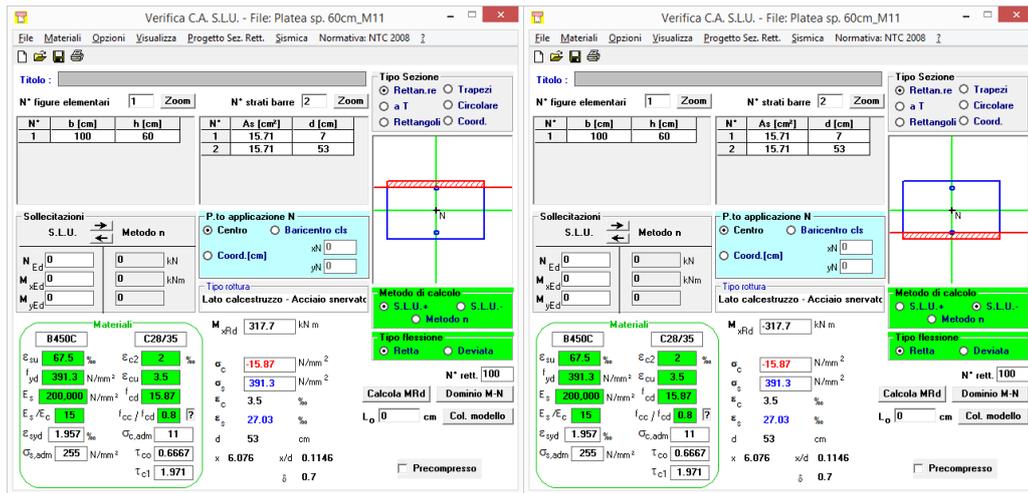
Sollecitazioni taglianti V23 – enve_SLV

8.3.5.2 Verifiche allo SLU e SLV

8.3.5.2.1 Verifiche a flessione

Nel seguente paragrafo si illustrano le verifiche a flessione condotte sulla platea di fondazione di spessore pari a 60 cm. In particolare, nel paragrafo sono riportate delle tabelle nelle quali sono indicati i valori sollecitanti più gravosi ed i valori resistenti del momento flettente.





PLATEA DI FONDAZIONE sp. 60 cm –verifica a flessione					
	OutputCase	M_{soll}	$M_{res-sup}$	$M_{res-inf}$	FS
	Text	KN-m/m	KN-m/m	KN-m/m	
M11	Comb. enve_SLU	170,00	317,70	317,70	1,87
M11	Comb. enve_SLV	140,00	317,70	317,70	2,27
M22	Comb. enve_SLU	170,00	326,00	326,00	1,91
M22	Comb. enve_SLV	140,00	326,00	326,00	2,32

8.3.5.2.2 Verifiche a taglio

Per le parti di fondazione non armate a taglio, il taglio resistente massimo è pari a circa 210 kN/m (resistenza nei confronti di sollecitazioni taglianti per elementi senza armature trasversali resistenti a taglio). Per le parti di fondazione armate a taglio (vedi elaborati grafici), il taglio resistente massimo risulta ovviamente in funzione dell'armatura prevista, costituita, nel caso specifico, da ferri piegati $\phi 20$ a passo 40 cm; il taglio resistente massimo è quindi pari a circa 645 kN/m (resistenza nei confronti di sollecitazioni taglianti per elementi con armature trasversali resistenti a taglio). Confrontando tali valori resistenti con la mappatura delle azioni taglianti riportate nei precedenti paragrafi, trascurando gli effetti locali derivanti dalla modellazione, si evince come le verifiche a taglio risultano soddisfatte.

8.3.5.3 Verifiche Stati Limite di Esercizio

Nel successivo paragrafo sono illustrate le verifiche agli stati limite di esercizio condotte sulla platea di fondazione di spessore pari a 60 cm. In particolare, vengono riportate delle tabelle nelle quali sono indicati i valori sollecitanti più gravosi del momento flettente, oltre che delle tensioni indotte sul calcestruzzo e sulle barre di armatura.

La verifica delle tensioni di esercizio viene condotta confrontando le massime tensioni sollecitanti nella combinazione caratteristica e nella combinazione quasi permanente, con i limiti posti in normativa di seguito elencati:

$$\sigma_{s,rara} < 0,80 \cdot f_{yk} = 360 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_{c,rara} < 0,60 \cdot f_{ck} = 16,80 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_{c,qp} < 0,45 \cdot f_{ck} = 12,60 \text{ N/mm}^2$$

La verifica dello stato limite di fessurazione viene condotta verificando lo stato limite di apertura delle fessure. La verifica dell'ampiezza di fessurazione viene condotta senza calcolo diretto, limitando la tensione di trazione nell'armatura ad un massimo correlato al diametro della barra ed alla loro spaziatura.

Tensione nell'acciaio σ_s [MPa]	Diametro massimo ϕ delle barre (mm)		
	$w_3 = 0,4$ mm	$w_2 = 0,3$ mm	$w_1 = 0,2$ mm
160	40	32	25
200	32	25	16
240	20	16	12
280	16	12	8
320	12	10	6
360	10	8	-

Tensione nell'acciaio σ_s [MPa]	Spaziatura massima s delle barre (mm)		
	$w_3 = 0,4$ mm	$w_2 = 0,3$ mm	$w_1 = 0,2$ mm
160	300	300	200
200	300	250	150
240	250	200	100
280	200	150	50
320	150	100	-
360	100	50	-

8.3.5.3.1 Verifica delle tensioni di esercizio e dello stato limite di apertura delle fessure

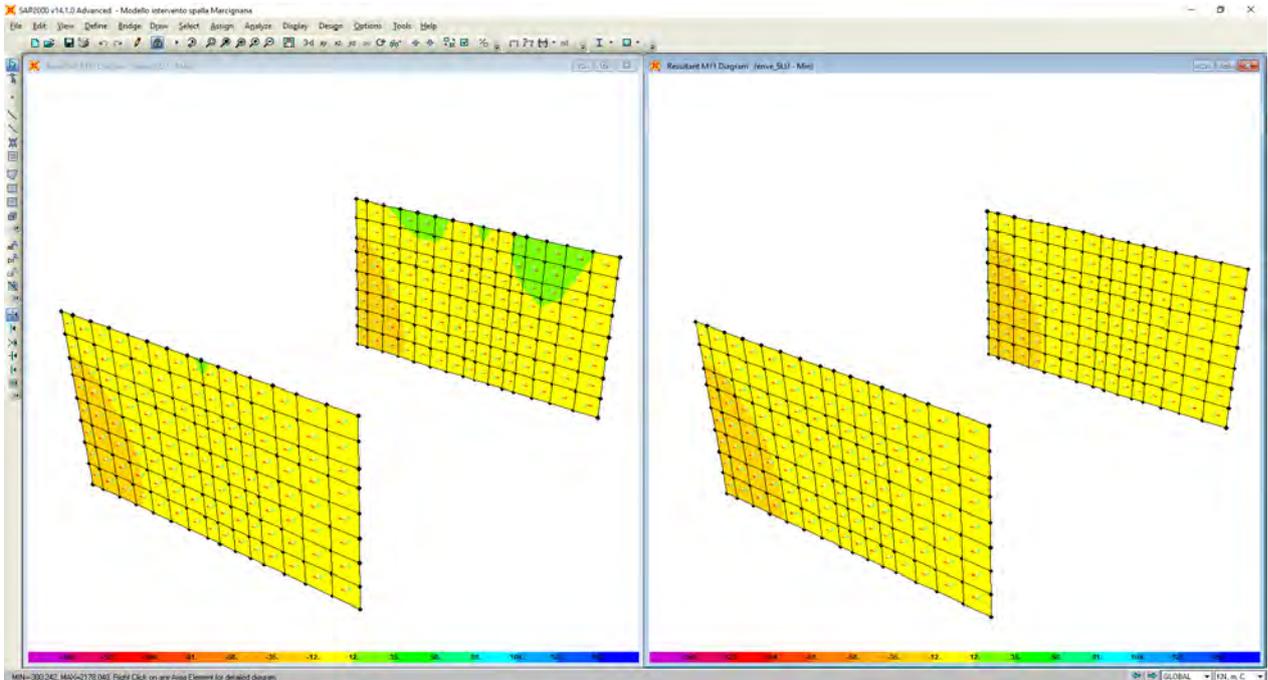


PLATEA DI FONDAZIONE sp. 60 cm –verifica delle tensioni di esercizio e di fessurazione								
OutputCase	M _{soil}	σ _{cls}	σ _{s,teso}	σ _{s,compr}	VERIFICA FESSURAZIONE		VERIFICA TENSIONI	
Text	KN-m/m	N/mm ²	N/mm ²	N/mm ²	apertura w	σ _{s,max} (N/mm ²)	σ _{cls} (N/mm ²)	σ _s (N/mm ²)
M11	Comb. enve_SLEr	125,00	3,47	164,50	-23,51			
M11	Comb. enve_SLEf	120,00	3,34	158,00	-22,57	w ₂ = 0,3 mm	< 200	< 16,8
M11	Comb. enve_SLEqp	115,00	3,20	151,40	-21,63	w ₁ = 0,2 mm	< 160	< 360
M22	Comb. enve_SLEr	125,00	3,16	157,20	-28,84			
M22	Comb. enve_SLEf	105,00	2,66	132,10	-24,23	w ₂ = 0,3 mm	< 200	< 16,8
M22	Comb. enve_SLEqp	80,00	2,02	100,60	-18,46	w ₁ = 0,2 mm	< 160	< 360

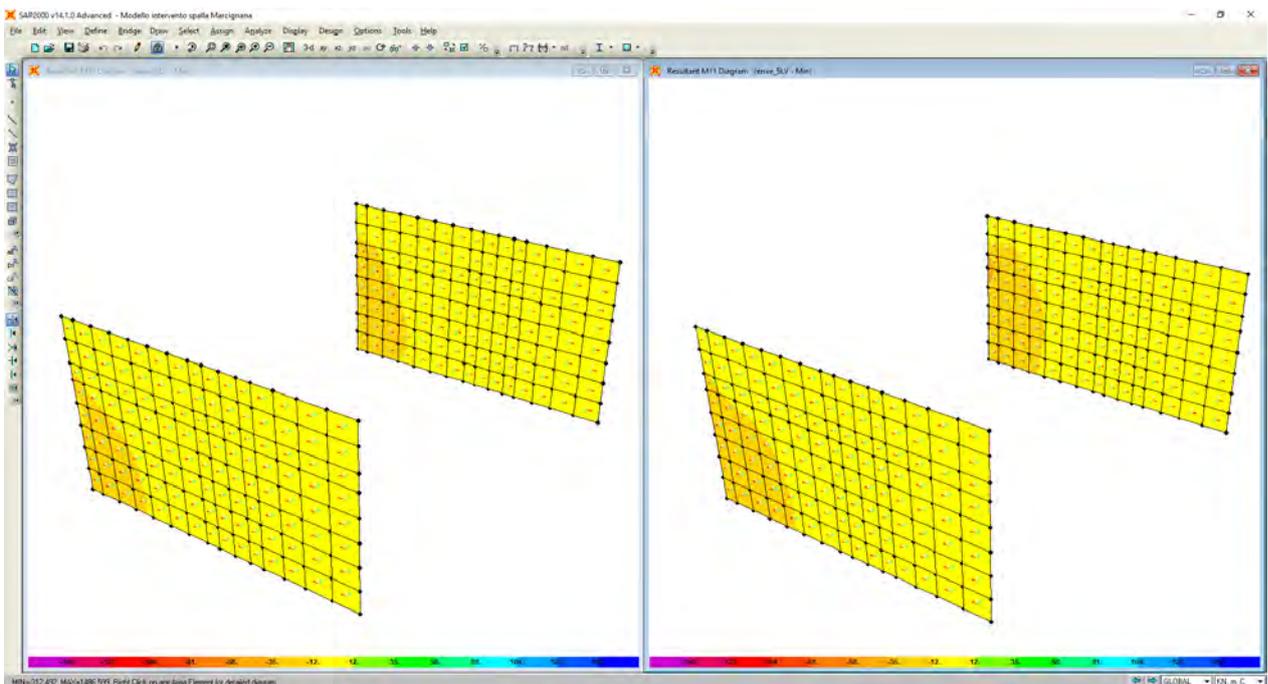
8.3.6 Pareti laterali interne sp. 60 cm

8.3.6.1 Sollecitazioni

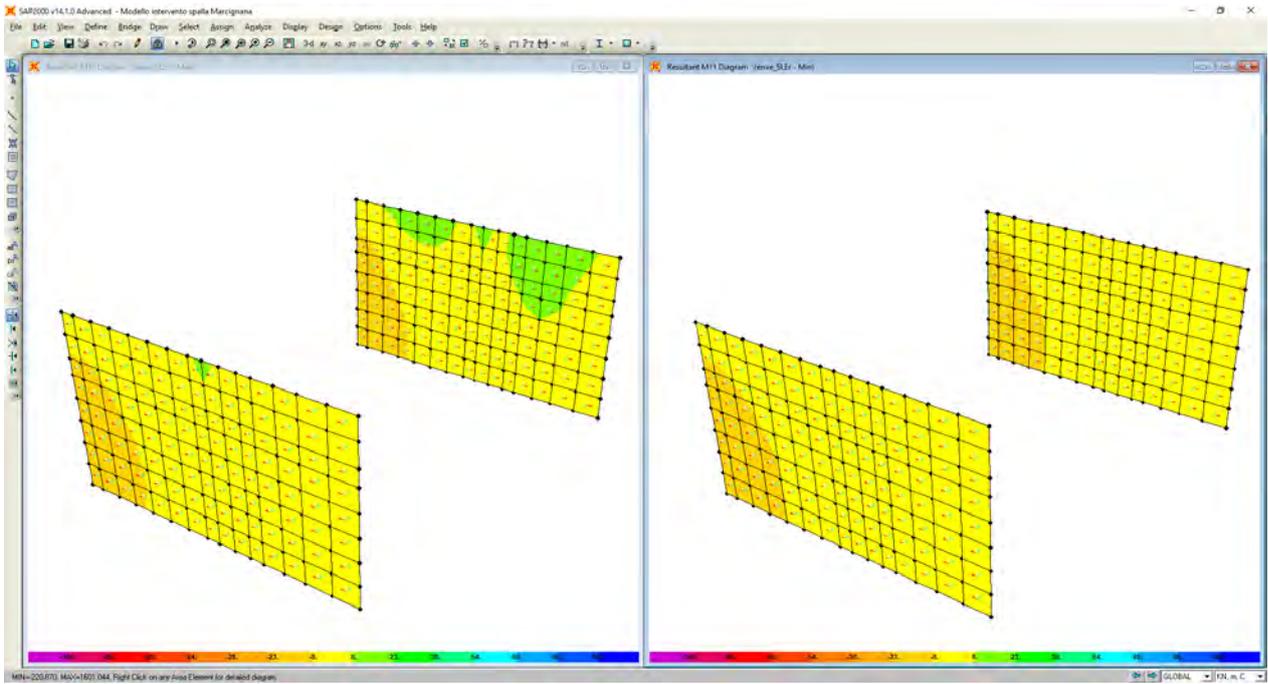
Si riportano in seguito le immagini raffiguranti le azioni sollecitanti le pareti laterali interne di spessore pari a 60 cm. Per una più comprensibile lettura dei risultati, i momenti sollecitanti che tendono le fibre interne sono indicati con segno positivo.



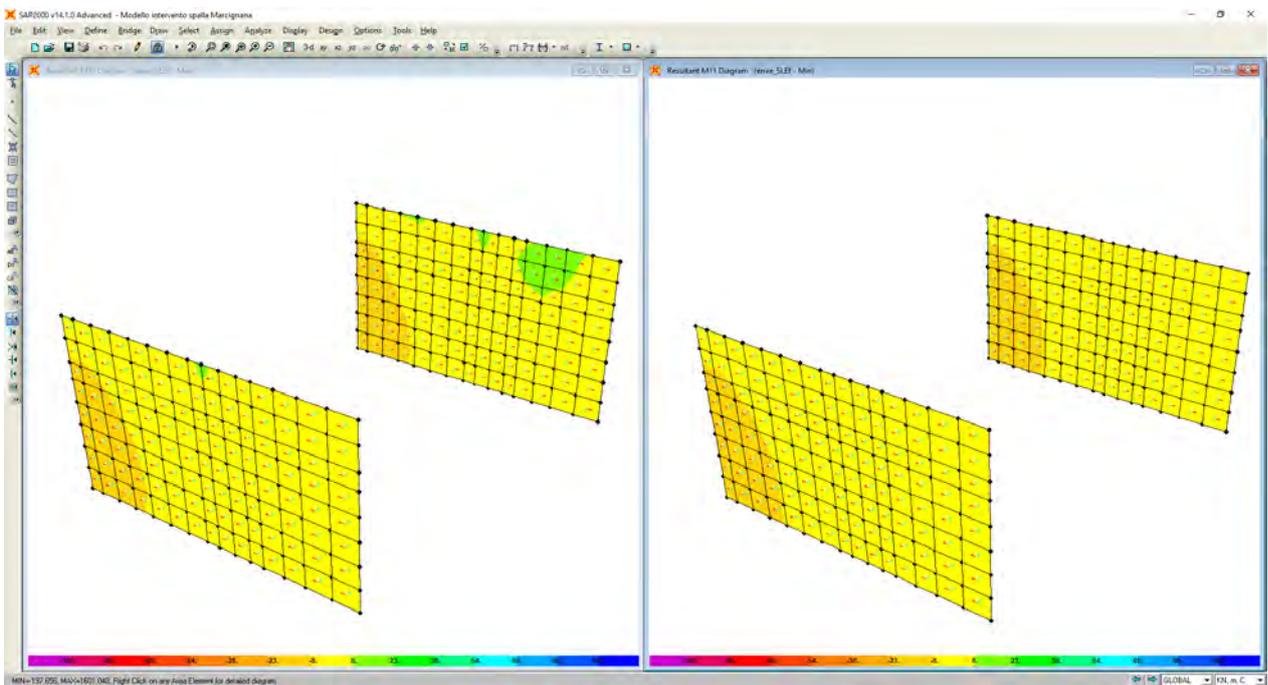
Sollecitazioni flettenti M11 – enve_SLU



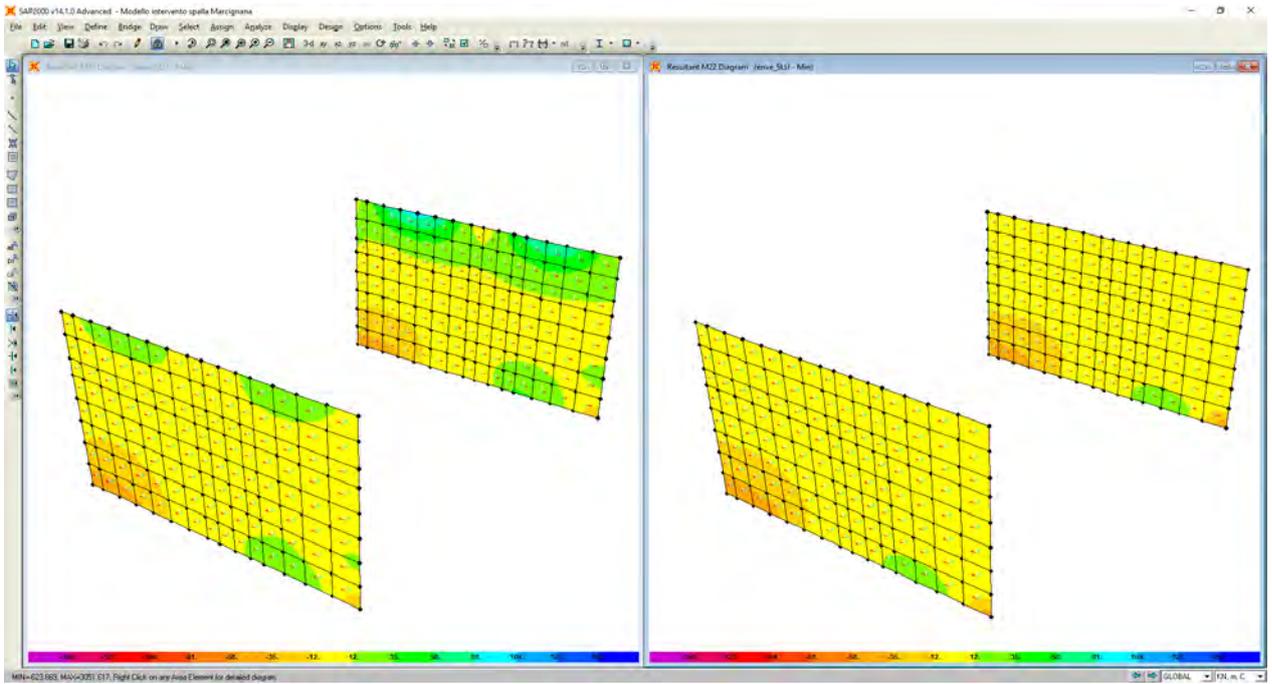
Sollecitazioni flettenti M11 – enve_SLV



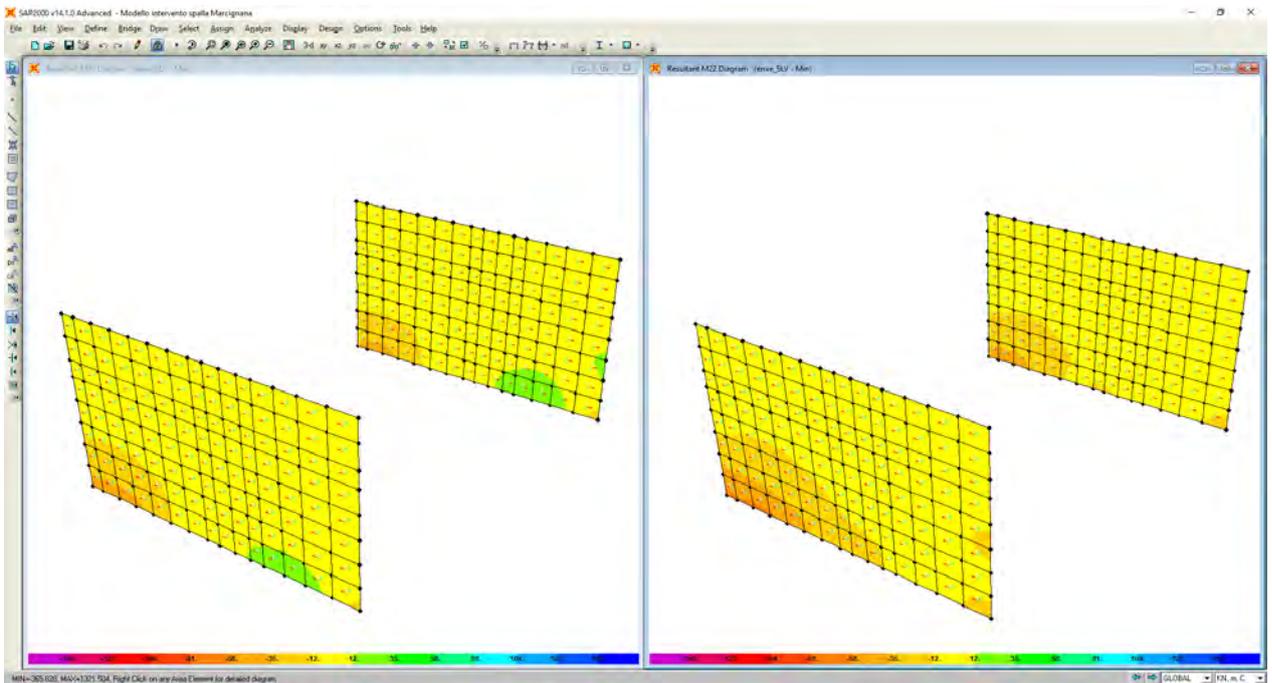
Sollecitazioni flettenti M11 – enve_SLEr



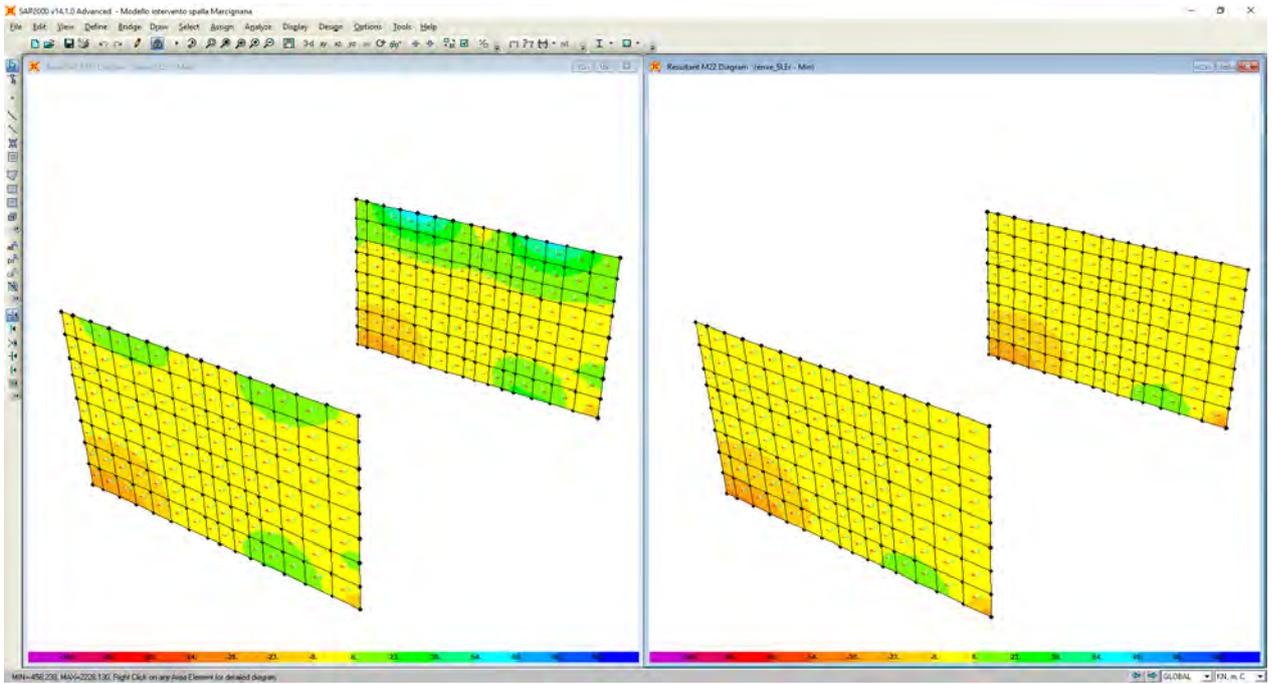
Sollecitazioni flettenti M11 – enve_SLEf



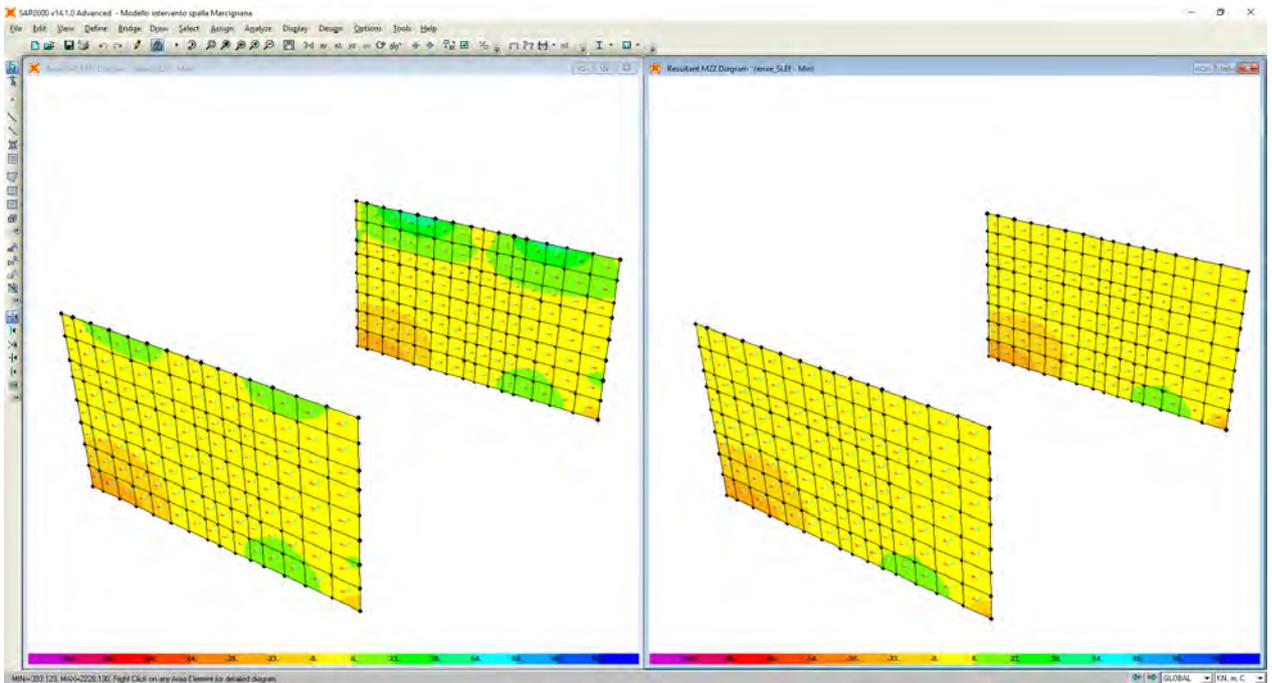
Sollecitazioni flettenti M22 – enve_SLU



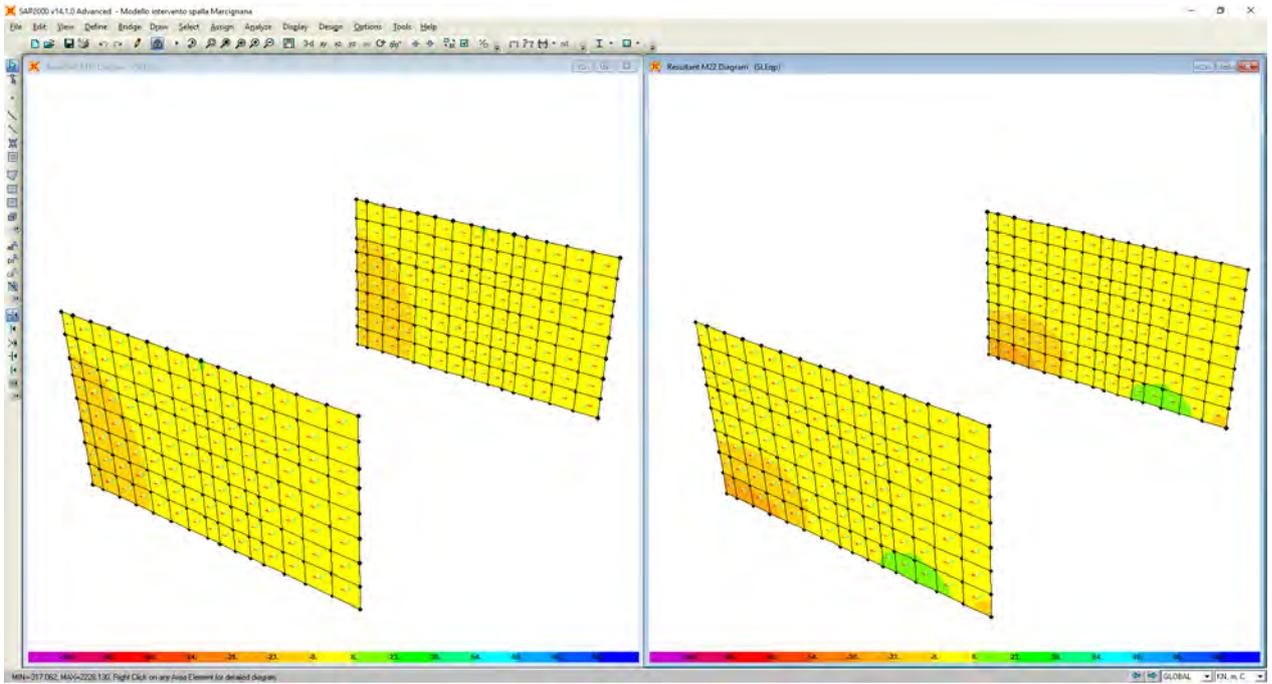
Sollecitazioni flettenti M22 – enve_SLV



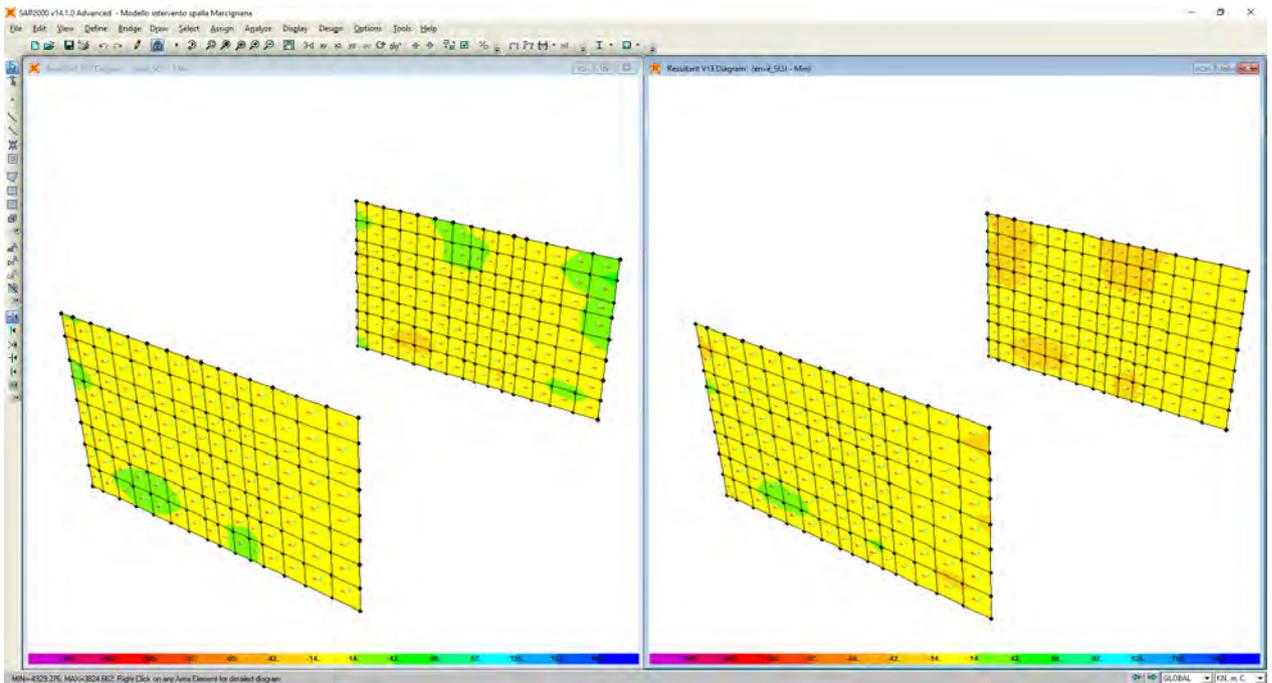
Sollecitazioni flettenti M22 – enve_SLEr



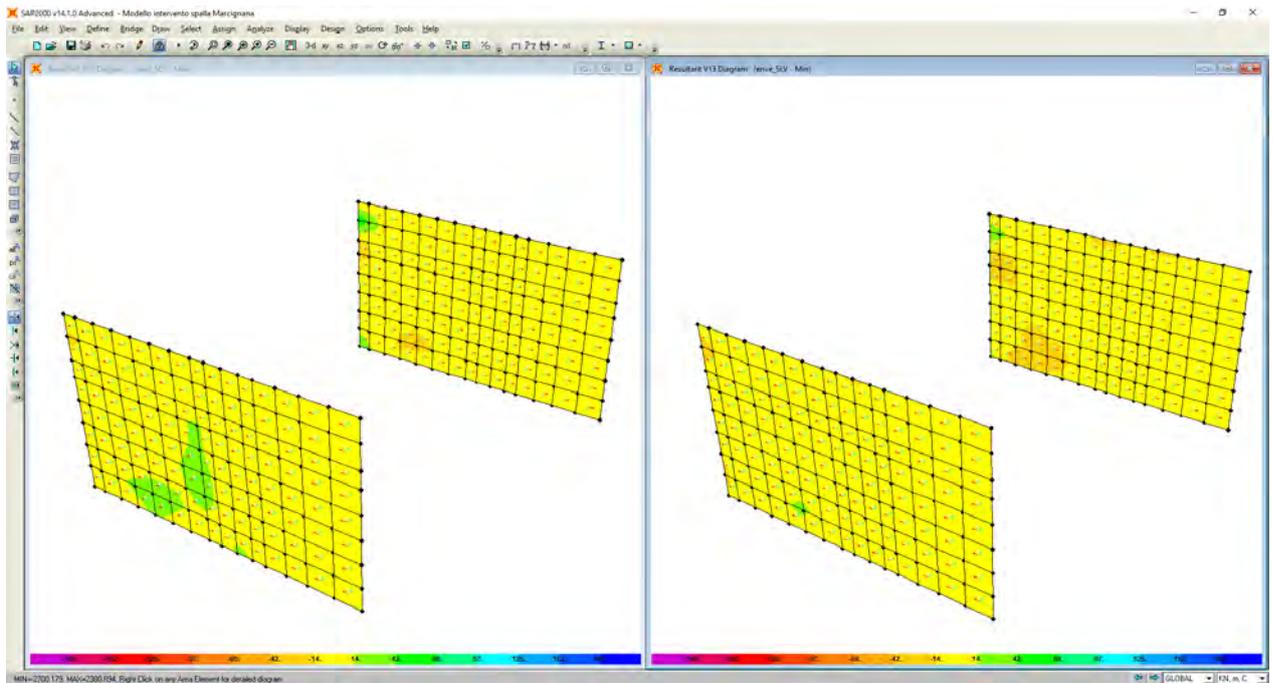
Sollecitazioni flettenti M22 – enve_SLEf



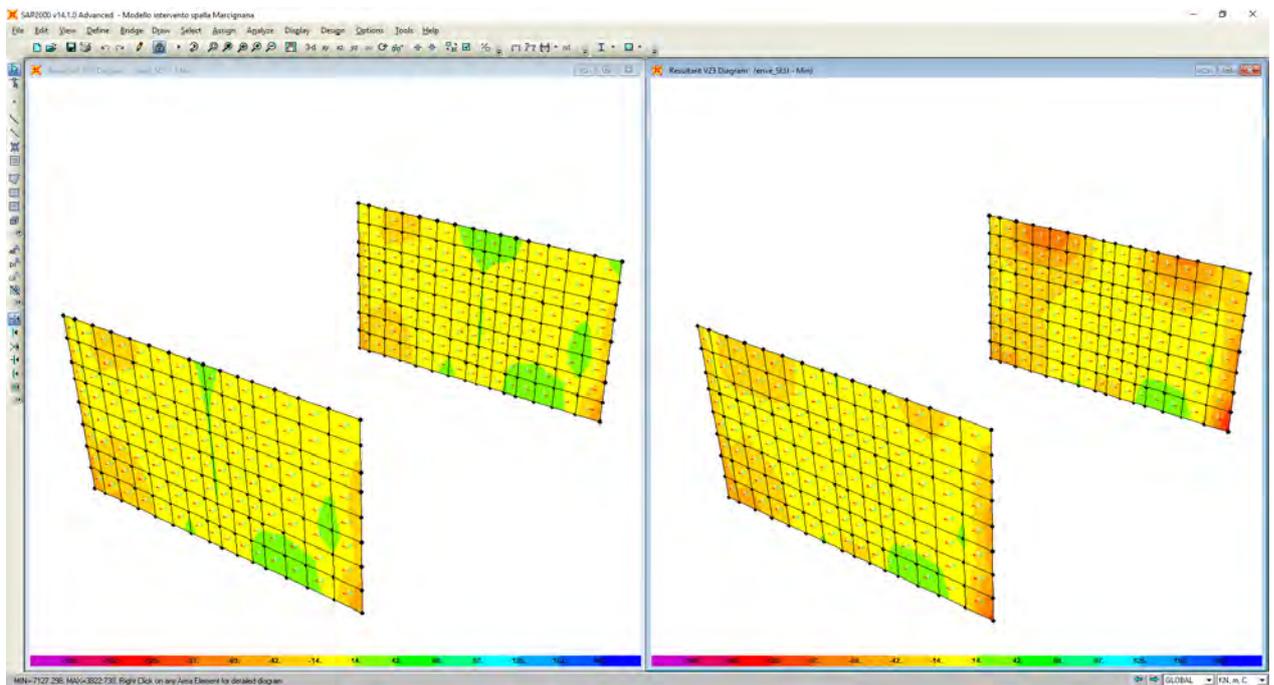
Sollecitazioni flettenti M11/M22 – enve_SLEq



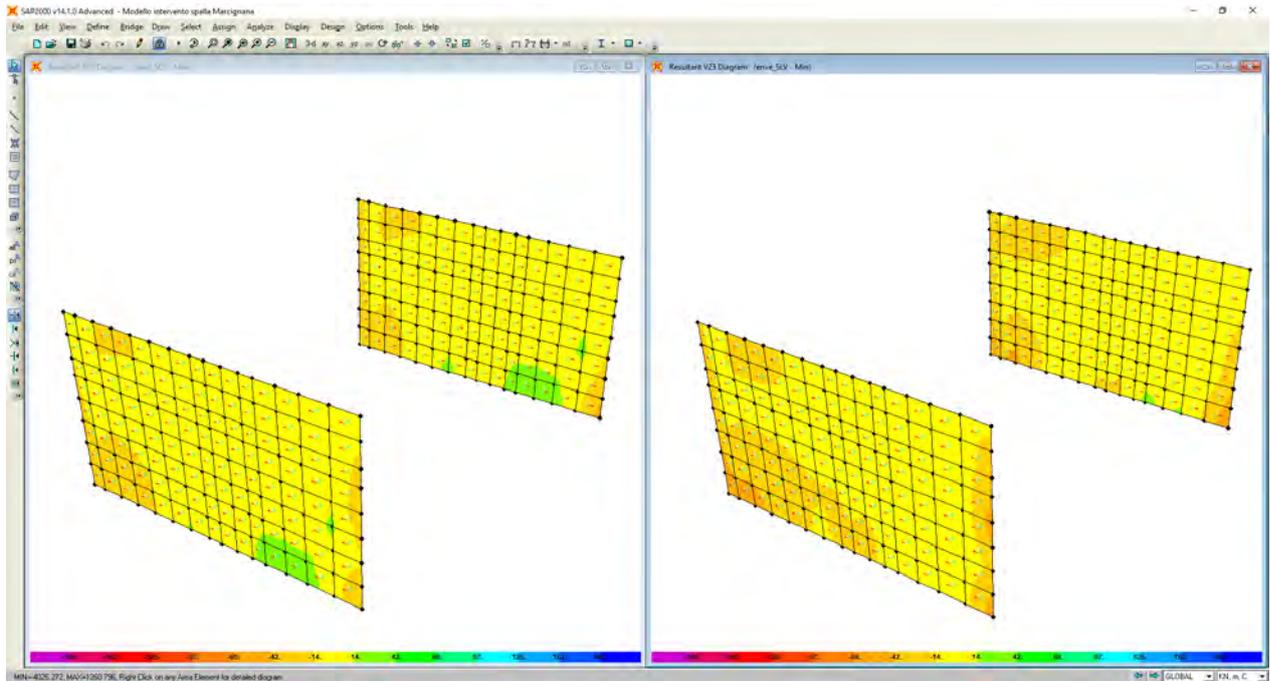
Sollecitazioni taglianti V13 – enve_SLU



Sollecitazioni taglianti V13 – enve_SLV



Sollecitazioni taglianti V23 – enve_SLU

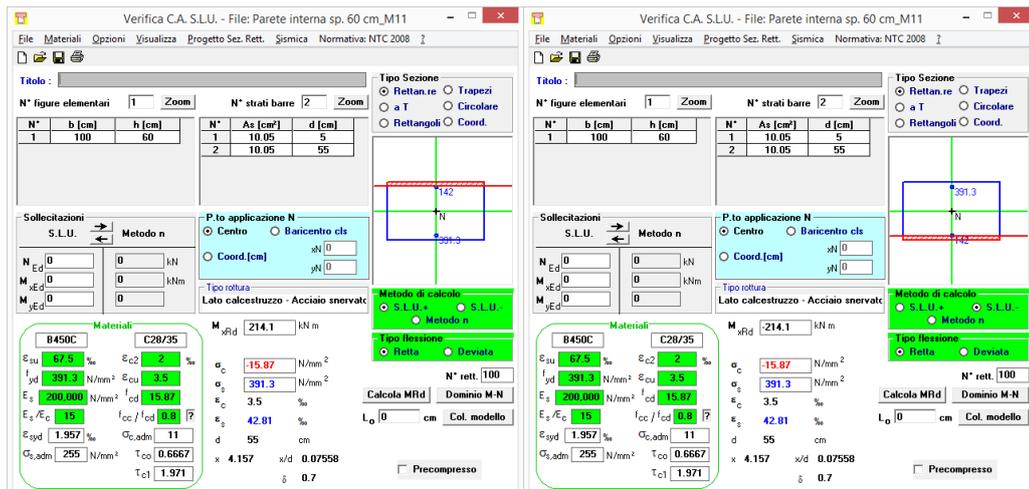


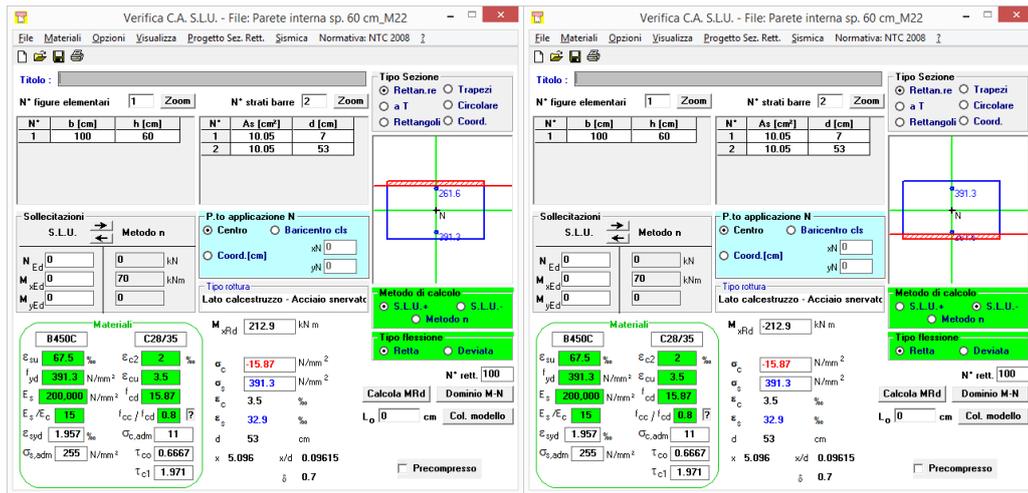
Sollecitazioni taglianti V23 – enve_SLV

8.3.6.2 Verifiche allo SLU e SLV

8.3.6.2.1 Verifiche a flessione

Nel seguente paragrafo si illustrano le verifiche a flessione condotte sulle pareti laterali interne di spessore pari a 60 cm. In particolare, nel paragrafo sono riportate delle tabelle nelle quali sono indicati i valori sollecitanti più gravosi ed i valori resistenti del momento flettente.





PARETI LATERALI INTERNE sp. 60 cm –verifica a flessione					
OutputCase		M_{soll}	$M_{res-int}$	$M_{res-est}$	FS
Text		KN-m/m	KN-m/m	KN-m/m	
M11	Comb. enve_SLU	30,00	214,10	214,10	7,13
M11	Comb. enve_SLV	35,00	214,10	214,10	6,11
M22	Comb. enve_SLU	90,00	212,90	212,90	2,36
M22	Comb. enve_SLV	60,00	212,90	212,90	3,54

8.3.6.2.2 Verifiche a taglio

Per le pareti laterali interne di spessore pari a 60 cm, il taglio resistente massimo è pari a circa 205 kN/m (resistenza nei confronti di sollecitazioni taglianti per elementi senza armature trasversali resistenti a taglio). Confrontando tale valore resistente con la mappatura delle azioni taglianti sollecitanti riportate nei precedenti paragrafi, trascurando gli effetti locali derivanti dalla modellazione, si evince come le verifiche a taglio risultano soddisfatte.

8.3.6.3 Verifiche Stati Limite di Esercizio

Nel successivo paragrafo sono illustrate le verifiche agli stati limite di esercizio condotte sulle pareti laterali interne di spessore pari a 60 cm. In particolare, vengono riportate delle tabelle nelle quali sono indicati i valori sollecitanti più gravosi del momento flettente, oltre che delle tensioni indotte sul calcestruzzo e sulle barre di armatura.

La verifica delle tensioni di esercizio viene condotta confrontando le massime tensioni sollecitanti nella combinazione caratteristica e nella combinazione quasi permanente, con i limiti posti in normativa di seguito elencati:

$$\sigma_{s,rara} < 0,80 \cdot f_{yk} = 360 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_{c,rara} < 0,60 \cdot f_{ck} = 16,80 \text{ N/mm}^2$$

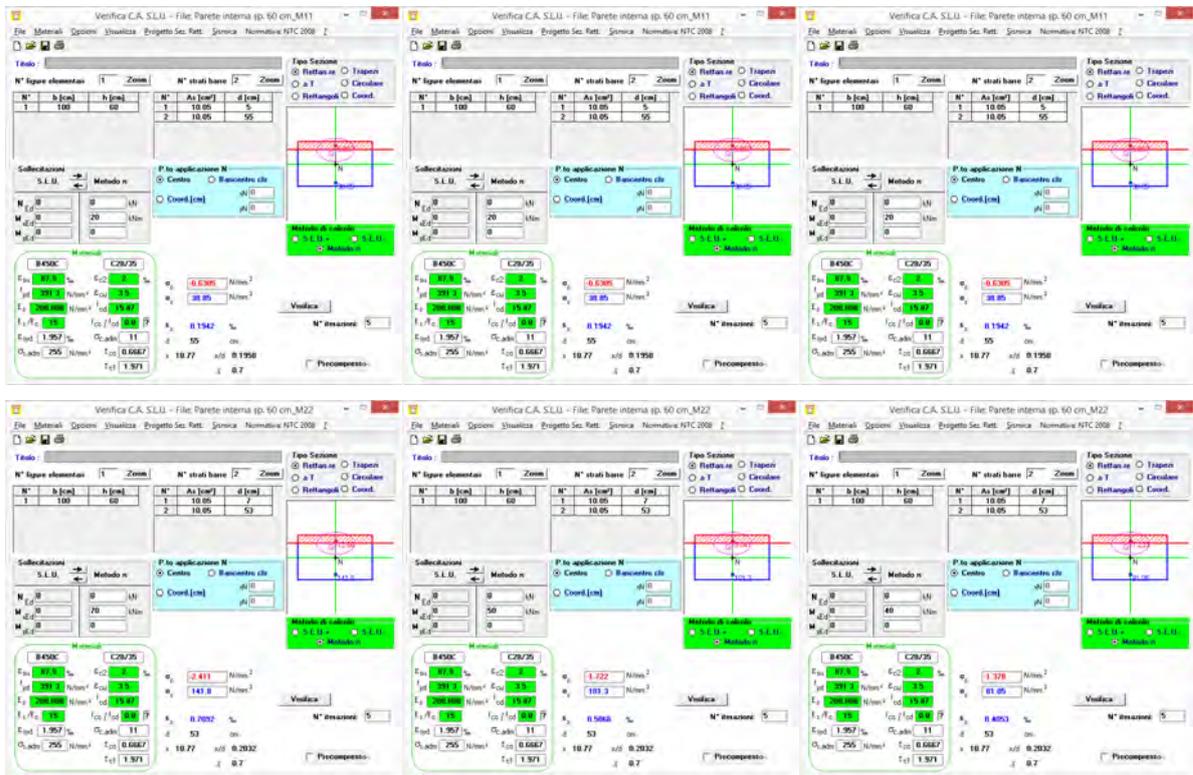
$$\sigma_{c,qp} < 0,45 \cdot f_{ck} = 12,60 \text{ N/mm}^2$$

La verifica dello stato limite di fessurazione viene condotta verificando lo stato limite di apertura delle fessure. La verifica dell'ampiezza di fessurazione viene condotta senza calcolo diretto, limitando la tensione di trazione nell'armatura ad un massimo correlato al diametro della barra ed alla loro spaziatura.

Tensione nell'acciaio σ_s [MPa]	Diametro massimo ϕ delle barre (mm)		
	$w_3 = 0,4$ mm	$w_2 = 0,3$ mm	$w_1 = 0,2$ mm
160	40	32	25
200	32	25	16
240	20	16	12
280	16	12	8
320	12	10	6
360	10	8	-

Tensione nell'acciaio σ_s [MPa]	Spaziatura massima s delle barre (mm)		
	$w_3 = 0,4$ mm	$w_2 = 0,3$ mm	$w_1 = 0,2$ mm
160	300	300	200
200	300	250	150
240	250	200	100
280	200	150	50
320	150	100	-
360	100	50	-

8.3.6.3.1 Verifica delle tensioni di esercizio e dello stato limite di apertura delle fessure



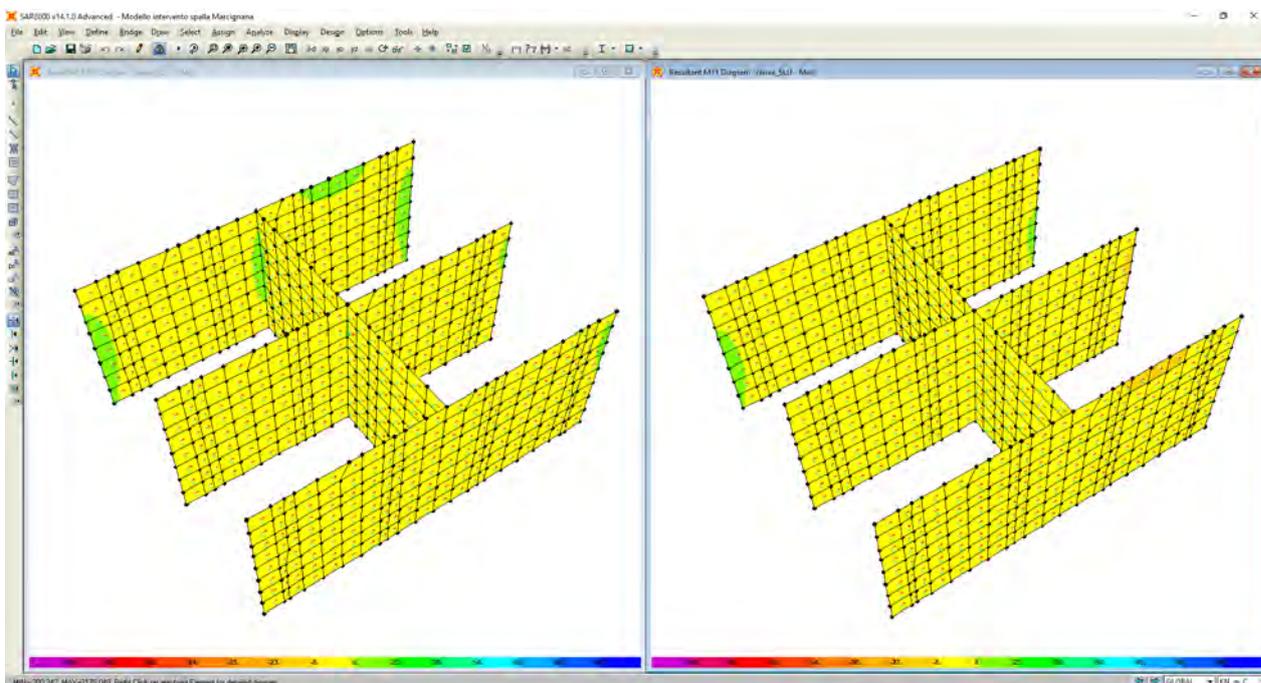
PARETI LATERALI INTERNE sp. 60 cm – verifica delle tensioni di esercizio e di fessurazione

OutputCase	M _{sol}	σ _{cls}	σ _{s,teso}	σ _{s,compr}	VERIFICA FESSURAZIONE	VERIFICA TENSIONI
Text	KN-m/m	N/mm ²	N/mm ²	N/mm ²	apertura w	σ _{s,max} (N/mm ²)
M11	20,00	0,63	38,85	-5,07	w ₂ = 0,3 mm	< 200
M11	20,00	0,63	38,85	-5,07	w ₁ = 0,2 mm	< 160
M22	70,00	2,41	141,80	-12,66	w ₂ = 0,3 mm	< 200
M22	50,00	1,72	101,30	-9,04	w ₁ = 0,2 mm	< 160

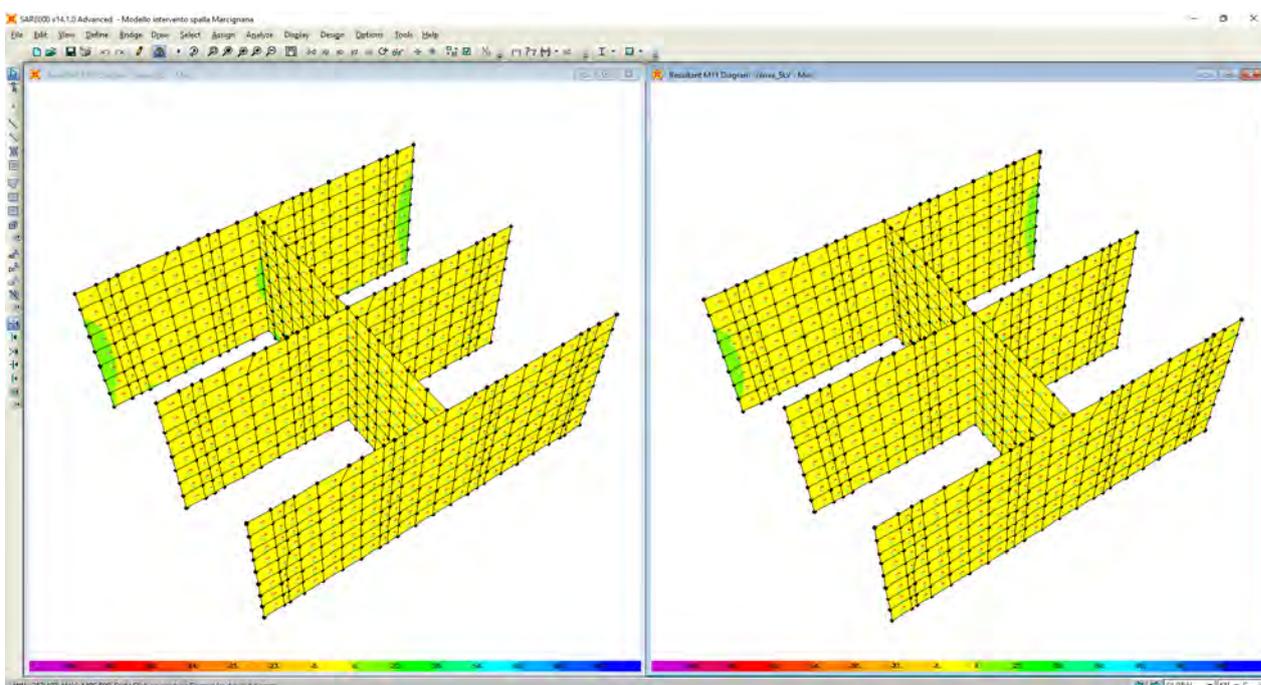
8.3.7 Pareti sp. 25 cm

8.3.7.1 Sollecitazioni

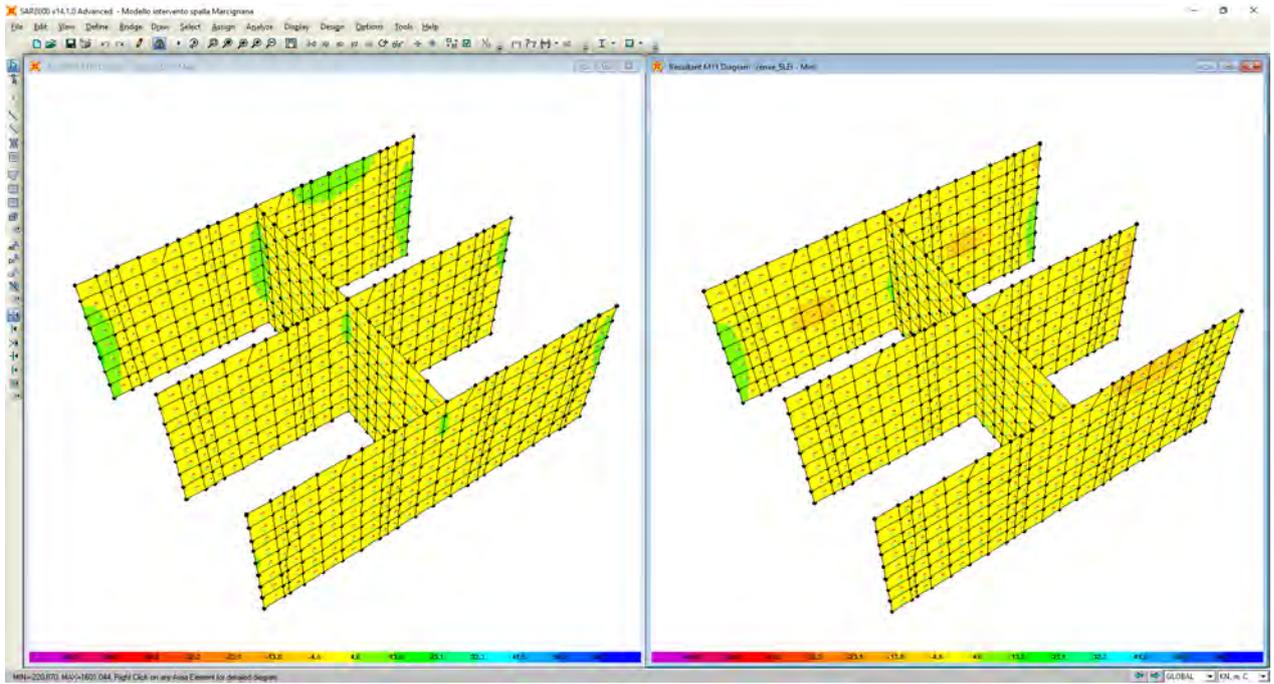
Si riportano in seguito le immagini raffiguranti le azioni sollecitanti le pareti di spessore pari a 25 cm. Per una più comprensibile lettura dei risultati, i momenti sollecitanti che tendono le fibre interne sono indicati con segno positivo.



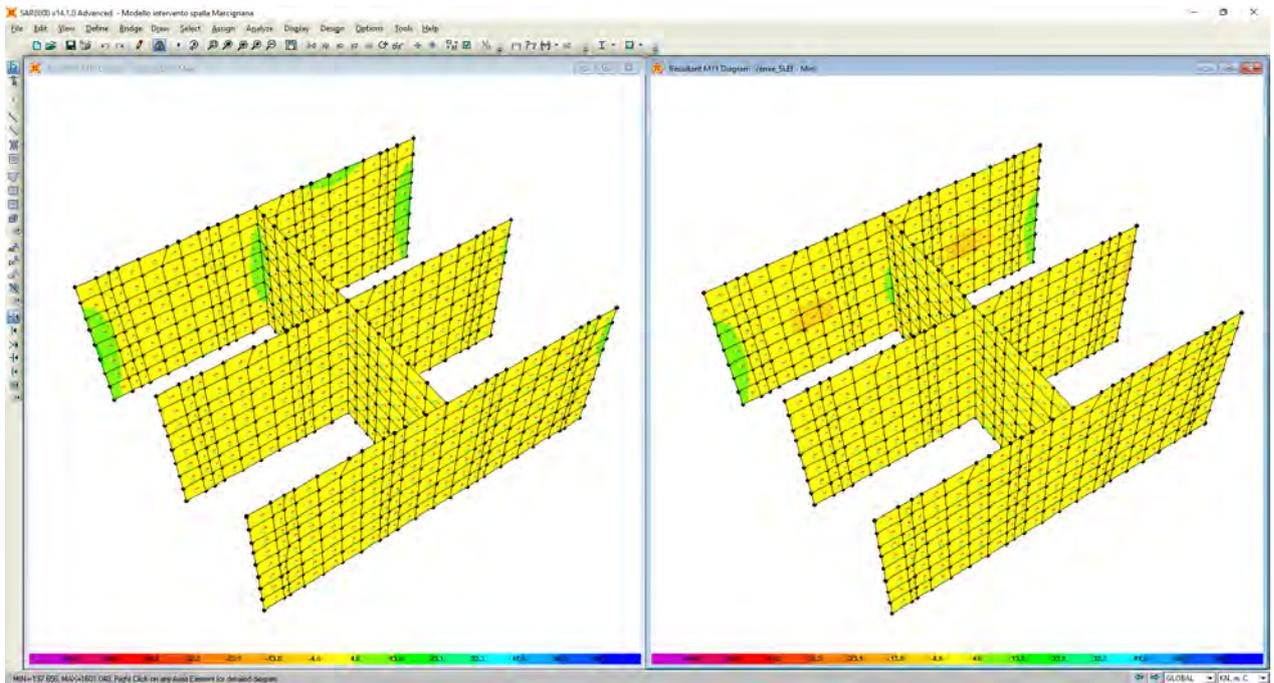
Sollecitazioni flettenti M11 – enve_SLU



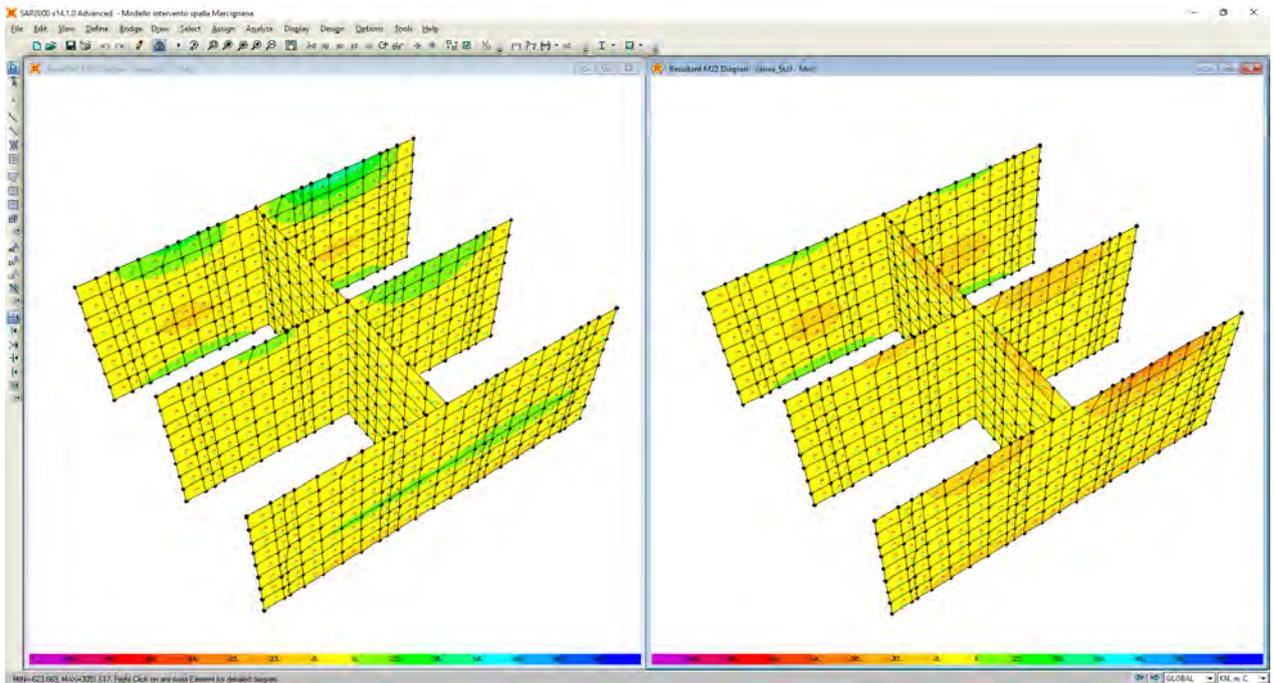
Sollecitazioni flettenti M11 – enve_SLV



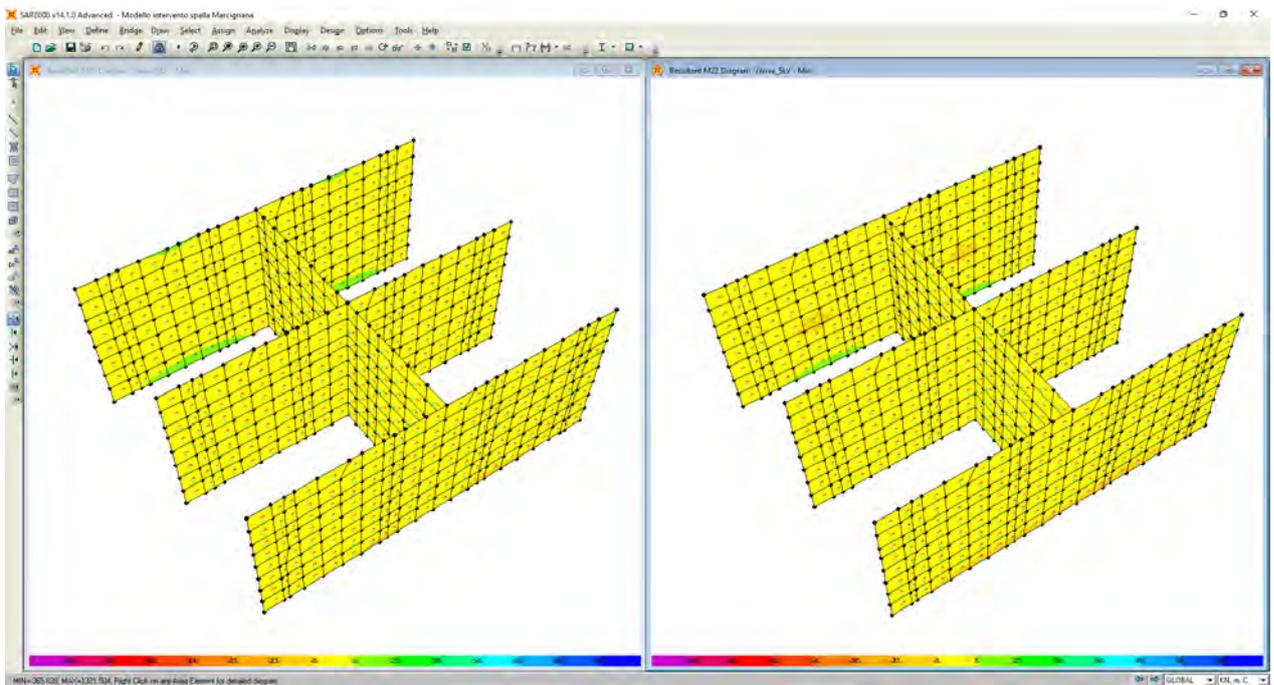
Sollecitazioni flettenti M11 – enve_SLEr



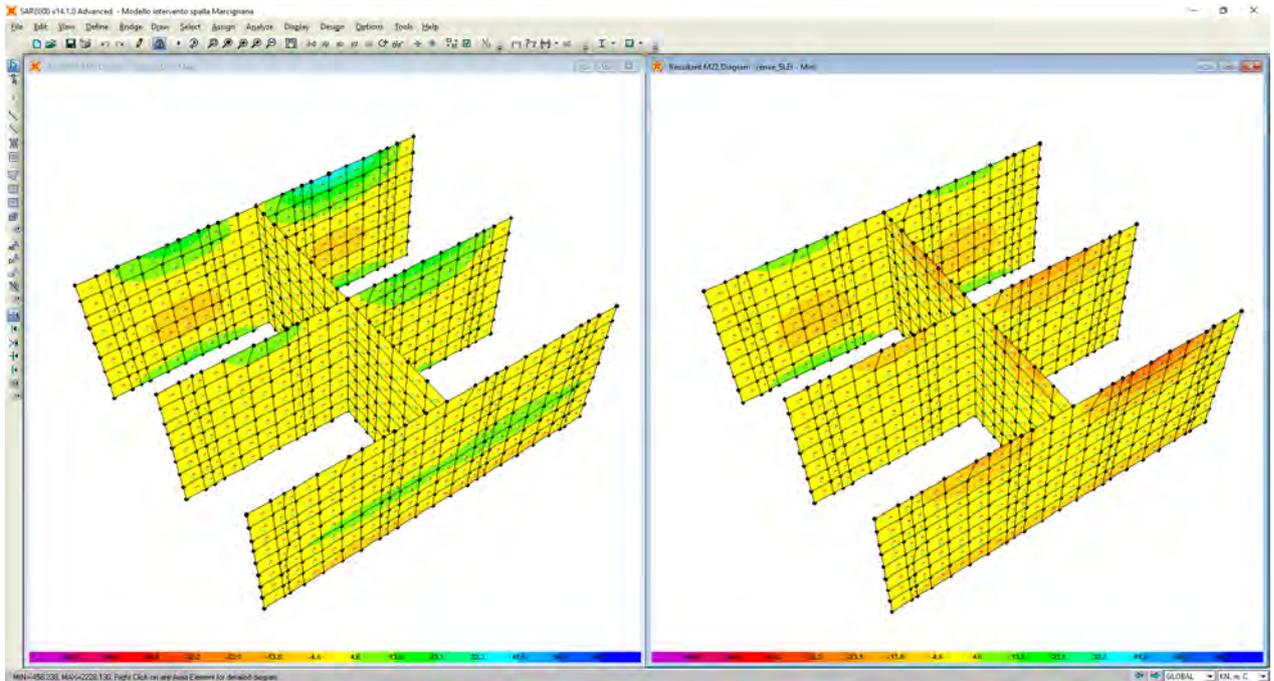
Sollecitazioni flettenti M11 – enve_SLEf



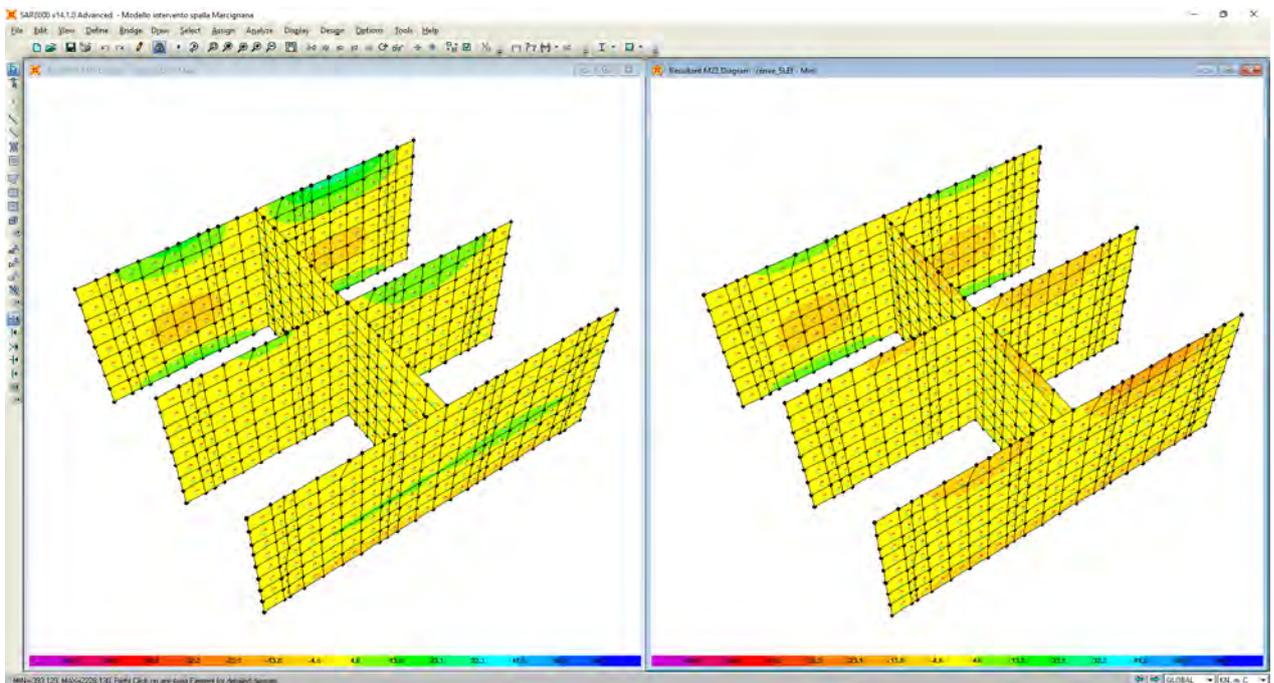
Sollecitazioni flettenti M22 – enve_SLU



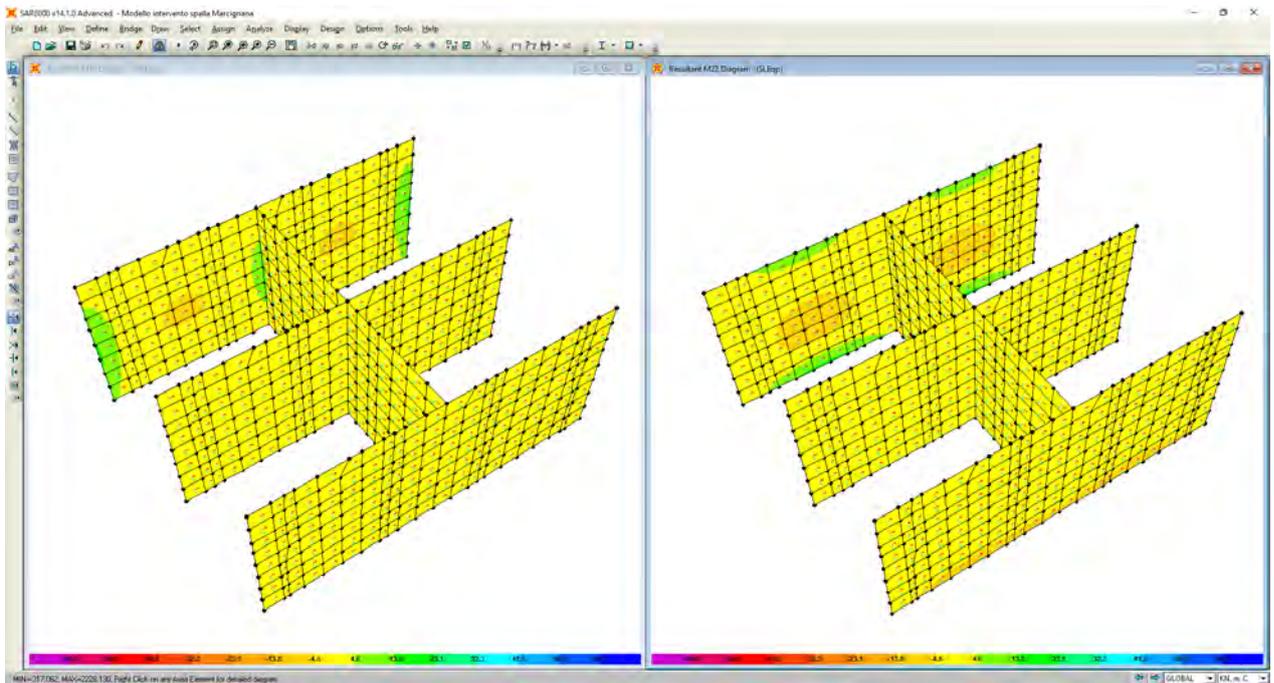
Sollecitazioni flettenti M22 – enve_SLV



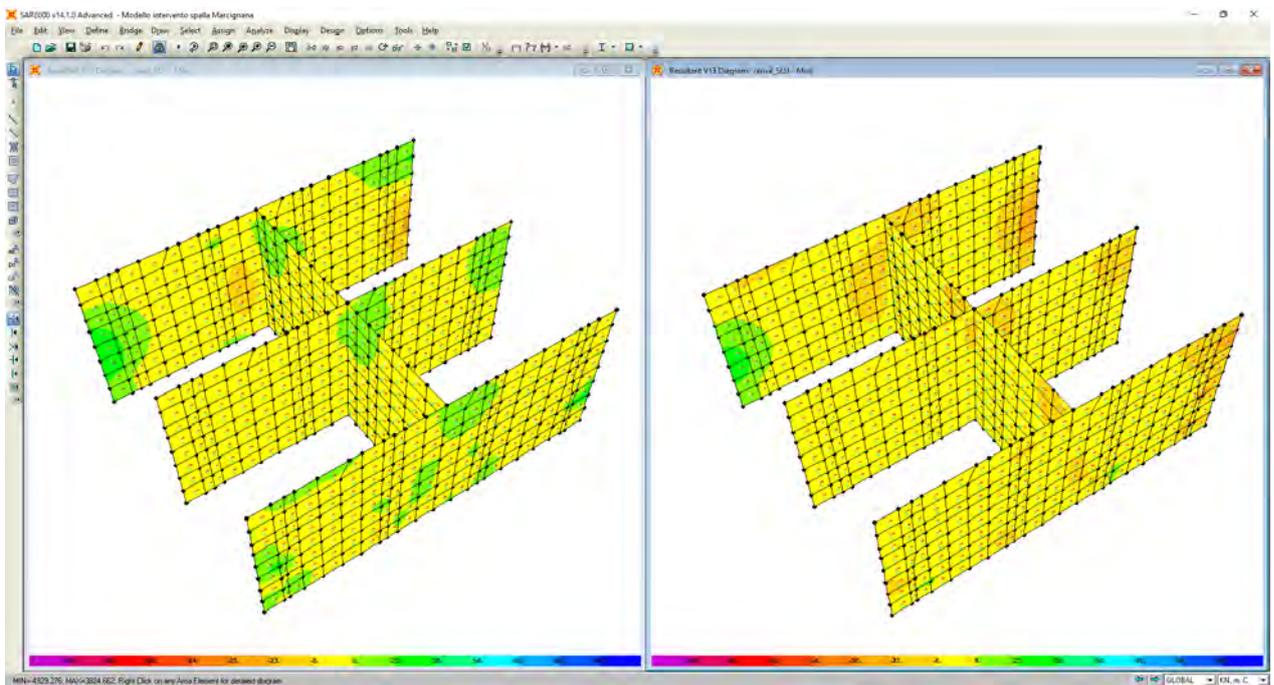
Sollecitazioni flettenti M22 – enve_SLEr



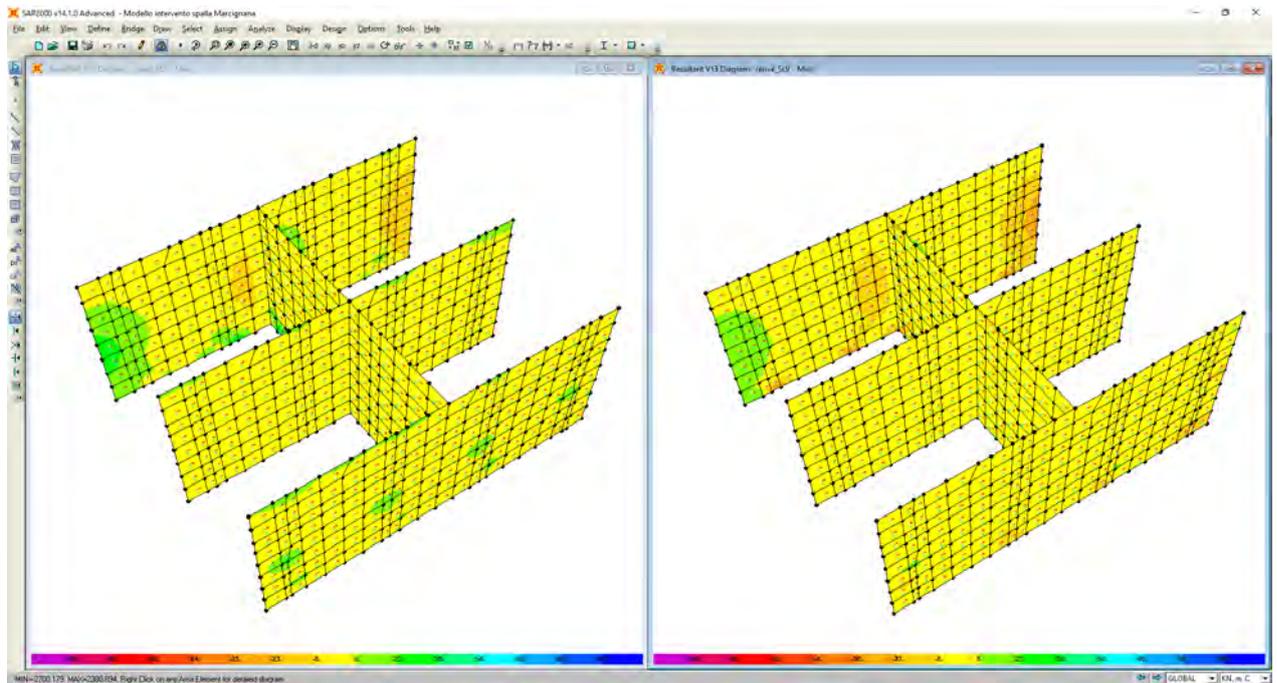
Sollecitazioni flettenti M22 – enve_SLEf



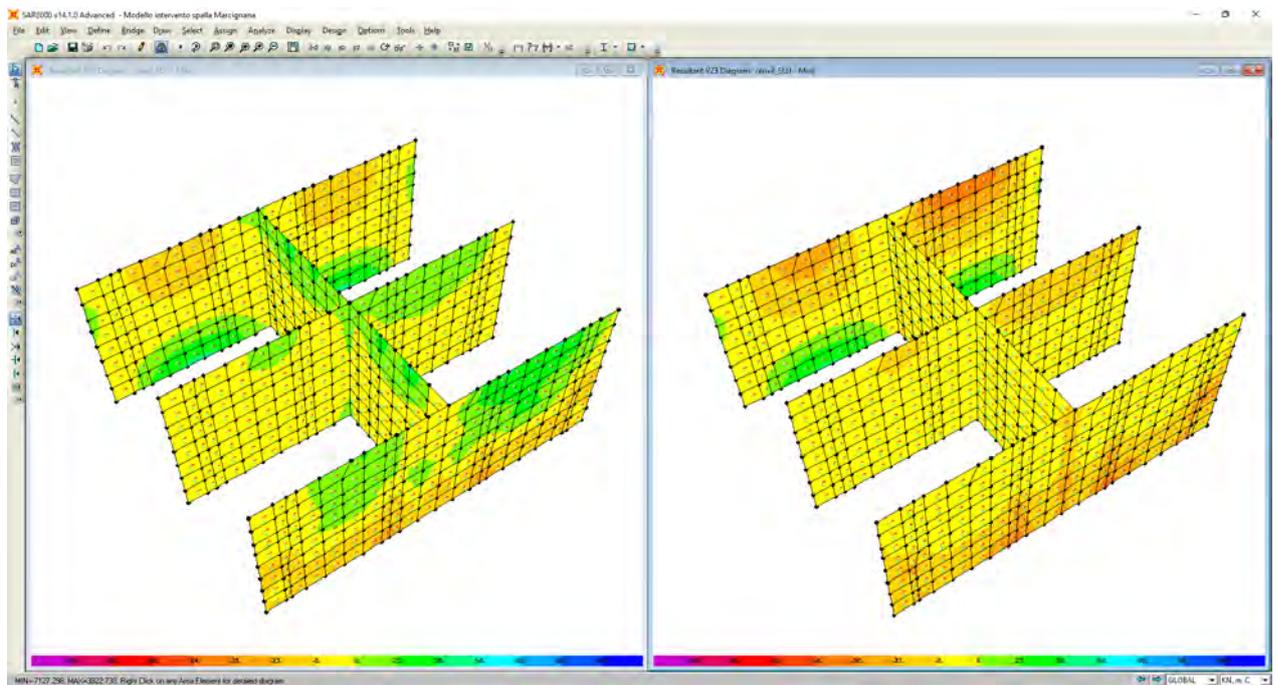
Sollecitazioni flettenti M11/M22 – enve_SLEqp



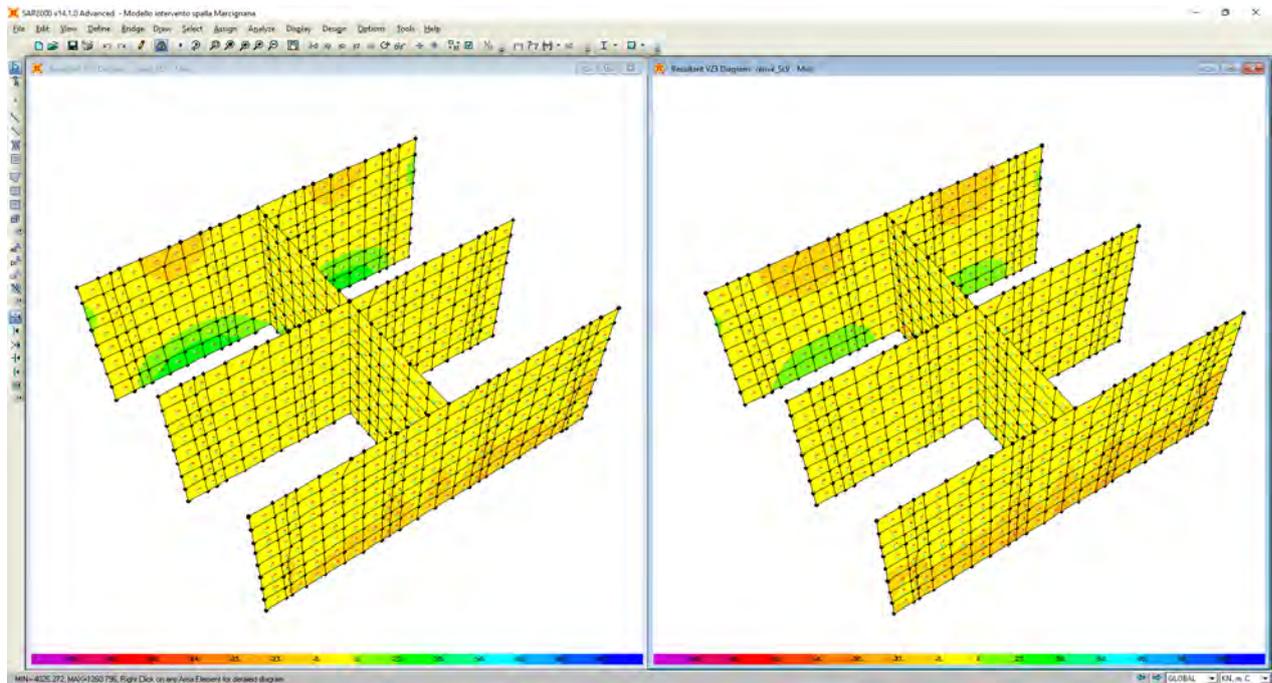
Sollecitazioni taglianti V13 – enve_SLU



Sollecitazioni taglianti V13 – enve_SLV



Sollecitazioni taglianti V23 – enve_SLU

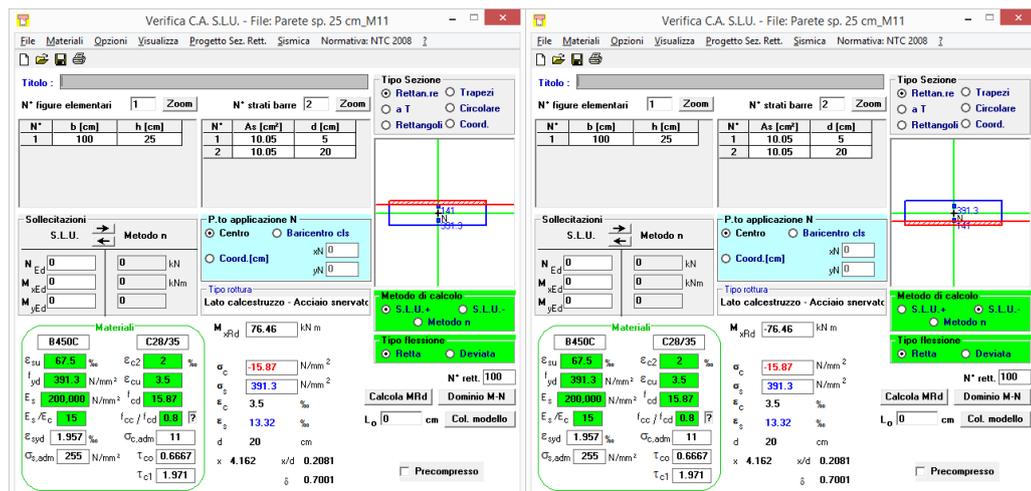


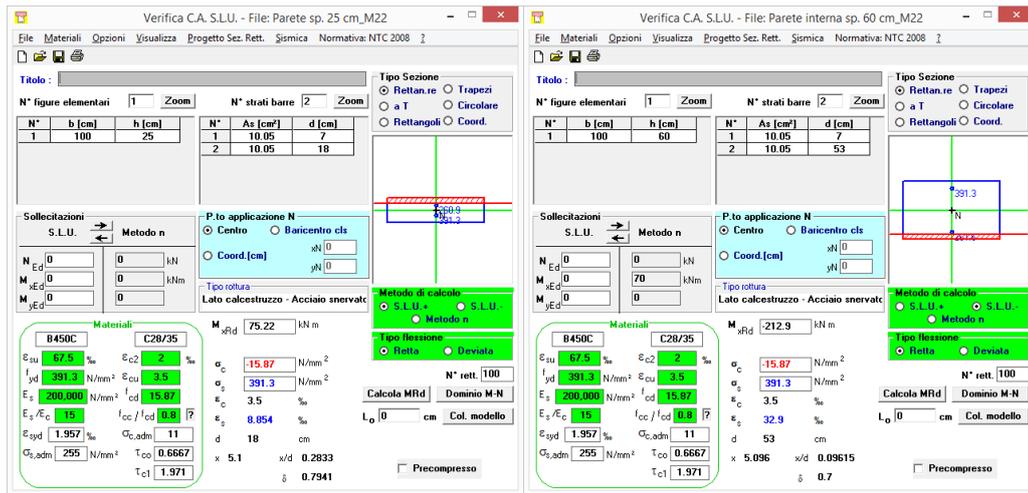
Sollecitazioni taglianti V23 – enve_SLV

8.3.7.2 Verifiche allo SLU e SLV

8.3.7.2.1 Verifiche a flessione

Nel seguente paragrafo si illustrano le verifiche a flessione condotte sulle pareti di spessore pari a 25 cm. In particolare, nel paragrafo sono riportate delle tabelle nelle quali sono indicati i valori sollecitanti più gravosi ed i valori resistenti del momento flettente.





PARETI sp. 25 cm – verifica a flessione					
OutputCase		M_{soll}	$M_{res-int}$	$M_{res-est}$	FS
Text		KN-m/m	KN-m/m	KN-m/m	
M11	Comb. enve_SLU	20,00	76,46	76,46	3,82
M11	Comb. enve_SLV	20,00	76,46	76,46	3,82
M22	Comb. enve_SLU	50,00	75,22	75,22	1,50
M22	Comb. enve_SLV	20,00	75,22	75,22	3,76

8.3.7.2.2 Verifiche a taglio

Per le pareti di spessore pari a 25 cm, il taglio resistente massimo è pari a circa 115 kN/m (resistenza nei confronti di sollecitazioni taglianti per elementi senza armature trasversali resistenti a taglio). Confrontando tale valore resistente con la mappatura delle azioni taglianti sollecitanti riportate nei precedenti paragrafi, trascurando gli effetti locali derivanti dalla modellazione, si evince come le verifiche a taglio risultano soddisfatte.

8.3.7.3 Verifiche Stati Limite di Esercizio

Nel successivo paragrafo sono illustrate le verifiche agli stati limite di esercizio condotte sulle pareti di spessore pari a 25 cm. In particolare, vengono riportate delle tabelle nelle quali sono indicati i valori sollecitanti più gravosi del momento flettente, oltre che delle tensioni indotte sul calcestruzzo e sulle barre di armatura.

La verifica delle tensioni di esercizio viene condotta confrontando le massime tensioni sollecitanti nella combinazione caratteristica e nella combinazione quasi permanente, con i limiti posti in normativa di seguito elencati:

$$\sigma_{s,rara} < 0,80 \cdot f_{yk} = 360 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_{c,rara} < 0,60 \cdot f_{ck} = 16,80 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_{c,qp} < 0,45 \cdot f_{ck} = 12,60 \text{ N/mm}^2$$

La verifica dello stato limite di fessurazione viene condotta verificando lo stato limite di apertura delle fessure. La verifica dell'ampiezza di fessurazione viene condotta senza calcolo diretto, limitando la tensione di trazione nell'armatura ad un massimo correlato al diametro della barra ed alla loro spaziatura.

Tensione nell'acciaio σ_s [MPa]	Diametro massimo ϕ delle barre (mm)		
	$w_3 = 0,4$ mm	$w_2 = 0,3$ mm	$w_1 = 0,2$ mm
160	40	32	25
200	32	25	16
240	20	16	12
280	16	12	8
320	12	10	6
360	10	8	-

Tensione nell'acciaio σ_s [MPa]	Spaziatura massima s delle barre (mm)		
	$w_3 = 0,4$ mm	$w_2 = 0,3$ mm	$w_1 = 0,2$ mm
160	300	300	200
200	300	250	150
240	250	200	100
280	200	150	50
320	150	100	-
360	100	50	-

8.3.7.3.1 Verifica delle tensioni di esercizio e dello stato limite di apertura delle fessure



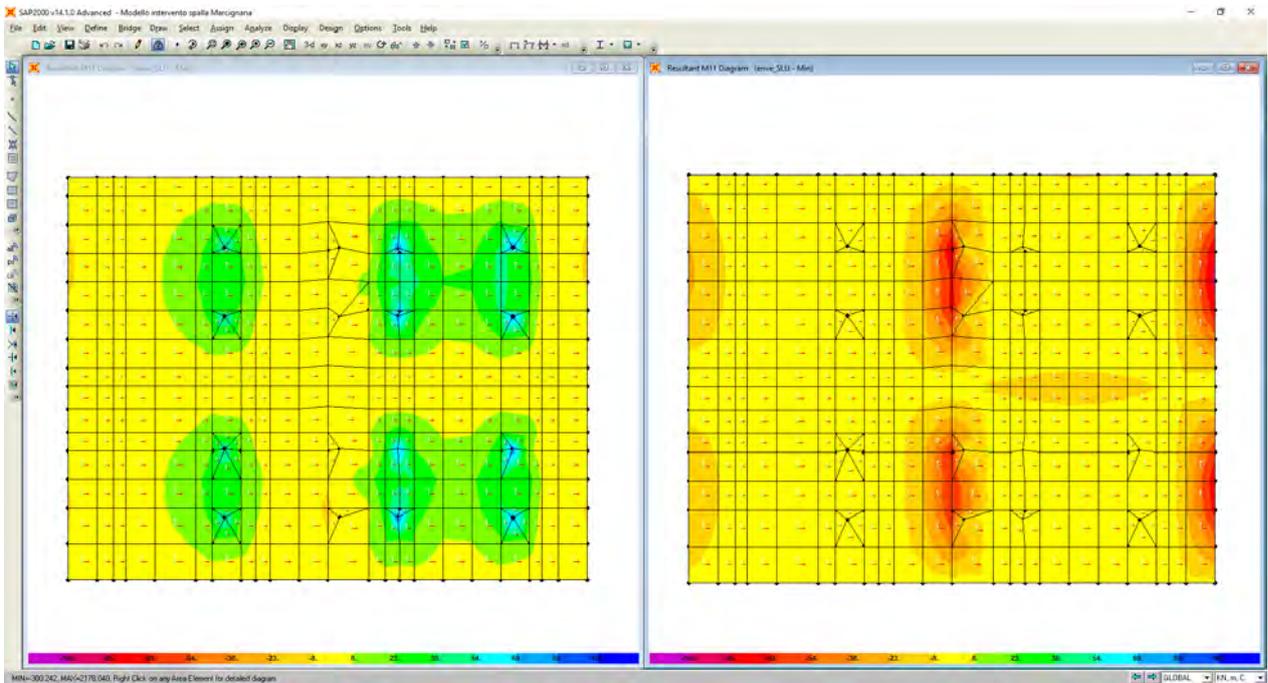
PARETI sp. 25 cm – verifica delle tensioni di esercizio e di fessurazione

OutputCase	Text	M _{soil} KN-m/m	σ _{cls} N/mm ²	σ _{s,teso} N/mm ²	σ _{s,compr} N/mm ²	VERIFICA FESSURAZIONE		VERIFICA TENSIONI	
						apertura w	σ _{s,max} (N/mm ²)	σ _{cls} (N/mm ²)	σ _s (N/mm ²)
M11	Comb. enve_SLEr	15,00	2,51	84,37	7,17			< 16,8	< 360
M11	Comb. enve_SLEf	15,00	2,51	84,37	7,17	w ₂ = 0,3 mm	< 200		
M11	Comb. enve_SLEqp	15,00	2,51	84,37	7,17	w ₁ = 0,2 mm	< 160	< 12,6	< 360
M22	Comb. enve_SLEr	37,00	7,87	226,10	15,76			< 16,8	< 360
M22	Comb. enve_SLEf	30,00	6,38	183,30	12,78	w ₂ = 0,3 mm	< 200		
M22	Comb. enve_SLEqp	17,00	3,62	103,90	7,24	w ₁ = 0,2 mm	< 160	< 12,6	< 360

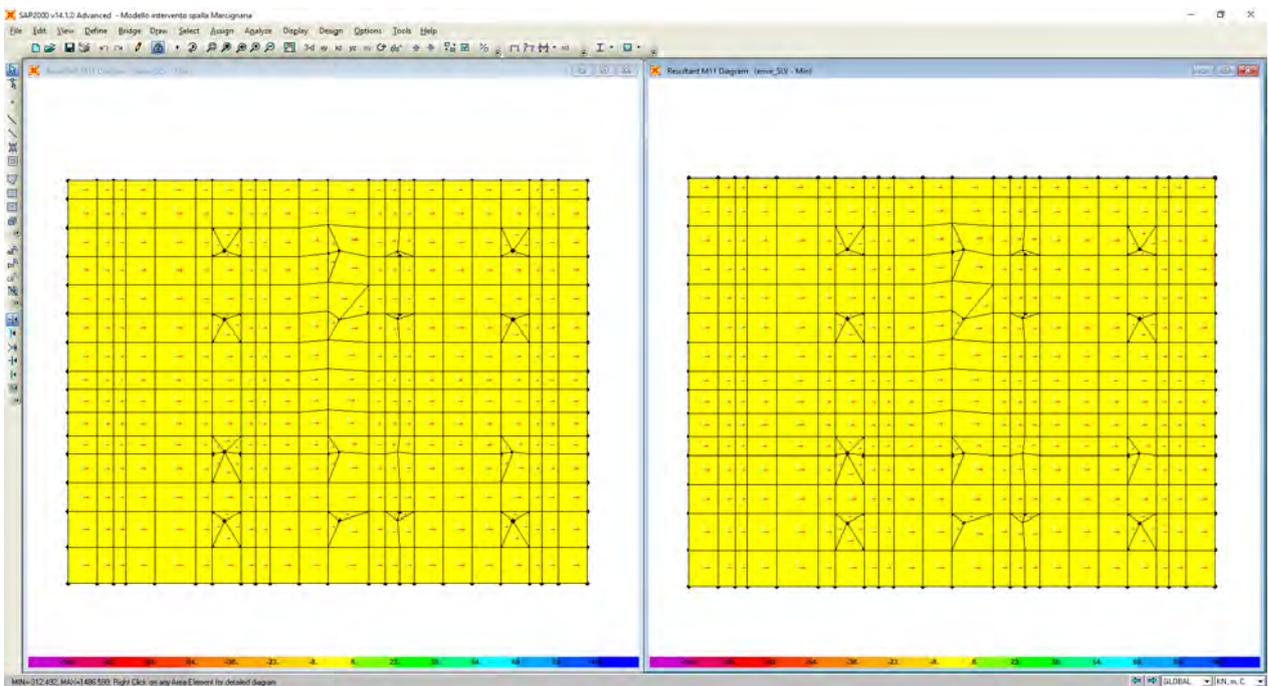
8.3.8 Soletta di copertura sp. 25 cm

8.3.8.1 Sollecitazioni

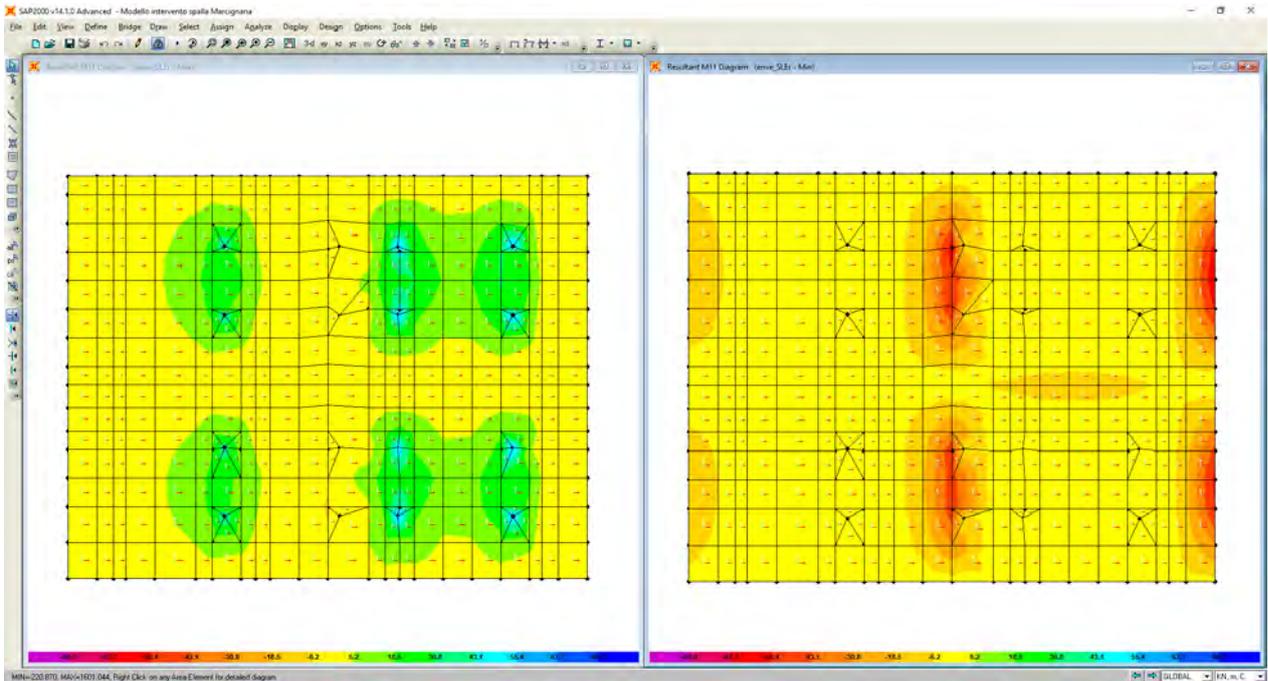
Si riportano in seguito le immagini raffiguranti le azioni sollecitanti la soletta di spessore pari a 25 cm. Per una più comprensibile lettura dei risultati, i momenti sollecitanti che tendono le fibre inferiori sono indicati con segno positivo.



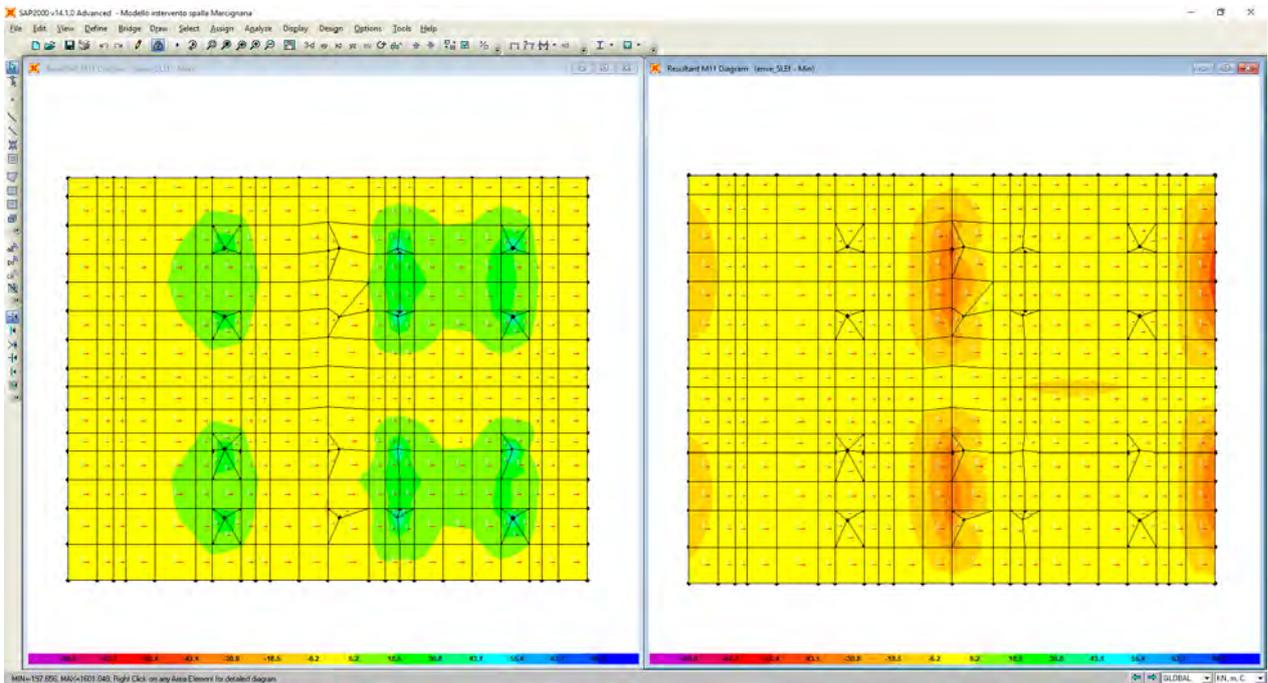
Sollecitazioni flettenti M11 – enve_SLU



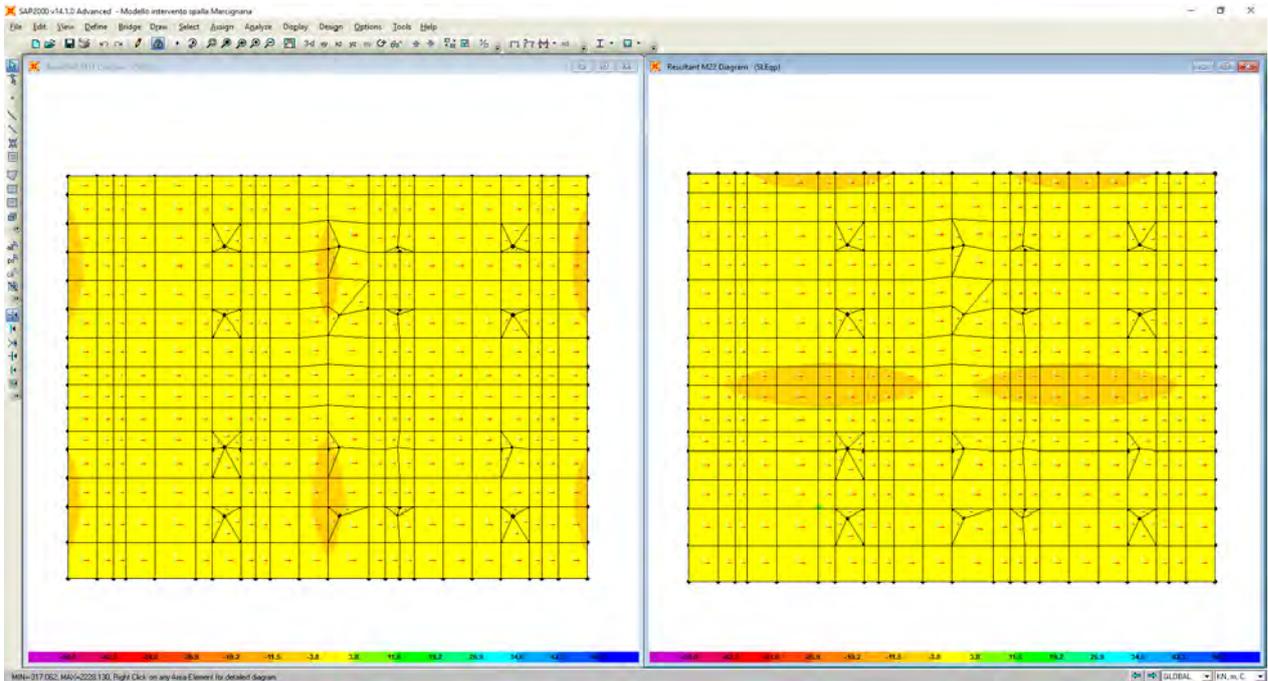
Sollecitazioni flettenti M11 – enve_SLV



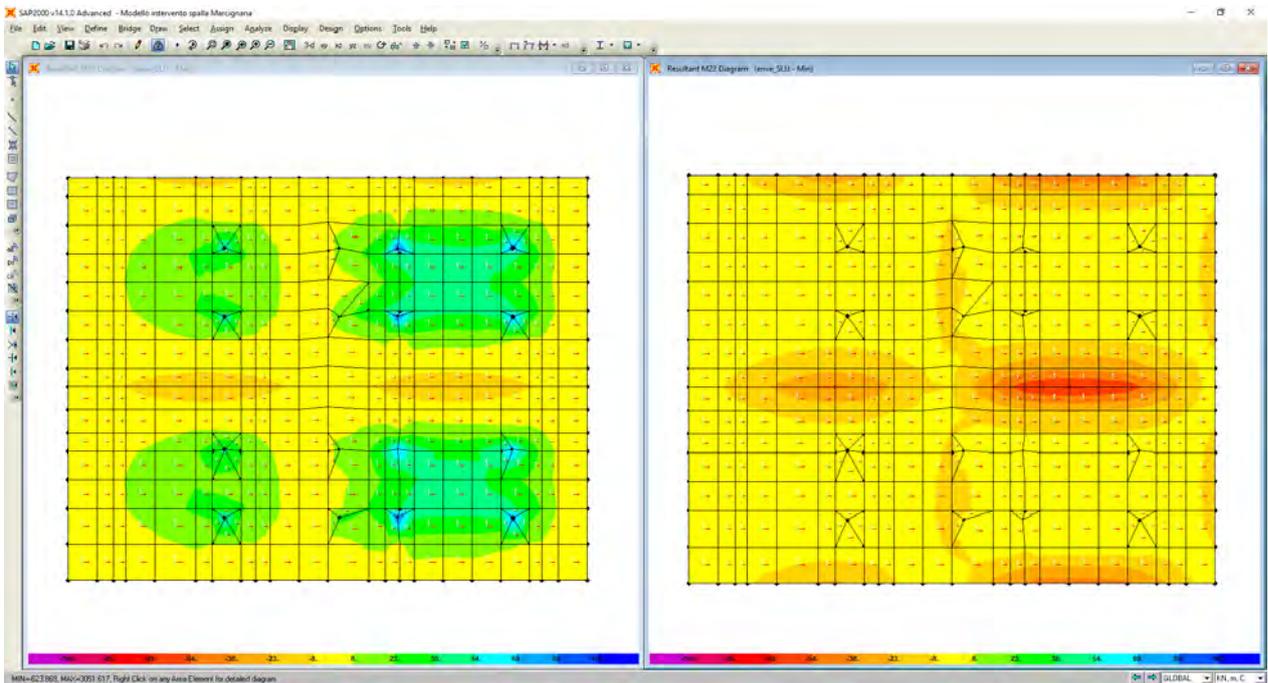
Sollecitazioni flettenti M11 – enve_SLEr



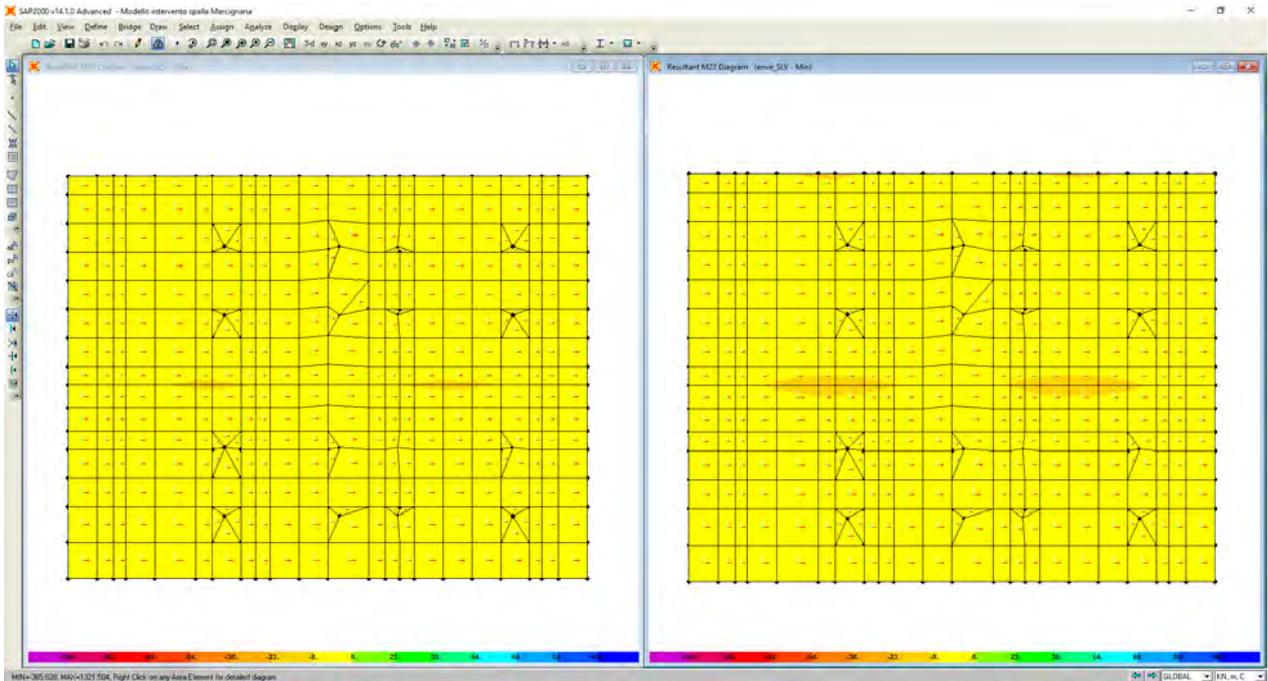
Sollecitazioni flettenti M11 – enve_SLEf



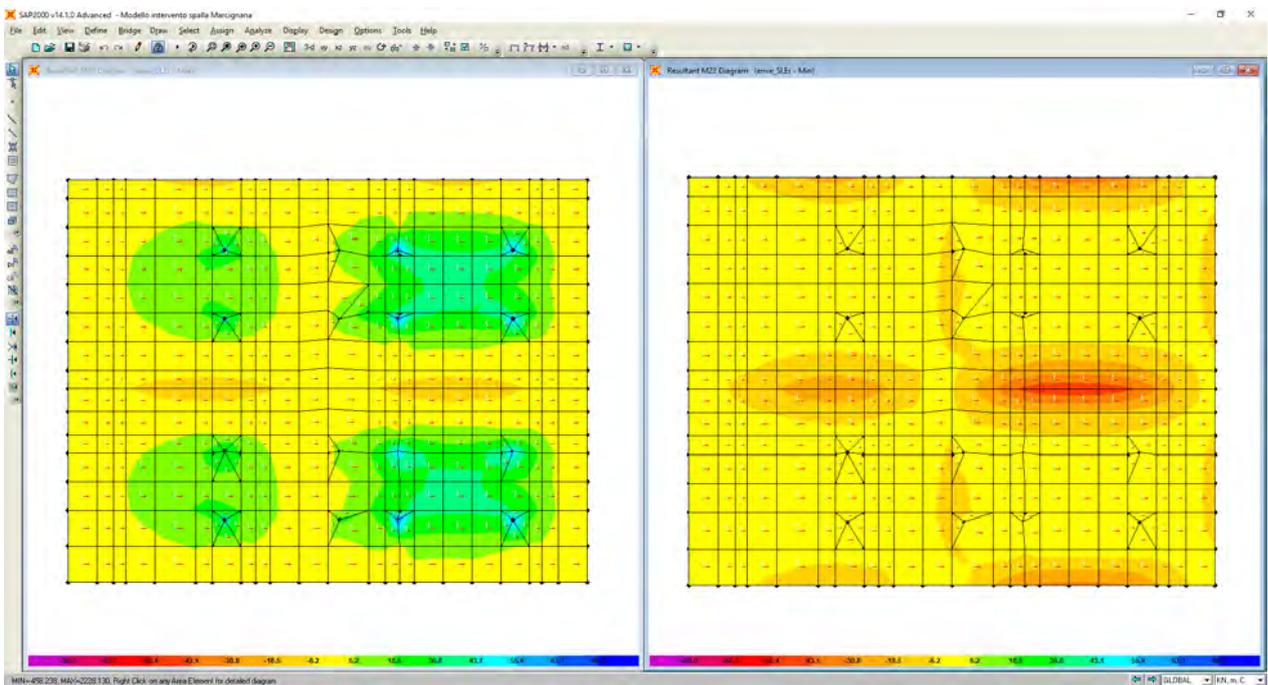
Sollecitazioni flettenti M11/M22 – SLEqp



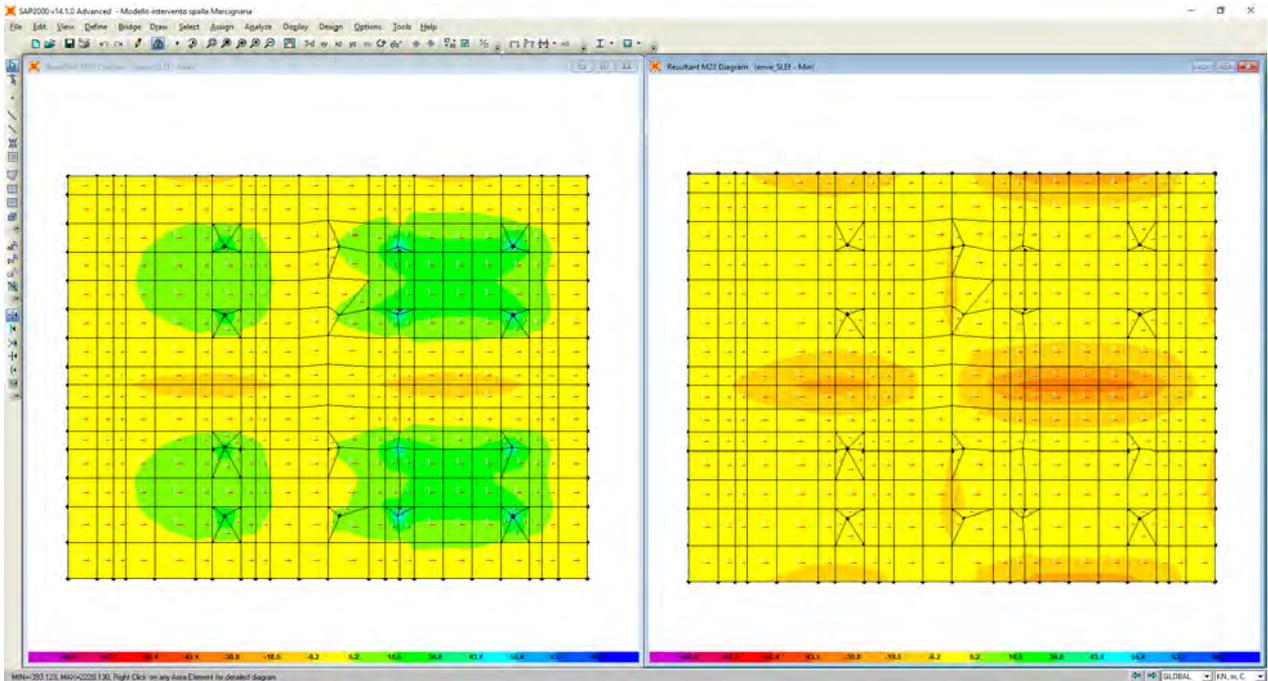
Sollecitazioni flettenti M22 – enve_SLU



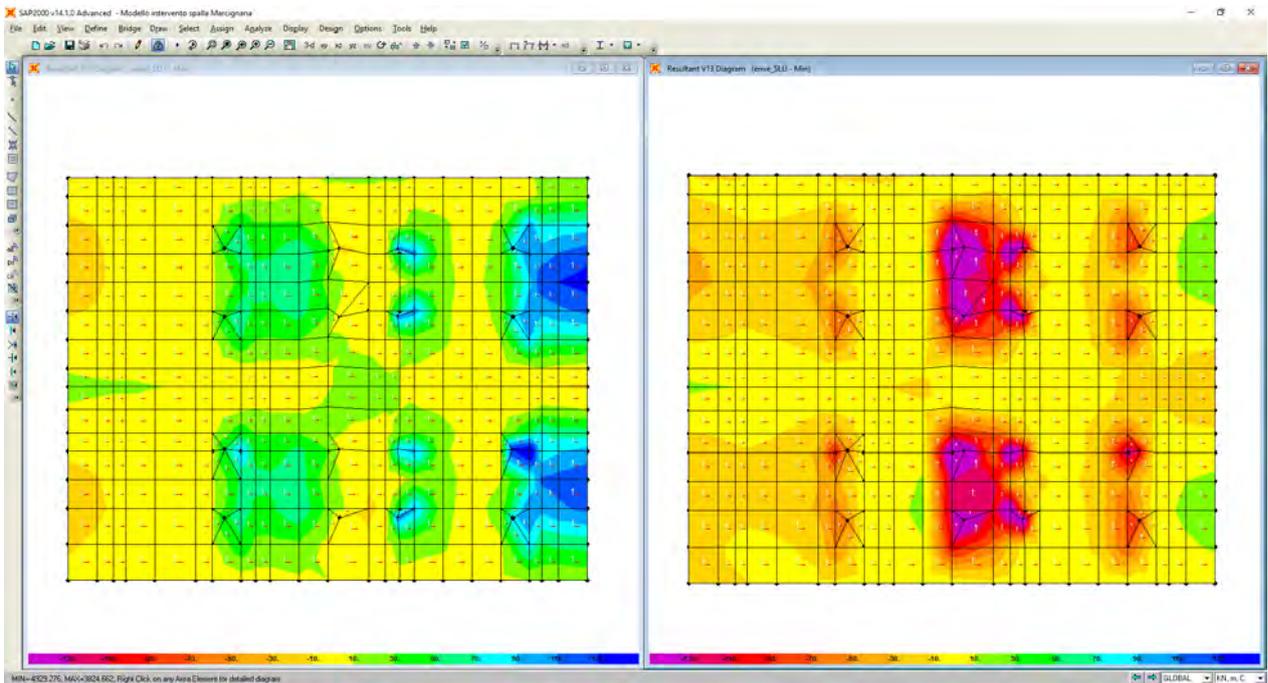
Sollecitazioni flettenti M22 – enve_SLV



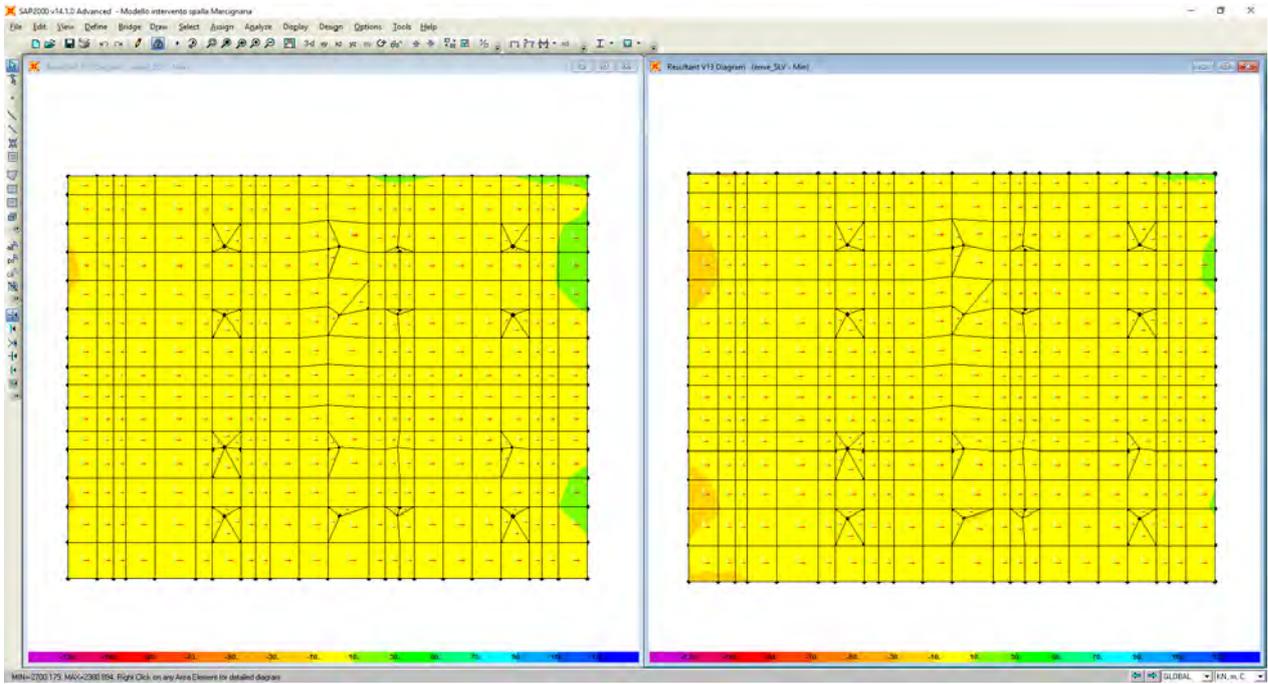
Sollecitazioni flettenti M22 – enve_SLEr



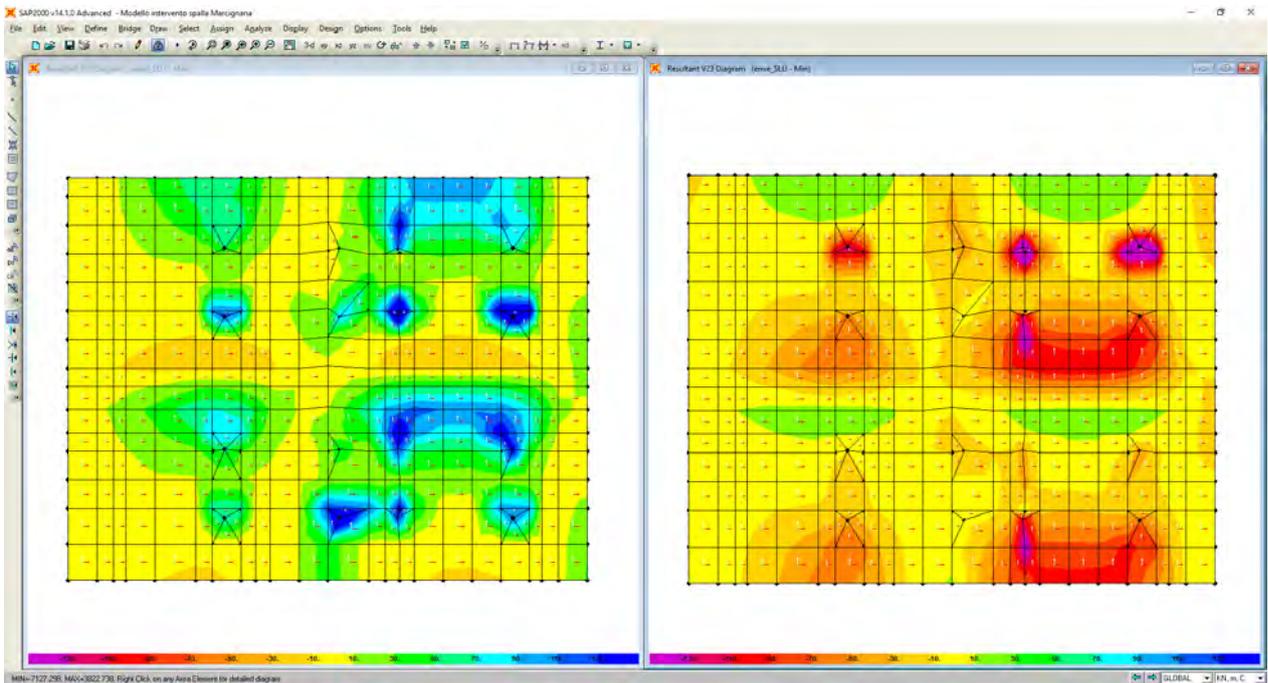
Sollecitazioni flettenti M22 – enve_SLEf



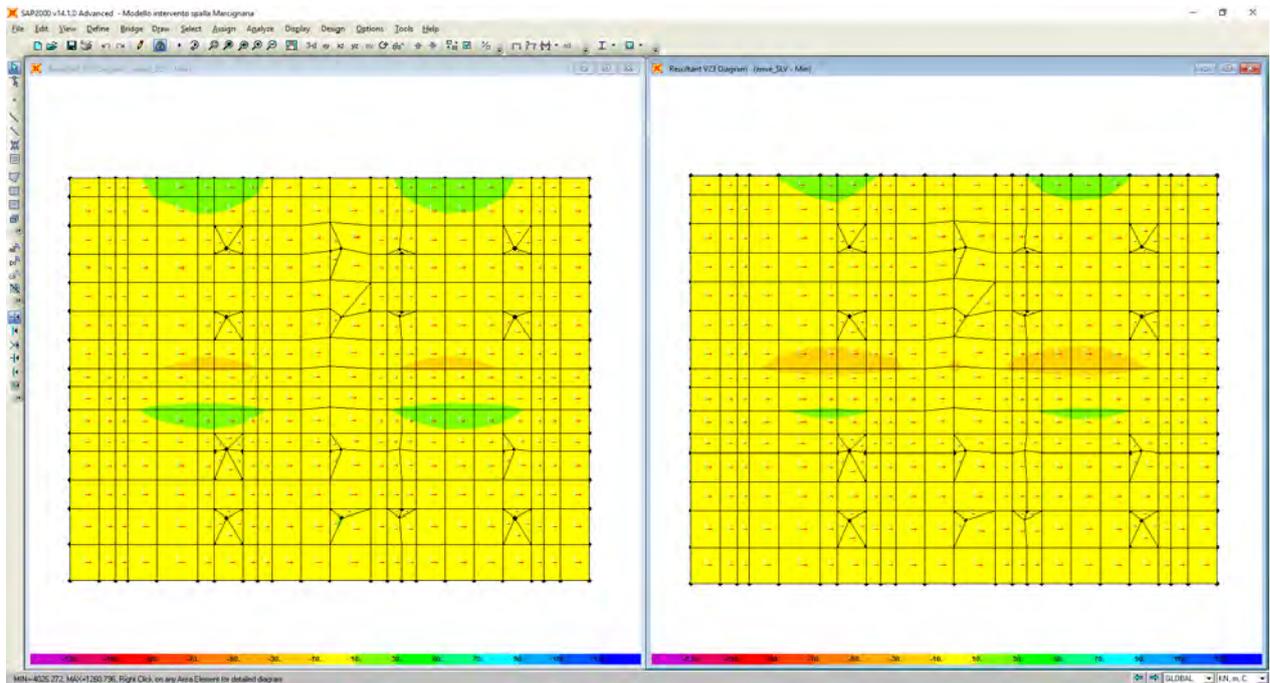
Sollecitazioni taglianti V13 – enve_SLU



Sollecitazioni taglianti V13 – enve_SLV



Sollecitazioni taglianti V23 – enve_SLU

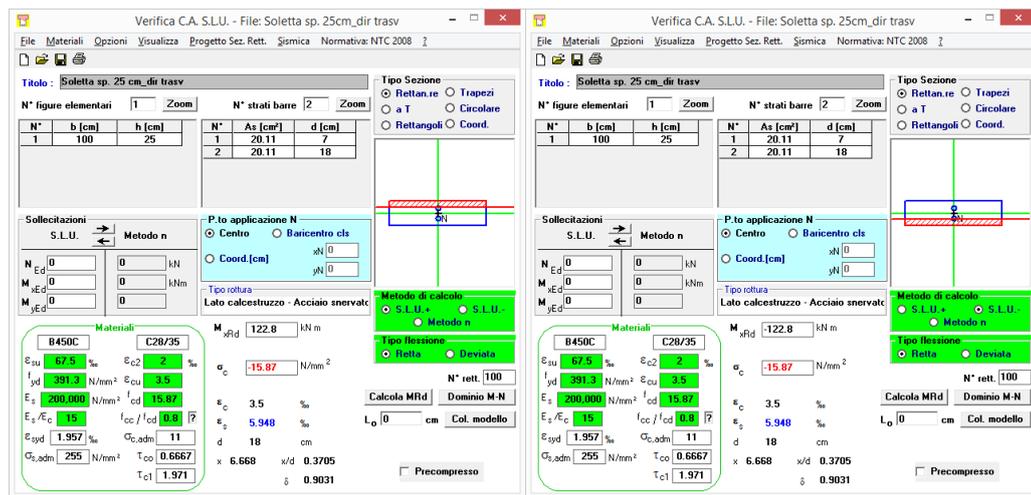


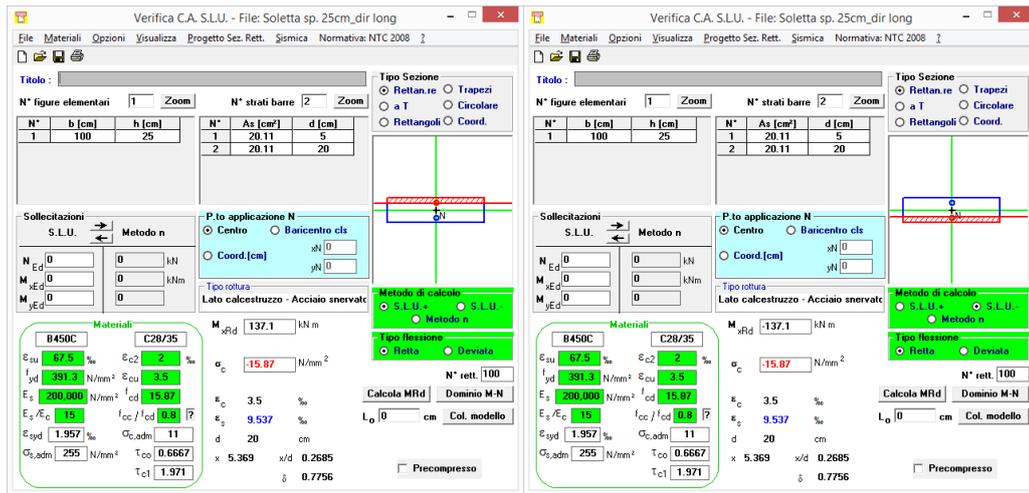
Sollecitazioni taglianti V23 – enve_SLV

8.3.8.2 Verifiche allo SLU e SLV

8.3.8.2.1 Verifiche a flessione

Nel seguente paragrafo si illustrano le verifiche a flessione condotte sulla soletta di copertura di spessore pari a 25 cm. In particolare, nel paragrafo sono riportate delle tabelle nelle quali sono indicati i valori sollecitanti più gravosi ed i valori resistenti del momento flettente.





SOLETTA DI COPERTURA sp. 25 cm –verifica a flessione					
	OutputCase	M_{soll}	$M_{res-sup}$	$M_{res-inf}$	FS
	Text	KN-m/m	KN-m/m	KN-m/m	
M11	Comb. enve_SLU	80,00	122,80	122,80	1,53
M11	Comb. enve_SLV	8,00	122,80	122,80	15,35
M22	Comb. enve_SLU	70,00	137,10	137,10	1,95
M22	Comb. enve_SLV	10,00	137,10	137,10	13,71

8.3.8.2.2 Verifiche a taglio

Per la soletta di copertura di spessore pari a 25 cm, il taglio resistente massimo è pari a circa 146 kN/m (resistenza nei confronti di sollecitazioni taglianti per elementi senza armature trasversali resistenti a taglio). Confrontando tale valore resistente con la mappatura delle azioni taglianti sollecitanti riportate nei precedenti paragrafi, trascurando gli effetti locali derivanti dalla modellazione, si evince come le verifiche a taglio risultano soddisfatte.

8.3.8.3 Verifiche Stati Limite di Esercizio

Nel successivo paragrafo sono illustrate le verifiche agli stati limite di esercizio condotte sulla soletta di copertura di spessore pari a 25 cm. In particolare, vengono riportate delle tabelle nelle quali sono indicati i valori sollecitanti più gravosi del momento flettente, oltre che delle tensioni indotte sul calcestruzzo e sulle barre di armatura.

La verifica delle tensioni di esercizio viene condotta confrontando le massime tensioni sollecitanti nella combinazione caratteristica e nella combinazione quasi permanente, con i limiti posti in normativa di seguito elencati:

$$\sigma_{s,rara} < 0,80 \cdot f_{yk} = 360 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_{c,rara} < 0,60 \cdot f_{ck} = 16,80 \text{ N/mm}^2$$

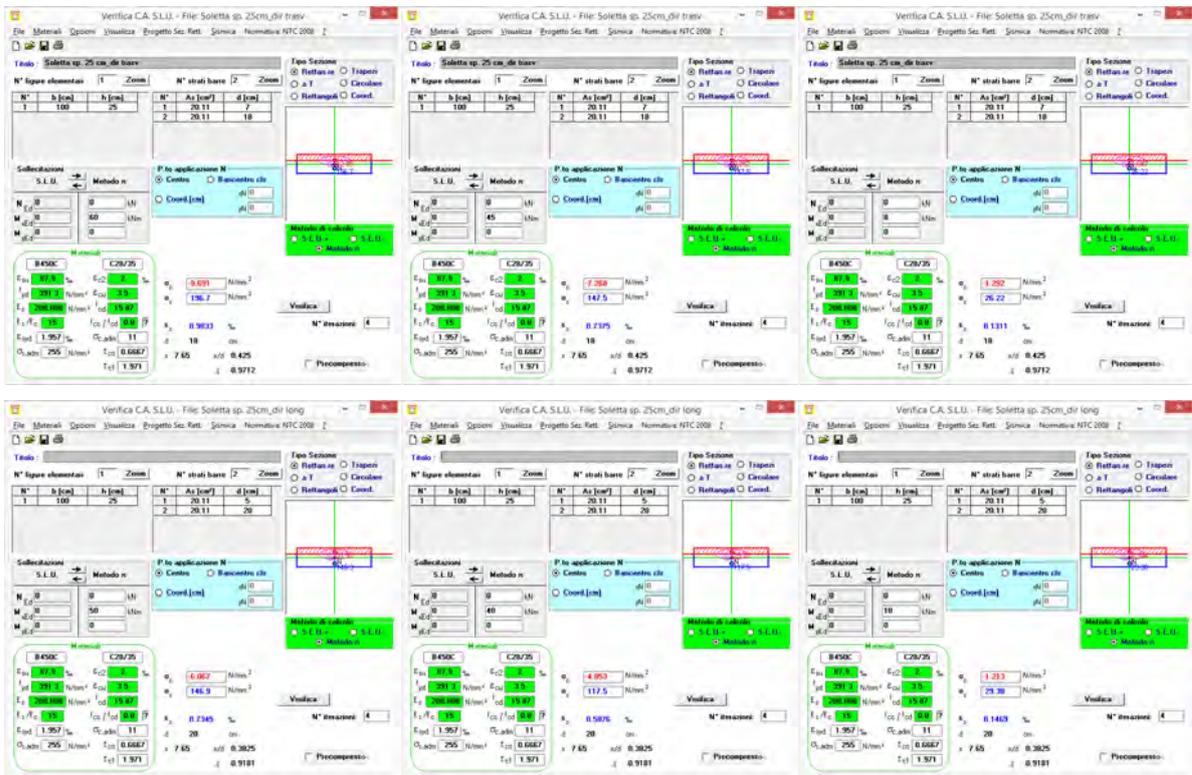
$$\sigma_{c,qp} < 0,45 \cdot f_{ck} = 12,60 \text{ N/mm}^2$$

La verifica dello stato limite di fessurazione viene condotta verificando lo stato limite di apertura delle fessure. La verifica dell'ampiezza di fessurazione viene condotta senza calcolo diretto, limitando la tensione di trazione nell'armatura ad un massimo correlato al diametro della barra ed alla loro spaziatura.

Tensione nell'acciaio σ_s [MPa]	Diametro massimo ϕ delle barre (mm)		
	$w_3 = 0,4$ mm	$w_2 = 0,3$ mm	$w_1 = 0,2$ mm
160	40	32	25
200	32	25	16
240	20	16	12
280	16	12	8
320	12	10	6
360	10	8	-

Tensione nell'acciaio σ_s [MPa]	Spaziatura massima s delle barre (mm)		
	$w_3 = 0,4$ mm	$w_2 = 0,3$ mm	$w_1 = 0,2$ mm
160	300	300	200
200	300	250	150
240	250	200	100
280	200	150	50
320	150	100	-
360	100	50	-

8.3.8.3.1 Verifica delle tensioni di esercizio e dello stato limite di apertura delle fessure



SOLETTA DI COPERTURA sp. 25 cm –verifica delle tensioni di esercizio e di fessurazione									
OutputCase	Text	M _{soil} KN-m/m	σ _{cls} N/mm ²	σ _{s,teso} N/mm ²	σ _{s,compr} N/mm ²	VERIFICA FESSURAZIONE		VERIFICA TENSIONI	
						apertura w	σ _{s,max} (N/mm ²)	σ _{cls} (N/mm ²)	σ _s (N/mm ²)
M11	Comb. enve_SLEr	60,00	9,69	196,70	-12,35			< 16,8	< 360
M11	Comb. enve_SLEf	45,00	7,27	147,50	-9,26	w ₁ = 0,2 mm	< 200		
M11	Comb. enve_SLEqp	8,00	1,29	26,22	-1,05	w ₁ = 0,2 mm	< 200	< 12,6	< 360
M22	Comb. enve_SLEr	50,00	6,07	146,90	-31,52			< 16,8	< 360
M22	Comb. enve_SLEf	40,00	4,85	117,50	-25,22	w ₁ = 0,2 mm	< 200		
M22	Comb. enve_SLEqp	10,00	1,21	29,38	-6,30	w ₁ = 0,2 mm	< 200	< 12,6	< 360