

NUOVE OPERE DI REGOLAZIONE PER LA MESSA IN SICUREZZA DEL LAGO D'IDRO



RAGGRUPPAMENTO TEMPORANEO DI PROGETTISTI



PROGETTO ESECUTIVO

IMBOCCO

OPERE STRUTTURALI DEFINITIVE - FABBRICATO PARATOIE

Camera paratoie - Relazione di calcolo

Fase PE	Ambito IMB	Opera OSD	Argomento FP	Progressivo 001	Tipo elaborato RC	Revisione B
Redatto C. Bartolucci		Controllato M. Ghidoli		Approvato P. Galvanin		Scala - Data 10/01/23

 Agenzia Interregionale per il fiume Po	IL RESPONSABILE UNICO DEL PROCEDIMENTO	
	Ing. M. Vergnani	
RESPONSABILE INTEGRAZIONE PRESTAZIONI SPECIALISTICHE ALPINA S.p.A. Ing. Paola Erba	PROGETTAZIONE STRUTTURALE ALPINA S.p.A. Ing. Paolo Galvanin	

REV.	DATA	OGGETTO REVISIONE	REDATTO	CONTROLLATO	APPROVATO
A	18/10/2022	Prima emissione	CBA	MGI	PGA
B	10/01/2023	Integrazione verifiche strutturali	CBA	MGI	PGA
-	-	-	-	-	-
-	-	-	-	-	-

SOMMARIO

1	INTRODUZIONE.....	6
1.1	Illustrazione sintetica dell'intervento strutturale	6
1.2	Quadro Normativo di riferimento	6
1.2.1	Leggi e decreti	6
1.2.2	Circolari nazionali	7
1.2.3	Regolamenti regionali	7
1.2.4	Norme europee	7
1.2.5	Norme italiane.....	8
2	MATERIALI.....	9
2.1	Strutture in calcestruzzo armato.....	9
2.1.1	Calcestruzzo	9
2.1.2	Acciaio per armatura lenta	10
3	PARAMETRI DI PROGETTO PER LA DEFINIZIONE DELLE AZIONI	11
3.1	Vita nominale	11
3.2	Classe d'uso	11
3.3	Periodo di riferimento per l'azione sismica.....	11
4	METODI DI CALCOLO E DI VERIFICA	12
4.1	Analisi statica lineare	12
4.1.1	Combinazione statica SLU	12
4.1.2	Combinazione statica SLE	13
4.2	Analisi dinamica lineare.....	13
4.2.1	Azione sismica	15
4.2.1.1	Categoria del suolo di fondazione.....	16
4.2.1.2	Condizioni topografiche	16
4.2.1.3	Amplificazione stratigrafica.....	16
4.2.1.4	Amplificazione topografica.....	16
4.3	Metodi di verifica	17
4.3.1	Ipotesi verifica sezioni in calcestruzzo armato.....	17
4.3.2	Percentuale minima di armatura.....	18
4.3.3	Copriferro.....	18
4.3.4	Verifica per sollecitazioni di presso/tenso – flessione retta e deviata	18
4.3.5	Verifica di sollecitazione di taglio.....	19
4.3.6	Verifica agli stati limite di Esercizio – Verifica delle Tensioni di Esercizio.....	19

4.3.7	Verifica agli stati limite di Esercizio – Verifica a fessurazione.....	19
4.3.7.1	Condizioni ambientali.....	19
4.3.7.2	Metodo di verifica.....	20
5	CARICHI DI PROGETTO.....	21
5.1	Pesi propri strutturali.....	21
5.2	Carichi permanenti non strutturali gravitazionali.....	21
5.2.1	Carichi gravitazionali.....	21
5.2.2	Parete frontale tergo terreno.....	23
5.2.3	Parete frontale strada.....	28
5.2.4	Parete lato versante.....	35
5.2.5	Parete laterale piazzale.....	38
5.2.6	Soletta galleria.....	42
5.2.7	Platea galleria.....	44
5.2.8	Pareti laterali galleria.....	45
5.2.9	Carico idrostatico in condizione di massimo invaso.....	50
5.2.10	Carico idrostatico in condizione di massima piena millenaria.....	50
5.3	Azione sismica.....	51
6	COMBINAZIONI DI CARICO.....	55
7	MODELLO DI CALCOLO.....	61
7.1	Criteri generali di modellazione.....	61
7.2	Principali risultati della modellazione.....	63
7.2.1	Analisi modale, masse partecipanti.....	63
7.2.2	Reazioni globali.....	66
8	GIUDIZIO DI ACCETTABILITA' DEI RISULTATI.....	67
8.1	Verifica carichi implementati.....	67
8.1	Verifica masse sismiche.....	69
9	VERIFICA DI RESISTENZA DEGLI ELEMENTI STRUTTURALI.....	70
9.1	Fondazione.....	70
9.1.1	Verifiche di resistenza flessionale.....	70
9.1.2	Verifiche di resistenza a taglio.....	90
9.1.3	Verifiche di esercizio.....	99
9.1.3.1	Platea altezza 165 cm.....	102
9.1.3.2	Platea altezza 80 cm.....	109
9.2	Soletta galleria.....	117

9.2.1	Verifiche di resistenza flessionale	117
9.2.2	Verifiche di resistenza a taglio	123
9.2.3	Verifiche di esercizio.....	126
9.2.3.1	Appoggio setto centrale.....	128
9.2.3.2	Campata.....	130
9.3	Soletta intermedia edificio paratoie	133
9.3.1	Verifiche di resistenza flessionale	133
9.3.2	Verifiche di resistenza a taglio	136
9.3.3	Verifiche di esercizio.....	140
9.3.3.1	Appoggio	142
9.3.3.2	Campata.....	146
9.4	Soletta copertura edificio paratoie	151
9.4.1	Verifiche di resistenza flessionale	151
9.4.2	Verifiche di resistenza a taglio	153
9.4.3	Verifiche di esercizio.....	156
9.4.3.1	Appoggio	158
9.4.3.2	Campata.....	162
9.5	Pareti trasversali edificio paratoie.....	166
9.5.1	Verifiche di resistenza flessionale	166
9.5.2	Verifiche di resistenza a taglio	171
9.5.3	Verifiche di esercizio.....	175
9.6	Pareti longitudinali edificio paratoie.....	181
9.6.1	Verifiche di resistenza flessionale	181
9.6.2	Verifiche di resistenza a taglio	186
9.6.3	Verifiche di esercizio.....	190
9.7	Parete centrale edificio paratoie.....	195
9.7.1	Verifiche di resistenza flessionale	195
9.7.2	Verifiche di resistenza a taglio	200
9.7.3	Verifiche di esercizio.....	204
9.8	Setto deviatore.....	208
9.8.1	Verifiche di resistenza flessionale	208
9.8.2	Verifiche di resistenza a taglio	213
9.8.3	Verifiche di esercizio.....	217
9.9	Setti laterali galleria	222

9.9.1	Verifiche di resistenza flessionale	222
9.9.2	Verifiche di resistenza a taglio	227
9.9.3	Verifiche di esercizio.....	231
10	CONCLUSIONI	237

1 INTRODUZIONE

Oggetto della presente relazione è il dimensionamento a livello di progettazione esecutiva, nell'ambito dei lavori delle nuove opere di regolazione per la messa in sicurezza del Lago d'Idro, della camera paratoia necessaria per prevedere l'alloggiamento degli organi di regolazione del flusso idrico.

1.1 Illustrazione sintetica dell'intervento strutturale

La camera di comando delle paratoie viene realizzata a mezzo di una struttura scatolare rettangolare che prevede pareti in c.a. dello spessore pari a 0.70 m, una soletta intermedia in c.a. a quota circa 372.51 m dello spessore pari a 0.30 m ed una soletta di copertura inclinata in c.a. dello spessore di 0.30 m. Tale struttura, posizionata a tergo del versante collinare, ospita gli organi di regolazione del flusso idrico e risulta rigidamente collegata ad un tratto di circa 10 m della galleria idraulica d'imbocco, sul lato a monte. La fondazione della struttura è diretta e superficiale, del tipo a platea, di spessore variabile da 165 cm, in corrispondenza dello scatolare, a 80 cm in corrispondenza della galleria idraulica.

Tale struttura verrà realizzata a seguito dell'esecuzione della palificata a pozzo, per la quale si rimanda alle relazioni specialistiche di riferimento.

La progettazione della struttura viene proposta nella configurazione di sollecitazioni corrispondenti al livello di massimo invaso del bacino idrico (+368.00 m slm) e per la condizione eccezionale di piena millenaria (+371.23 m slm).

1.2 Quadro Normativo di riferimento

Le analisi e le verifiche di seguito documentate sono state svolte, in accordo a quanto prescritto nelle vigenti "Norme Tecniche delle Costruzioni" di cui al D.M. Infrastrutture 17/01/2018 (di seguito indicate con NTC), ricorrendo al metodo degli Stati Limite. Si riporta l'elenco completo del quadro Normativo di riferimento per l'opera in analisi:

1.2.1 Leggi e decreti

[1] Legge n.1086 del 05.11.1971

Norme per la disciplina delle opere di conglomerato cementizio armato, normale e precompresso, ed a struttura metallica. G.U. n.321 del 21.12.1971

[2] Legge n.64 del 02.02.1974

Provvedimenti per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche. G.U. n.76 del 21.3.1974

[3] Decreto Ministero delle Infrastrutture del 17.01.2018

Norme tecniche per le costruzioni. G.U. n.42 del 20.02.2018

[4] Decreto Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti del 26.06.2014

Norme tecniche per la progettazione degli sbarramenti di ritenuta (dighe e traverse). G.U. n. 156 del 08.07.2014

1.2.2 Circolari nazionali

- [5] Circolare Servizio Tecnico Centrale del 04.02.1974, n. 11951
Legge 5 novembre 1971, n. 1086. Norma per la disciplina delle opere in conglomerato cementizio armato normale e precompresso ed a struttura metallica. Istruzioni per l'applicazione.
- [6] Circolare Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici del 21.01.2019, n. 7 D.U. n. 35 del 11.02.2019
Istruzioni per l'applicazione dell'«Aggiornamento delle "Norme tecniche per le costruzioni"» di cui al decreto ministeriale 17 gennaio 2018.

1.2.3 Regolamenti regionali

- [7] Decreto Giunta Regionale – Regione Lombardia del 11.07.2014
Aggiornamento delle zone sismiche in Regione Lombardia.

1.2.4 Norme europee

- [8] UNI-EN 206:2021
Calcestruzzo – Specificazione, prestazione, produzione conformità.
- [9] UNI-EN 197-1:2016 (dicembre 2016)
Cemento - Parte 1: Composizione, specificazioni e criteri di conformità per cementi comuni.
- [10] UNI-EN 12620:2008 (settembre 2008)
Aggregati per calcestruzzo
- [11] UNI-EN 1744-1:2013 (marzo 2013)
Prove per determinare le proprietà chimiche degli aggregati - Parte 1: Analisi chimica.
- [12] UNI-EN 933-8:2015 (luglio 2015)
Prove per determinare le caratteristiche geometriche degli aggregati - Parte 8: Valutazione dei fini - Prova dell'equivalente in sabbia.
- [13] UNI-EN 1008:2003 (aprile 2003)
Acqua d'impasto per il calcestruzzo - Specifiche di campionamento, di prova e di valutazione dell'idoneità dell'acqua, incluse le acque di ricupero dei processi dell'industria del calcestruzzo, come acqua d'impasto del calcestruzzo.
- [14] UNI-EN 934-2:2012 (luglio 2012)
Additivi per calcestruzzo, malta e malta per iniezione - Parte 2: Additivi per calcestruzzo - Definizioni, requisiti, conformità, marcatura ed etichettatura
- [15] UNI-EN 1991-1-1:2004 Eurocodice 1 (agosto 2004)
Azioni sulle strutture - Parte 1-1: Azioni in generale – Pesì per unità di volume, pesì propri e sovraccarichi per gli edifici.
- [16] UNI-EN 1991-1-3:2015 Eurocodice 1 (novembre 2015)
Azioni sulle strutture - Parte 1-3: Azioni in generale – Carichi da neve.
- [17] UNI-EN 1992-1-1:2015 Eurocodice 2 (aprile 2015)
Progettazione delle strutture in calcestruzzo - Parte 1-1: Regole generali e regole per gli edifici.
- [18] UNI-EN 1997-1:2013 Eurocodice 7 (dicembre 2013)
Progettazione geotecnica - Parte 1: Regole generali.
- [19] UNI-EN 1998-1:2013 Eurocodice 8 (marzo 2013)

Progettazione delle strutture per la resistenza sismica - Parte 1: Regole generali, azioni sismiche e regole per gli edifici.

[20] UNI-EN 1998-5:2005 Eurocodice 8 (gennaio 2005)

Progettazione delle strutture per la resistenza sismica - Parte 5: Fondazioni, strutture di contenimento ed aspetti geotecnici.

1.2.5 Norme italiane

[21] UNI 11104:2016 (luglio 2016)

Calcestruzzo - Specificazione, prestazione, produzione e conformità - Specificazioni complementari per l'applicazione della EN 206.

[22] UNI 11002-1:2009 (gennaio 2009)

Pannelli e gradini di grigliato elettrosaldato e/o pressato - Parte 1: terminologia, tolleranze, requisiti e metodi di prova per pannelli in piani di calpestio e carrabili.

[23] UNI 11002-2:2009 (gennaio 2009)

Pannelli e gradini di grigliato elettrosaldato e/o pressato - Parte 2: terminologia, tolleranze, requisiti e metodi di prova per gradini.

[24] UNI 11002-3:2002 (agosto 2002)

Pannelli e gradini di grigliato elettrosaldato e/o pressato - Parte 3: campionamento e criteri di accettazione per pannelli per applicazioni in piani di calpestio, carrabili e gradini.

[25] UNI 8520-1:2015 (ottobre 2015)

Aggregati per calcestruzzo - Istruzioni complementari per l'applicazione della EN 12620 - Parte 1: Designazione e criteri di conformità

[26] UNI 8520-2:2016 (maggio 2016)

Aggregati per calcestruzzo - Istruzioni complementari per l'applicazione della EN 12620 - Parte 2: Requisiti

[27] UNI 8520-22:2002 (giugno 2002)

Aggregati per confezioni di calcestruzzi - Determinazione della potenziale reattività degli aggregati in presenza di alcali

2 MATERIALI

2.1 Strutture in calcestruzzo armato

Si riporta di seguito l'elenco con le caratteristiche principali dei materiali utilizzati per il dimensionamento e le verifiche dei vari elementi costituenti il manufatto. I materiali per le strutture in cemento armato sono differenziati in relazione alle loro funzioni.

I materiali per le strutture in cemento armato sono in accordo con le Norme Tecniche per le Costruzioni (NTC2018 – D.M. Infrastrutture 17/01/2018), UNI EN 206:2021 e UNI 11104:2016 per quanto riguarda “Classi di esposizione per calcestruzzo strutturale” e UNI EN 197-1:2011 relativamente a “caratteristiche del cemento”.

2.1.1 Calcestruzzo

Il calcestruzzo ha le seguenti caratteristiche generali:

Coefficiente di Poisson	$\nu = 0,2$
Coefficiente di espansione termica	$\alpha = 1,00 \times 10^{-5} 1/^{\circ}\text{C}$
Peso specifico (compresa l'armatura)	$\rho = 25 \text{ kN/m}^3$

Di seguito sono elencate le caratteristiche specifiche del calcestruzzo per i diversi tipi di impiego.

Solette

Classe di resistenza	C35/45
Resistenza caratteristica cubica	$R_{ck} \geq 45 \text{ N/mm}^2$
Resistenza caratteristica cilindrica	$f_{ck} \geq 35 \text{ N/mm}^2$
Modulo elastico secante	$E = 34.077 \text{ N/mm}^2$
Classe di esposizione	XC4-XA2
Classe di consistenza	S4 (slump 160 ÷ 210 cm)
Diametro massimo dell'aggregato	20 mm
Massimo rapporto A/C	0,50
Contenuto minimo di cemento	340 kg/m^3
Copriferro nominale	40 mm

Elevazioni (setti e muri)

Classe di resistenza	C35/45
Resistenza caratteristica cubica	$R_{ck} \geq 45 \text{ N/mm}^2$
Resistenza caratteristica cilindrica	$f_{ck} \geq 35 \text{ N/mm}^2$
Modulo elastico secante	$E = 34.077 \text{ N/mm}^2$
Classe di esposizione	XC4-XA2
Classe di consistenza	S4 (slump 160 ÷ 210mm)
Diametro massimo dell'aggregato	20 mm
Massimo rapporto A/C	0,50

Contenuto minimo di cemento	340 kg/m ³
Copriferro nominale	40 mm

Platea di fondazione

Classe di resistenza	C32/40
Resistenza caratteristica cubica	$R_{ck} \geq 40 \text{ N/mm}^2$
Resistenza caratteristica cilindrica	$f_{ck} \geq 33,20 \text{ N/mm}^2$
Modulo elastico secante	$E = 33.643 \text{ N/mm}^2$
Classe di esposizione	XC4-XA2
Classe di consistenza	S4 (slump 160 ÷ 210mm)
Diametro massimo dell'aggregato	25 mm
Massimo rapporto A/C	0,50
Contenuto minimo di cemento	340 kg/m ³
Copriferro nominale	40 mm

Magrone di pulizia e livellamento

Classe di resistenza	C12/15
Resistenza caratteristica cubica	$R_{ck} \geq 15 \text{ N/mm}^2$
Resistenza caratteristica cilindrica	$f_{ck} \geq 12,45 \text{ N/mm}^2$
Contenuto minimo di cemento	150 kg/m ³

2.1.2 Acciaio per armatura lenta

L'acciaio ha le seguenti caratteristiche generali:

Modulo elastico	$E = 210.000 \text{ N/mm}^2$
Coefficiente di Poisson	$\nu = 0,3$
Coefficiente di espansione termica	$\alpha = 1,20 \times 10^{-5} \text{ 1/}^\circ\text{C}$
Peso specifico	$\rho = 78,50 \text{ kN/m}^3$

Di seguito sono elencate le caratteristiche dell'acciaio per armatura lenta sono:

Barre

Tipo di acciaio	B450C
Tensione caratteristica di snervamento	$f_{yk} \geq 450 \text{ N/mm}^2$
Tensione caratteristica di rottura	$f_{tk} \geq 540 \text{ N/mm}^2$
Rapporto tensioni caratteristiche	$1,15 \leq (f_t/f_y)_k < 1,35$
Rapporto tensioni di snervamento	$(f_y/f_{y,nom})_k < 1,25$
Allungamento a carico massimo	$(A_{gt})_k \geq 7,5\%$

Reti elettrosaldate

Tipo di acciaio	B450A
Tensione caratteristica di snervamento	$f_{yk} \geq 450 \text{ N/mm}^2$
Tensione caratteristica di rottura	$f_{tk} \geq 540 \text{ N/mm}^2$
Rapporto tensioni caratteristiche	$(f_t/f_y)_k \geq 1,05$
Rapporto tensioni di snervamento	$(f_y/f_{y,nom})_k < 1,25$
Allungamento a carico massimo	$(A_{gt})_k \geq 2,5\%$

3 PARAMETRI DI PROGETTO PER LA DEFINIZIONE DELLE AZIONI

Si riportano di seguito le caratteristiche dell'opera strutturale secondo quanto esposto nelle "Norme tecniche per le costruzioni" – D.M. 17/01/2018 (NTC 2018) e in accordo con lo specifico D.M. 26/06/2014 – "Norme tecniche per la progettazione degli sbarramenti di ritenuta (dighe e traverse)".

3.1 Vita nominale

La vita nominale di un'opera strutturale V_N è intesa come il numero di anni nel quale la struttura, purché soggetta alla manutenzione ordinaria, deve poter essere usata per lo scopo al quale è destinata.

TIPI DI COSTRUZIONE	V_N (anni)
1 - Opere provvisorie	≤ 10
2 - Opere ordinarie	≥ 50
3 - Grandi opere	≥ 100

Tabella 1 – Tipo e vita nominale V_N dell'opera (NTC 2018 – tabella 2.4.I)

Nel caso in studio è possibile fare riferimento al tipo 3 – Grandi opere - con vita nominale pari a:

$$V_N = 100 \text{ anni}$$

3.2 Classe d'uso

In presenza di azioni sismiche con riferimento alle conseguenze di una interruzione di operatività o di un eventuale collasso la classe d'uso dell'opera in oggetto è pari a **IV** (si veda § 2.4.2 NTC 2018).

3.3 Periodo di riferimento per l'azione sismica

Il valore del coefficiente d'uso C_U è definito, al variare della classe d'uso, come mostrato in tabella:

CLASSE D'USO	I	II	III	IV
COEFFICIENTE C_U	0,7	1,0	1,5	2,0

Tabella 2 – Valori del coefficiente d'uso C_U dell'opera (NTC 2018 – tabella 2.4.II)

Le azioni sismiche su ciascuna costruzione vengono valutate in relazione ad un periodo di riferimento V_R che si ricava moltiplicandone la vita nominale V_N per il coefficiente d'uso C_U :

$$V_R = V_N \cdot C_U = 100 \times 2,0 = 200 \text{ anni}$$

4 METODI DI CALCOLO E DI VERIFICA

Le analisi di calcolo applicate per il dimensionamento degli elementi costituenti il fabbricato si basano sui criteri sia di tipo statico che dinamico. Si riporta di seguito le caratteristiche dei metodi adottati per la determinazione delle sollecitazioni e le relative verifiche. Sulla struttura in c.a. della nuova camera di comando delle paratoie si effettua un'analisi statica lineare per carichi statici e un'analisi dinamica lineare con spettro di risposta elastico nei confronti delle combinazioni di carico sismico. Si opta per l'assunzione di un comportamento non dissipativo delle strutture, limitando le capacità dei materiali in campo elastico o sostanzialmente elastico per le analisi sismiche. Le verifiche di resistenza e di esercizio effettuate sono coerenti con il capitolo 4 e il capitolo 7 delle NTC2018.

4.1 Analisi statica lineare

La schematizzazione di calcolo delle strutture progettate, il calcolo dei parametri di sollecitazione e la valutazione delle tensioni e delle deformazioni, allo scopo di ottenere la garanzia di una sicurezza permanente e uniforme dell'opera, sono stati effettuati secondo i metodi della scienza delle costruzioni e della teoria dell'elasticità. Si sono analizzate le combinazioni più sfavorevoli delle condizioni elementari di carico al fine di individuare i valori massimi e minimi delle sollecitazioni cercate.

Il calcolo è stato eseguito in conformità alla vigente normativa tecnica e più precisamente alle già citate "Norme tecniche per le costruzioni" – D.M. 17/01/2018), ricorrendo al metodo degli Stati Limite.

4.1.1 Combinazione statica SLU

Le combinazioni adottate per le verifiche statiche allo stato limite ultimo sono:

$$\text{Combinazione fondamentale} \quad F_d = \sum_{i=1}^{n_g} \gamma_{gi} \cdot G_{ki} + \gamma_{q1} \cdot Q_{1k} + \sum_{i=2}^{n_q} \gamma_{qi} \cdot \psi_{0i} \cdot Q_{ik}$$

$$\text{Combinazione eccezionale} \quad F_d = A_d + \sum_{i=1}^{n_g} G_{ki} + \sum_{i=2}^{n_q} \psi_{2i} \cdot Q_{ik}$$

dove:

G_{ki}	è il valore caratteristico delle azioni permanenti
A_d	è il valore caratteristico dell'azione eccezionale
Q_{1k}	è il valore caratteristico di una delle azioni variabili
Q_{ik}	è il valore caratteristico delle altre azioni variabili
γ_g	coefficiente parziale per la i-esima azione permanente
γ_q	coefficiente parziale per la i-esima azione variabile
ψ_{0i}	coefficiente di combinazione
ψ_{2i}	coefficiente di combinazione per azioni eccezionali

Nelle verifiche nei confronti degli stati limite ultimi strutturali (STR) e geotecnici (GEO), come previsto dalle NTC 2018, si adotta come criterio progettuale l'Approccio 2.

In questo principio si impiega un'unica combinazione dei gruppi di coefficienti parziali, definiti per le Azioni (A), per la resistenza dei materiali (M) e, eventualmente, per la resistenza globale (R). In tale approccio, per le azioni si impiegano i coefficienti γ_f riportati nella colonna A1 di tabella sottostante.

		Coefficiente γ_F	EQU	A1 STR	A2 GEO
Carichi permanenti	favorevoli	γ_{g1}	0,90	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,10	1,30	1,00
Carichi permanenti non strutturali ⁽¹⁾	favorevoli	γ_{g2}	0,80	0,80	0,80
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30
Carichi variabili	favorevoli	γ_{qi}	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30

⁽¹⁾Nel caso in cui i carichi permanenti non strutturali (ad es. carichi permanenti non portati) siano compiutamente definiti si potranno adottare per essi gli stessi coefficienti validi per le azioni permanenti.

Tabella 3 – Valore dei coefficienti parziali di sicurezza (NTC 2018 – tabella 2.6.I)

4.1.2 Combinazione statica SLE

Le combinazioni per le verifiche statiche allo stato limite di esercizio sono:

Combinazione rara
$$F_d = \sum_{i=1}^{ng} G_{ki} + Q_{1k} + \sum_{i=2}^{nq} \psi_{0i} \cdot Q_{ik}$$

Combinazione frequente
$$F_d = \sum_{i=1}^{ng} G_{ki} + \psi_{1i} \cdot Q_{1k} + \sum_{i=2}^{nq} \psi_{2i} \cdot Q_{ik}$$

Combinazione quasi permanente
$$F_d = \sum_{i=1}^{ng} G_{ki} + \sum_{i=2}^{nq} \psi_{2i} \cdot Q_{ik}$$

dove:

- G_{ki} è il valore caratteristico delle azioni permanenti
- Q_{1k} è il valore caratteristico di una delle azioni variabili
- Q_{ik} è il valore caratteristico delle altre azioni variabili
- ψ_{0i} coefficiente di combinazione per azioni rare
- ψ_{1i} coefficiente di combinazione per azioni frequenti
- ψ_{2i} coefficiente di combinazione per azioni quasi permanenti

4.2 Analisi dinamica lineare

Si appronta all'analisi dinamica lineare per la valutazione degli effetti sulla struttura legati all'azione sismica. L'analisi lineare dinamica consiste:

- nella determinazione dei modi di vibrare della costruzione (analisi modale);
- nel calcolo degli effetti dell'azione sismica, rappresentata dallo spettro di risposta di progetto, per ciascuno dei modi di vibrare individuati;
- nella combinazione di questi effetti.

Devono essere considerati tutti i modi con massa partecipante significativa. È opportuno a tal riguardo considerare tutti i modi con massa partecipante superiore al 5% e un numero di modi la cui massa partecipante totale sia superiore allo 85%. Per la combinazione degli effetti relativi ai singoli modi deve essere utilizzata una combinazione quadratica completa degli effetti relativi a ciascun modo, quale quella indicata nell'espressione [7.3.4]:

$$E = \sqrt{\sum_j \sum_i \rho_{ij} \cdot E_i \cdot E_j} \quad [7.3.4]$$

con: E_j valore dell'effetto relativo al modo j ; ρ_{ij} coefficiente di correlazione tra il modo i e il modo j , calcolato con formule di comprovata validità quale:

$$\rho_{ij} = \frac{8\sqrt{\xi_i \cdot \xi_j} \cdot (\beta_{ij} \cdot \xi_i + \xi_j) \cdot \beta_{ij}^{3/2}}{(1 - \beta_{ij}^2)^2 + 4 \cdot \xi_i \cdot \xi_j \cdot \beta_{ij} (1 + \beta_{ij}^2) + 4 \cdot (\xi_i^2 + \xi_j^2) \cdot \beta_{ij}^2} \quad [7.3.5a]$$

$\xi_{i,j}$ smorzamento viscoso dei modi i e j ; β_{ij} rapporto tra l'inverso dei periodi di ciascuna coppia $i-j$ di modi. La [7.3.5a], nel caso di uguale smorzamento ξ dei modi i e j , si esprime come:

$$\rho_{ij} = \frac{8\xi^2 \beta_{ij}^{3/2}}{(1 + \beta_{ij}) \cdot [(1 - \beta_{ij})^2 + 4\xi^2 \beta_{ij}]} \quad [7.3.5b]$$

La risposta è calcolata unitariamente per le tre componenti, applicando l'espressione:

$$1,00 \cdot E_x + 0,30 \cdot E_y + 0,30 \cdot E_z \quad [7.3.10]$$

Gli effetti più gravosi si ricavano dal confronto tra le tre combinazioni ottenute permutando circolarmente i coefficienti moltiplicativi. In ogni caso:

- la componente verticale deve essere tenuta in conto unicamente nei casi previsti al § 7.2.2. –
- la risposta deve essere combinata con gli effetti pseudo-statici indotti dagli spostamenti relativi prodotti dalla variabilità spaziale del moto unicamente nei casi previsti al § 3.2.4.1, utilizzando, salvo per quanto indicato al § 7.2.2 in merito agli appoggi mobili, la radice quadrata della somma dei quadrati (SRSS).

Per il caso in esame, unitamente anche a quanto specifica il Decreto Dighe [4] si opta per considerare anche la componente di sisma verticale. Il gruppo di combinazioni di carico viene definito nel seguito, coerentemente con il DM 2018:

Combinazione sismica $F_d = E_d + \sum_{i=1}^{ng} G_{ki} + \sum_{i=2}^{nq} \psi_{2i} \cdot Q_{ik}$

dove:

- G_{ki} è il valore caratteristico delle azioni permanenti
- Q_{ik} è il valore caratteristico delle azioni variabili
- ψ_{2i} coefficiente di combinazione per azioni quasi permanenti

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

$$\sum_{i=1}^{ng} G_{ki} + \sum_{i=2}^{nq} \psi_{2i} \cdot Q_{ik}$$

4.2.1 Azione sismica

I parametri che caratterizzano l'azione sismica sono individuati utilizzando il software Spettri-NTC ver.1.0.3 distribuito dal Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici, una volta inserite le coordinate geografiche in prossimità delle opere, come segue:



Figura 1 – Individuazione della pericolosità del sito

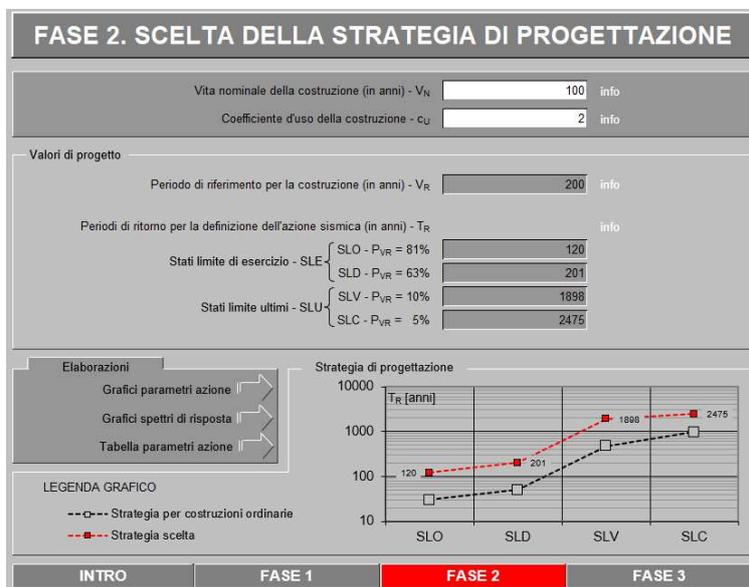


Figura 2 – Periodo di riferimento

SLATO LIMITE	T_R [anni]	a_g [g]	F_0 [-]	T_C^* [s]
SLO	120	0,080	2,451	0,259
SLD	201	0,100	2,471	0,263
SLV	1898	0,242	2,436	0,283
SLC	2475	0,266	2,437	0,286

Figura 3 – Parametri azione sismica

4.2.1.1 Categoria del suolo di fondazione

Per la determinazione dell'azione sismica sul sito, in conformità con quanto previsto dal D.M. 17.01.2018, si farà riferimento all'approccio semplificato di determinazione dell'amplificazione locale tramite l'individuazione della categoria di sottosuolo su cui insistono le fondazioni dell'opera.

Si assume che il terreno sia in categoria **B** secondo NTC2018.

4.2.1.2 Condizioni topografiche

Per l'opera sopramenzionata si è in presenza di una configurazione superficiale semplice, si può quindi adottare la classificazione proposta nella normativa nazionale vigente. Le condizioni topografiche sono ascrivibili alla:

Categoria topografica **T1**

4.2.1.3 Amplificazione stratigrafica

Per sottosuoli di categoria B, i coefficienti SS e CC assumono i valori dati dalla tabella 3.2.IV delle NTC2018.

4.2.1.4 Amplificazione topografica

Considerando le specifiche condizioni topografiche del sito oggetto dell'intervento si assume: $ST = 1.0$.

Nel seguito si riporta lo spettro elastico allo stato limite di collasso orizzontale e verticale, utilizzato nelle analisi dinamiche lineari.

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

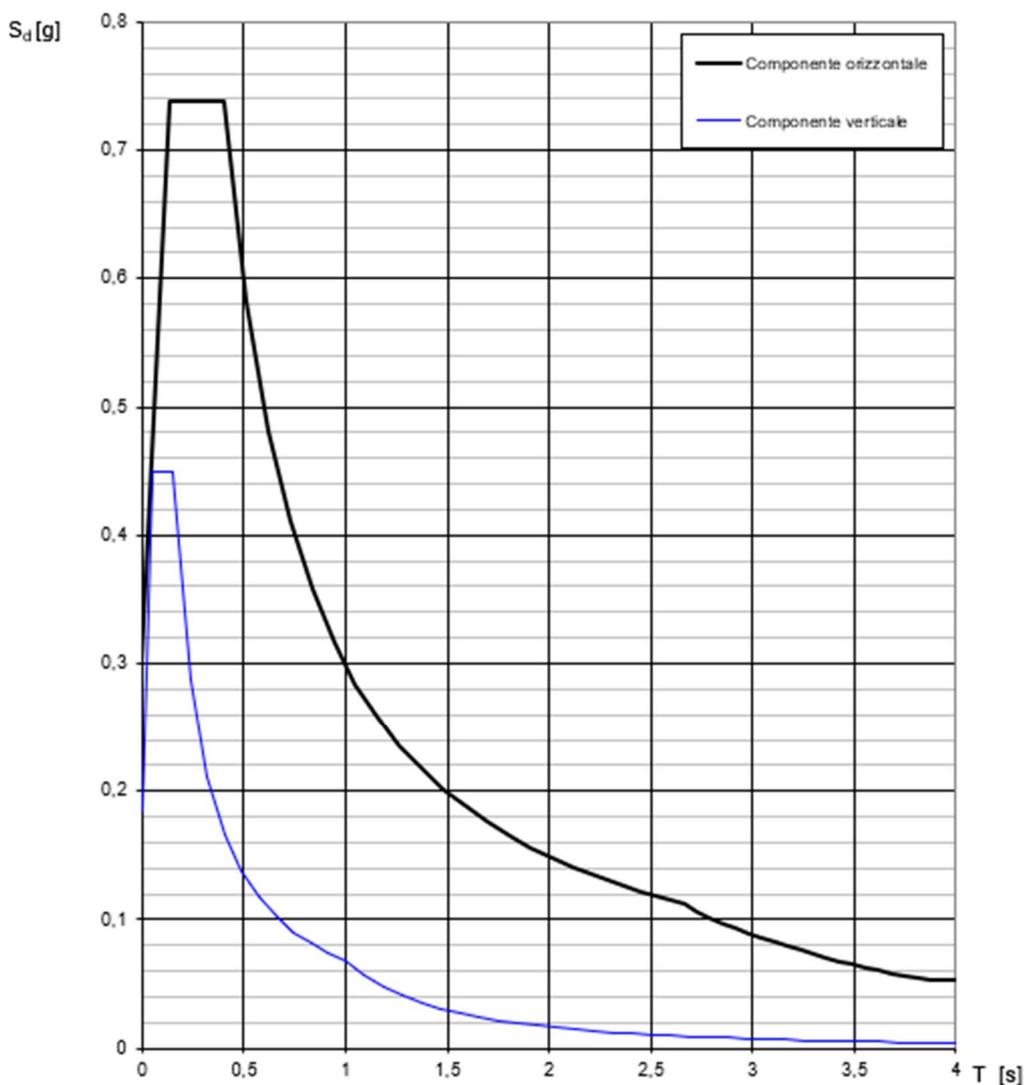


Figura 4 – Spettro di risposta elastico SLC orizzontale e verticale

4.3 Metodi di verifica

Si riportano le metodologie adottate per verifiche degli elementi strutturali costituenti l'opera.

4.3.1 Ipotesi verifica sezioni in calcestruzzo armato

Per la valutazione della resistenza ultima delle sezioni di elementi monodimensionali nei confronti di sforzo normale e flessione, si adotteranno le seguenti ipotesi:

- conservazione delle sezioni piane;

- perfetta aderenza tra acciaio e calcestruzzo;
- resistenza a trazione del calcestruzzo nulla;
- rottura del calcestruzzo determinata dal raggiungimento della sua capacità deformativa ultima a compressione;
- rottura dell'armatura tesa determinata dal raggiungimento della sua capacità deformativa ultima;

Le tensioni nel calcestruzzo e nell'armatura si dedurranno, a partire dalle deformazioni, utilizzando i rispettivi diagrammi tensione-deformazione.

4.3.2 Percentuale minima di armatura

Per la percentuale minima di armatura si considerano le prescrizioni delle NTC 2018 tenendo conto del tipo di sollecitazione agente sull'elemento.

4.3.3 Copriferro

L'armatura resistente deve essere protetta da un adeguato ricoprimento di calcestruzzo. Al fine della protezione delle armature dalla corrosione, lo strato di ricoprimento di calcestruzzo (copriferro) deve essere dimensionato in funzione dell'aggressività dell'ambiente e della sensibilità delle armature alla corrosione, tenendo anche conto delle tolleranze di posa delle armature.

La determinazione del copriferro minimo si evince dalla tabella C4.1.IV della Circolare applicativa delle NTC 2018. Dato che la struttura ha una vita nominale $V_N = 100$ anni il copriferro determinato dalla tabella va aumentato di 10 mm. I valori del copriferro, per ogni tipologia di elemento costruttivo, sono riportati nel paragrafo delle specifiche materiali.

		BARRE DA CEMENTO ARMATO				
		Elementi a piastra		Altri elementi		
C_{min}	C_0	ambiente	$C \geq C_0$	$C_{min} \leq C < C_0$	$C \geq C_0$	$C_{min} \leq C < C_0$
C25/30	C35/45	ordinario	15	20	20	25
C30/37	C40/50	aggressivo	25	30	30	35
C35/45	C45/45	molto aggressivo	35	40	40	45

Tabella 4 – Copriferri minimi in mm (§ [6] tabella C4.1.IV)

4.3.4 Verifica per sollecitazioni di presso/tenso – flessione retta e deviata

La verifica di resistenza flessionale in presenza o meno di sforzo assiale viene condotta coerentemente con il capitolo 4.1.2.3.4 delle NTC2018. Nei confronti delle combinazioni di carico sismico, in accordo alle richieste del capitolo 7 delle NTC2018, avendo optato per un comportamento non dissipativo delle membrature, la capacità delle stesse viene calcolata con riferimento al loro comportamento elastico.

4.3.5 Verifica di sollecitazione di taglio

La verifica di resistenza a taglio delle membrature viene condotta coerentemente con il capitolo 4.1.2.3.5 delle NTC2018.

4.3.6 Verifica agli stati limite di Esercizio – Verifica delle Tensioni di Esercizio

Le verifiche agli SLE si risolvono nel controllare che i valori di tensione nei materiali siano inferiori ai limiti di normativa (punto 4.1.2.2.5 del D.M. 14.01.2008).

- Calcestruzzo compresso:
 - Combinazione rara $\sigma_c < 0.60 \times f_{ck}$
 - Combinazione quasi permanente $\sigma_c < 0.45 \times f_{ck}$

- Acciaio teso:
 - Combinazione rara $\sigma_s < 0.80 \times f_{yk}$

I valori limite delle tensioni associate ai materiali utilizzati sono riportati nel capitolo relativo ai materiali.

4.3.7 Verifica agli stati limite di Esercizio – Verifica a fessurazione

Per assicurare la funzionalità e la durata delle strutture è necessario realizzare un sufficiente ricoprimento delle armature con calcestruzzo di buona qualità e compattezza, bassa porosità e bassa permeabilità, non superare uno stato limite di fessurazione adeguato alle condizioni ambientali, alle sollecitazioni ed alla sensibilità delle armature alla corrosione e tener conto delle esigenze estetiche. In accordo con le NTC 2018 si considerano le aperture di fessure riportate in tabella per gruppo di elemento strutturale.

GRUPPI DI ELEMENTI	CONDIZIONI AMBIENTALI	COMBINAZIONE DELLE AZIONI	ARMATURA POCO SENSIBILE	
			Stato limite	wd
Platea di fondazione	Aggressive	frequente	ap. fessure	≤ 0,3 mm
		quasi permanente	ap. fessure	≤ 0,2 mm
Elevazioni e solette	Aggressive	frequente	ap. fessure	≤ 0,3 mm
		quasi permanente	ap. fessure	≤ 0,2 mm

Tabella 5 –Stato limite di fessurazione (NTC 2018 – tabella 4.1.IV)

4.3.7.1 Condizioni ambientali

Le condizioni ambientali, ai fini della protezione contro la corrosione delle armature metalliche, possono essere suddivise in ordinarie, aggressive e molto aggressive in relazione a quanto indicato nella tabella con riferimento alle classi di esposizione definite nelle Linee Guida per il calcestruzzo strutturale emesse dal Servizio Tecnico Centrale del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici.

CONDIZIONI AMBIENTALI	CLASSE DI ESPOSIZIONE
Ordinarie	X0, XC1, XC2, XC3, XF1
Aggressive	XC4, XD1, XS1, XA1, XA2, XF2, XF3
Molto aggressive	XD2, XD3, XS2, XS3, XA3, XF4

Tabella 6 –Descrizione delle condizioni ambientali (NTC 2018 – tabella 4.1.III)

4.3.7.1.1 Corrosione indotta da carbonatazione

Per l'opera in oggetto si adottano le seguenti classi relative alla corrosione per carbonatazione:

Platea, elevazioni e solette

XC4 Ciclicamente asciutto e bagnato.

Calcestruzzo armato ordinario o precompresso in esterni con superfici soggette a alternanze di asciutto ed umido.

4.3.7.1.2 Attacco chimico

Per l'opera in oggetto si adottano le seguenti classi relative alla corrosione per attacco chimico:

Platea, elevazioni e solette

XA2 Ambiente chimicamente moderatamente aggressivo secondo il prospetto 2 della UNI-EN 206-1
Elementi strutturali o pareti a contatto di terreni aggressivi.

4.3.7.2 Metodo di verifica

La verifica di resistenza a taglio delle membrature viene condotta coerentemente con il capitolo 4.1.2.24 delle NTC2018 e con il capitolo C4.1.2.2.4 della relativa Circolare esplicativa.

5 CARICHI DI PROGETTO

In accordo con le NTC2018 al paragrafo 3.1.2, il peso proprio degli elementi strutturali è stato calcolato considerando:

Calcestruzzo strutturale 25,0 kN/m³

5.1 Pesì propri strutturali

Coerentemente con la densità elencata precedentemente, il peso proprio strutturale degli elementi discretizzati in ambiente FEM viene computato automaticamente dal software, coerentemente con le geometrie da progetto esecutivo.

5.2 Carichi permanenti non strutturali gravitazionali

5.2.1 Carichi gravitazionali

In questo paragrafo vengono riportati i carichi gravitazionali presenti.

Soletta Copertura:	Carico permanente portato	$g_{2k} =$	1	kN/mq
	Sovraccarico manutenzione (cat H tab 2.5.I NTC2018)	$q_k =$	3	kN/mq
	Sovraccarico Neve	$q_s =$	1.59	kN/mq

Sovraccarico Neve

$a_s =$	376.1	m	
$q_{sk} =$	1.76	kN/mq	Zona I Alpina
$T_n =$	100	anni	
$v =$	0.6	anni	Approccio cautelativo
$q_{sn} =$	1.99	kN/mq	
$\mu =$	0.80	-	
$C_e = C_t =$	1.00	-	
$q_s =$	1.59	kN/mq	
$q_s =$	2.53	kN/mq	

Soletta Interpiano:	Carico permanente portato	$g_{2k} =$	2	kN/mq
	Sovraccarico manutenzione (cat H tab 2.5.I NTC2018)	$q_k =$	3	kN/mq

Rivestimento muro	$g_{2k} =$	5.00	kN/mq
--------------------------	------------	------	-------

Getto massivo non armato

Piedritti	$\gamma_t =$	24	24	kN/mc	
	$h_1 =$	359.500	364.000	m	
	$h_2 =$	364.000	369.800	m	
	$Z_{max} =$	4.500	5.800	m	
	$sp =$	1.300	1.000	m	
	$q_s =$	140	139	kN/m	
	$L =$	4.0	4.0	m	
	$q =$	562	557	kN	
	$A =$	4.935	4.935	m ²	
	$q_s =$	114	113	kN/m ²	--> TOT = 227 kN/m ²

Volume	$\gamma_t =$	24	kN/mc
	$h_1 =$	369.800	m
	$h_2 =$	364.000	m
	$A =$	18.900	m ²
	$V =$	109.62	m ³
	$q_s =$	2631	kN

Suddivisione peso del getto su piedritti

$q_s =$	1644	kN	Setto Deviatore
$q_s =$	493	kN	Su Ciascun piedritto

Setto Deviatore	$\gamma_t =$	24	24	kN/mc	
	$h_1 =$	359.500	364.000	m	
	$h_2 =$	364.000	369.800	m	
	$Z_{max} =$	4.500	5.800	m	
	$sp =$	1.000	0.650	m	
	$q_s =$	108	90	kN/m	
	$L =$	5.4	4.0	m	
	$q =$	583	362	kN	945
	$A =$	4.700	4.700	m ²	
	$q_s =$	124	77	kN/m ²	--> TOT = 0 kN/m ²

5793.36

Modellato

Pareti frontali per attrito	$\gamma_t =$	24	kN/mc	
	$h_1 =$	364.000	m	
	$h_2 =$	369.800	m	
	$Z_{max} =$	5.800	m	
	$sp =$	0.250	m	
	$q_s =$	6.0	kN/m ²	6738.48

Paratoie

Paratoia a monte

Ciascun pancone: 353 kN 176.5 kN

Paratoia a valle

Ciascun pancone: 279 kN 139.5 kN

5.2.2 Parete frontale tergo terreno

In questo paragrafo vengono riportati i carichi permanenti non strutturali in relazione alla parete frontale tergo terreno in condizione normale ed in condizione eccezionale.

Condizione definitiva normale di esercizio

TERRENO: SPINTA SOVRACCARICO

ϕ	=	41	°	Angolo di attrito	
$\text{sen}\phi$	=	0.66	-		
β	=	0	°	Inclinazione terrapieno	
$\text{sen}\beta$	=	0.00	-		
k_0	=	0.344	-	Coefficiente di spinta a riposo	
p_0	=	105.08	kN/mq	Sovraccarico	
h_1	=	367.150	m	Estradosso galleria idraulica	
h_2	=	380.000	m	Sommità muro	
z_{max}	=	12.850	m	Fronte di spinta	
g_{2k}	=	36.14	kN/mq	Costante di carico per $h=[m]$	12.850
Spinta	=	6177	kN		

CARICO IDROSTATICO: SPINTA STATICA ESERCIZIO

γ_w	=	10	kN/mc	Densità acqua	
h_1	=	367.150	m	Estradosso galleria idraulica	
h_2	=	368.000	m	Q.ta massimo invaso	
h	=	0.850	m	Battente idrico	
g_{2k}	=	0	kN/mq	Gradiente di carico per $h=[m]$	0
g_{2k}	=	8.5	kN/mq	Gradiente di carico per $h=[m]$	0.850
Spinta	=	48	kN		

TERRENO: SPINTA STATICA

ϕ	=	41	°	Angolo di attrito	
$\text{sen}\phi$	=	0.66	-		
β	=	0	°	Inclinazione terrapieno	
$\text{sen}\beta$	=	0.00	-		
k_0	=	0.344	-	Coefficiente di spinta a riposo	
γ_t	=	20	kN/mc	Densità terreno naturale	
h_1	=	368.000	m	Q.ta massimo invaso	
h_2	=	380.000	m	Sommità muro	
z_{max}	=	12.000	m	Fronte di spinta	
g_{2k}	=	0	kN/mq	Gradiente di carico per $h=[m]$	0
g_{2k}	=	82.55	kN/mq	Gradiente di carico per $h=[m]$	12.000
Spinta	=	6587	kN		

$\phi =$	41	°	Angolo di attrito	
$\text{sen}\phi =$	0.66	-		
$\beta =$	0	°	Inclinazione terrapieno	
$\text{sen}\beta =$	0.00	-		
$k_0 =$	0.344	-	Coefficiente di spinta a riposo	
$\gamma =$	10	kN/mc	Densità terreno immerso	
$h_1 =$	368.000	m	Q.ta massimo invaso	
$h_2 =$	367.150	m	Estradosso galleria idraulica	
$z_{\text{max}} =$	0.850	m	Fronte di spinta	
$g_{2k} =$	0	kN/mq	Gradiente di carico per $h = [m]$	0
$g_{2k} =$	2.92	kN/mq	Gradiente di carico per $h = [m]$	0.850
Spinta	17			

Sovrapposizione degli effetti, spinta terra e spinta terreno saturo

$g_{2k} =$	0.00	kN/mq	Gradiente di carico per $h = [m]$	0
$g_{2k} =$	82.55	kN/mq	Gradiente di carico per $h = [m]$	12.000
$g_{2k} =$	85.47	kN/mq	Gradiente di carico per $h = [m]$	12.850
Spinta	7537	kN		

Condizione definitiva normale di esercizio - sisma

TERRENO: SPINTA SOVRACCARICO M-O

Sopra falda

$k_v =$	0.15	-		
$p_0 =$	105.08	kN/mq	Cuneo terreno versante	$\text{psi} = 1$
$K_{AE} =$	0.368			
$p =$	44.59	kN/mq	Costante di carico per $h = [m]$	12.000
Spinta	7116	kN		

Sotto falda

$k_v =$	0.15	-		
$p_0 =$	105.08	kN/mq	Cuneo terreno versante	
$K_{AE} =$	0.723			
$p =$	87.44	kN/mq	Costante di carico per $h = [m]$	0.850
Spinta	989	kN		

CARICO IDRODINAMICO

$k_h =$	0.30	-		
$\gamma_w =$	10	kN/mc	Densità acqua	
$z_{\text{max}} =$	0.850	m	Fronte di spinta	
$E_{WD} =$	1.278	kN/m	Risultante; p.to applicazione 0,4 h	
Spinta	17.0	kN	da aggiungere al caso statico	

TERRENO: SPINTA DINAMICA M-O

Sopra falda

$k_v =$	0.15	-		
$\gamma^t =$	20	kN/mc	Densità terreno	
$K_{AE} =$	0.368			
$z_{max} =$	12.000	m	Fronte di spinta	
$g_{2k} =$	0.00	kN/mq	Gradiente di carico per $h = [m]$	0
$p =$	101.83	kN/mq	Costante di carico per $h = [m]$	12.000
Spinta	8126	kN		

Sotto falda

$k_v =$	0.15	-		
$\gamma^s =$	10	kN/mc	Densità terreno immerso	
$K_{AE} =$	0.723			
$z_{max} =$	0.850	m	Fronte di spinta	
$g_{2k} =$	199.71	kN/mq	Gradiente di carico per $h = [m]$	0
$p =$	206.78	kN/mq	Costante di carico per $h = [m]$	0.850

Sovrapposizione degli effetti, spinta terra e spinta terreno saturo

$g_{2k} =$	0.00	kN/mq	Gradiente di carico per $h = [m]$	0
$g_{2k} =$	101.83	kN/mq	Gradiente di carico per $h = [m]$	12.000
$g_{2k} =$	199.71	kN/mq	Gradiente di carico per $h = [m]$	12.000
$g_{2k} =$	206.78	kN/mq	Gradiente di carico per $h = [m]$	12.850
Spinta	10424	kN		

Condizione eccezionale

TERRENO: SPINTA SOVRACCARICO

ϕ	=	41	°	Angolo di attrito	
$\text{sen}\phi$	=	0.66	-		
β	=	0	°	Inclinazione terrapieno	
$\text{sen}\beta$	=	0.00	-		
k_0	=	0.344	-	Coefficiente di spinta a riposo	
p_0	=	105.08	kN/mq	Sovraccarico	
h_1	=	367.150	m	Estradosso galleria idraulica	
h_2	=	380.000	m	Sommità muro	
z_{max}	=	12.850	m	Fronte di spinta	
g_{2k}	=	36.14	kN/mq	Costante di carico per $h=[m]$	12.850
Spinta		6177	kN		

CARICO IDROSTATICO: SPINTA STATICA ESERCIZIO

γ_w	=	10	kN/mc	Densità acqua	
h_1	=	367.150	m	Estradosso galleria idraulica	
h_2	=	371.230	m	Q.ta massimo invaso eccezionale	
h	=	4.080	m	Battente idrico	
g_{2k}	=	0	kN/mq	Gradiente di carico per $h=[m]$	0
g_{2k}	=	40.8	kN/mq	Gradiente di carico per $h=[m]$	4.080
Spinta		1107	kN		

TERRENO: SPINTA STATICA

ϕ	=	41	°	Angolo di attrito	
$\text{sen}\phi$	=	0.66	-		
β	=	0	°	Inclinazione terrapieno	
$\text{sen}\beta$	=	0.00	-		
k_0	=	0.344	-	Coefficiente di spinta a riposo	
γ_t	=	20	kN/mc	Densità terreno naturale	
h_1	=	371.230	m	Q.ta massimo invaso eccezionale	
h_2	=	380.000	m	Sommità muro	
z_{max}	=	8.770	m	Fronte di spinta	
g_{2k}	=	0	kN/mq	Gradiente di carico per $h=[m]$	0
g_{2k}	=	60.33	kN/mq	Gradiente di carico per $h=[m]$	8.770
Spinta		3518			

ϕ	=	41	°	Angolo di attrito	
$\text{sen}\phi$	=	0.66	-		
β	=	0	°	Inclinazione terrapieno	
$\text{sen}\beta$	=	0.00	-		
k_0	=	0.344	-	Coefficiente di spinta a riposo	
γ'	=	10	kN/mc	Densità terreno immerso	
h_1	=	371.230	m	Q.ta massimo invaso eccezionale	
h_2	=	367.150	m	Estradosso galleria idraulica	
z_{max}	=	4.080	m	Fronte di spinta	
g_{2k}	=	0	kN/mq	Gradiente di carico per $h= [m]$	0
g_{2k}	=	14.03	kN/mq	Gradiente di carico per $h= [m]$	4.080
Spinta		381			

Sovrapposizione degli effetti, spinta terra e spinta terreno saturo

g_{2k}	=	0.00	kN/mq	Gradiente di carico per $h= [m]$	0
g_{2k}	=	60.33	kN/mq	Gradiente di carico per $h= [m]$	8.770
g_{2k}	=	74.36	kN/mq	Gradiente di carico per $h= [m]$	12.850
Spinta		7173	kN		

5.2.3 Parete frontale strada

In questo paragrafo vengono riportati i carichi permanenti non strutturali in relazione alla parete frontale lato strada in condizione normale ed in condizione eccezionale.

Condizione definitiva normale di esercizio

TERRENO: SPINTA SOVRACCARICO STRADA

Fronte principale

ϕ	=	41	°	Angolo di attrito	
$\text{sen}\phi$	=	0.66	-		
β	=	0	°	Inclinazione terrapieno	
$\text{sen}\beta$	=	0.00	-		
k_0	=	0.344	-	Coefficiente di spinta a riposo	
p_0	=	25.00	kN/mq	Sovraccarico strada	
h_1	=	364.900	m	Estradosso galleria idraulica	
h_2	=	372.510	m	Livello p.c.	
z_{max}	=	7.610	m	Fronte di spinta	
g_{2k}	=	8.60	kN/mq	Costante di carico per $h=[m]$	7.610
Spinta		654	kN		

Tratto di muro che prosegue fino alla platea

ϕ	=	41	°	Angolo di attrito	
$\text{sen}\phi$	=	0.66	-		
β	=	0	°	Inclinazione terrapieno	
$\text{sen}\beta$	=	0.00	-		
k_0	=	0.344	-	Coefficiente di spinta a riposo	
p_0	=	25.00	kN/mq	Sovraccarico strada	
h_1	=	358.675	m	Q.ta Platea	
h_2	=	372.510	m	Livello p.c.	
z_{max}	=	13.835	m	Fronte di spinta	
g_{2k}	=	8.60	kN/mq	Costante di carico per $h=[m]$	13.835
Spinta		393	kN		

CARICO IDROSTATICO: SPINTA STATICA ESERCIZIO

Fronte principale

γ_w	=	10	kN/mc	Densità acqua	
h_1	=	364.900	m	Estradosso galleria idraulica	
h_2	=	368.000	m	Q.ta massimo invaso	
h	=	3.100	m	Battente idrico	
g_{2k}	=	0	kN/mq	Gradiente di carico per $h=[m]$	0
g_{2k}	=	31	kN/mq	Gradiente di carico per $h=[m]$	3.100
Spinta		481	kN		

Tratto di muro che prosegue fino alla platea

γ_w	=	10	kN/mc	Densità acqua	
h_1	=	358.675	m	Q.ta Platea	
h_2	=	368.000	m	Q.ta massimo invaso	
h	=	9.325	m	Battente idrico	
g_{2k}	=	0	kN/mq	Gradiente di carico per $h=[m]$	0
g_{2k}	=	93.25	kN/mq	Gradiente di carico per $h=[m]$	9.325
Spinta		1435	kN		

TERRENO: SPINTA STATICA

Fronte principale

$\phi =$	41	°	Angolo di attrito	
$\text{sen}\phi =$	0.66	-		
$\beta =$	0	°	Inclinazione terrapieno	
$\text{sen}\beta =$	0.00	-		
$k_0 =$	0.344	-	Coefficiente di spinta a riposo	
$\gamma t =$	20	kN/mc	Densità terreno naturale	
$h_1 =$	368.000	m	Q.ta massimo invaso	
$h_2 =$	372.510	m	Livello p.c.	
$z_{\text{max}} =$	4.510	m	Fronte di spinta	
$g_{2k} =$	0	kN/mq	Gradiente di carico per $h = [m]$	0
$g_{2k} =$	31.02	kN/mq	Gradiente di carico per $h = [m]$	4.510
Spinta	700			

$\phi =$	41	°	Angolo di attrito	
$\text{sen}\phi =$	0.66	-		
$\beta =$	0	°	Inclinazione terrapieno	
$\text{sen}\beta =$	0.00	-		
$k_0 =$	0.344	-	Coefficiente di spinta a riposo	
$\gamma' =$	10	kN/mc	Densità terreno immerso	
$h_1 =$	368.000	m	Q.ta massimo invaso	
$h_2 =$	364.900	m	Estradosso galleria idraulica	
$z_{\text{max}} =$	3.100	m	Fronte di spinta	
$g_{2k} =$	0	kN/mq	Gradiente di carico per $h = [m]$	0
$g_{2k} =$	10.66	kN/mq	Gradiente di carico per $h = [m]$	3.100
Spinta	165			

Sovrapposizione degli effetti, spinta terra e spinta terreno saturo

$g_{2k} =$	0.00	kN/mq	Gradiente di carico per $h = [m]$	0
$g_{2k} =$	31.02	kN/mq	Gradiente di carico per $h = [m]$	4.510
$g_{2k} =$	41.69	kN/mq	Gradiente di carico per $h = [m]$	7.610
Spinta	1827	kN		

Tratto di muro che prosegue fino alla platea

$\phi =$	41	°	Angolo di attrito	
$\text{sen}\phi =$	0.66	-		
$\beta =$	0	°	Inclinazione terrapieno	
$\text{sen}\beta =$	0.00	-		
$k_0 =$	0.344	-	Coefficiente di spinta a riposo	
$\gamma t =$	20	kN/mc	Densità terreno naturale	
$h_2 =$	368.000	m	Q.ta massimo invaso	
$h_2 =$	372.510	m	Livello p.c.	
$z_{\text{max}} =$	4.510	m	Fronte di spinta	
$g_{2k} =$	0	kN/mq	Gradiente di carico per $h = [m]$	0
$g_{2k} =$	31.02	kN/mq	Gradiente di carico per $h = [m]$	4.510
Spinta	231			

$\phi =$	41	°	Angolo di attrito	
$\text{sen}\phi =$	0.66	-		
$\beta =$	0	°	Inclinazione terrapieno	
$\text{sen}\beta =$	0.00	-		
$k_0 =$	0.344	-	Coefficiente di spinta a riposo	
$\gamma' =$	10	kN/mc	Densità terreno immerso	
$h_1 =$	368.000	m	Q.ta massimo invaso	
$h_1 =$	358.675	m	Q.ta Platea	
$z_{\text{max}} =$	9.325	m	Fronte di spinta	
$g_{2k} =$	0	kN/mq	Gradiente di carico per $h = [m]$	0
$g_{2k} =$	32.07	kN/mq	Gradiente di carico per $h = [m]$	9.325
Spinta	493			

Sovrapposizione degli effetti, spinta terra e spinta terreno saturo

$g_{2k} =$	0.00	kN/mq	Gradiente di carico per $h = [m]$	0
$g_{2k} =$	31.02	kN/mq	Gradiente di carico per $h = [m]$	4.510
$g_{2k} =$	63.10	kN/mq	Gradiente di carico per $h = [m]$	13.835
Spinta	1679	kN		

Condizione definitiva normale di esercizio - sisma

TERRENO: SPINTA SOVRACCARICO M-O

Fronte principale

Sopra falda

$k_v =$	0.15	-		
$p_0 =$	25.00	kN/mq	Sovraccarico Strada	psi= 0.3
$K_{AE} =$	0.368			
$p =$	10.61	kN/mq	Costante di carico per $h = [m]$	4.510
Spinta	478	kN		

Sotto falda

$k_v =$	0.15	-		
$p_0 =$	25.00	kN/mq	Sovraccarico Strada	
$K_{AE} =$	0.723			
$p =$	20.80	kN/mq	Costante di carico per $h = [m]$	3.100
Spinta	645	kN		

T ratto di muro che prosegue fino alla platea

Sopra falda

$k_v =$	0.15	-		
$p_0 =$	25.00	kN/mq	Sovraccarico Strada	psi= 0.3
$K_{AE} =$	0.368			
$p =$	10.61	kN/mq	Costante di carico per $h = [m]$	4.510
Spinta	158	kN		

Sotto falda

$k_v =$	0.15	-		
$p_0 =$	25.00	kN/mq	Sovraccarico Strada	
$K_{AE} =$	0.723			
$p =$	20.80	kN/mq	Costante di carico per $h = [m]$	9.325
Spinta	640	kN		

CARICO IDRODINAMICO

Fronte principale

$k_h =$	0.30	-		
$\gamma_w =$	10	kN/mc	Densità acqua	
$z_{max} =$	3.100	m	Fronte di spinta	
$E_{WD} =$	16.999	kN/m	Risultante; p.to applicazione 0,4 h	
Spinta	170	kN	da aggiungere al caso statico	4.047412

T ratto di muro che prosegue fino alla platea

$k_h =$	0.30	-		
$\gamma_w =$	10	kN/mc	Densità acqua	
$z_{max} =$	9.325	m	Fronte di spinta	
$E_{WD} =$	153.816	kN/m	Risultante; p.to applicazione 0,4 h	
Spinta	508	kN	da aggiungere al caso statico	36.25658

TERRENO: SPINTA DINAMICA M-O

Fronte principale

Sopra falda

$k_v =$	0.15	-		
$\gamma^t =$	20	kN/mc	Densità terreno	
$K_{AE} =$	0.368			
$z_{max} =$	4.510	m	Fronte di spinta	
$g_{2k} =$	0.00	kN/mq	Gradiente di carico per $h = [m]$	0
$p =$	38.27	kN/mq	Costante di carico per $h = [m]$	4.510
Spinta	863	kN		

Sotto falda

$k_v =$	0.15	-		
$\gamma^i =$	10	kN/mc	Densità terreno immerso	
$K_{AE} =$	0.723			
$z_{max} =$	3.100	m	Fronte di spinta	
$g_{2k} =$	75.06	kN/mq	Gradiente di carico per $h = [m]$	0
$p =$	100.85	kN/mq	Costante di carico per $h = [m]$	3.100

Sovrapposizione degli effetti, spinta terra e spinta terreno saturo

$g_{2k} =$	0.00	kN/mq	Gradiente di carico per $h = [m]$	0
$g_{2k} =$	38.27	kN/mq	Gradiente di carico per $h = [m]$	4.510
$g_{2k} =$	75.06	kN/mq	Gradiente di carico per $h = [m]$	4.510
$g_{2k} =$	100.85	kN/mq	Gradiente di carico per $h = [m]$	7.610
Spinta	3590	kN		

Tratto di muro che prosegue fino alla platea

Sopra falda

$k_v =$	0.15	-		
$\gamma^t =$	20	kN/mc	Densità terreno	
$K_{AE} =$	0.368			
$z_{max} =$	4.510	m	Fronte di spinta	
$g_{2k} =$	0.00	kN/mq	Gradiente di carico per $h = [m]$	0
$p =$	38.27	kN/mq	Costante di carico per $h = [m]$	4.510
Spinta	285	kN		

Sotto falda

$k_v =$	0.15	-		
$\gamma'^t =$	10	kN/mc	Densità terreno immerso	
$K_{AE} =$	0.723			
$z_{max} =$	9.325	m	Fronte di spinta	
$g_{2k} =$	75.06	kN/mq	Gradiente di carico per $h = [m]$	0
$p =$	152.65	kN/mq	Costante di carico per $h = [m]$	9.325

Sovrapposizione degli effetti, spinta terra e spinta terreno saturo

$g_{2k} =$	0.00	kN/mq	Gradiente di carico per $h = [m]$	0
$g_{2k} =$	38.27	kN/mq	Gradiente di carico per $h = [m]$	4.510
$g_{2k} =$	75.06	kN/mq	Gradiente di carico per $h = [m]$	4.510
$g_{2k} =$	152.65	kN/mq	Gradiente di carico per $h = [m]$	13.835
Spinta	3788	kN		

Condizione eccezionale

TERRENO: SPINTA SOVRACCARICO STRADA

Fronte principale

$\phi =$	41	°	Angolo di attrito	
$\text{sen}\phi =$	0.66	-		
$\beta =$	0	°	Inclinazione terrapieno	
$\text{sen}\beta =$	0.00	-		
$k_0 =$	0.344	-	Coefficiente di spinta a riposo	
$p_0 =$	25.00	kN/mq	Sovraccarico strada	
$h_1 =$	364.900	m	Estradosso galleria idraulica	
$h_2 =$	372.510	m	Livello p.c.	
$z_{\text{max}} =$	7.610	m	Fronte di spinta	
$g_{2k} =$	8.60	kN/mq	Costante di carico per $h = [m]$	7.610
Spinta	654	kN		

Tratto di muro che prosegue fino alla platea

$\phi =$	41	°	Angolo di attrito	
$\text{sen}\phi =$	0.66	-		
$\beta =$	0	°	Inclinazione terrapieno	
$\text{sen}\beta =$	0.00	-		
$k_0 =$	0.344	-	Coefficiente di spinta a riposo	
$p_0 =$	25.00	kN/mq	Sovraccarico strada	
$h_1 =$	358.675	m	Q.ta Platea	
$h_2 =$	372.510	m	Livello p.c.	
$z_{\text{max}} =$	13.835	m	Fronte di spinta	
$g_{2k} =$	8.60	kN/mq	Costante di carico per $h = [m]$	13.835
Spinta	393	kN		

CARICO IDROSTATICO: SPINTA STATICA ESERCIZIO

Fronte principale

$\gamma_w =$	10	kN/mc	Densità acqua	
$h_1 =$	364.900	m	Estradosso galleria idraulica	
$h_2 =$	371.230	m	Q.ta massimo invaso eccezionale	
$h =$	6.330	m	Battente idrico	
$g_{2k} =$	0	kN/mq	Gradiente di carico per $h = [m]$	0
$g_{2k} =$	63.3	kN/mq	Gradiente di carico per $h = [m]$	6.330
Spinta	2003	kN		

Tratto di muro che prosegue fino alla platea

$\gamma_w =$	10	kN/mc	Densità acqua	
$h_1 =$	358.675	m	Q.ta Platea	
$h_2 =$	371.230	m	Q.ta massimo invaso eccezionale	
$h =$	12.555	m	Battente idrico	
$g_{2k} =$	0	kN/mq	Gradiente di carico per $h = [m]$	0
$g_{2k} =$	125.55	kN/mq	Gradiente di carico per $h = [m]$	12.555
Spinta	2601	kN		

TERRENO: SPINTA STATICA

Fronte principale

$\phi =$	41	°	Angolo di attrito	
$\text{sen}\phi =$	0.66	-		
$\beta =$	0	°	Inclinazione terrapieno	
$\text{sen}\beta =$	0.00	-		
$k_0 =$	0.344	-	Coefficiente di spinta a riposo	
$\gamma_t =$	20	kN/mc	Densità terreno naturale	
$h_1 =$	371.230	m	Q.ta massimo invaso eccezionale	
$h_2 =$	372.510	m	Livello p.c.	
$z_{\text{max}} =$	1.280	m	Fronte di spinta	
$g_{2k} =$	0	kN/mq	Gradiente di carico per $h = [m]$	0
$g_{2k} =$	8.80	kN/mq	Gradiente di carico per $h = [m]$	1.280
Spinta	56			

Tratto di muro che prosegue fino alla platea

$\phi =$	41	°	Angolo di attrito	
$\text{sen}\phi =$	0.66	-		
$\beta =$	0	°	Inclinazione terrapieno	
$\text{sen}\beta =$	0.00	-		
$k_0 =$	0.344	-	Coefficiente di spinta a riposo	
$\gamma_t =$	20	kN/mc	Densità terreno naturale	
$h_2 =$	371.230	m	Q.ta massimo invaso eccezionale	
$h_2 =$	372.510	m	Livello p.c.	
$z_{\text{max}} =$	1.280	m	Fronte di spinta	
$g_{2k} =$	0	kN/mq	Gradiente di carico per $h = [m]$	0
$g_{2k} =$	8.80	kN/mq	Gradiente di carico per $h = [m]$	1.280
Spinta	19			

$\phi = 41$	°	Angolo di attrito	
$\text{sen}\phi = 0.66$	-		
$\beta = 0$	°	Inclinazione terrapieno	
$\text{sen}\beta = 0.00$	-		
$k_0 = 0.344$	-	Coefficiente di spinta a riposo	
$\gamma = 10$	kN/mc	Densità terreno immerso	
$h1 = 371.230$	m	Q.ta massimo invaso eccezionale	
$h2 = 364.900$	m	Estradosso galleria idraulica	
$z_{\text{max}} = 6.330$	m	Fronte di spinta	
$g_{2k} = 0$	kN/mq	Gradiente di carico per $h = [m]$	0
$g_{2k} = 21.77$	kN/mq	Gradiente di carico per $h = [m]$	6.330
Spinta			689

Sovrapposizione degli effetti, spinta terra e spinta terreno saturo

$g_{2k} = 0.00$	kN/mq	Gradiente di carico per $h = [m]$	0
$g_{2k} = 8.80$	kN/mq	Gradiente di carico per $h = [m]$	1.280
$g_{2k} = 30.58$	kN/mq	Gradiente di carico per $h = [m]$	7.610
Spinta			1303

$\phi = 41$	°	Angolo di attrito	
$\text{sen}\phi = 0.66$	-		
$\beta = 0$	°	Inclinazione terrapieno	
$\text{sen}\beta = 0.00$	-		
$k_0 = 0.344$	-	Coefficiente di spinta a riposo	
$\gamma = 10$	kN/mc	Densità terreno immerso	
$h1 = 371.230$	m	Q.ta massimo invaso eccezionale	
$h1 = 358.675$	m	Q.ta Platea	
$z_{\text{max}} = 12.555$	m	Fronte di spinta	
$g_{2k} = 0$	kN/mq	Gradiente di carico per $h = [m]$	0
$g_{2k} = 43.18$	kN/mq	Gradiente di carico per $h = [m]$	12.555
Spinta			895

Sovrapposizione degli effetti, spinta terra e spinta terreno saturo

$g_{2k} = 0.00$	kN/mq	Gradiente di carico per $h = [m]$	0
$g_{2k} = 8.80$	kN/mq	Gradiente di carico per $h = [m]$	1.280
$g_{2k} = 51.99$	kN/mq	Gradiente di carico per $h = [m]$	13.835
Spinta			1278

5.2.4 Parete lato versante

In questo paragrafo vengono riportati i carichi permanenti non strutturali in relazione alla parete lato versante in condizione normale ed in condizione eccezionale.

Condizione definitiva normale di esercizio

CARICO IDROSTATICO: SPINTA STATICA ESERCIZIO

$\gamma_w =$	10	kN/mc	Densità acqua	
$h_1 =$	358.675	m	Q.ta Platea	
$h_2 =$	368.000	m	Q.ta massimo invaso	
$h =$	9.325	m	Battente idrico	
$g_{2k} =$	0	kN/mq	Gradiente di carico per $h = [m]$	0
$g_{2k} =$	93.25	kN/mq	Gradiente di carico per $h = [m]$	9.325
Spinta	2043	kN		

TERRENO: SPINTA STATICA

$\phi =$	41	°	Angolo di attrito	
$\text{sen}\phi =$	0.66	-		
$\beta =$	0	°	Inclinazione terrapieno	
$\text{sen}\beta =$	0.00	-		
$k_0 =$	0.344	-	Coefficiente di spinta a riposo	
$\gamma_t =$	20	kN/mc	Densità terreno naturale	
$h_1 =$	368.000	m	Q.ta massimo invaso	
$h_2 =$	378.000	m	Sommità versante	
$z_{\text{max}} =$	10.000	m	Fronte di spinta	
$g_{2k} =$	0	kN/mq	Gradiente di carico per $h = [m]$	0
$g_{2k} =$	68.79	kN/mq	Gradiente di carico per $h = [m]$	10.000
Spinta	1617			

$\phi =$	41	°	Angolo di attrito	
$\text{sen}\phi =$	0.66	-		
$\beta =$	0	°	Inclinazione terrapieno	
$\text{sen}\beta =$	0.00	-		
$k_0 =$	0.344	-	Coefficiente di spinta a riposo	
$\gamma' =$	10	kN/mc	Densità terreno immerso	
$h_1 =$	368.000	m	Q.ta massimo invaso	
$h_2 =$	358.675	m	Q.ta platea	
$z_{\text{max}} =$	9.325	m	Fronte di spinta	
$g_{2k} =$	0	kN/mq	Gradiente di carico per $h = [m]$	0
$g_{2k} =$	32.07	kN/mq	Gradiente di carico per $h = [m]$	9.325
Spinta	703			

Sovrapposizione degli effetti, spinta terra e spinta terreno saturo

$g_{2k} =$	0.00	kN/mq	Gradiente di carico per $h = [m]$	0
$g_{2k} =$	68.79	kN/mq	Gradiente di carico per $h = [m]$	10.000
$g_{2k} =$	100.86	kN/mq	Gradiente di carico per $h = [m]$	19.325
Spinta	5334	kN		

Condizione definitiva normale di esercizio - sisma

CARICO IDRODINAMICO

k_n	=	0.30	-		
γ_w	=	10	kN/mc	Densità acqua	
z_{max}	=	9.325	m	Fronte di spinta	
E_{WD}	=	153.816	kN/m	Risultante; p.to applicazione 0,4 h	
Spinta		723	kN	da aggiungere al caso statico	34.42544

TERRENO: SPINTA DINAMICA M-O

Sopra falda

k_v	=	0.15	-		
γ^t	=	20	kN/mc	Densità terreno	
K_{AE}	=	0.368			
z_{max}	=	10.000	m	Fronte di spinta	
g_{2k}	=	0.00	kN/mq	Gradiente di carico per $h=[m]$	0
p	=	84.86	kN/mq	Costante di carico per $h=[m]$	10.000
Spinta		1994	kN		

Sotto falda

k_v	=	0.15	-		
γ^i	=	10	kN/mc	Densità terreno immerso	
K_{AE}	=	0.723			
z_{max}	=	9.325	m	Fronte di spinta	
g_{2k}	=	166.42	kN/mq	Gradiente di carico per $h=[m]$	0
p	=	244.02	kN/mq	Costante di carico per $h=[m]$	9.325

Sovrapposizione degli effetti, spinta terra e spinta terreno saturo

g_{2k}	=	0.00	kN/mq	Gradiente di carico per $h=[m]$	0
g_{2k}	=	84.86	kN/mq	Gradiente di carico per $h=[m]$	10.000
g_{2k}	=	166.42	kN/mq	Gradiente di carico per $h=[m]$	10.000
g_{2k}	=	244.02	kN/mq	Gradiente di carico per $h=[m]$	19.325
Spinta		10988	kN		

Condizione eccezionale

CARICO IDROSTATICO: SPINTA STATICA ESERCIZIO

$\gamma_w =$	10	kN/mc	Densità acqua	
$h_1 =$	358.675	m	Q.ta Platea	
$h_2 =$	371.230	m	Q.ta massimo invaso eccezionale	
$h =$	12.555	m	Battente idrico	
$g_{2k} =$	0	kN/mq	Gradiente di carico per $h = [m]$	0
$g_{2k} =$	125.55	kN/mq	Gradiente di carico per $h = [m]$	12.555
Spinta	3704	kN		

TERRENO: SPINTA STATICA

$\phi =$	41	°	Angolo di attrito	
$\text{sen}\phi =$	0.66	-		
$\beta =$	0	°	Inclinazione terrapieno	
$\text{sen}\beta =$	0.00	-		
$k_0 =$	0.344	-	Coefficiente di spinta a riposo	
$\gamma_t =$	20	kN/mc	Densità terreno naturale	
$h_1 =$	371.230	m	Q.ta massimo invaso eccezionale	
$h_2 =$	378.000	m	Sommità versante	
$z_{\text{max}} =$	6.770	m	Fronte di spinta	
$g_{2k} =$	0	kN/mq	Gradiente di carico per $h = [m]$	0
$g_{2k} =$	46.57	kN/mq	Gradiente di carico per $h = [m]$	6.770
Spinta	741			

$\phi =$	41	°	Angolo di attrito	
$\text{sen}\phi =$	0.66	-		
$\beta =$	0	°	Inclinazione terrapieno	
$\text{sen}\beta =$	0.00	-		
$k_0 =$	0.344	-	Coefficiente di spinta a riposo	
$\gamma' =$	10	kN/mc	Densità terreno immerso	
$h_1 =$	371.230	m	Q.ta massimo invaso eccezionale	
$h_2 =$	358.675	m	Q.ta platea	
$z_{\text{max}} =$	12.555	m	Fronte di spinta	
$g_{2k} =$	0	kN/mq	Gradiente di carico per $h = [m]$	0
$g_{2k} =$	43.18	kN/mq	Gradiente di carico per $h = [m]$	12.555
Spinta	1274			

Sovrapposizione degli effetti, spinta terra e spinta terreno saturo

$g_{2k} =$	0.00	kN/mq	Gradiente di carico per $h = [m]$	0
$g_{2k} =$	46.57	kN/mq	Gradiente di carico per $h = [m]$	6.770
$g_{2k} =$	89.75	kN/mq	Gradiente di carico per $h = [m]$	19.325
Spinta	4763	kN		

5.2.5 Parete laterale piazzale

In questo paragrafo vengono riportati i carichi permanenti non strutturali in relazione alla parete laterale piazzale in condizione normale ed in condizione eccezionale.

Condizione definitiva normale di esercizio

TERRENO: SPINTA SOVRACCARICO PIAZZALE

ϕ	=	41	°	Angolo di attrito	
$\text{sen}\phi$	=	0.66	-		
β	=	0	°	Inclinazione terrapieno	
$\text{sen}\beta$	=	0.00	-		
k_0	=	0.344	-	Coefficiente di spinta a riposo	
p_0	=	25.00	kN/mq	Sovraccarico piazzale	
h_1	=	358.675	m	Q.ta platea	
h_2	=	372.510	m	Livello p.c. piazzale	
z_{max}	=	13.835	m	Fronte di spinta	
g_{2k}	=	8.60	kN/mq	Costante di carico per $h = [m]$	13.835
Spinta	=	559	kN		

CARICO IDROSTATICO: SPINTA STATICA ESERCIZIO

γ_w	=	10	kN/mc	Densità acqua	
h_1	=	358.675	m	Q.ta Platea	
h_2	=	368.000	m	Q.ta massimo invaso	
h	=	9.325	m	Battente idrico	
g_{2k}	=	0	kN/mq	Gradiente di carico per $h = [m]$	0
g_{2k}	=	93.25	kN/mq	Gradiente di carico per $h = [m]$	9.325
Spinta	=	2043	kN		

TERRENO: SPINTA STATICA

ϕ	=	41	°	Angolo di attrito	
$\text{sen}\phi$	=	0.66	-		
β	=	0	°	Inclinazione terrapieno	
$\text{sen}\beta$	=	0.00	-		
k_0	=	0.344	-	Coefficiente di spinta a riposo	
γ_t	=	20	kN/mc	Densità terreno naturale	
h_1	=	368.000	m	Q.ta massimo invaso	
h_2	=	372.510	m	Livello p.c. piazzale	
z_{max}	=	4.510	m	Fronte di spinta	
g_{2k}	=	0	kN/mq	Gradiente di carico per $h = [m]$	0
g_{2k}	=	31.02	kN/mq	Gradiente di carico per $h = [m]$	4.510
Spinta	=	329	kN		

ϕ	=	41	°	Angolo di attrito	
$\text{sen}\phi$	=	0.66	-		
β	=	0	°	Inclinazione terrapieno	
$\text{sen}\beta$	=	0.00	-		
k_0	=	0.344	-	Coefficiente di spinta a riposo	
γ	=	10	kN/mc	Densità terreno immerso	
h_1	=	368.000	m	Q.ta massimo invaso	
h_2	=	358.675	m	Q.ta Platea	
z_{max}	=	9.325	m	Fronte di spinta	
g_{2k}	=	0	kN/mq	Gradiente di carico per $h= [m]$	0
g_{2k}	=	32.07	kN/mq	Gradiente di carico per $h= [m]$	9.325
Spinta		703			

Sovrapposizione degli effetti, spinta terra e spinta terreno saturo

g_{2k}	=	0.00	kN/mq	Gradiente di carico per $h= [m]$	0
g_{2k}	=	31.02	kN/mq	Gradiente di carico per $h= [m]$	4.510
g_{2k}	=	63.10	kN/mq	Gradiente di carico per $h= [m]$	13.835
Spinta		2391	kN		

Condizione definitiva normale di esercizio - sisma

TERRENO: SPINTA SOVRACCARICO M-O

Sopra falda

k_v	=	0.15	-		
p_0	=	25.00	kN/mq	Sovraccarico Strada	$\psi = 0.3$
K_{AE}	=	0.368			
p	=	10.61	kN/mq	Costante di carico per $h= [m]$	4.510
Spinta		225	kN		

Sotto falda

k_v	=	0.15	-		
p_0	=	25.00	kN/mq	Sovraccarico Strada	
K_{AE}	=	0.723			
p	=	20.80	kN/mq	Costante di carico per $h= [m]$	9.325
Spinta		912	kN		

CARICO IDRODINAMICO

K_h	=	0.30	-		
γ_w	=	10	kN/mc	Densità acqua	
z_{max}	=	9.325	m	Fronte di spinta	
E_{WD}	=	153.816	kN/m	Risultante; p.to applicazione 0,4 h da aggiungere al caso statico	34.42544
Spinta		723	kN		

TERRENO: SPINTA DINAMICA M-O

Sopra falda

$k_v =$	0.15	-		
$\gamma^t =$	20	kN/mc	Densità terreno	
$K_{AE} =$	0.368			
$z_{max} =$	4.510	m	Fronte di spinta	
$g_{2k} =$	0.00	kN/mq	Gradiente di carico per $h = [m]$	0
$\rho =$	38.27	kN/mq	Costante di carico per $h = [m]$	4.510
Spinta	406	kN		

Sotto falda

$k_v =$	0.15	-		
$\gamma^s =$	10	kN/mc	Densità terreno immerso	
$K_{AE} =$	0.723			
$z_{max} =$	9.325	m	Fronte di spinta	
$g_{2k} =$	75.06	kN/mq	Gradiente di carico per $h = [m]$	0
$\rho =$	152.65	kN/mq	Costante di carico per $h = [m]$	9.325

Sovrapposizione degli effetti, spinta terra e spinta terreno saturo

$g_{2k} =$	0.00	kN/mq	Gradiente di carico per $h = [m]$	0
$g_{2k} =$	38.27	kN/mq	Gradiente di carico per $h = [m]$	4.510
$g_{2k} =$	75.06	kN/mq	Gradiente di carico per $h = [m]$	4.510
$g_{2k} =$	152.65	kN/mq	Gradiente di carico per $h = [m]$	13.835
Spinta	5396	kN		

Condizione eccezionale

TERRENO: SPINTA SOVRACCARICO PIAZZALE

$\phi =$	41	°	Angolo di attrito	
$\text{sen}\phi =$	0.66	-		
$\beta =$	0	°	Inclinazione terrapieno	
$\text{sen}\beta =$	0.00	-		
$k_0 =$	0.344	-	Coefficiente di spinta a riposo	
$p_0 =$	25.00	kN/mq	Sovraccarico piazzale	
$h_1 =$	358.675	m	Q.ta platea	
$h_2 =$	372.510	m	Livello p.c. piazzale	
$z_{max} =$	13.835	m	Fronte di spinta	
$g_{2k} =$	8.60	kN/mq	Costante di carico per $h = [m]$	13.835
Spinta	559	kN		

CARICO IDROSTATICO: SPINTA STATICA ESERCIZIO

$\gamma_w =$	10	kN/mc	Densità acqua	
$h_1 =$	358.675	m	Q.ta Platea	
$h_2 =$	371.230	m	Q.ta massimo invaso eccezionale	
$h =$	12.555	m	Battente idrico	
$g_{2k} =$	0	kN/mq	Gradiente di carico per $h = [m]$	0
$g_{2k} =$	125.55	kN/mq	Gradiente di carico per $h = [m]$	12.555
Spinta	3704	kN		

TERRENO: SPINTA STATICA

$\phi =$	41	°	Angolo di attrito	
$\text{sen}\phi =$	0.66	-		
$\beta =$	0	°	Inclinazione terrapieno	
$\text{sen}\beta =$	0.00	-		
$k_0 =$	0.344	-	Coefficiente di spinta a riposo	
$\gamma^t =$	20	kN/mc	Densità terreno naturale	
$h1 =$	371.230	m	Q.ta massimo invaso eccezionale	
$h2 =$	372.510	m	Livello p.c. piazzale	
$z_{\text{max}} =$	1.280	m	Fronte di spinta	
$g_{2k} =$	0	kN/mq	Gradiente di carico per $h = [m]$	0
$g_{2k} =$	8.80	kN/mq	Gradiente di carico per $h = [m]$	1.280
Spinta	26			

$\phi =$	41	°	Angolo di attrito	
$\text{sen}\phi =$	0.66	-		
$\beta =$	0	°	Inclinazione terrapieno	
$\text{sen}\beta =$	0.00	-		
$k_0 =$	0.344	-	Coefficiente di spinta a riposo	
$\gamma^i =$	10	kN/mc	Densità terreno immerso	
$h1 =$	371.230	m	Q.ta massimo invaso eccezionale	
$h2 =$	358.675	m	Q.ta Platea	
$z_{\text{max}} =$	12.555	m	Fronte di spinta	
$g_{2k} =$	0	kN/mq	Gradiente di carico per $h = [m]$	0
$g_{2k} =$	43.18	kN/mq	Gradiente di carico per $h = [m]$	12.555
Spinta	1274			

Sovrapposizione degli effetti, spinta terra e spinta terreno saturo

$g_{2k} =$	0.00	kN/mq	Gradiente di carico per $h = [m]$	0
$g_{2k} =$	8.80	kN/mq	Gradiente di carico per $h = [m]$	1.280
$g_{2k} =$	51.99	kN/mq	Gradiente di carico per $h = [m]$	13.835
Spinta	1820	kN		

5.2.6 Soletta galleria

In questo paragrafo vengono riportati i carichi permanenti non strutturali in relazione alla soletta della galleria in condizione normale ed in condizione eccezionale.

Condizione definitiva normale di esercizio

SOLETTA: SOVRACCARICO

$$g_{2k} = 25.00 \quad kN/mq \quad \text{SOVRACCARICO STRADALE}$$

SOLETTA: ACQUA NORMALE ESERCIZIO

$$\begin{aligned} \gamma_w &= 10 \quad kN/mc && \text{Densità acqua} \\ h_1 &= 364.900 \quad m && \text{Estradosso galleria idraulica} \\ h_2 &= 368.000 \quad m && \text{Q.ta massimo invaso} \\ h &= 3.100 \quad m && \text{Battente idrico} \\ g_{2k} &= 31 \quad kN/mq \end{aligned}$$

SOLETTA: TERRENO

$$\begin{aligned} \gamma_t &= 20 \quad kN/mc && \text{Densità terreno naturale} \\ h_1 &= 368.000 \quad m && \text{Q.ta massimo invaso} \\ h_2 &= 372.510 \quad m && \text{p.c.} \\ z_{max} &= 4.510 \quad m && \text{Terreno non immerso} \\ g_{2k} &= 90.2 \quad kN/mq \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \gamma_t &= 20 \quad kN/mc && \text{Densità terreno naturale} \\ \gamma_{dry} &= 20 \quad kN/mc && \text{Densità terreno secco} \\ \gamma_w &= 10 \quad kN/mc && \text{Densità terreno secco} \\ h_1 &= 368.000 \quad m && \text{Q.ta massimo invaso} \\ h_1 &= 364.900 \quad m && \text{Estradosso galleria idraulica} \\ z_{max} &= 3.100 \quad m && \text{Terreno non immerso} \\ g_{2k} &= 31 \quad kN/mq \\ \\ g_{2k} &= 121.2 \quad kN/mq \end{aligned}$$

Condizione eccezionale

SOLETTA: SOVRACCARICO

$g_{2k} = 25.00$ kN/mq SOVRACCARICO STRADALE

SOLETTA: ACQUA NORMALE ESERCIZIO

$\gamma_w = 10$ kN/mc Densità acqua
 $h1 = 364.900$ m Estradosso galleria idraulica
 $h2 = 371.230$ m Q.ta massimo invaso eccezionale
 $h = 6.330$ m Battente idrico
 $g_{2k} = 63.3$ kN/mq

SOLETTA: TERRENO

$\gamma_t = 20$ kN/mc Densità terreno naturale
 $h2 = 371.230$ m Q.ta massimo invaso eccezionale
 $h2 = 372.510$ m p.c.
 $z_{max} = 1.280$ m Terreno non immerso
 $g_{2k} = 25.6$ kN/mq

$\gamma_t = 20$ kN/mc Densità terreno naturale
 $\gamma_{dry} = 20$ kN/mc Densità terreno secco
 $\gamma_w = 10$ kN/mc Densità terreno secco
 $h2 = 371.230$ m Q.ta massimo invaso eccezionale
 $h1 = 364.900$ m Estradosso galleria idraulica
 $z_{max} = 6.330$ m Terreno non immerso
 $g_{2k} = 63.3$ kN/mq

$g_{2k} = 88.9$ kN/mq

5.2.7 Platea galleria

In questo paragrafo vengono riportati i carichi permanenti non strutturali in relazione alla platea della galleria in condizione normale ed in condizione eccezionale.

Condizione definitiva normale di esercizio

PLATEA CARICO STATICO COLONNA IDRAULICA

$\gamma_w =$	10	kN/mc	Densità acqua
$h_1 =$	358.675	m	Q.ta Fondazione
$h_1 =$	364.000	m	Intradosso galleria idraulica
$z =$	5.32	m	Battente idrico
$g_{2k} =$	53.25	kN/mq	Sottopressione idraulica

PLATEA SOTTOSPINTA

$\gamma_w =$	10	kN/mc	Densità acqua
$h_1 =$	358.675	m	Q.ta Fondazione
$h_1 =$	368	m	Q.ta piezometrica massimo invaso
$z =$	9.32	m	Battente idrico
$g_{2k} =$	93.25	kN/mq	Sottopressione idraulica

Condizione eccezionale

PLATEA CARICO STATICO COLONNA IDRAULICA

$\gamma_w =$	10	kN/mc	Densità acqua
$h_1 =$	0.000	m	Q.ta Fondazione
$h_1 =$	0.000	m	Intradosso galleria idraulica
$z =$	0.00	m	Battente idrico
$g_{2k} =$	0	kN/mq	Sottopressione idraulica

PLATEA SOTTOSPINTA

$\gamma_w =$	10	kN/mc	Densità acqua
$h_1 =$	358.675	m	Q.ta Fondazione
$h_2 =$	371.230	m	Q.ta massimo invaso eccezionale
$z =$	12.56	m	Battente idrico
$g_{2k} =$	125.55	kN/mq	Sottopressione idraulica

5.2.8 Pareti laterali galleria

In questo paragrafo vengono riportati i carichi permanenti non strutturali in relazione alle pareti laterali della galleria in condizione normale ed in condizione eccezionale.

Condizione definitiva normale di esercizio

TERRENO: SPINTA SOVRACCARICO STRADA

Fronte principale

ϕ	=	41	°	Angolo di attrito	
$\text{sen}\phi$	=	0.66	-		
β	=	0	°	Inclinazione terrapieno	
$\text{sen}\beta$	=	0.00	-		
k_0	=	0.344	-	Coefficiente di spinta a riposo	
p_0	=	25.00	kN/mq	Sovraccarico strada	
h_1	=	358.675	m	Q.ta Fondazione	
h_1	=	364.450	m	Intradosso galleria idraulica	
z_{max}	=	5.775	m	Fronte di spinta	
g_{2k}	=	8.60	kN/mq	Costante di carico per $h=[m]$	5.775
Spinta	=	536	kN	A parete	

CARICO IDROSTATICO: SPINTA STATICA ESERCIZIO

$\gamma_w =$	10	kN/mc	Densità acqua	
$h_1 =$	364.450	m	Estradosso galleria idraulica	
$h_2 =$	368.000	m	Q.ta massimo invaso	
$h =$	3.550	m	Battente idrico	
$h_1 =$	358.675	m	Q.ta Fondazione	
$h_2 =$	368.000	m	Q.ta massimo invaso	
$h =$	9.325	m	Battente idrico	
$g_{2k} =$	35.5	kN/mq	Gradiente di carico per $h = [m]$	3.550
$g_{2k} =$	93.25	kN/mq	Gradiente di carico per $h = [m]$	9.325
Spinta	4015	kN	A parete	

TERRENO: SPINTA STATICA

Fronte principale

$\phi =$	41	°	Angolo di attrito	
$\text{sen}\phi =$	0.66	-		
$\beta =$	0	°	Inclinazione terrapieno	
$\text{sen}\beta =$	0.00	-		
$k_0 =$	0.344	-	Coefficiente di spinta a riposo	
$\gamma^t =$	20	kN/mc	Densità terreno naturale	
$h_1 =$	368.000	m	Q.ta massimo invaso	
$h_2 =$	372.510	m	Livello p.c.	
$z_{\text{max}} =$	4.510	m	Fronte di spinta	
$g_{2k} =$	0	kN/mq	Gradiente di carico per $h = [m]$	0
$g_{2k} =$	31.02	kN/mq	Gradiente di carico per $h = [m]$	4.510

$\phi =$	41	°	Angolo di attrito	
$\text{sen}\phi =$	0.66	-		
$\beta =$	0	°	Inclinazione terrapieno	
$\text{sen}\beta =$	0.00	-		
$k_0 =$	0.344	-	Coefficiente di spinta a riposo	
$\gamma^i =$	10	kN/mc	Densità terreno immerso	
$h_1 =$	368.000	m	Q.ta massimo invaso	
$h_1 =$	364.900	m	Estradosso galleria idraulica	
$z_{\text{max}} =$	3.100	m	Fronte di spinta	
$g_{2k} =$	0	kN/mq	Gradiente di carico per $h = [m]$	0
$g_{2k} =$	10.66	kN/mq	Gradiente di carico per $h = [m]$	3.100

$\phi =$	41	°	Angolo di attrito	
$\text{sen}\phi =$	0.66	-		
$\beta =$	0	°	Inclinazione terrapieno	
$\text{sen}\beta =$	0.00	-		
$k_0 =$	0.344	-	Coefficiente di spinta a riposo	
$\gamma =$	10	kN/mc	Densità terreno immerso	
$h_1 =$	364.900	m	Estradosso galleria idraulica	
$h_1 =$	358.675	m	Q.ta Fondazione	
$z_{\text{max}} =$	6.225	m	Fronte di spinta	
$g_{2k} =$	0	kN/mq	Gradiente di carico per $h = [m]$	0
$g_{2k} =$	21.41	kN/mq	Gradiente di carico per $h = [m]$	6.225

Sovrapposizione degli effetti, spinta terra e spinta terreno saturo

$g_{2k} =$	41.69	kN/mq	Gradiente di carico per $h = [m]$	3.100
$g_{2k} =$	63.10	kN/mq	Gradiente di carico per $h = [m]$	9.325
Spinta	3522	kN		

Condizione definitiva normale di esercizio - sisma

TERRENO: SPINTA SOVRACCARICO M-O

$k_v =$	0.15	-		
$p_0 =$	25.00	kN/mq	Sovraccarico Strada	$\text{psi} = 0.3$
$K_{AE} =$	0.723			
$\rho =$	20.80	kN/mq	Costante di carico per $h = [m]$	5.775
Spinta	1297	kN	X	

CARICO IDRODINAMICO

Fronte principale

$K_h =$	0.30	-		
$\gamma_w =$	10	kN/mc	Densità acqua	
$z_{\text{max}} =$	9.325	m	Fronte di spinta	
$E_{WD} =$	153.816	kN/m	Risultante; p.to applicazione 0,4 h	

Integrale da quota 3,1 a 0 m

$E_{WD} =$	22.112	kN/m		
$E_{WD} =$	131.704	kN/m	Risultante sulla parete da aggiungere al caso statico	
	1422		38.44319 X	

TERRENO: SPINTA DINAMICA M-O

Fronte principale

Sopra falda

$k_v =$	0.15	-		
$\gamma_t =$	20	kN/mc	Densità terreno	
$K_{AE} =$	0.368			
$z_{\text{max}} =$	4.510	m	Fronte di spinta	
$g_{2k} =$	0.00	kN/mq	Gradiente di carico per $h = [m]$	0
$\rho =$	38.27	kN/mq	Costante di carico per $h = [m]$	4.510

Sotto falda

$k_v =$	0.15	-		
$\gamma' =$	10	kN/mc	Densità terreno immerso	
$K_{AE} =$	0.723			
$z_{max} =$	3.100	m	Fronte di spinta	
$g_{2k} =$	75.06	kN/mq	Gradiente di carico per $h = [m]$	0
$\rho =$	100.85	kN/mq	Costante di carico per $h = [m]$	3.100
$k_v =$	0.15	-		
$\gamma' =$	10	kN/mc	Densità terreno immerso	
$K_{AE} =$	0.723			
$z_{max} =$	6.225	m	Fronte di spinta	
$g_{2k} =$	0.00	kN/mq	Gradiente di carico per $h = [m]$	0
$\rho =$	51.80	kN/mq	Costante di carico per $h = [m]$	6.225

Sovrapposizione degli effetti, spinta terra e spinta terreno saturo

$g_{2k} =$	100.85	kN/mq	Gradiente di carico per $h = [m]$	3.100
$g_{2k} =$	152.65	kN/mq	Gradiente di carico per $h = [m]$	9.325
Spinta	8521	kN		

Condizione eccezionale

TERRENO: SPINTA SOVRACCARICO STRADA

Fronte principale

$\phi =$	41	°	Angolo di attrito	
$\text{sen}\phi =$	0.66	-		
$\beta =$	0	°	Inclinazione terrapieno	
$\text{sen}\beta =$	0.00	-		
$k_0 =$	0.344	-	Coefficiente di spinta a riposo	
$p_0 =$	25.00	kN/mq	Sovraccarico strada	
$h_1 =$	358.675	m	Q.ta Fondazione	
$h_1 =$	364.450	m	Intradosso galleria idraulica	
$z_{max} =$	5.775	m	Fronte di spinta	
$g_{2k} =$	8.60	kN/mq	Costante di carico per $h = [m]$	5.775
Spinta	536	kN	A parete	

CARICO IDROSTATICO: SPINTA STATICA ESERCIZIO

$\gamma_w =$	10	kN/mc	Densità acqua	
$h_1 =$	364.450	m	Intradosso galleria idraulica	
$h_2 =$	371.230	m	Q.ta massimo invaso eccezionale	
$h =$	6.780	m	Battente idrico	
$h_1 =$	358.675	m	Q.ta Fondazione	
$h_2 =$	371.230	m	Q.ta massimo invaso eccezionale	
$h =$	12.555	m	Battente idrico	
$g_{2k} =$	67.8	kN/mq	Gradiente di carico per $h = [m]$	6.780
$g_{2k} =$	125.55	kN/mq	Gradiente di carico per $h = [m]$	12.555
Spinta	6030	kN	A parete	

TERRENO: SPINTA STATICA

Fronte principale

$\phi =$	41	°	Angolo di attrito	
$\text{sen}\phi =$	0.66	-		
$\beta =$	0	°	Inclinazione terrapieno	
$\text{sen}\beta =$	0.00	-		
$k_0 =$	0.344	-	Coefficiente di spinta a riposo	
$\gamma t =$	20	kN/mc	Densità terreno naturale	
$h_2 =$	371.230	m	Q.ta massimo invaso eccezionale	
$h_2 =$	372.510	m	Livello p.c.	
$z_{\text{max}} =$	1.280	m	Fronte di spinta	
$g_{2k} =$	0	kN/mq	Gradiente di carico per $h = [m]$	0
$g_{2k} =$	8.80	kN/mq	Gradiente di carico per $h = [m]$	1.280

$\phi =$	41	°	Angolo di attrito	
$\text{sen}\phi =$	0.66	-		
$\beta =$	0	°	Inclinazione terrapieno	
$\text{sen}\beta =$	0.00	-		
$k_0 =$	0.344	-	Coefficiente di spinta a riposo	
$\gamma' =$	10	kN/mc	Densità terreno immerso	
$h_2 =$	371.230	m	Q.ta massimo invaso eccezionale	
$h_1 =$	364.900	m	Estradosso galleria idraulica	
$z_{\text{max}} =$	6.330	m	Fronte di spinta	
$g_{2k} =$	0	kN/mq	Gradiente di carico per $h = [m]$	0
$g_{2k} =$	21.77	kN/mq	Gradiente di carico per $h = [m]$	6.330

$\phi =$	41	°	Angolo di attrito	
$\text{sen}\phi =$	0.66	-		
$\beta =$	0	°	Inclinazione terrapieno	
$\text{sen}\beta =$	0.00	-		
$k_0 =$	0.344	-	Coefficiente di spinta a riposo	
$\gamma' =$	10	kN/mc	Densità terreno immerso	
$h_1 =$	364.900	m	Estradosso galleria idraulica	
$h_1 =$	358.675	m	Q.ta Fondazione	
$z_{\text{max}} =$	6.225	m	Fronte di spinta	
$g_{2k} =$	0	kN/mq	Gradiente di carico per $h = [m]$	0
$g_{2k} =$	21.41	kN/mq	Gradiente di carico per $h = [m]$	6.225

Sovrapposizione degli effetti, spinta terra e spinta terreno saturo

$g_{2k} =$	30.58	kN/mq	Gradiente di carico per $h = [m]$	6.330
$g_{2k} =$	51.99	kN/mq	Gradiente di carico per $h = [m]$	12.555
Spinta	2775	kN	X	

5.2.9 Carico idrostatico in condizione di massimo invaso

In questo paragrafo viene riportato il carico idrostatico in corrispondenza della condizione di massimo invaso, quota +368,00 m s.l.m.

Sottopressione idraulica: fondazione		da analisi idrauliche
$\gamma_w =$	10 kN/mc	Densità acqua
$h_1 =$	358.675 m	Q.ta Fondazione
$h =$	368 m	Q.ta piezometrica massimo invaso
$z =$	9.32 m	Battente idrico
$g_{2k} =$	93.25 kN/mq	Sottopressione idraulica
Spinta	5829 kN	
Paratoia piana		
$\gamma_w =$	10 kN/mc	Densità acqua
$h =$	359.5 m	Q.ta Fondazione
$h =$	364 m	Q.ta Intradosso Galleria
$h =$	368 m	Q.ta piezometrica massimo invaso
$z =$	4.00 m	Battente idrico
$z =$	8.50 m	Battente idrico
$i =$	10 m	Fronte perpendicolare al flusso
$g_{2k} =$	40 kN/mq	Gradiente di carico per $h = [m]$ 0
$g_{2k} =$	85.00 kN/mq	Gradiente di carico per $h = [m]$ 4.500
Spinta	2813 kN	

5.2.10 Carico idrostatico in condizione di massima piena millenaria

In questo paragrafo viene riportato il carico idrostatico in corrispondenza della condizione di massima piena millenaria, quota +371,23 m s.l.m.

Sottopressione idraulica: fondazione		da analisi idrauliche
$\gamma_w =$	10 kN/mc	Densità acqua
$h_1 =$	358.675 m	Q.ta Fondazione
$h_1 =$	371.23 m	Q.ta piezometrica massimo invaso
$z =$	12.56 m	Battente idrico
$g_{2k} =$	125.55 kN/mq	Sottopressione idraulica
Spinta	7848 kN	

5.3 Azione sismica

Si riportano i principali parametri per la definizione dell'azione sismica:

- Classe d'uso della struttura	IV
- Vita nominale	$V_N = 100$ anni
- Coefficiente d'uso	$C_U = 2.0$
- Periodo di riferimento per la costruzione	$V_R = V_N \cdot C_U = 200$ anni
- Categoria di sottosuolo	B
- Categoria topografica	T1

Valori dei parametri a_g , F_o , T_C per i periodi di ritorno T_R associati a ciascuno SL

SLATO LIMITE	T_R [anni]	a_g [g]	F_o [-]	T_C [s]
SLO	120	0.080	2.451	0.259
SLD	201	0.100	2.471	0.263
SLV	1898	0.242	2.436	0.283
SLC	2475	0.266	2.437	0.286

Fattore di struttura:

Il fattore di struttura è stato assunto unitario, sia per lo spettro verticale che orizzontale, in quanto si opta per la progettazione della struttura come non dissipativa.

Si riportano i parametri e la determinazione degli spettri orizzontale e verticale in condizioni SLC analizzati.

Parametri e punti dello spettro di risposta orizzontale per lo stato limite: SLC
Parametri indipendenti

STATO LIMITE	SLC
a_g	0.266 g
F_0	2.437
T_c	0.266 s
S_s	1.141
C_c	1.413
S_T	1.000
q	1.000

Parametri dipendenti

S	1.141
η	1.000
T_B	0.135 s
T_C	0.404 s
T_D	2.662 s

Espressioni dei parametri dipendenti

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

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

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

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

$$T_D = 4 \cdot 0,2 \cdot a_g / g + 1,6 \quad (\text{NTC-07 Eq. 3.2.9})$$

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

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

$$T_B \leq T < T_C \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0$$

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

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

Lo spettro di progetto $S_d(T)$ per le verifiche agli Stati Limite Ulimi è ottenuto dalle espressioni dello spettro elastico $S_e(T)$ sostituendo η con $1/q$, dove q è il fattore di struttura. (NTC-08 § 3.2.3.5)

Punti dello spettro di risposta

	T [s]	Se [g]
	0.000	0.303
T_B ←	0.135	0.739
T_C ←	0.404	0.739
	0.512	0.563
	0.619	0.482
	0.727	0.411
	0.834	0.358
	0.942	0.317
	1.049	0.284
	1.157	0.258
	1.264	0.236
	1.372	0.218
	1.479	0.202
	1.587	0.188
	1.694	0.176
	1.802	0.166
	1.909	0.156
	2.017	0.148
	2.124	0.140
	2.232	0.134
	2.340	0.128
	2.447	0.122
	2.555	0.117
T_D ←	2.662	0.112
	2.726	0.107
	2.789	0.102
	2.853	0.098
	2.917	0.093
	2.981	0.089
	3.044	0.086
	3.108	0.082
	3.172	0.079
	3.235	0.076
	3.299	0.073
	3.363	0.070
	3.427	0.068
	3.490	0.065
	3.554	0.063
	3.618	0.061
	3.681	0.059
	3.745	0.057
	3.809	0.055
	3.873	0.053
	3.936	0.053
	4.000	0.053

Parametri e punti dello spettro di risposta verticale per lo stato limite: SLC
Parametri indipendenti

STATO LIMITE	SLC
a_{gr}	0.185 g
S_S	1.000
S_T	1.000
q	1.000
T_B	0.050 s
T_C	0.150 s
T_D	1.000 s

Parametri dipendenti

F_v	1.696
S	1.000
η	1.000

Espressioni dei parametri dipendenti

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

$$\eta = 1/q \quad (\text{NTC-08 §. 3.2.3.5})$$

$$F_v = 1,35 \cdot F_0 \cdot \left(\frac{a_{gr}}{g} \right)^{0,5} \quad (\text{NTC-08 Eq. 3.2.11})$$

Espressioni dello spettro di risposta (NTC-08 Eq. 3.2.10)

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

$$T_B \leq T < T_C \quad S_c(T) = a_{gr} \cdot S \cdot \eta \cdot F_v$$

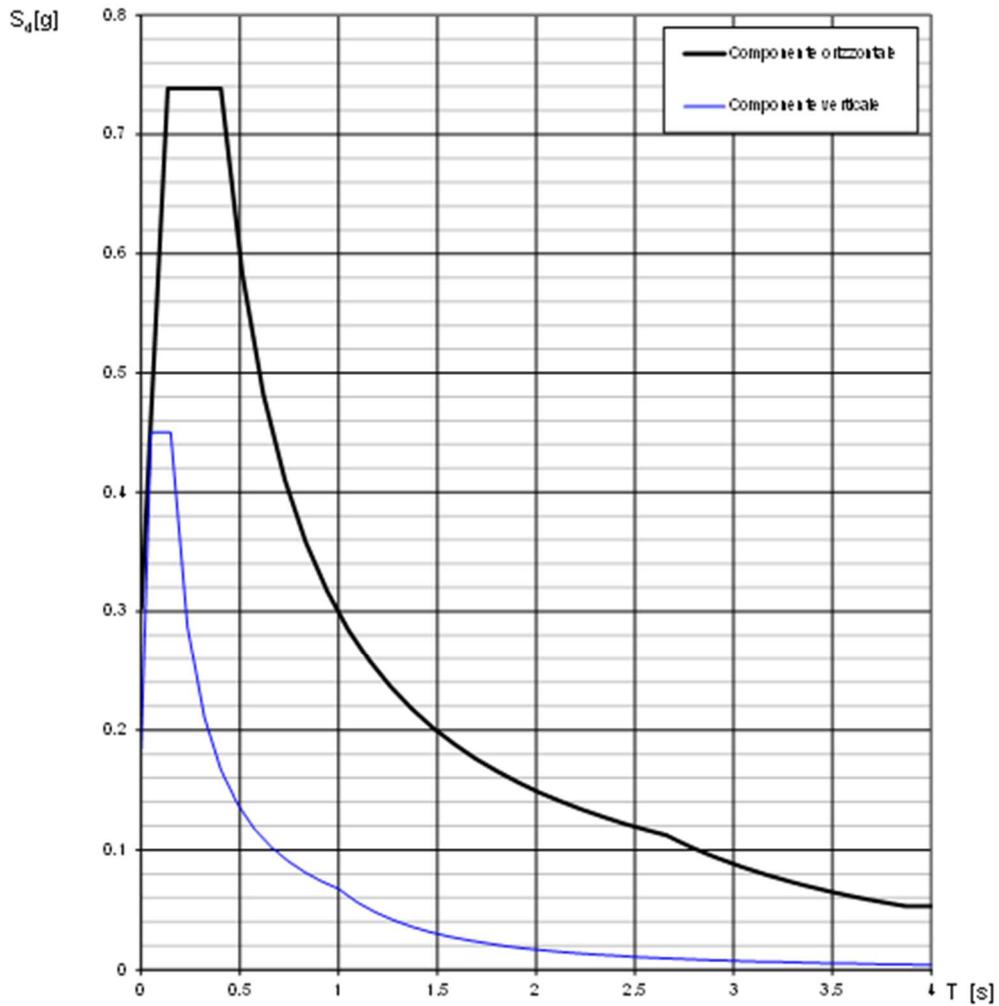
$$T_C \leq T < T_D \quad S_c(T) = a_{gr} \cdot S \cdot \eta \cdot F_v \cdot \left(\frac{T_C}{T} \right)$$

$$T_D \leq T \quad S_c(T) = a_{gr} \cdot S \cdot \eta \cdot F_v \cdot \left(\frac{T_C \cdot T_D}{T^2} \right)$$

Punti dello spettro di risposta

	T [s]	Se [g]
	0.000	0.185
T_B ←	0.050	0.450
T_C ←	0.150	0.450
	0.235	0.287
	0.320	0.211
	0.405	0.167
	0.490	0.138
	0.575	0.117
	0.660	0.102
	0.745	0.091
	0.830	0.081
	0.915	0.074
T_D ←	1.000	0.068
	1.094	0.056
	1.188	0.048
	1.281	0.041
	1.375	0.036
	1.469	0.031
	1.563	0.028
	1.656	0.025
	1.750	0.022
	1.844	0.020
	1.938	0.018
	2.031	0.016
	2.125	0.015
	2.219	0.014
	2.313	0.013
	2.406	0.012
	2.500	0.011
	2.594	0.010
	2.688	0.009
	2.781	0.009
	2.875	0.008
	2.969	0.008
	3.063	0.007
	3.156	0.007
	3.250	0.006
	3.344	0.006
	3.438	0.006
	3.531	0.005
	3.625	0.005
	3.719	0.005
	3.813	0.005
	3.906	0.004
	4.000	0.004

Spettri di ris posta (componenti orizz. e vert.) per lo stato limite: SLC



6 COMBINAZIONI DI CARICO

Per l'analisi delle sollecitazioni agenti sulle strutture, si è fatto riferimento a quanto previsto al capitolo 2.5.3 delle NTC2018. In particolare, vengono definite e considerate le seguenti combinazioni di carico:

2.5.3. COMBINAZIONI DELLE AZIONI

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

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

$$\gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_P \cdot P + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1} + \gamma_{Q2} \cdot \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \gamma_{Q3} \cdot \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots \quad [2.5.1]$$

– Combinazione caratteristica, cosiddetta rara, generalmente impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) irreversibili:

$$G_1 + G_2 + P + Q_{k1} + \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots \quad [2.5.2]$$

– Combinazione frequente, generalmente impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) reversibili:

$$G_1 + G_2 + P + \psi_{11} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{33} \cdot Q_{k3} + \dots \quad [2.5.3]$$

– Combinazione quasi permanente (SLE), generalmente impiegata per gli effetti a lungo termine:

$$G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} + \dots \quad [2.5.4]$$

– Combinazione sismica, impiegata per gli stati limite ultimi e di esercizio connessi all'azione sismica E:

$$E + G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \dots \quad [2.5.5]$$

– Combinazione eccezionale, impiegata per gli stati limite ultimi connessi alle azioni eccezionali A:

$$G_1 + G_2 + P + A_d + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \dots \quad [2.5.6]$$

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

$$G_1 + G_2 + \sum_j \psi_{2j} Q_{kj} \quad [2.5.7]$$

Nelle combinazioni si intende che vengano omissi i carichi Q_{kj} che danno un contributo favorevole ai fini delle verifiche e, se del caso, i carichi G_2 .

Altre combinazioni sono da considerare in funzione di specifici aspetti (p. es. fatica, ecc.).

I coefficienti di combinazione dei carichi variabili sono quelli della tabella 2.5.I delle NTC 2018.

Relativamente alle verifiche sismiche si utilizzerà la seguente combinazione delle azioni:

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

Le masse per il calcolo dell'azione sismica sono state ricavate dalla seguente relazione:

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

Nel seguito le combinazioni di carico implementate.

	g1k : Peso Strutturale	g2k : Finiture Impalcato	g2k : Finiture Muro	g2k : Riempimento non Armat	g2k : Paratoie	qk : Impianti Copertura	qk : Impianti Piano di Servizio	qk : Neve	g2k : Earth ST +X	g2k : Earth ST -X	g2k : Earth ST +Y	g2k : Earth ST -Y	g2k : Earth Galleria -Z	g2k : Water ST+X	g2k : Water ST-X	g2k : Water ST+Y	g2k : Water ST-Y	g2k : Water ST+Z	g2k : Water ST-Z	g2k : Paratoia Water ST-X	g2k : Earth V ST +X	qk : LL ST -X	qk : LL ST -Y	qk : LL ST +Y	qk : LL ST -Z	E : Earth MO +X	E : Earth MO -X	E : Earth MO +Y	E : Earth MO -Y
U-01	1.30	1.30	1.30	1.30	1.30	0.00	0.00	0.00	1.30	1.30	1.30	1.30	1.30	1.30	1.30	1.30	1.30	1.30	1.30	1.30	1.30	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
U-02	1.30	1.30	1.30	1.30	1.30	1.50	1.50	0.75	1.30	1.30	1.30	1.30	1.30	1.30	1.30	1.30	1.30	1.30	1.30	1.30	1.30	1.05	1.05	1.05	1.05	0.00	0.00	0.00	0.00
U-03	1.30	1.30	1.30	1.30	1.30	0.00	0.00	1.50	1.30	1.30	1.30	1.30	1.30	1.30	1.30	1.30	1.30	1.30	1.30	1.30	1.30	1.05	1.05	1.05	1.05	0.00	0.00	0.00	0.00
U-04	1.30	1.30	1.30	1.30	1.30	0.00	0.00	0.75	1.30	1.30	1.30	1.30	1.30	1.30	1.30	1.30	1.30	1.30	1.30	1.30	1.30	1.50	1.50	1.50	1.50	0.00	0.00	0.00	0.00
R-01	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	0.00	0.00	0.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
R-02	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	0.00	0.00	0.50	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	0.70	0.70	0.70	0.70	0.00	0.00	0.00	0.00
R-03	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	0.00	0.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	0.70	0.70	0.70	0.70	0.00	0.00	0.00	0.00
R-04	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	0.00	0.00	0.50	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00
F-01	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	0.00	0.00	0.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
F-02	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	0.00	0.00	0.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	0.30	0.30	0.30	0.30	0.00	0.00	0.00	0.00
F-03	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	0.00	0.00	0.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	0.70	0.70	0.70	0.70	0.00	0.00	0.00	0.00
QP-01	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	0.00	0.00	0.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
QP-02	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	0.00	0.00	0.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	0.30	0.30	0.30	0.30	0.00	0.00	0.00	0.00
EC-01	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.30	0.30	0.30	0.30	0.00	0.00	0.00	0.00

	E : Water WE +X	E : Water WE -X	E : Water WE +Y	E : Water WE -Y	E : Paratoia Water -X	E : Earth V MO +X	E : LL MO -X	E : LL MO -Y	E : LL MO +Y	g2kE : Earth ST +X	g2kE : Earth ST -X	g2kE : Earth ST +Y	g2kE : Earth ST -Y	g2kE : Earth Galleria -Z	g2kE : Water ST+X	g2kE : Water ST-X	g2kE : Water ST+Y	g2kE : Water ST-Y	g2kE : Water ST+Z	g2kE : Water ST-Z	EXX	EYY	EZZ	EXX ND	EYY ND	EZZ ND	EXX ECC	EYY ECC	EXX ND ECC	EYY ND ECC
U-01	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
U-02	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
U-03	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
U-04	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
R-01	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
R-02	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
R-03	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
R-04	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
F-01	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
F-02	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
F-03	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
QP-01	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
QP-02	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
EC-01	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	

7 MODELLO DI CALCOLO

Di seguito vengono descritti gli schemi statici adottati nella modellazione dei manufatti in progetto.

Le sollecitazioni di progetto utili per la verifica delle strutture sono state desunte da un modello agli elementi finiti tridimensionale elaborato con il codice di calcolo GEN di Midas Information Technology di estesa commercializzazione.

I modelli strutturali sono stati realizzati congruentemente alle geometrie strutturali e alle caratteristiche dei materiali rappresentate negli elaborati strutturali di progetto.

7.1 Criteri generali di modellazione

Nel modello ad elementi finiti realizzato il peso degli elementi strutturali viene calcolato in automatico dal programma moltiplicando i volumi geometrici dei singoli elementi per le densità dei materiali con cui gli stessi elementi sono costituiti.

Gli elementi per cui avviene in automatico questa operazione sono quindi tutte le strutture in c.a. oggetto di analisi, modellate con elementi finiti bidimensionali tipo plate:

- Muri di spessore variabile da 55 a 70 cm dell'edificio paratoie
- Muri di spessore variabile da 55 a 100 cm della galleria
- Soletta della galleria di sp. 90 cm
- Solette di spessore variabile da 30 a 40 cm dell'edificio paratoie
- Platee fondazionale di sp 1.65 m - 0.8 m

Si ipotizza che le sezioni resistenti non siano fessurate e quindi il modulo elastico del calcestruzzo sia quello istantaneo calcolato con coefficiente di Poisson pari a 0.2.

I carichi di progetto descritti all'interno del capitolo 5 sono stati implementati come pressure load e nodal load in funzione della tipologia di carico.

L'analisi sismica è stata condotta mediante analisi modale con spettro di risposta, applicando l'azione sismica nelle tre direzioni principali.

Nel seguito si riportano delle immagini del modello ad elementi finiti utilizzato per le analisi oggetto di questa relazione.

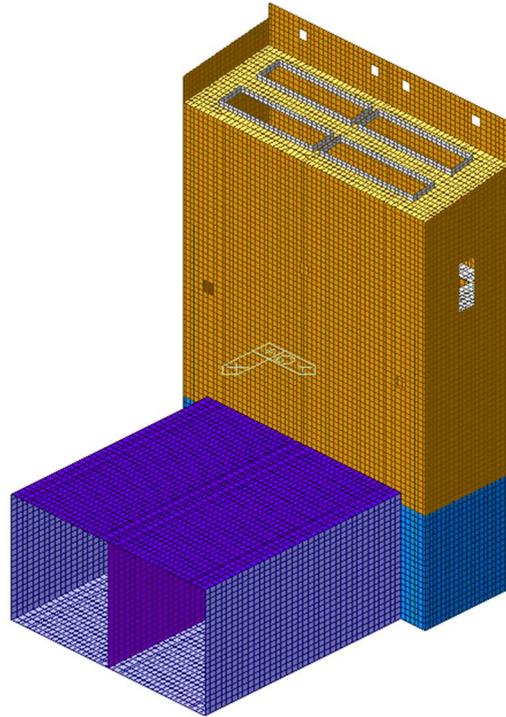


Figura 5 – Vista tridimensionale modello FEM

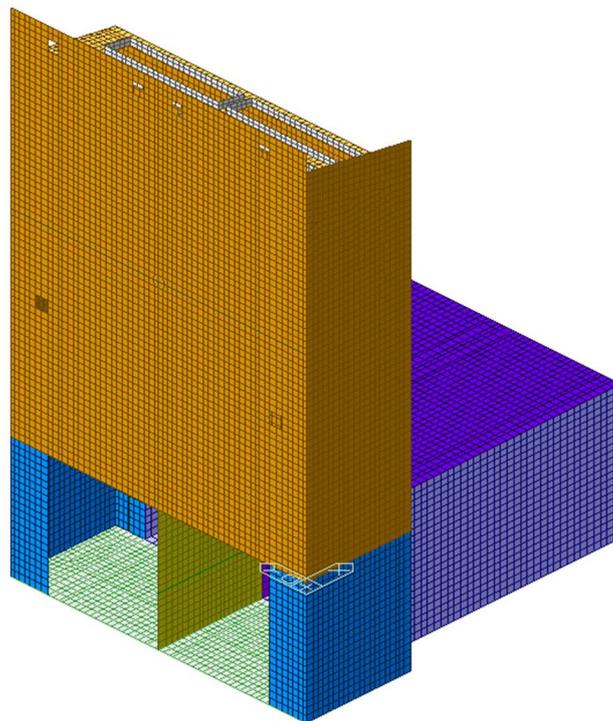


Figura 6 – Vista tridimensionale modello FEM

7.2 Principali risultati della modellazione

7.2.1 Analisi modale, masse partecipanti

Si riporta di seguito la tabella contenente i principali risultati dell'analisi modale eseguita per il corpo di fabbrica.

EIGENVALUE ANALYSIS						
Mode No	Frequency		Period	Tolerance		
	(rad/sec)	(cycle/sec)	(sec)			
1	33.7043	5.3642	0.1864	0		
2	38.3035	6.0962	0.164	0		
3	63.2147	10.0609	0.0994	0		
4	87.2625	13.8883	0.072	0		
5	94.0075	14.9618	0.0668	0		
6	103.7916	16.519	0.0605	0		
7	108.0567	17.1978	0.0581	0		
8	120.6	19.1941	0.0521	0		
9	135.8984	21.6289	0.0462	0		
10	138.3271	22.0154	0.0454	0		
11	146.413	23.3024	0.0429	0		
12	154.5695	24.6005	0.0406	0		
13	156.3665	24.8865	0.0402	0		
14	168.1256	26.758	0.0374	0		
15	169.1895	26.9273	0.0371	0		
16	173.7374	27.6512	0.0362	0		
17	178.7554	28.4498	0.0351	0		
18	181.5327	28.8918	0.0346	6.768E-308		
19	183.2809	29.1701	0.0343	3.6395E-307		
20	185.3644	29.5017	0.0339	1.8406E-304		
21	192.8744	30.6969	0.0326	6.6151E-295		
22	204.9529	32.6193	0.0307	1.2701E-279		
23	205.5124	32.7083	0.0306	9.6152E-279		
24	213.5181	33.9825	0.0294	1.4631E-269		
25	215.0214	34.2217	0.0292	7.4847E-268		
26	221.4746	35.2488	0.0284	1.0632E-260		
27	222.4978	35.4116	0.0282	1.9531E-259		
28	229.5155	36.5285	0.0274	1.0591E-252		
29	236.9503	37.7118	0.0265	1.3015E-244		
30	239.5585	38.1269	0.0262	5.4998E-242		
31	250.3135	39.8386	0.0251	3.5236E-231		
32	251.212	39.9816	0.025	3.1836E-229		
33	259.3777	41.2812	0.0242	5.9908E-223		
34	261.2129	41.5733	0.0241	4.869E-221		
35	270.7746	43.0951	0.0232	3.2134E-213		
36	284.6459	45.3028	0.0221	9.9258E-200		
37	291.7266	46.4297	0.0215	6.058E-193		
38	293.3192	46.6832	0.0214	2.4043E-191		
39	301.1063	47.9226	0.0209	2.48E-184		
40	308.6474	49.1228	0.0204	3.0004E-178		
41	310.2139	49.3721	0.0203	1.0303E-176		
42	322.5871	51.3413	0.0195	2.7323E-166		
43	329.9774	52.5175	0.019	7.1554E-160		
44	332.8159	52.9693	0.0189	8.3631E-157		
45	335.6778	53.4248	0.0187	1.6184E-153		

MODAL PARTICIPATION MASSES PRINTOUT													
Mode No	TRAN-X		TRAN-Y		TRAN-Z		ROTN-X		ROTN-Y		ROTN-Z		
	MASS(SUM(%)											
1	0.0001	0.0001	20.0718	20.0718	0.0442	0.0442	96.7302	96.7302	0.0037	0.0037	6.6061	6.6061	
2	0.0052	0.0052	0.0095	20.0814	99.6136	99.6578	0.0527	96.7829	0.5862	0.5899	0.0031	6.6091	
3	18.9255	18.9307	0	20.0814	0.0155	99.6733	0.0001	96.7831	51.9074	52.4973	0.0188	6.6279	
4	9.7117	28.6425	0.0072	20.0885	0.0172	99.6905	0	96.7831	34.129	86.6263	0.0019	6.6298	
5	0	28.6425	57.011	77.0996	0	99.6905	0.4176	97.2007	0.0018	86.6281	14.9761	21.6059	
6	0.0009	28.6434	3.3571	80.4567	0	99.6905	0.006	97.2067	0.0053	86.6334	0.0102	21.6162	
7	0.0072	28.6506	2.5964	83.0531	0	99.6905	0.0167	97.2233	0	86.6334	2.183	23.7992	
8	3.3935	32.0441	0.0663	83.1193	0.0003	99.6908	0.0001	97.2234	0.002	86.6354	0.0004	23.7996	
9	4.647	36.6911	0.0001	83.1194	0.0372	99.728	0	97.2234	0.1628	86.7982	0.0001	23.7997	
10	2.0338	38.7249	0.0005	83.1199	0.0078	99.7359	0	97.2234	0.0405	86.8386	0	23.7997	
11	0	38.7249	0.0025	83.1225	0	99.7359	0.0003	97.2237	0.0002	86.8388	0.1094	23.9092	
12	0.3681	39.0931	0.003	83.1254	0.0001	99.7359	0.0016	97.2253	1.3744	88.2132	2.9937	26.9028	
13	0.1327	39.2258	0.0483	83.1737	0	99.736	0.0106	97.2359	0.1714	88.3846	21.9262	48.829	
14	0.0352	39.261	0.0115	83.1852	0.0021	99.738	0.0003	97.2362	2.1466	90.5311	0.038	48.8671	
15	0.005	39.2659	0.2922	83.4774	0	99.738	0.0755	97.3117	0.0161	90.5472	1.9607	50.8277	
16	1.3375	40.6034	0.0038	83.4812	0.0001	99.7381	0.0003	97.312	0.0004	90.5475	0.0361	50.8638	
17	0.1337	40.7371	0.0501	83.5313	0.0002	99.7383	0.0299	97.3418	0.0199	90.5675	5.1155	55.9794	
18	10.4943	51.2314	0.007	83.5383	0.02	99.7583	0.0002	97.342	0.2222	90.7897	0.0657	56.0451	
19	14.4415	65.6729	0.0035	83.5418	0.0095	99.7678	0.0001	97.3421	1.2002	91.9899	0.0504	56.0955	
20	2.6183	68.2912	0.0019	83.5437	0.0014	99.7692	0	97.3421	0.4021	92.392	0.0359	56.1315	
21	0.0098	68.301	0.0046	83.5483	0	99.7692	0	97.3422	0.0095	92.4015	0.0486	56.1801	
22	0.4137	68.7147	0.0005	83.5487	0.1808	99.95	0	97.3422	0.3357	92.7372	0.0038	56.1839	
23	1.0431	69.7577	0.0186	83.5674	0.029	99.979	0	97.3422	0.1457	92.8829	0.0957	56.2796	
24	0.5637	70.3214	0.1768	83.7441	0.0027	99.9816	0.0003	97.3424	0.1317	93.0146	1.199	57.4786	
25	0.2674	70.5888	2.1907	85.9349	0.0006	99.9823	0.0023	97.3447	0.0524	93.067	9.9661	67.4447	
26	9.6764	80.2653	0.1143	86.0492	0.0025	99.9848	0	97.3448	2.6337	95.7007	0.0017	67.4464	
27	1.8717	82.137	0.3002	86.3494	0.0003	99.9851	0.0001	97.3448	0.5082	96.2089	0.2007	67.6472	
28	0.3224	82.4594	0.0006	86.35	0.0001	99.9852	0	97.3448	0.0588	96.2677	0.0167	67.6639	
29	0.0001	82.4595	0.3301	86.6801	0	99.9852	0.0096	97.3545	0.0005	96.2682	6.959	74.6228	
30	0.0008	82.4603	0.1028	86.7829	0	99.9852	0.0086	97.3631	0.0007	96.2689	0.9682	75.591	
31	0.0532	82.5135	0.0001	86.783	0.0011	99.9863	0	97.3631	0.0099	96.2789	0.0008	75.5918	
32	0	82.5136	0.0124	86.7954	0	99.9863	0.0034	97.3665	0	96.2789	0.0292	75.621	
33	0.0004	82.514	0.2778	87.0732	0	99.9863	0.0009	97.3674	0	96.2789	0.8686	76.4895	
34	1.0398	83.5538	0.0001	87.0733	0.0043	99.9906	0	97.3674	0.117	96.3959	0.0003	76.4898	
35	0	83.5538	0.0168	87.0901	0	99.9906	0.0621	97.4294	0	96.3959	3.2115	79.7014	
36	0.0066	83.5604	0.1951	87.2852	0	99.9906	0.0003	97.4297	0.001	96.3968	0.2236	79.9249	
37	0.0345	83.5949	0.0062	87.2915	0.0017	99.9923	0	97.4297	0.011	96.4078	0.0002	79.9251	
38	0.002	83.5969	0.0003	87.2918	0.0016	99.9939	0	97.4297	0	96.4079	0.0005	79.9256	
39	0.076	83.6729	0.0064	87.2982	0.0002	99.9941	0	97.4297	0.0037	96.4116	0.0361	79.9617	
40	2.1726	85.8454	0.0007	87.2989	0.0003	99.9944	0	97.4297	0.0808	96.4924	0.0517	80.0134	
41	1.4304	87.2758	0.0039	87.3028	0.0001	99.9945	0	97.4298	0.0779	96.5703	0.0621	80.0756	
42	0.0022	87.278	2.1048	89.4076	0	99.9945	0.0391	97.4688	0.0008	96.5711	0.922	80.9976	
43	0.0103	87.2884	0.0247	89.4323	0	99.9945	0.0078	97.4767	0	96.5711	0.5393	81.5369	
44	0.004	87.2923	0.0047	89.4369	0.0008	99.9953	0.003	97.4797	0.0835	96.6546	0.0007	81.5376	
45	0.0107	87.303	0.0022	89.4391	0.0001	99.9953	0.0835	97.5632	0.0002	96.6549	0.0002	81.5377	

I primi modi di vibrare sono flessionali e relativi ai muri di risalita della fauna idrica e alla parte alta delle pile, che risultano flessibili e senza irrigidimenti fuori piano.

Nel seguito si presentano i primi modi di vibrare significativi:

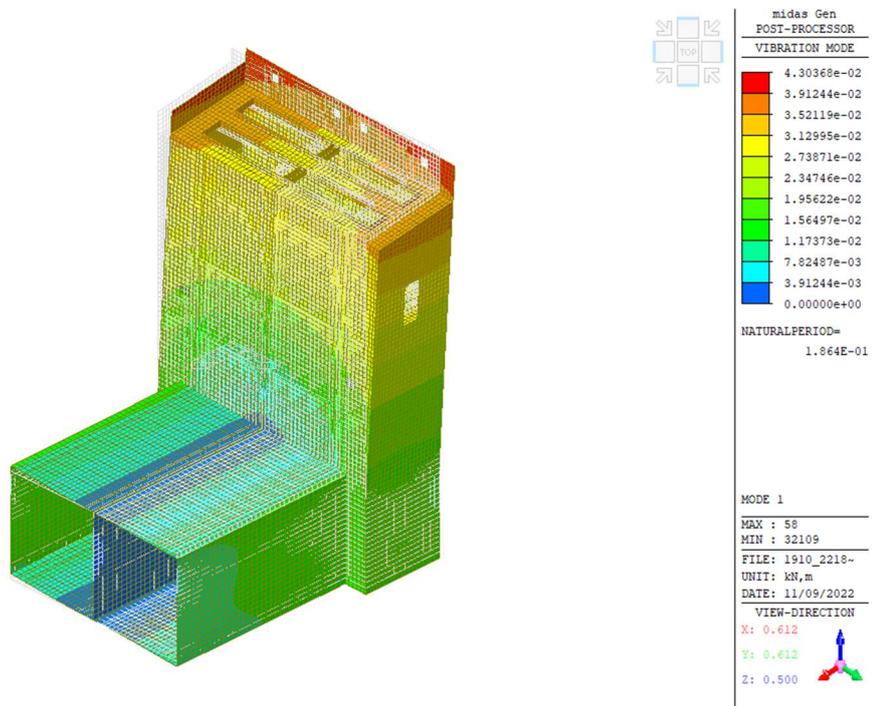


Figura 7 – Primo modo di vibrare

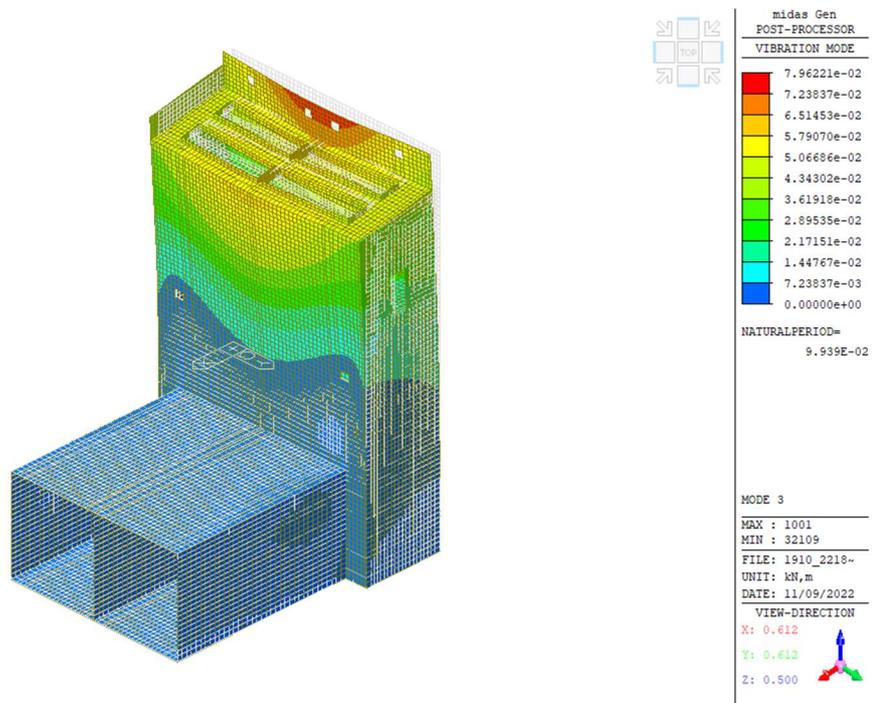


Figura 8 – Terzo modo di vibrare

7.2.2 Reazioni globali

Si riporta di seguito la tabella contenente le reazioni globali per ciascun caso di carico elementare considerato. Tali risultati verranno confrontati con le calcolazioni manuali di cui al capitolo successivo.

SUMMATION OF REACTION FORCES PRINTOUT						
Load	FX (kN)	FY (kN)	FZ (kN)			
g1k : Peso Strutturale	0.00	0.00	22179.90			
g2k : Finiture Impalcato	0.00	0.00	140.79			
g2k : Finiture Muro	0.00	0.00	641.61			
g2k : Riempimento non Armato	0.00	0.00	5748.65			
g2k : Paratoie	0.00	0.00	1264.00			
qk : Impianti Copertura	0.00	0.00	187.53			
qk : Impianti Piano di Servizio	0.00	0.00	117.02			
qk : Neve	0.00	0.00	100.04			
g2k : Earth ST +X	-7573.15	0.00	0.00			
g2k : Earth ST -X	3410.82	0.00	0.00			
g2k : Earth ST +Y	0.00	-8394.59	0.00			
g2k : Earth ST -Y	0.00	5532.61	0.00			
g2k : Earth Galleria -Z	0.00	0.00	13917.42			
g2k : Water ST+X	-48.77	0.00	0.00			
g2k : Water ST-X	1815.14	0.00	0.00			
g2k : Water ST+Y	0.00	-5719.92	0.00			
g2k : Water ST-Y	0.00	5719.92	0.00			
g2k : Water ST+Z	0.00	0.00	-16510.29			
g2k : Water ST-Z	0.00	0.00	9661.68			
g2k : Paratoia Water ST-X	2811.54	0.00	0.00			
g2k : Earth V ST +X	-6155.84	0.00	0.00			
qk : LL ST -X	1042.89	0.00	0.00			
qk : LL ST -Y	0.00	1080.88	0.00			
qk : LL ST +Y	0.00	-529.14	0.00			
qk : LL ST -Z	0.00	0.00	2875.50			
E : Earth MO +X	-10656.40	0.00	0.00			
E : Earth MO -X	7180.86	0.00	0.00			
E : Earth MO +Y	0.00	-18632.51	0.00			
E : Earth MO -Y	0.00	13204.45	0.00			
E : Water WE +X	-16.82	0.00	0.00			
E : Water WE -X	677.74	0.00	0.00			
E : Water WE +Y	0.00	-2145.10	0.00			
E : Water WE -Y	0.00	2145.31	0.00			
E : Paratoia Water -X	725.90	0.00	0.00			
E : Earth V MO +X	-8161.71	0.00	0.00			
E : LL MO -X	1921.31	0.00	0.00			
E : LL MO -Y	0.00	2399.96	0.00			
E : LL MO +Y	0.00	-1279.79	0.00			
g2kE : Earth ST +X	-7086.13	0.00	0.00			
g2kE : Earth ST -X	2575.58	0.00	0.00			
g2kE : Earth ST +Y	0.00	-7148.64	0.00			
g2kE : Earth ST -Y	0.00	4351.18	0.00			
g2kE : Earth Galleria -Z	0.00	0.00	10236.78			
g2kE : Water ST+X	-1097.57	0.00	0.00			
g2kE : Water ST-X	4602.41	0.00	0.00			
g2kE : Water ST+Y	0.00	-9490.26	0.00			
g2kE : Water ST-Y	0.00	9490.26	0.00			
g2kE : Water ST+Z	0.00	0.00	-22191.25			
g2kE : Water ST-Z	0.00	0.00	7280.77			

8 GIUDIZIO DI ACCETTABILITA' DEI RISULTATI

8.1 Verifica carichi implementati

Si riportano nel seguito le calcolazioni manuali effettuate per la validazione dei carichi implementati. Nel seguito il confronto effettuato.

PESI PROPRI STRUTTURALI

	s	a	b	A	γ	n	G_{1k}
	m	m	m	m ²	kN/m ²	-	kN
Muro	0.7	15.9	13.3	211.47	25	1	3700.725
	0.7	13.3	13.3	176.89	25	1	3095.575
	0.7	13.3	4.7	62.51	25	1	1093.925
	0.7	14.5	4.7	68.15	25	1	1192.625
	0.7	4.7	5.2	24.44	25	2	855.4
	0.7	1.65	5.2	8.58	25	4	600.6
	0.7			1.645	25	2	57.575
Pareti galleria	0.55	10.8	5.65	61.02	25	2	1678.05
Setto Deviatore	1	15.5	5.65	87.575	25	1	2189.375
Platea	1.65	13.3	4.7	62.51	25	1	2578.538
	0.8	10.65	10.8	115.02	25	1	2300.4
Soletta Copertura	0.3	13.3	4.7	63.1995	25	1	473.9962
	0.15	0.3	12.6	3.821694	25	4	57.32541
	0.9	10.6	10.8	114.48	25	1	2575.8
Soletta	0.4	13.3	4.7	62.51	25	1	625.1

	MAN	FEM	
G_{1k} kN	22492	22180	-1.4%

PERMANENTI GRAVITAZIONALI NON STRUTTURALI

	g_{2k}	A	n	G_{2k}
	kN/m ²	m ²	-	kN
Soletta Cop	1.6	39.248	1	62.79711
Soletta di servizio	2	39.01	1	78.02
Muro	5	64.505	1	322.525
	5	13.63	2	136.3
	5	25.27	1	126.35
	10	5.64	1	56.4

	MAN	FEM	
G_{2k} kN	141	140.79	0.0%

	MAN	FEM	
G_{2k} kN	642	641.61	0.0%

SOVRACCARICO ESERCIZIO

	q_k	A	n	Q_k
	kN/m ²	m ²	-	kN
Soletta Cop	4.78	39.248	1	187.53
Soletta di servizio	3	39.01	1	117.03

	MAN	FEM	
Q_k kN	305	304.55	0.0%

NEVE

	q _k kN/mq	A mq	n -	Q _k kN	MAN	FEM	
Soletta Cop	2.53	39.248	1	99.31938	99	100.04	0.7%

PARATOIE

	G _k kN	MAN	FEM	
Peso proprio paratoie piane	1264	1264	1264.00	0.0%
Spinta Statica Su paratoia	2813	2813	2811.54	0.0%
Spinta Dinamica si Paratoia	725	725	725.90	0.1%

FASE DEFINITIVA

	G _k kN	MAN	FEM	
g2k : Earth ST +X	7537	7537	-7573.15	0.5%
g2k : Earth ST -X	3506	3506	3410.82	-2.8%
g2k : Earth ST +Y	8856	8856	-8394.59	-5.5%
g2k : Earth ST -Y	5914	5914	5532.61	-6.9%
g2k : Earth Galleria -Z	13875	13875	13917.42	0.3%
g2k : Water ST+X	48	48	-48.77	1.5%
g2k : Water ST-X	1915	1915	1815.14	-5.5%
g2k : Water ST+Y	6059	6059	-5719.92	-5.9%
g2k : Water ST-Y	6059	6059	5719.92	-5.9%
g2k : Water ST+Z	16504	16504	-16510.29	0.0%
g2k : Water ST-Z	9645	9645	9661.68	0.2%
g2k : Paratoia Water ST-X	2813	2813	2811.54	0.0%
g2k : Earth V ST +X	6177	6177	-6155.84	-0.3%
qk : LL ST -X	1047	1047	1042.89	-0.4%
qk : LL ST -Y	1095	1095	1080.88	-1.3%
qk : LL ST +Y	536	536	-529.14	-1.4%
qk : LL ST -Z	2862	2862	2875.50	0.5%
E : Earth MO +X	10424	10424	-10656.40	2.2%
E : Earth MO -X	7378	7378	7180.86	-2.7%
E : Earth MO +Y	19510	19510	-18632.51	-4.7%
E : Earth MO -Y	13917	13917	13204.45	-5.4%
E : Water WE +X	17	17	-16.82	-1.1%
E : Water WE -X	678	678	677.74	0.0%
E : Water WE +Y	2145	2145	-2145.10	0.0%
E : Water WE -Y	2145	2145	2145.31	0.0%
E : Paratoia Water -X	725	725	725.90	0.1%
E : Earth VMO +X	8105	8105	-8161.71	0.7%
E : LL MO -X	1921	1921	1921.31	0.0%
E : LL MO -Y	2434	2434	2399.96	-1.4%
E : LL MO +Y	1297	1297	-1279.79	-1.4%
g2kE : Earth ST +X	7173	7173	-7086.13	-1.2%
g2kE : Earth ST -X	2581	2581	2575.58	-0.2%
g2kE : Earth ST +Y	7538	7538	-7148.64	-5.5%
g2kE : Earth ST -Y	4595	4595	4351.18	-5.6%
g2kE : Earth Galleria -Z	10177	10177	10236.78	0.6%
g2kE : Water ST+X	1107	1107	-1097.57	-0.9%
g2kE : Water ST-X	4604	4604	4602.41	0.0%
g2kE : Water ST+Y	9734	9734	-9490.26	-2.6%
g2kE : Water ST-Y	9734	9734	9490.26	-2.6%
g2kE : Water ST+Z	22221	22221	-22191.25	-0.1%
g2kE : Water ST-Z	7247	7247	7280.77	0.5%

8.1 Verifica masse sismiche

Per validare il modello di calcolo adottato è stato effettuato un confronto fra le masse calcolate in automatico dal programma e le masse calcolate manualmente

Si riporta di seguito la tabella con le masse calcolate in automatico dal programma:

Story	Level (m)	Nodal Mass (kN/g)	Load To Masses (kN/g)	Diaphragm Mass (kN/g)	Structure Mass (kN/g)	Sum (kN/g)
4F	13.54	0	52.8259	0	259.8025	312.6284
3F	8.45	2.952	42.7909	0	453.1041	498.847
2F	0.497	15.224	1940.4348	0	798.8793	2754.538
1F	-5.2	5.984	1251.4047	0	750.0841	2007.473
	Total	24.16	3287.4563	0	2261.8701	5573.486

Nella tabella seguente si riportano le calcolazioni effettuate manualmente; le masse sono state calcolate coerentemente dai carichi descritti nel capitolo precedente.

	<i>Structural Mass</i>	<i>Load to Masses</i>	<i>Total</i>
	kN/g	kN/g	kN/g
Mass Calculation	2293.60	3381.8	5675.4
FEM Analysis	2261.87	3287.45	5549.3
			-2.27%

I discostamenti Δ , espressi in punti percentuali, evidenziano una buona aderenza tra i risultati ottenuti dal modello FEM con quelli calcolati con metodi semplificati.

9 VERIFICA DI RESISTENZA DEGLI ELEMENTI STRUTTURALI

9.1 Fondazione

9.1.1 Verifiche di resistenza flessionale

Nel seguito si propone la verifica di resistenza della platea fondazionale, di spessore variabile da 1.65 m, nella zona delle paratoie, a 80 cm, in corrispondenza della galleria idraulica.

Tale fondazione superficiale viene verificata con una struttura “non dissipativa”, coerentemente con le indicazioni di cui al capitolo 7.2.5., per le combinazioni di carico sismiche. La prescrizione normativa relativa agli elementi non dissipativi consiste nel richiedere che i materiali, costituenti la sezione, mantengano un comportamento elastico o sostanzialmente elastico. Per le combinazioni di carico non sismiche, invece, le sezioni vengono verificate coerentemente con il capitolo 4 delle NTC2018.

Nel seguito si propongono le mappature dei momenti flettenti e torcenti combinati secondo il metodo Wood Armer Moment. Tali momenti biassiali risultanti verranno confrontati con le capacità flessionali delle membrature, calcolate secondo le indicazioni sopra riportate.

Platea edificio paratoie h = 1.65 m

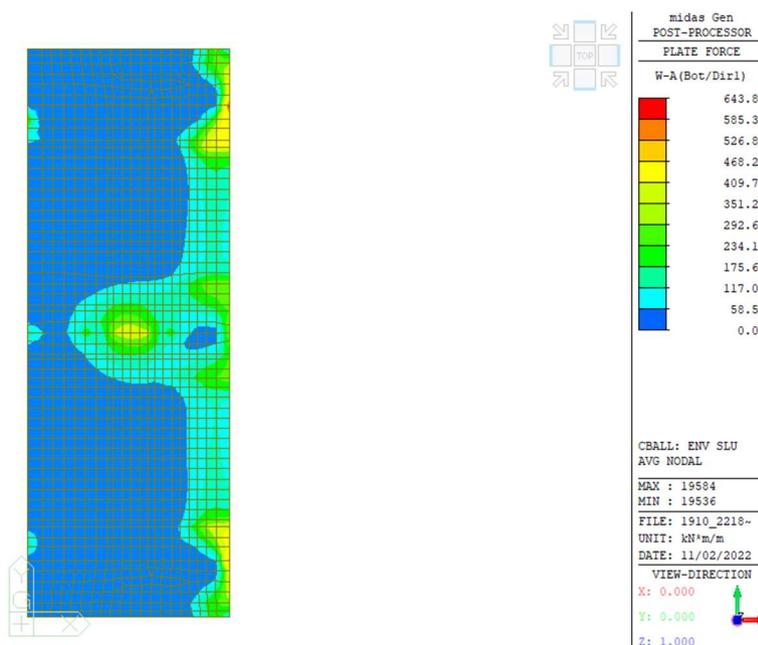


Figura 9.1: Momenti flettenti XX – Bottom – Envelope SLU

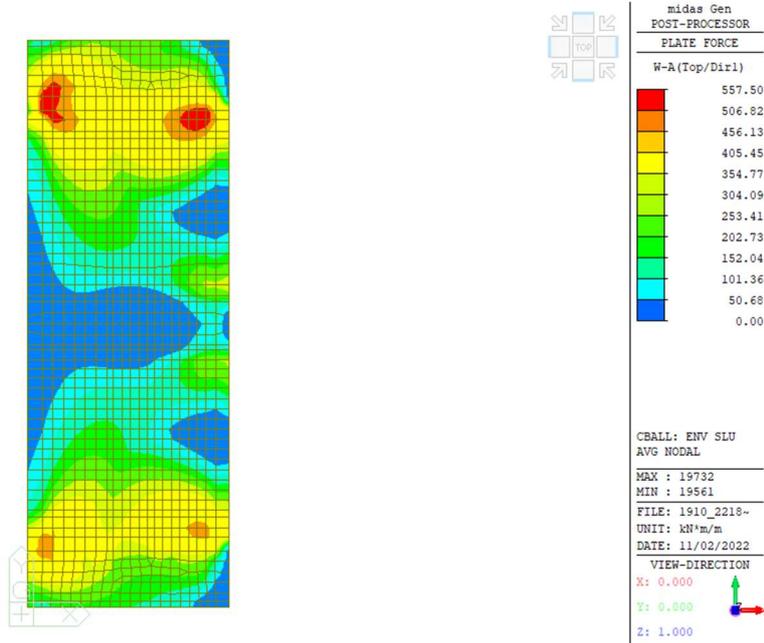


Figura 9.2: Momenti flettenti XX – Top – Envelope SLU

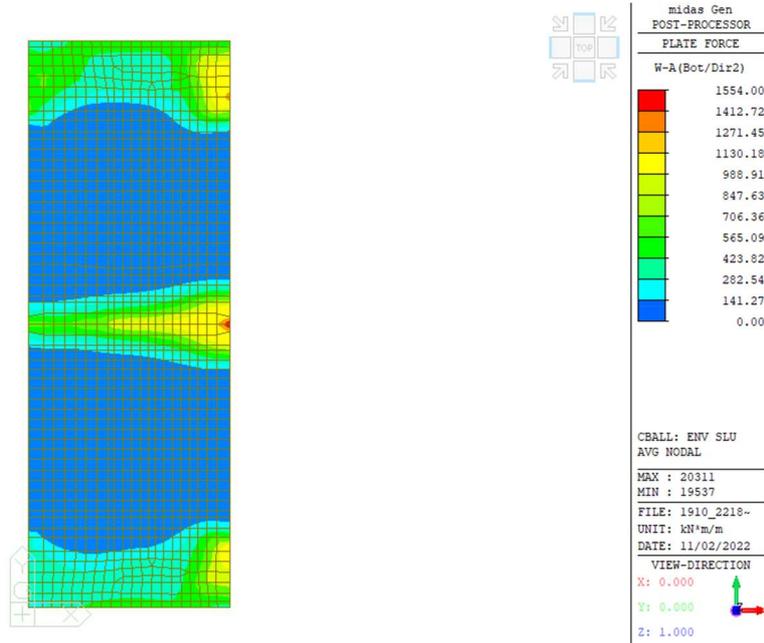


Figura 9.3: Momenti flettenti YY – Bottom – Envelope SLU

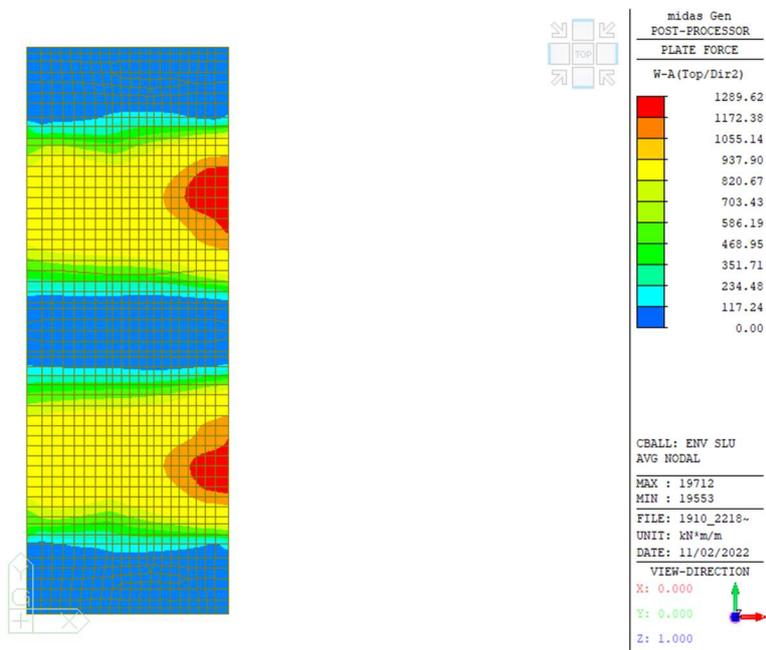


Figura 9.4: Momenti flettenti YY – Top – Envelope SLU

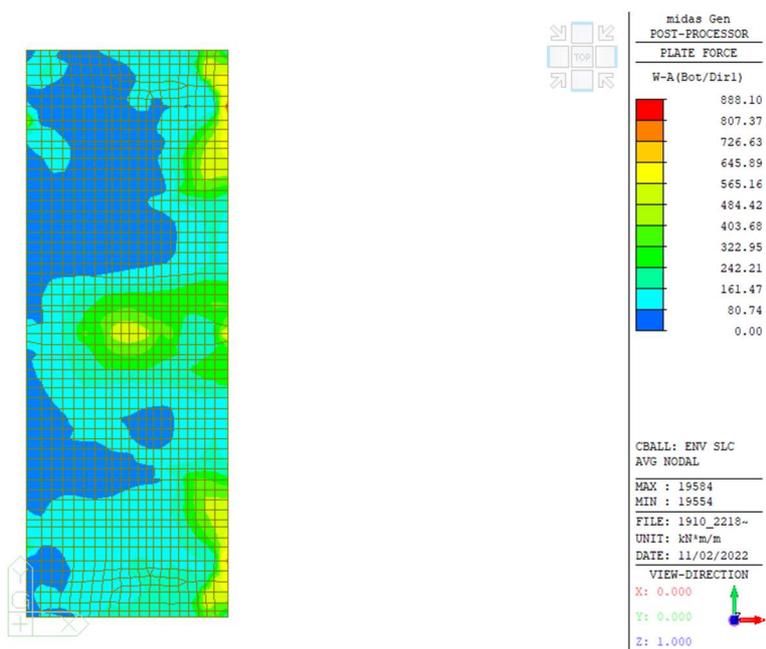


Figura 9.5: Momenti flettenti XX – Bottom – Envelope SLC

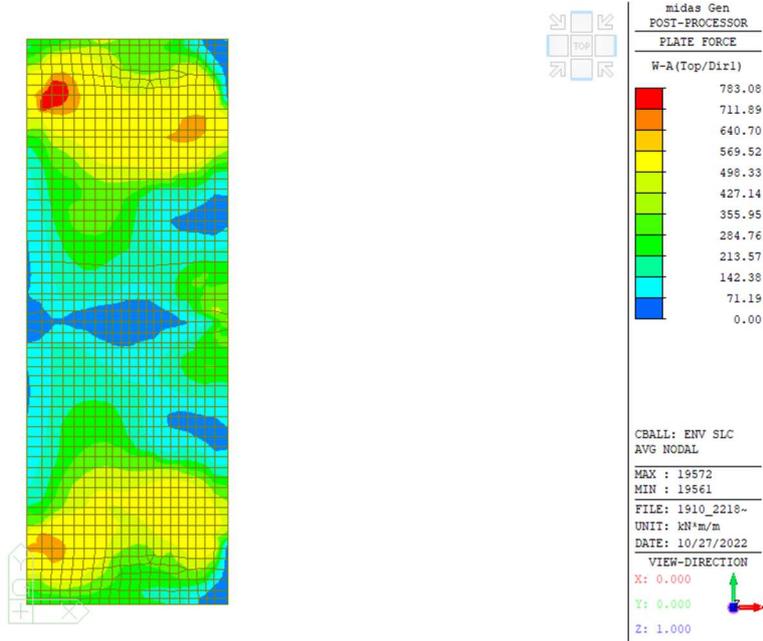


Figura 9.6: Momenti flettenti XX – Top – Envelope SLC

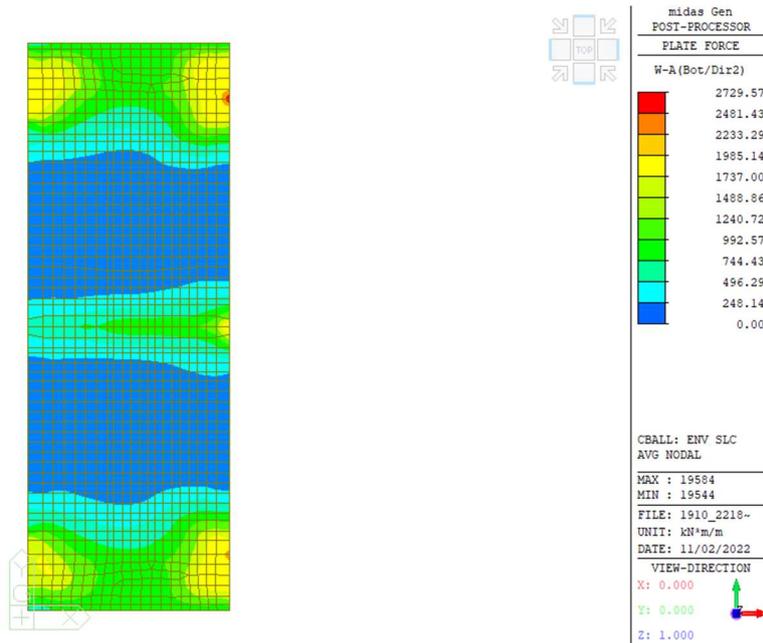


Figura 9.7: Momenti flettenti YY – Bottom – Envelope SLC

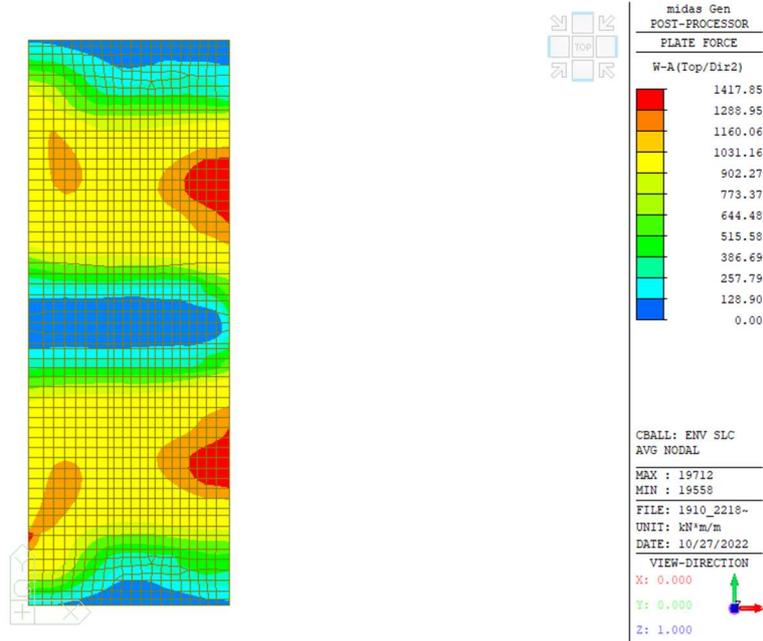


Figura 9.8: Momenti flettenti YY – Top – Envelope SLC

Verifiche flessionali

Di seguito si riporta il calcolo del momento resistente della sezione con armatura $\varnothing 20$ passo 20 cm.

Verifica C.A. S.L.U. - File: Armatura platea 165

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2018 ?

Titolo: Armatura platea 165

N° figure elementari: 1 Zoom N° strati barre: 2 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]	N°	Az [cm²]	d [cm]
1	100	165	1	15.71	10
			2	15.71	155

Sollecitazioni
 S.L.U. Metodo n
 N_{Ed} 0 0 kN
 M_{xEd} 0 0 kNm
 M_{yEd} 0 0

P.to applicazione N
 Centro Baricentro cls
 Coord.[cm] xN 0 yN 0

Materiali
 B450C C30/37
 ε_{su} 1.96 ‰ ε_{c2} 2 ‰
 f_{yd} 391.3 N/mm² ε_{cu} 2 ‰
 E_s 200 000 N/mm² f_{cd} 17
 E_s/E_c 15 f_{cc}/f_{cd} 0.8
 ε_{syd} 1.957 ‰ σ_{c,adm} 11.5
 σ_{s,adm} 255 N/mm² τ_{co} 0.6933
 τ_{c1} 2.029

M_{xRd} 906.1 kNm
 α_c -5.006 N/mm²
 σ_s 391.3 N/mm²
 ε_c 0.3201 ‰
 ε_s 1.96 ‰
 d 155 cm
 x 21.76 x/d 0.1404
 δ 0.7

Tipo Sezione
 Rettang. re Trapezi
 a T Circolare
 Rettangoli Coord.
 DXF

Metodo di calcolo
 S.L.U.+ S.L.U.-
 Metodo n

Tipo flessione
 Retta Deviata

N° rett. 100
 Calcola MRd Dominio M-N
 L₀ 0 cm Col. modello
 M-curvatura
 Precompresso

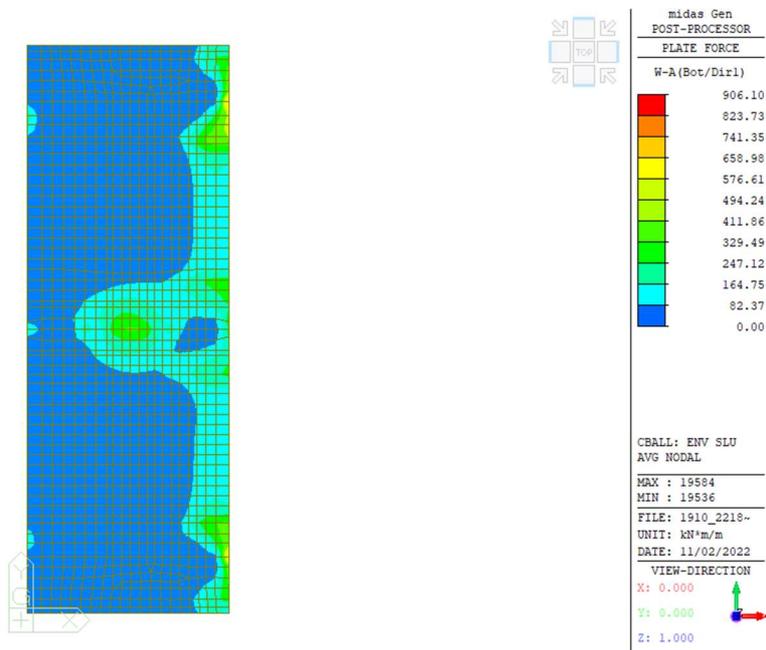


Figura 9.9: Wood Armer XX – Bottom – Armatura diffusa SLU

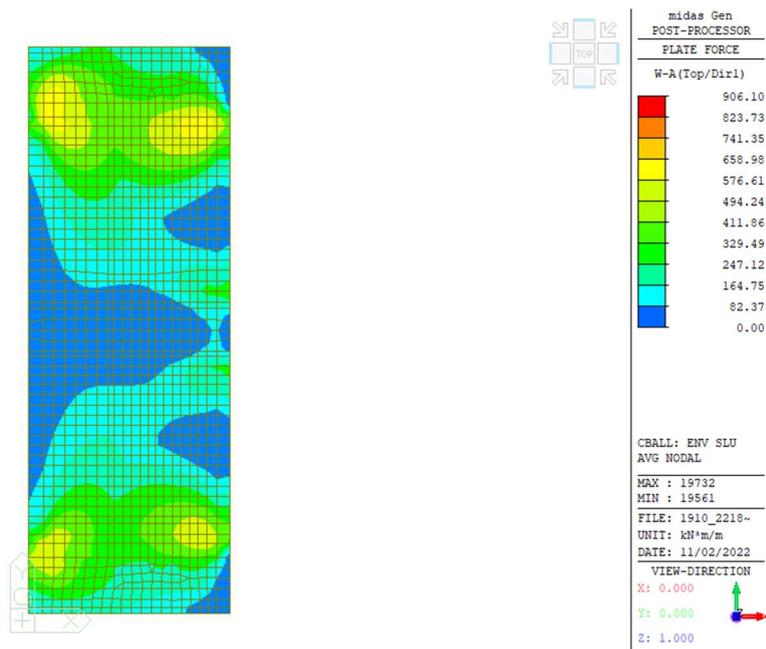


Figura 9.10: Wood Armer XX – Top – Armatura diffusa SLU

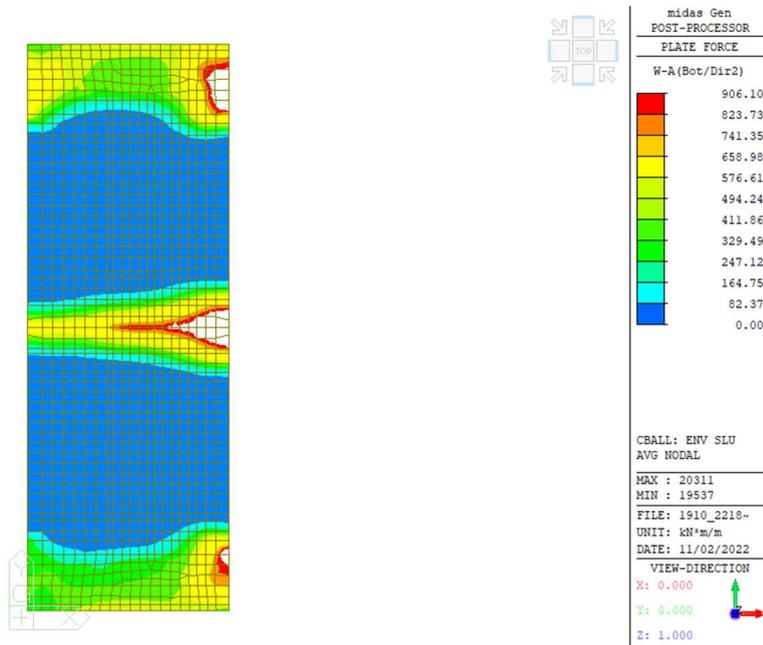


Figura 9.11: Wood Armer YY – Bottom – Armatura diffusa SLU

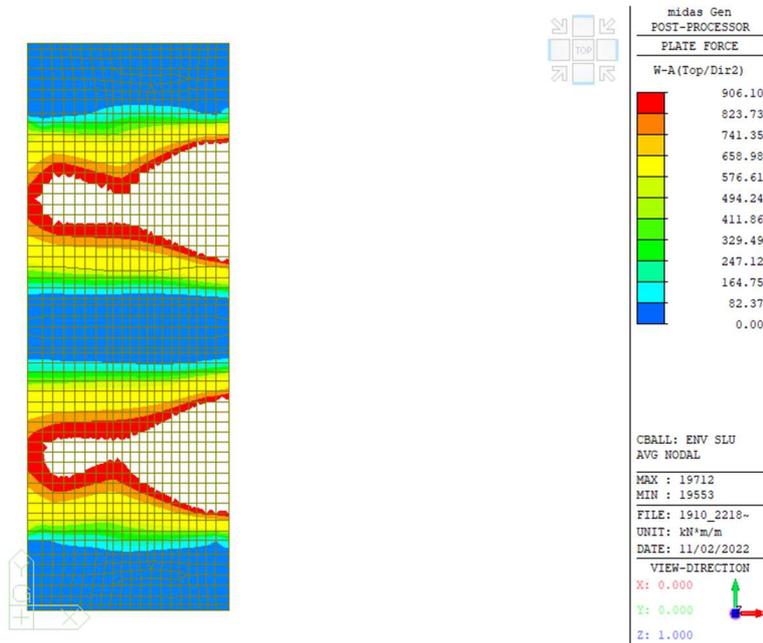


Figura 9.12: Wood Armer YY – Top – Armatura diffusa SLU

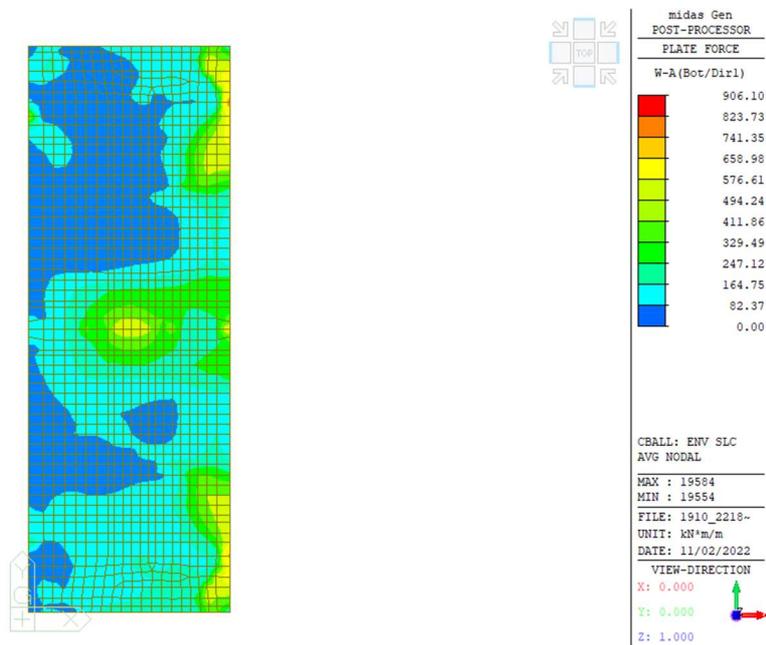


Figura 9.13: Wood Armer XX – Bottom – Armatura diffusa SLC

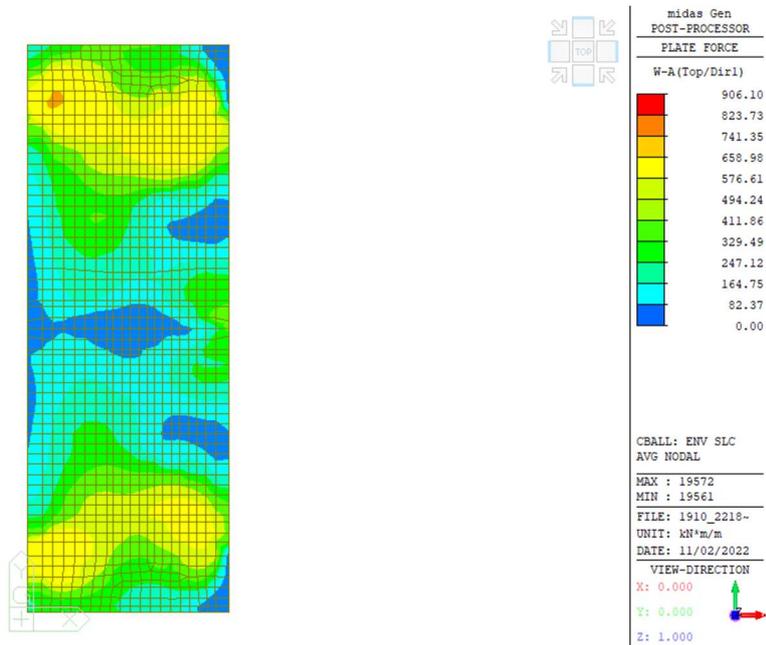


Figura 9.14: Wood Armer XX – Top – Armatura diffusa SLC

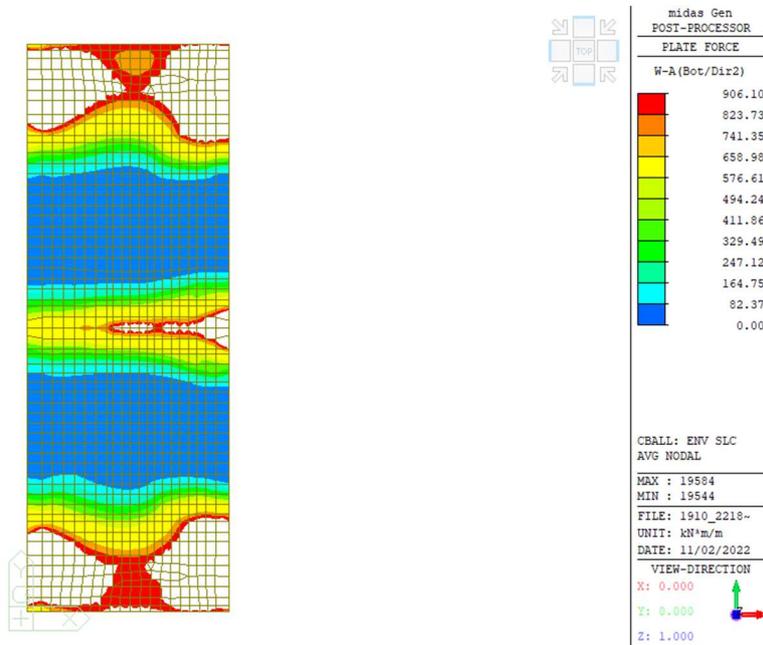


Figura 9.15: Wood Armer YY – Bottom – Armatura diffusa SLC

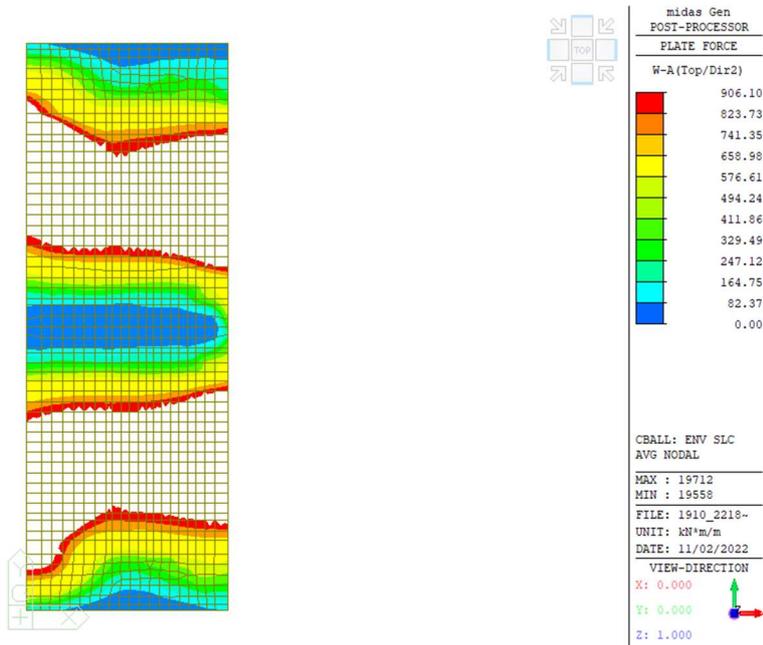
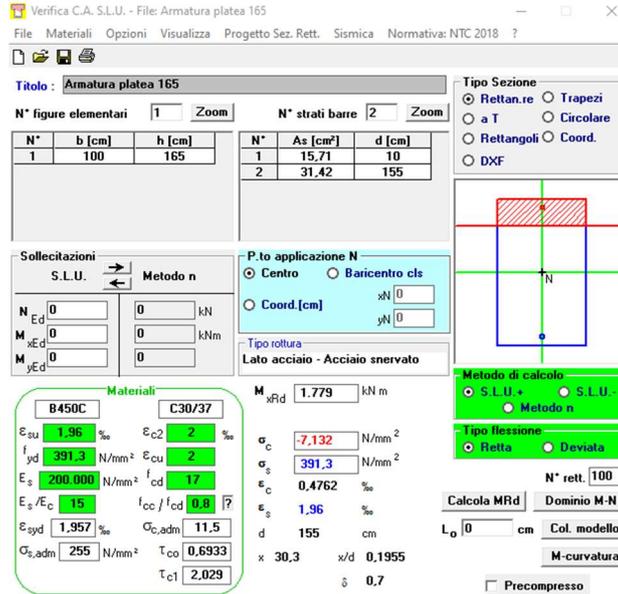


Figura 9.16: Wood Armer YY – Top – Armatura diffusa SLC

Come si può vedere dalle immagini sopra riportate risulta necessario aggiungere armatura in quanto la sola armatura diffusa non è sufficiente. Di seguito si riporta il calcolo dei momenti resistenti con le armature aggiuntive.

Valore di momento resistente della sezione con armatura aggiuntiva $\varnothing 20$ passo 20 cm.



Verifica C.A. S.L.U. - File: Armatura platea 165

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2018 ?

Titolo: Armatura platea 165

N° figure elementari 1 Zoom N° strati barre 2 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	100	165	1	15,71	10
			2	31,42	155

Sollecitazioni S.L.U. Metodo n

N_{Ed} 0 0 kN
M_{Ed} 0 0 kNm
M_{yEd} 0 0

P.to applicazione N
Centro Baricentro cls
Coord.[cm] xN 0 yN 0

Tipo rottura Lato acciaio - Acciaio snervato

M_{xRd} 1,779 kNm

Materiali B450C C30/37

Proprietà	B450C	C30/37
ϵ_{su}	1,96 ‰	2 ‰
f_{yd}	391,3 N/mm²	2 ‰
E_s	200.000 N/mm²	17
E_s/E_c	15	f_{cc}/f_{cd} 0,8
ϵ_{syd}	1,957 ‰	$\sigma_{c,adm}$ 11,5
$\sigma_{s,adm}$	255 N/mm²	τ_{co} 0,6933
		τ_{c1} 2,029

σ_c -7,132 N/mm²
 σ_s 391,3 N/mm²
 ϵ_c 0,4762 ‰
 ϵ_s 1,96 ‰
d 155 cm
x 30,3 x/d 0,1955
 δ 0,7

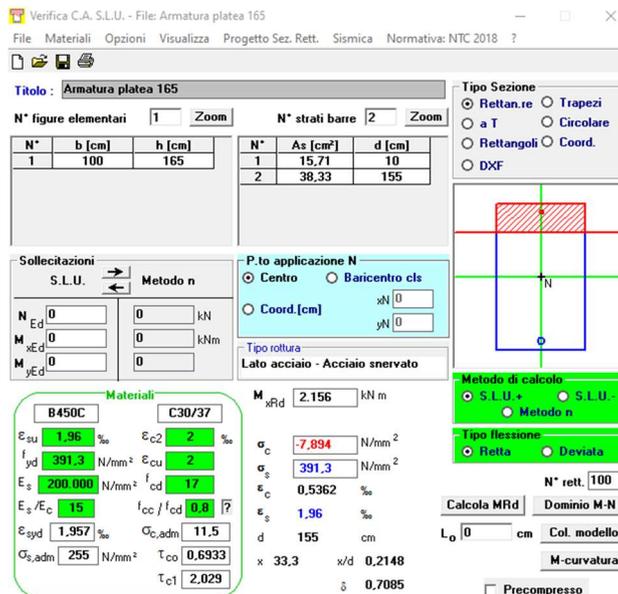
Tipo Sezione
Rettan.re Trapezi
a T Circolare
Rettangoli Coord.
DXF

Metodo di calcolo
S.L.U.+ S.L.U.-
Metodo n

Tipo flessione
Retta Deviata

N° rett. 100
Calcola MRd Dominio M-N
L₀ 0 cm Col. modello
M-curvatura
Precompresso

Valore di momento resistente della sezione con armatura aggiuntiva $\varnothing 24$ passo 20 cm.



Verifica C.A. S.L.U. - File: Armatura platea 165

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2018 ?

Titolo: Armatura platea 165

N° figure elementari 1 Zoom N° strati barre 2 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	100	165	1	15,71	10
			2	38,33	155

Sollecitazioni S.L.U. Metodo n

N_{Ed} 0 0 kN
M_{Ed} 0 0 kNm
M_{yEd} 0 0

P.to applicazione N
Centro Baricentro cls
Coord.[cm] xN 0 yN 0

Tipo rottura Lato acciaio - Acciaio snervato

M_{xRd} 2,156 kNm

Materiali B450C C30/37

Proprietà	B450C	C30/37
ϵ_{su}	1,96 ‰	2 ‰
f_{yd}	391,3 N/mm²	2 ‰
E_s	200.000 N/mm²	17
E_s/E_c	15	f_{cc}/f_{cd} 0,8
ϵ_{syd}	1,957 ‰	$\sigma_{c,adm}$ 11,5
$\sigma_{s,adm}$	255 N/mm²	τ_{co} 0,6933
		τ_{c1} 2,029

σ_c -7,894 N/mm²
 σ_s 391,3 N/mm²
 ϵ_c 0,5362 ‰
 ϵ_s 1,96 ‰
d 155 cm
x 33,3 x/d 0,2148
 δ 0,7085

Tipo Sezione
Rettan.re Trapezi
a T Circolare
Rettangoli Coord.
DXF

Metodo di calcolo
S.L.U.+ S.L.U.-
Metodo n

Tipo flessione
Retta Deviata

N° rett. 100
Calcola MRd Dominio M-N
L₀ 0 cm Col. modello
M-curvatura
Precompresso

Platea galleria h = 0.80 m

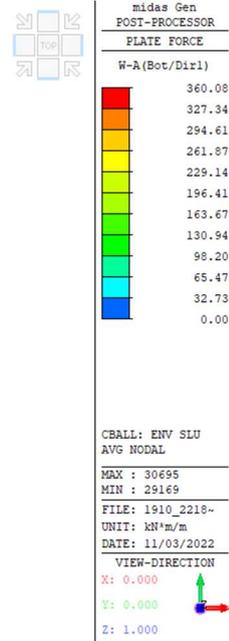
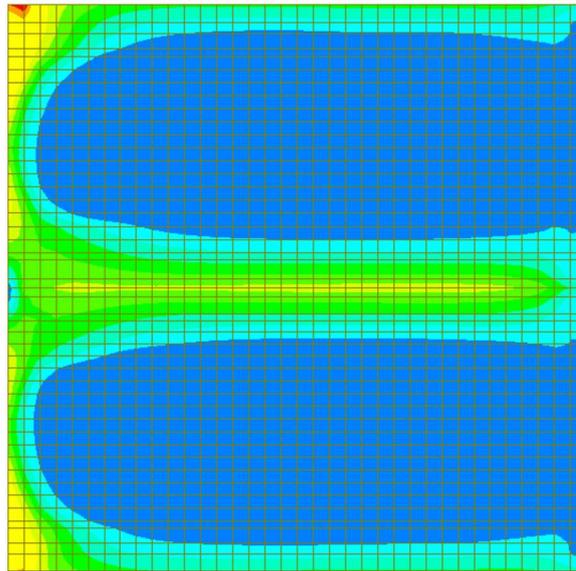


Figura 9.17: Momenti flettenti XX – Bottom – Envelope SLU

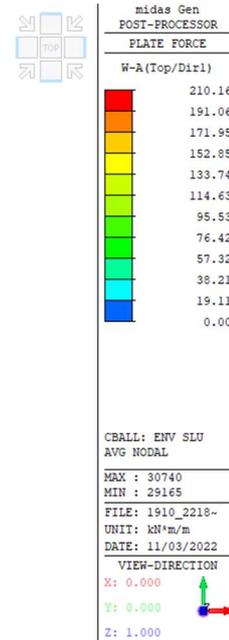
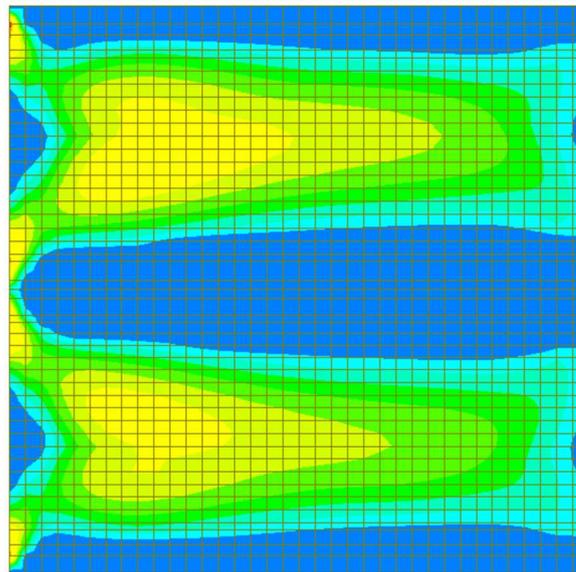


Figura 9.18: Momenti flettenti XX – Top – Envelope SLU

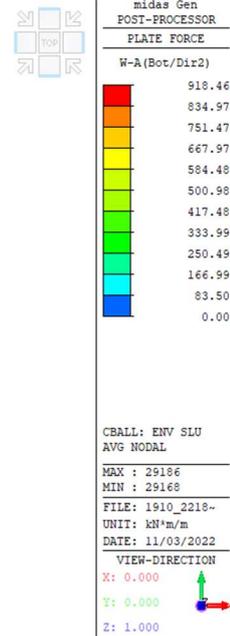
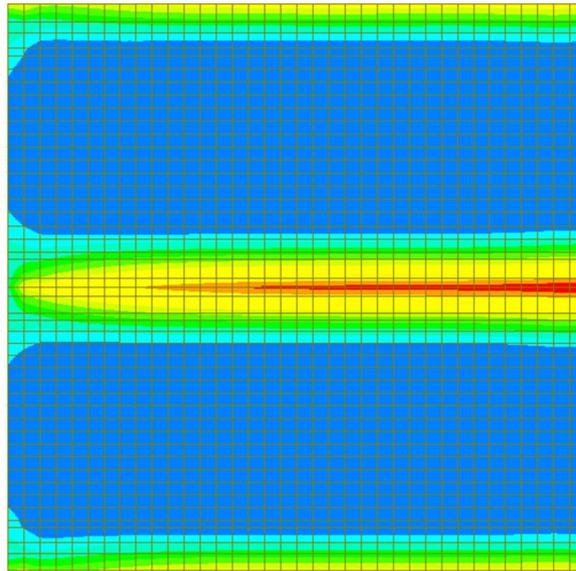


Figura 9.19: Momenti flettenti YY – Bottom – Envelope SLU

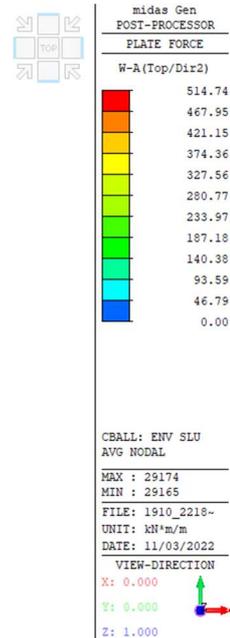
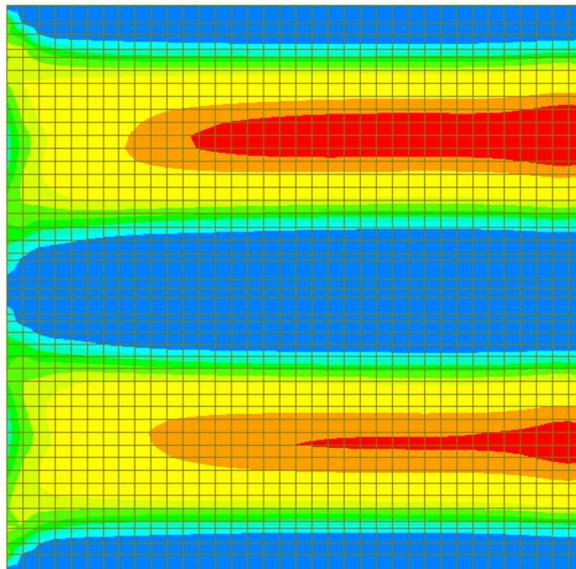


Figura 9.20: Momenti flettenti YY – Top – Envelope SLU

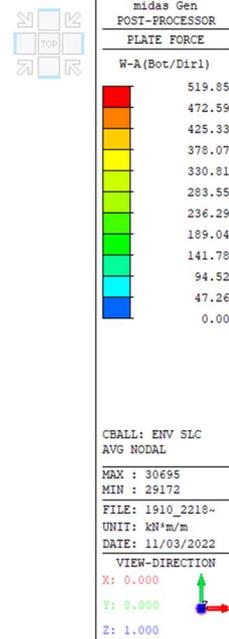
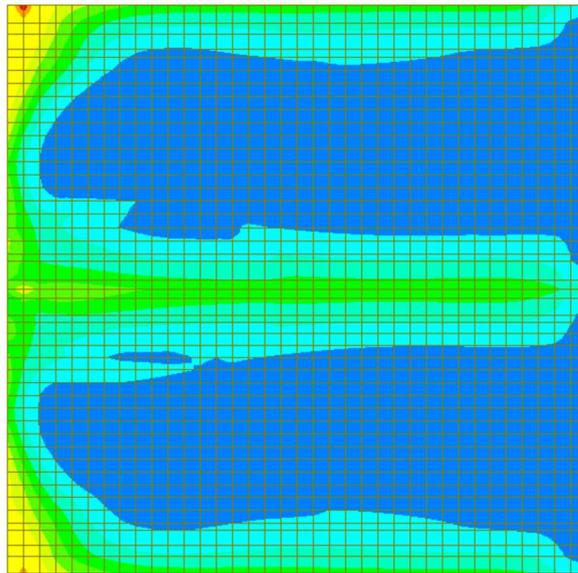


Figura 9.21: Momenti flettenti XX – Bottom – Envelope SLC

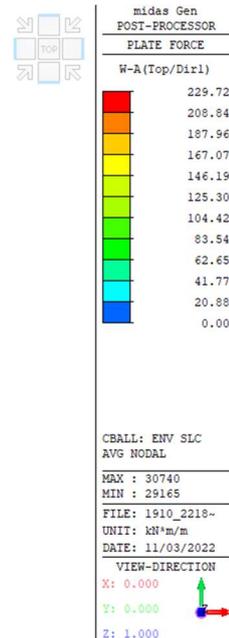
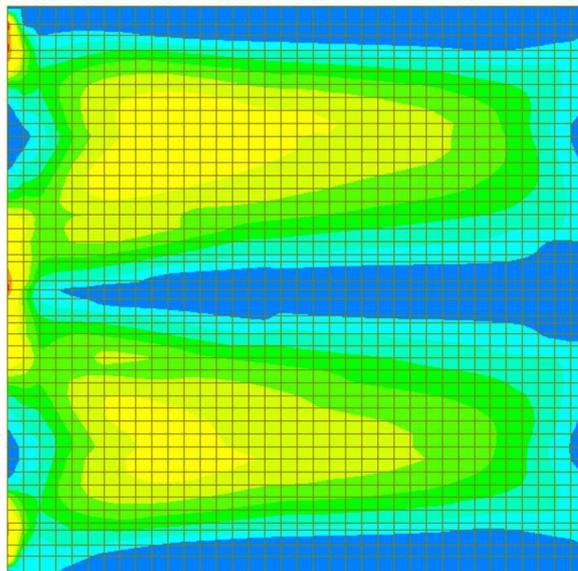


Figura 9. 22: Momenti flettenti XX – Top – Envelope SLC

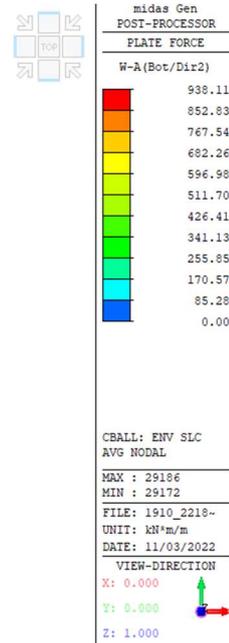
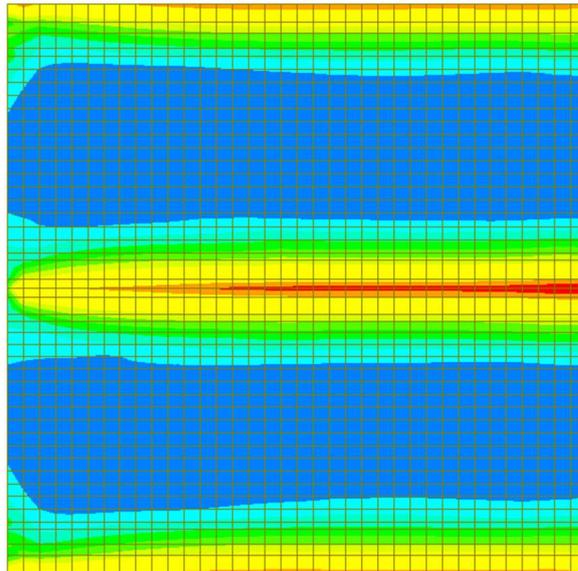


Figura 9.23: Momenti flettenti YY – Bottom – Envelope SLC

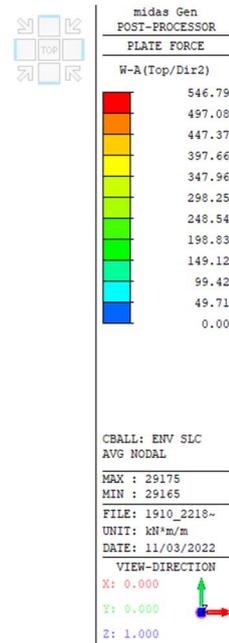
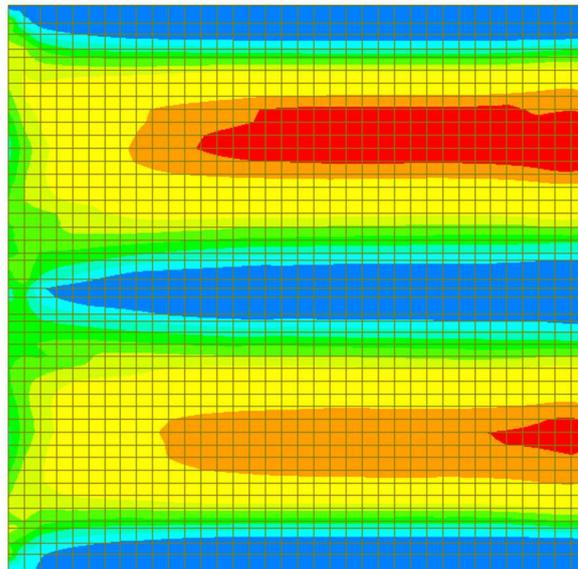


Figura 9.24: Momenti flettenti YY – Top – Envelope SLC

Verifiche flessionali

Di seguito si riporta il calcolo del momento resistente della sezione con armatura Ø20 passo 20 cm.

Verifica C.A. S.L.U. - File: Armatura platea 80

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2018 ?

TITOLO: Armatura platea 80

N° figure elementari 1 Zoom N° strati barre 2 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	100	80	1	15,71	10
			2	15,71	70

Sollecitazioni S.L.U. Metodo n

N Ed 0 0 kN
 M xEd 0 0 kNm
 M yEd 0 0

P.to applicazione N
 Centro Baricentro cls
 Coord.[cm] xN 0 yN 0

Tipo rottura Lato acciaio - Acciaio snervato

Materiali **B450C** **C30/37**

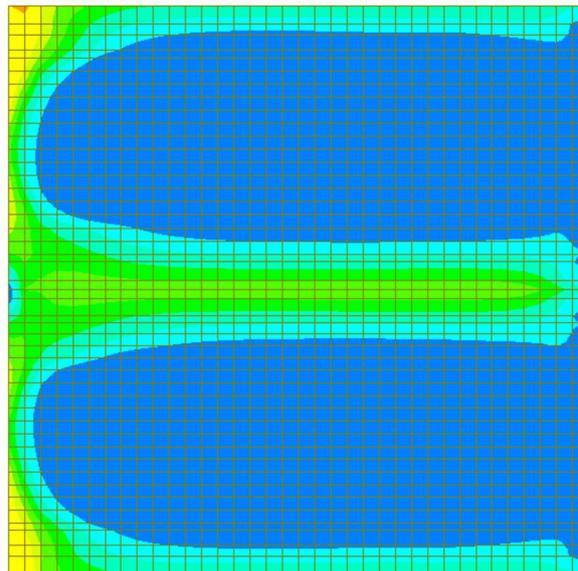
ϵ_{su} 1,96 ‰ ϵ_{c2} 2 ‰
 f_{yd} 391,3 N/mm² ϵ_{cu} 2 ‰
 E_s 200.000 N/mm² f_{cd} 17 ‰
 E_s/E_c 15 f_{cc}/f_{cd} 0,8 ?
 ϵ_{syd} 1,957 ‰ $\sigma_{c,adm}$ 11,5
 $\sigma_{s,adm}$ 255 N/mm² τ_{co} 0,6933
 τ_{c1} 2,029

M_{xRd} 397,7 kNm
 σ_c -7,518 N/mm²
 σ_s 391,3 N/mm²
 ϵ_c 0,5063 ‰
 ϵ_s 1,96 ‰
 d 70 cm
 x 14,37 x/d 0,2053
 δ 0,7

Metodo di calcolo S.L.U. + S.L.U. -
 Metodo n

Tipo flessione Retta Deviata

N° rett. 100
 Calcola MRd Dominio M-N
 L_o 0 cm Col. modello
 M-curvatura
 Precompresso



midas Gen
 POST-PROCESSOR
 PLATE FORCE

W-A(Bot/Dir1)

397.70
361.55
325.39
289.24
253.08
216.93
180.77
144.62
108.46
72.31
36.15
0.00

CBALL: ENV SLU
 AVG NODAL
 MAX : 30695
 MIN : 29169
 FILE: 1910_2218-
 UNIT: kN*m/m
 DATE: 11/03/2022
 VIEW-DIRECTION
 X: 0.000
 Y: 0.000
 Z: 1.000

Figura 9.25: Wood Armer XX – Bottom – Armatura diffusa SLU

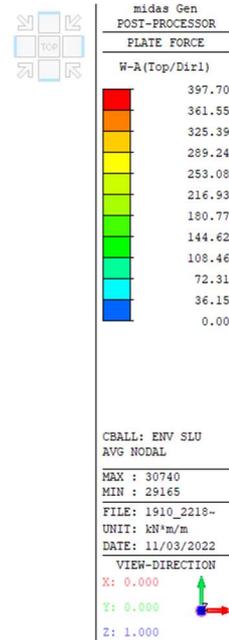
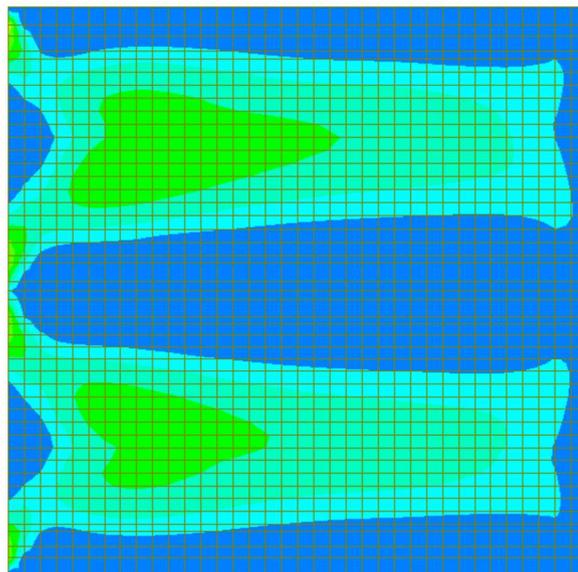


Figura 9.26: Wood Armer XX – Top – Armatura diffusa SLU

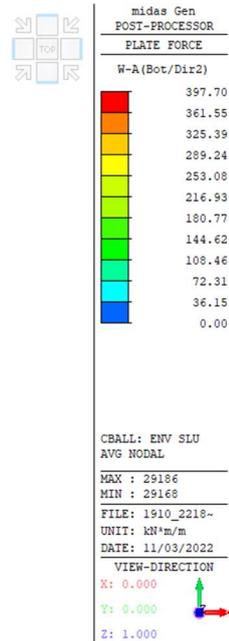
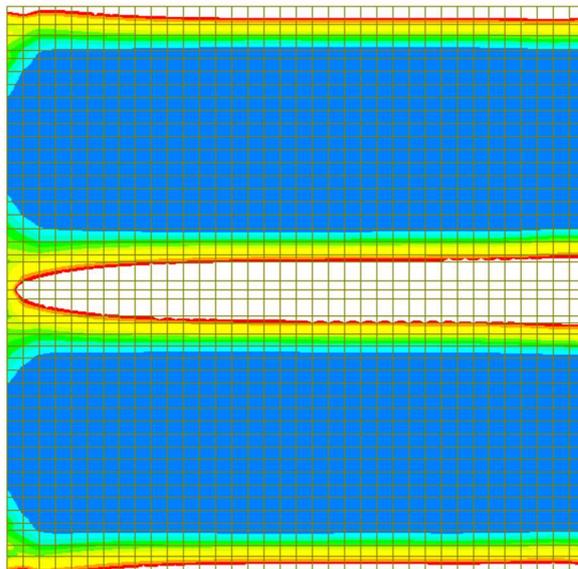


Figura 9.27: Wood Armer YY – Bottom – Armatura diffusa SLU

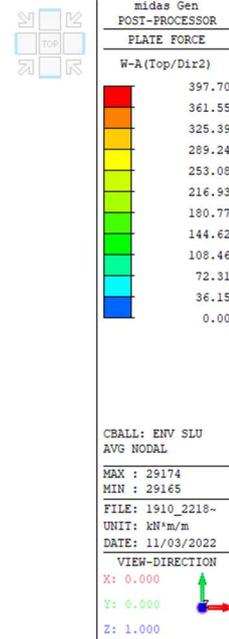
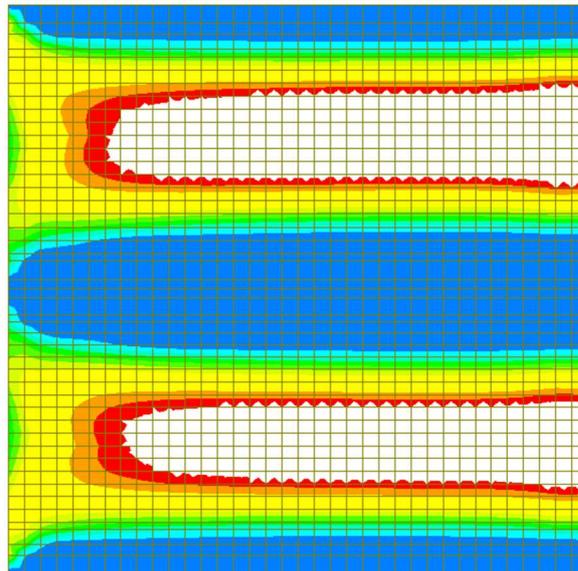


Figura 9.28: Wood Armer YY – Top – Armatura diffusa SLU

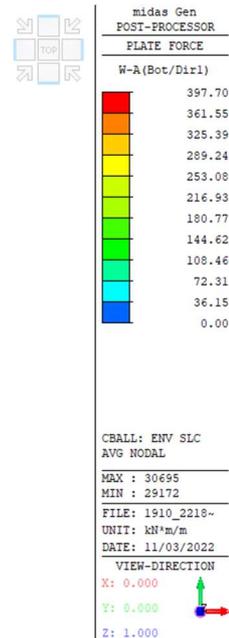
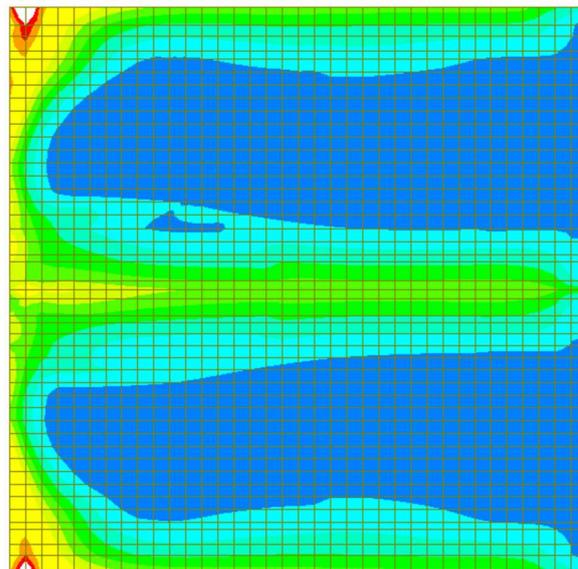


Figura 9.29: Wood Armer XX – Bottom – Armatura diffusa SLC

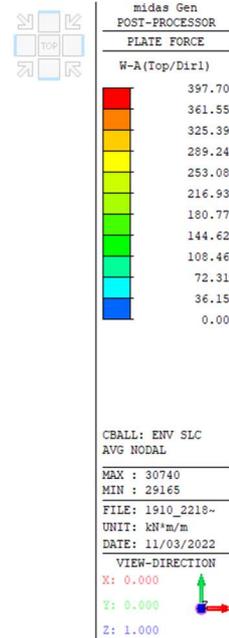
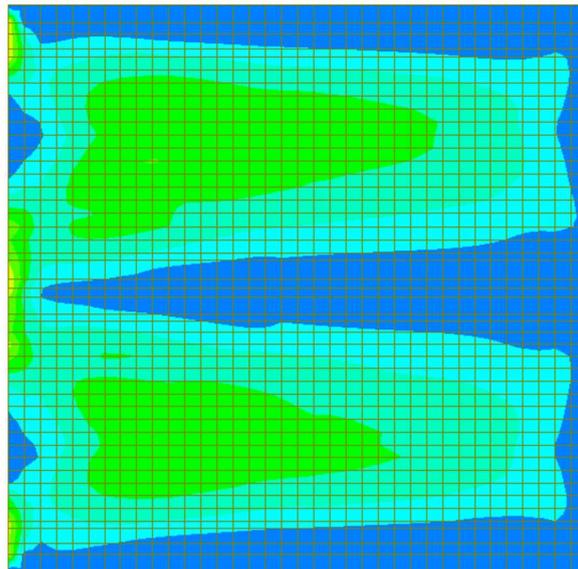


Figura 9.30: Wood Armer XX – Top – Armatura diffusa SLC

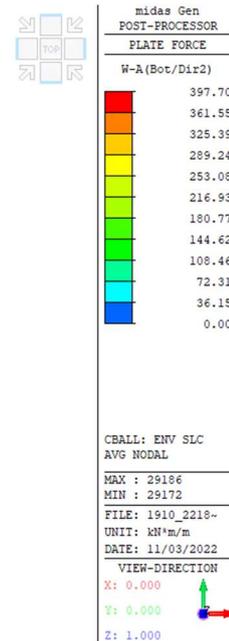
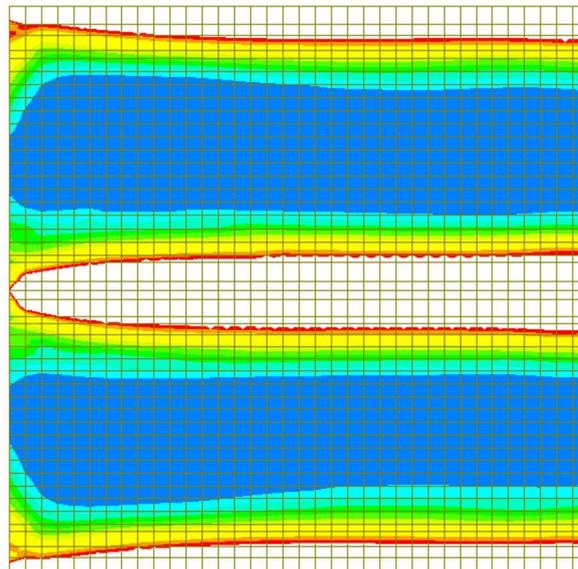


Figura 9.31: Wood Armer YY – Bottom – Armatura diffusa SLC

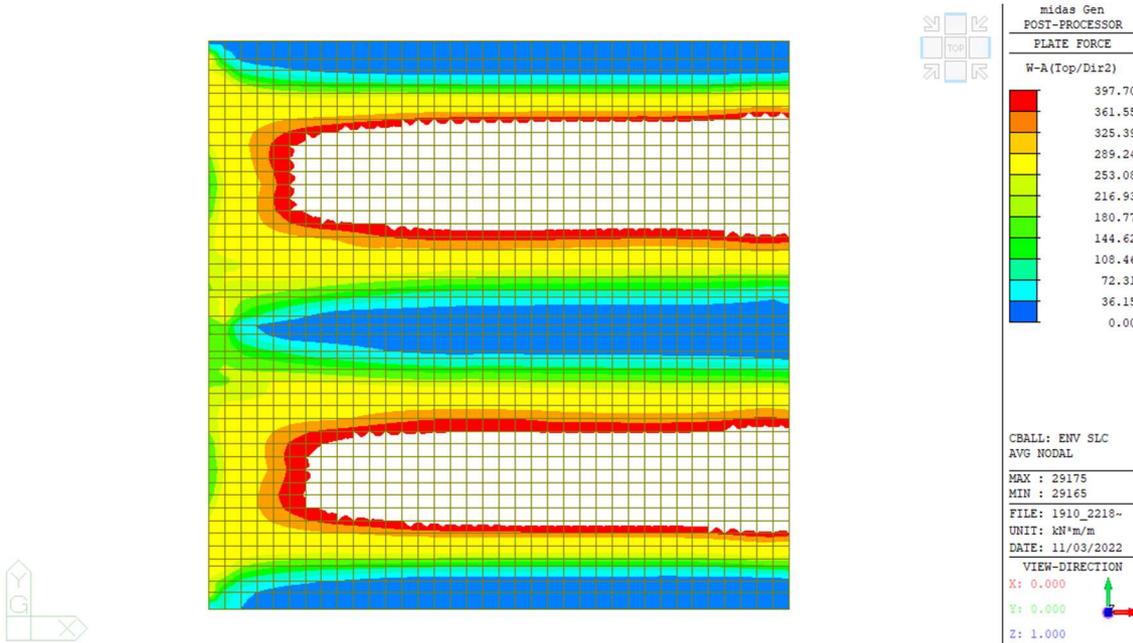


Figura 9.32: Wood Armer YY – Top – Armatura diffusa SLC

Come si può vedere dalle immagini sopra riportate risulta necessario aggiungere armatura in quanto la sola armatura diffusa non è sufficiente. Di seguito si riporta il calcolo dei momenti resistenti con le armature aggiuntive.

Valore di momento resistente della sezione con armatura aggiuntiva $\varnothing 20$ passo 20 cm.

Verifica C.A. S.L.U. - File: Armatura platea 80

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2018 ?

Titolo: Armatura platea 80

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	100	80	1	15,71	10
			2	31,42	70

Sollecitazioni
 S.L.U. Metodo n

P.to applicazione N
 Centro Baricentro cls
 Coord. [cm] xN [0] yN [0]

Materiali
 B450C C30/37
 ϵ_{su} 1,96 ‰ ϵ_{c2} 2 ‰
 f_{yd} 391,3 N/mm² ϵ_{cu} 2 ‰
 E_s 200.000 N/mm² f_{cd} 17 ‰
 E_s/E_c 15 f_{cc}/f_{cd} 0,8
 ϵ_{syd} 1,957 ‰ $\sigma_{c,adm}$ 11,5
 $\sigma_{s,adm}$ 255 N/mm² τ_{co} 0,6933
 τ_{c1} 2,029

Metodo di calcolo
 S.L.U. + S.L.U. - Metodo n

Tipo flessione
 Retta Deviata

Calcola MRd Dominio M-N

M 773,4 kN m

σ_c -10,5 N/mm²
 σ_s 391,3 N/mm²
 ϵ_c 0,7636 ‰
 ϵ_s 1,96 ‰
 d 70 cm
 x 19,63 x/d 0,2804
 δ 0,7905

N° rett. 100

L₀ 0 cm **Col. modello**

M-curvatura

Precompresso

Valore di momento resistente della sezione con armatura aggiuntiva $\varnothing 24$ passo 20 cm.

Verifica C.A. S.L.U. - File: Armatura platea 80

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2018 ?

TITOLO: Armatura platea 80

N° figure elementari: 1 Zoom N° strati barre: 2 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	100	80	1	15,71	10
			2	38,33	70

Sollecitazioni: S.L.U. Metodo n

N_{Ed} 0 kN
M_{xEd} 0 kNm
M_{yEd} 0

P.to applicazione N: Centro Baricentro cls
Coord. [cm]: xN 0, yN 0

Tipo rottura: Lato acciaio - Acciaio snervato

M_{xRd} 934,2 kN m

Metodo di calcolo: S.L.U. + S.L.U. - Metodo n

Tipo flessione: Retta Deviata

N° rett. 100

Calcola MRd Dominio M-N

L₀ 0 cm Col. modello

M-curvatura

Precompresso

Materiali: B450C C30/37

ϵ_{su} 1,96 ‰	ϵ_{c2} 2 ‰	σ_c -11,55 N/mm ²
f_{yd} 391,3 N/mm ²	ϵ_{cu} 2 ‰	σ_s 391,3 N/mm ²
E_s 200.000 N/mm ²	f_{cd} 17	ϵ_c 0,8673 ‰
E_s/E_c 15	f_{cc}/f_{cd} 0,8	ϵ_s 1,96 ‰
$\epsilon_{s,adm}$ 1,957 ‰	$\sigma_{c,adm}$ 11,5	d 70 cm
$\sigma_{s,adm}$ 255 N/mm ²	τ_{co} 0,6933	x 21,47 x/d 0,3068
τ_{c1} 2,029		δ 0,8234

9.1.2 Verifiche di resistenza a taglio

Nel seguito si propone la verifica di resistenza a taglio delle fondazioni.

Platea di altezza 1.65 m: edificio paratoie

Nello specifico per la platea di altezza 1.65 m dell'edificio paratoie, armata a flessione con armatura diffusa $\varnothing 20/20$ in entrambe le direzioni, il taglio resistente, calcolato in assenza di apposita armatura, è pari a circa 475 kN/m.

Di seguito si riportano le mappature delle sollecitazioni taglianti che verranno confrontati con le capacità resistenti, calcolate secondo le indicazioni sopra riportate.

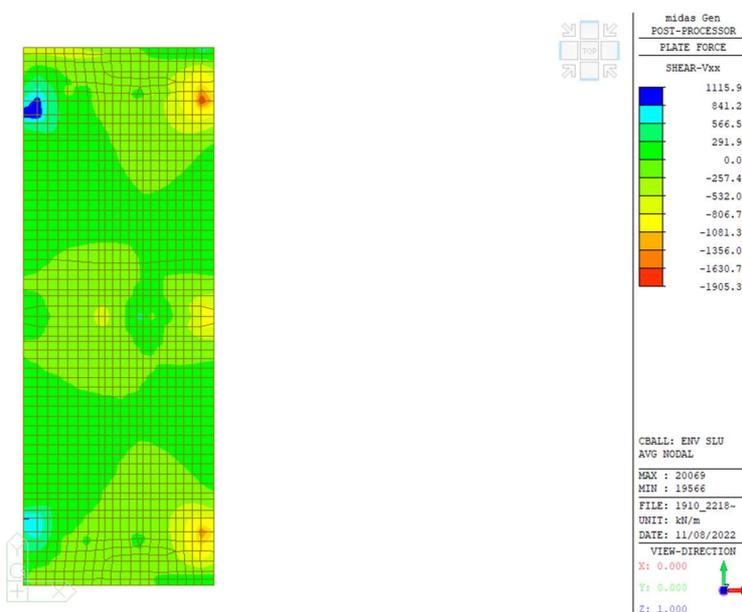


Figura 9.33: Sollecitazione tagliante XX – SLU

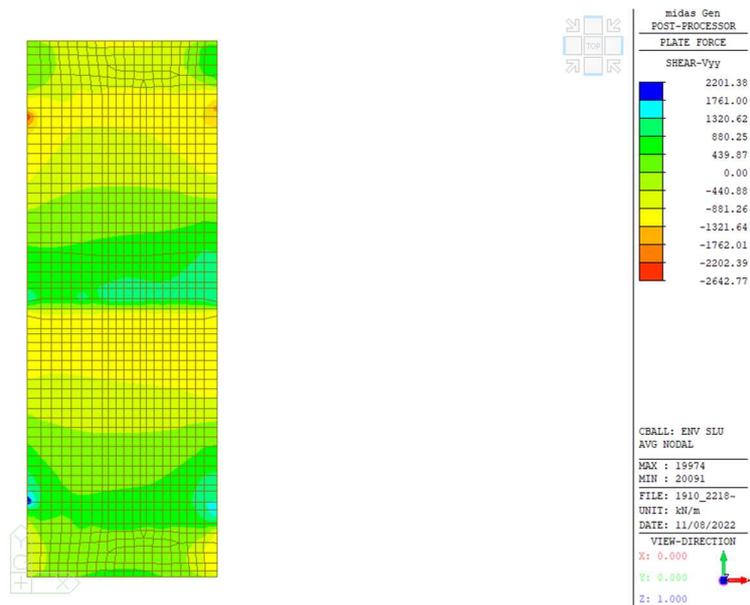


Figura 9.34: Sollecitazione tagliante YY – SLU

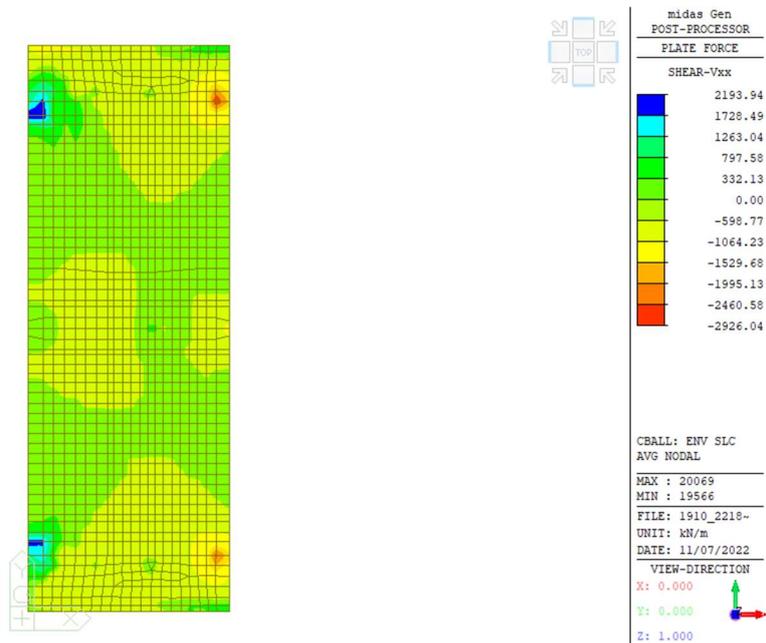


Figura 9.35: Sollecitazione tagliante XX – SLC

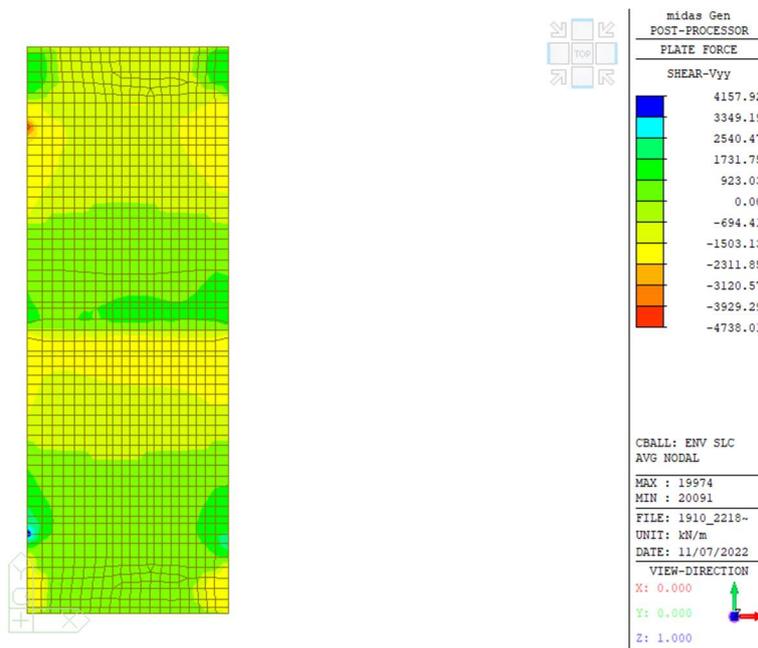


Figura 9.36: Sollecitazione tagliante YY – SLC

Verifiche a taglio

Di seguito si riporta il calcolo della resistenza a taglio della sezione senza apposita armatura a taglio.

RESISTENZA NEI CONFRONTI DI SOLLECITAZIONI TAGLIANTI - D.M. 17-01-2018			
Dati utente			
f_{yk} armature	daN/cm ²	4,500	tensione caratteristica di snervamento
$f_{yd} = f_{yk}/\gamma_s$	daN/cm ²	3,913	tensione di progetto
R_{ck}	daN/cm ²	370	Resistenza caratteristica cubica del calcestruzzo
b_w	cm	100.0	Larghezza di taglio della sezione
h	cm	165.0	Altezza della sezione
d	cm	155.0	Altezza utile della sezione
s	cm	20.0	Passo delle staffe
ρ_l	%	0.10%	Rapporto percentuale dell'armatura tesa rispetto all'area della sezione
$A_{sw,eff}$	cm ²	0.000	Area totale dei bracci di una staffatura a passo s effettivamente disposta dedicata al solo taglio
N_{Ed}	daN	0	Azione assiale di progetto
V_{Ed}	daN	47,000	Taglio di progetto (maggiore di ZERO)
Risultati			
$c = h - d$	cm	10.0	Distanza del baricentro dell'armatura longitudinale dal bordo della sezione
$d_w = 0.9 \times d$	cm	139.5	Braccio della coppia interna (approssimato)
$v_{Ed} = V_{Ed} / (b_w \times d_w)$	daN/cm ²	3.4	è la "tau" di progetto (ultima)
$f_{ck} = 0.83 \times R_{ck}$	daN/cm ²	307	Resistenza caratteristica cilindrica del calcestruzzo
$f_{cd} = \alpha_{cc} \times f_{ck} / \gamma_c$	daN/cm ²	174	Resistenza di calcolo a compressione del calcestruzzo
$f_{td} = \rho_l \times f_{cd}$	daN/cm ²	87	Resistenza di calcolo a compressione ridotta per le verifiche di taglio
$\sigma_{c,lim} = 0.2 \times f_{cd}$	daN/cm ²	35	Tensione limite per compressione
σ_{cp}	daN/cm ²	0	Tensione agente
$A_{st,min} = 0.0015 \times b_w \times s$	cm ²	3.000	Area minima assoluta di acciaio per staffe a passo s (punto 4.1.6.1.1)
Controllo necessità armatura calcolata			
$k = 1 + (20 / d)^{1/2}$	n.o puro	1.36	Coefficiente della formula 4.1.14
$v_{Rd,a} = 0.1107 \times k^{3/2} \times f_{ck}^{1/2} + 0.15 \times \sigma_{cp}$	daN/cm ²	3.07	= v_{min} è la "tau" massima ammissibile senza armatura calcolata: valore minimo assoluto
$v_{Rd,b} = CRd,ck \times (100 \times \rho_l \times f_{ck})^{1/3} + 0.15 \times \sigma_{cp}$	daN/cm ²	2.33	= v_{cl} è la "tau" massima ammissibile senza armatura calcolata da confrontare con $v_{Rd,a}$
$v_{Rd} = \max(v_{Rd,a}; v_{Rd,b})$	daN/cm ²	3.07	è la "tau" massima ammissibile senza armatura calcolata (il maggiore fra $v_{Rd,a}$ e $v_{Rd,b}$)
$V_{Rd} = v_{Rd} \times b_w \times d$	daN	47,649	Resistenza a "taglio compressione" massima senza armatura apposta
$r_1 = V_{Rd} / V_{Ed}$	n.o puro	1.01	è sufficiente l'armatura minima $A_{st,min}$

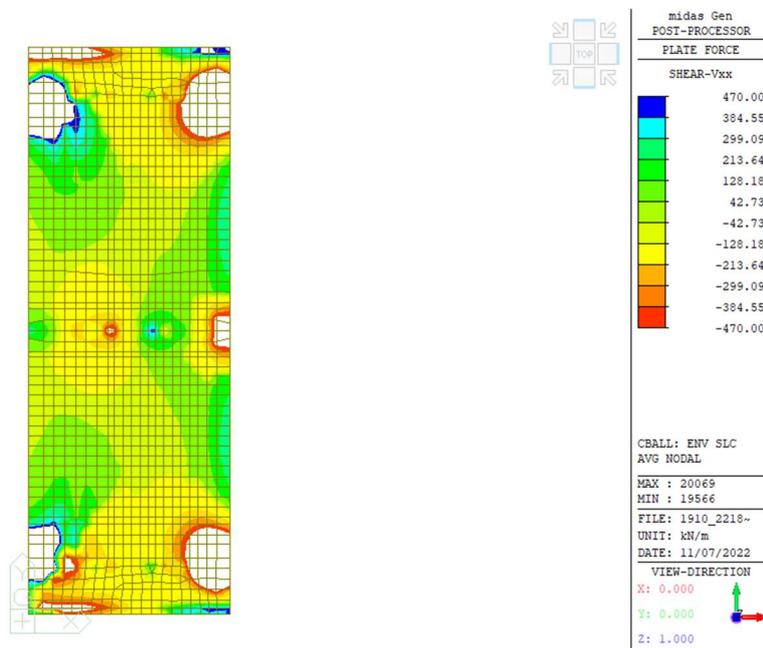


Figura 9.37: Resistenza a taglio XX – SLC

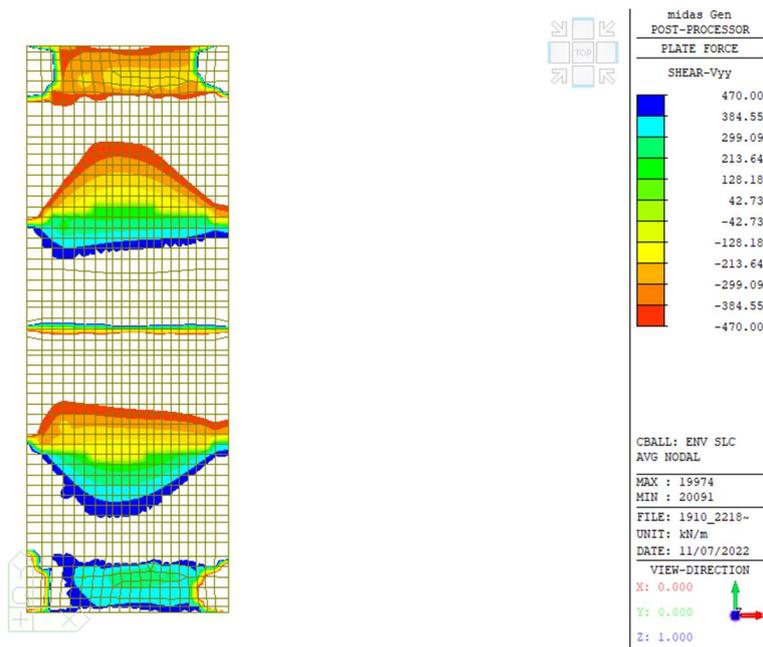


Figura 9.38: Resistenza a taglio YY – SLC

Come si può vedere dalle immagini sopra riportate risulta necessario aggiungere un'apposita armatura a taglio in quanto la sola armatura minima non è sufficiente. Di seguito si riporta il calcolo del taglio resistente con apposita armatura.

RESISTENZA NEI CONFRONTI DI SOLLECITAZIONI TAGLIANTI - D.M. 17-01-2018

Dati utente

f_{yk} armature	daN/cm ²	4,500	tensione caratteristica di snervamento
$f_{yd} = f_{yk}/\gamma_s$	daN/cm ²	3,913	tensione di progetto
R_{ck}	daN/cm ²	370	Resistenza caratteristica cubica del calcestruzzo
b_w	cm	100.0	Larghezza di taglio della sezione
h	cm	165.0	Altezza della sezione
d	cm	155.0	Altezza utile della sezione
s	cm	20.0	Passo delle staffe
ρ_l	%	0.10%	Rapporto percentuale dell'armatura tesa rispetto all'area della sezione
$A_{sw,eff}$	cm ²	10.048	Area totale dei bracci di una staffatura a passo s effettivamente disposta dedicata al solo taglio
N_{Ed}	daN	0	Azione assiale di progetto
V_{Ed}	daN	450,000	Taglio di progetto (maggiore di ZERO)

Risultati

$c = h - d$	cm	10.0	Distanza del baricentro dell'armatura longitudinale dal bordo della sezione
$d_w = 0.9 \times d$	cm	139.5	Braccio della coppia interna (approssimato)

Controllo del "taglio compressione"

$v_{Rd,max} = V \times f_{ctd}$	daN/cm ²	43.5	è la "tau" massima ammissibile con armatura apposta ponendo $\cot(\theta) = 1$ nella formula (4.1.19)
$V_{Rcd,max} = v_{Rd,max} \times b_w \times d_w$	daN	606,906	Resistenza a "taglio compressione" massima (in presenza di armatura)
$r_2 = V_{Rd,max} / V_{Ed}$	n.o puro	1.35	la sezione è sufficiente

Calcolo dell'armatura

$\cot(\theta_{lim,inf}) =$	n.o puro	1.00	limite inferiore nella formula (4.1.16)
$\cot(\theta_{lim,sup}) =$	n.o puro	2.50	limite superiore nella formula (4.1.16)
$V_{Rcd} = f_{ctd} \times b_w \times d_w / (\cot(\theta) + \tan(\theta))$	daN	525,596	Resistenza a "taglio compressione"
$V_{Rsd} = A_{sw} \times d_w \times f_{yd} / (s \times \tan(\theta))$	daN	475,006	Resistenza a "taglio trazione"
$r_{sc} = V_{Rcd} / V_{Ed}$	n.o puro	1.17	OK Rapporto di sicurezza a "taglio compressione"
$r_{st} = V_{Rsd} / V_{Ed}$	n.o puro	1.06	OK Rapporto di sicurezza a "taglio trazione"

Platea di altezza 0.80 m: galleria

Nello specifico per la platea di altezza 0.80 m della galleria, armata a flessione con armatura diffusa $\varnothing 20/20$ in entrambe le direzioni, il taglio resistente, calcolato in assenza di apposita armatura, è pari a circa 255 kN/m.

Di seguito si riportano le mappature delle sollecitazioni taglianti che verranno confrontati con le capacità resistenti, calcolate secondo le indicazioni sopra riportate.

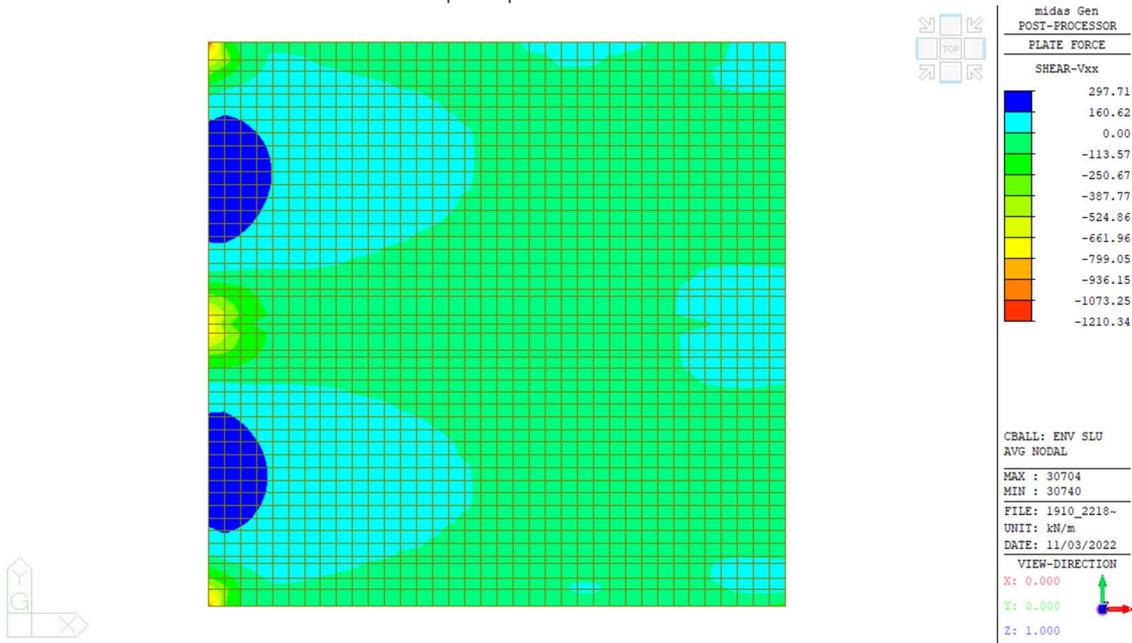


Figura 9.39: Sollecitazione tagliante XX – SLU

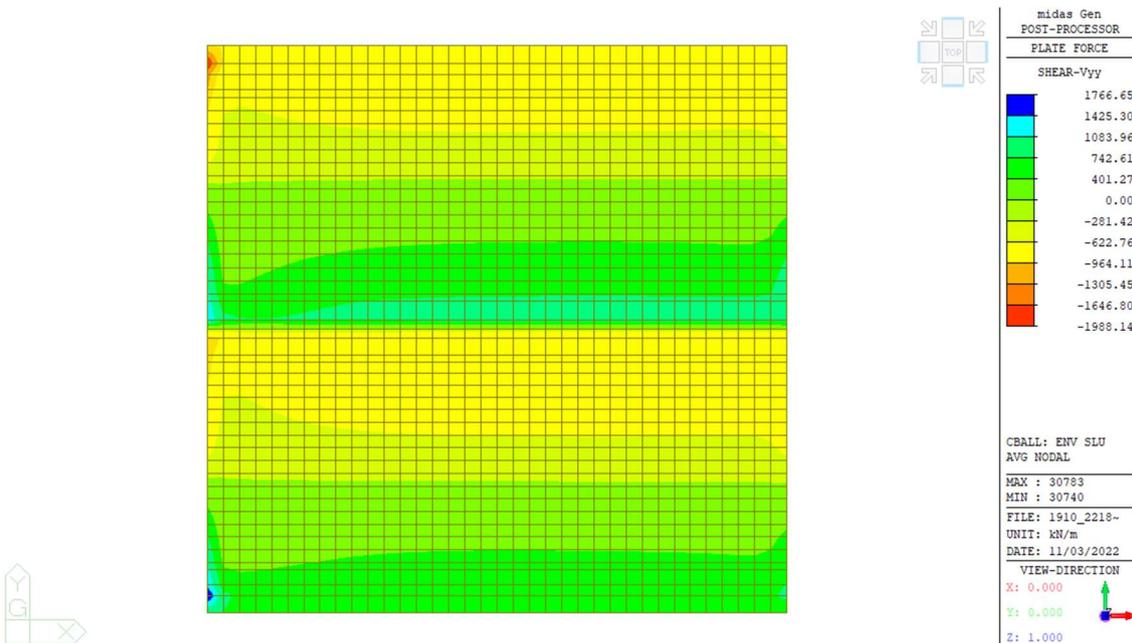


Figura 9.40: Sollecitazione tagliante YY – SLU

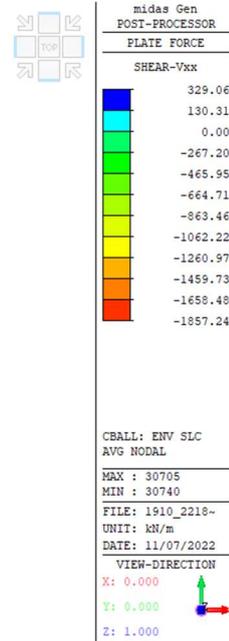
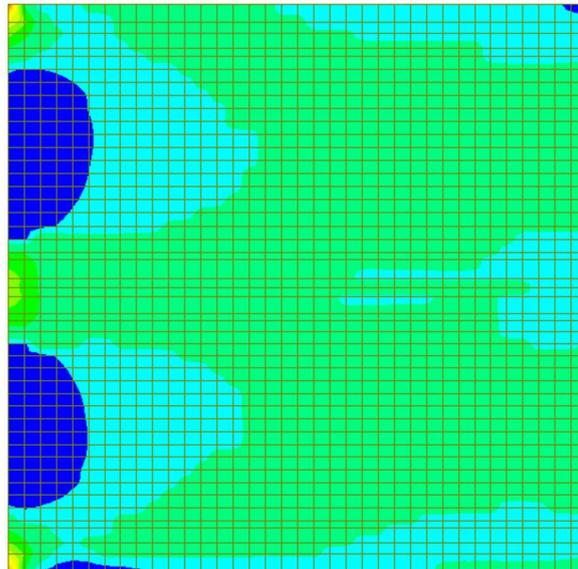


Figura 9.41: Sollecitazione tagliante XX – SLC

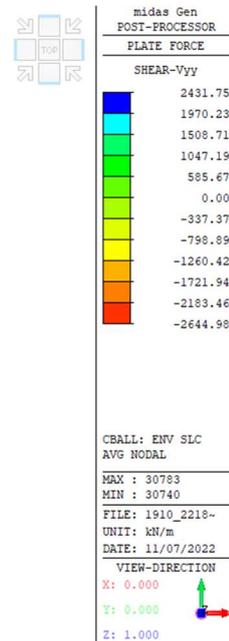
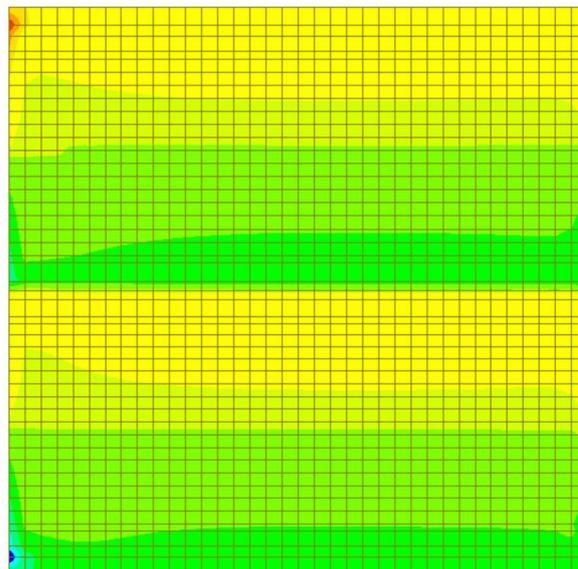


Figura 9.42: Sollecitazione tagliante YY – SLC

Verifiche a taglio

Di seguito si riporta il calcolo della resistenza a taglio della sezione con l'armatura minima prevista da normativa.

RESISTENZA NEI CONFRONTI DI SOLLECITAZIONI TAGLIANTI - D.M. 17-01-2018			
Dati utente			
f_{yk} armature	daN/cm ²	4,500	tensione caratteristica di snervamento
$f_{yd} = f_{yk}/\gamma_s$	daN/cm ²	3,913	tensione di progetto
R_{ck}	daN/cm ²	370	Resistenza caratteristica cubica del calcestruzzo
b_w	cm	100.0	Larghezza di taglio della sezione
h	cm	80.0	Altezza della sezione
d	cm	70.0	Altezza utile della sezione
s	cm	20.0	Passo delle staffe
ρ_l	%	0.20%	Rapporto percentuale dell'armatura tesa rispetto all'area della sezione
$A_{sw,eff}$	cm ²	0.000	Area totale dei bracci di una staffatura a passo s effettivamente disposta dedicata al solo taglio
N_{Ed}	daN	0	Azione assiale di progetto
V_{Ed}	daN	25,000	Taglio di progetto (maggiore di ZERO)
Risultati			
$c = h - d$	cm	10.0	Distanza del baricentro dell'armatura longitudinale dal bordo della sezione
$d_w = 0.9 \times d$	cm	63.0	Braccio della coppia interna (approssimato)
$v_{Ed} = V_{Ed} / (b_w \times d_w)$	daN/cm ²	4.0	è la "tau" di progetto (ultima)
$f_{ck} = 0.83 \times R_{ck}$	daN/cm ²	307	Resistenza caratteristica cilindrica del calcestruzzo
$f_{cd} = \alpha_{cc} \times f_{ck} / \gamma_c$	daN/cm ²	174	Resistenza di calcolo a compressione del calcestruzzo
$f'_{cd} = \eta_1 \times f_{cd}$	daN/cm ²	87	Resistenza di calcolo a compressione ridotta per le verifiche di taglio
$\sigma_{cplim} = 0.2 \times f_{cd}$	daN/cm ²	35	Tensione limite per compressione
σ_{cp}	daN/cm ²	0	Tensione agente
$A_{st,min} = 0.0015 \times b_w \times s$	cm ²	3.000	Area minima assoluta di acciaio per staffe a passo s (punto 4.1.6.1.1) Punto 4.1.2.1.3.1
Controllo necessità armatura calcolata			
$k = 1 + (20 / d)^{(1/2)}$	n.o puro	1.53	Coefficiente della formula 4.1.14
$v_{Rd,a} = 0.1107 \times k^{(3/2)} \times f_{ck}^{(1/2)} + 0.15 \times \alpha_{cp}$	daN/cm ²	3.69	= v_{min} è la "tau" massima ammissibile senza armatura calcolata: valore minimo assoluto
$v_{Rd,b} = \alpha_{Rd,c} \times k \times (100 \times \eta_1 \times f_{ck})^{(1/3)} + 0.15 \times \alpha_{cp}$	daN/cm ²	3.35	= v_{cls} è la "tau" massima ammissibile senza armatura calcolata da confrontare con $v_{Rd,a}$
$v_{Rd} = \max(v_{Rd,a}; v_{Rd,b})$	daN/cm ²	3.69	è la "tau" massima ammissibile senza armatura calcolata (il maggiore fra $v_{Rd,a}$ e $v_{Rd,b}$)
$V_{Rd} = v_{Rd} \times b_w \times d$	daN	25,813	Resistenza a "taglio compressione" massima senza armatura apposta
$r_1 = V_{Rd} / V_{Ed}$	n.o puro	1.03	è sufficiente l'armatura minima $A_{st,min}$

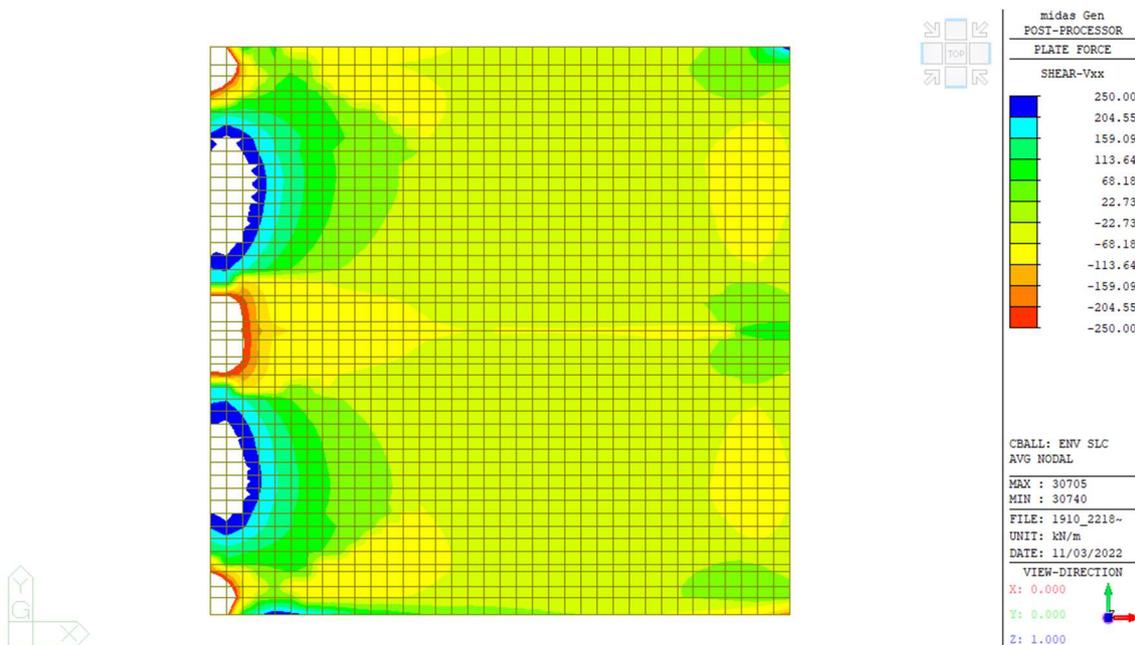


Figura 9.43: Resistenza a taglio XX – SLC

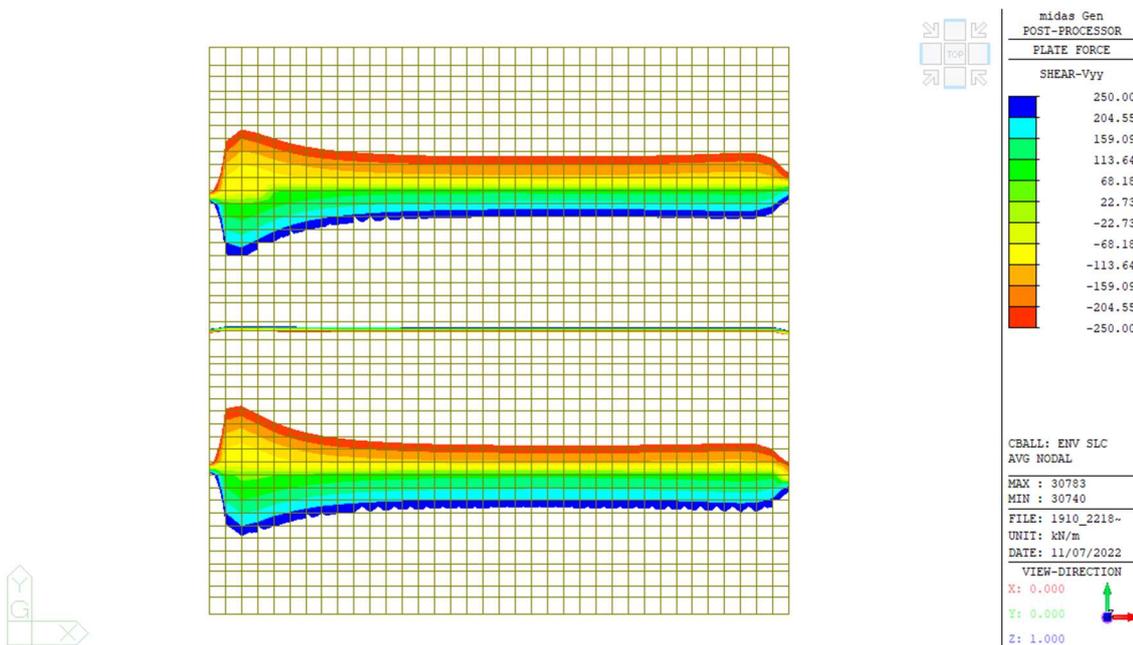


Figura 9.44: Resistenza a taglio YY – SLC

Come si può vedere dalle immagini sopra riportate risulta necessario aggiungere un'apposita armatura a taglio in quanto la sola armatura minima non è sufficiente. Di seguito si riporta il calcolo del taglio resistente con apposita armatura.

RESISTENZA NEI CONFRONTI DI SOLLECITAZIONI TAGLIANTI - D.M. 17-01-2018				
Dati utente				
f_{yk} armature	daN/cm ²	4,500	tensione caratteristica di snervamento	
$f_{yd} = f_{yk}/\gamma_s$	daN/cm ²	3,913	tensione di progetto	
R_{ck}	daN/cm ²	370	Resistenza caratteristica cubica del calcestruzzo	
b_w	cm	100.0	Larghezza di taglio della sezione	
h	cm	80.0	Altezza della sezione	
d	cm	70.0	Altezza utile della sezione	
s	cm	20.0	Passo delle staffe	
ρ_l	%	0.20%	Rapporto percentuale dell'armatura tesa rispetto all'area della sezione	
$A_{sw,eff}$	cm ²	10.048	Area totale dei bracci di una staffatura a passo s effettivamente disposta dedicata al solo taglio	
N_{Ed}	daN	0	Azione assiale di progetto	
V_{Ed}	daN	210,000	Taglio di progetto (maggiore di ZERO)	
Risultati				
$c = h - d$	cm	10.0	Distanza del baricentro dell'armatura longitudinale dal bordo della sezione	
$d_w = 0.9 \times d$	cm	63.0	Braccio della coppia interna (approssimato)	
Controllo del "taglio compressione"				
$\nu_{Rd,max} = \nu \times f'_{cd}$	daN/cm ²	43.5	è la "tau" massima ammissibile con armatura apposita ponendo $\cot(\theta) = 1$ nella formula (4.1.19)	
$\nu_{Rd,max} = \nu_{Rd,max} \times b_w \times d_w$	daN	274,087	Resistenza a "taglio compressione" massima (in presenza di armatura)	
$r_2 = \nu_{Rd,max} / V_{Ed}$	n.o puro	1.31	la sezione è sufficiente	
Calcolo dell'armatura				
$\cot(\theta,lim,inf) =$	n.o puro	1.00	limite inferiore nella formula (4.1.16)	
$\cot(\theta,lim,sup) =$	n.o puro	2.50	limite superiore nella formula (4.1.16)	
$\nu_{Rcd} = f'_{cd} b_w d_w / (\cot(\theta) + \tan(\theta))$	daN	237,366	Resistenza a "taglio compressione"	
$\nu_{Rsd} = A_{sw} d_w x f_{yd} / (s \times \tan(\theta))$	daN	214,519	Resistenza a "taglio trazione"	
$r_{sc} = \nu_{Rcd} / V_{Ed}$	n.o puro	1.13	OK Rapporto di sicurezza a "taglio compressione"	
$r_{st} = \nu_{Rsd} / V_{Ed}$	n.o puro	1.02	OK Rapporto di sicurezza a "taglio trazione"	

9.1.3 Verifiche di esercizio

In riferimento alle sezioni maggiormente sollecitate, sono state effettuate anche le verifiche per gli stati limite d'esercizio, coerentemente con il capitolo 4.1.2.2 delle NTC2018. In particolare, è stata effettuata la verifica a fessurazione, per condizioni ambientali aggressive, corrispondenti alla classe di esposizione del calcestruzzo XC4. Inoltre, sono state controllate le tensioni d'esercizio dei materiali resistenti - acciaio e calcestruzzo – affinché fossero inferiori ai limiti imposti da norma.

Si opta per presentare la verifica allo stato limite di limitazione delle tensioni e allo stato limite di fessurazione per sollecitazioni di flessione in direzione Y e per la direzione X, in quanto sono previsti differenti schemi di armatura per le due direzioni ortogonali.

Nel seguito l'involuppo delle azioni flettenti per la platea, per le due differenti sezioni, nelle combinazioni di carico previste dalla normativa vigente:

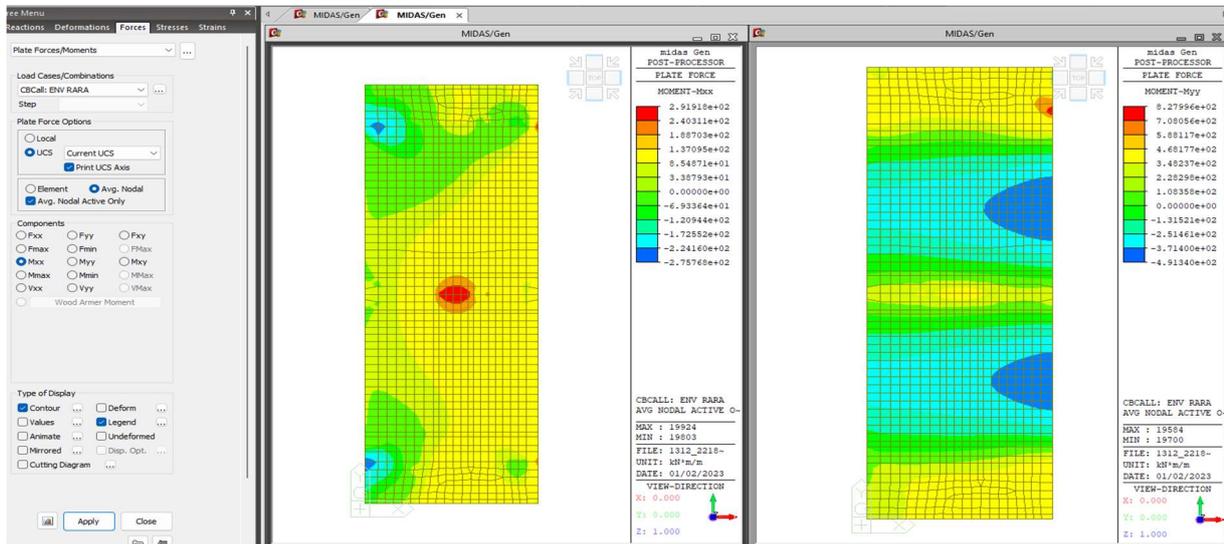


Figura 9.45: Azioni flettenti Mxx e Myy – Envelope RARA – Platea h 165 cm

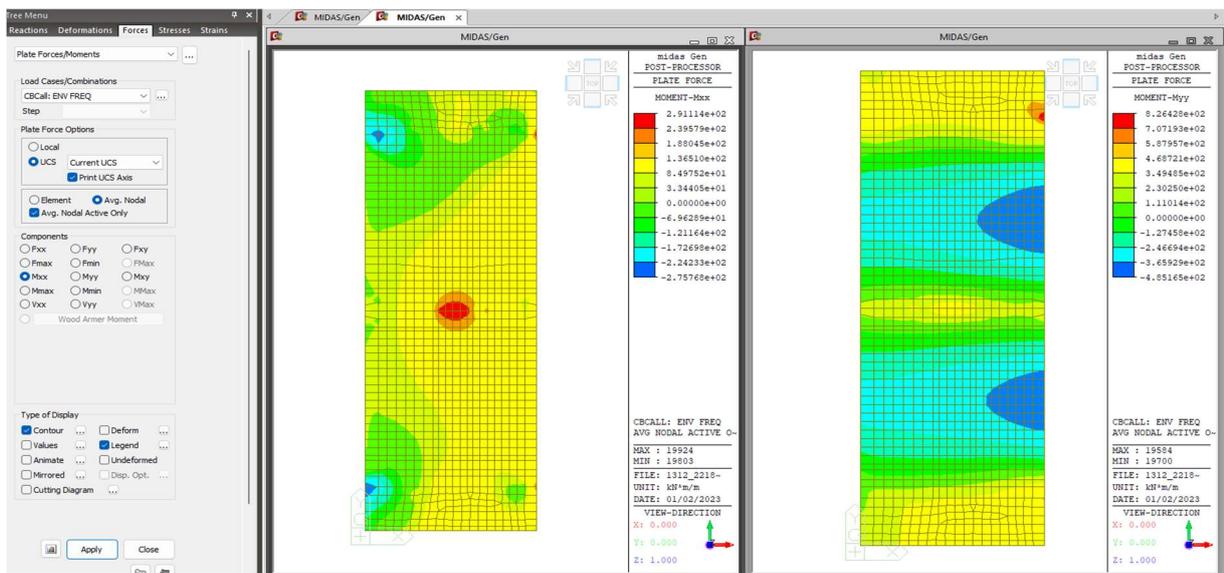


Figura 9.46: Azioni flettenti Mxx e Myy – Envelope FREQUENTE – Platea h 165 cm

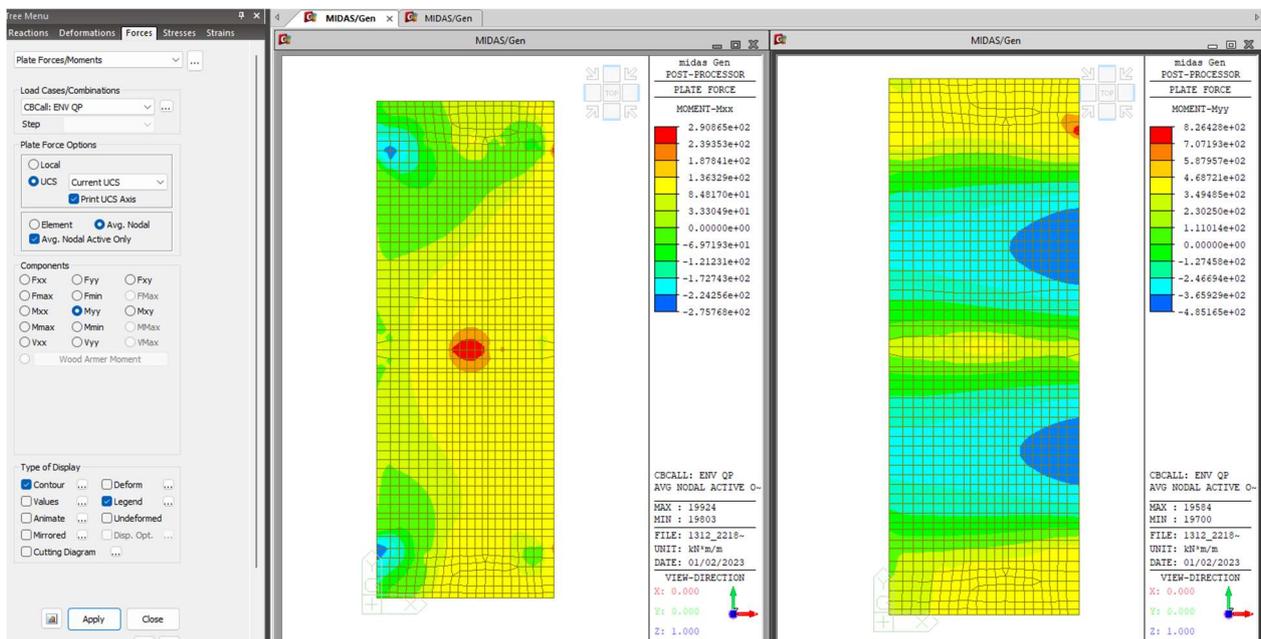


Figura 9.47: Azioni flettenti Mxx e Myy – Envelope QUASI PERMANENTE – Platea h 165 cm

Si dimostra che i coefficienti di sicurezza più bassi allo SLE si registrano per flessioni in direzione Y in corrispondenza del setto centrale (momenti positivi) e della campata sottesa tra tale setto centrale e quello laterale in alto in figura (momenti negativi), adiacente al piazzale. In direzione X, invece, i coefficienti di sicurezza minori si ottengono per le sezioni prossime ai setti terminali a C, sia per momenti negativi che positivi.

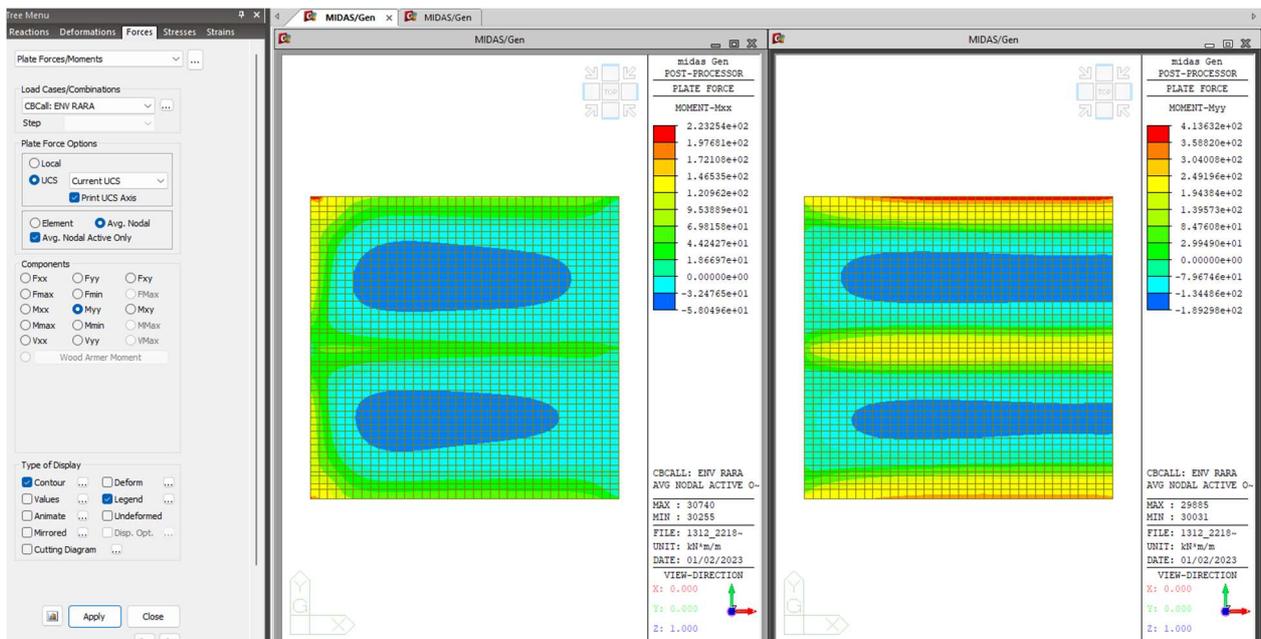


Figura 9.48: Azioni flettenti Mxx e Myy – Envelope RARA – Platea h 80 cm

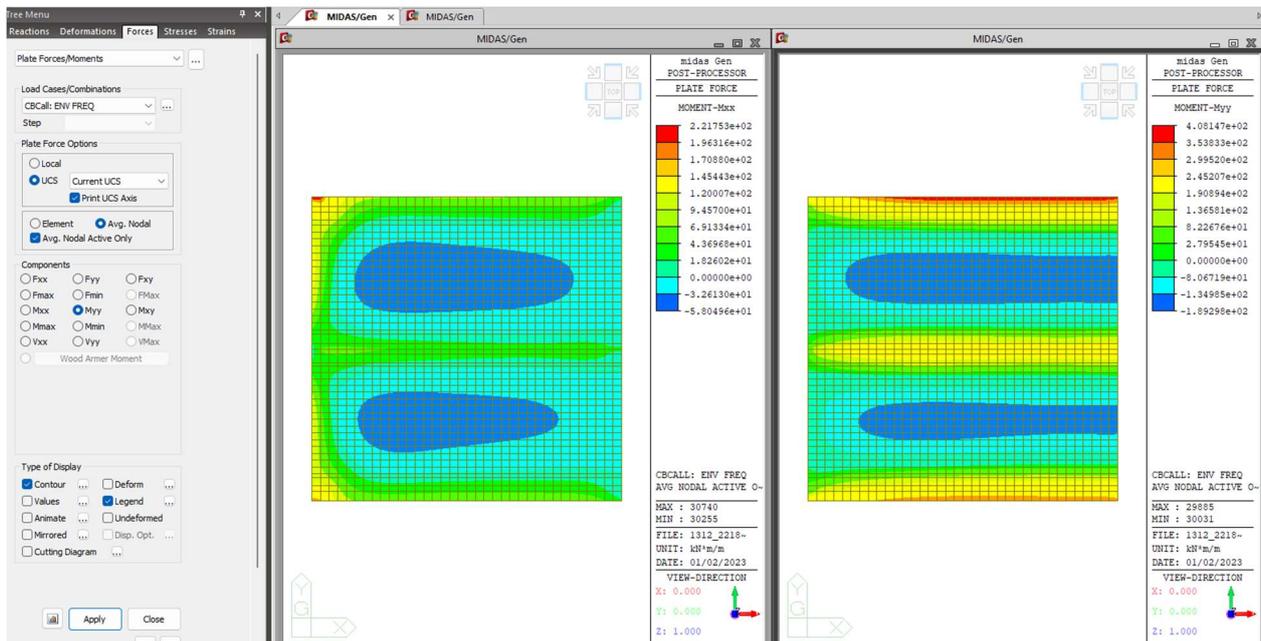


Figura 9.49: Azioni flettenti Mxx e Myy – Envelope FREQUENTE – Platea h 80 cm

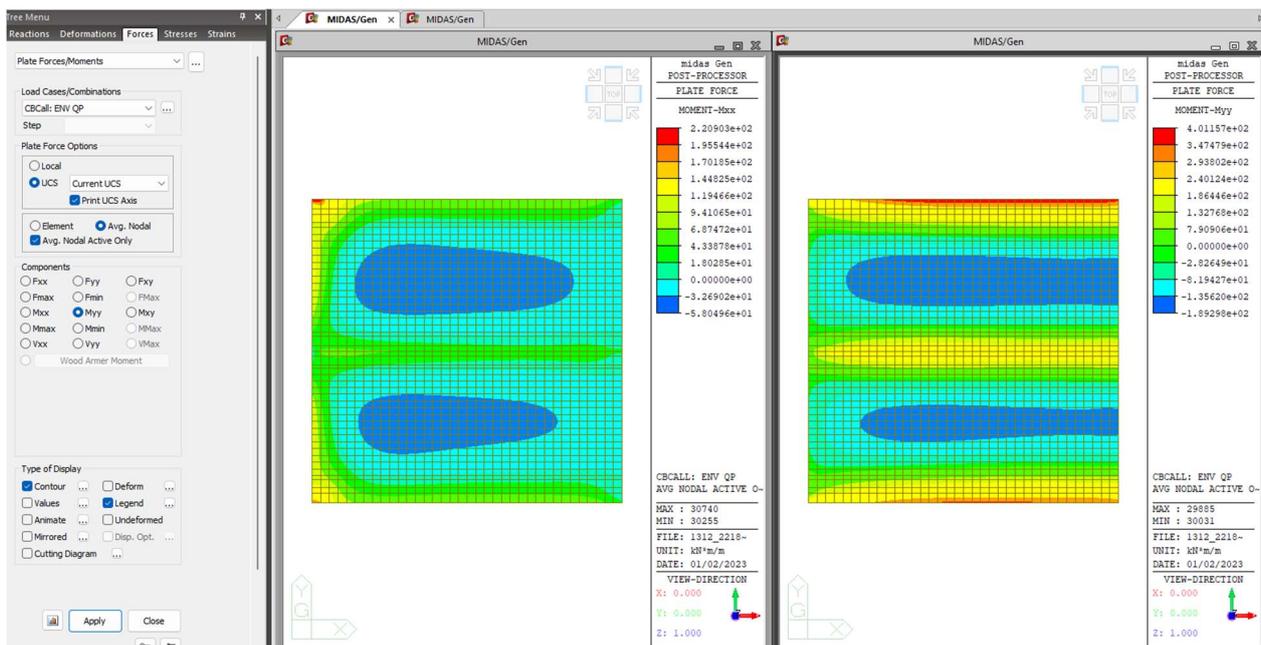


Figura 9.50: Azioni flettenti Mxx e Myy – Envelope QUASI PERMANENTE – Platea h 80 cm

Si dimostra che i coefficienti di sicurezza più bassi allo SLE si registrano per flessioni in direzione Y in corrispondenza del setto laterale (momenti positivi), adiacente al piazzale, e della campata sottesa tra tale setto e il setto centrale (momenti negativi). In direzione X, i coefficienti di sicurezza minori si ottengono per le stesse zone di cui sopra.

9.1.3.1 Platea altezza 165 cm

Stato limite di limitazione delle tensioni

=====
[[[*]]] SLAB STRESS MAXIMUM RESULT DATA : DOMAIN Platea 165-Platea 165, Dir 1.
=====

<< BOTTOM >>

- Information of Parameters.

Elem No. : 19736

LCB No. : 12

Materials : fck = 32000.0000 KPa.

fyk = 450000.0000 KPa.

Thickness : 1.6500 m.

Covering : dB = 0.0700 m.

dT = 0.0700 m.

- Information of Checking.

gamma_c = 1.500 (for Concrete)

gamma_s = 1.150 (for Reinforcement)

fcd = fck / gamma_c = 21333.33333 KPa.

fyd = fyk / gamma_s = 391304.34783 KPa.

b = 0.0010 m. (by Code Unit Length).

d = 1.5800 m.

As_use = 0.0016 m²/m. (0.0016 m²/m.)

- Information of Stress Checking Result.

k1 = 0.60000

k2 = 0.45000

k3 = 0.80000

(Assumed Uncracked Section)

M_Ed = 480.95 kN-m./m.

n = 11.99553(Long Term).

fctm = 0.30 * fck^(2/3) = 3023.81052 KPa.

fr1 = (1.6 - H/1000) * fctm = -151.19053 KPa.

fctm,fl= MAX[fctm, fr1] = 3023.81052 KPa.

ybar_t = 0.83282 m.

Iyy = 0.38409 m⁴./m.

Ss_con (Tens.) = M_Ed*(H-ybar_t)/Iyy = 1023.26085 KPa.

Ss_con (Tens.) <= fctm,fl ----> Uncracked Section !

- Compressive stress in concrete.

Ss_con (Comp.) = M_Ed*ybar_t/Iyy = 1042.84825 KPa.

Ss_con (Comp.) < k2*fck= 14400.00000 KPa. ----> O.K !

- Tensile stress in reinforcement.

Ss_stl = M_Ed*(d-X)*n/Iyy = 11223.10736 KPa.

Ss_stl < k3*fyk=360000.00000 KPa. ----> O.K !

<< TOP >>

- Information of Parameters.

Elem No. : 19803

LCB No. : 13

Materials : fck = 32000.0000 KPa.

fyk = 450000.0000 KPa.

Thickness : 1.6500 m.

Covering : dB = 0.0700 m.

dT = 0.0700 m.

- Information of Checking.

gamma_c = 1.500 (for Concrete)

gamma_s = 1.150 (for Reinforcement)

fcd = fck / gamma_c = 21333.33333 KPa.

fyd = fyk / gamma_s = 391304.34783 KPa.

b = 0.0010 m. (by Code Unit Length).

d = 1.5800 m.

As_use = 0.0016 m²/m. (0.0016 m²/m.)

- Information of Stress Checking Result.

k1 = 0.60000

k2 = 0.45000

k3 = 0.80000

(Assumed Uncracked Section)

M_Ed = 354.34 kN-m./m.

n = 11.99553(Long Term).

fctm = 0.30 * fck^(2/3) = 3023.81052 KPa.

fr1 = (1.6 - H/1000) * fctm = -151.19053 KPa.

fctm,fl= MAX[fctm, fr1] = 3023.81052 KPa.

ybar_t = 0.83282 m.

Iyy = 0.38409 m⁴./m.

Ss_con (Tens.) = M_Ed*(H-ybar_t)/Iyy = 753.88509 KPa.

Ss_con (Tens.) <= fctm,fl ---> Uncracked Section !

- Compressive stress in concrete.

Ss_con (Comp.) = M_Ed*ybar_t/Iyy = 768.31606 KPa.

Ss_con (Comp.) < k2*fck= 14400.00000 KPa. ---> O.K !

- Tensile stress in reinforcement.

Ss_stl = M_Ed*(d-X)*n/Iyy = 8268.59869 KPa.

Ss_stl < k3*fyk=360000.00000 KPa. ---> O.K !

=====
[[[*]]] SLAB STRESS MAXIMUM RESULT DATA : DOMAIN Platea 165-Platea 165, Dir 2.
=====

<< BOTTOM >>

- Information of Parameters.

Elem No. : 19736

LCB No. : 12

Materials : fck = 32000.0000 KPa.

fyk = 450000.0000 KPa.

Thickness : 1.6500 m.

Covering : dB = 0.0520 m.

dT = 0.0500 m.

- Information of Checking.

gamma_c = 1.500 (for Concrete)

gamma_s = 1.150 (for Reinforcement)

$$\begin{aligned}f_{cd} &= f_{ck} / \gamma_c = 21333.33333 \text{ KPa.} \\f_{yd} &= f_{yk} / \gamma_s = 391304.34783 \text{ KPa.} \\b &= 0.0010 \text{ m. (by Code Unit Length).} \\d &= 1.5980 \text{ m.} \\A_{s_use} &= 0.0038 \text{ m}^2/\text{m.} \quad (\quad 0.0038 \text{ m}^2/\text{m.})\end{aligned}$$

- Information of Stress Checking Result.

$$\begin{aligned}k_1 &= 0.60000 \\k_2 &= 0.45000 \\k_3 &= 0.80000\end{aligned}$$

(Assumed Uncracked Section)

$$\begin{aligned}M_{Ed} &= 1095.90 \text{ kN-m./m.} \\n &= 11.99553 \text{ (Long Term).} \\f_{ctm} &= 0.30 * f_{ck}^{(2/3)} = 3023.81052 \text{ KPa.} \\f_{r1} &= (1.6 - H/1000) * f_{ctm} = -151.19053 \text{ KPa.} \\f_{ctm,fl} &= \text{MAX}[} f_{ctm}, f_{r1}] = 3023.81052 \text{ KPa.} \\y_{bar_t} &= 0.84426 \text{ m.} \\I_{yy} &= 0.39891 \text{ m}^4/\text{m.} \\S_{s_con} \text{ (Tens.)} &= M_{Ed} * (H - y_{bar_t}) / I_{yy} = 2213.53997 \text{ KPa.} \\S_{s_con} \text{ (Tens.)} &\leq f_{ctm,fl} \quad \text{---> Uncracked Section !}\end{aligned}$$

- Compressive stress in concrete.

$$\begin{aligned}S_{s_con} \text{ (Comp.)} &= M_{Ed} * y_{bar_t} / I_{yy} = 2319.37575 \text{ KPa.} \\S_{s_con} \text{ (Comp.)} &< k_2 * f_{ck} = 14400.00000 \text{ KPa.} \quad \text{---> O.K !}\end{aligned}$$

- Tensile stress in reinforcement.

$$\begin{aligned}S_{s_stl} &= M_{Ed} * (d - X) * n / I_{yy} = 24838.95000 \text{ KPa.} \\S_{s_stl} &< k_3 * f_{yk} = 360000.00000 \text{ KPa.} \quad \text{---> O.K !}\end{aligned}$$

<< TOP >>

- Information of Parameters.

$$\begin{aligned}\text{Elem No.} &: 19710 \\ \text{LCB No.} &: 12 \\ \text{Materials: } f_{ck} &= 32000.0000 \text{ KPa.} \\ & \quad f_{yk} = 450000.0000 \text{ KPa.} \\ \text{Thickness} &: 1.6500 \text{ m.} \\ \text{Covering : } d_B &= 0.0520 \text{ m.} \\ d_T &= 0.0500 \text{ m.}\end{aligned}$$

- Information of Checking.

$$\begin{aligned}\gamma_c &= 1.500 \text{ (for Concrete)} \\ \gamma_s &= 1.150 \text{ (for Reinforcement)} \\f_{cd} &= f_{ck} / \gamma_c = 21333.33333 \text{ KPa.} \\f_{yd} &= f_{yk} / \gamma_s = 391304.34783 \text{ KPa.} \\b &= 0.0010 \text{ m. (by Code Unit Length).} \\d &= 1.6000 \text{ m.} \\A_{s_use} &= 0.0031 \text{ m}^2/\text{m.} \quad (\quad 0.0031 \text{ m}^2/\text{m.})\end{aligned}$$

- Information of Stress Checking Result.

$$\begin{aligned}k_1 &= 0.60000 \\k_2 &= 0.45000 \\k_3 &= 0.80000\end{aligned}$$

(Assumed Uncracked Section)

$$M_{Ed} = 596.48 \text{ kN-m./m.}$$

$n = 11.99553$ (Long Term).
 $f_{ctm} = 0.30 * f_{ck}^{(2/3)} = 3023.81052$ KPa.
 $f_{r1} = (1.6 - H/1000) * f_{ctm} = -151.19053$ KPa.
 $f_{ctm,fl} = \text{MAX}[f_{ctm}, f_{r1}] = 3023.81052$ KPa.
 $y_{bar,t} = 0.84089$ m.
 $I_{yy} = 0.39467$ m⁴/m.
 S_{s_con} (Tens.) = $M_{Ed} * (H - y_{bar,t}) / I_{yy} = 1222.85666$ KPa.
 S_{s_con} (Tens.) $\leq f_{ctm,fl}$ ---> Uncracked Section !

-. Compressive stress in concrete.
 S_{s_con} (Comp.) = $M_{Ed} * y_{bar,t} / I_{yy} = 1270.89474$ KPa.
 S_{s_con} (Comp.) $< k^2 * f_{ck} = 14400.00000$ KPa. ---> O.K !

-. Tensile stress in reinforcement.
 $S_{s_stl} = M_{Ed} * (d - X) * n / I_{yy} = 13762.32883$ KPa.
 $S_{s_stl} < k^3 * f_{yk} = 360000.00000$ KPa. ---> O.K !

Stato limite di fessurazione

=====
 [[[*]]] SLAB CRACK MAXIMUM RESULT DATA : DOMAIN Platea 165-Platea 165, Dir 1.
 =====

<< BOTTOM >>

-. Information of Parameters.

Elem No. : 19736
 LCB No. : 12
 Materials : $f_{ck} = 32000.0000$ KPa.
 $f_{yk} = 450000.0000$ KPa.
 Thickness : 1.6500 m.
 Covering : $d_B = 0.0700$ m.
 $d_T = 0.0700$ m.

-. Information of Checking.

$\gamma_c = 1.500$ (for Concrete)
 $\gamma_s = 1.150$ (for Reinforcement)
 $f_{cd} = f_{ck} / \gamma_c = 21333.33333$ KPa.
 $f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s = 391304.34783$ KPa.
 $b = 0.0010$ m. (by Code Unit Length).
 $d = 1.5800$ m.
 $A_{s_use} = 0.0016$ m²/m. (0.0016 m²/m.)

-. Information of Crack Checking Result.

[Check Crack Width]

$f_{cm} = f_{ck} + 8$ (MPa) = 40000.00000 KPa.
 $f_{ctm} = 0.30 * f_{ck}^{(2/3)} = 3023.81052$ KPa. ($f_{ck} \leq C50/60$)
 $f_{ct,eff} = f_{ctm}$ (by 28 days).
 $\sigma_s = 11223.107$ KPa.
 $k_t = 0.6$ (for short term loading).
 $X = 0.22590$ m.
 $h_{c,ef} = \text{MIN}[2.5 * (h - d), (h - X) / 3, h / 2] = 0.17500$ m.
 $A_{c,eff} = B_c * h_{c,ef} = 0.00017$ m².
 $\rho_{p,eff} = A_s / A_{c,eff} = 0.0090$

$$E_{cm} = 22[f_{cm}/10]^0.3 * 1000 = 33345764.463 \text{ KPa. (by Table 3.1)}$$

$$\alpha_e = E_s/E_{cm} = 5.99776$$

$$(E_{ps_sm} - E_{ps_cm}) = (\sigma_s - k_t * f_{ct,eff} / \rho_{p,eff} * (1 + \alpha_e * \rho_{p,eff})) / E_s$$

$$= -0.001009$$

$$< 0.6 * \sigma_s / E_s = 0.000034$$

$$(E_{ps_sm} - E_{ps_cm}) = 0.6 * \sigma_s / E_s = 0.000034$$

$$\text{Bond coefficient}(k_1) = 0.8000$$

$$\text{Strain distribution coefficient}(k_2) = 0.5000$$

$$\text{NAD Value}(k_3) = 3.4000$$

$$\text{NAD Value}(k_4) = 0.4250$$

$$c = 0.06000 \text{ m.}$$

$$\phi = 0.02000 \text{ m.}$$

$$S_{r,max} = k_3 * c + k_1 * k_2 * k_4 * \phi / \rho_{p,eff} = 0.58279 \text{ m.}$$

$$w_k = S_{r,max} * (E_{ps_sm} - E_{ps_cm}) = 0.00002 \text{ m.}$$

$$w_k < 2.000e-04 \text{ m. ---> O.K!}$$

<< TOP >>

- Information of Parameters.

Elem No. : 19803

LCB No. : 13

Materials : $f_{ck} = 32000.0000 \text{ KPa.}$

$f_{yk} = 450000.0000 \text{ KPa.}$

Thickness : 1.6500 m.

Covering : $d_B = 0.0700 \text{ m.}$

$d_T = 0.0700 \text{ m.}$

- Information of Checking.

$\gamma_c = 1.500$ (for Concrete)

$\gamma_s = 1.150$ (for Reinforcement)

$f_{cd} = f_{ck} / \gamma_c = 21333.33333 \text{ KPa.}$

$f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s = 391304.34783 \text{ KPa.}$

$b = 0.0010 \text{ m. (by Code Unit Length).}$

$d = 1.5800 \text{ m.}$

$A_{s_use} = 0.0016 \text{ m}^2/\text{m. (} 0.0016 \text{ m}^2/\text{m.)}$

- Information of Crack Checking Result.

[Check Crack Width]

$f_{cm} = f_{ck} + 8 \text{ (MPa)} = 40000.00000 \text{ KPa.}$

$f_{ctm} = 0.30 * f_{cm}^{2/3} = 3023.81052 \text{ KPa. (} f_{cm} \leq C50/60)$

$f_{ct,eff} = f_{ctm}$ (by 28 days).

$\sigma_s = 8268.599 \text{ KPa.}$

$k_t = 0.6$ (for short term loading.).

$X = 0.22590 \text{ m.}$

$h_{c,ef} = \text{MIN}[2.5 * (h-d), (h-X)/3, h/2] = 0.17500 \text{ m.}$

$A_{c,eff} = b * h_{c,ef} = 0.00017 \text{ m}^2.$

$\rho_{p,eff} = A_s / A_{c,eff} = 0.0090$

$E_{cm} = 22[f_{cm}/10]^0.3 * 1000 = 33345764.463 \text{ KPa. (by Table 3.1)}$

$\alpha_e = E_s / E_{cm} = 5.99776$

$(E_{ps_sm} - E_{ps_cm}) = (\sigma_s - k_t * f_{ct,eff} / \rho_{p,eff} * (1 + \alpha_e * \rho_{p,eff})) / E_s$

$$= -0.001024$$

$< 0.6 * \sigma_s / E_s = 0.000025$

$(E_{ps_sm} - E_{ps_cm}) = 0.6 * \sigma_s / E_s = 0.000025$

Bond coefficient(k1) = 0.8000
 Strain distribution coefficient(k2) = 0.5000
 NAD Value (k3) = 3.4000
 NAD Value (k4) = 0.4250
 c = 0.06000 m.
 Phi = 0.02000 m.
 $S_{r,max} = k3*c + k1*k2*k4*Phi/Rho_{p,eff} = 0.58279$ m.

 $wk = S_{r,max} * (Eps_{sm}-Eps_{cm}) = 0.00001$ m.
 $wk < 2.000e-04$ m. ---> O.K!

=====
 [[[*]]] SLAB CRACK MAXIMUM RESULT DATA : DOMAIN Platea 165-Platea 165, Dir 2.
 =====

<< BOTTOM >>

- Information of Parameters.

Elem No. : 19736
 LCB No. : 12
 Materials : fck = 32000.0000 KPa.
 fyk = 450000.0000 KPa.
 Thickness : 1.6500 m.
 Covering : dB = 0.0520 m.
 dT = 0.0500 m.

- Information of Checking.

gamma_c = 1.500 (for Concrete)
 gamma_s = 1.150 (for Reinforcement)
 fcd = fck / gamma_c = 21333.33333 KPa.
 fyd = fyk / gamma_s = 391304.34783 KPa.
 b = 0.0010 m. (by Code Unit Length).
 d = 1.5980 m.
 As_use = 0.0038 m²/m. (0.0038 m²/m.)

- Information of Crack Checking Result.

[Check Crack Width]

fcm = fck+8(MPa) = 40000.00000 KPa.
 fctm = 0.30*fck^(2/3) = 3023.81052 KPa.(fck<=C50/60)
 fct,eff = fctm (by 28 days).
 Sigma_s = 24838.950 KPa.
 kt = 0.6 (for short term loading).
 X = 0.34017 m.
 hc,ef = MIN[2.5*(h-d), (h-X)/3, h/2] = 0.13000 m.
 Ac,eff = Bc*hc,ef = 0.00013 m².
 Rho_p,eff = As/Ac,eff = 0.0295
 Ecm = 22[fcm/10]^{0.3} *1000 = 33345764.463 KPa. (by Table 3.1)
 Alpha_e = Es/Ecm = 5.99776
 (Eps_sm-Eps_cm) = (Sigma_s-kt*fct,eff/Rho_p,eff*(1+Alpha_e*Rho_p,eff))/Es
 = -0.000238
 < 0.6*Sigma_s/Es = 0.000075
 (Eps_sm-Eps_cm) = 0.6*Sigma_s/Es = 0.000075

Bond coefficient(k1) = 0.8000
 Strain distribution coefficient(k2) = 0.5000
 NAD Value (k3) = 3.4000

$$\begin{aligned} \text{NAD Value (k4)} &= 0.4250 \\ c &= 0.03950 \text{ m.} \\ \text{Phi} &= 0.02500 \text{ m.} \\ \text{S}_{r,\text{max}} &= k_3 \cdot c + k_1 \cdot k_2 \cdot k_4 \cdot \text{Phi} / \text{Rho}_{p,\text{eff}} = 0.27837 \text{ m.} \\ \\ \text{wk} &= \text{S}_{r,\text{max}} \cdot (\text{Eps}_{\text{sm}} - \text{Eps}_{\text{cm}}) = 0.00002 \text{ m.} \\ \text{wk} &< 2.000\text{e-}04 \text{ m.} \text{ ---> O.K!} \end{aligned}$$

<< TOP >>

- Information of Parameters.

Elem No. : 19710
LCB No. : 12
Materials : fck = 32000.0000 KPa.
fyk = 450000.0000 KPa.
Thickness : 1.6500 m.
Covering : dB = 0.0520 m.
dT = 0.0500 m.

- Information of Checking.

gamma_c = 1.500 (for Concrete)
gamma_s = 1.150 (for Reinforcement)
fcd = fck / gamma_c = 21333.33333 KPa.
fyd = fyk / gamma_s = 391304.34783 KPa.
b = 0.0010 m. (by Code Unit Length).
d = 1.6000 m.
As_use = 0.0031 m²/m. (0.0031 m²/m.)

- Information of Crack Checking Result.

[Check Crack Width]

fcm = fck + 8 (MPa) = 40000.00000 KPa.
fctm = 0.30 * fck^(2/3) = 3023.81052 KPa. (fck <= C50/60)
fct,eff = fctm (by 28 days).
Sigma_s = 13762.329 KPa.
kt = 0.6 (for short term loading.).
X = 0.31162 m.
hc,ef = MIN[2.5 * (h-d), (h-X)/3, h/2] = 0.12500 m.
Ac,eff = Bc * hc,ef = 0.00013 m².
Rho_p,eff = As / Ac,eff = 0.0251
Ecm = 22 * [fcm / 10]^{0.3} * 1000 = 33345764.463 KPa. (by Table 3.1)
Alpha_e = Es / Ecm = 5.99776
(Eps_sm - Eps_cm) = (Sigma_s - kt * fct,eff / Rho_p,eff * (1 + Alpha_e * Rho_p,eff)) / Es
= -0.000347
< 0.6 * Sigma_s / Es = 0.000041
(Eps_sm - Eps_cm) = 0.6 * Sigma_s / Es = 0.000041

Bond coefficient(k1) = 0.8000
Strain distribution coefficient(k2) = 0.5000
NAD Value (k3) = 3.4000
NAD Value (k4) = 0.4250
c = 0.04000 m.
Phi = 0.02000 m.
S_r,max = k3 * c + k1 * k2 * k4 * Phi / Rho_p,eff = 0.27128 m.

$$w_k = S_{r,max} * (Eps_{sm} - Eps_{cm}) = 0.00001 \text{ m.}$$
$$w_k < 2.000e-04 \text{ m.} \text{ ---> O.K!}$$

9.1.3.2 Platea altezza 80 cm

Stato limite di limitazione delle tensioni

=====
[[[*]]] SLAB STRESS MAXIMUM RESULT DATA : DOMAIN Platea 80-Platea 80 cm, Dir 1.
=====

<< BOTTOM >>

- Information of Parameters.

Elem No. : 30740

LCB No. : 12

Materials : fck = 32000.0000 KPa.

fyk = 450000.0000 KPa.

Thickness : 0.8000 m.

Covering : dB = 0.0700 m.

dT = 0.0700 m.

- Information of Checking.

gamma_c = 1.500 (for Concrete)

gamma_s = 1.150 (for Reinforcement)

fcd = fck / gamma_c = 21333.33333 KPa.

fyd = fyk / gamma_s = 391304.34783 KPa.

b = 0.0010 m. (by Code Unit Length).

d = 0.7300 m.

As_use = 0.0016 m²/m. (0.0016 m²/m.)

- Information of Stress Checking Result.

k1 = 0.60000

k2 = 0.45000

k3 = 0.80000

(Assumed Uncracked Section)

M_Ed = 279.95 kN-m./m.

n = 11.99553(Long Term).

fctm = 0.30 * fck^(2/3) = 3023.81052 KPa.

fr1 = (1.6 - H/1000) * fctm = 2419.04842 KPa.

fctm,fl = MAX[fctm, fr1] = 3023.81052 KPa.

ybar_t = 0.40697 m.

Iyy = 0.04451 m⁴/m.

Ss_con (Tens.) = M_Ed*(H-ybar_t)/Iyy = 2472.06968 KPa.

Ss_con (Tens.) <= fctm,fl ---> Uncracked Section !

- Compressive stress in concrete.

Ss_con (Comp.) = M_Ed*ybar_t/Iyy = 2559.80083 KPa.

Ss_con (Comp.) < k2*fck = 14400.00000 KPa. ---> O.K !

- Tensile stress in reinforcement.

Ss_stl = M_Ed*(d-X)*n/Iyy = 24372.28285 KPa.

Ss_stl < k3*fyk = 360000.00000 KPa. ---> O.K !

<< TOP >>

- Information of Parameters.

Elem No. : 30393
LCB No. : 12
Materials : fck = 32000.0000 KPa.
fyk = 450000.0000 KPa.
Thickness : 0.8000 m.
Covering : dB = 0.0700 m.
dT = 0.0700 m.

- Information of Checking.

gamma_c = 1.500 (for Concrete)
gamma_s = 1.150 (for Reinforcement)
fcd = fck / gamma_c = 21333.33333 KPa.
fyd = fyk / gamma_s = 391304.34783 KPa.
b = 0.0010 m. (by Code Unit Length).
d = 0.7300 m.
As_use = 0.0016 m²/m. (0.0016 m²/m.)

- Information of Stress Checking Result.

k1 = 0.60000
k2 = 0.45000
k3 = 0.80000

(Assumed Uncracked Section)

M_Ed = 63.55 kN-m/m.
n = 11.99553(Long Term).
fctm = 0.30 * fck^(2/3) = 3023.81052 KPa.
fr1 = (1.6 - H/1000) * fctm = 2419.04842 KPa.
fctm,fl = MAX[fctm, fr1] = 3023.81052 KPa.
ybar_t = 0.40697 m.
Iyy = 0.04451 m⁴/m.
Ss_con (Tens.) = M_Ed*(H-ybar_t)/Iyy = 561.18909 KPa.
Ss_con (Tens.) <= fctm,fl ---> Uncracked Section !

- Compressive stress in concrete.

Ss_con (Comp.) = M_Ed*ybar_t/Iyy = 581.10510 KPa.
Ss_con (Comp.) < k2*fck= 14400.00000 KPa. ---> O.K !

- Tensile stress in reinforcement.

Ss_stl = M_Ed*(d-X)*n/Iyy = 5532.79681 KPa.
Ss_stl < k3*fyk=360000.00000 KPa. ---> O.K !

=====
[[[*]]] SLAB STRESS MAXIMUM RESULT DATA : DOMAIN Platea 80-Platea 80 cm, Dir 2.
=====

<< BOTTOM >>

- Information of Parameters.

Elem No. : 29885
LCB No. : 13
Materials : fck = 32000.0000 KPa.
fyk = 450000.0000 KPa.
Thickness : 0.8000 m.
Covering : dB = 0.0520 m.

$$dT = 0.0500 \text{ m.}$$

-. Information of Checking.

$$\gamma_c = 1.500 \text{ (for Concrete)}$$

$$\gamma_s = 1.150 \text{ (for Reinforcement)}$$

$$f_{cd} = f_{ck} / \gamma_c = 21333.33333 \text{ KPa.}$$

$$f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s = 391304.34783 \text{ KPa.}$$

$$b = 0.0010 \text{ m. (by Code Unit Length).}$$

$$d = 0.7480 \text{ m.}$$

$$A_{s_use} = 0.0038 \text{ m}^2/\text{m.} \quad (\quad 0.0038 \text{ m}^2/\text{m.})$$

-. Information of Stress Checking Result.

$$k_1 = 0.60000$$

$$k_2 = 0.45000$$

$$k_3 = 0.80000$$

(Assumed Uncracked Section)

$$M_{Ed} = 404.75 \text{ kN-m./m.}$$

$$n = 11.99553 \text{ (Long Term).}$$

$$f_{ctm} = 0.30 * f_{ck}^{(2/3)} = 3023.81052 \text{ KPa.}$$

$$f_{r1} = (1.6 - H/1000) * f_{ctm} = 2419.04842 \text{ KPa.}$$

$$f_{ctm,fl} = \text{MAX}[f_{ctm}, f_{r1}] = 3023.81052 \text{ KPa.}$$

$$y_{bar_t} = 0.41742 \text{ m.}$$

$$I_{yy} = 0.04752 \text{ m}^4/\text{m.}$$

$$S_{s_con} \text{ (Tens.)} = M_{Ed} * (H - y_{bar_t}) / I_{yy} = 3258.70972 \text{ KPa.}$$

$$S_{s_con} \text{ (Tens.)} > f_{ctm,fl} \quad \text{---> Check Cracked Section !!!}$$

[Dead Load Cases]

$$M_{Ed_D} = 105.75 \text{ kN-m./m.}$$

$$n = 11.99553 \text{ (Long Term).}$$

$$X = 0.220 \text{ m.}$$

$$I_{cr} = 0.0164 \text{ m}^4/\text{m.}$$

$$y_{bar_t} = 0.220 \text{ m.}$$

$$S_{s_conD} = M_{Ed_D} * y_{bar_t} / I_{cr} = 1422.95372 \text{ KPa.}$$

$$S_{s_stlD} = M_{Ed_D} * (d - y_{bar_t}) * n / I_{cr} = 40877.71060 \text{ KPa.}$$

[Live Load Cases : Quasi-permanent]

$$M_{Ed_L} = 5.35 \text{ kN-m./m.}$$

$$n = 11.99553 \text{ (Long Term).}$$

$$X = 0.220 \text{ m.}$$

$$I_{cr} = 0.0164 \text{ m}^4/\text{m.}$$

$$y_{bar_t} = 0.220 \text{ m.}$$

$$S_{s_conL} = M_{Ed_L} * y_{bar_t} / I_{cr} = 71.96233 \text{ KPa.}$$

$$S_{s_stlL} = M_{Ed_L} * (d - y_{bar_t}) * n / I_{cr} = 2067.28799 \text{ KPa.}$$

[Etc. Load Cases]

$$M_{Ed_E} = 293.65 \text{ kN-m./m.}$$

$$n = 5.99776 \text{ (Short Term).}$$

$$X = 0.164 \text{ m.}$$

$$I_{cr} = 0.0093 \text{ m}^4/\text{m.}$$

$$y_{bar_t} = 0.164 \text{ m.}$$

$$S_{s_conE} = M_{Ed_E} * y_{bar_t} / I_{cr} = 5167.49353 \text{ KPa.}$$

$$S_{s_stlE} = M_{Ed_E} * (d - y_{bar_t}) * n / I_{cr} = 110437.98573 \text{ KPa.}$$

$$S_{s_con} = S_{s_conD} + S_{s_conL} + S_{s_conE} = 6662.40958 \text{ KPa.}$$

$$S_{s_stl} = S_{s_stlD} + S_{s_stlL} + S_{s_stlE} = 153382.98432 \text{ KPa.}$$

$$S_{s_con} < k_2 * f_{ck} = 14400.00000 \text{ KPa.} \quad \text{---> O.K !}$$

$Ss_stl < k3*fyk = 360000.00000 \text{ KPa.} \rightarrow \text{O.K!}$

<< TOP >>

- Information of Parameters.

Elem No. : 30032

LCB No. : 12

Materials : $fck = 32000.0000 \text{ KPa.}$

$fyk = 450000.0000 \text{ KPa.}$

Thickness : 0.8000 m.

Covering : $dB = 0.0520 \text{ m.}$

$dT = 0.0500 \text{ m.}$

- Information of Checking.

$\gamma_c = 1.500$ (for Concrete)

$\gamma_s = 1.150$ (for Reinforcement)

$fcd = fck / \gamma_c = 21333.33333 \text{ KPa.}$

$fyd = fyk / \gamma_s = 391304.34783 \text{ KPa.}$

$b = 0.0010 \text{ m.}$ (by Code Unit Length).

$d = 0.7500 \text{ m.}$

$As_use = 0.0031 \text{ m}^2/\text{m.}$ (0.0031 $\text{m}^2/\text{m.}$)

- Information of Stress Checking Result.

$k1 = 0.60000$

$k2 = 0.45000$

$k3 = 0.80000$

(Assumed Uncracked Section)

$M_Ed = 189.89 \text{ kN-m./m.}$

$n = 11.99553$ (Long Term).

$fctm = 0.30 * fck^{(2/3)} = 3023.81052 \text{ KPa.}$

$fr1 = (1.6 - H/1000) * fctm = 2419.04842 \text{ KPa.}$

$fctm,fl = \text{MAX}[fctm, fr1] = 3023.81052 \text{ KPa.}$

$ybar_t = 0.41449 \text{ m.}$

$Iyy = 0.04672 \text{ m}^4/\text{m.}$

$Ss_con \text{ (Tens.)} = M_Ed * (H - ybar_t) / Iyy = 1566.78191 \text{ KPa.}$

$Ss_con \text{ (Tens.)} \leq fctm,fl \rightarrow \text{Uncracked Section!}$

- Compressive stress in concrete.

$Ss_con \text{ (Comp.)} = M_Ed * ybar_t / Iyy = 1684.53864 \text{ KPa.}$

$Ss_con \text{ (Comp.)} < k2 * fck = 14400.00000 \text{ KPa.} \rightarrow \text{O.K!}$

- Tensile stress in reinforcement.

$Ss_stl = M_Ed * (d - X) * n / Iyy = 16356.79247 \text{ KPa.}$

$Ss_stl < k3 * fyk = 360000.00000 \text{ KPa.} \rightarrow \text{O.K!}$

Stato limite di fessurazione

=====
[[[*]]] SLAB CRACK MAXIMUM RESULT DATA : DOMAIN Platea 80-Platea 80 cm, Dir 1.
=====

<< BOTTOM >>

- Information of Parameters.

Elem No. : 30740

LCB No. : 12

Materials : fck = 32000.0000 KPa.

fyk = 450000.0000 KPa.

Thickness : 0.8000 m.

Covering : dB = 0.0700 m.

dT = 0.0700 m.

- Information of Checking.

gamma_c = 1.500 (for Concrete)

gamma_s = 1.150 (for Reinforcement)

fcd = fck / gamma_c = 21333.33333 KPa.

fyd = fyk / gamma_s = 391304.34783 KPa.

b = 0.0010 m. (by Code Unit Length).

d = 0.7300 m.

As_use = 0.0016 m²/m. (0.0016 m²/m.)

- Information of Crack Checking Result.

[Check Crack Width]

fcm = fck+8(MPa) = 40000.00000 KPa.

fctm = 0.30*fck^(2/3)= 3023.81052 KPa.(fck<=C50/60)

fct.eff = fctm (by 28 days).

Sigma_s = 24372.283 KPa.

kt = 0.6 (for short term loading.).

X = 0.14808 m.

hc,ef = MIN[2.5*(h-d), (h-X)/3, h/2] = 0.17500 m.

Ac.eff = Bc*hc,ef = 0.00017 m².

Rho_p.eff= As/Ac.eff = 0.0090

Ecm = 22[fcm/10]^{0.3}*1000 =33345764.463 KPa. (by Table 3.1)

Alpha_e = Es/Ecm = 5.99776

(Eps_sm-Eps_cm) = (Sigma_s-kt*fct.eff/Rho_p.eff*(1+Alpha_e*Rho_p.eff))/Es

= -0.000943

< 0.6*Sigma_s/Es = 0.000073

(Eps_sm-Eps_cm) = 0.6*Sigma_s/Es = 0.000073

Bond coefficient(k1) = 0.8000

Strain distribution coefficient(k2) = 0.5000

NAD Value (k3) = 3.4000

NAD Value (k4) = 0.4250

c = 0.06000 m.

Phi = 0.02000 m.

S_r.max = k3*c + k1*k2*k4*Phi/Rho_p.eff = 0.58279 m.

wk = S_r.max * (Eps_sm-Eps_cm) = 0.00004 m.

wk < 2.000e-04 m. ---> O.K!

<< TOP >>

- Information of Parameters.

Elem No. : 30393

LCB No. : 12

Materials : fck = 32000.0000 KPa.

fyk = 450000.0000 KPa.

Thickness : 0.8000 m.

Covering : dB = 0.0700 m.
dT = 0.0700 m.

- Information of Checking.

gamma_c = 1.500 (for Concrete)
gamma_s = 1.150 (for Reinforcement)
fcd = fck / gamma_c = 21333.33333 KPa.
fyd = fyk / gamma_s = 391304.34783 KPa.
b = 0.0010 m. (by Code Unit Length).
d = 0.7300 m.
As_use = 0.0016 m²/m. (0.0016 m²/m.)

- Information of Crack Checking Result.

[Check Crack Width]

fcm = fck+8(MPa) = 40000.00000 KPa.
fctm = 0.30*fck^(2/3) = 3023.81052 KPa.(fck<=C50/60)
fct.eff = fctm (by 28 days).
Sigma_s = 5532.797 KPa.
kt = 0.6 (for short term loading.).
X = 0.14808 m.
hc,ef = MIN[2.5*(h-d), (h-X)/3, h/2] = 0.17500 m.
Ac.eff = Bc*hc,ef = 0.00017 m².
Rho_p.eff = As/Ac.eff = 0.0090
Ecm = 22[fcm/10]^{0.3} *1000 = 33345764.463 KPa. (by Table 3.1)
Alpha_e = Es/Ecm = 5.99776
(Eps_sm-Eps_cm) = (Sigma_s-kt*fct.eff/Rho_p.eff*(1+Alpha_e*Rho_p.eff))/Es
= -0.001037
< 0.6*Sigma_s/Es = 0.000017
(Eps_sm-Eps_cm) = 0.6*Sigma_s/Es = 0.000017

Bond coefficient(k1) = 0.8000
Strain distribution coefficient(k2) = 0.5000
NAD Value (k3) = 3.4000
NAD Value (k4) = 0.4250
c = 0.06000 m.
Phi = 0.02000 m.
S_r.max = k3*c + k1*k2*k4*Phi/Rho_p.eff = 0.58279 m.

wk = S_r.max * (Eps_sm-Eps_cm) = 9.67334e-06 m.
wk < 2.000e-04 m. ---> O.K!

=====
[[[*]]] SLAB CRACK MAXIMUM RESULT DATA : DOMAIN Platea 80-Platea 80 cm, Dir 2.
=====

<< BOTTOM >>

- Information of Parameters.

Elem No. : 29885
LCB No. : 13
Materials : fck = 32000.0000 KPa.
fyk = 450000.0000 KPa.
Thickness : 0.8000 m.
Covering : dB = 0.0520 m.
dT = 0.0500 m.

- Information of Checking.

$\gamma_c = 1.500$ (for Concrete)
 $\gamma_s = 1.150$ (for Reinforcement)
 $f_{cd} = f_{ck} / \gamma_c = 21333.33333$ KPa.
 $f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s = 391304.34783$ KPa.
 $b = 0.0010$ m. (by Code Unit Length).
 $d = 0.7480$ m.
 $A_{s_use} = 0.0038$ m²/m. (0.0038 m²/m.)

- Information of Crack Checking Result.

[Check Crack Width]

$f_{cm} = f_{ck} + 8$ (MPa) = 40000.00000 KPa.
 $f_{ctm} = 0.30 * f_{ck}^{2/3} = 3023.81052$ KPa. ($f_{ck} \leq C50/60$)
 $f_{ct,eff} = f_{ctm}$ (by 28 days).
 $\sigma_s = 153382.984$ KPa.
 $k_t = 0.6$ (for short term loading.).
 $X = 0.22033$ m.
 $h_{c,ef} = \text{MIN}[2.5 * (h-d), (h-X)/3, h/2] = 0.13000$ m.
 $A_{c,eff} = B_c * h_{c,ef} = 0.00013$ m².
 $\rho_{p,eff} = A_s / A_{c,eff} = 0.0295$
 $E_{cm} = 22 * [f_{cm} / 10]^{0.3} * 1000 = 33345764.463$ KPa. (by Table 3.1)
 $\alpha_e = E_s / E_{cm} = 5.99776$
 $(\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm}) = (\sigma_s - k_t * f_{ct,eff} / \rho_{p,eff} * (1 + \alpha_e * \rho_{p,eff})) / E_s$
 $= 0.000405$
 $< 0.6 * \sigma_s / E_s = 0.000460$
 $(\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm}) = 0.6 * \sigma_s / E_s = 0.000460$

 Bond coefficient(k_1) = 0.8000
 Strain distribution coefficient(k_2) = 0.5000
 NAD Value (k_3) = 3.4000
 NAD Value (k_4) = 0.4250
 $c = 0.03950$ m.
 $\Phi = 0.02500$ m.
 $S_{r,max} = k_3 * c + k_1 * k_2 * k_4 * \Phi / \rho_{p,eff} = 0.27837$ m.

 $w_k = S_{r,max} * (\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm}) = 0.00013$ m.
 $w_k < 2.000e-04$ m. ---> O.K!

<< TOP >>

- Information of Parameters.

Elem No. : 30032
 LCB No. : 12
 Materials : $f_{ck} = 32000.0000$ KPa.
 $f_{yk} = 450000.0000$ KPa.
 Thickness : 0.8000 m.
 Covering : $d_B = 0.0520$ m.
 $d_T = 0.0500$ m.

- Information of Checking.

$\gamma_c = 1.500$ (for Concrete)
 $\gamma_s = 1.150$ (for Reinforcement)
 $f_{cd} = f_{ck} / \gamma_c = 21333.33333$ KPa.
 $f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s = 391304.34783$ KPa.
 $b = 0.0010$ m. (by Code Unit Length).

$$d = 0.7500 \text{ m.}$$

$$As_{use} = 0.0031 \text{ m}^2/\text{m.} \quad (\quad 0.0031 \text{ m}^2/\text{m.})$$

-. Information of Crack Checking Result.

[Check Crack Width]

$$f_{cm} = f_{ck} + 8 (\text{MPa}) = 40000.00000 \text{ KPa.}$$

$$f_{ctm} = 0.30 \cdot f_{ck}^{2/3} = 3023.81052 \text{ KPa.} (f_{ck} \leq C50/60)$$

$$f_{ct,eff} = f_{ctm} \text{ (by 28 days).}$$

$$\sigma_s = 16356.792 \text{ KPa.}$$

$$k_t = 0.6 \text{ (for short term loading).}$$

$$X = 0.20304 \text{ m.}$$

$$h_{c,ef} = \text{MIN}[2.5 \cdot (h-d), (h-X)/3, h/2] = 0.12500 \text{ m.}$$

$$A_{c,eff} = B_c \cdot h_{c,ef} = 0.00013 \text{ m}^2.$$

$$\rho_{p,eff} = A_s / A_{c,eff} = 0.0251$$

$$E_{cm} = 22 [f_{cm}/10]^0.3 \cdot 1000 = 33345764.463 \text{ KPa.} \text{ (by Table 3.1)}$$

$$\alpha_e = E_s / E_{cm} = 5.99776$$

$$(\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm}) = (\sigma_s - k_t \cdot f_{ct,eff} / \rho_{p,eff} \cdot (1 + \alpha_e \cdot \rho_{p,eff})) / E_s$$

$$= -0.000334$$

$$< 0.6 \cdot \sigma_s / E_s = 0.000049$$

$$(\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm}) = 0.6 \cdot \sigma_s / E_s = 0.000049$$

$$\text{Bond coefficient}(k_1) = 0.8000$$

$$\text{Strain distribution coefficient}(k_2) = 0.5000$$

$$\text{NAD Value}(k_3) = 3.4000$$

$$\text{NAD Value}(k_4) = 0.4250$$

$$c = 0.04000 \text{ m.}$$

$$\phi = 0.02000 \text{ m.}$$

$$S_{r,max} = k_3 \cdot c + k_1 \cdot k_2 \cdot k_4 \cdot \phi / \rho_{p,eff} = 0.27128 \text{ m.}$$

$$w_k = S_{r,max} \cdot (\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm}) = 0.00001 \text{ m.}$$

$$w_k < 2.000e-04 \text{ m.} \quad \text{---> O.K!}$$

9.2 Soletta galleria

9.2.1 Verifiche di resistenza flessionale

Nel seguito si propone la verifica di resistenza in merito alla soletta di copertura della galleria, di spessore pari a 90cm.

Tale elemento viene verificato come una struttura “non dissipativa”, coerentemente con le indicazioni di cui al capitolo 7.2.5., per le combinazioni di carico sismiche. La prescrizione normativa relativa agli elementi non dissipativi consiste nel richiedere che i materiali, costituenti la sezione, mantengano un comportamento elastico o sostanzialmente elastico. Per le combinazioni di carico non sismiche, invece, le sezioni vengono verificate coerentemente con il capitolo 4 delle NTC2018.

Nel seguito si propongono le mappature dei momenti flettenti e torcenti combinati secondo il metodo Wood Armer Moment. Tali momenti biassiali risultanti verranno confrontati con le capacità flessionali delle membrature, calcolate secondo le indicazioni sopra riportate.

Soletta galleria h=90cm

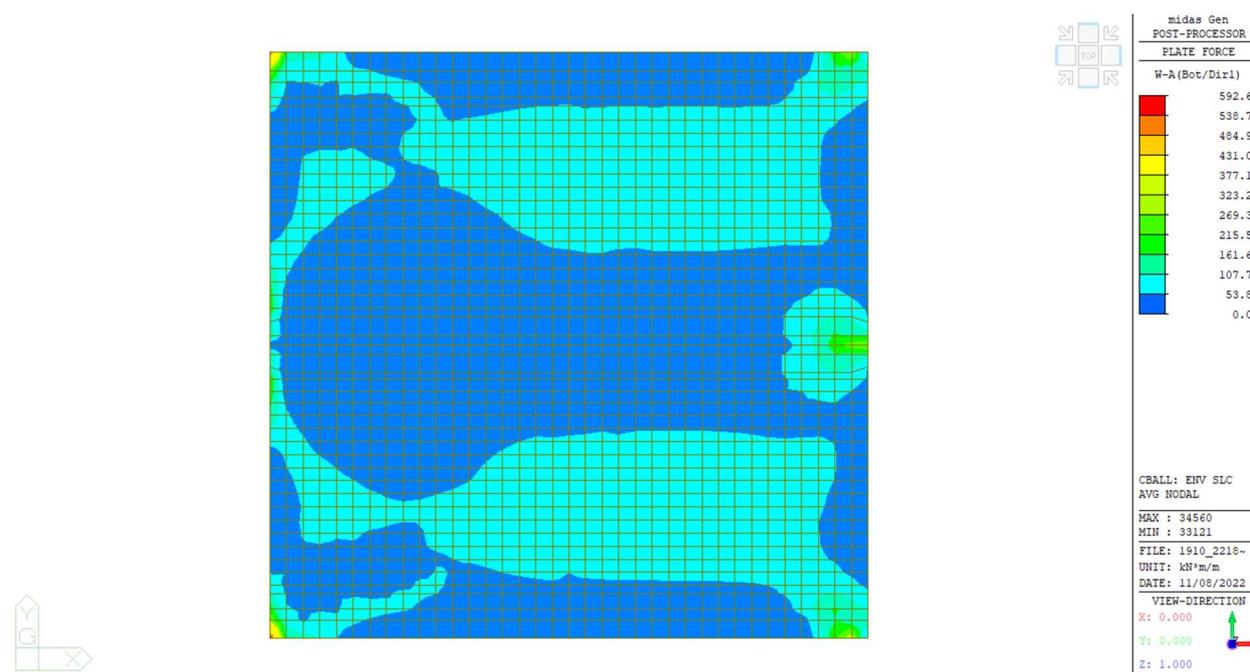
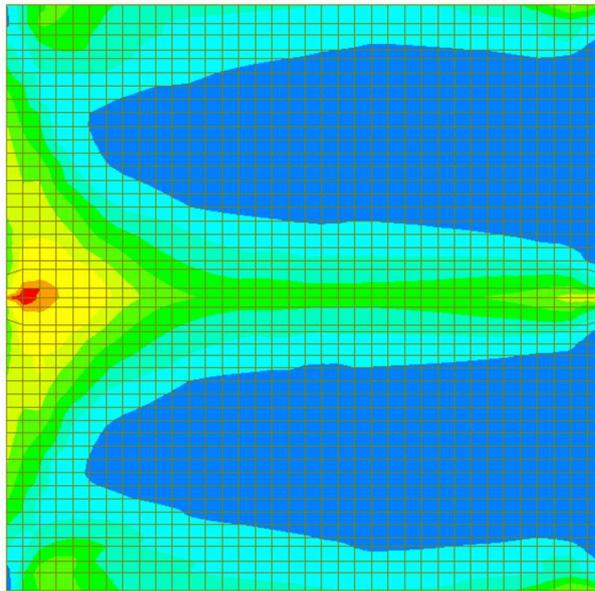


Figura 9.51: Momenti flettenti XX – Bottom – Envelope SLC



midas Gen
 POST-PROCESSOR
 PLATE FORCE

W-A(Top/Dir1)

591.38
537.62
483.86
430.09
376.33
322.57
268.81
215.05
161.29
107.52
53.76
0.00

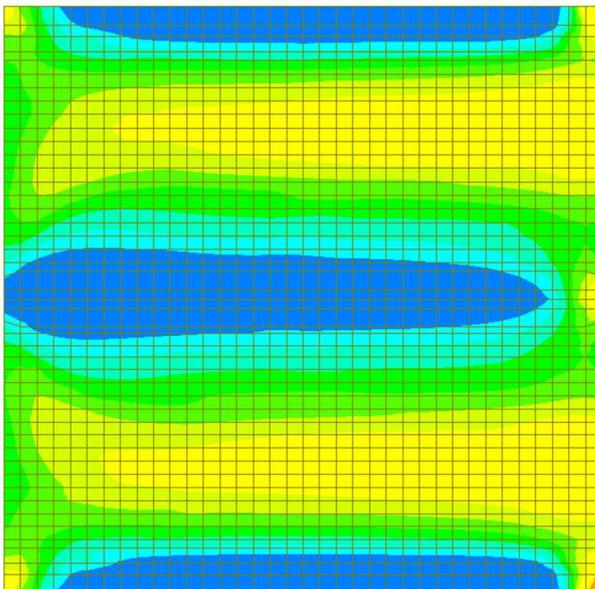
CBALL: ENV SLC
 AVG NODAL

MAX : 34492
 MIN : 32995

FILE: 1910_2218-
 UNIT: kN*m/m
 DATE: 11/08/2022

VIEW-DIRECTION
 X: 0.000
 Y: 0.000
 Z: 1.000

Figura 9.52: Momenti flettenti XX – Top – Envelope SLC



midas Gen
 POST-PROCESSOR
 PLATE FORCE

W-A(Bot/Dir2)

643.30
584.82
526.33
467.85
409.37
350.89
292.41
233.93
175.44
116.96
58.48
0.00

CBALL: ENV SLC
 AVG NODAL

MAX : 32985
 MIN : 33031

FILE: 1910_2218-
 UNIT: kN*m/m
 DATE: 11/08/2022

VIEW-DIRECTION
 X: 0.000
 Y: 0.000
 Z: 1.000

Figura 9.53: Momenti flettenti YY – Bottom – Envelope SLC

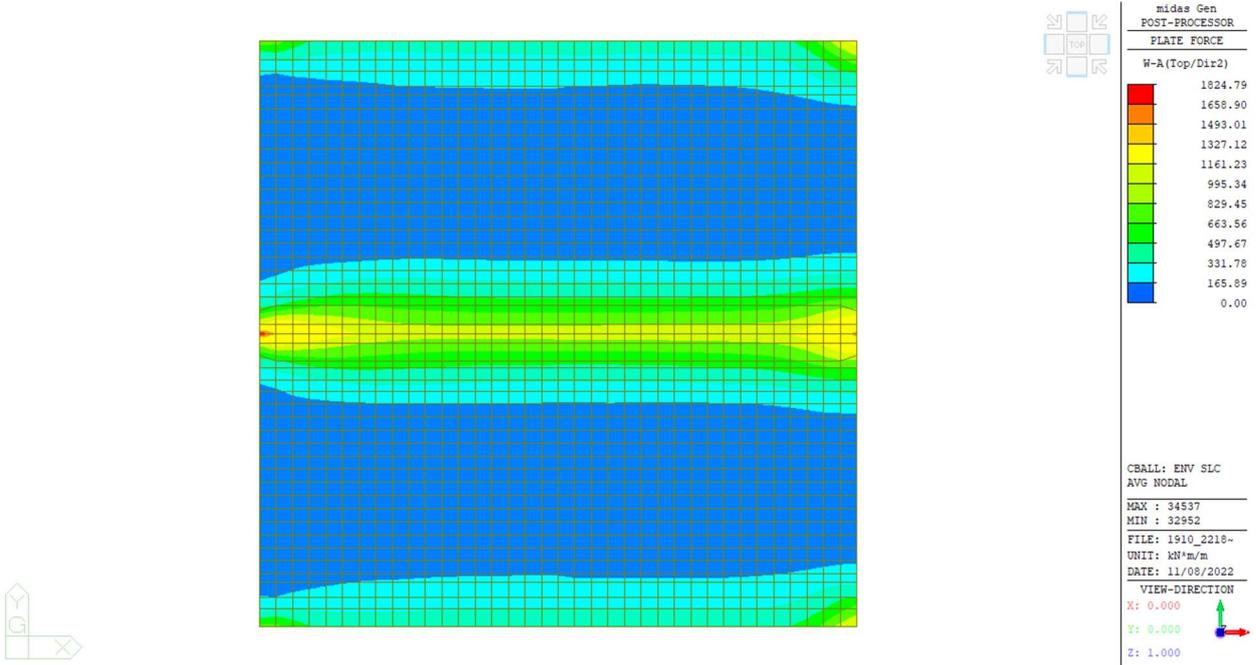


Figura 9.54: Momenti flettenti YY – Top – Envelope SLC

Verifiche flessionali

Di seguito si riporta il calcolo del momento resistente della sezione con armatura Ø20 passo 20 cm.

Verifica C.A. S.L.U. - File: Armatura soletta galleria

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2018 ?

TITOLO: Armatura soletta galleria

N° figure elementari: 1 Zoom N° strati barre: 2 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	100	90	1	15,71	10
			2	15,71	80

Sollecitazioni
 S.L.U. Metodo n

N_{Ed} 0 0 kN
 M_{xEd} 0 0 kNm
 M_{yEd} 0 0

P.to applicazione N
 Centro Baricentro cls
 Coord.[cm] xN 0 yN 0

Materiali
B450C **C35/45**
 ε_{su} 1,96 ‰ ε_{c2} 2 ‰
 f_{yd} 391,3 N/mm² ε_{cu} 2 ‰
 E_s 200.000 N/mm² f_{cd} 19,83 ‰
 E_s/E_c 15 f_{cc}/f_{cd} 0,8
 ε_{syd} 1,957 ‰ σ_{c,adm} 13,5
 σ_{s,adm} 255 N/mm² τ_{co} 0,8
 τ_{c1} 2,257

M_{xRd} 459,5 kN m
 σ_c -7,633 N/mm²
 σ_s 391,3 N/mm²
 ε_c 0,4315 ‰
 ε_s 1,96 ‰
 d 80 cm
 x 14,43 x/d 0,1804
 δ 0,7

Tipo Sezione
 Rettan.re Trapezi
 a T Circolare
 Rettangoli Coord.
 DXF

Metodo di calcolo
 S.L.U.+ S.L.U.-
 Metodo n

Tipo flessione
 Retta Deviata

N° rett. 100
 Calcola MRd Dominio M-N
 L₀ 0 cm Col. modello
 M-curvatura
 Precompresso

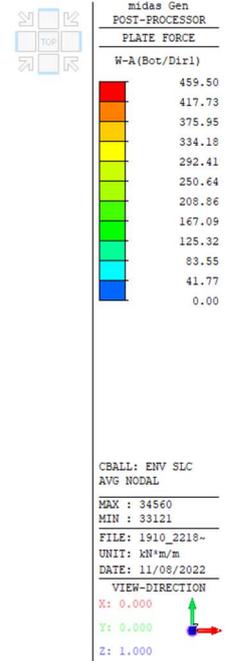
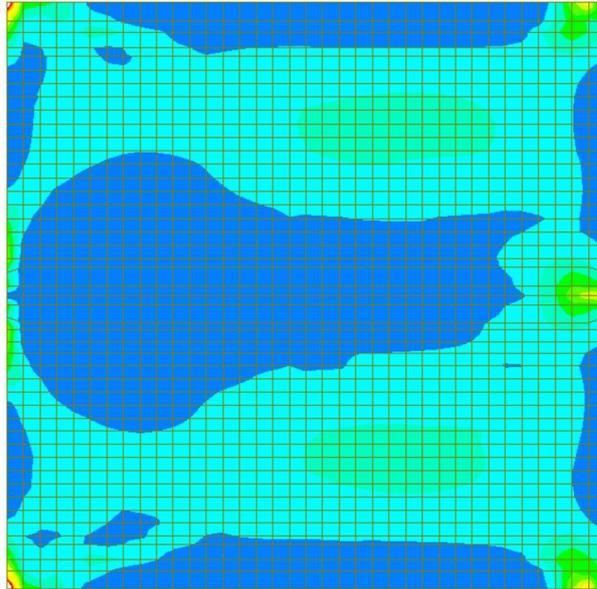


Figura 9.55: Wood Armer XX – Bottom – Armatura diffusa SLC

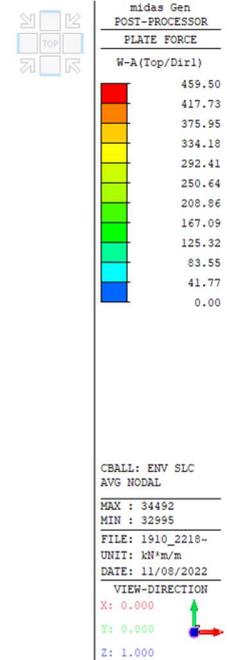
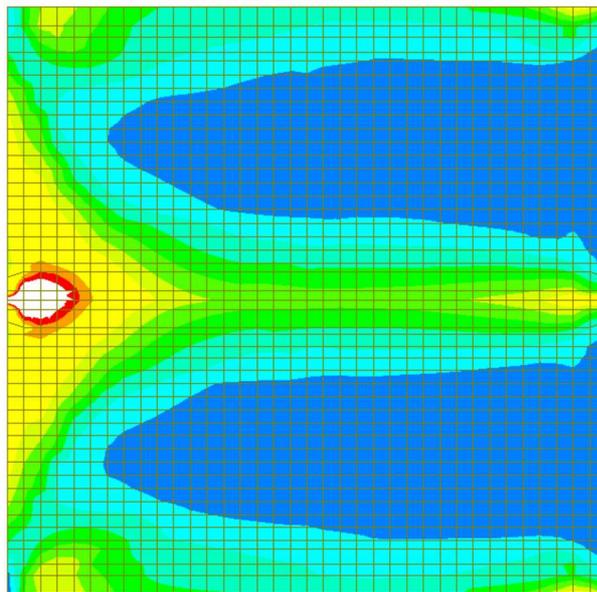


Figura 9.56: Wood Armer XX – Top – Armatura diffusa SLC

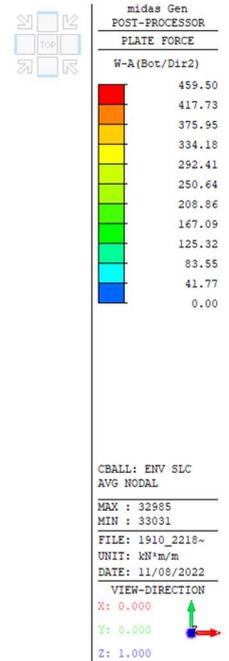
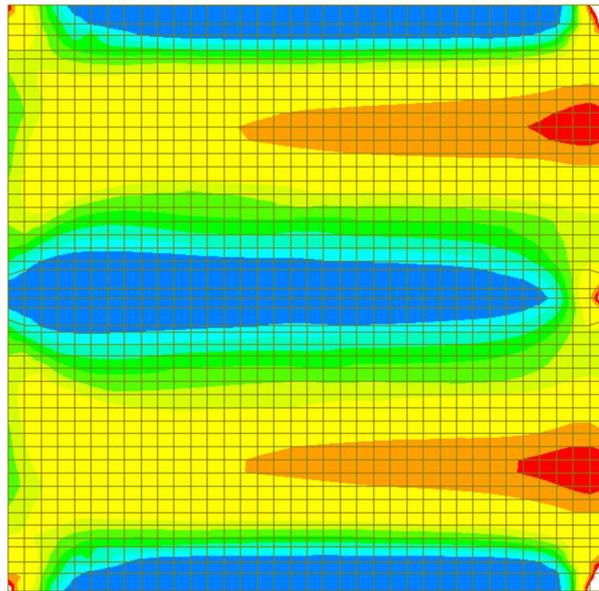


Figura 9.57: Wood Armer YY – Bottom – Armatura diffusa SLC

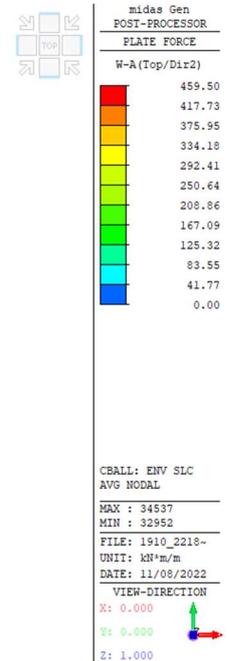
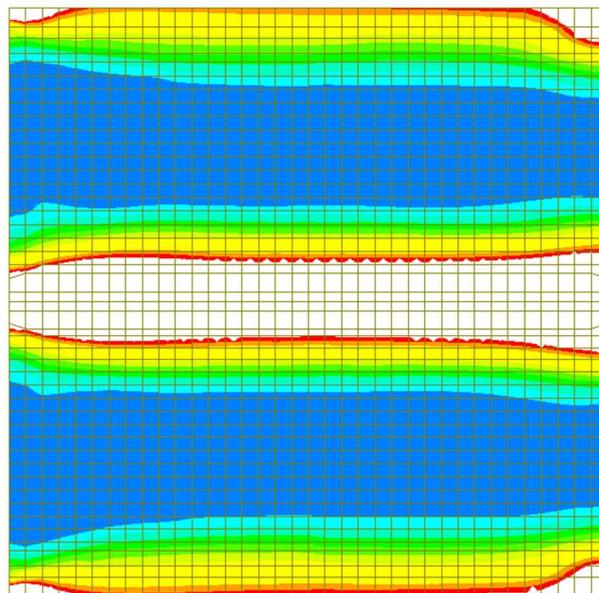


Figura 9.58: Wood Armer YY – Top – Armatura diffusa SLC

Come si può vedere dalle immagini sopra riportate risulta necessario aggiungere armatura in quanto la sola armatura diffusa non è sufficiente. Di seguito si riporta il calcolo dei momenti resistenti con le armature aggiuntive.

Valore di momento resistente della sezione con armatura aggiuntiva $\varnothing 26$ passo 20 cm.

Verifica C.A. S.L.U. - File: Armatura soletta galleria

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2018 ?

Titolo: Armatura soletta galleria

N° figure elementari 1 Zoom N° strati barre 2 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	100	90	1	15,71	10
			2	42,25	80

Sollecitazioni S.L.U. Metodo n

N_{Ed} 0 0 kN
M_{xEd} 0 0 kNm
M_{yEd} 0 0

P.to applicazione N
 Centro Baricentro cls
 Coord.[cm] xN 0 yN 0

Tipo rottura
Lato acciaio - Acciaio snervato

Materiali

B450C		C35/45	
E _{su}	1,96 ‰	E _{c2}	2 ‰
f _{yd}	391,3 N/mm ²	E _{cu}	2 ‰
E _s	200.000 N/mm ²	f _{cd}	19,83
E _s /E _c	15	f _{cc} /f _{cd}	0,8
E _{syd}	1,957 ‰	σ _{c,adm}	13,5
σ _{s,adm}	255 N/mm ²	τ _{co}	0,8
		τ _{c1}	2,257

M_{xRd} 1,190 kN m

g_c -12,39 N/mm²
g_s 391,3 N/mm²
ε_c 0,775 ‰
ε_s 1,96 ‰
d 80 cm
x 22,67 x/d 0,2834
δ 0,7942

Tipo Sezione
 Rettan.re Trapezi
 a T Circolare
 Rettangoli Coord.
 DXF

Metodo di calcolo
 S.L.U.+ S.L.U.-
 Metodo n

Tipo flessione
 Retta Deviata

N° rett. 100

Calcola MRd Dominio M-N
L₀ 0 cm Col. modello
M-curvatura
 Precompresso

9.2.2 Verifiche di resistenza a taglio

Nel seguito si propone la verifica di resistenza a taglio della soletta di copertura per la galleria.

Nello specifico la soletta di altezza 90cm risulta armata a flessione con armatura diffusa $\varnothing 20/20$ in entrambe le direzioni, il taglio resistente, calcolato in assenza di apposita armatura, è pari a circa 321,27 kN/m.

Di seguito si riportano le mappature delle sollecitazioni taglianti che verranno confrontati con le capacità resistenti, calcolate secondo le indicazioni sopra riportate.

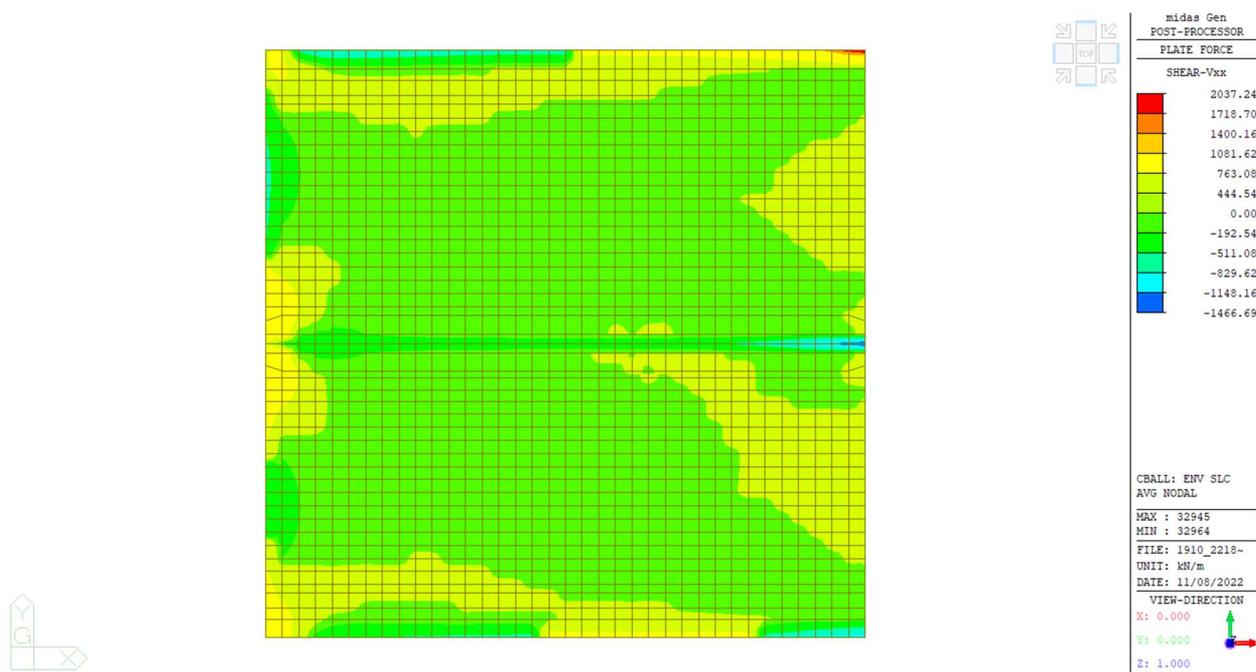


Figura 9.59: Sollecitazione tagliante XX – SLC

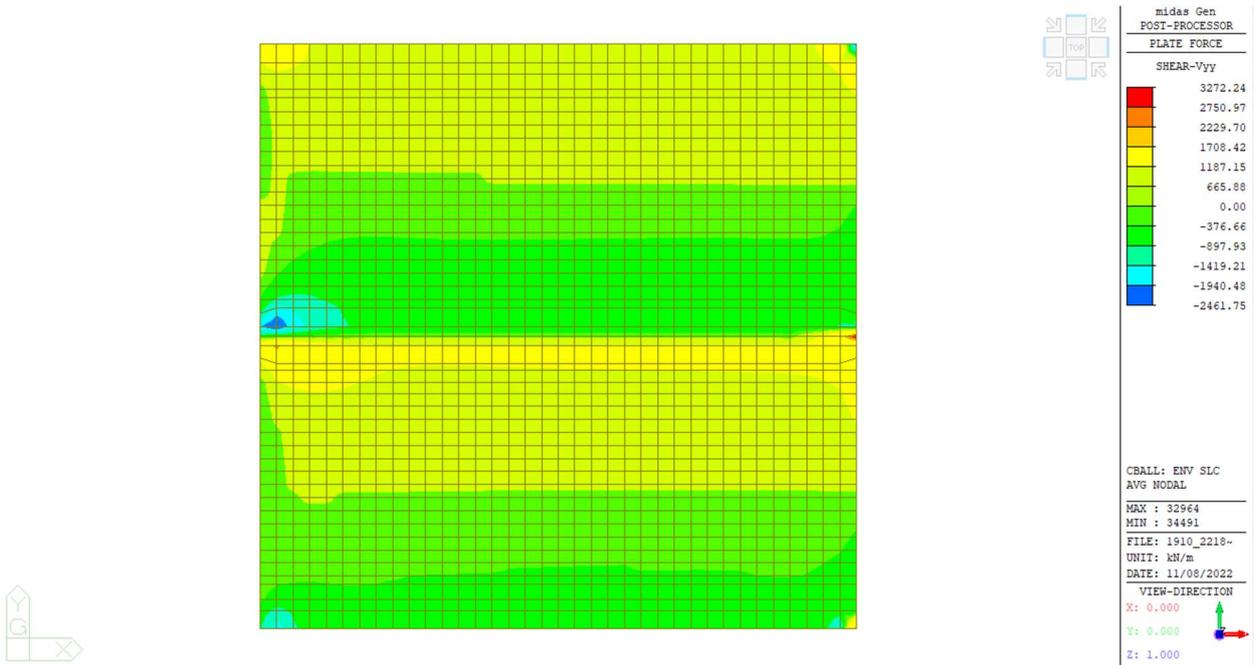


Figura 9.60: Sollecitazione tagliante YY – SLC

Verifiche a taglio

Di seguito si riporta il calcolo della resistenza a taglio della sezione senza apposita armatura a taglio.

RESISTENZA NEI CONFRONTI DI SOLLECITAZIONI TAGLIANTI - D.M. 17-01-2018			
Dati utente			
f_{yk} armature	daN/cm ²	4.500	tensione caratteristica di snervamento
$f_{yd} = f_{yk} / g_s$	daN/cm ²	3.913	tensione di progetto
R_{ck}	daN/cm ²	400	Resistenza caratteristica cubica del calcestruzzo
b_w	cm	100,0	Larghezza di taglio della sezione
h	cm	90,0	Altezza della sezione
d	cm	89,0	Altezza utile della sezione
s	cm	20,0	Passo delle staffe
ρ_l	%	0,17%	Rapporto percentuale dell'armatura tesa rispetto all'area della sezione
$A_{sw,eff}$	cm ²	0,000	Area totale dei bracci di una staffatura a passo s effettivamente disposta dedicata al solo taglio
N_{Ed}	daN	0	Azione assiale di progetto
V_{Ed}	daN	31.000	Taglio di progetto (maggiore di ZERO)
Risultati			
$c = h - d$	cm	1,0	Distanza del baricentro dell'armatura longitudinale dal bordo della sezione
$d_w = 0.9xd$	cm	80,1	Braccio della coppia interna (approssimato)
$V_{Ed} = V_{Ed} / (b_w \times d_w)$	daN/cm ²	3,9	è la "tau" di progetto (ultima)
$f_{ck} = 0.83 \times R_{ck}$	daN/cm ²	332	Resistenza caratteristica cilindrica del calcestruzzo
$f_{cd} = \alpha_{cc} \times f_{ck} / g_c$	daN/cm ²	188	Resistenza di calcolo a compressione del calcestruzzo
$f'_{cd} = n_1 \times f_{cd}$	daN/cm ²	94	Resistenza di calcolo a compressione ridotta per le verifiche di taglio
$\sigma_{clim} = 0,2 \times f_{cd}$	daN/cm ²	38	Tensione limite per compressione
σ_{cp}	daN/cm ²	0	Tensione agente
$A_{st,min} = 0.0015 \times b_w \times s$	cm ²	3,000	Area minima assoluta di acciaio per staffe a passo s (punto 4.1.6.1.1) Punto 4.1.2.1.3.1
Controllo necessità armatura calcolata			
$k = 1 + (20 / d)^{(1/2)}$	n.o puro	1,47	Coefficiente della formula 4.1.14
$v_{Rd,a} = 0.1107 \times k^{(3/2)} \times f_{ck}^{(1/2)} + 0.15 \times \sigma_{cp}$	daN/cm ²	3,61	= $v_{,min}$ è la "tau" massima ammissibile senza armatura calcolata: valore minimo assoluto
$v_{Rd,b} = C_{Rd,c} \times k \times (100 \times \rho_l \times f_{ck})^{(1/3)} + 0.15 \times \sigma_{cp}$	daN/cm ²	3,18	= $v_{,cls}$ è la "tau" massima ammissibile senza armatura calcolata da confrontare con $v_{Rd,a}$
$v_{Rd} = \max(v_{Rd,a}; v_{Rd,b})$	daN/cm ²	3,61	è la "tau" massima ammissibile senza armatura calcolata (il maggiore fra $v_{Rd,a}$ e $v_{Rd,b}$)
$V_{Rd} = v_{Rd} \times b_w \times d$	daN	32.127	Resistenza a "taglio compressione" massima senza armatura apposta
$r_1 = V_{Rd} / V_{Ed}$	n.o puro	1,04	è sufficiente l'armatura minima $A_{st,min}$

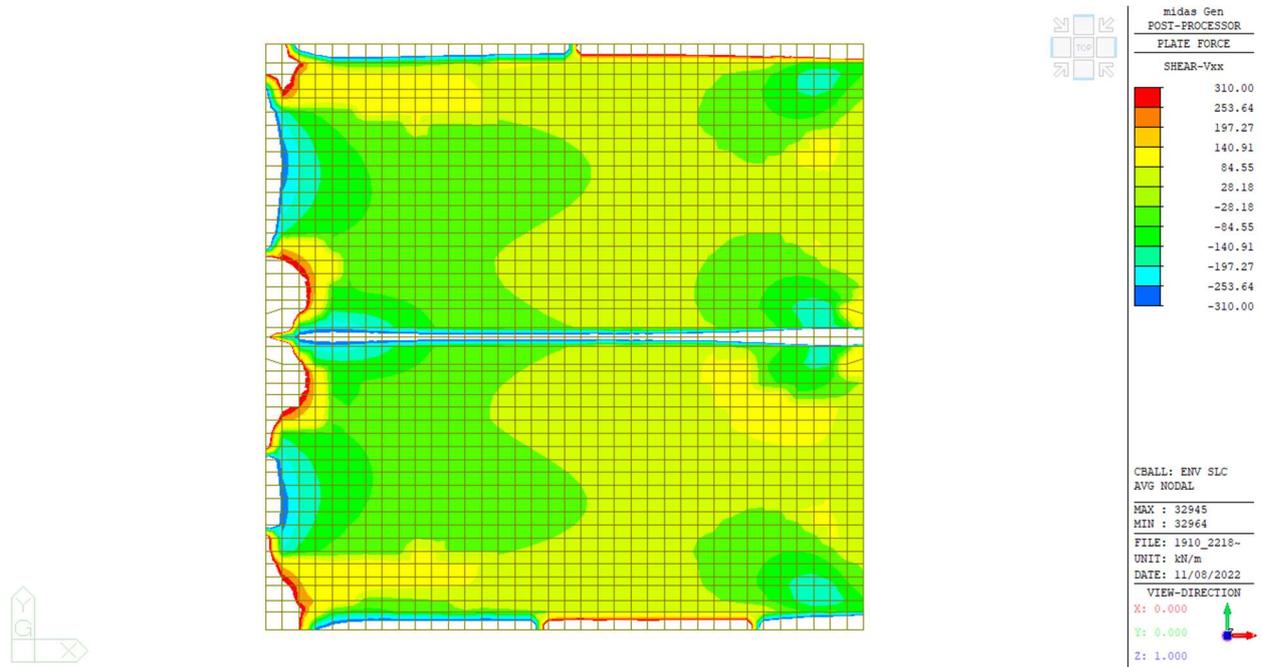


Figura 9.61: Resistenza a taglio XX – SLC

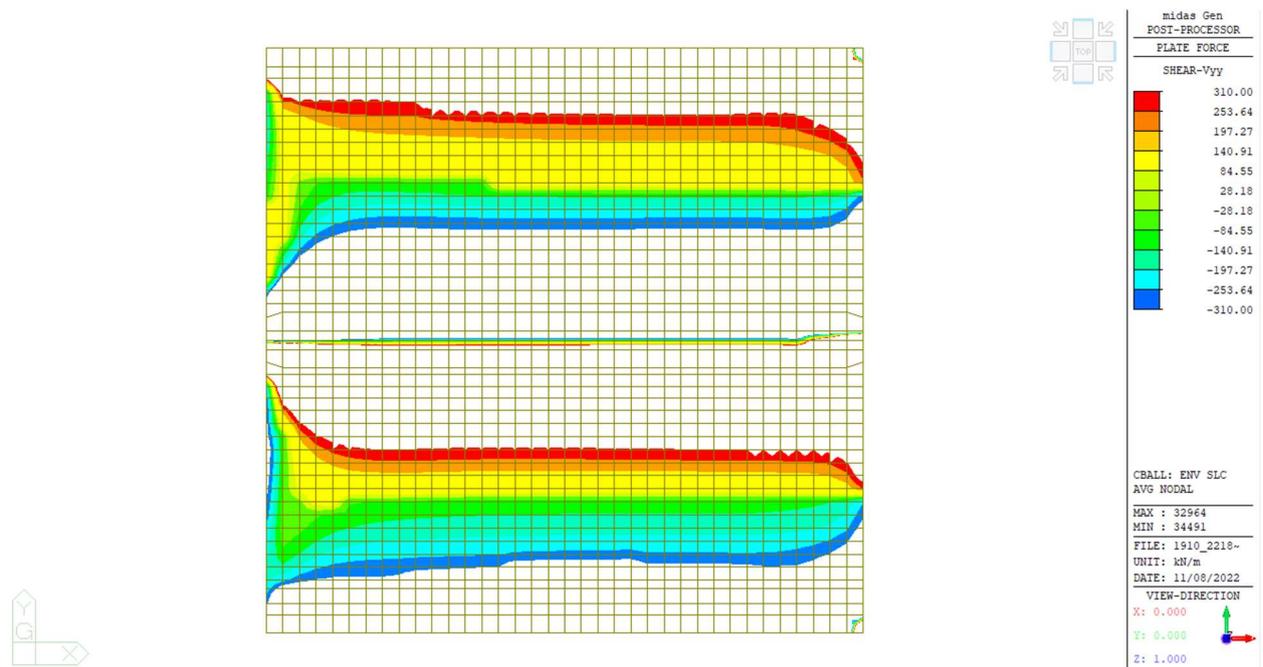


Figura 9.62: Resistenza a taglio YY – SLC

Come si può vedere dalle immagini sopra riportate risulta necessario aggiungere un'apposita armatura a taglio in quanto la sola armatura minima non è sufficiente. Di seguito si riporta il calcolo del taglio resistente con apposita armatura.

RESISTENZA NEI CONFRONTI DI SOLLECITAZIONI TAGLIANTI - D.M. 17-01-2018

Dati utente

f_{yk} armature	daN/cm ²	4,500	tensione caratteristica di snervamento
$f_{yd} = f_{yk}/\gamma_s$	daN/cm ²	3,913	tensione di progetto
R_{ck}	daN/cm ²	400	Resistenza caratteristica cubica del calcestruzzo
b_w	cm	100,0	Larghezza di taglio della sezione
h	cm	90,0	Altezza della sezione
d	cm	80,0	Altezza utile della sezione
s	cm	20,0	Passo delle staffe
ρ_l	%	0,17%	Rapporto percentuale dell'armatura tesa rispetto all'area della sezione
$A_{sw,eff}$	cm ²	5,652	Area totale dei bracci di una staffatura a passo s effettivamente disposta dedicata al solo taglio
N_{Ed}	daN	0	Azione assiale di progetto
V_{Ed}	daN	130.000	Taglio di progetto (maggiore di ZERO)

Risultati

$c = h - d$	cm	10,0	Distanza del baricentro dell'armatura longitudinale dal bordo della sezione
$d_w = 0,9x d$	cm	72,0	Braccio della coppia interna (approssimato)
Controllo del "taglio compressione"			
$V_{Rd,max} = V \times f_{td}$	daN/cm ²	47,0	è la "tau" massima ammissibile con armatura apposita ponendo $\cot(\theta) = 1$ nella formula (4.1.19)
$V_{Rcd,max} = V_{Rd,max} \times b_w \times d_w$	daN	338.640	Resistenza a "taglio compressione" massima (in presenza di armatura)
$r_2 = V_{Rd,max} / V_{Ed}$	n.o puro	2,60	la sezione è sufficiente
Calcolo dell'armatura			
$\cot(\theta_{lim,inf}) =$	n.o puro	1,00	limite inferiore nella formula (4.1.16)
$\cot(\theta_{lim,sup}) =$	n.o puro	2,50	limite superiore nella formula (4.1.16)
$V_{Rcd} = f_{td} \times b_w \times d_w / (\cot(\theta) + \tan(\theta))$	daN	293.271	Resistenza a "taglio compressione"
$V_{Rsd} = A_{sw} \times d_w \times f_{yd} / (s \times \tan(\theta))$	daN	137.905	Resistenza a "taglio trazione"
$r_{sc} = V_{Rcd} / V_{Ed}$	n.o puro	2,26	OK Rapporto di sicurezza a "taglio compressione"
$r_{st} = V_{Rsd} / V_{Ed}$	n.o puro	1,06	OK Rapporto di sicurezza a "taglio trazione"

9.2.3 Verifiche di esercizio

In riferimento alle sezioni maggiormente sollecitate, sono state effettuate anche le verifiche per gli stati limite d'esercizio, coerentemente con il capitolo 4.1.2.2 delle NTC2018. In particolare, è stata effettuata la verifica a fessurazione, per condizioni ambientali aggressive, corrispondenti alla classe di esposizione del calcestruzzo XC4. Inoltre, sono state controllate le tensioni d'esercizio dei materiali resistenti - acciaio e calcestruzzo – affinché fossero inferiori ai limiti imposti da norma.

Si opta per presentare la verifica allo stato limite di limitazione delle tensioni e allo stato limite di fessurazione per sollecitazioni di flessione in direzione Y, per la quale si hanno i coefficienti di sfruttamenti più elevati.

Nel seguito l'inviluppo delle azioni flettenti per la soletta, nelle combinazioni di carico previste dalla normativa vigente:

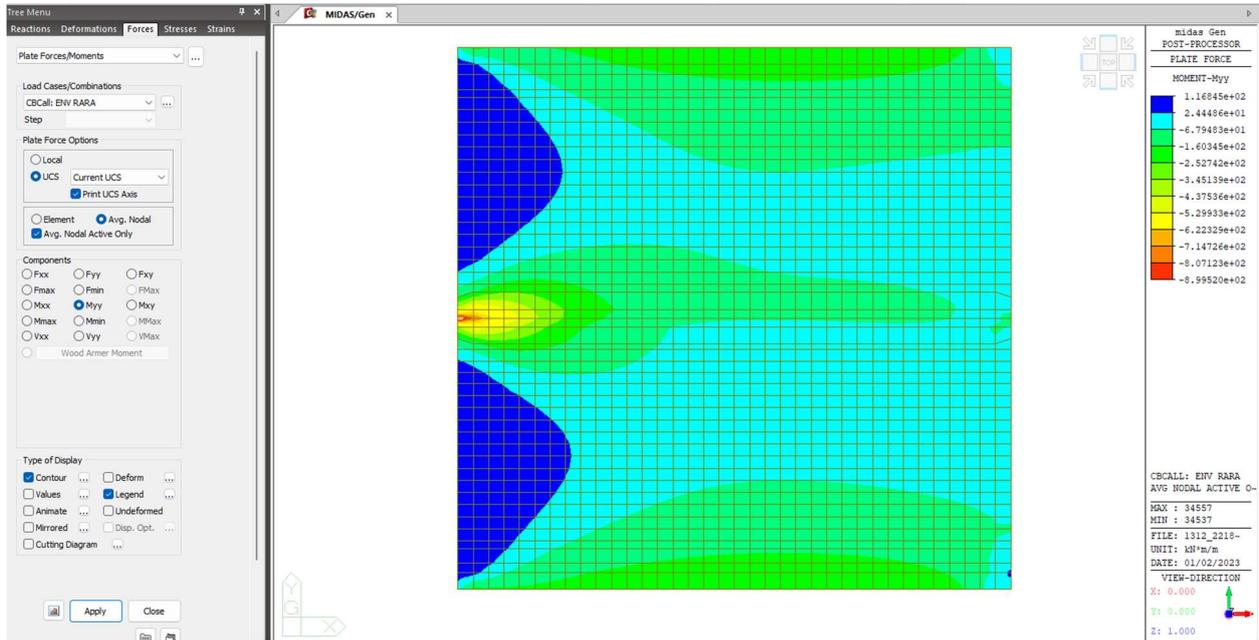


Figura 9.63: Azioni flettenti Myy– Envelope RARA– Soletta h 90 cm

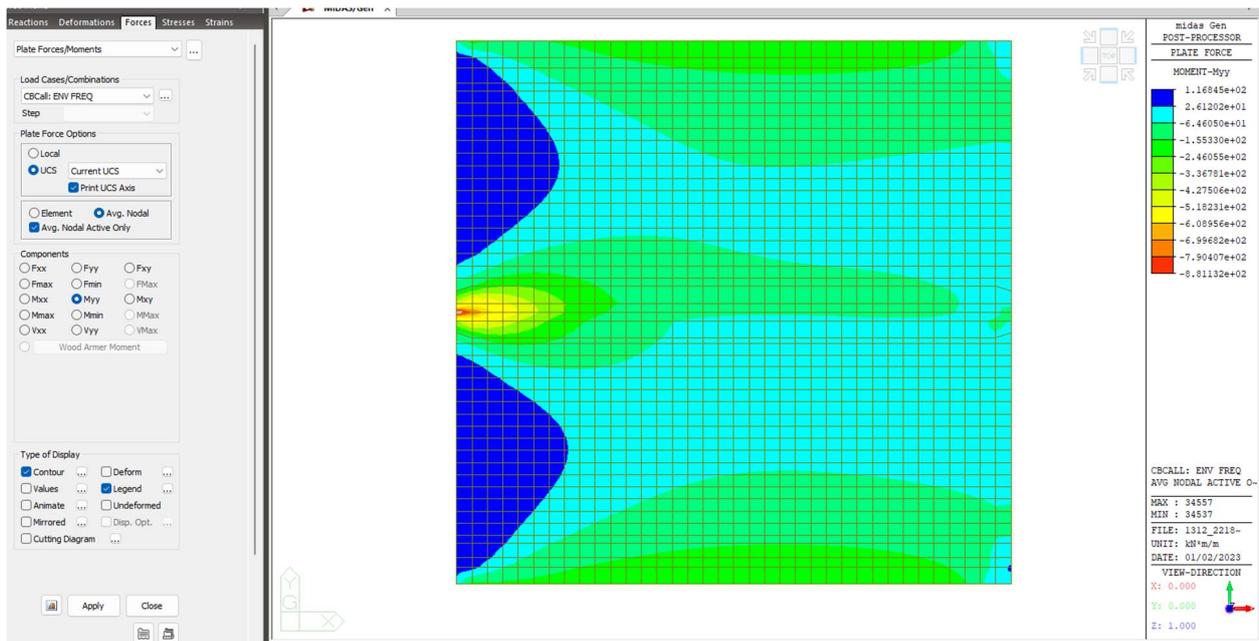


Figura 9.64: Azioni flettenti Myy – Envelope FREQUENTE – Soletta h 90 cm

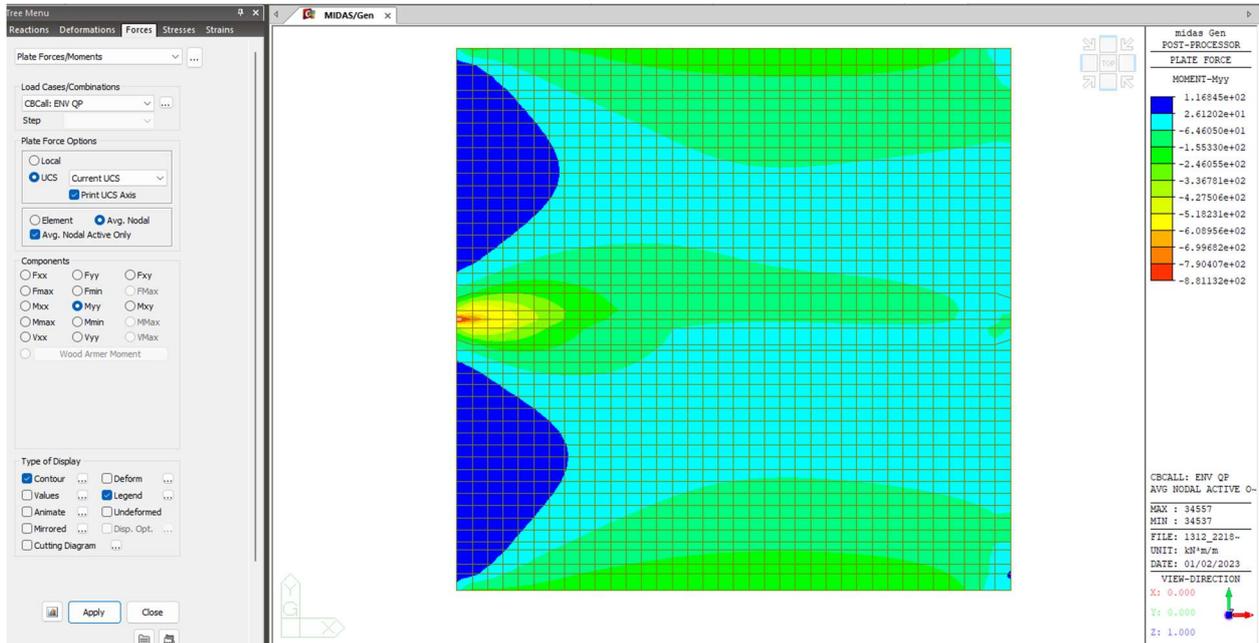


Figura 9.65: Azioni flettenti Myy – Envelope QUASI PERMANENTE – Soletta h 90 cm

9.2.3.1 Appoggio setto centrale

Stato limite di limitazione delle tensioni

```

=====
[[[*]]] SLAB STRESS MAXIMUM RESULT DATA : DOMAIN Soletta Galleria-Soletta 90 cm, Dir 2.
=====
<< TOP >>
    
```

- Information of Parameters.

Elem No. : 34448
 LCB No. : 6
 Materials : fck = 35000.0000 KPa.
 fyk = 450000.0000 KPa.
 Thickness : 0.9000 m.
 Covering : dB = 0.0500 m.
 dT = 0.0530 m.

- Information of Checking.

gamma_c = 1.500 (for Concrete)
 gamma_s = 1.150 (for Reinforcement)
 fcd = fck / gamma_c = 23333.33333 KPa.
 fyd = fyk / gamma_s = 391304.34783 KPa.
 b = 0.0010 m. (by Code Unit Length).
 d = 0.8470 m.
 As_use = 0.0027 m^2/m. (0.0027 m^2/m.)

- Information of Stress Checking Result.

k1 = 0.60000
 k2 = 0.45000

$$k3 = 0.80000$$

(Assumed Uncracked Section)

$$\begin{aligned} M_{Ed} &= 662.09 \text{ kN-m./m.} \\ n &= 11.73807 \text{ (Long Term).} \\ f_{ctm} &= 0.30 * f_{ck}^{(2/3)} = 3209.96244 \text{ KPa.} \\ f_{r1} &= (1.6 - H/1000) * f_{ctm} = 2246.97371 \text{ KPa.} \\ f_{ctm,fl} &= \text{MAX}[f_{ctm}, f_{r1}] = 3209.96244 \text{ KPa.} \\ y_{bar_t} &= 0.46218 \text{ m.} \\ I_{yy} &= 0.06510 \text{ m}^4./\text{m.} \\ Ss_{con} \text{ (Tens.)} &= M_{Ed} * (H - y_{bar_t}) / I_{yy} = 4452.58608 \text{ KPa.} \\ Ss_{con} \text{ (Tens.)} &> f_{ctm,fl} \quad \text{---> Check Cracked Section !!!} \end{aligned}$$

[Dead Load Cases]

$$\begin{aligned} M_{Ed_D} &= 579.89 \text{ kN-m./m.} \\ n &= 11.73807 \text{ (Long Term).} \\ X &= 0.201 \text{ m.} \\ I_{cr} &= 0.0157 \text{ m}^4./\text{m.} \\ y_{bar_t} &= 0.201 \text{ m.} \\ Ss_{conD} &= M_{Ed_D} * y_{bar_t} / I_{cr} = 7409.23472 \text{ KPa.} \\ Ss_{stlD} &= M_{Ed_D} * (d - y_{bar_t}) * n / I_{cr} = 280151.20947 \text{ KPa.} \end{aligned}$$

[Live Load Cases : Characteristic]

$$\begin{aligned} M_{Ed_L} &= 16.36 \text{ kN-m./m.} \\ n &= 5.86904 \text{ (Short Term).} \\ X &= 0.148 \text{ m.} \\ I_{cr} &= 0.0087 \text{ m}^4./\text{m.} \\ y_{bar_t} &= 0.148 \text{ m.} \\ Ss_{conL} &= M_{Ed_L} * y_{bar_t} / I_{cr} = 277.92883 \text{ KPa.} \\ Ss_{stlL} &= M_{Ed_L} * (d - y_{bar_t}) * n / I_{cr} = 7729.83222 \text{ KPa.} \end{aligned}$$

[Etc. Load Cases]

$$\begin{aligned} M_{Ed_E} &= 65.84 \text{ kN-m./m.} \\ n &= 5.86904 \text{ (Short Term).} \\ X &= 0.148 \text{ m.} \\ I_{cr} &= 0.0087 \text{ m}^4./\text{m.} \\ y_{bar_t} &= 0.148 \text{ m.} \\ Ss_{conE} &= M_{Ed_E} * y_{bar_t} / I_{cr} = 1118.28653 \text{ KPa.} \\ Ss_{stlE} &= M_{Ed_E} * (d - y_{bar_t}) * n / I_{cr} = 31102.08967 \text{ KPa.} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} Ss_{con} &= Ss_{conD} + Ss_{conL} + Ss_{conE} = 8805.45008 \text{ KPa.} \\ Ss_{stl} &= Ss_{stlD} + Ss_{stlL} + Ss_{stlE} = 318983.13136 \text{ KPa.} \\ Ss_{con} &< k1 * f_{ck} = 21000.00000 \text{ KPa.} \quad \text{---> O.K !} \\ Ss_{stl} &< k3 * f_{yk} = 360000.00000 \text{ KPa.} \quad \text{---> O.K !} \end{aligned}$$

Stato limite di fessurazione

=====
[[[*]]] SLAB CRACK MAXIMUM RESULT DATA : DOMAIN Soletta Galleria-Soletta 90 cm, Dir 2.
=====

<< TOP >>

-. Information of Parameters.

Elem No. : 34404
LCB No. : 13
Materials : fck = 35000.0000 KPa.
fyk = 450000.0000 KPa.
Thickness : 0.9000 m.
Covering : dB = 0.0500 m.
dT = 0.0530 m

- Information of Checking.

gamma_c = 1.500 (for Concrete)
gamma_s = 1.150 (for Reinforcement)
fcd = fck / gamma_c = 23333.33333 KPa.
fyd = fyk / gamma_s = 391304.34783 KPa.
b = 0.0010 m. (by Code Unit Length).
d = 0.8470 m.
As_use = 0.0027 m²/m. (0.0027 m²/m.)

- Information of Crack Checking Result.

[Check Crack Width]

fcm = fck+8(MPa) = 43000.00000 KPa.
fctm = 0.30*fck^(2/3)= 3209.96244 KPa.(fck<=C50/60)
fct.eff = fctm (by 28 days).
Sigma_s = 29817.827 KPa.
kt = 0.6 (for short term loading.).
X = 0.20065 m.
hc,ef = MIN[2.5*(h-d), (h-X)/3, h/2] = 0.13250 m.
Ac.eff = Bc*hc,ef = 0.00013 m².
Rho_p.eff= As/Ac.eff = 0.0200
Ecm = 22[fcm/10]^0.3 *1000 =34077146.199 KPa. (by Table 3.1)
Alpha_e = Es/Ecm = 5.86904
(Eps_sm-Eps_cm) = (Sigma_s-kt*fct.eff/Rho_p.eff*(1+Alpha_e*Rho_p.eff))/Es
= -0.000388
< 0.6*Sigma_s/Es = 0.000089
(Eps_sm-Eps_cm) = 0.6*Sigma_s/Es = 0.000089

Bond coefficient(k1) = 0.8000
Strain distribution coefficient(k2) = 0.5000
NAD Value (k3) = 3.4000
NAD Value (k4) = 0.4250
c = 0.04050 m.
Phi = 0.02500 m.
S_r.max = k3*c + k1*k2*k4*Phi/Rho_p.eff = 0.34993 m.

wk = S_r.max * (Eps_sm-Eps_cm) = 0.00003 m.
wk < 2.000e-04 m. ---> O.K!

9.2.3.2 Campata

Stato limite di limitazione delle tensioni

=====
[[[*]]] SLAB STRESS MAXIMUM RESULT DATA : DOMAIN Soletta Galleria-Soletta 90 cm, Dir 2.
=====

<< BOTTOM >>

- Information of Parameters.

Elem No. : 34560
LCB No. : 13
Materials : fck = 35000.0000 KPa.
fyk = 450000.0000 KPa.
Thickness : 0.9000 m.
Covering : dB = 0.0500 m.
dT = 0.0530 m.

- Information of Checking.

gamma_c = 1.500 (for Concrete)
gamma_s = 1.150 (for Reinforcement)
fcd = fck / gamma_c = 23333.33333 KPa.
fyd = fyk / gamma_s = 391304.34783 KPa.
b = 0.0010 m. (by Code Unit Length).
d = 0.8500 m.
As_use = 0.0016 m²/m. (0.0016 m²/m.)

- Information of Stress Checking Result.

k1 = 0.60000
k2 = 0.45000
k3 = 0.80000

(Assumed Uncracked Section)

M_Ed = 226.71 kN-m./m.
n = 11.73807(Long Term).
fctm = 0.30 * fck^(2/3) = 3209.96244 KPa.
fr1 = (1.6 - H/1000) * fctm = 2246.97371 KPa.
fctm,fl = MAX[fctm, fr1] = 3209.96244 KPa.
ybar_t = 0.45736 m.
Iyy = 0.06340 m⁴/m.
Ss_con (Tens.) = M_Ed*(H-ybar_t)/Iyy = 1582.81420 KPa.
Ss_con (Tens.) <= fctm,fl ----> Uncracked Section !

- Compressive stress in concrete.

Ss_con (Comp.) = M_Ed*ybar_t/Iyy = 1635.44120 KPa.
Ss_con (Comp.) < k2*fck= 15750.00000 KPa. ----> O.K !

- Tensile stress in reinforcement.

Ss_stl = M_Ed*(d-X)*n/Iyy = 16480.51420 KPa.
Ss_stl < k3*fyk=360000.00000 KPa. ----> O.K !

Stato limite di fessurazione

=====
[[[*]]] SLAB CRACK MAXIMUM RESULT DATA : DOMAIN Soletta Galleria-Soletta 90 cm, Dir 2.
=====

<< BOTTOM >>

- Information of Parameters.

Elem No. : 34560
LCB No. : 13
Materials : fck = 35000.0000 KPa.
fyk = 450000.0000 KPa.

Thickness : 0.9000 m.
Covering : dB = 0.0500 m.
dT = 0.0530 m.

- Information of Checking.

gamma_c = 1.500 (for Concrete)
gamma_s = 1.150 (for Reinforcement)
fcd = fck / gamma_c = 23333.33333 KPa.
fyd = fyk / gamma_s = 391304.34783 KPa.
b = 0.0010 m. (by Code Unit Length).
d = 0.8500 m.
As_use = 0.0016 m²/m. (0.0016 m²/m.)

- Information of Crack Checking Result.

[Check Crack Width]

fcm = fck+8(MPa) = 43000.00000 KPa.
fctm = 0.30*fck^(2/3)= 3209.96244 KPa.(fck<=C50/60)
fct.eff = fctm (by 28 days).
Sigma_s = 16480.514 KPa.
kt = 0.6 (for short term loading).
X = 0.15957 m.
hc,ef = MIN[2.5*(h-d), (h-X)/3, h/2] = 0.12500 m.
Ac.eff = Bc*hc,ef = 0.00013 m².
Rho_p.eff= As/Ac.eff = 0.0126
Ecm = 22[fcm/10]^0.3 *1000 =34077146.199 KPa. (by Table 3.1)
Alpha_e = Es/Ecm = 5.86904
(Eps_sm-Eps_cm) = (Sigma_s-kt*fct.eff/Rho_p.eff*(1+Alpha_e*Rho_p.eff))/Es
= -0.000740
< 0.6*Sigma_s/Es = 0.000049
(Eps_sm-Eps_cm) = 0.6*Sigma_s/Es = 0.000049

Bond coefficient(k1) = 0.8000
Strain distribution coefficient(k2) = 0.5000
NAD Value (k3) = 3.4000
NAD Value (k4) = 0.4250
c = 0.04000 m.
Phi = 0.02000 m.
S_r.max = k3*c + k1*k2*k4*Phi/Rho_p.eff = 0.40656 m.

wk = S_r.max * (Eps_sm-Eps_cm) = 0.00002 m.
wk < 2.000e-04 m. ---> O.K!

9.3 Soletta intermedia edificio paratoie

9.3.1 Verifiche di resistenza flessionale

Nel seguito si propone la verifica di resistenza in merito alla soletta del piano intermedio dell'edificio paratoie, di spessore pari a 40cm.

Tale elemento viene verificato come una struttura “non dissipativa”, coerentemente con le indicazioni di cui al capitolo 7.2.5., per le combinazioni di carico sismiche. La prescrizione normativa relativa agli elementi non dissipativi consiste nel richiedere che i materiali, costituenti la sezione, mantengano un comportamento elastico o sostanzialmente elastico. Per le combinazioni di carico non sismiche, invece, le sezioni vengono verificate coerentemente con il capitolo 4 delle NTC2018.

Nel seguito si propongono le mappature dei momenti flettenti e torcenti combinati secondo il metodo Wood Armer Moment. Tali momenti biassiali risultanti verranno confrontati con le capacità flessionali delle membrature, calcolate secondo le indicazioni sopra riportate.

Soletta intermedia h=40cm

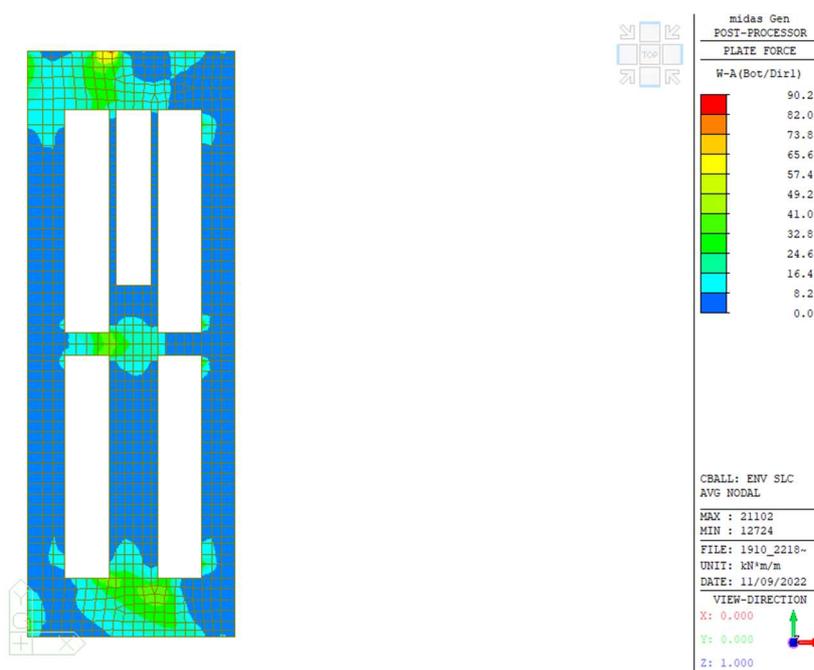


Figura 9.66: Momenti flettenti XX – Bottom – Envelope SLC

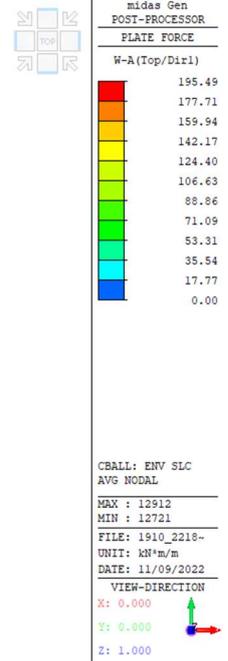
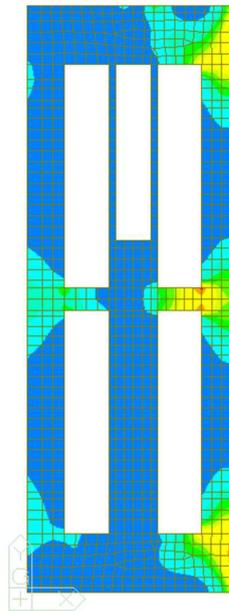


Figura 9.67: Momenti flettenti XX – Top – Envelope SLC

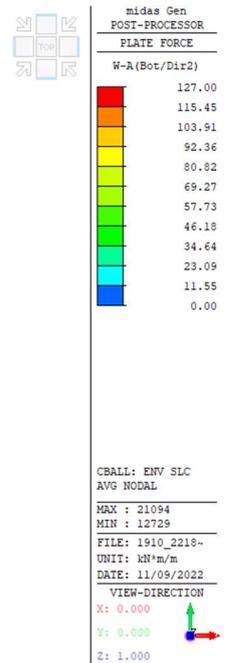
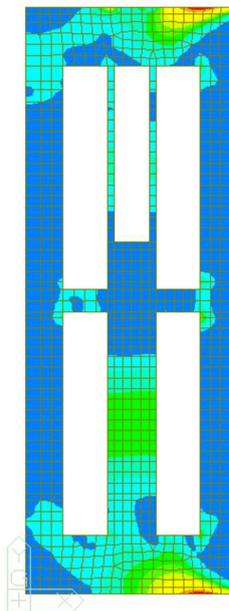


Figura 9.68: Momenti flettenti YY – Bottom – Envelope SLC

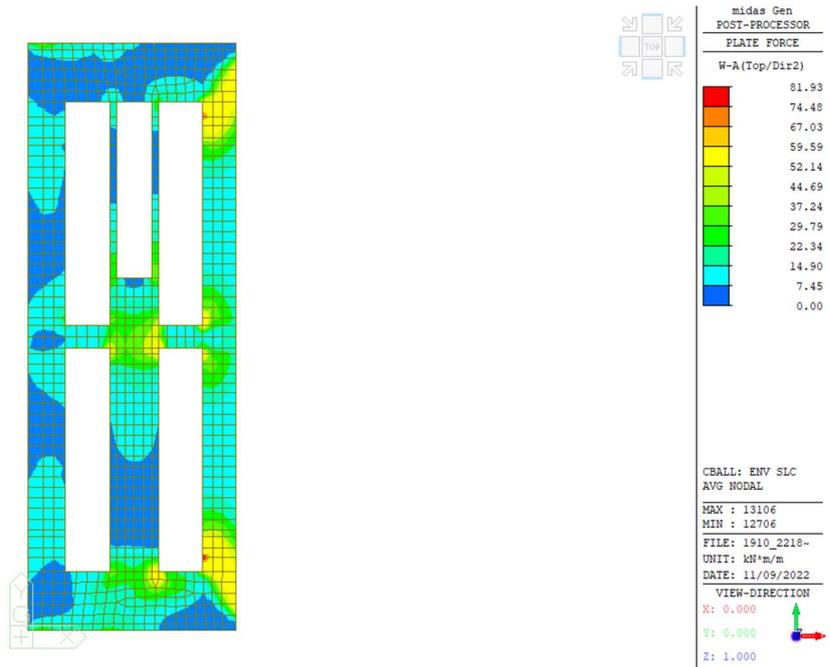


Figura 9.69: Momenti flettenti YY – Top – Envelope SLC

Verifiche flessionali

Di seguito si riporta il calcolo del momento resistente della sezione con armatura Ø20 passo 20 cm.

Verifica C.A. S.L.U. - File: Armatura soletta h40

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2018 ?

Titolo: Armatura soletta galleria

N° figure elementari: 1 Zoom N° strati barre: 2 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	100	40	1	15,71	5
			2	15,71	35

Sollecitazioni
 S.L.U. Metodo n

N_{Ed} 0 0 kN
 M_{xEd} 0 0 kNm
 M_{yEd} 0 0

P.to applicazione N
 Centro Baricentro cls
 Coord.[cm] xN 0 yN 0

Tipo rottura
 Lato acciaio - Acciaio snervato

Materiali
 B450C C35/45
 ε_{su} 1,96 ‰ ε_{c2} 2 ‰
 f_{yd} 391,3 N/mm² ε_{cu} 2 ‰
 E_s 200.000 N/mm² f_{cd} 19,83
 E_s/E_c 15 f_{cc}/f_{cd} 0,8
 ε_{syd} 1,957 ‰ σ_{c,adm} 13,5
 σ_{s,adm} 255 N/mm² τ_{co} 0,8
 τ_{c1} 2,257

M_{xRd} 194,6 kN m
 σ_c -11,03 N/mm²
 σ_s 391,3 N/mm²
 ε_c 0,6674 ‰
 ε_s 1,96 ‰
 d 35 cm
 x 8,891 x/d 0,254
 δ 0,7575

Tipo Sezione
 Rettan.re Trapezi
 a T Circolare
 Rettangoli Coord.
 DXF

Metodo di calcolo
 S.L.U.+ S.L.U.-
 Metodo n

Tipo flessione
 Retta Deviata

N° rett. 100
 Calcola MRd Dominio M-N
 L₀ 0 cm Col. modello
 M-curvatura
 Precompresso

Come si può vedere dalle immagini sopra riportate il valore resistente risulta sufficiente a coprire le sollecitazioni massime rilevate sulla soletta.

9.3.2 Verifiche di resistenza a taglio

Nel seguito si propone la verifica di resistenza a taglio della soletta intermedia dell'edificio paratoie. Nello specifico la soletta di altezza 40cm risulta armata a flessione con armatura diffusa $\varnothing 20/20$ in entrambe le direzioni, il taglio resistente, calcolato in assenza di apposita armatura, è pari a circa 173,35 kN/m.

Di seguito si riportano le mappature delle sollecitazioni taglianti che verranno confrontati con le capacità resistenti, calcolate secondo le indicazioni sopra riportate.

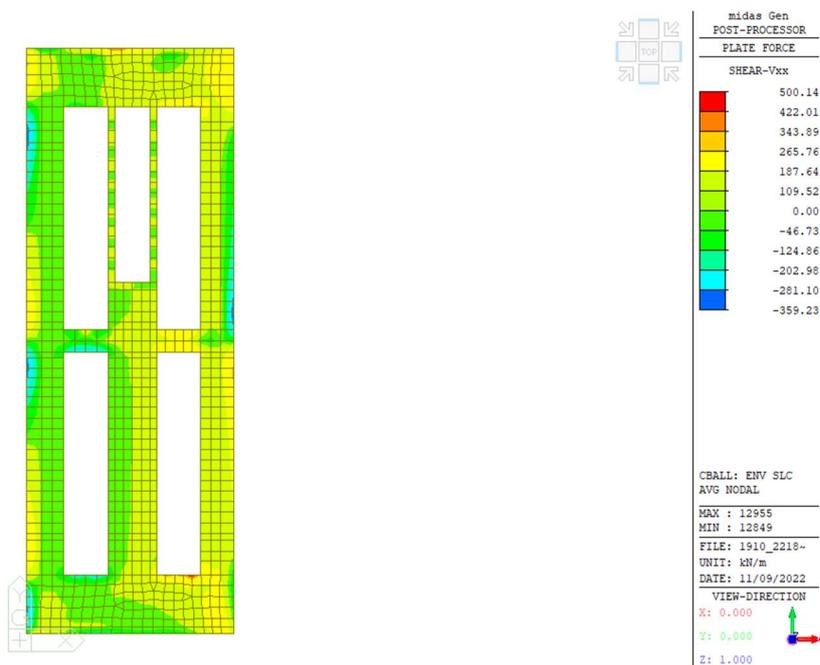


Figura 9.70: Sollecitazione tagliante XX – SLC

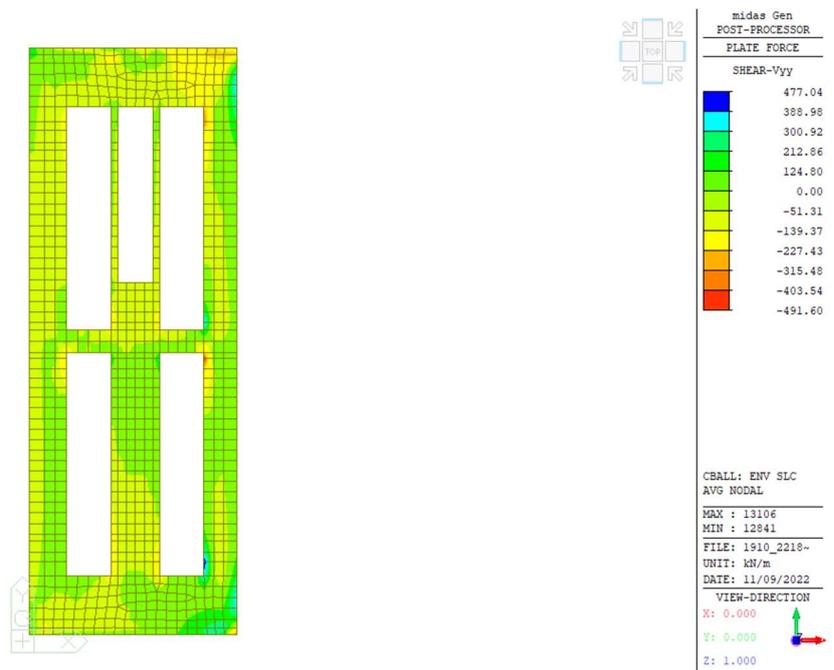


Figura 9.71: Sollecitazione tagliante YY – SLC

Verifiche a taglio

Di seguito si riporta il calcolo della resistenza a taglio della sezione senza apposita armatura a taglio.

RESISTENZA NEI CONFRONTI DI SOLLECITAZIONI TAGLIANTI - D.M. 17-01-2018

Dati utente

f_{yk} armature	daN/cm ²	4.500	tensione caratteristica di snervamento
$f_{yd} = f_{yk} / g_s$	daN/cm ²	3.913	tensione di progetto
R_{ck}	daN/cm ²	400	Resistenza caratteristica cubica del calcestruzzo
b_w	cm	100,0	Larghezza di taglio della sezione
h	cm	40,0	Altezza della sezione
d	cm	35,0	Altezza utile della sezione
s	cm	20,0	Passo delle staffe
ρ_l	%	0,39%	Rapporto percentuale dell'armatura tesa rispetto all'area della sezione
$A_{sw,eff}$	cm ²	0,000	Area totale dei bracci di una staffatura a passo s effettivamente disposta dedicata al solo taglio
N_{Ed}	daN	0	Azione assiale di progetto
V_{Ed}	daN	17.300	Taglio di progetto (maggiore di ZERO)

Risultati

$c = h - d$	cm	5,0	Distanza del baricentro dell'armatura longitudinale dal bordo della sezione
$d_w = 0.9xd$	cm	31,5	Braccio della coppia interna (approssimato)
$v_{Ed} = V_{Ed} / (b_w \times d_w)$	daN/cm ²	5,5	è la "tau" di progetto (ultima)
$f_{ck} = 0.83 \times R_{ck}$	daN/cm ²	332	Resistenza caratteristica cilindrica del calcestruzzo
$f_{cd} = \alpha_{cc} \times f_{ck} / g_c$	daN/cm ²	188	Resistenza di calcolo a compressione del calcestruzzo
$f'_{cd} = n_1 \times f_{cd}$	daN/cm ²	94	Resistenza di calcolo a compressione ridotta per le verifiche di taglio
$\alpha_{cp,lim} = 0,2 \times f_{cd}$	daN/cm ²	38	Tensione limite per compressione
σ_{cp}	daN/cm ²	0	Tensione agente
$A_{st,min} = 0.0015 \times b_w \times s$	cm ²	3,000	Area minima assoluta di acciaio per staffe a passo s (punto 4.1.6.1.1)
Controllo necessità armatura calcolata			Punto 4.1.2.1.3.1
$k = 1 + (20 / d)^{1/2}$	n.o puro	1,76	Coefficiente della formula 4.1.14
$v_{Rd,a} = 0.1107 \times k^{3/2} \times f_{ck}^{1/2} + 0.15 \times \alpha_{cp}$	daN/cm ²	4,69	= v_{min} è la "tau" massima ammissibile senza armatura calcolata: valore minimo assoluto
$v_{Rd,b} = C_{Rd,c} \times k \times (100 \times \rho_l \times f_{ck})^{1/3} + 0.15 \times \alpha_{cp}$	daN/cm ²	4,96	= v_{cls} è la "tau" massima ammissibile senza armatura calcolata da confrontare con $v_{Rd,a}$
$v_{Rd} = \max(v_{Rd,a}; v_{Rd,b})$	daN/cm ²	4,96	è la "tau" massima ammissibile senza armatura calcolata (il maggiore fra $v_{Rd,a}$ e $v_{Rd,b}$)
$V_{Rd} = v_{Rd} \times b_w \times d$	daN	17.355	Resistenza a "taglio compressione" massima senza armatura apposta
$r_1 = V_{Rd} / V_{Ed}$	n.o puro	1,00	è sufficiente l'armatura minima $A_{st,min}$

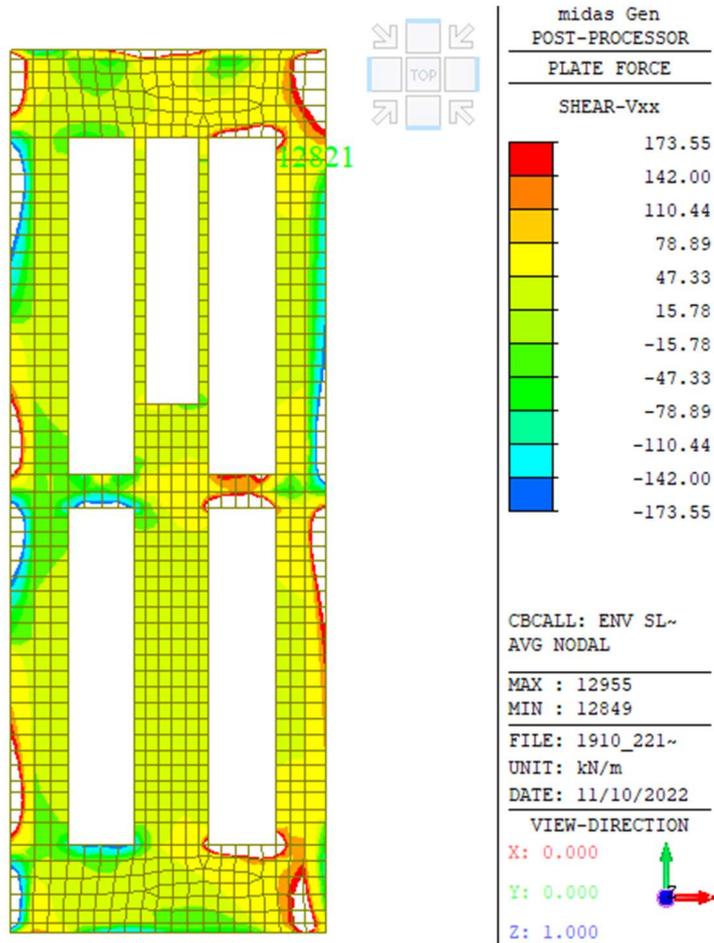


Figura 9.72: Resistenza a taglio XX – SLC



Figura 9.73: Resistenza a taglio YY – SLC

Come si può vedere dalle immagini sopra riportate risulta necessario aggiungere un'apposita armatura a taglio in quanto la sola armatura minima non è sufficiente. Di seguito si riporta il calcolo del taglio resistente con apposita armatura.

RESISTENZA NEI CONFRONTI DI SOLLECITAZIONI TAGLIANTI - D.M. 17-01-2018

Dati utente

f_{yk} armature	daN/cm ²	4.500	tensione caratteristica di snervamento
$f_{yd} = f_{yk}/\gamma_s$	daN/cm ²	3.913	tensione di progetto
R_{ck}	daN/cm ²	400	Resistenza caratteristica cubica del calcestruzzo
b_w	cm	100,0	Larghezza di taglio della sezione
h	cm	40,0	Altezza della sezione
d	cm	35,0	Altezza utile della sezione
s	cm	20,0	Passo delle staffe
ρ_i	%	0,39%	Rapporto percentuale dell'armatura tesa rispetto all'area della sezione
$A_{sw,eff}$	cm ²	5,652	Area totale dei bracci di una staffatura a passo s effettivamente disposta dedicata al solo taglio
N_{Ed}	daN	0	Azione assiale di progetto
V_{Ed}	daN	85.000	Taglio di progetto (maggiore di ZERO)

Risultati

$c = h - d$	cm	5,0	Distanza del baricentro dell'armatura longitudinale dal bordo della sezione
$d_w = 0,9x_d$	cm	31,5	Braccio della coppia interna (approssimato)
Controllo del "taglio compressione"			
$V_{Rd,max} = V \times f'_{cd}$	daN/cm ²	47,0	è la "tau" massima ammissibile con armatura apposita ponendo $\cot(\theta) = 1$ nella formula (4.1.19)
$V_{Rcd,max} = V_{Rd,max} \times b_w \times d_w$	daN	148.155	Resistenza a "taglio compressione" massima (in presenza di armatura)
$r_2 = V_{Rd,max} / V_{Ed}$	n.o puro	1,74	la sezione è sufficiente
Calcolo dell'armatura			
$\cot(\theta_{lim,inf}) =$	n.o puro	1,00	limite inferiore nella formula (4.1.16)
$\cot(\theta_{lim,sup}) =$	n.o puro	2,50	limite superiore nella formula (4.1.16)
$V_{Rcd} = f'_{cd} b_w d_w / (\cot(\theta) + \tan(\theta))$	daN	102.176	Resistenza a "taglio compressione"
$V_{Rsd} = A_{sw} d_w x f_{yd} / (s \times \tan(\theta))$	daN	87.084	Resistenza a "taglio trazione"
$r_{sc} = V_{Rcd} / V_{Ed}$	n.o puro	1,20	OK Rapporto di sicurezza a "taglio compressione"
$r_{st} = V_{Rsd} / V_{Ed}$	n.o puro	1,02	OK Rapporto di sicurezza a "taglio trazione"

9.3.3 Verifiche di esercizio

In riferimento alle sezioni maggiormente sollecitate, sono state effettuate anche le verifiche per gli stati limite d'esercizio, coerentemente con il capitolo 4.1.2.2 delle NTC2018. In particolare, è stata effettuata la verifica di fessurazione, per condizioni ambientali aggressive, corrispondenti alla classe di esposizione del calcestruzzo XC4. Inoltre, sono state controllate le tensioni d'esercizio dei materiali resistenti - acciaio e calcestruzzo – affinché fossero inferiori ai limiti imposti da norma.

Si opta per presentare la verifica allo stato limite di limitazione delle tensioni e allo stato limite di fessurazione per sollecitazioni di flessione in direzione Y e X.

Nel seguito l'involuppo delle azioni flettenti per la soletta, nelle combinazioni di carico previste dalla normativa vigente:

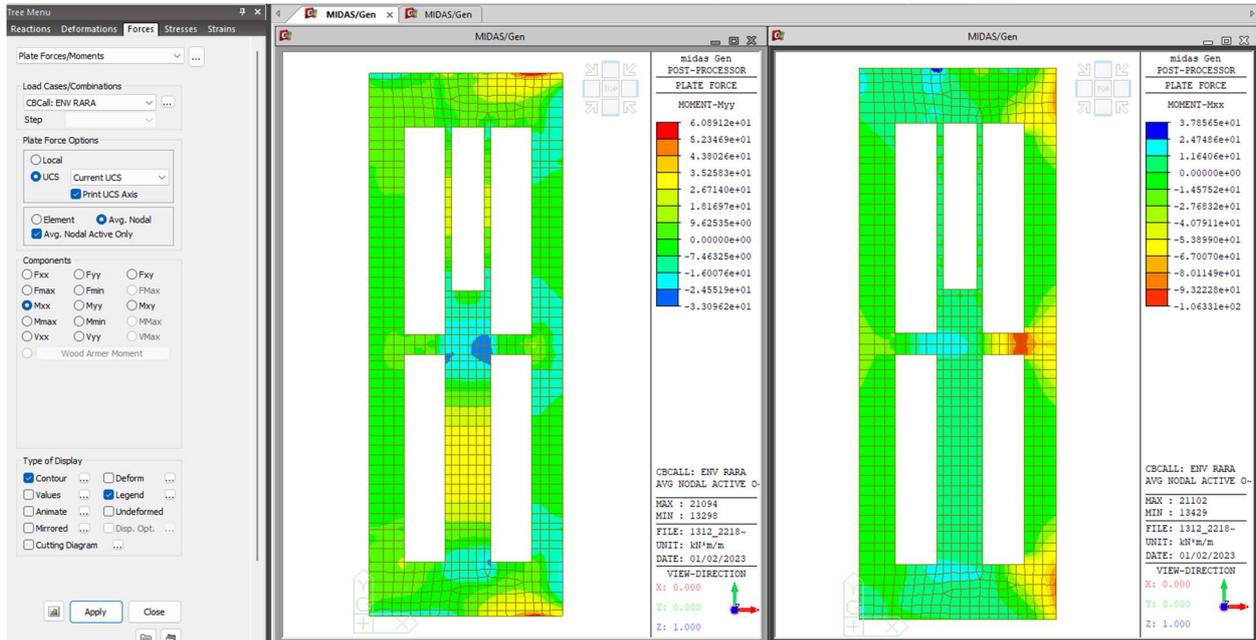


Figura 9.74: Azioni flettenti Mxx e Myy– Envelope RARA– Soletta h 40 cm

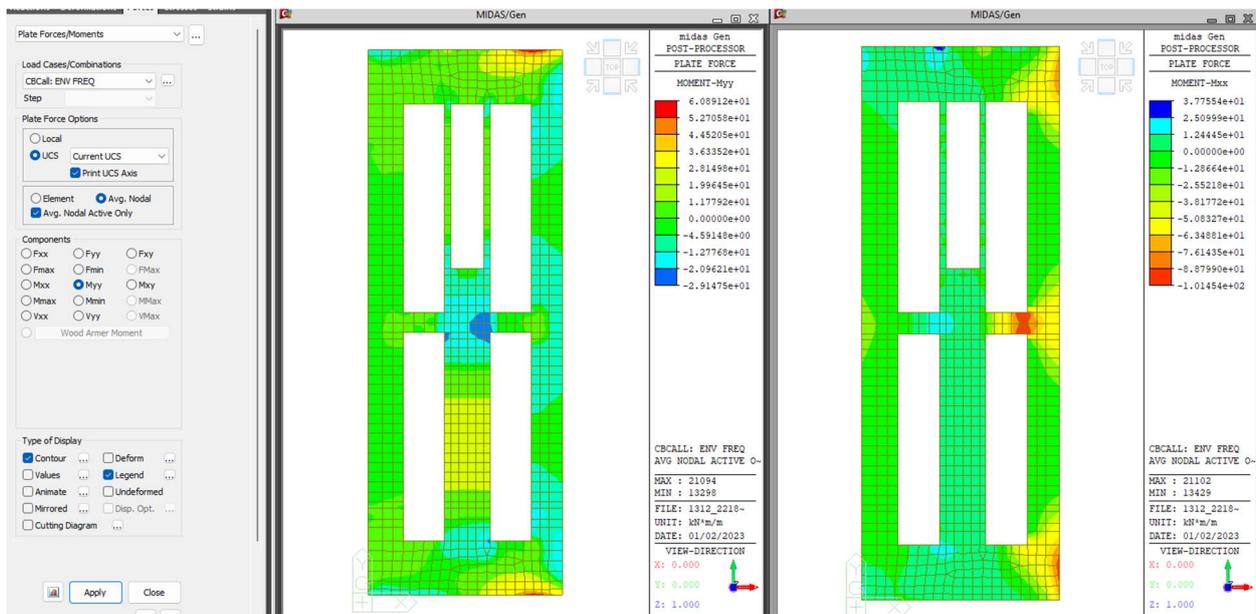


Figura 9.75: Azioni flettenti Mxx e Myy – Envelope FREQUENTE – Soletta h 40 cm

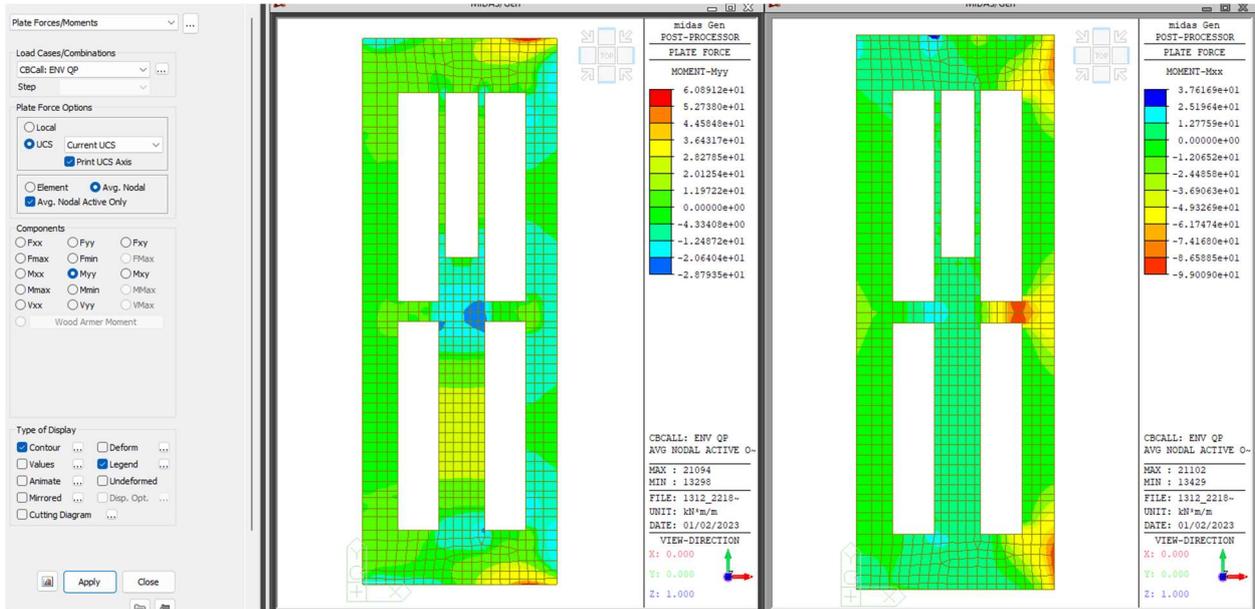


Figura 9.76: Azioni flettenti Mxx e Myy – Envelope QUASI PERMANENTE – Soletta h 40 cm

9.3.3.1 Appoggio

Stato limite di limitazione delle tensioni

=====
 [[[*]]] SLAB STRESS MAXIMUM RESULT DATA : DOMAIN Intermedio-Intermedio, Dir 1.
 =====

<< TOP >>

- Information of Parameters.

Elem No. : 12848
 LCB No. : 6
 Materials : fck = 35000.0000 KPa.
 fyk = 450000.0000 KPa.
 Thickness : 0.4000 m.
 Covering : dB = 0.0700 m.
 dT = 0.0700 m.

- Information of Checking.

gamma_c = 1.500 (for Concrete)
 gamma_s = 1.150 (for Reinforcement)
 fcd = fck / gamma_c = 23333.33333 KPa.
 fyd = fyk / gamma_s = 391304.34783 KPa.
 b = 0.0010 m. (by Code Unit Length).
 d = 0.3300 m.
 As_use = 0.0016 m²/m. (0.0016 m²/m.)

- Information of Stress Checking Result.

k1 = 0.60000
 k2 = 0.45000
 k3 = 0.80000

(Assumed Uncracked Section)

$M_{Ed} = 137.68 \text{ kN-m./m.}$
 $n = 11.73807 \text{ (Long Term).}$
 $f_{ctm} = 0.30 * f_{ck}^{(2/3)} = 3209.96244 \text{ KPa.}$
 $fr1 = (1.6 - H/1000) * f_{ctm} = 3851.95493 \text{ KPa.}$
 $f_{ctm,fl} = \text{MAX}[f_{ctm}, fr1] = 3851.95493 \text{ KPa.}$
 $ybar_t = 0.20526 \text{ m.}$
 $I_{yy} = 0.00561 \text{ m}^4./\text{m.}$
 $Ss_{con} \text{ (Tens.)} = M_{Ed} * (H - ybar_t) / I_{yy} = 4781.96843 \text{ KPa.}$
 $Ss_{con} \text{ (Tens.)} > f_{ctm,fl} \quad \text{---> Check Cracked Section !!!}$

[Dead Load Cases]

$M_{Ed,D} = 46.03 \text{ kN-m./m.}$
 $n = 11.73807 \text{ (Long Term).}$
 $X = 0.093 \text{ m.}$
 $I_{cr} = 0.0013 \text{ m}^4./\text{m.}$
 $ybar_t = 0.093 \text{ m.}$
 $Ss_{conD} = M_{Ed,D} * ybar_t / I_{cr} = 3297.72523 \text{ KPa.}$
 $Ss_{stlD} = M_{Ed,D} * (d - ybar_t) * n / I_{cr} = 98048.08616 \text{ KPa.}$

[Live Load Cases : Characteristic]

$M_{Ed,L} = 14.00 \text{ kN-m./m.}$
 $n = 5.86904 \text{ (Short Term).}$
 $X = 0.069 \text{ m.}$
 $I_{cr} = 0.0007 \text{ m}^4./\text{m.}$
 $ybar_t = 0.069 \text{ m.}$
 $Ss_{conL} = M_{Ed,L} * ybar_t / I_{cr} = 1316.25803 \text{ KPa.}$
 $Ss_{stlL} = M_{Ed,L} * (d - ybar_t) * n / I_{cr} = 29046.67881 \text{ KPa.}$

[Etc. Load Cases]

$M_{Ed,E} = 77.65 \text{ kN-m./m.}$
 $n = 5.86904 \text{ (Short Term).}$
 $X = 0.069 \text{ m.}$
 $I_{cr} = 0.0007 \text{ m}^4./\text{m.}$
 $ybar_t = 0.069 \text{ m.}$
 $Ss_{conE} = M_{Ed,E} * ybar_t / I_{cr} = 7299.15543 \text{ KPa.}$
 $Ss_{stlE} = M_{Ed,E} * (d - ybar_t) * n / I_{cr} = 161074.97015 \text{ KPa.}$

$Ss_{con} = Ss_{conD} + Ss_{conL} + Ss_{conE} = 11913.13869 \text{ KPa.}$

$Ss_{stl} = Ss_{stlD} + Ss_{stlL} + Ss_{stlE} = 288169.73512 \text{ KPa.}$

$Ss_{con} < k1 * f_{ck} = 21000.00000 \text{ KPa.} \quad \text{---> O.K!}$

$Ss_{stl} < k3 * f_{yk} = 360000.00000 \text{ KPa.} \quad \text{---> O.K!}$

=====
[[[*]]] SLAB STRESS MAXIMUM RESULT DATA : DOMAIN Intermedio-Intermedio, Dir 2.
=====

<< TOP >>

-. Information of Parameters.

Elem No. : 13106

LCB No. : 6

Materials : $f_{ck} = 35000.0000$ KPa.

$f_{yk} = 450000.0000$ KPa.

Thickness : 0.4000 m.

Covering : dB = 0.0500 m.

dT = 0.0500 m.

- Information of Checking.

$\gamma_{c} = 1.500$ (for Concrete)

$\gamma_{s} = 1.150$ (for Reinforcement)

$f_{cd} = f_{ck} / \gamma_{c} = 23333.33333$ KPa.

$f_{yd} = f_{yk} / \gamma_{s} = 391304.34783$ KPa.

b = 0.0010 m. (by Code Unit Length).

d = 0.3500 m.

As_{use} = 0.0016 m²/m. (0.0016 m²/m.)

- Information of Stress Checking Result.

k1 = 0.60000

k2 = 0.45000

k3 = 0.80000

(Assumed Uncracked Section)

M_{Ed} = 46.03 kN-m./m.

n = 11.73807(Long Term).

$f_{ctm} = 0.30 * f_{ck}^{(2/3)} = 3209.96244$ KPa.

$fr1 = (1.6 - H/1000) * f_{ctm} = 3851.95493$ KPa.

$f_{ctm,fl} = \text{MAX}[f_{ctm}, fr1] = 3851.95493$ KPa.

y_{bar_t} = 0.20607 m.

I_{yy} = 0.00570 m⁴./m.

Ss_{con} (Tens.) = M_{Ed}*(H-y_{bar_t})/I_{yy} = 1566.77672 KPa.

Ss_{con} (Tens.) <= f_{ctm,fl} ----> Uncracked Section !

- Compressive stress in concrete.

Ss_{con} (Comp.) = M_{Ed}*y_{bar_t}/I_{yy} = 1664.84559 KPa.

Ss_{con} (Comp.) < k1*f_{ck}= 21000.00000 KPa. ----> O.K !

- Tensile stress in reinforcement.

Ss_{stl} = M_{Ed}*(d-X)*n/I_{yy} = 13649.31119 KPa.

Ss_{stl} < k3*f_{yk}=360000.00000 KPa. ----> O.K !

Stato limite di fessurazione

=====
[[[*]]] SLAB CRACK MAXIMUM RESULT DATA : DOMAIN Intermedio-Intermedio, Dir 1.
=====

<< TOP >>

- Information of Parameters.

Elem No. : 12936

LCB No. : 13

Materials : $f_{ck} = 35000.0000$ KPa.

$f_{yk} = 450000.0000$ KPa.

Thickness : 0.4000 m.

Covering : dB = 0.0700 m.

dT = 0.0700 m.

- Information of Checking.

$\gamma_c = 1.500$ (for Concrete)
 $\gamma_s = 1.150$ (for Reinforcement)
 $f_{cd} = f_{ck} / \gamma_c = 23333.33333$ KPa.
 $f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s = 391304.34783$ KPa.
 $b = 0.0010$ m. (by Code Unit Length).
 $d = 0.3300$ m.
 $A_{s_use} = 0.0016$ m²/m. (0.0016 m²/m.)

- Information of Crack Checking Result.

[Check Crack Width]

$f_{cm} = f_{ck} + 8$ (MPa) = 43000.00000 KPa.
 $f_{ctm} = 0.30 * f_{ck}^{2/3} = 3209.96244$ KPa. ($f_{ck} \leq C50/60$)
 $f_{ct,eff} = f_{ctm}$ (by 28 days).
 $\sigma_s = 27976.990$ KPa.
 $k_t = 0.6$ (for short term loading.)
 $X = 0.09341$ m.
 $h_{c,ef} = \text{MIN}[2.5 * (h-d), (h-X)/3, h/2] = 0.10220$ m.
 $A_{c,eff} = B_c * h_{c,ef} = 0.00010$ m².
 $\rho_{p,eff} = A_s / A_{c,eff} = 0.0154$
 $E_{cm} = 22 * [f_{cm} / 10]^{0.3} * 1000 = 34077146.199$ KPa. (by Table 3.1)
 $\alpha_e = E_s / E_{cm} = 5.86904$
 $(\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm}) = (\sigma_s - k_t * f_{ct,eff} / \rho_{p,eff} * (1 + \alpha_e * \rho_{p,eff})) / E_s$
 $= -0.000543$
 $< 0.6 * \sigma_s / E_s = 0.000084$
 $(\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm}) = 0.6 * \sigma_s / E_s = 0.000084$

Bond coefficient(k_1) = 0.8000
 Strain distribution coefficient(k_2) = 0.5000
 NAD Value (k_3) = 3.4000
 NAD Value (k_4) = 0.4250
 $c = 0.06000$ m.
 $\Phi = 0.02000$ m.
 $S_{r,max} = k_3 * c + k_1 * k_2 * k_4 * \Phi / \rho_{p,eff} = 0.42521$ m.

$w_k = S_{r,max} * (\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm}) = 0.00004$ m.
 $w_k < 2.000e-04$ m. ---> O.K!

=====
 [[[*]]] SLAB CRACK MAXIMUM RESULT DATA : DOMAIN Intermedio-Intermedio, Dir 2.
 =====

<< TOP >>

- Information of Parameters.

Elem No. : 13106
 LCB No. : 13
 Materials : $f_{ck} = 35000.0000$ KPa.
 $f_{yk} = 450000.0000$ KPa.
 Thickness : 0.4000 m.
 Covering : dB = 0.0500 m.
 $d_T = 0.0500$ m.

- Information of Checking.

$\gamma_c = 1.500$ (for Concrete)
 $\gamma_s = 1.150$ (for Reinforcement)
 $f_{cd} = f_{ck} / \gamma_c = 23333.33333$ KPa.

$$\begin{aligned} f_{yd} &= f_{yk} / \gamma_{s} = 391304.34783 \text{ KPa.} \\ b &= 0.0010 \text{ m. (by Code Unit Length).} \\ d &= 0.3500 \text{ m.} \\ A_{s_use} &= 0.0016 \text{ m}^2/\text{m. (} 0.0016 \text{ m}^2/\text{m.)} \end{aligned}$$

-. Information of Crack Checking Result.

[Check Crack Width]

$$\begin{aligned} f_{cm} &= f_{ck} + 8(\text{MPa}) = 43000.00000 \text{ KPa.} \\ f_{ctm} &= 0.30 \cdot f_{ck}^{2/3} = 3209.96244 \text{ KPa. (} f_{ck} \leq C50/60) \\ f_{ct,eff} &= f_{ctm} \text{ (by 28 days).} \\ \sigma_s &= 13400.309 \text{ KPa.} \\ k_t &= 0.6 \text{ (for short term loading).} \\ X &= 0.09665 \text{ m.} \\ h_{c,ef} &= \text{MIN}[2.5 \cdot (h-d), (h-X)/3, h/2] = 0.10112 \text{ m.} \\ A_{c,eff} &= B_c \cdot h_{c,ef} = 0.00010 \text{ m}^2. \\ \rho_{p,eff} &= A_s / A_{c,eff} = 0.0155 \\ E_{cm} &= 22[f_{cm}/10]^0.3 \cdot 1000 = 34077146.199 \text{ KPa. (by Table 3.1)} \\ \alpha_e &= E_s / E_{cm} = 5.86904 \\ (\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm}) &= (\sigma_s - k_t \cdot f_{ct,eff} / \rho_{p,eff} \cdot (1 + \alpha_e \cdot \rho_{p,eff})) / E_s \\ &= -0.000609 \\ &< 0.6 \cdot \sigma_s / E_s = 0.000040 \\ (\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm}) &= 0.6 \cdot \sigma_s / E_s = 0.000040 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Bond coefficient}(k_1) &= 0.8000 \\ \text{Strain distribution coefficient}(k_2) &= 0.5000 \\ \text{NAD Value}(k_3) &= 3.4000 \\ \text{NAD Value}(k_4) &= 0.4250 \\ c &= 0.04000 \text{ m.} \\ \Phi &= 0.02000 \text{ m.} \\ S_{r,max} &= k_3 \cdot c + k_1 \cdot k_2 \cdot k_4 \cdot \Phi / \rho_{p,eff} = 0.35486 \text{ m.} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} w_k &= S_{r,max} \cdot (\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm}) = 0.00001 \text{ m.} \\ w_k &< 2.000e-04 \text{ m.} \text{ ---> O.K!} \end{aligned}$$

9.3.3.2 Campata

Stato limite di limitazione delle tensioni

=====
[[[*]]] SLAB STRESS MAXIMUM RESULT DATA : DOMAIN Intermedio-Intermedio, Dir 1.
=====

<< BOTTOM >>

-. Information of Parameters.

$$\begin{aligned} \text{Elem No.} &: 21102 \\ \text{LCB No.} &: 12 \\ \text{Materials: } f_{ck} &= 35000.0000 \text{ KPa.} \\ &f_{yk} = 450000.0000 \text{ KPa.} \\ \text{Thickness} &: 0.4000 \text{ m.} \\ \text{Covering: } d_B &= 0.0700 \text{ m.} \\ &d_T = 0.0700 \text{ m.} \end{aligned}$$

-. Information of Checking.

$\gamma_c = 1.500$ (for Concrete)
 $\gamma_s = 1.150$ (for Reinforcement)
 $f_{cd} = f_{ck} / \gamma_c = 23333.33333$ KPa.
 $f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s = 391304.34783$ KPa.
 $b = 0.0010$ m. (by Code Unit Length).
 $d = 0.3300$ m.
 $A_{s_use} = 0.0016$ m²/m. (0.0016 m²/m.)

- Information of Stress Checking Result.

$k_1 = 0.60000$
 $k_2 = 0.45000$
 $k_3 = 0.80000$

(Assumed Uncracked Section)

$M_{Ed} = 45.77$ kN-m/m.
 $n = 11.73807$ (Long Term).
 $f_{ctm} = 0.30 * f_{ck}^{(2/3)} = 3209.96244$ KPa.
 $fr_1 = (1.6 - H/1000) * f_{ctm} = 3851.95493$ KPa.
 $f_{ctm,fl} = \text{MAX}[f_{ctm}, fr_1] = 3851.95493$ KPa.
 $y_{bar_t} = 0.20526$ m.
 $I_{yy} = 0.00561$ m⁴/m.
 S_{s_con} (Tens.) = $M_{Ed} * (H - y_{bar_t}) / I_{yy} = 1589.68531$ KPa.
 S_{s_con} (Tens.) $\leq f_{ctm,fl}$ ---> Uncracked Section !

- Compressive stress in concrete.

S_{s_con} (Comp.) = $M_{Ed} * y_{bar_t} / I_{yy} = 1675.56271$ KPa.
 S_{s_con} (Comp.) $< k_2 * f_{ck} = 15750.00000$ KPa. ---> O.K !

- Tensile stress in reinforcement.

$S_{s_stl} = M_{Ed} * (d - X) * n / I_{yy} = 11952.49044$ KPa.
 $S_{s_stl} < k_3 * f_{yk} = 360000.00000$ KPa. ---> O.K !

=====
 [[[*]]] SLAB STRESS MAXIMUM RESULT DATA : DOMAIN Intermedio-Intermedio, Dir 2.
 =====

<< BOTTOM >>

- Information of Parameters.

Elem No. : 21094
 LCB No. : 12
 Materials : $f_{ck} = 35000.0000$ KPa.
 $f_{yk} = 450000.0000$ KPa.
 Thickness : 0.4000 m.
 Covering : $d_B = 0.0500$ m.
 $d_T = 0.0500$ m.

- Information of Checking.

$\gamma_c = 1.500$ (for Concrete)
 $\gamma_s = 1.150$ (for Reinforcement)
 $f_{cd} = f_{ck} / \gamma_c = 23333.33333$ KPa.
 $f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s = 391304.34783$ KPa.
 $b = 0.0010$ m. (by Code Unit Length).
 $d = 0.3500$ m.
 $A_{s_use} = 0.0016$ m²/m. (0.0016 m²/m.)

- Information of Stress Checking Result.

k1 = 0.60000
k2 = 0.45000
k3 = 0.80000

(Assumed Uncracked Section)

M_{Ed} = 68.69 kN-m./m.
n = 11.73807 (Long Term).
f_{ctm} = 0.30 * f_{ck}^(2/3) = 3209.96244 KPa.
f_{r1} = (1.6 - H/1000) * f_{ctm} = 3851.95493 KPa.
f_{ctm,fl} = MAX[f_{ctm}, f_{r1}] = 3851.95493 KPa.
y_{bar_t} = 0.20607 m.
I_{yy} = 0.00570 m⁴./m.
S_{s_con} (Tens.) = M_{Ed}*(H-y_{bar_t})/I_{yy} = 2337.89336 KPa.
S_{s_con} (Tens.) <= f_{ctm,fl} ----> Uncracked Section !

- Compressive stress in concrete.

S_{s_con} (Comp.) = M_{Ed}*y_{bar_t}/I_{yy} = 2484.22855 KPa.
S_{s_con} (Comp.) < k₂*f_{ck}= 15750.00000 KPa. ----> O.K !

- Tensile stress in reinforcement.

S_{s_stl} = M_{Ed}*(d-X)*n/I_{yy} = 20367.05909 KPa.
S_{s_stl} < k₃*f_{yk}=360000.00000 KPa. ----> O.K !

Stato limite di fessurazione

=====
[[[*]]] SLAB CRACK MAXIMUM RESULT DATA : DOMAIN Intermedio-Intermedio, Dir 1.
=====

<< BOTTOM >>

- Information of Parameters.

Elem No. : 21102
LCB No. : 12
Materials : f_{ck} = 35000.0000 KPa.
f_{yk} = 450000.0000 KPa.
Thickness : 0.4000 m.
Covering : dB = 0.0700 m.
dT = 0.0700 m.

- Information of Checking.

gamma_c = 1.500 (for Concrete)
gamma_s = 1.150 (for Reinforcement)
f_{cd} = f_{ck} / gamma_c = 23333.33333 KPa.
f_{yd} = f_{yk} / gamma_s = 391304.34783 KPa.
b = 0.0010 m. (by Code Unit Length).
d = 0.3300 m.
As_{use} = 0.0016 m²/m. (0.0016 m²/m.)

- Information of Crack Checking Result.

[Check Crack Width]

f_{cm} = f_{ck}+8(MPa) = 43000.00000 KPa.
f_{ctm} = 0.30*f_{ck}^(2/3)= 3209.96244 KPa.(f_{ck}<=C50/60)

$fct_{eff} = fctm$ (by 28 days).
 $\sigma_s = 11952.490$ KPa.
 $k_t = 0.6$ (for short term loading.).
 $X = 0.09341$ m.
 $h_{c,ef} = \text{MIN}[2.5 \cdot (h-d), (h-X)/3, h/2] = 0.10220$ m.
 $A_{c,eff} = B_c \cdot h_{c,ef} = 0.00010$ m².
 $\rho_{p,eff} = A_s / A_{c,eff} = 0.0154$
 $E_{cm} = 22 \cdot [f_{cm} / 10]^0.3 \cdot 1000 = 34077146.199$ KPa. (by Table 3.1)
 $\alpha_e = E_s / E_{cm} = 5.86904$
 $(\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm}) = (\sigma_s - k_t \cdot fct_{eff} / \rho_{p,eff} \cdot (1 + \alpha_e \cdot \rho_{p,eff})) / E_s$
 $= -0.000623$
 $< 0.6 \cdot \sigma_s / E_s = 0.000036$
 $(\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm}) = 0.6 \cdot \sigma_s / E_s = 0.000036$

Bond coefficient(k_1) = 0.8000
 Strain distribution coefficient(k_2) = 0.5000
 NAD Value (k_3) = 3.4000
 NAD Value (k_4) = 0.4250
 $c = 0.06000$ m.
 $\phi = 0.02000$ m.
 $S_{r,max} = k_3 \cdot c + k_1 \cdot k_2 \cdot k_4 \cdot \phi / \rho_{p,eff} = 0.42521$ m.

$w_k = S_{r,max} \cdot (\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm}) = 0.00002$ m.
 $w_k < 2.000e-04$ m. ---> O.K!

=====
 [[[*]]] SLAB CRACK MAXIMUM RESULT DATA : DOMAIN Intermedio-Intermedio, Dir 2.
 =====

<< BOTTOM >>

- Information of Parameters.

Elem No. : 21094
 LCB No. : 12
 Materials : $f_{ck} = 35000.0000$ KPa.
 $f_{yk} = 450000.0000$ KPa.
 Thickness : 0.4000 m.
 Covering : dB = 0.0500 m.
 $d_T = 0.0500$ m.

- Information of Checking.

$\gamma_c = 1.500$ (for Concrete)
 $\gamma_s = 1.150$ (for Reinforcement)
 $f_{cd} = f_{ck} / \gamma_c = 23333.33333$ KPa.
 $f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s = 391304.34783$ KPa.
 $b = 0.0010$ m. (by Code Unit Length).
 $d = 0.3500$ m.
 $A_{s,use} = 0.0016$ m²/m. (0.0016 m²/m.)

- Information of Crack Checking Result.

[Check Crack Width]
 $f_{cm} = f_{ck} + 8$ (MPa) = 43000.00000 KPa.
 $f_{ctm} = 0.30 \cdot f_{cm}^{2/3} = 3209.96244$ KPa. ($f_{ck} \leq C50/60$)
 $fct_{eff} = fctm$ (by 28 days).
 $\sigma_s = 20367.059$ KPa.

$$k_t = 0.6 \text{ (for short term loading.)}$$

$$X = 0.09665 \text{ m.}$$

$$h_{c,ef} = \text{MIN}[2.5 \cdot (h-d), (h-X)/3, h/2] = 0.10112 \text{ m.}$$

$$A_{c,eff} = B_c \cdot h_{c,ef} = 0.00010 \text{ m}^2.$$

$$\rho_{p,eff} = A_s / A_{c,eff} = 0.0155$$

$$E_{cm} = 22 \cdot [f_{cm} / 10]^0.3 \cdot 1000 = 34077146.199 \text{ KPa. (by Table 3.1)}$$

$$\alpha_e = E_s / E_{cm} = 5.86904$$

$$(E_{ps} - E_{ps,cm}) = (\sigma_s - k_t \cdot f_{ct,eff} / \rho_{p,eff} \cdot (1 + \alpha_e \cdot \rho_{p,eff})) / E_s$$
$$= -0.000575$$

$$< 0.6 \cdot \sigma_s / E_s = 0.000061$$

$$(E_{ps} - E_{ps,cm}) = 0.6 \cdot \sigma_s / E_s = 0.000061$$

$$\text{Bond coefficient}(k_1) = 0.8000$$

$$\text{Strain distribution coefficient}(k_2) = 0.5000$$

$$\text{NAD Value}(k_3) = 3.4000$$

$$\text{NAD Value}(k_4) = 0.4250$$

$$c = 0.04000 \text{ m.}$$

$$\phi = 0.02000 \text{ m.}$$

$$S_{r,max} = k_3 \cdot c + k_1 \cdot k_2 \cdot k_4 \cdot \phi / \rho_{p,eff} = 0.35486 \text{ m.}$$

$$w_k = S_{r,max} \cdot (E_{ps} - E_{ps,cm}) = 0.00002 \text{ m.}$$

$$w_k < 2.000e-04 \text{ m.} \text{ ---> O.K!}$$

9.4 Soletta copertura edificio paratoie

9.4.1 Verifiche di resistenza flessionale

Nel seguito si propone la verifica di resistenza in merito alla soletta di copertura dell'edificio paratoie, di spessore pari a 30cm.

Tale elemento viene verificato come una struttura “non dissipativa”, coerentemente con le indicazioni di cui al capitolo 7.2.5., per le combinazioni di carico sismiche. La prescrizione normativa relativa agli elementi non dissipativi consiste nel richiedere che i materiali, costituenti la sezione, mantengano un comportamento elastico o sostanzialmente elastico. Per le combinazioni di carico non sismiche, invece, le sezioni vengono verificate coerentemente con il capitolo 4 delle NTC2018.

Nel seguito si propongono le mappature dei momenti flettenti massimi. Tali momenti verranno successivamente confrontati con le capacità flessionali delle membrature, calcolate secondo le indicazioni sopra riportate.

Soletta di copertura h=30cm

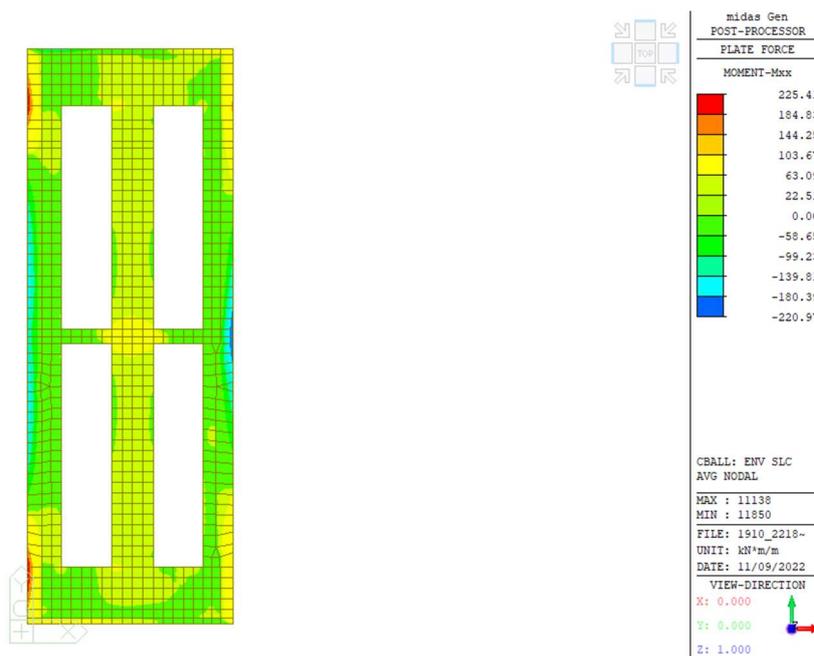


Figura 9.77: Momenti flettenti XX– Envelope SLC

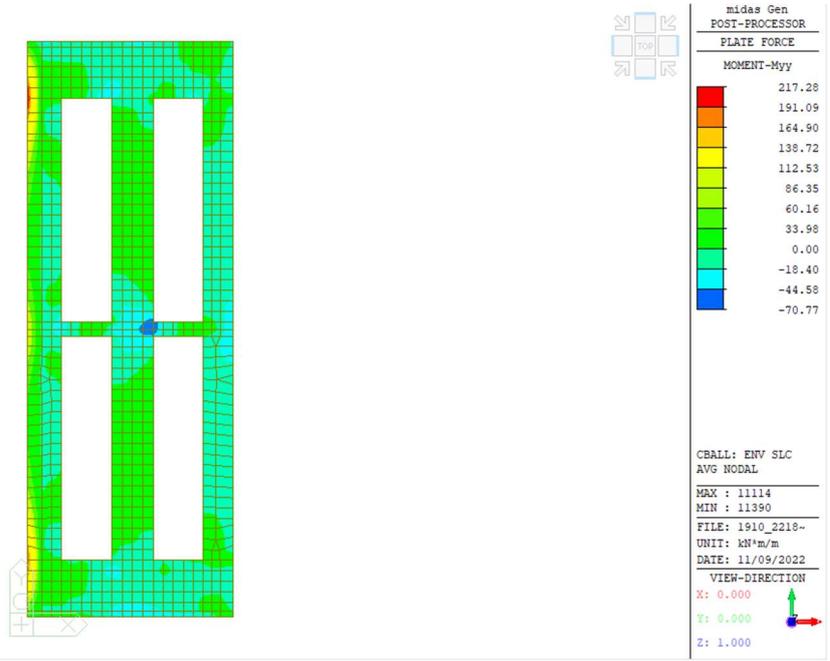


Figura 9.78: Momenti flettenti YY– Envelope SLC

Verifiche flessionali

Di seguito si riporta il calcolo del momento resistente della sezione con armatura $\varnothing 20$ passo 20 cm.

Verifica C.A. S.L.U. - File: Armatura soletta h30

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2018 ?

Titolo: Armatura soletta galleria

N° figure elementari 1 Zoom N° strati barre 2 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	100	30	1	15.71	5
			2	15.71	25

Sollecitazioni
 S.L.U. Metodo n

N_{Ed} 0 0 kN
 M_{xEd} 0 0 kNm
 M_{yEd} 0 0

P.to applicazione N
 Centro Baricentro cls
 Coord.[cm] xN 0 yN 0

Tipo rottura
 Lato acciaio - Acciaio snervato

Materiali

B450C		C35/45	
ϵ_{su}	1.96 ‰	ϵ_{c2}	2 ‰
f_{yd}	391.3 N/mm²	ϵ_{cu}	2 ‰
E_s	200.000 N/mm²	f_{cd}	19.83
E_s/E_c	15	f_{cc}/f_{cd}	0.8
ϵ_{syd}	1.957 ‰	$\sigma_{c,adm}$	13.5
$\sigma_{s,adm}$	255 N/mm²	τ_{co}	0.8
		τ_{c1}	2.257

Metodo di calcolo
 S.L.U.+ S.L.U.-
 Metodo n

Tipo flessione
 Retta Deviata

Calcoli:
 M_{Rd} 135.7 kN m
 σ_c -13.06 N/mm²
 σ_s 391.3 N/mm²
 ϵ_c 0.8315 ‰
 ϵ_s 1.96 ‰
 d 25 cm
 x 7.447 x/d 0.2979
 δ 0.8123

N° rett. 100
 L₀ 0 cm Col. modello
 M-curvatura
 Precompresso

Come si può vedere dalle immagini sopra riportate il valore resistente risulta sufficiente a coprire le sollecitazioni massime rilevate sulla soletta.

9.4.2 Verifiche di resistenza a taglio

Nel seguito si propone la verifica di resistenza a taglio della soletta di copertura dell'edificio paratoie. Nello specifico la soletta di altezza 30cm risulta armata a flessione con armatura diffusa $\varnothing 20/20$ in entrambe le direzioni, il taglio resistente, calcolato in assenza di apposita armatura, è pari a circa 147,20 kN/m.

Di seguito si riportano le mappature delle sollecitazioni taglianti che verranno confrontati con le capacità resistenti, calcolate secondo le indicazioni sopra riportate.

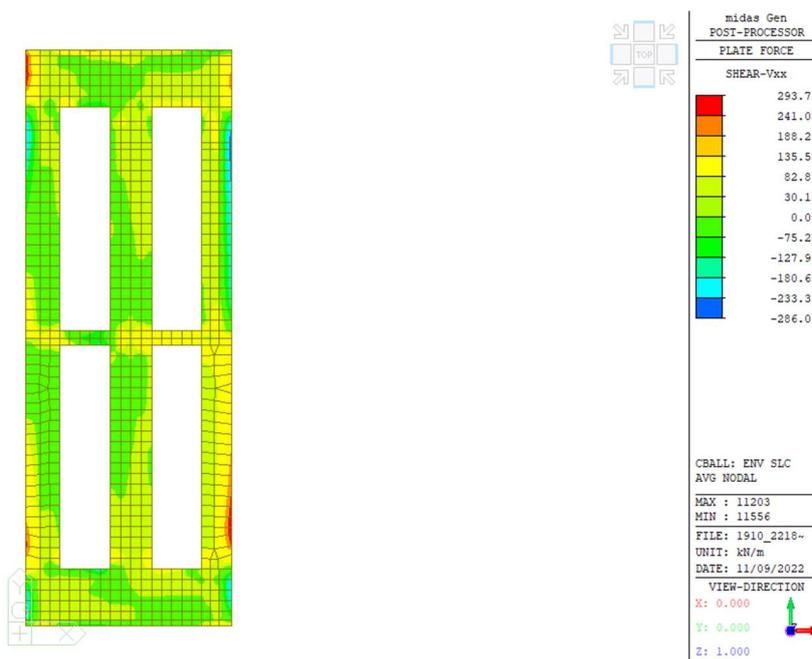


Figura 9.79: Sollecitazione tagliante XX – SLC

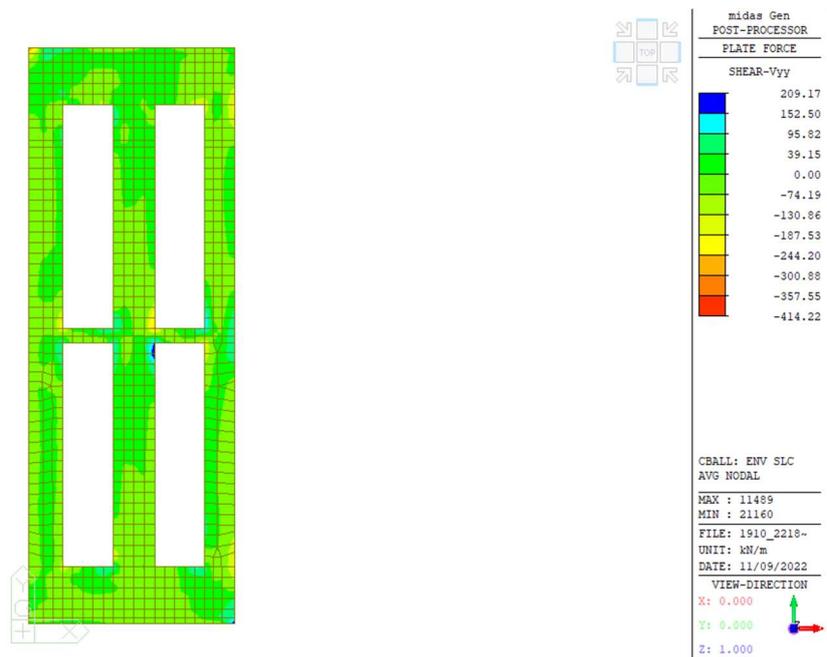


Figura 9.80: Sollecitazione tagliante YY – SLC

Verifiche a taglio

Di seguito si riporta il calcolo della resistenza a taglio della sezione senza apposita armatura a taglio.

RESISTENZA NEI CONFRONTI DI SOLLECITAZIONI TAGLIANTI - D.M. 17-01-2018			
Dati utente			
f_{yk} armature	daN/cm ²	4.500	tensione caratteristica di snervamento
$f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s$	daN/cm ²	3.913	tensione di progetto
R_{ck}	daN/cm ²	400	Resistenza caratteristica cubica del calcestruzzo
b_w	cm	100,0	Larghezza di taglio della sezione
h	cm	30,0	Altezza della sezione
d	cm	25,0	Altezza utile della sezione
s	cm	20,0	Passo delle staffe
ρ_l	%	0,52%	Rapporto percentuale dell'armatura tesa rispetto all'area della sezione
$A_{sw,eff}$	cm ²	0,000	Area totale dei bracci di una staffatura a passo s effettivamente disposta dedicata al solo taglio
N_{Ed}	daN	0	Azione assiale di progetto
V_{Ed}	daN	14.500	Taglio di progetto (maggiore di ZERO)
Risultati			
$c = h - d$	cm	5,0	Distanza del baricentro dell'armatura longitudinale dal bordo della sezione
$d_w = 0.9 \times d$	cm	22,5	Braccio della coppia interna (approssimato)
$v_{Ed} = V_{Ed} / (b_w \times d_w)$	daN/cm ²	6,4	è la "tau" di progetto (ultima)
$f_{ck} = 0.83 \times R_{ck}$	daN/cm ²	332	Resistenza caratteristica cilindrica del calcestruzzo
$f_{cd} = \alpha_{cc} \times f_{ck} / \gamma_c$	daN/cm ²	188	Resistenza di calcolo a compressione del calcestruzzo
$f'_{cd} = \eta_1 \times f_{cd}$	daN/cm ²	94	Resistenza di calcolo a compressione ridotta per le verifiche di taglio
$\alpha_{cp,lim} = 0,2 \times f_{cd}$	daN/cm ²	38	Tensione limite per compressione
α_{cp}	daN/cm ²	0	Tensione agente
$A_{st,min} = 0.0015 \times b_w \times s$	cm ²	3,000	Area minima assoluta di acciaio per staffe a passo s (punto 4.1.6.1.1) Punto 4.1.2.1.3.1
Controllo necessità armatura calcolata			
$k = 1 + (20 / d)^{1/2}$	n.o puro	1,89	Coefficiente della formula 4.1.14
$v_{Rd,a} = 0.1107 \times k^{3/2} \times f_{ck}^{1/2} + 0.15 \times \alpha_{cp}$	daN/cm ²	5,26	= v_{min} è la "tau" massima ammissibile senza armatura calcolata: valore minimo assoluto
$v_{Rd,b} = C_{Rd,c} \times k \times (100 \times \rho_l \times f_{ct,k})^{1/3} + 0.15 \times \alpha_{cp}$	daN/cm ²	5,89	= v_{cls} è la "tau" massima ammissibile senza armatura calcolata da confrontare con $v_{Rd,a}$
$v_{Rd} = \max(v_{Rd,a}; v_{Rd,b})$	daN/cm ²	5,89	è la "tau" massima ammissibile senza armatura calcolata (il maggiore fra $v_{Rd,a}$ e $v_{Rd,b}$)
$V_{Rd} = v_{Rd} \times b_w \times d$	daN	14.720	Resistenza a "taglio compressione" massima senza armatura appositata
$r_1 = V_{Rd} / V_{Ed}$	n.o puro	1,02	è sufficiente l'armatura minima $A_{st,min}$

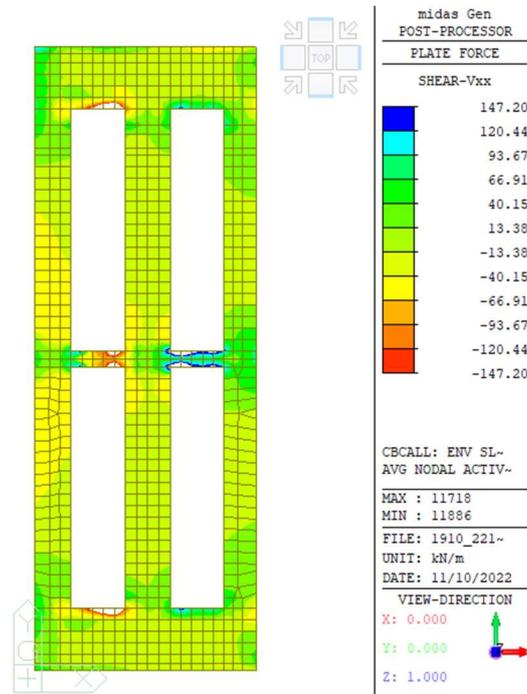


Figura 9.81: Resistenza a taglio XX – SLC

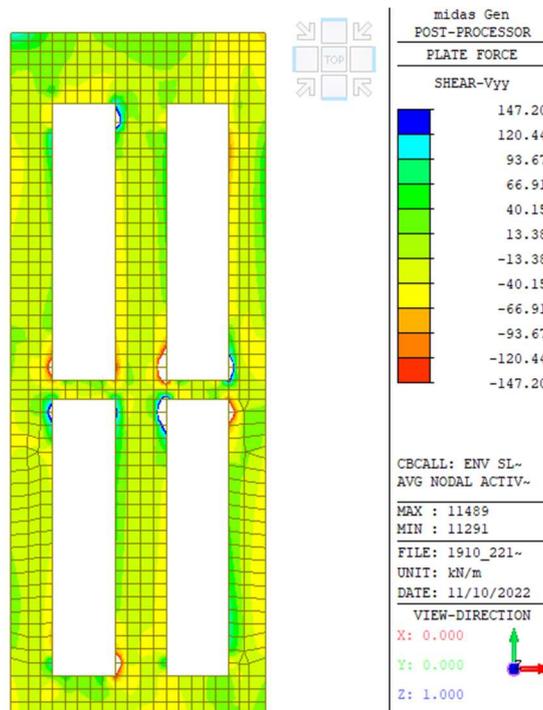


Figura 9.82: Resistenza a taglio YY – SLC

Come si può vedere dalle immagini sopra riportate risulta necessario aggiungere un'apposita armatura a taglio in quanto la sola armatura minima non è sufficiente. Di seguito si riporta il calcolo del taglio resistente con apposita armatura.

RESISTENZA NEI CONFRONTI DI SOLLECITAZIONI TAGLIANTI - D.M. 17-01-2018				
Dati utente				
f_{yk} armature	daN/cm ²	4.500		tensione caratteristica di snervamento
$f_{yd} = f_{yk}/\gamma_s$	daN/cm ²	3.913		tensione di progetto
R_{ck}	daN/cm ²	400		Resistenza caratteristica cubica del calcestruzzo
b_w	cm	100,0		Larghezza di taglio della sezione
h	cm	30,0		Altezza della sezione
d	cm	25,0		Altezza utile della sezione
s	cm	20,0		Passo delle staffe
ρ_l	%	0,52%		Rapporto percentuale dell'armatura tesa rispetto all'area della sezione
$A_{sw,eff}$	cm ²	5,652		Area totale dei bracci di una staffatura a passo s effettivamente disposta dedicata al solo taglio
N_{Ed}	daN	0		Azione assiale di progetto
V_{Ed}	daN	60.000		Taglio di progetto (maggiore di ZERO)
Risultati				
$c = h - d$	cm	5,0		Distanza del baricentro dell'armatura longitudinale dal bordo della sezione
$d_w = 0.9 \times d$	cm	22,5		Braccio della coppia interna (approssimato)
Controllo del "taglio compressione"				
$V_{Rd,max} = v \times f'_{cd}$	daN/cm ²	47,0		è la "tau" massima ammissibile con armatura apposita ponendo $\cot(\theta) = 1$ nella formula (4.1.19)
$V_{Rcd,max} = V_{Rd,max} \times b_w \times d_w$	daN	105.825		Resistenza a "taglio compressione" massima (in presenza di armatura)
$r_2 = V_{Rd,max} / V_{Ed}$	n.o puro	1,76		la sezione è sufficiente
Calcolo dell'armatura				
$\cot(\theta)_{lim,inf} =$	n.o puro	1,00		limite inferiore nella formula (4.1.16)
$\cot(\theta)_{lim,sup} =$	n.o puro	2,50		limite superiore nella formula (4.1.16)
$V_{Rcd} = f'_{cd} b_w d_w / (\cot(\theta) + \tan(\theta))$	daN	72.983		Resistenza a "taglio compressione"
$V_{Rsd} = A_{sw} d_w x f_{yd} / (s \times \tan(\theta))$	daN	62.203		Resistenza a "taglio trazione"
$r_{sc} = V_{Rcd} / V_{Ed}$	n.o puro	1,22	OK	Rapporto di sicurezza a "taglio compressione"
$r_{st} = V_{Rsd} / V_{Ed}$	n.o puro	1,04	OK	Rapporto di sicurezza a "taglio trazione"

9.4.3 Verifiche di esercizio

In riferimento alle sezioni maggiormente sollecitate, sono state effettuate anche le verifiche per gli stati limite d'esercizio, coerentemente con il capitolo 4.1.2.2 delle NTC2018. In particolare, è stata effettuata la verifica a fessurazione, per condizioni ambientali aggressive, corrispondenti alla classe di esposizione del calcestruzzo XC4. Inoltre, sono state controllate le tensioni d'esercizio dei materiali resistenti - acciaio e calcestruzzo – affinché fossero inferiori ai limiti imposti da norma.

Si opta per presentare la verifica allo stato limite di limitazione delle tensioni e allo stato limite di fessurazione per sollecitazioni di flessione in direzione Y e X.

Nel seguito l'involuppo delle azioni flettenti per la soletta, nelle combinazioni di carico previste dalla normativa vigente:

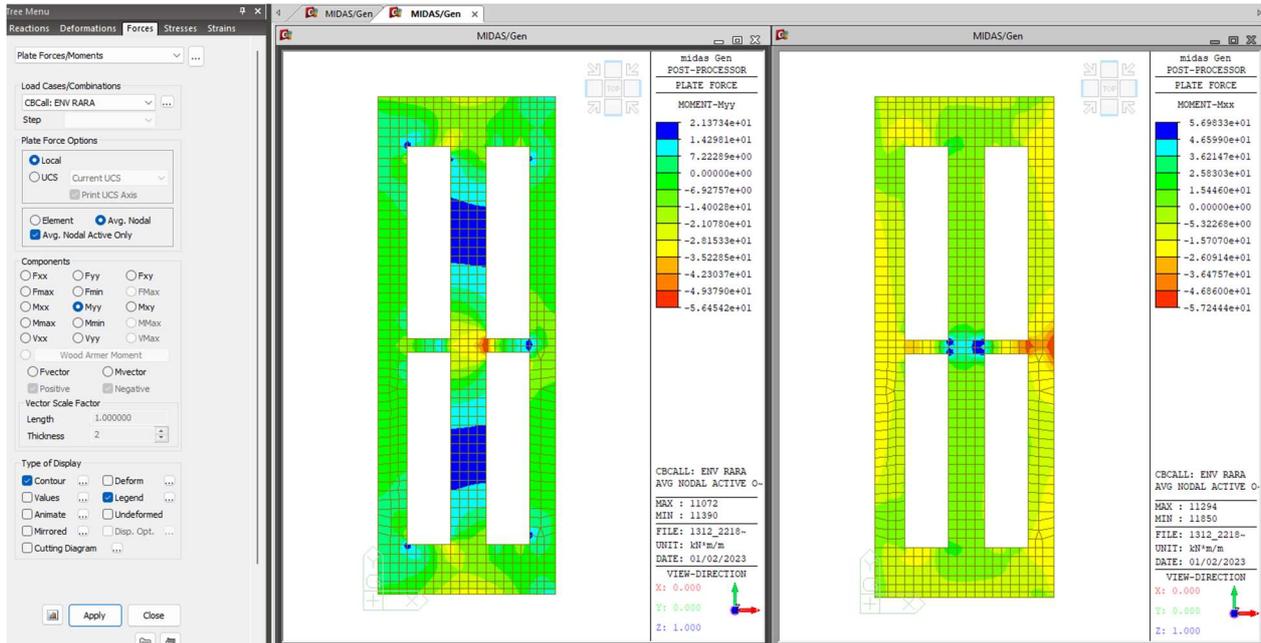


Figura 9.83: Azioni flettenti Mxx e Myy– Envelope RARA– Soletta h 30 cm

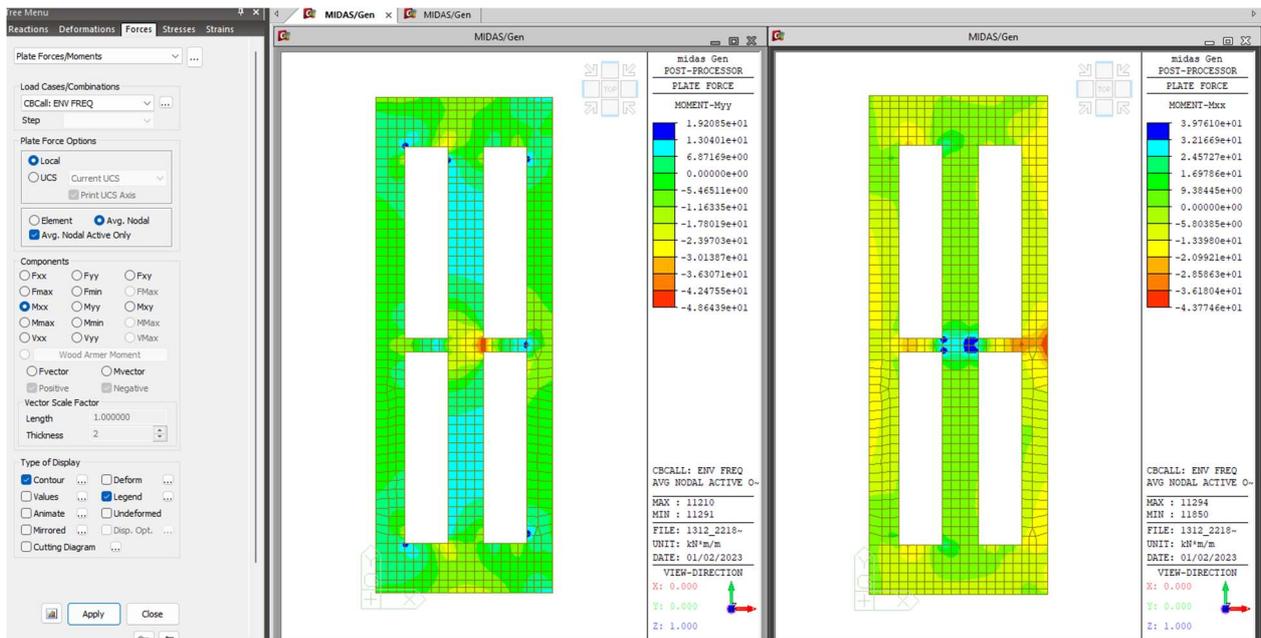


Figura 9.84: Azioni flettenti Mxx e Myy – Envelope FREQUENTE – Soletta h 30 cm

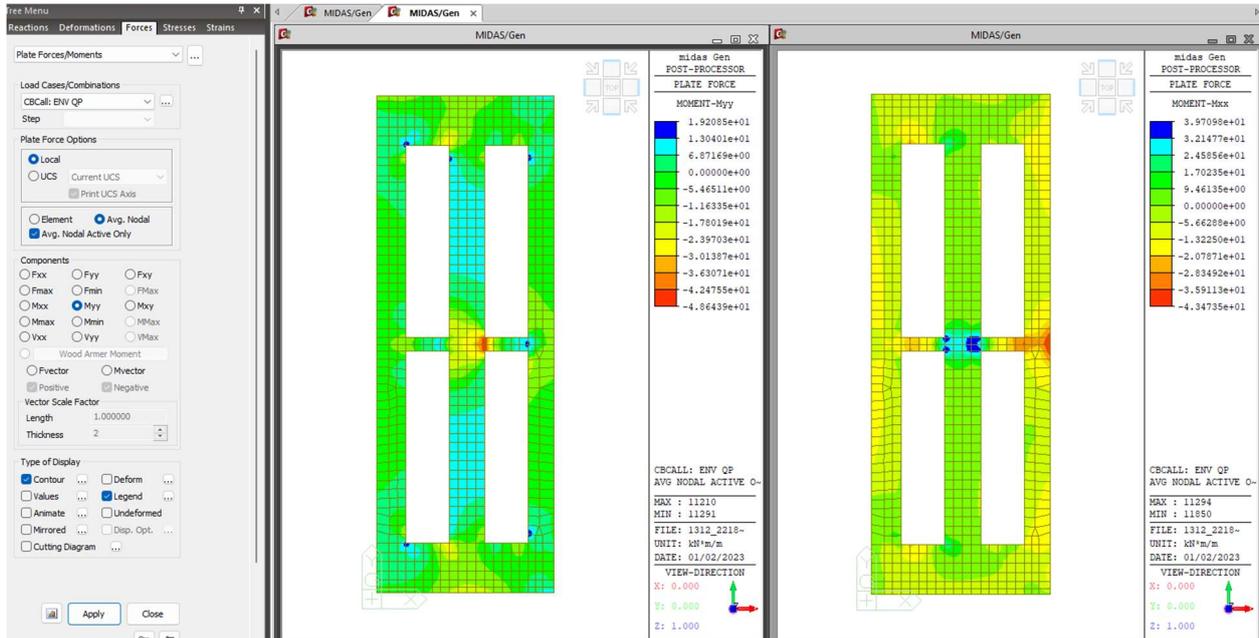


Figura 9.85: Azioni flettenti Mxx e Myy – Envelope QUASI PERMANENTE – Soletta h 30 cm

9.4.3.1 Appoggio

Stato limite di limitazione delle tensioni

=====
 [[[*]]] SLAB STRESS MAXIMUM RESULT DATA : DOMAIN Copertura-Copertura, Dir 1.
 =====

<< TOP >>

- Information of Parameters.

Elem No. : 11291
 LCB No. : 12
 Materials : fck = 35000.0000 KPa.
 fyk = 450000.0000 KPa.
 Thickness : 0.3000 m.
 Covering : dB = 0.0700 m.
 dT = 0.0700 m.

- Information of Checking.

gamma_c = 1.500 (for Concrete)
 gamma_s = 1.150 (for Reinforcement)
 fcd = fck / gamma_c = 23333.33333 KPa.
 fyd = fyk / gamma_s = 391304.34783 KPa.
 b = 0.0010 m. (by Code Unit Length).
 d = 0.2300 m.
 As_use = 0.0016 m^2/m. (0.0016 m^2/m.)

- Information of Stress Checking Result.

k1 = 0.60000

$$k2 = 0.45000$$
$$k3 = 0.80000$$

(Assumed Uncracked Section)

$$M_{Ed} = 51.40 \text{ kN-m./m.}$$
$$n = 11.73807 \text{ (Long Term).}$$
$$f_{ctm} = 0.30 * f_{ck}^{2/3} = 3209.96244 \text{ KPa.}$$
$$f_{r1} = (1.6 - H/1000) * f_{ctm} = 4172.95117 \text{ KPa.}$$
$$f_{ctm,fl} = \text{MAX}[f_{ctm}, f_{r1}] = 4172.95117 \text{ KPa.}$$
$$y_{bar_t} = 0.15426 \text{ m.}$$
$$I_{yy} = 0.00235 \text{ m}^4/\text{m.}$$
$$Ss_{con} \text{ (Tens.)} = M_{Ed} * (H - y_{bar_t}) / I_{yy} = 3184.87297 \text{ KPa.}$$
$$Ss_{con} \text{ (Tens.)} \leq f_{ctm,fl} \quad \text{---> Uncracked Section !}$$

- Compressive stress in concrete.

$$Ss_{con} \text{ (Comp.)} = M_{Ed} * y_{bar_t} / I_{yy} = 3370.99538 \text{ KPa.}$$
$$Ss_{con} \text{ (Comp.)} < k2 * f_{ck} = 15750.00000 \text{ KPa.} \quad \text{---> O.K !}$$

- Tensile stress in reinforcement.

$$Ss_{stl} = M_{Ed} * (d - X) * n / I_{yy} = 19428.50905 \text{ KPa.}$$
$$Ss_{stl} < k3 * f_{yk} = 360000.00000 \text{ KPa.} \quad \text{---> O.K !}$$

=====
[[[*]]] SLAB STRESS MAXIMUM RESULT DATA : DOMAIN Copertura-Copertura, Dir 2.
=====

<< TOP >>

- Information of Parameters.

Elem No. : 11497
LCB No. : 6
Materials : $f_{ck} = 35000.0000 \text{ KPa.}$
 $f_{yk} = 450000.0000 \text{ KPa.}$
Thickness : 0.3000 m.
Covering : $d_B = 0.0500 \text{ m.}$
 $d_T = 0.0500 \text{ m.}$

- Information of Checking.

$\gamma_c = 1.500$ (for Concrete)
 $\gamma_s = 1.150$ (for Reinforcement)
 $f_{cd} = f_{ck} / \gamma_c = 23333.33333 \text{ KPa.}$
 $f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s = 391304.34783 \text{ KPa.}$
 $b = 0.0010 \text{ m.}$ (by Code Unit Length).
 $d = 0.2500 \text{ m.}$
 $A_{s_use} = 0.0016 \text{ m}^2/\text{m.}$ (0.0016 $\text{m}^2/\text{m.}$)

- Information of Stress Checking Result.

$$k1 = 0.60000$$
$$k2 = 0.45000$$
$$k3 = 0.80000$$

(Assumed Uncracked Section)

$$M_{Ed} = 65.82 \text{ kN-m./m.}$$
$$n = 11.73807 \text{ (Long Term).}$$
$$f_{ctm} = 0.30 * f_{ck}^{2/3} = 3209.96244 \text{ KPa.}$$
$$f_{r1} = (1.6 - H/1000) * f_{ctm} = 4172.95117 \text{ KPa.}$$

$f_{ctm,fl} = \text{MAX}[f_{ctm}, fr1] = 4172.95117 \text{ KPa.}$
 $y_{bar_t} = 0.15532 \text{ m.}$
 $I_{yy} = 0.00241 \text{ m}^4./\text{m.}$
 $Ss_con \text{ (Tens.)} = M_Ed*(H-y_{bar_t})/I_{yy} = 3951.57178 \text{ KPa.}$
 $Ss_con \text{ (Tens.)} \leq f_{ctm,fl} \text{ ---> Uncracked Section !}$

- Compressive stress in concrete.
 $Ss_con \text{ (Comp.)} = M_Ed*y_{bar_t}/I_{yy} = 4242.35582 \text{ KPa.}$
 $Ss_con \text{ (Comp.)} < k1*f_{ck} = 21000.00000 \text{ KPa. ---> O.K !}$

- Tensile stress in reinforcement.
 $Ss_stl = M_Ed*(d-X)*n/I_{yy} = 30353.68239 \text{ KPa.}$
 $Ss_stl < k3*f_{yk} = 360000.00000 \text{ KPa. ---> O.K !}$

Stato limite di fessurazione

=====
 [[[*]]] SLAB CRACK MAXIMUM RESULT DATA : DOMAIN Copertura-Copertura, Dir 1.
 =====

<< TOP >>

- Information of Parameters.

Elem No. : 11291
 LCB No. : 12
 Materials : $f_{ck} = 35000.0000 \text{ KPa.}$
 $f_{yk} = 450000.0000 \text{ KPa.}$
 Thickness : 0.3000 m.
 Covering : $d_B = 0.0700 \text{ m.}$
 $d_T = 0.0700 \text{ m.}$

- Information of Checking.

$\gamma_c = 1.500 \text{ (for Concrete)}$
 $\gamma_s = 1.150 \text{ (for Reinforcement)}$
 $f_{cd} = f_{ck} / \gamma_c = 23333.33333 \text{ KPa.}$
 $f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s = 391304.34783 \text{ KPa.}$
 $b = 0.0010 \text{ m. (by Code Unit Length).}$
 $d = 0.2300 \text{ m.}$
 $A_{s_use} = 0.0016 \text{ m}^2/\text{m. (} 0.0016 \text{ m}^2/\text{m.)}$

- Information of Crack Checking Result.

[Check Crack Width]

$f_{cm} = f_{ck} + 8 \text{ (MPa)} = 43000.00000 \text{ KPa.}$
 $f_{ctm} = 0.30 * f_{cm}^{2/3} = 3209.96244 \text{ KPa. (} f_{ck} \leq C50/60 \text{)}$
 $f_{ct,eff} = f_{ctm} \text{ (by 28 days).}$
 $\sigma_s = 19428.509 \text{ KPa.}$
 $k_t = 0.6 \text{ (for short term loading).}$
 $X = 0.07548 \text{ m.}$
 $h_{c,ef} = \text{MIN}[2.5*(h-d), (h-X)/3, h/2] = 0.07484 \text{ m.}$
 $A_{c,eff} = B_c * h_{c,ef} = 0.00007 \text{ m}^2.$
 $\rho_{p,eff} = A_s / A_{c,eff} = 0.0210$
 $E_{cm} = 22 * [f_{cm} / 10]^0.3 * 1000 = 34077146.199 \text{ KPa. (by Table 3.1)}$
 $\alpha_e = E_s / E_{cm} = 5.86904$
 $(E_{ps_sm} - E_{ps_cm}) = (\sigma_s - k_t * f_{ct,eff} / \rho_{p,eff} * (1 + \alpha_e * \rho_{p,eff})) / E_s$
 $= -0.000418$

$$< 0.6 \cdot \sigma_s / E_s = 0.000058$$

$$(E_{ps_sm} - E_{ps_cm}) = 0.6 \cdot \sigma_s / E_s = 0.000058$$

Bond coefficient(k1) = 0.8000
Strain distribution coefficient(k2) = 0.5000
NAD Value (k3) = 3.4000
NAD Value (k4) = 0.4250
c = 0.06000 m.
Phi = 0.02000 m.
S_{r,max} = k3*c + k1*k2*k4*Phi/Rho_{p,eff} = 0.36599 m.

wk = S_{r,max} * (E_{ps_sm} - E_{ps_cm}) = 0.00002 m.
wk < 2.000e-04 m. ---> O.K!

=====
[[[*]]] SLAB CRACK MAXIMUM RESULT DATA : DOMAIN Copertura-Copertura, Dir 2.
=====

<< TOP >>

- Information of Parameters.

Elem No. : 11497
LCB No. : 13
Materials : fck = 35000.0000 KPa.
fyk = 450000.0000 KPa.
Thickness : 0.3000 m.
Covering : dB = 0.0500 m.
dT = 0.0500 m.

- Information of Checking.

gamma_c = 1.500 (for Concrete)
gamma_s = 1.150 (for Reinforcement)
fcd = fck / gamma_c = 23333.33333 KPa.
fyd = fyk / gamma_s = 391304.34783 KPa.
b = 0.0010 m. (by Code Unit Length).
d = 0.2500 m.
As_{use} = 0.0016 m²/m. (0.0016 m²/m.)

- Information of Crack Checking Result.

[Check Crack Width]

f_{cm} = fck + 8(MPa) = 43000.00000 KPa.
f_{ctm} = 0.30 * f_{cm}^{2/3} = 3209.96244 KPa. (f_{cm} ≤ C50/60)
f_{ct,eff} = f_{ctm} (by 28 days).
sigma_s = 22301.645 KPa.
k_t = 0.6 (for short term loading).
X = 0.07933 m.
h_{c,ef} = MIN[2.5*(h-d), (h-X)/3, h/2] = 0.07356 m.
A_{c,eff} = B_c * h_{c,ef} = 0.00007 m².
Rho_{p,eff} = A_s / A_{c,eff} = 0.0214
E_{cm} = 22[f_{cm}/10]^{0.3} * 1000 = 34077146.199 KPa. (by Table 3.1)
Alpha_e = E_s / E_{cm} = 5.86904
(E_{ps_sm} - E_{ps_cm}) = (sigma_s - k_t * f_{ct,eff} / Rho_{p,eff} * (1 + Alpha_e * Rho_{p,eff})) / E_s
= -0.000396
< 0.6 * sigma_s / E_s = 0.000067

$$(Eps_sm-Eps_cm) = 0.6 * \text{Sigma}_s / E_s = 0.000067$$

Bond coefficient(k1) = 0.8000
 Strain distribution coefficient(k2) = 0.5000
 NAD Value (k3) = 3.4000
 NAD Value (k4) = 0.4250
 c = 0.04000 m.
 Phi = 0.02000 m.
 $S_r.max = k3 * c + k1 * k2 * k4 * \text{Phi} / \text{Rho}_p.eff = 0.29521 \text{ m.}$

wk = S_r.max * (Eps_sm-Eps_cm) = 0.00002 m.
 wk < 2.000e-04 m. ---> O.K!

9.4.3.2 Campata

Stato limite di limitazione delle tensioni

=====
 [[[*]]] SLAB STRESS MAXIMUM RESULT DATA : DOMAIN Copertura-Copertura, Dir 1.
 =====

<< BOTTOM >>

- Information of Parameters.

Elem No. : 11072
 LCB No. : 12
 Materials : fck = 35000.0000 KPa.
 fyk = 450000.0000 KPa.
 Thickness : 0.3000 m.
 Covering : dB = 0.0700 m.
 dT = 0.0700 m.

- Information of Checking.

gamma_c = 1.500 (for Concrete)
 gamma_s = 1.150 (for Reinforcement)
 fcd = fck / gamma_c = 23333.33333 KPa.
 fyd = fyk / gamma_s = 391304.34783 KPa.
 b = 0.0010 m. (by Code Unit Length).
 d = 0.2300 m.
 As_use = 0.0016 m²/m. (0.0016 m²/m.)

- Information of Stress Checking Result.

k1 = 0.60000
 k2 = 0.45000
 k3 = 0.80000

(Assumed Uncracked Section)

M_Ed = 28.91 kN-m/m.
 n = 11.73807(Long Term).
 fctm = 0.30 * fck^(2/3) = 3209.96244 KPa.
 fr1 = (1.6 - H/1000) * fctm = 4172.95117 KPa.
 fctm,fl= MAX[fctm, fr1] = 4172.95117 KPa.
 ybar_t = 0.15426 m.
 Iyy = 0.00235 m⁴/m.
 Ss_con (Tens.) = M_Ed*(H-ybar_t)/Iyy = 1791.45870 KPa.

Ss_con (Tens.) $\leq fctm,fl$ ----> Uncracked Section !

- Compressive stress in concrete.

Ss_con (Comp.) = $M_Ed * ybar_t / Iyy$ = 1896.15066 KPa.

Ss_con (Comp.) < $k2 * fck = 15750.00000$ KPa. ----> O.K !

- Tensile stress in reinforcement.

Ss_stl = $M_Ed * (d-X) * n / Iyy$ = 10928.33901 KPa.

Ss_stl < $k3 * fyk = 360000.00000$ KPa. ----> O.K !

=====
[[[*]]] SLAB STRESS MAXIMUM RESULT DATA : DOMAIN Copertura-Copertura, Dir 2.
=====

<< BOTTOM >>

- Information of Parameters.

Elem No. : 11393

LCB No. : 6

Materials : $fck = 35000.0000$ KPa.

$fyk = 450000.0000$ KPa.

Thickness : 0.3000 m.

Covering : $dB = 0.0500$ m.

$dT = 0.0500$ m.

- Information of Checking.

$\gamma_c = 1.500$ (for Concrete)

$\gamma_s = 1.150$ (for Reinforcement)

$fcd = fck / \gamma_c = 23333.33333$ KPa.

$fyd = fyk / \gamma_s = 391304.34783$ KPa.

$b = 0.0010$ m. (by Code Unit Length).

$d = 0.2500$ m.

$As_use = 0.0016$ m²/m. (0.0016 m²/m.)

- Information of Stress Checking Result.

$k1 = 0.60000$

$k2 = 0.45000$

$k3 = 0.80000$

(Assumed Uncracked Section)

$M_Ed = 57.17$ kN-m./m.

$n = 11.73807$ (Long Term).

$fctm = 0.30 * fck^{(2/3)} = 3209.96244$ KPa.

$fr1 = (1.6 - H/1000) * fctm = 4172.95117$ KPa.

$fctm,fl = MAX[fctm, fr1] = 4172.95117$ KPa.

$ybar_t = 0.15532$ m.

$Iyy = 0.00241$ m⁴./m.

Ss_con (Tens.) = $M_Ed * (H-ybar_t) / Iyy = 3432.31518$ KPa.

Ss_con (Tens.) $\leq fctm,fl$ ----> Uncracked Section !

- Compressive stress in concrete.

Ss_con (Comp.) = $M_Ed * ybar_t / Iyy = 3684.88872$ KPa.

Ss_con (Comp.) < $k1 * fck = 21000.00000$ KPa. ----> O.K !

- Tensile stress in reinforcement.

$Ss_stl = M_Ed * (d-X) * n / Iyy = 26365.05436$ KPa.

$Ss_stl < k3*fyk=360000.00000 \text{ KPa.} \rightarrow \text{O.K!}$

Stato limite di fessurazione

=====
[[[*]]] SLAB CRACK MAXIMUM RESULT DATA : DOMAIN Copertura-Copertura, Dir 1.
=====

<< BOTTOM >>

- Information of Parameters.

Elem No. : 11072

LCB No. : 12

Materials : fck = 35000.0000 KPa.

fyk = 450000.0000 KPa.

Thickness : 0.3000 m.

Covering : dB = 0.0700 m.

dT = 0.0700 m.

- Information of Checking.

gamma_c = 1.500 (for Concrete)

gamma_s = 1.150 (for Reinforcement)

fcd = fck / gamma_c = 23333.33333 KPa.

fyd = fyk / gamma_s = 391304.34783 KPa.

b = 0.0010 m. (by Code Unit Length).

d = 0.2300 m.

As_use = 0.0016 m²/m. (0.0016 m²/m.)

- Information of Crack Checking Result.

[Check Crack Width]

fcm = fck+8(MPa) = 43000.00000 KPa.

fctm = 0.30*fcm^(2/3)= 3209.96244 KPa.(fck<=C50/60)

fct.eff = fctm (by 28 days).

Sigma_s = 10928.339 KPa.

kt = 0.6 (for short term loading.).

X = 0.07548 m.

hc,ef = MIN[2.5*(h-d), (h-X)/3, h/2] = 0.07484 m.

Ac.eff = Bc*hc,ef = 0.00007 m².

Rho_p.eff= As/Ac.eff = 0.0210

Ecm = 22[fcm/10]^{0.3}*1000 = 34077146.199 KPa. (by Table 3.1)

Alpha_e = Es/Ecm = 5.86904

(Eps_sm-Eps_cm) = (Sigma_s-kt*fct.eff/Rho_p.eff*(1+Alpha_e*Rho_p.eff))/Es
= -0.000461

< 0.6*Sigma_s/Es = 0.000033

(Eps_sm-Eps_cm) = 0.6*Sigma_s/Es = 0.000033

Bond coefficient(k1) = 0.8000

Strain distribution coefficient(k2) = 0.5000

NAD Value (k3) = 3.4000

NAD Value (k4) = 0.4250

c = 0.06000 m.

Phi = 0.02000 m.

S_r.max = k3*c + k1*k2*k4*Phi/Rho_p.eff = 0.36599 m.

$$w_k = S_{r,max} * (Eps_{sm} - Eps_{cm}) = 0.00001 \text{ m.}$$

$$w_k < 2.000e-04 \text{ m.} \text{ ---> O.K!}$$

=====
[[[*]]] SLAB CRACK MAXIMUM RESULT DATA : DOMAIN Copertura-Copertura, Dir 2.
=====

<< BOTTOM >>

- Information of Parameters.

Elem No. : 11291

LCB No. : 12

Materials : fck = 35000.0000 KPa.

fyk = 450000.0000 KPa.

Thickness : 0.3000 m.

Covering : dB = 0.0500 m.

dT = 0.0500 m.

- Information of Checking.

gamma_c = 1.500 (for Concrete)

gamma_s = 1.150 (for Reinforcement)

fcd = fck / gamma_c = 23333.33333 KPa.

fyd = fyk / gamma_s = 391304.34783 KPa.

b = 0.0010 m. (by Code Unit Length).

d = 0.2500 m.

As_use = 0.0016 m²/m. (0.0016 m²/m.)

- Information of Crack Checking Result.

[Check Crack Width]

fcm = fck + 8(MPa) = 43000.00000 KPa.

fctm = 0.30 * fcm^{2/3} = 3209.96244 KPa. (fck ≤ C50/60)

fct,eff = fctm (by 28 days).

Sigma_s = 19176.050 KPa.

kt = 0.6 (for short term loading.)

X = 0.07933 m.

hc,ef = MIN[2.5*(h-d), (h-X)/3, h/2] = 0.07356 m.

Ac,eff = Bc * hc,ef = 0.00007 m².

Rho_p,eff = As / Ac,eff = 0.0214

Ecm = 22[fcm/10]^{0.3} * 1000 = 34077146.199 KPa. (by Table 3.1)

Alpha_e = Es / Ecm = 5.86904

(Eps_sm - Eps_cm) = (Sigma_s - kt * fct,eff / Rho_p,eff * (1 + Alpha_e * Rho_p,eff)) / Es

= -0.000412

< 0.6 * Sigma_s / Es = 0.000058

(Eps_sm - Eps_cm) = 0.6 * Sigma_s / Es = 0.000058

Bond coefficient(k1) = 0.8000

Strain distribution coefficient(k2) = 0.5000

NAD Value (k3) = 3.4000

NAD Value (k4) = 0.4250

c = 0.04000 m.

Phi = 0.02000 m.

S_r,max = k3 * c + k1 * k2 * k4 * Phi / Rho_p,eff = 0.29521 m.

$$w_k = S_{r,max} * (Eps_{sm} - Eps_{cm}) = 0.00002 \text{ m.}$$

w_k < 2.000e-04 m. ---> O.K!

9.5 Pareti trasversali edificio paratoie

Nel seguito si propone la verifica di resistenza delle pareti trasversali dell'edificio paratoie in calcestruzzo armato, dedotte le azioni dal modello numerico descritto nei paragrafi precedenti.

Tale elemento strutturale viene analizzato come “non dissipativi”, coerentemente con le definizioni di cui al capitolo 7 delle NTC2018, ovvero, per le sole combinazioni di carico di natura sismica, la capacità delle suddette membrature viene calcolata nell'ipotesi che i materiali resistenti permangano in campo elastico o sostanzialmente elastico. Per le altre combinazioni di carico, invece, le sezioni vengono verificate coerentemente con il capitolo 4 delle NTC2018.

Nel seguito si riportano le verifiche effettuate.

9.5.1 Verifiche di resistenza flessionale

Si riportano di seguito le sollecitazioni generalizzate al metro lineare, presenti all'interno degli elementi strutturali.

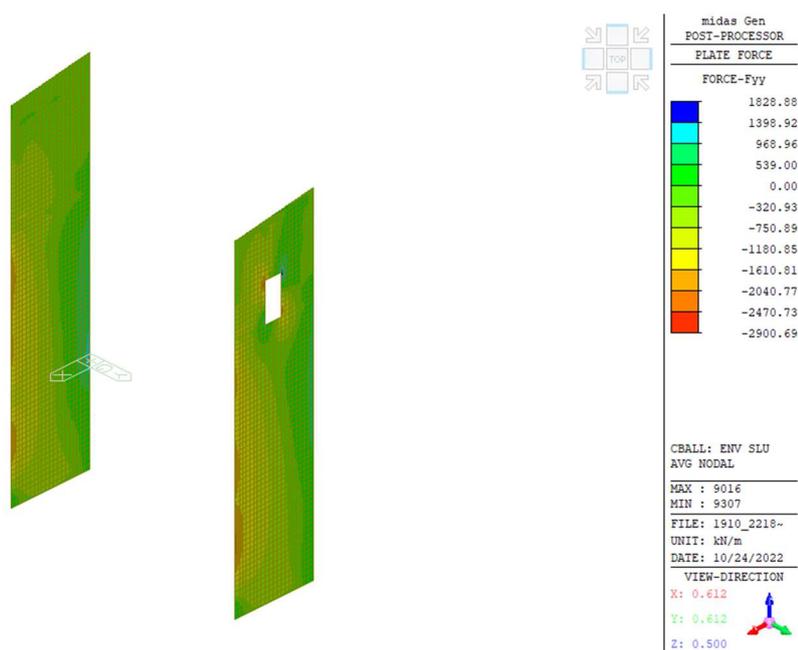


Figura 9.86: Azione assiale – SLU

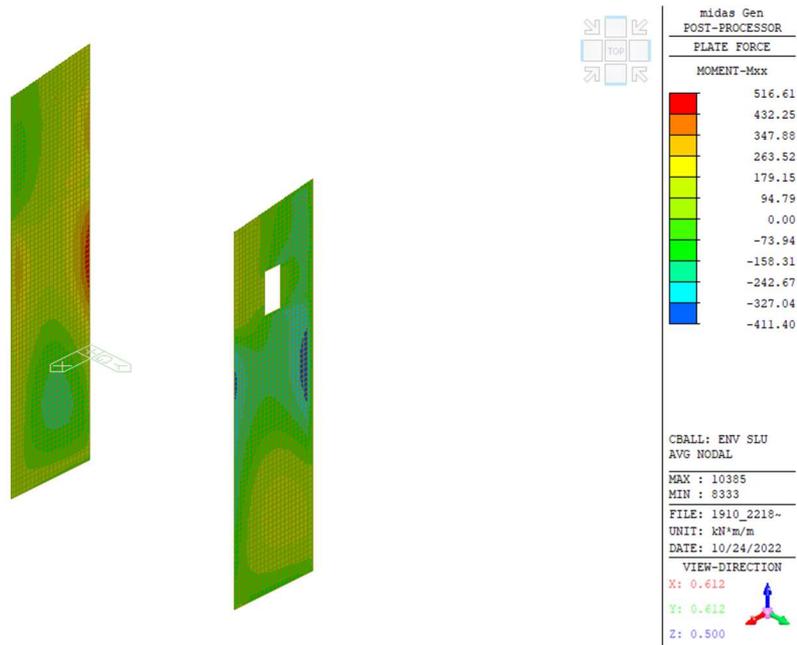


Figura 9.87: Azione flettente Mxx – SLU

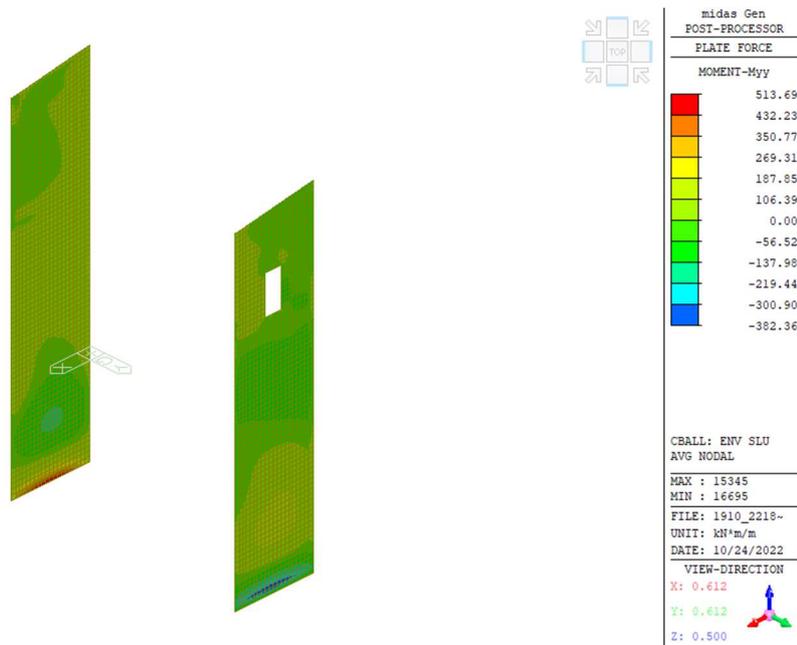


Figura 9.88: Azione flettente Myy – SLU

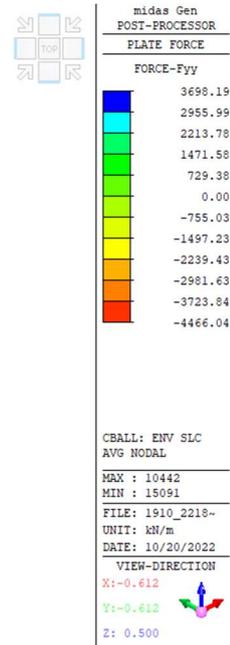
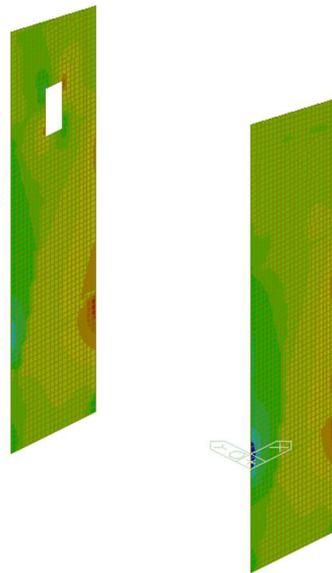


Figura 9.89: Azione assiale – SLC

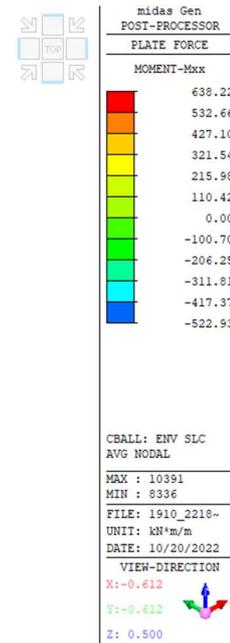
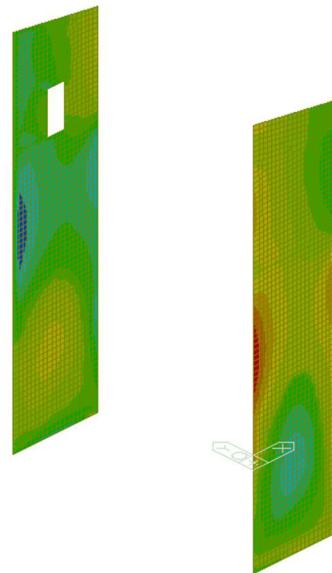


Figura 9.90: Azione flettente Mxx – SLC

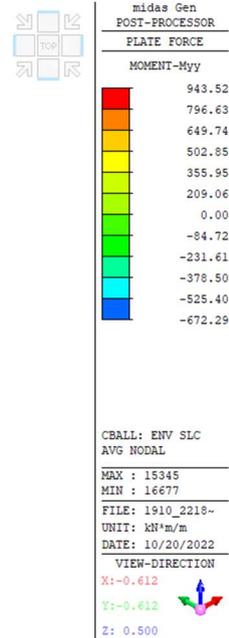
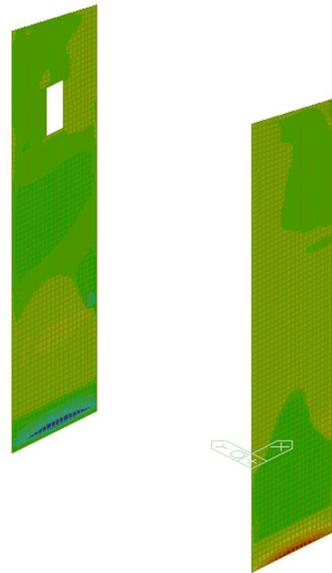


Figura 9.91: Azione flettente Myy – SLC

Di seguito si riporta il calcolo del momento resistente della sezione in riferimento all'armatura longitudinale a flessione.

Verifica C.A. S.L.U. - File: Armatura verticale

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2018 ?

Titolo: Setto lungo 70 cm Armatura verticale

N° figure elementari 1 Zoom N° strati barre 2 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	100	70	1	53.09	7.5
			2	53.09	62.5

Sollecitazioni S.L.U. Metodo n

N Ed 0 kN
 M xEd 0 kNm
 M yEd 0 kNm

P.to applicazione N
 Centro Baricentro cls
 Coord.[cm] xN 0 yN 0

Lato acciaio - Acciaio snervato

Materiali

B450C		C35/45	
ϵ_{su}	1.96 %	ϵ_{c2}	2 %
f_{yd}	391.3 N/mm²	ϵ_{cu}	2 %
E_s	200,000 N/mm²	f_{cd}	19.83
E_s/E_c	15	f_{cc}/f_{cd}	0.8
ϵ_{syd}	1.957 %	$\sigma_{c,adm}$	13.5
$\sigma_{s,adm}$	255 N/mm²	τ_{co}	0.8
		τ_{c1}	2.257

M xRd 1.152 kN m

σ_c -13.81 N/mm²
 σ_s 391.3 N/mm²
 ϵ_c 0.8983 %
 ϵ_s 1.96 %
 d 62.5 cm
 x 19.64 x/d 0.3143
 δ 0.8329

Metodo di calcolo
 S.L.U.+ S.L.U.-
 Metodo n

Tipo flessione
 Retta Deviata

N° rett. 100
 Calcola MRd Dominio M-N
 L₀ 0 cm Col. modello
 Precompresso

Di seguito si riporta il calcolo del momento resistente della sezione in riferimento all'armatura trasversale a flessione.

Verifica C.A. S.L.U. - File: Armatura orizzontale

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2018 ?

Titolo: **Setto lungo 70 cm Armatura orizzontale**

N° figure elementari: 1 Zoom N° strati barre: 2 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	100	70	1	31,42	5
			2	31,42	65

Tipo Sezione:
 Rettan.re Trapezi
 a T Circolare
 Rettangoli Coord.
 DXF

Collecitazioni S.L.U. Metodo n
 N_{Ed} 0 0 kN
 M_{xEd} 0 0 kNm
 M_{yEd} 0 0

P.to applicazione N
 Centro Baricentro cls
 Coord.[cm] xN 0 yN 0

Tipo rottura
 Lato acciaio - Acciaio snervato

Materiali: B450C C35/45
 ϵ_{su} 1,96 ‰ ϵ_{c2} 2 ‰
 f_{yd} 391,3 N/mm² ϵ_{cu} 2 ‰
 E_s 200.000 N/mm² f_{cd} 19,83 ‰
 E_s/E_c 15 f_{cc}/f_{cd} 0,8 ?
 ϵ_{syd} 1,957 ‰ $\sigma_{c,adm}$ 13,5
 $\sigma_{s,adm}$ 255 N/mm² τ_{co} 0,8
 τ_{c1} 2,257

M_{xRd} 732 kN m
 σ_c -10,87 N/mm²
 σ_s 391,3 N/mm²
 ϵ_c 0,6558 ‰
 ϵ_s 1,96 ‰
 d 65 cm
 x 16,3 x/d 0,2507
 δ 0,7534

Metodo di calcolo:
 S.L.U.+ S.L.U.-
 Metodo n

Tipo flessione:
 Retta Deviata

N° rett. 100
 Calcola MRd Dominio M-N
 L_o 0 cm Col. modello
 M-curvatura
 Precompresso

9.5.2 Verifiche di resistenza a taglio

Si riportano di seguito le sollecitazioni generalizzate al metro lineare, presenti all'interno degli elementi strutturali.

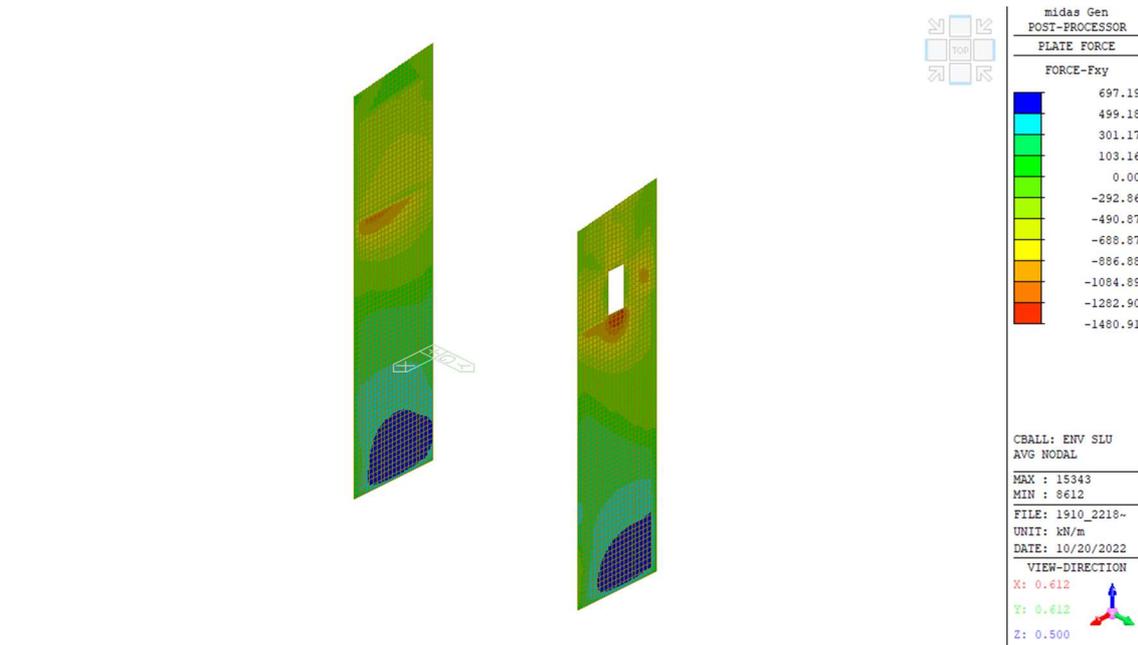


Figura 9.92: Azione tagliante nel piano – SLU

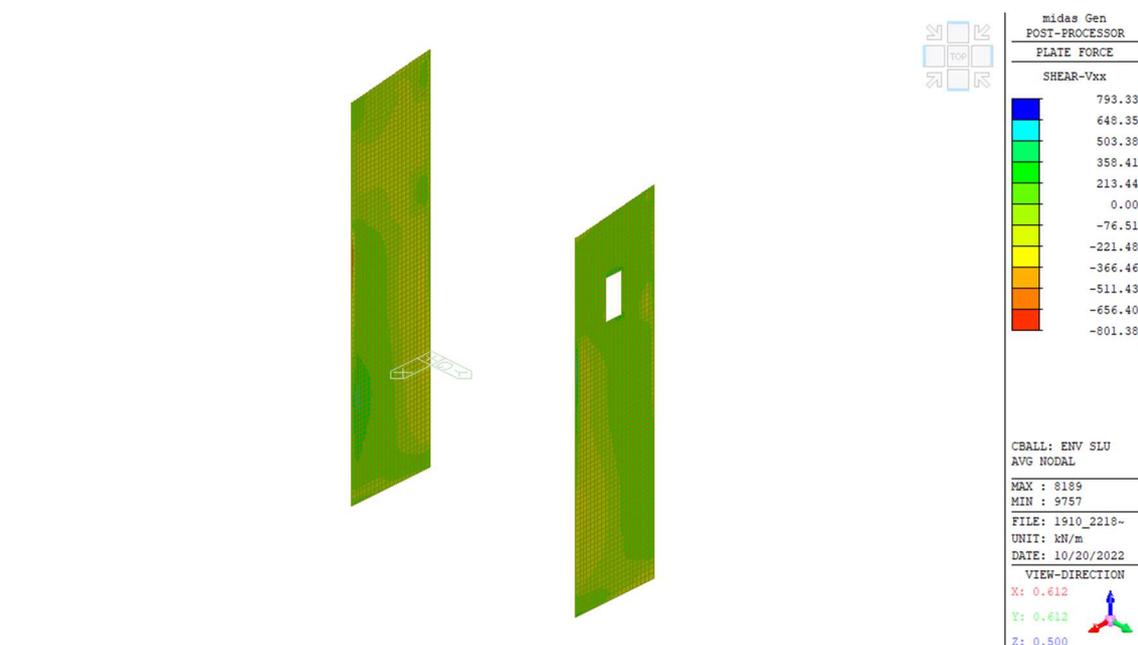


Figura 9.93: Azione tagliante fuori piano Vxx – SLU

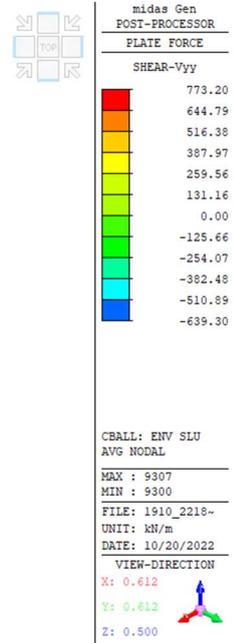
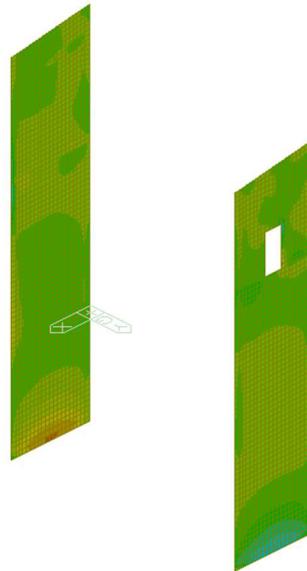


Figura 9.94: Azione tagliante fuori piano Vyy – SLU

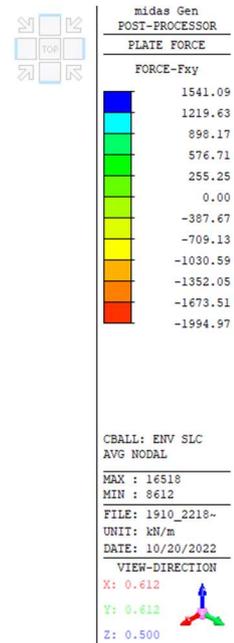
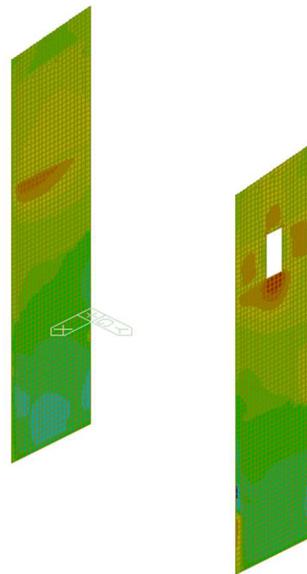


Figura 9.95: Azione tagliante nel piano – SLC

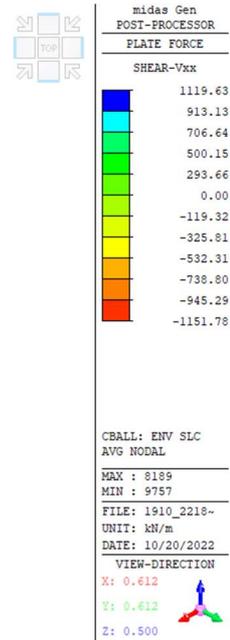
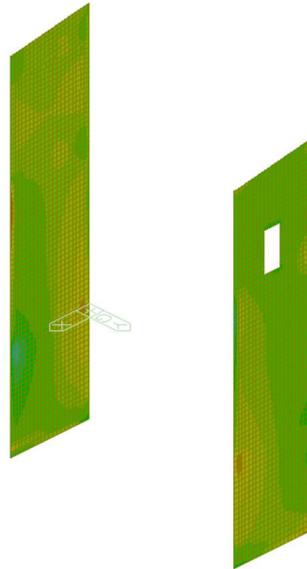


Figura 9.96: Azione tagliante fuori piano Vxx – SLC

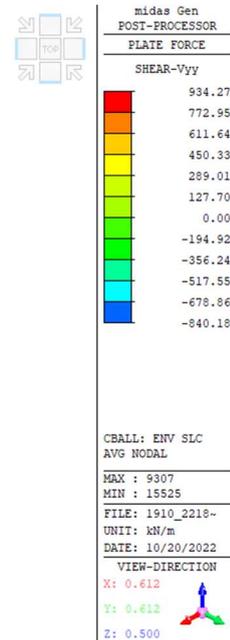
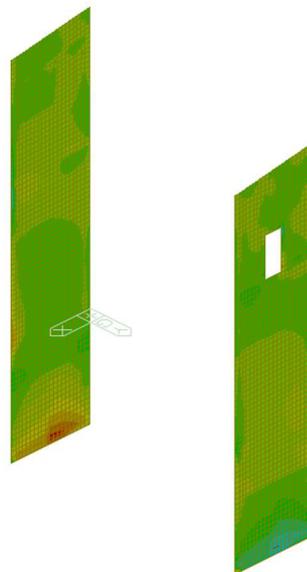


Figura 9.97: Azione tagliante fuori piano Vyy – SLC

Di seguito si riporta il calcolo del taglio resistente della sezione in riferimento alle armature a taglio nel piano.

RESISTENZA NEI CONFRONTI DI SOLLECITAZIONI TAGLIANTI - D.M. 17-01-2018				
Dati utente				
f_{yk} armature	daN/cm ²	4,500	tensione caratteristica di snervamento	
$f_{yd} = f_{yk}/\gamma_s$	daN/cm ²	3,913	tensione di progetto	
R_{ck}	daN/cm ²	450	Resistenza caratteristica cubica del calcestruzzo	
b_w	cm	70.0	Larghezza di taglio della sezione	
h	cm	100.0	Altezza della sezione	
d	cm	90.0	Altezza utile della sezione	
s	cm	10.0	Passo delle staffe	
ρ_l	%	0.00%	Rapporto percentuale dell'armatura tesa rispetto all'area della sezione	
$A_{sw,eff}$	cm ²	4.019	Area totale dei bracci di una staffatura a passo s effettivamente disposta dedicata al solo taglio	
N_{Ed}	daN	0	Azione assiale di progetto	
V_{Ed}	daN	199,497	Taglio di progetto (maggiore di ZERO)	
Risultati				
$c = h - d$	cm	10.0	Distanza del baricentro dell'armatura longitudinale dal bordo della sezione	
$d_w = 0.9 \times d$	cm	81.0	Braccio della coppia interna (approssimato)	
Controllo del "taglio compressione"				
$\tau_{Rd,max} = V \times f'_{cd}$	daN/cm ²	52.9	è la "tau" massima ammissibile con armatura apposta ponendo $\cot(\theta) = 1$ nella formula (4.1.19)	
$V_{Rcd,max} = \tau_{Rd,max} \times b_w \times d_w$	daN	300,014	Resistenza a "taglio compressione" massima (in presenza di armatura)	
$r_2 = V_{Rd,max} / V_{Ed}$	n.o puro	1.50	la sezione è sufficiente	
Calcolo dell'armatura				
$\cot(\theta_{lim,inf}) =$	n.o puro	1.00	limite inferiore nella formula (4.1.16)	
$\cot(\theta_{lim,sup}) =$	n.o puro	2.50	limite superiore nella formula (4.1.16)	
$V_{Rcd} = f'_{cd} \times b_w \times d_w / (\cot(\theta) + \tan(\theta))$	daN	259,820	Resistenza a "taglio compressione"	
$V_{Rsd} = A_{sw} \times d_w \times f_{yd} / (s \times \tan(\theta))$	daN	220,648	Resistenza a "taglio trazione"	
$r_{sc} = V_{Rcd} / V_{Ed}$	n.o puro	1.30	OK Rapporto di sicurezza a "taglio compressione"	
$r_{st} = V_{Rsd} / V_{Ed}$	n.o puro	1.11	OK Rapporto di sicurezza a "taglio trazione"	

Di seguito si riporta il calcolo del taglio resistente della sezione in riferimento alle armature a taglio fuori piano.

RESISTENZA NEI CONFRONTI DI SOLLECITAZIONI TAGLIANTI - D.M. 17-01-2018				
Dati utente				
f_{yk} armature	daN/cm ²	4,500	tensione caratteristica di snervamento	
$f_{yd} = f_{yk}/\gamma_s$	daN/cm ²	3,913	tensione di progetto	
R_{ck}	daN/cm ²	450	Resistenza caratteristica cubica del calcestruzzo	
b_w	cm	100.0	Larghezza di taglio della sezione	
h	cm	70.0	Altezza della sezione	
d	cm	60.0	Altezza utile della sezione	
s	cm	10.0	Passo delle staffe	
ρ_l	%	0.00%	Rapporto percentuale dell'armatura tesa rispetto all'area della sezione	
$A_{sw,eff}$	cm ²	5.652	Area totale dei bracci di una staffatura a passo s effettivamente disposta dedicata al solo taglio	
N_{Ed}	daN	0	Azione assiale di progetto	
V_{Ed}	daN	115,178	Taglio di progetto (maggiore di ZERO)	
Risultati				
$c = h - d$	cm	10.0	Distanza del baricentro dell'armatura longitudinale dal bordo della sezione	
$d_w = 0.9 \times d$	cm	54.0	Braccio della coppia interna (approssimato)	
Controllo del "taglio compressione"				
$\tau_{Rd,max} = V \times f'_{cd}$	daN/cm ²	52.9	è la "tau" massima ammissibile con armatura apposta ponendo $\cot(\theta) = 1$ nella formula (4.1.19)	
$V_{Rcd,max} = \tau_{Rd,max} \times b_w \times d_w$	daN	285,728	Resistenza a "taglio compressione" massima (in presenza di armatura)	
$r_2 = V_{Rd,max} / V_{Ed}$	n.o puro	2.48	la sezione è sufficiente	
Calcolo dell'armatura				
$\cot(\theta_{lim,inf}) =$	n.o puro	1.00	limite inferiore nella formula (4.1.16)	
$\cot(\theta_{lim,sup}) =$	n.o puro	2.50	limite superiore nella formula (4.1.16)	
$V_{Rcd} = f'_{cd} \times b_w \times d_w / (\cot(\theta) + \tan(\theta))$	daN	232,347	Resistenza a "taglio compressione"	
$V_{Rsd} = A_{sw} \times d_w \times f_{yd} / (s \times \tan(\theta))$	daN	232,347	Resistenza a "taglio trazione"	
$r_{sc} = V_{Rcd} / V_{Ed}$	n.o puro	2.02	OK Rapporto di sicurezza a "taglio compressione"	
$r_{st} = V_{Rsd} / V_{Ed}$	n.o puro	2.02	OK Rapporto di sicurezza a "taglio trazione"	

9.5.3 Verifiche di esercizio

In riferimento alle sezioni maggiormente sollecitate, sono state effettuate anche le verifiche per gli stati limite d'esercizio, coerentemente con il capitolo 4.1.2.2 delle NTC2018. In particolare, è stata effettuata la verifica a fessurazione, per condizioni ambientali aggressive, corrispondenti alla classe di esposizione del calcestruzzo XC4. Inoltre, sono state controllate le tensioni d'esercizio dei materiali resistenti - acciaio e calcestruzzo – affinché fossero inferiori ai limiti imposti da norma.

Si opta per presentare la verifica allo stato limite di limitazione delle tensioni e allo stato limite di fessurazione per sollecitazioni flessionali fuori piano, in direzione locale y (parallelo all'asse globale Z).

Nel seguito l'involuppo delle azioni flettenti per i due setti, nelle combinazioni di carico previste dalla normativa vigente:

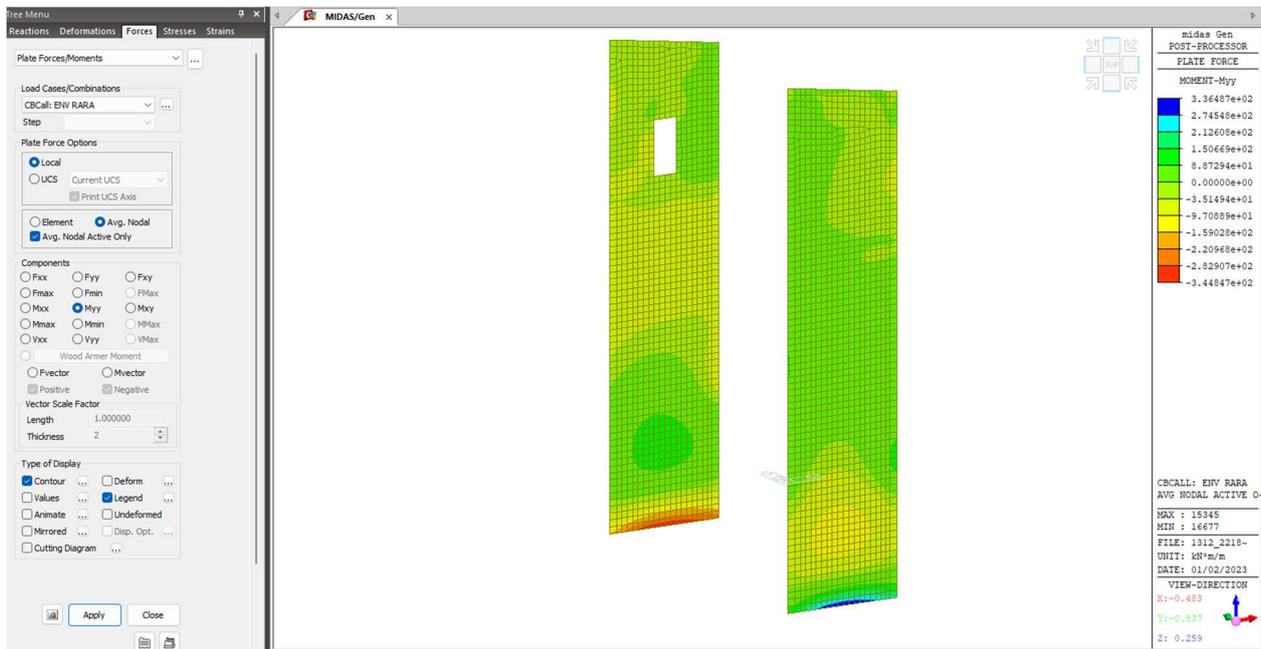


Figura 9.98: Azioni flettenti Myy– Envelope RARA– Setto sp. 70 cm

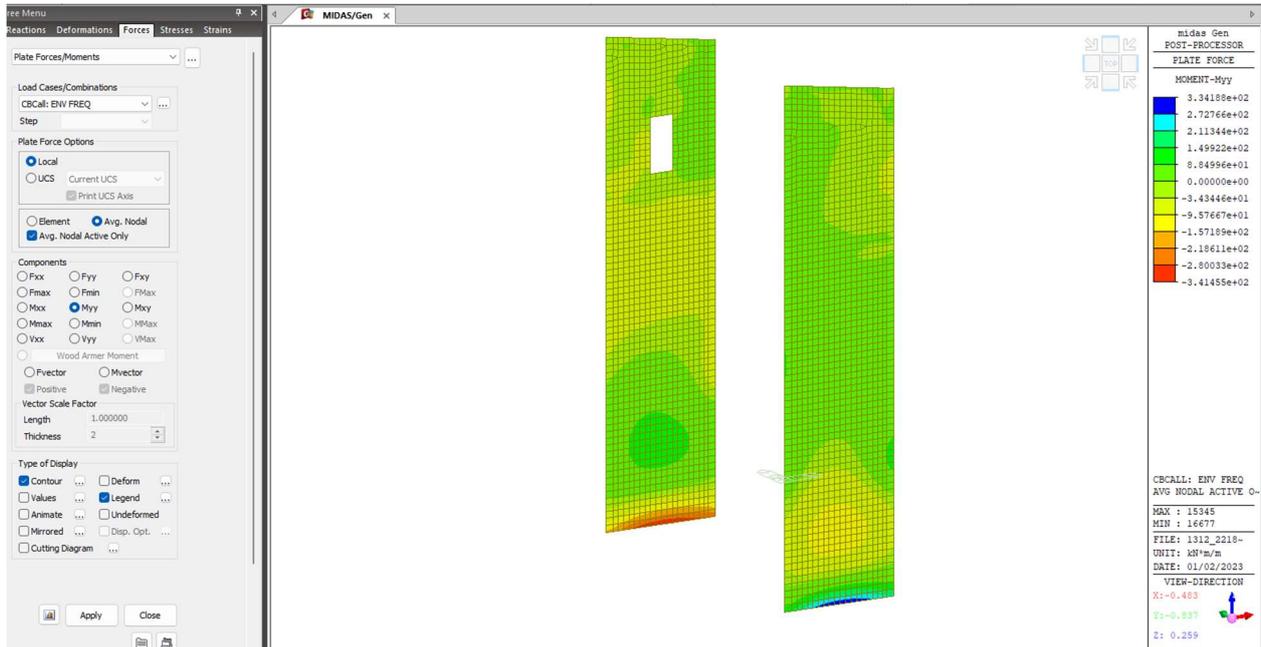


Figura 9.99: Azioni flettenti Myy– Envelope FREQUENTE– Setto sp. 70 cm

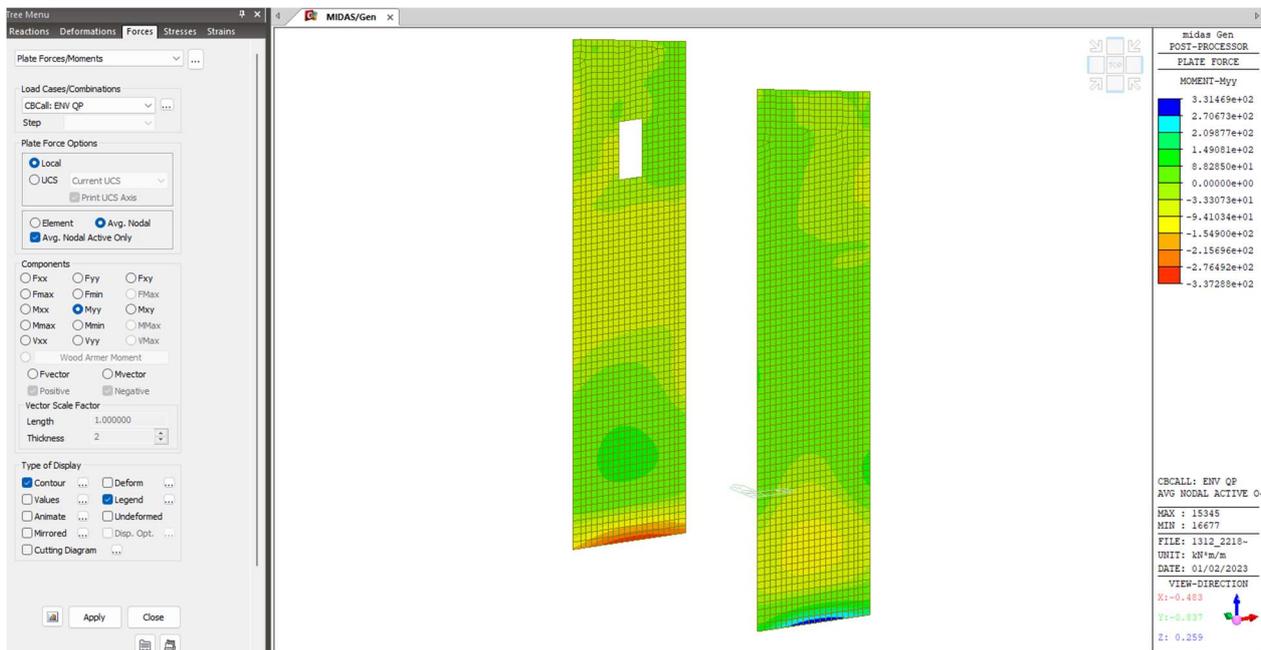


Figura 9.100: Azioni flettenti Myy– Envelope QUASI PERMANENTE – Setto sp. 70 cm

All'azione flettente Myy, viene associata la relativa azione assiale Fyy da implementare nella verifica a presso/tenso flessione.

Nel seguito le sollecitazioni considerate:

Combinazione rara: $M_{yy} = 345 \text{ kNm/m}$

$$F_{yy} = 250 \text{ kN/m (trazione)}$$

Combinazione frequente: $M_{yy} = 341 \text{ kNm/m}$
 $F_{yy} = 150 \text{ kN/m (trazione)}$

Combinazione q,permanente: $M_{yy} = 337 \text{ kNm/m}$
 $F_{yy} = 145 \text{ kN/m (trazione)}$

Stato limite di limitazione delle tensioni

*.DESCRIPTION OF COLUMN DATA (iSEC = 431) : C1-Muro Paratoia

Section Type : Rectangular with Ties (RT)
Section Depth (Hc) = 0.700 m.
Section Width (Bc) = 1.000 m.
Concrete Cover to C.O.R. (do) = 0.077 m.
Concrete Strength (fck) = 35000.000 KPa.
Modulus of Elasticity (Ec) = 34077146.199 KPa.
Main Rebar Strength (fyk) = 450000.000 KPa.
Ties/Spirals Strength (fyw) = 450000.000 KPa.
Modulus of Elasticity (Es) = 200000000.000 KPa.

*.DESCRIPTION OF APPLIED FACTORS FOR DESIGN/CHECKING.
Special Provisions For Seismic Design.

*.REBAR PATTERN = RT - 20 - 2 - P25 Unit : m.

i	d _{yi}	d _{zi}	Rebar	Asi
1	-0.423	-0.273	1-P25	0.00049
2	-0.423	0.273	1-P25	0.00049
3	-0.329	0.273	1-P25	0.00049
4	-0.235	0.273	1-P25	0.00049
5	-0.141	0.273	1-P25	0.00049
6	-0.047	0.273	1-P25	0.00049
7	0.047	0.273	1-P25	0.00049
8	0.141	0.273	1-P25	0.00049
9	0.235	0.273	1-P25	0.00049
10	0.329	0.273	1-P25	0.00049
11	0.423	0.273	1-P25	0.00049
12	0.423	-0.273	1-P25	0.00049
13	0.329	-0.273	1-P25	0.00049
14	0.235	-0.273	1-P25	0.00049
15	0.141	-0.273	1-P25	0.00049
16	0.047	-0.273	1-P25	0.00049
17	-0.047	-0.273	1-P25	0.00049
18	-0.141	-0.273	1-P25	0.00049
19	-0.235	-0.273	1-P25	0.00049
20	-0.329	-0.273	1-P25	0.00049

*. DEFINITION OF LOAD COMBINATIONS WITH SCALING UP FACTORS.

LCB C Loadcase Name(Factor) + Loadcase Name(Factor) + Loadcase Name(Factor)

-
- 2 2 Azione Assiale R(1.000) +Azione Flettente R(1.000)
3 2 Azione Assiale QP(1.000) +Azione Flettente QP(1.000)
4 2 Azione Assiale F(1.000) +Azione Flettente F(1.000)
-

=====
[[[*]]] CHECK SERVICEABILITY STRESS LIMIT.
=====

(). Calculate stress of Concrete.

- LCB = 4 (Frequent)
- k1 = 0.60000
- k3 = 0.80000

(Assumed Uncracked Section)

- Pu = -149.72 kN.
- Muy = 341.00 kN-m.
- Muz = -0.12 kN-m.
- fctm = $0.30 * f_{ck}^{(2/3)}$ = 3209.96244 KPa.
- fr1 = $(1.6 - H/1000) * f_{ctm}$ = 2888.96620 KPa.
- fr = -MAX[fctm, fr1] = -3209.96244 KPa.
- Area = 0.80542 m².
- y_bar = 0.50000 m.
- y' = 1.00000 m.
- z_bar = 0.35000 m.
- z' = 0.00000 m.
- Iyy = 0.03644 m⁴.
- Izz = 0.06602 m⁴.

- Ss_con (Tens.) = $Pu/Area + Muy*(z'-z_bar)/Iyy + Muz*(y'-y_bar)/Izz$ = -3462.01817 KPa.
Ss_con (Tens.) < fr ---> Cracked Section !

[Dead Load Cases]

- PuD = -149.72 kN.
- MuyD = 0.00000 kN-m.
- MuzD = -0.1183 kN-m.
- n = 11.73807 (Long Term).
- Acr = 0.1160 m².
- y_bar = 0.497 m.
- y' = 0.923 m.
- y = 0.000 m.
- z_bar = 0.350 m.
- z' = 0.077 m.
- z = 0.700 m.
- Icr,y = 0.0086 m⁴.
- Icr,z = 0.0086 m⁴.
- Ss_conD = $PuD/Acr + MuyD*(z-z_bar)/Icr,y + MuzD*(y-y_bar)/Icr,z$ = -1283.96039 KPa.
- Ss_stlD = $n * (PuD/Acr + MuyD*(z'-z_bar)/Icr,y + MuzD*(y'-y_bar)/Icr,z)$ = -15220.34082 KPa.

[Live Load Cases : Frequent]

- PuL = -0.00000 kN.
- MuyL = 341.000 kN-m.
- MuzL = 0.00000 kN-m.
- n = 5.86904 (Short Term).

$$\begin{aligned}
 -. \text{Acr} &= 0.2058 \text{ m}^2. \\
 -. \text{y_bar} &= 0.500 \text{ m}. \\
 -. \text{y}' &= 0.923 \text{ m}. \\
 -. \text{y} &= 0.000 \text{ m}. \\
 -. \text{z_bar} &= 0.547 \text{ m}. \\
 -. \text{z}' &= 0.077 \text{ m}. \\
 -. \text{z} &= 0.700 \text{ m}. \\
 -. \text{lcr,y} &= 0.0077 \text{ m}^4. \\
 -. \text{lcr,z} &= 0.0166 \text{ m}^4. \\
 -. \text{Ss_conL} &= \text{PuL/Acr} + \text{MuyL}*(\text{z-z_bar})/\text{lcr,y} + \text{MuzL}*(\text{y-y_bar})/\text{lcr,z} = 6786.57721 \text{ KPa}. \\
 -. \text{Ss_stlL} &= n * (\text{PuL/Acr} + \text{MuyL}*(\text{z'-z_bar})/\text{lcr,y} + \text{MuzL}*(\text{y'-y_bar})/\text{lcr,z}) = -122255.54998 \text{ KPa}.
 \end{aligned}$$

[Etc. Load Cases]

$$\begin{aligned}
 -. \text{PuE} &= -0.00000 \text{ kN}. \\
 -. \text{MuyE} &= 0.00000 \text{ kN-m}. \\
 -. \text{MuzE} &= 0.00000 \text{ kN-m}. \\
 -. n &= 5.86904(\text{ Short Term }). \\
 -. \text{Acr} &= 0.2058 \text{ m}^2. \\
 -. \text{y_bar} &= 0.500 \text{ m}. \\
 -. \text{y}' &= 0.923 \text{ m}. \\
 -. \text{y} &= 0.000 \text{ m}. \\
 -. \text{z_bar} &= 0.547 \text{ m}. \\
 -. \text{z}' &= 0.077 \text{ m}. \\
 -. \text{z} &= 0.700 \text{ m}. \\
 -. \text{lcr,y} &= 0.0077 \text{ m}^4. \\
 -. \text{lcr,z} &= 0.0166 \text{ m}^4. \\
 -. \text{Ss_conE} &= \text{PuE/Acr} + \text{MuyE}*(\text{z-z_bar})/\text{lcr,y} + \text{MuzE}*(\text{y-y_bar})/\text{lcr,z} = 0.00000 \text{ KPa}. \\
 -. \text{Ss_stlE} &= n * (\text{PuE/Acr} + \text{MuyE}*(\text{z'-z_bar})/\text{lcr,y} + \text{MuzE}*(\text{y'-y_bar})/\text{lcr,z}) = 0.00000 \text{ KPa}.
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 -. \text{Ss_con} &= | \text{Ss_conD} + \text{Ss_conL} + \text{Ss_conE} | = 5502.61682 \text{ KPa}. \\
 -. \text{Ss_stl} &= | \text{Ss_stlD} + \text{Ss_stlL} + \text{Ss_stlE} | = 137475.89081 \text{ KPa}.
 \end{aligned}$$

$$\text{Ss_con} < k1*\text{fck} = 21000.00000 \text{ KPa}. \text{ ---> O.K!}$$

$$\text{Ss_stl} < k3*\text{fyk} = 360000.00000 \text{ KPa}. \text{ ---> O.K!}$$

(). Calculate stress of Concrete and Check Linear Creep.

$$\begin{aligned}
 -. \text{LCB} &= 3 \text{ (Quasi-permanent)} \\
 -. k2 &= 0.45000
 \end{aligned}$$

(Assumed Uncracked Section)

$$\begin{aligned}
 -. \text{Pu} &= -144.73 \text{ kN}. \\
 -. \text{Muy} &= 337.00 \text{ kN-m}. \\
 -. \text{Muz} &= -0.11 \text{ kN-m}. \\
 -. \text{Area} &= 0.80542 \text{ m}^2. \\
 -. \text{y_bar} &= 0.50000 \text{ m}. \\
 -. \text{z_bar} &= 0.35000 \text{ m}. \\
 -. \text{Iyy} &= 0.03644 \text{ m}^4. \\
 -. \text{Izz} &= 0.06602 \text{ m}^4. \\
 -. \text{Ss_con (Comp.)} &= \text{Pu/Area} + \text{Muy}*(\text{z-z_bar})/\text{Iyy} + \text{Muz}*(\text{y-y_bar})/\text{Izz} = 3057.98271 \text{ KPa}. \\
 \text{Ss_con (Comp.)} &< k2*\text{fck} = 15750.00000 \text{ KPa}. \text{ ---> O.K! and Linear Creep}
 \end{aligned}$$

Stato limite di fessurazione

=====
[[[*]]] CHECK SERVICEABILITY CRACK LIMIT ABOUT MAJOR AXIS.
=====

(). Calculate crack width.

[EN 1992-1-1:2004 Clause 7.3.4 , Appendix B.]

- . $f_{cm} = f_{ck} + 8 \text{ (MPa)} = 43000.00000 \text{ KPa.}$

- . $f_{ctm} = 0.30 \cdot f_{cm}^{2/3} = 3209.96244 \text{ KPa. (} f_{ck} \leq C50/60 \text{)}$

- . $f_{ct,eff} = f_{ctm} \text{ (by 28 days).}$

- . $\sigma_s = 137475.890 \text{ KPa. (LCB } 3 \text{)}$

- . $k_t = 0.4 \text{ (for long term loading).}$

- . $X = 0.19347 \text{ m.}$

- . $h_{c,ef} = \text{MIN}[2.5 \cdot (h-d), (h-X)/3, h/2] = 0.16884 \text{ m.}$

- . $A_{c,eff} = B_c \cdot h_{c,ef} = 0.16884 \text{ m}^2.$

- . $\rho_{p,eff} = A_s / A_{c,eff} = 0.0291$

- . $E_{cm} = 22 [f_{cm}/10]^{0.3} \cdot 1000 = 34077146.199 \text{ KPa. (by Table 3.1)}$

- . $\alpha_e = E_s / E_{cm} = 5.8690$

- . $(\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm}) = (\sigma_s \cdot k_t \cdot f_{ct,eff} / \rho_{p,eff} \cdot (1 + \alpha_e \cdot \rho_{p,eff})) / E_s$
= 0.000429

>= $0.6 \cdot \sigma_s / E_s = 0.000412$

- . Bond coefficient (k_1) = 0.8000

- . Strain distribution coefficient (k_2) = 0.5000

- . NAD Value (k_3) = 3.4000

- . NAD Value (k_4) = 0.4250

- . $c = 0.06450 \text{ m.}$

- . $\Phi = 0.02500 \text{ m.}$

- . $S_{r,max} = k_3 \cdot c + k_1 \cdot k_2 \cdot k_4 \cdot \Phi / \rho_{p,eff} = 0.36549 \text{ m.}$

- . $w_k = S_{r,max} \cdot (\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm}) = 0.00016 \text{ m.}$

$w_k < 2.000e-04 \text{ m.} \text{ ---> O.K!}$

9.6 Pareti longitudinali edificio paratoie

Nel seguito si propone la verifica di resistenza delle pareti longitudinali dell'edificio paratoie in calcestruzzo armato, dedotte le azioni dal modello numerico descritto nei paragrafi precedenti.

Tale elemento strutturale viene analizzato come “non dissipativi”, coerentemente con le definizioni di cui al capitolo 7 delle NTC2018, ovvero, per le sole combinazioni di carico di natura sismica, la capacità delle suddette membrature viene calcolata nell'ipotesi che i materiali resistenti permangano in campo elastico o sostanzialmente elastico. Per le altre combinazioni di carico, invece, le sezioni vengono verificate coerentemente con il capitolo 4 delle NTC2018.

Nel seguito si riportano le verifiche effettuate.

9.6.1 Verifiche di resistenza flessionale

Si riportano di seguito le sollecitazioni generalizzate al metro lineare, presenti all'interno degli elementi strutturali.

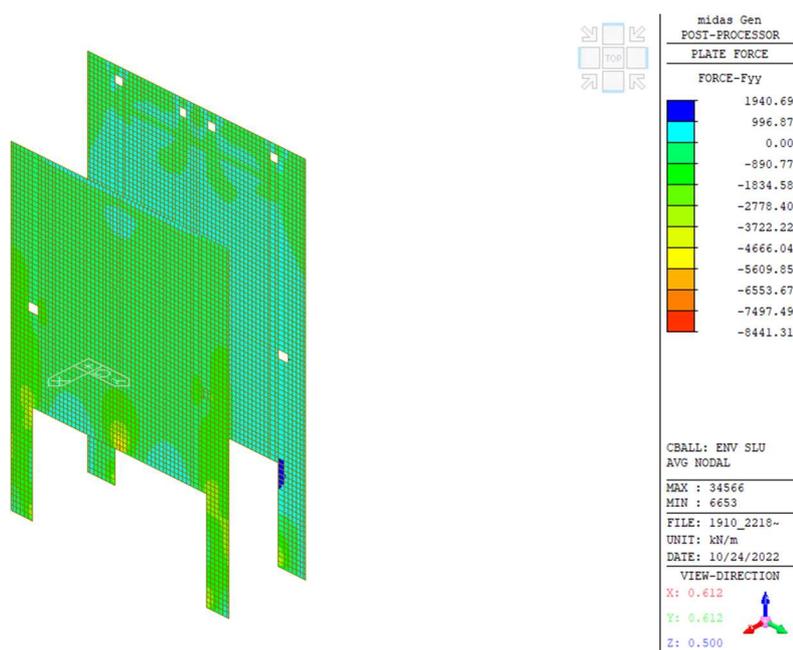


Figura 9.101: Azione assiale – SLU

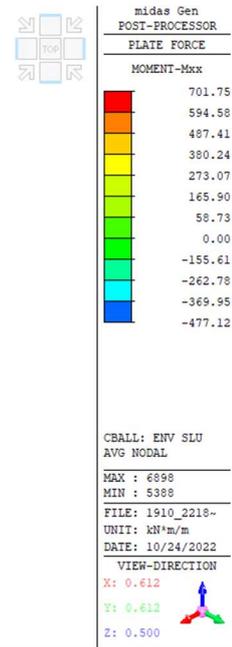
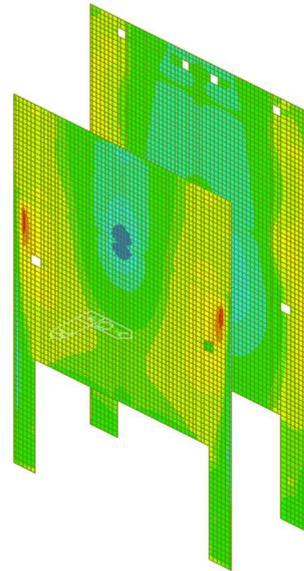


Figura 9.102: Azione flettente Mxx – SLU

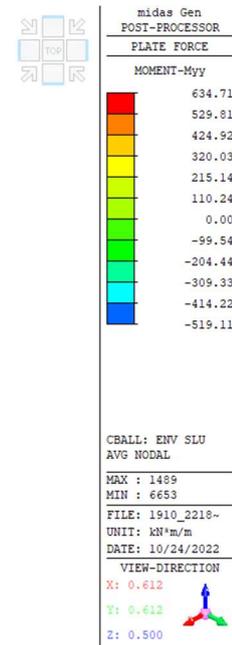
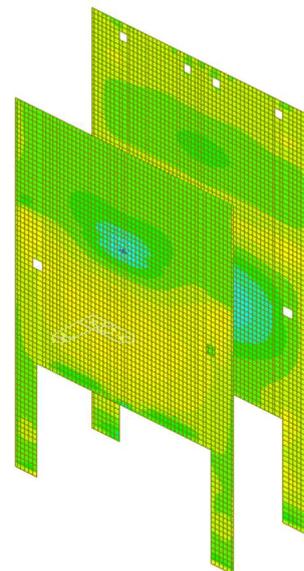


Figura 9.103: Azione flettente Myy – SLU

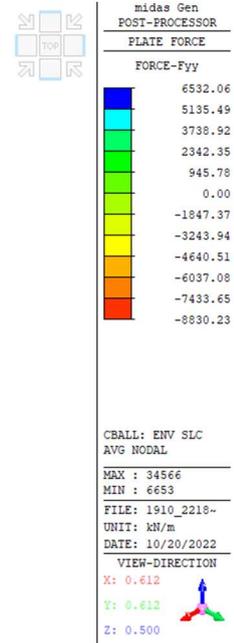
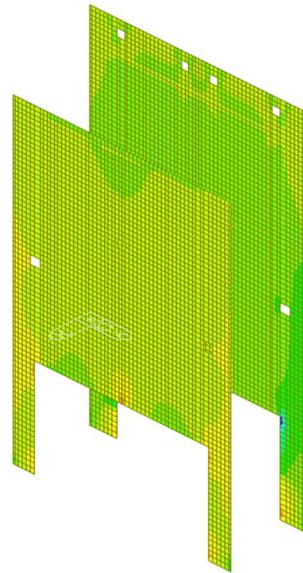


Figura 9.104: Azione assiale – SLC

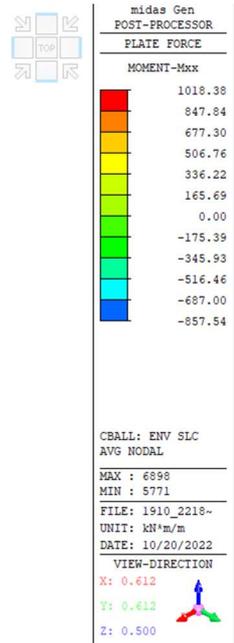
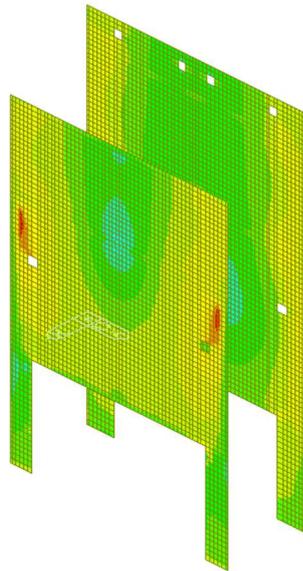


Figura 9.105: Azione flettente Mxx – SLC

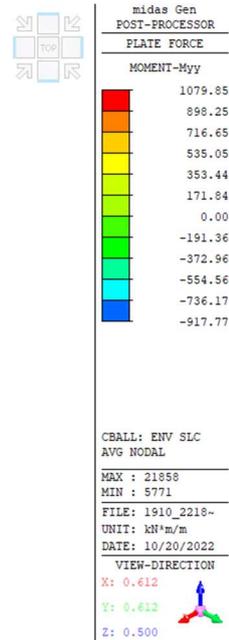
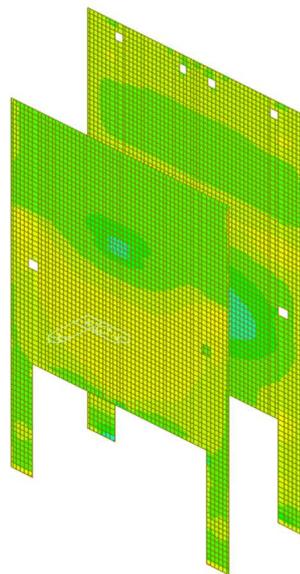


Figura 9.106: Azione flettente Myy – SLC

Di seguito si riporta il calcolo del momento resistente della sezione in riferimento all'armatura longitudinale a flessione.

Verifica C.A. S.L.U. - File: Armatura verticale

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2018 ?

Titolo: **Setto corto 70 cm SLC Armatura verticale**

N° figure elementari 1 Zoom N° strati barre 2 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	100	70	1	53.09	7.5
			2	53.09	62.5

Sollecitazioni S.L.U. Metodo n

N_{Ed} 0 kN
 M_{xEd} 0 kNm
 M_{yEd} 0 kNm

P.to applicazione N
 Centro Baricentro cls
 Coord.[cm] xN 0 yN 0

Tipo rottura
 Lato acciaio - Acciaio snervato

Materiali

B450C		C35/45	
ϵ_{su}	1.96 ‰	ϵ_{c2}	2 ‰
f_{yd}	391.3 N/mm ²	ϵ_{cu}	2 ‰
E_s	200 000 N/mm ²	f_{cd}	19.83
E_s/E_c	15	f_{cc}/f_{cd}	0.8
ϵ_{syd}	1.957 ‰	$\sigma_{c,adm}$	13.5
$\sigma_{s,adm}$	255 N/mm ²	T_{co}	0.8
		T_{c1}	2.257

M_{xRd} 1.152 kNm

σ_c -13.81 N/mm²
 σ_s 391.3 N/mm²
 ϵ_c 0.8983 ‰
 ϵ_s 1.96 ‰
 d 62.5 cm
 x 19.64 x/d 0.3143
 δ 0.8329

Tipo Sezione
 Rettan.re Trapezi
 a T Circolare
 Rettangoli Coord.
 DXF

Metodo di calcolo
 S.L.U.+ S.L.U.-
 Metodo n

Tipo flessione
 Retta Deviato

N° rett. 100
 Calcola MRd Dominio M-N
 L₀ 0 cm Col. modello
 Precompresso

Di seguito si riporta il calcolo del momento resistente della sezione in riferimento all'armatura trasversale a flessione.

Verifica C.A. S.L.U. - File: Armatura orizzontale

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2018 ?

TITOLO : Setto corto 70 cm SLC Armatura orizzontale

N° figure elementari 1 Zoom N° strati barre 2 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	100	70	1	45,24	5
			2	45,24	65

Sollecitazioni S.L.U. Metodo n

N Ed 0 0 kN
M xEd 0 0 kNm
M yEd 0 0

P.to applicazione N
 Centro Baricentro cls
 Coord.[cm] xN 0 yN 0

Tipo rottura
Lato acciaio - Acciaio snervato

Materiali B450C C35/45

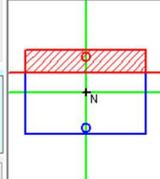
ϵ_{su} 1.96 ‰ ϵ_{c2} 2 ‰
 f_{yd} 391.3 N/mm² ϵ_{cu} 2 ‰
 E_s 200.000 N/mm² f_{cd} 19.83 ‰
 ϵ_s / ϵ_c 15 f_{cc} / f_{cd} 0.8 ?
 ϵ_{syd} 1.957 ‰ $\sigma_{c,adm}$ 13.5
 $\sigma_{s,adm}$ 255 N/mm² τ_{co} 0.8
 τ_{c1} 2.257

M xPd 1.044 kN m
 σ_c -12.49 N/mm²
 σ_s 391.3 N/mm²
 ϵ_c 0.783 ‰
 ϵ_s 1.96 ‰
d 65 cm
x 18.56 x/d 0.2855
 δ 0.7968

Metodo di calcolo
 S.L.U. + S.L.U. -
 Metodo n

Tipo flessione
 Retta Deviata

N° rett. 100
Calcola MRd Dominio M-N
L₀ 0 cm Col. modello
M-curvatura
 Precompresso



9.6.2 Verifiche di resistenza a taglio

Si riportano di seguito le sollecitazioni generalizzate al metro lineare, presenti all'interno degli elementi strutturali.

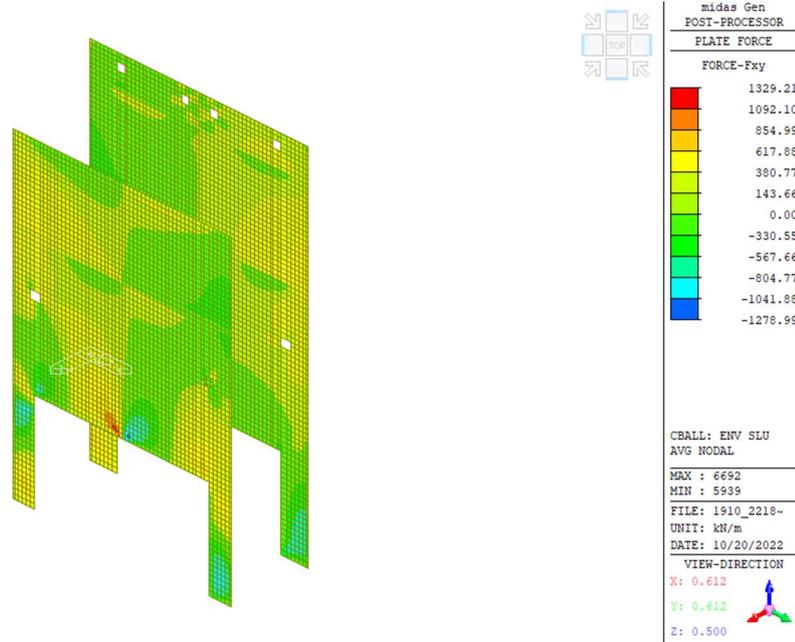


Figura 9.107: Azione tagliante nel piano – SLU

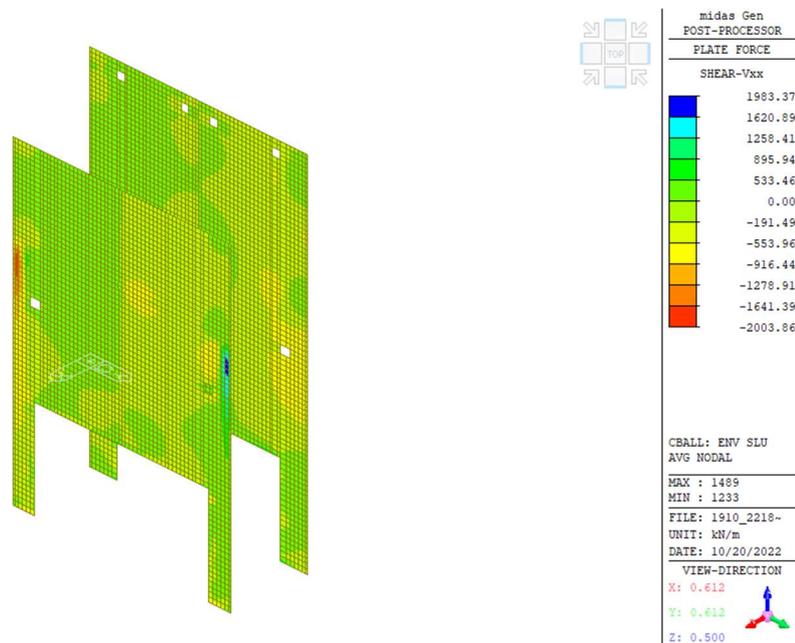


Figura 9.108: Azione tagliante fuori piano Vxx – SLU

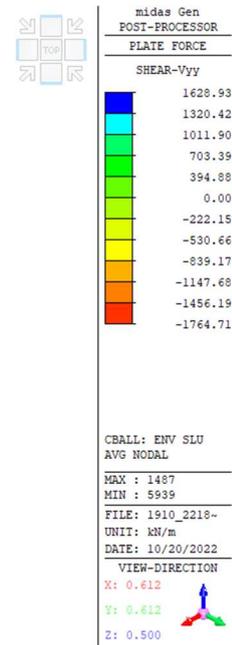
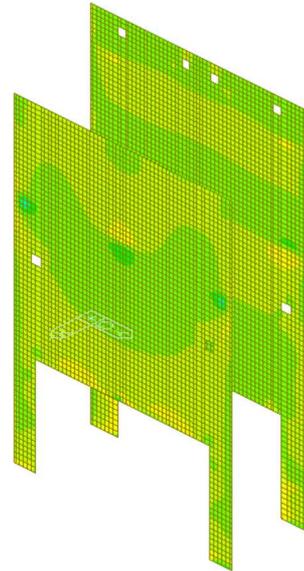


Figura 9.109: Azione tagliante fuori piano Vyy – SLU

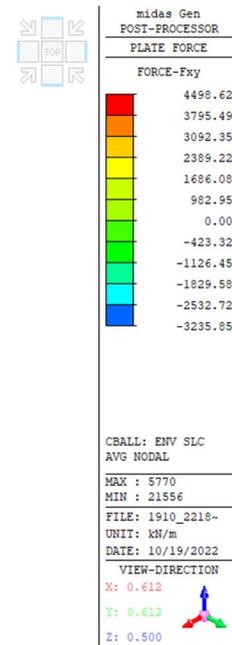
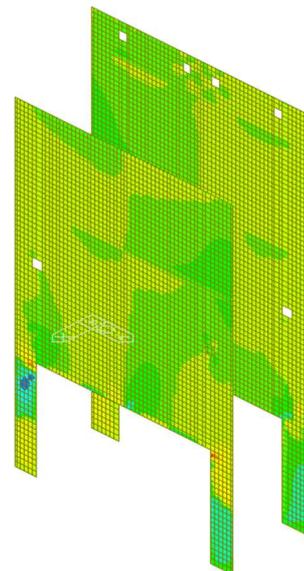


Figura 9.110: Azione tagliante nel piano – SLC

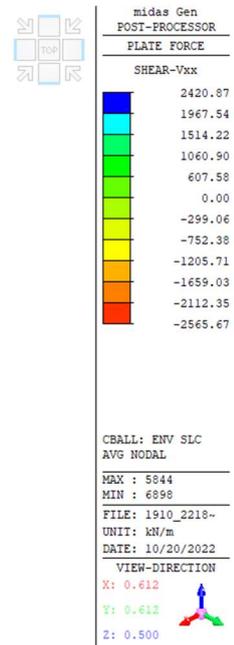
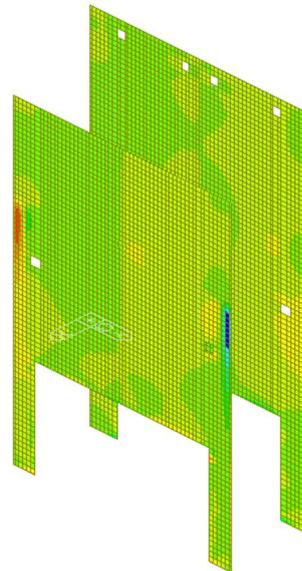


Figura 9.111: Azione tagliante fuori piano Vxx – SLC

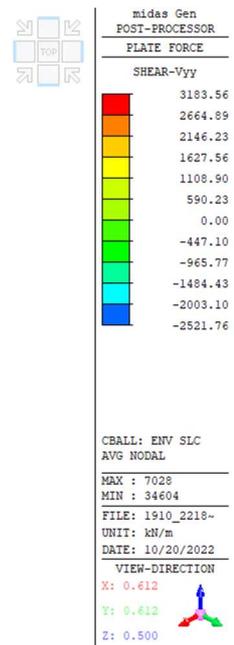
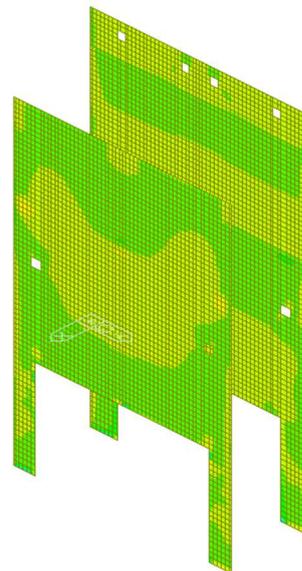


Figura 9.112: Azione tagliante fuori piano Vyy – SLC

Di seguito si riporta il calcolo del taglio resistente della sezione in riferimento alle armature a taglio nel piano.

RESISTENZA NEI CONFRONTI DI SOLLECITAZIONI TAGLIANTI - D.M. 17-01-2018				
Dati utente				
f_{yk} armature	daN/cm ²	4,500	tensione caratteristica di snervamento	
$f_{yd} = f_{yk}/\gamma_s$	daN/cm ²	3,913	tensione di progetto	
R_{ck}	daN/cm ²	450	Resistenza caratteristica cubica del calcestruzzo	
b_w	cm	70.0	Larghezza di taglio della sezione	
h	cm	100.0	Altezza della sezione	
d	cm	90.0	Altezza utile della sezione	
s	cm	10.0	Passo delle staffe	
ρ_l	%	0.00%	Rapporto percentuale dell'armatura tesa rispetto all'area della sezione	
$A_{sw,eff}$	cm ²	6.280	Area totale dei bracci di una staffatura a passo s effettivamente disposta dedicata al solo taglio	
N_{Ed}	daN	0	Azione assiale di progetto	
V_{Ed}	daN	253,272	Taglio di progetto (maggiore di ZERO)	
Risultati				
$c = h - d$	cm	10.0	Distanza del baricentro dell'armatura longitudinale dal bordo della sezione	
$d_w = 0.9 \times d$	cm	81.0	Braccio della coppia interna (approssimato)	
Controllo del "taglio compressione"				
$\tau_{Rd,max} = V \times f'_{cd}$	daN/cm ²	52.9	è la "tau" massima ammissibile con armatura apposta ponendo $\cot(\theta) = 1$ nella formula (4.1.19)	
$V_{Rcd,max} = \tau_{Rd,max} \times b_w \times d_w$	daN	300,014	Resistenza a "taglio compressione" massima (in presenza di armatura)	
$r_2 = V_{Rd,max} / V_{Ed}$	n.o puro	1.18	la sezione è sufficiente	
Calcolo dell'armatura				
$\cot(\theta_{lim,inf}) =$	n.o puro	1.00	limite inferiore nella formula (4.1.16)	
$\cot(\theta_{lim,sup}) =$	n.o puro	2.50	limite superiore nella formula (4.1.16)	
$V_{Rcd} = f'_{cd} \times b_w \times d_w / (\cot(\theta) + \tan(\theta))$	daN	259,820	Resistenza a "taglio compressione"	
$V_{Rsd} = A_{sw} \times d_w \times f_{yd} / (s \times \tan(\theta))$	daN	344,762	Resistenza a "taglio trazione"	
$r_{sc} = V_{Rcd} / V_{Ed}$	n.o puro	1.03	OK Rapporto di sicurezza a "taglio compressione"	
$r_{st} = V_{Rsd} / V_{Ed}$	n.o puro	1.36	OK Rapporto di sicurezza a "taglio trazione"	

Di seguito si riporta il calcolo del taglio resistente della sezione in riferimento alle armature a taglio fuori piano.

RESISTENZA NEI CONFRONTI DI SOLLECITAZIONI TAGLIANTI - D.M. 17-01-2018				
Dati utente				
f_{yk} armature	daN/cm ²	4,500	tensione caratteristica di snervamento	
$f_{yd} = f_{yk}/\gamma_s$	daN/cm ²	3,913	tensione di progetto	
R_{ck}	daN/cm ²	450	Resistenza caratteristica cubica del calcestruzzo	
b_w	cm	100.0	Larghezza di taglio della sezione	
h	cm	70.0	Altezza della sezione	
d	cm	60.0	Altezza utile della sezione	
s	cm	10.0	Passo delle staffe	
ρ_l	%	0.00%	Rapporto percentuale dell'armatura tesa rispetto all'area della sezione	
$A_{sw,eff}$	cm ²	7.693	Area totale dei bracci di una staffatura a passo s effettivamente disposta dedicata al solo taglio	
N_{Ed}	daN	0	Azione assiale di progetto	
V_{Ed}	daN	256,567	Taglio di progetto (maggiore di ZERO)	
Risultati				
$c = h - d$	cm	10.0	Distanza del baricentro dell'armatura longitudinale dal bordo della sezione	
$d_w = 0.9 \times d$	cm	54.0	Braccio della coppia interna (approssimato)	
Controllo del "taglio compressione"				
$\tau_{Rd,max} = V \times f'_{cd}$	daN/cm ²	52.9	è la "tau" massima ammissibile con armatura apposta ponendo $\cot(\theta) = 1$ nella formula (4.1.19)	
$V_{Rcd,max} = \tau_{Rd,max} \times b_w \times d_w$	daN	285,728	Resistenza a "taglio compressione" massima (in presenza di armatura)	
$r_2 = V_{Rd,max} / V_{Ed}$	n.o puro	1.11	la sezione è sufficiente	
Calcolo dell'armatura				
$\cot(\theta_{lim,inf}) =$	n.o puro	1.00	limite inferiore nella formula (4.1.16)	
$\cot(\theta_{lim,sup}) =$	n.o puro	2.50	limite superiore nella formula (4.1.16)	
$V_{Rcd} = f'_{cd} \times b_w \times d_w / (\cot(\theta) + \tan(\theta))$	daN	257,816	Resistenza a "taglio compressione"	
$V_{Rsd} = A_{sw} \times d_w \times f_{yd} / (s \times \tan(\theta))$	daN	257,816	Resistenza a "taglio trazione"	
$r_{sc} = V_{Rcd} / V_{Ed}$	n.o puro	1.00	OK Rapporto di sicurezza a "taglio compressione"	
$r_{st} = V_{Rsd} / V_{Ed}$	n.o puro	1.00	OK Rapporto di sicurezza a "taglio trazione"	

9.6.3 Verifiche di esercizio

In riferimento alle sezioni maggiormente sollecitate, sono state effettuate anche le verifiche per gli stati limite d'esercizio, coerentemente con il capitolo 4.1.2.2 delle NTC2018. In particolare, è stata effettuata la verifica a fessurazione, per condizioni ambientali aggressive, corrispondenti alla classe di esposizione del calcestruzzo XC4. Inoltre, sono state controllate le tensioni d'esercizio dei materiali resistenti - acciaio e calcestruzzo – affinché fossero inferiori ai limiti imposti da norma.

Si opta per presentare la verifica allo stato limite di limitazione delle tensioni e allo stato limite di fessurazione per sollecitazioni flessionali fuori piano, in direzione locale y (parallelo all'asse globale Z).

Nel seguito l'involuppo delle azioni flettenti per i due setti, nelle combinazioni di carico previste dalla normativa vigente:

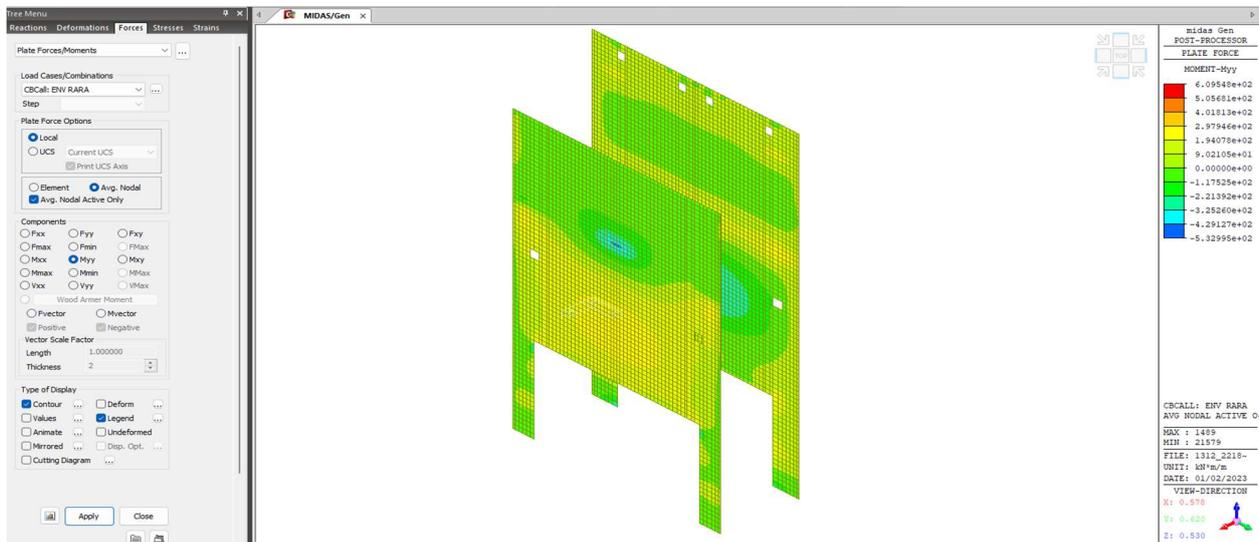


Figura 9.113: Azioni flettenti Myy– Envelope RARA– Setto sp. 70 cm

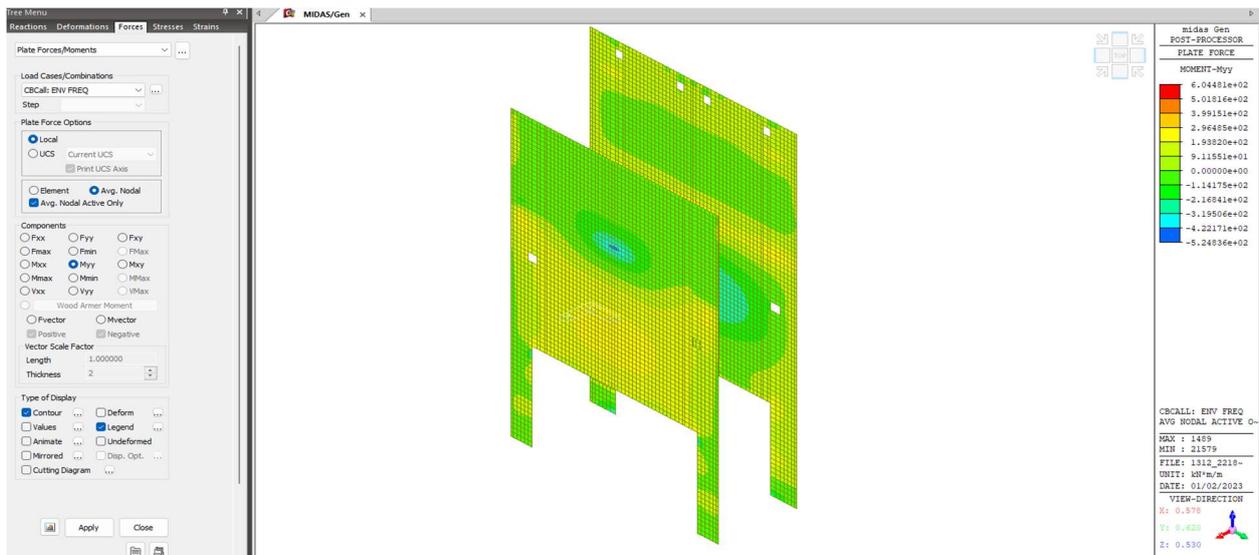


Figura 9.114: Azioni flettenti Myy– Envelope FREQUENTE– Setto sp. 70 cm

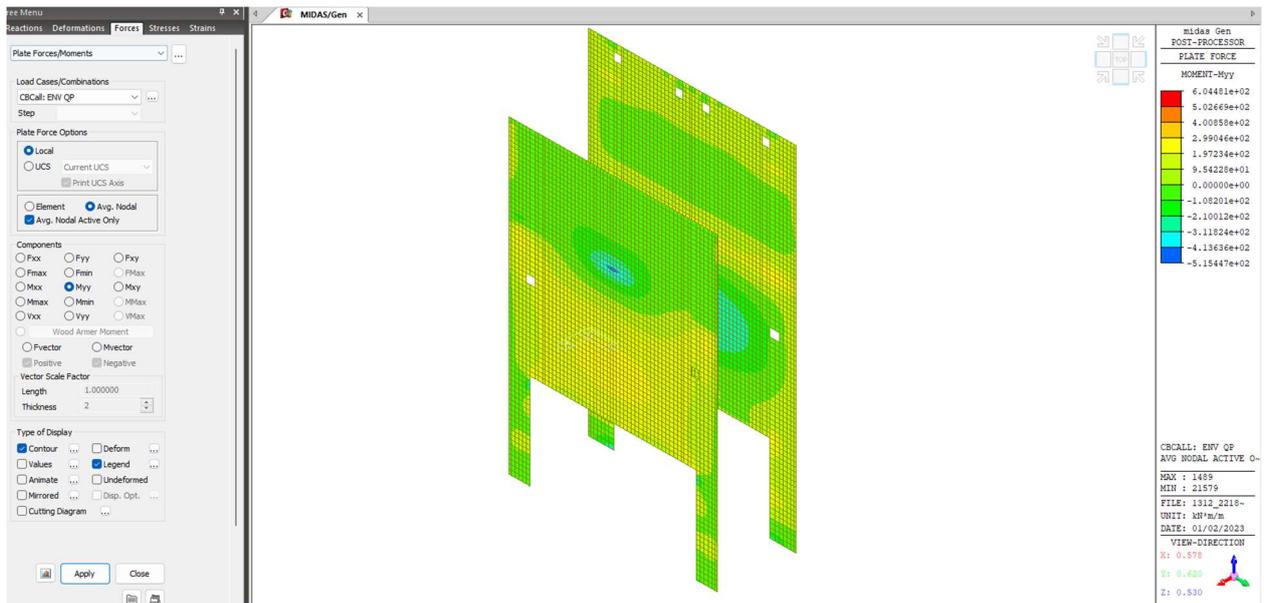


Figura 9.115: Azioni flettenti Myy– Envelope QUASI PERMANENTE – Setto sp. 70 cm

All'azione flettente Myy, viene associata la relativa azione assiale Fyy da implementare nella verifica a presso/tenso flessione.

Nel seguito le sollecitazioni considerate:

Combinazione rara: $M_{yy} = 100 \text{ kNm/m}$
 $F_{yy} = 700 \text{ kN/m}$ (trazione)

Combinazione frequente: analoga alla combinazione rara

Combinazione q,permanente: analoga alla combinazione rara

Per il caso in esame, le azioni derivanti dagli involuipi delle combinazioni rara, frequente e quasi permanente sono pressoché identiche, come si evince anche dalle Figura 9.113, Figura 9.114 e Figura 9.115.

Stato limite di limitazione delle tensioni

- *.DESCRIPTION OF COLUMN DATA (ISEC = 431) : C2-Muro Paratoia
- Section Type : Rectangular with Ties (RT)
- Section Height (HTc) = 5.000 m.
- Section Depth (Hc) = 0.700 m.
- Section Width (Bc) = 1.000 m.
- Concrete Cover to C.O.R. (do) = 0.077 m.
- Concrete Strength (fck) = 35000.000 KPa.
- Modulus of Elasticity (Ec) = 34077146.199 KPa.
- Main Rebar Strength (fyk) = 450000.000 KPa.
- Ties/Spirals Strength (fyw) = 450000.000 KPa.
- Modulus of Elasticity (Es) = 200000000.000 KPa.

*.DESCRIPTION OF APPLIED FACTORS FOR DESIGN/CHECKING.

Special Provisions For Seismic Design.

*.REBAR PATTERN = RT - 20 - 2 - P25 Unit : m.

i	d _{yi}	d _{zi}	Rebar	Asi
1	-0.423	-0.273	1-P25	0.00049
2	-0.423	0.273	1-P25	0.00049
3	-0.329	0.273	1-P25	0.00049
4	-0.235	0.273	1-P25	0.00049
5	-0.141	0.273	1-P25	0.00049
6	-0.047	0.273	1-P25	0.00049
7	0.047	0.273	1-P25	0.00049
8	0.141	0.273	1-P25	0.00049
9	0.235	0.273	1-P25	0.00049
10	0.329	0.273	1-P25	0.00049
11	0.423	0.273	1-P25	0.00049
12	0.423	-0.273	1-P25	0.00049
13	0.329	-0.273	1-P25	0.00049
14	0.235	-0.273	1-P25	0.00049
15	0.141	-0.273	1-P25	0.00049
16	0.047	-0.273	1-P25	0.00049
17	-0.047	-0.273	1-P25	0.00049
18	-0.141	-0.273	1-P25	0.00049
19	-0.235	-0.273	1-P25	0.00049
20	-0.329	-0.273	1-P25	0.00049

*. DEFINITION OF LOAD COMBINATIONS WITH SCALING UP FACTORS.

LCB C Loadcase Name(Factor) + Loadcase Name(Factor) + Loadcase Name(Factor)

- 2 2 Azione Assiale R(1.000) +Azione Flettente R(1.000)
3 2 Azione Assiale QP(1.000) +Azione Flettente QP(1.000)
4 2 Azione Assiale F(1.000) +Azione Flettente F(1.000)

=====
[[[*]]] CHECK SERVICEABILITY STRESS LIMIT.
=====

(). Calculate stress of Concrete.

- . LCB = 4 (Frequent)
-. k1 = 0.60000
-. k3 = 0.80000

(Assumed Uncracked Section)

- . Pu = -698.70 kN.
-. M_{uy} = 100.00 kN-m.
-. M_{uz} = -0.55 kN-m.
-. f_{ctm} = 0.30 * f_{ck}^(2/3) = 3209.96244 KPa.
-. f_{rl} = (1.6 - H/1000) * f_{ctm} = 2888.96620 KPa.
-. f_r = -MAX[f_{ctm}, f_{rl}] = -3209.96244 KPa.
-. Area = 0.80542 m².
-. y_{bar} = 0.50000 m.

- . y' = 1.00000 m.
 - . y = 0.00000 m.
 - . z_bar = 0.35000 m.
 - . z' = 0.00000 m.
 - . z = 0.70000 m.
 - . lyy = 0.03644 m⁴.
 - . lzz = 0.06602 m⁴.

- . Ss_con (Tens.) = Pu/Area + Muy*(z'-z_bar)/lyy + Muz*(y'-y_bar)/lzz = -1832.15133 KPa.
 - . Ss_con (Tens.) > fr ---> UnCracked Section !

- . Ss_con (Comp.) = Pu/Area + Muy*(z-z_bar)/lyy + Muz*(y-y_bar)/lzz = 97.16469 KPa.
 - . Ss_con (Comp.) < k1*fck = 21000.00000 KPa. ---> O.K !

(). Calculate stress of Reinforcement.

- . LCB = 4
 - . k1 = 0.60000
 - . k3 = 0.80000

(Assumed Uncracked Section)

- . Pu = -698.70 kN.
 - . Muy = 100.00 kN-m.
 - . Muz = -0.55 kN-m.
 - . n = 11.73807(Long Term).
 - . Area = 0.80542 m².
 - . y_bar = 0.50000 m.
 - . z_bar = 0.35000 m.
 - . lyy = 0.03644 m⁴.
 - . lzz = 0.06602 m⁴.
 - . Ss_stl = n * (Pu/Area + Muy*(z-z_bar)/lyy + Muz*(y-y_bar)/lzz) = 19018.05297 KPa.
 Ss_stl < k3*fyk = 360000.00000 KPa. ---> O.K !

(). Calculate stress of Concrete and Check Linear Creep.

- . LCB = 3 (Quasi-permanent)
 - . k2 = 0.45000

(Assumed Uncracked Section)

- . Pu = -698.70 kN.
 - . Muy = 100.00 kN-m.
 - . Muz = -0.55 kN-m.
 - . Area = 0.80542 m².
 - . y_bar = 0.50000 m.
 - . z_bar = 0.35000 m.
 - . lyy = 0.03644 m⁴.
 - . lzz = 0.06602 m⁴.
 - . Ss_con (Comp.) = Pu/Area + Muy*(z-z_bar)/lyy + Muz*(y-y_bar)/lzz = 97.16469 KPa.
 Ss_con (Comp.) < k2*fck = 15750.00000 KPa. ---> O.K! and Linear Creep

Stato limite di fessurazione

=====
 [[[*]]] CHECK SERVICEABILITY CRACK LIMIT ABOUT MINOR AXIS.
 =====

(). Calculate crack width.

- . Ss_{con} (Tens.) < f_r --> UnCracked Section (Do not check crack width.)

- . $w_k = 0.0$ m.

9.7 Parete centrale edificio paratoie

Nel seguito si propone la verifica di resistenza della parete centrale dell'edificio paratoie in calcestruzzo armato, dedotte le azioni dal modello numerico descritto nei paragrafi precedenti.

Tale elemento strutturale viene analizzato come “non dissipativi”, coerentemente con le definizioni di cui al capitolo 7 delle NTC2018, ovvero, per le sole combinazioni di carico di natura sismica, la capacità delle suddette membrature viene calcolata nell'ipotesi che i materiali resistenti permangano in campo elastico o sostanzialmente elastico. Per le altre combinazioni di carico, invece, le sezioni vengono verificate coerentemente con il capitolo 4 delle NTC2018.

Nel seguito si riportano le verifiche effettuate.

9.7.1 Verifiche di resistenza flessionale

Si riportano di seguito le sollecitazioni generalizzate al metro lineare, presenti all'interno degli elementi strutturali.

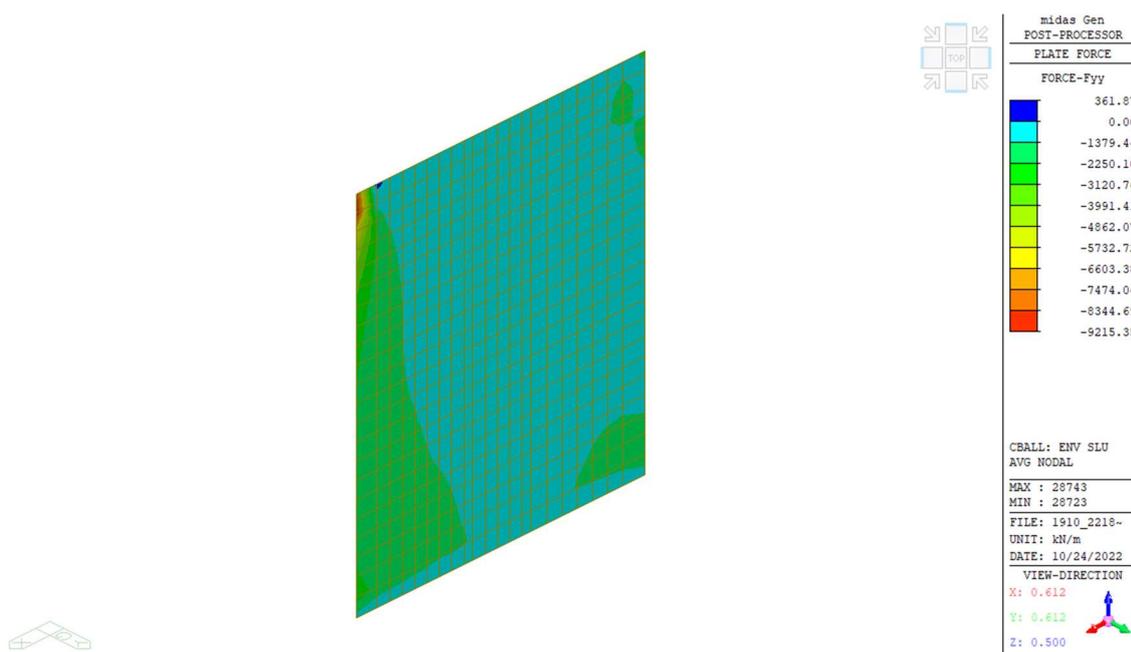


Figura 9.116: Azione assiale – SLU

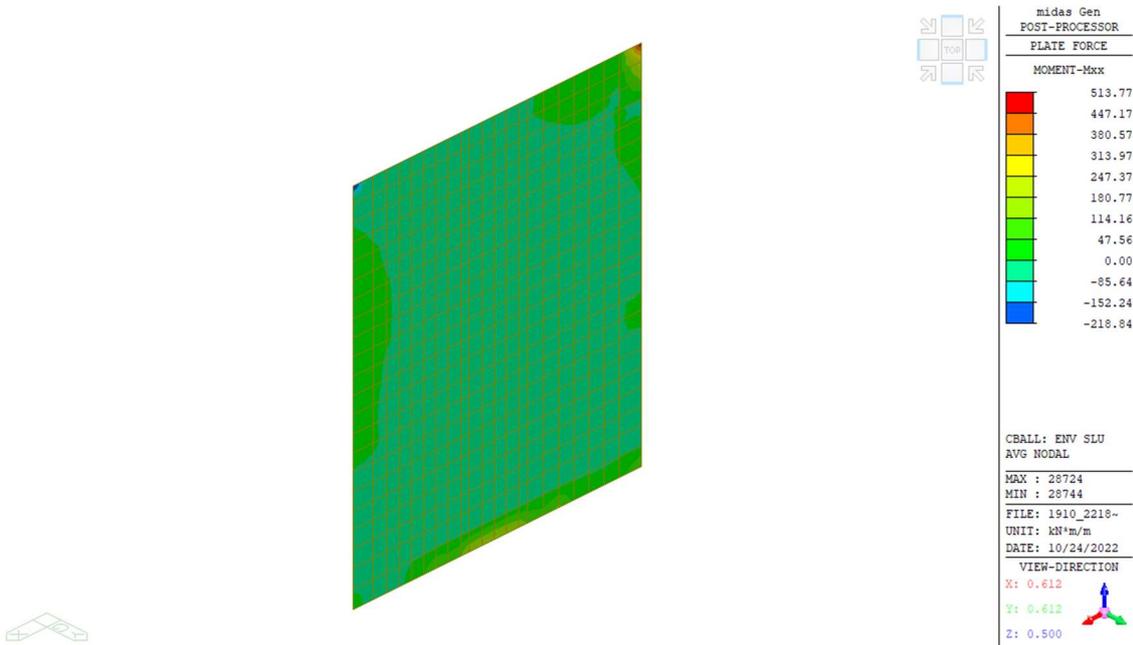


Figura 9.117: Azione flettente Mxx – SLU

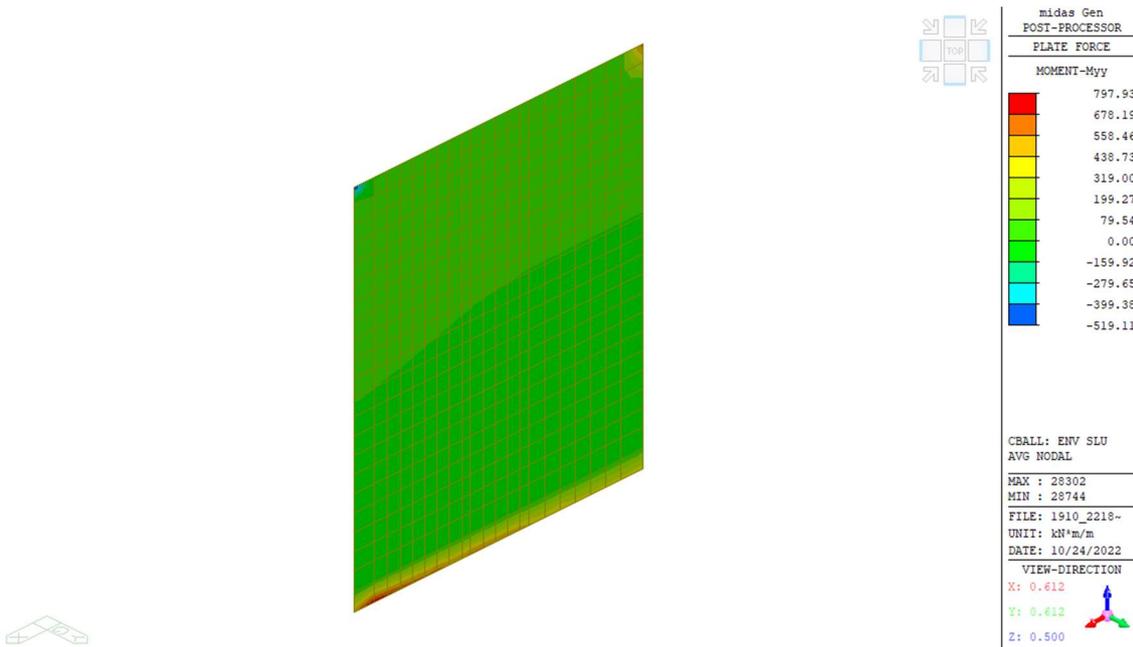


Figura 9.118: Azione flettente Myy – SLU

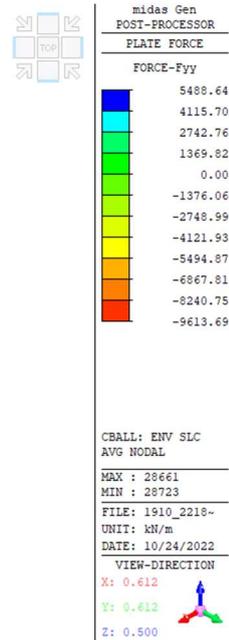
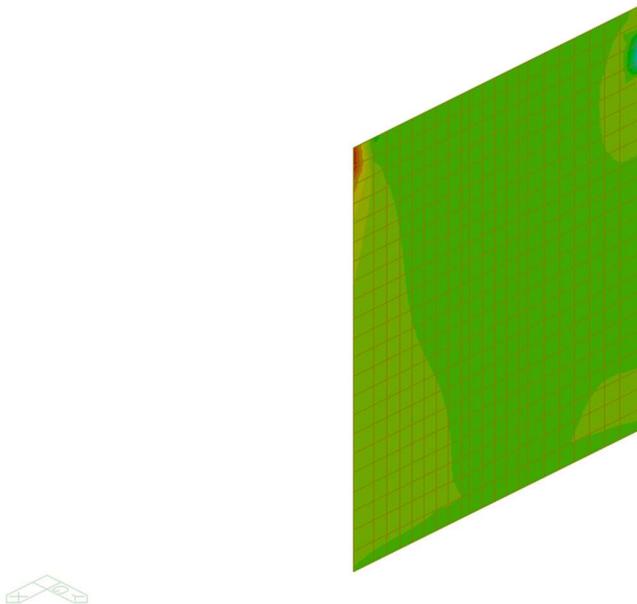


Figura 9.119: Azione assiale – SLC

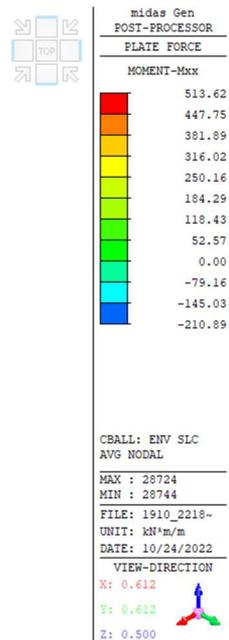
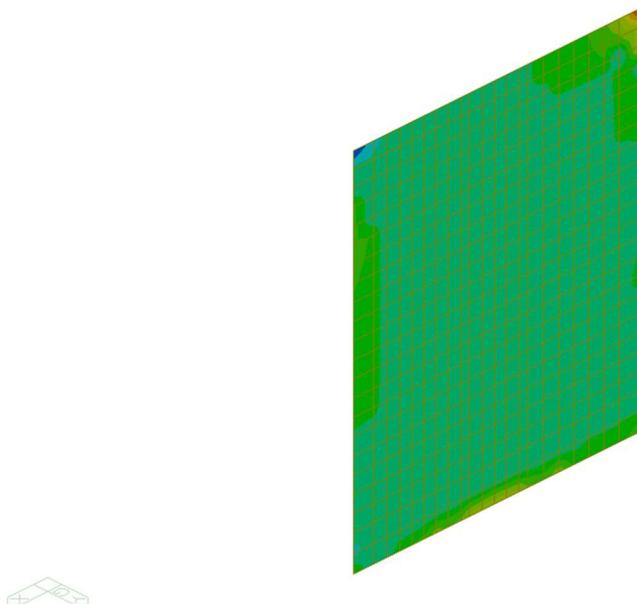


Figura 9.120: Azione flettente Mxx – SLC

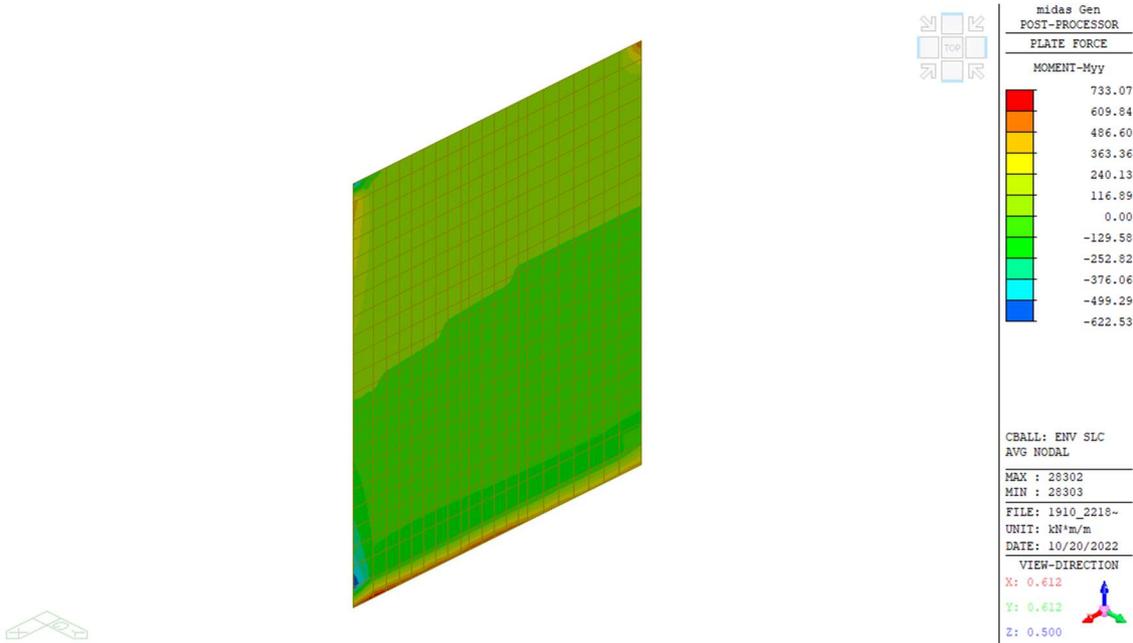


Figura 9.121: Azione flettente Myy – SLC

Di seguito si riporta il calcolo del momento resistente della sezione in riferimento all'armatura longitudinale a flessione.

Verifica C.A. S.L.U. - File: Armatura verticale

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2018 ?

Titolo: Setto 55 cm Armatura verticale

N° figure elementari: 1 Zoom N° strati barre: 2 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	100	55	1	53,09	7,5
			2	53,09	47,5

Sollecitazioni
 S.L.U. Metodo n
 N_{Ed} 0 kN
 M_{xEd} 0 kNm
 M_{yEd} 0 kNm

P.to applicazione N
 Centro Baricentro cls
 Coord.[cm] xN 0 yN 0

Materiali
B450C **C35/45**
 ε_{su} 1,96 ‰ ε_{c2} 2 ‰
 f_{yd} 391,3 N/mm² ε_{cu} 2 ‰
 E_s 200.000 N/mm² f_{cd} 19,83 ‰
 E_s/E_c 15 f_{cc}/f_{cd} 0,8
 ε_{syd} 1,957 ‰ σ_{c,adm} 13,5 ‰
 σ_{s,adm} 255 N/mm² τ_{co} 0,8 ‰
 τ_{c1} 2,257 ‰

M_{xRd} 854,5 kNm
 σ_c -15,5 N/mm²
 σ_s 391,3 N/mm²
 ε_c 1,065 ‰
 ε_s 1,96 ‰
 d 47,5 cm
 x 16,73 x/d 0,3522
 δ 0,8802

Tipo Sezione
 Rettan.re Trapezi
 a T Circolare
 Rettangoli Coord.
 DXF

Metodo di calcolo
 S.L.U. + S.L.U. -
 Metodo n

Tipo flessione
 Retta Deviala

N° rett. 100
 Calcola MRd Dominio M-N
 L₀ 0 cm Col. modello
 M-curvatura
 Precompresso

Di seguito si riporta il calcolo del momento resistente della sezione in riferimento all'armatura trasversale a flessione.

Verifica C.A. S.L.U. - File: Armatura orizzontale

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2018 ?

Titolo: **Setto 55 cm Armatura orizzontale**

N° figure elementari: 1 Zoom N° strati barre: 2 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	100	55	1	31,42	5
			2	31,42	50

Tipo Sezione:
 Rettang. re Trapezi
 a T Circolare
 Rettangoli Coord.
 DXF

Sollecitazioni S.L.U. Metodo n

N: 0 kN
 M_{xEd}: 0 kNm
 M_{yEd}: 0 kNm

P.to applicazione N:
 Centro Baricentro cls
 Coord. [cm] xN: 0 yN: 0

Tipo rottura: Lato acciaio - Acciaio snervato

Metodo di calcolo:
 S.L.U. + S.L.U. -
 Metodo n

Tipo flessione:
 Retta Deviata

N° rett.: 100

Calcola MRd Dominio M-N

L₀: 0 cm Col. modello

M-curvatura

Precompresso

Materiali: B450C C35/45

Proprietà	B450C	C35/45
ϵ_{su}	1,96 ‰	2 ‰
f_{yd}	391,3 N/mm ²	2 ‰
E_s	200.000 N/mm ²	19.83 ‰
E_s/E_c	15	0,8
ϵ_{syd}	1,957 ‰	13,5
$C_{s,adm}$	255 N/mm ²	0,8
τ_{c1}		2,257

M_{xRd}: 554,8 kN m

σ_c : -12,22 N/mm²
 σ_s : 391,3 N/mm²
 ϵ_c : 0,7614 ‰
 ϵ_s : 1,96 ‰
 d: 50 cm
 x: 13,99 x/d: 0,2798
 δ : 0,7897

9.7.2 Verifiche di resistenza a taglio

Si riportano di seguito le sollecitazioni generalizzate al metro lineare, presenti all'interno degli elementi strutturali.

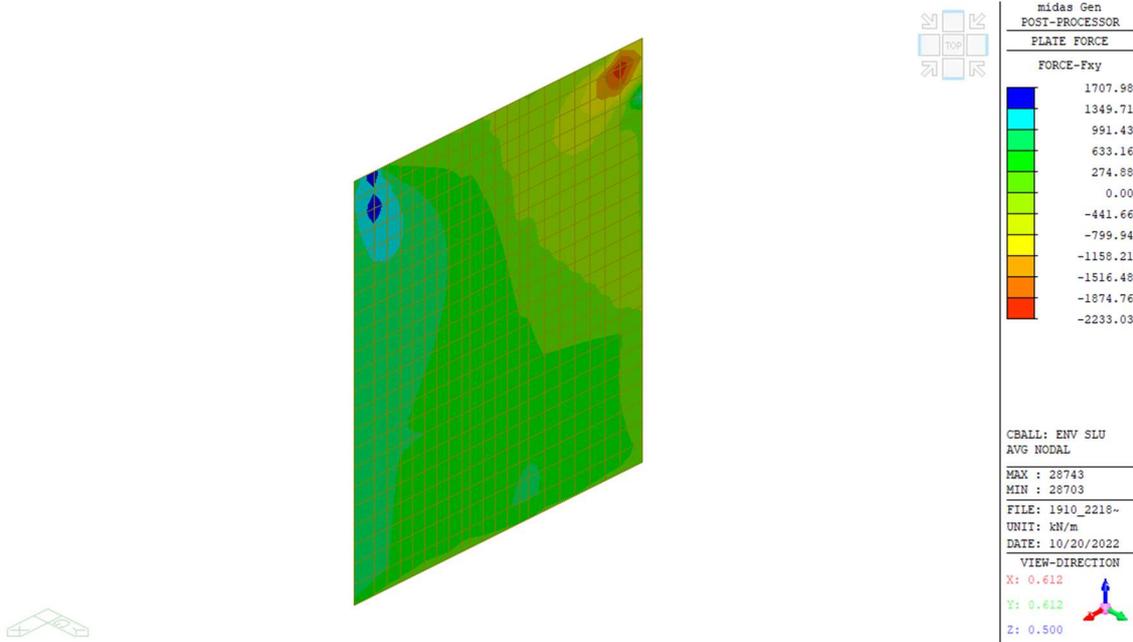


Figura 9.122: Azione tagliante nel piano – SLU

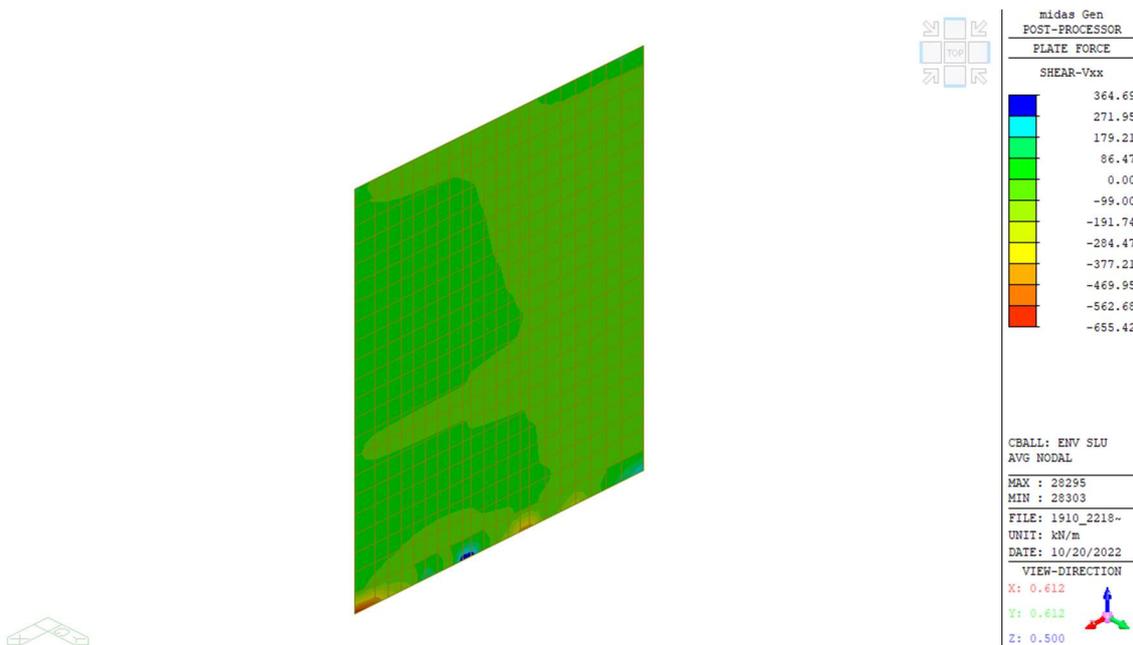


Figura 9.123: Azione tagliante fuori piano Vxx – SLU

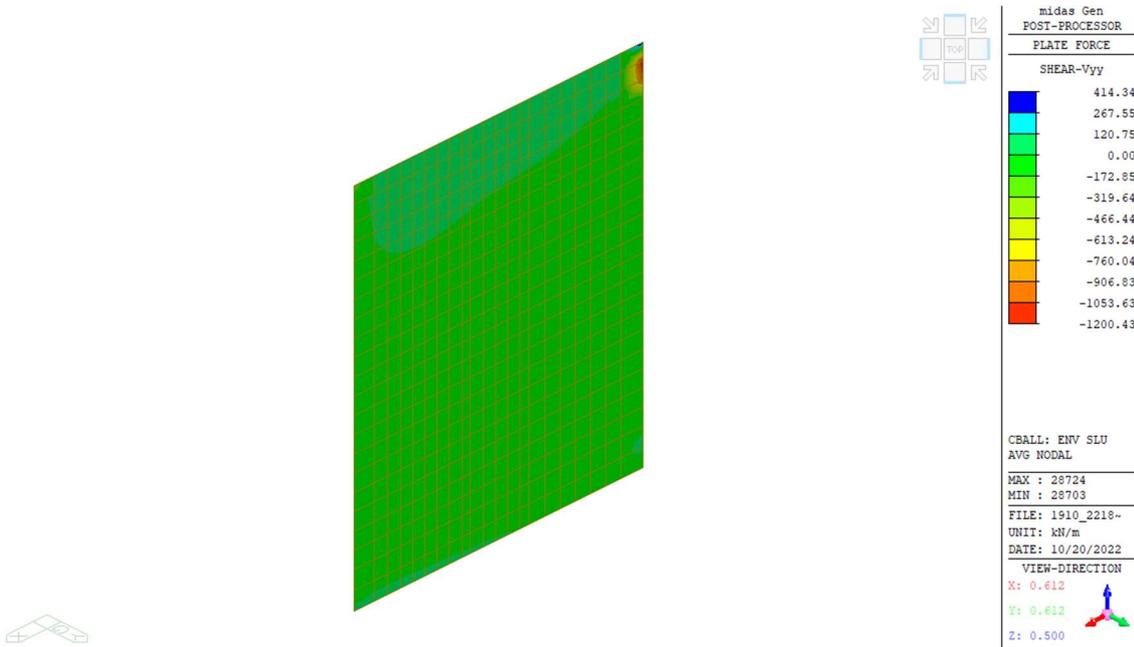


Figura 9.124: Azione tagliante fuori piano Vyy – SLU

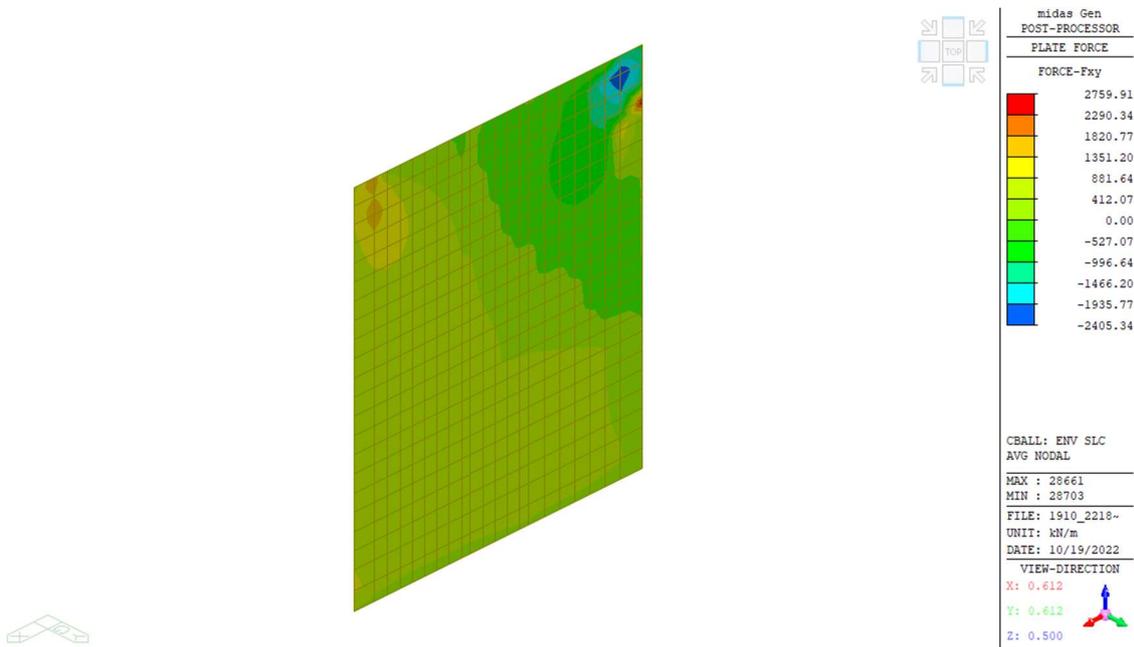


Figura 9.125: Azione tagliante nel piano – SLC

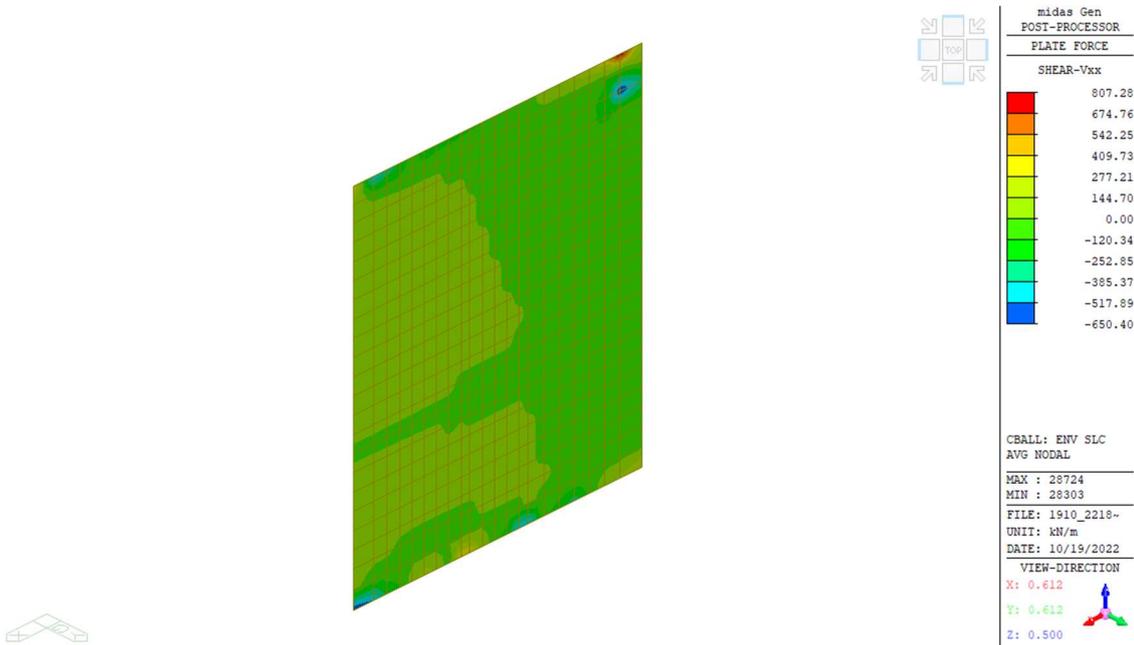


Figura 9.126: Azione tagliante fuori piano Vxx – SLC

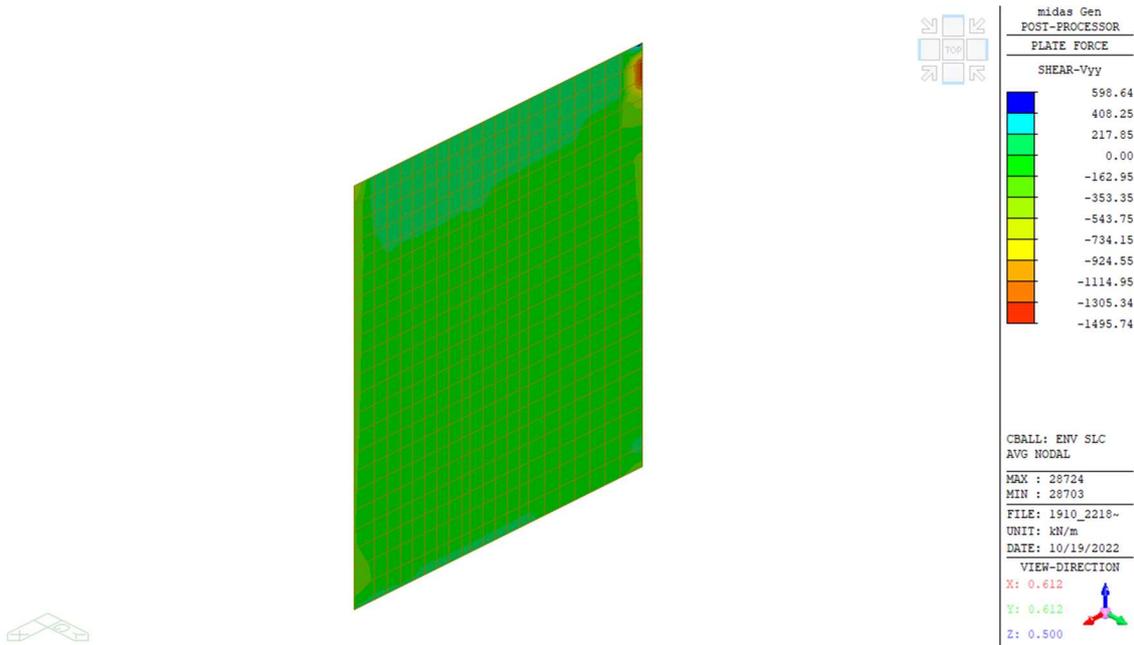


Figura 9.127: Azione tagliante fuori piano Vyy – SLC

Di seguito si riporta il calcolo del taglio resistente della sezione in riferimento alle armature a taglio nel piano.

RESISTENZA NEI CONFRONTI DI SOLLECITAZIONI TAGLIANTI - D.M. 17-01-2018				
Dati utente				
f_{yk} armature	daN/cm ²	4,500	tensione caratteristica di snervamento	
$f_{yd} = f_{yk}/\gamma_s$	daN/cm ²	3,913	tensione di progetto	
R_{ck}	daN/cm ²	450	Resistenza caratteristica cubica del calcestruzzo	
b_w	cm	55.0	Larghezza di taglio della sezione	
h	cm	100.0	Altezza della sezione	
d	cm	90.0	Altezza utile della sezione	
s	cm	10.0	Passo delle staffe	
ρ_l	%	0.00%	Rapporto percentuale dell'armatura tesa rispetto all'area della sezione	
$A_{sw,eff}$	cm ²	6.280	Area totale dei bracci di una staffatura a passo s effettivamente disposta dedicata al solo taglio	
N_{Ed}	daN	0	Azione assiale di progetto	
V_{Ed}	daN	229,034	Taglio di progetto (maggiore di ZERO)	
Risultati				
$c = h - d$	cm	10.0	Distanza del baricentro dell'armatura longitudinale dal bordo della sezione	
$d_w = 0.9 \times d$	cm	81.0	Braccio della coppia interna (approssimato)	
Controllo del "taglio compressione"				
$\tau_{RD,max} = V \times f'_{cd}$	daN/cm ²	52.9	è la "tau" massima ammissibile con armatura apposta ponendo $\cot(\theta) = 1$ nella formula (4.1.19)	
$V_{Rcd,max} = \tau_{RD,max} \times b_w \times d_w$	daN	235,725	Resistenza a "taglio compressione" massima (in presenza di armatura)	
$r_2 = V_{Rcd,max} / V_{Ed}$	n.o puro	1.03	la sezione è sufficiente	
Calcolo dell'armatura				
$\cot(\theta_{lim,inf}) =$	n.o puro	1.00	limite inferiore nella formula (4.1.16)	
$\cot(\theta_{lim,sup}) =$	n.o puro	2.50	limite superiore nella formula (4.1.16)	
$V_{Rcd} = f'_{cd} \times b_w \times d_w / (\cot(\theta) + \tan(\theta))$	daN	232,854	Resistenza a "taglio compressione"	
$V_{Rsd} = A_{sw} \times d_w \times f_{yd} / (s \times \tan(\theta))$	daN	232,854	Resistenza a "taglio trazione"	
$r_{sc} = V_{Rcd} / V_{Ed}$	n.o puro	1.02	OK Rapporto di sicurezza a "taglio compressione"	
$r_{st} = V_{Rsd} / V_{Ed}$	n.o puro	1.02	OK Rapporto di sicurezza a "taglio trazione"	

Di seguito si riporta il calcolo del taglio resistente della sezione in riferimento alle armature a taglio fuori piano.

RESISTENZA NEI CONFRONTI DI SOLLECITAZIONI TAGLIANTI - D.M. 17-01-2018				
Dati utente				
f_{yk} armature	daN/cm ²	4,500	tensione caratteristica di snervamento	
$f_{yd} = f_{yk}/\gamma_s$	daN/cm ²	3,913	tensione di progetto	
R_{ck}	daN/cm ²	450	Resistenza caratteristica cubica del calcestruzzo	
b_w	cm	100.0	Larghezza di taglio della sezione	
h	cm	55.0	Altezza della sezione	
d	cm	45.0	Altezza utile della sezione	
s	cm	10.0	Passo delle staffe	
ρ_l	%	0.00%	Rapporto percentuale dell'armatura tesa rispetto all'area della sezione	
$A_{sw,eff}$	cm ²	5.652	Area totale dei bracci di una staffatura a passo s effettivamente disposta dedicata al solo taglio	
N_{Ed}	daN	0	Azione assiale di progetto	
V_{Ed}	daN	76,004	Taglio di progetto (maggiore di ZERO)	
Risultati				
$c = h - d$	cm	10.0	Distanza del baricentro dell'armatura longitudinale dal bordo della sezione	
$d_w = 0.9 \times d$	cm	40.5	Braccio della coppia interna (approssimato)	
Controllo del "taglio compressione"				
$\tau_{RD,max} = V \times f'_{cd}$	daN/cm ²	52.9	è la "tau" massima ammissibile con armatura apposta ponendo $\cot(\theta) = 1$ nella formula (4.1.19)	
$V_{Rcd,max} = \tau_{RD,max} \times b_w \times d_w$	daN	214,296	Resistenza a "taglio compressione" massima (in presenza di armatura)	
$r_2 = V_{Rcd,max} / V_{Ed}$	n.o puro	2.82	la sezione è sufficiente	
Calcolo dell'armatura				
$\cot(\theta_{lim,inf}) =$	n.o puro	1.00	limite inferiore nella formula (4.1.16)	
$\cot(\theta_{lim,sup}) =$	n.o puro	2.50	limite superiore nella formula (4.1.16)	
$V_{Rcd} = f'_{cd} \times b_w \times d_w / (\cot(\theta) + \tan(\theta))$	daN	174,260	Resistenza a "taglio compressione"	
$V_{Rsd} = A_{sw} \times d_w \times f_{yd} / (s \times \tan(\theta))$	daN	174,260	Resistenza a "taglio trazione"	
$r_{sc} = V_{Rcd} / V_{Ed}$	n.o puro	2.29	OK Rapporto di sicurezza a "taglio compressione"	
$r_{st} = V_{Rsd} / V_{Ed}$	n.o puro	2.29	OK Rapporto di sicurezza a "taglio trazione"	

9.7.3 Verifiche di esercizio

In riferimento alle sezioni maggiormente sollecitate, sono state effettuate anche le verifiche per gli stati limite d'esercizio, coerentemente con il capitolo 4.1.2.2 delle NTC2018. In particolare, è stata effettuata la verifica a fessurazione, per condizioni ambientali aggressive, corrispondenti alla classe di esposizione del calcestruzzo XC4. Inoltre, sono state controllate le tensioni d'esercizio dei materiali resistenti - acciaio e calcestruzzo – affinché fossero inferiori ai limiti imposti da norma.

Si opta per presentare la verifica allo stato limite di limitazione delle tensioni e allo stato limite di fessurazione per sollecitazioni flessionali fuori piano, in direzione locale y (parallelo all'asse globale Z).

Nel seguito l'involuppo delle azioni flettenti per il setto, nelle combinazioni di carico previste dalla normativa vigente:

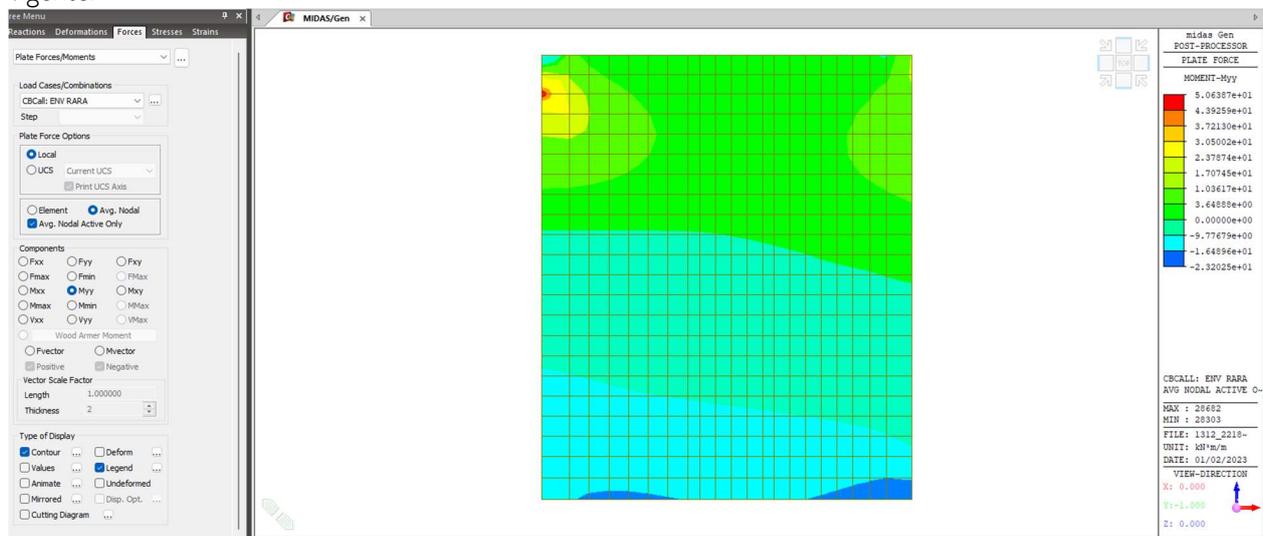


Figura 9.128: Azioni flettenti Myy– Envelope RARA– Setto sp. 55 cm

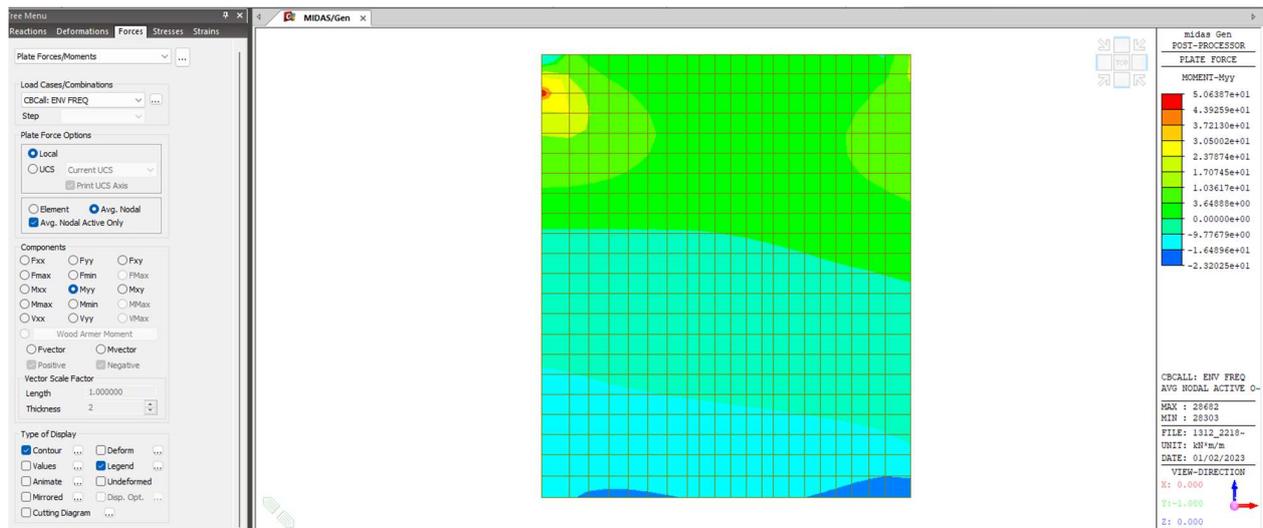


Figura 9.129: Azioni flettenti Myy– Envelope FREQUENTE– Setto sp. 55 cm

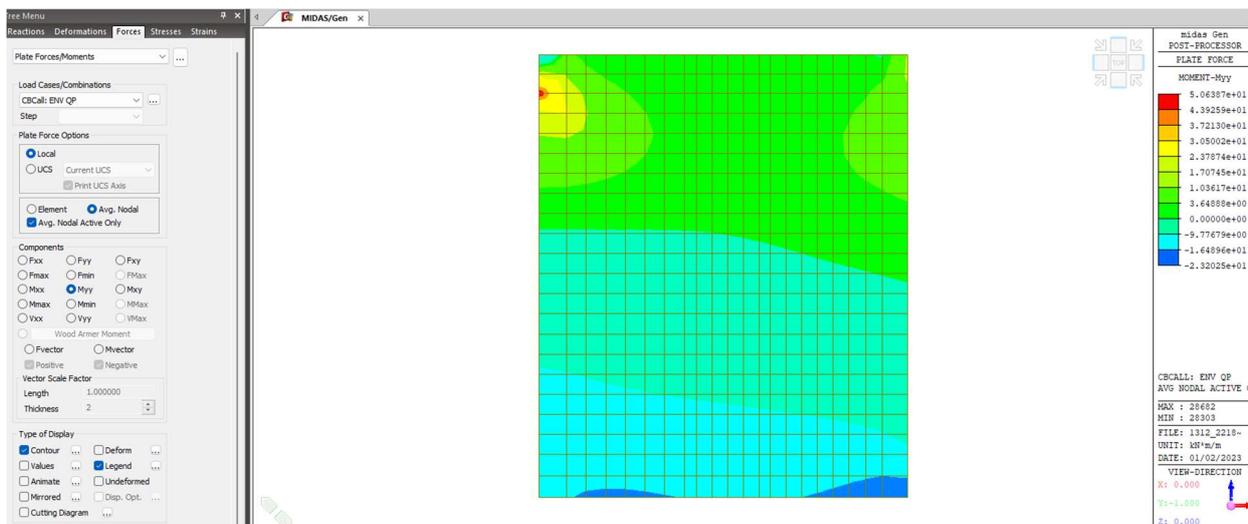


Figura 9.130: Azioni flettenti Myy– Envelope QUASI PERMANENTE – Setto sp. 55 cm

All'azione flettente Myy, viene associata la relativa azione assiale Fyy da implementare nella verifica a presso/tenso flessione.

Nel seguito le sollecitazioni considerate:

Combinazione rara: $M_{yy} = 50 \text{ kNm/m}$
 $F_{yy} = 815 \text{ kN/m}$ (trazione)

Combinazione frequente: analoga alla combinazione rara

Combinazione q.permanente: analoga alla combinazione rara

Per il caso in esame, le azioni derivanti dagli involuppi delle combinazioni rara, frequente e quasi permanente sono pressoché identiche, come si evince anche dalle Figura 9.128, Figura 9.129 e Figura 9.130.

Stato limite di limitazione delle tensioni

*.DESCRIPTION OF COLUMN DATA (ISEC = 431) : C3-Muro Paratoia

Section Type : Rectangular with Ties (RT)
Section Depth (Hc) = 0.550 m.
Section Width (Bc) = 1.000 m.
Concrete Cover to C.O.R. (do) = 0.077 m.
Concrete Strength (fck) = 35000.000 KPa.
Modulus of Elasticity (Ec) = 34077146.199 KPa.
Main Rebar Strength (fyk) = 450000.000 KPa.
Ties/Spirals Strength (fyw) = 450000.000 KPa.
Modulus of Elasticity (Es) = 200000000.000 KPa.

*.DESCRIPTION OF APPLIED FACTORS FOR DESIGN/CHECKING.
Special Provisions For Seismic Design.

*.REBAR PATTERN = RT - 20 - 2 - P25 Unit : m.

i dyi dzi Rebar Asi

1	-0.423	-0.198	1-P25	0.00049
2	-0.423	0.198	1-P25	0.00049
3	-0.329	0.198	1-P25	0.00049
4	-0.235	0.198	1-P25	0.00049
5	-0.141	0.198	1-P25	0.00049
6	-0.047	0.198	1-P25	0.00049
7	0.047	0.198	1-P25	0.00049
8	0.141	0.198	1-P25	0.00049
9	0.235	0.198	1-P25	0.00049
10	0.329	0.198	1-P25	0.00049
11	0.423	0.198	1-P25	0.00049
12	0.423	-0.198	1-P25	0.00049
13	0.329	-0.198	1-P25	0.00049
14	0.235	-0.198	1-P25	0.00049
15	0.141	-0.198	1-P25	0.00049
16	0.047	-0.198	1-P25	0.00049
17	-0.047	-0.198	1-P25	0.00049
18	-0.141	-0.198	1-P25	0.00049
19	-0.235	-0.198	1-P25	0.00049
20	-0.329	-0.198	1-P25	0.00049

*. DEFINITION OF LOAD COMBINATIONS WITH SCALING UP FACTORS.

LCB C Loadcase Name(Factor) + Loadcase Name(Factor) + Loadcase Name(Factor)

- 2 2 Azione Assiale R(1.000) +Azione Flettente R(1.000)
- 3 2 Azione Assiale QP(1.000) +Azione Flettente QP(1.000)
- 4 2 Azione Assiale F(1.000) +Azione Flettente F(1.000)

=====
[[[*]]] CHECK SERVICEABILITY STRESS LIMIT.
=====

(). Calculate stress of Concrete.

- . LCB = 4 (Frequent)
- . k1 = 0.60000
- . k3 = 0.80000

(Assumed Uncracked Section)

- . Pu = -816.40 kN.
- . Muy = -52.24 kN-m.
- . Muz = 0.00 kN-m.
- . fctm = $0.30 * f_{ck}^{(2/3)}$ = 3209.96244 KPa.
- . fr1 = $(1.6 - H/1000) * f_{ctm}$ = 3370.46056 KPa.
- . fr = -MAX[fctm, fr1] = -3370.46056 KPa.
- . Area = 0.65542 m².
- . y_bar = 0.50000 m.
- . y' = 1.00000 m.
- . y = 0.00000 m.
- . z_bar = 0.27500 m.
- . z' = 0.55000 m.
- . z = 0.00000 m.
- . Iyy = 0.01800 m⁴.

- lzz = 0.05352 m⁴.

- Ss_con (Tens.) = Pu/Area + M_{uy}*(z'-z_bar)/I_{yy} + M_{uz}*(y'-y_bar)/lzz = -2043.87304 KPa.

- Ss_con (Tens.) > fr ---> UnCracked Section !

- Ss_con (Comp.) = Pu/Area + M_{uy}*(z-z_bar)/I_{yy} + M_{uz}*(y-y_bar)/lzz = 0.00000 KPa.

- Ss_con (Comp.) < k1*fck = 21000.00000 KPa. ---> O.K !

(). Calculate stress of Reinforcement.

- LCB = 4

- k1 = 0.60000

- k3 = 0.80000

(Assumed Uncracked Section)

- Pu = -816.40 kN.

- M_{uy} = -52.24 kN-m.

- M_{uz} = 0.00 kN-m.

- n = 11.73807(Long Term).

- Area = 0.65542 m².

- y_bar = 0.50000 m.

- z_bar = 0.27500 m.

- I_{yy} = 0.01800 m⁴.

- lzz = 0.05352 m⁴.

- Ss_stl = n * (Pu/Area + M_{uy}*(z-z_bar)/I_{yy} + M_{uz}*(y-y_bar)/lzz) = 21367.52142 KPa.

Ss_stl < k3*f_{yk} = 360000.00000 KPa. ---> O.K !

(). Calculate stress of Concrete and Check Linear Creep.

- LCB = 4 (Frequent)

- k2 = 0.45000

(Assumed Uncracked Section)

- Pu = -816.40 kN.

- M_{uy} = -52.24 kN-m.

- M_{uz} = 0.00 kN-m.

- Area = 0.65542 m².

- y_bar = 0.50000 m.

- z_bar = 0.27500 m.

- I_{yy} = 0.01800 m⁴.

- lzz = 0.05352 m⁴.

- Ss_con (Comp.) = Pu/Area + M_{uy}*(z-z_bar)/I_{yy} + M_{uz}*(y-y_bar)/lzz = 0.00000 KPa.

Ss_con (Comp.) < k2*fck = 15750.00000 KPa. ---> O.K! and Linear Creep

Stato limite di fessurazione

=====
[[[*]]] CHECK SERVICEABILITY CRACK LIMIT ABOUT MINOR AXIS.
=====

(). Calculate crack width.

- Ss_con (Tens.) < fr ---> UnCracked Section (Do not check crack width.)

- wk = 0.0 m.

9.8 Setto deviatore

Nel seguito si propone la verifica di resistenza del setto deviatore della galleria in calcestruzzo armato, dedotte le azioni dal modello numerico descritto nei paragrafi precedenti.

Tale elemento strutturale viene analizzato come “non dissipativi”, coerentemente con le definizioni di cui al capitolo 7 delle NTC2018, ovvero, per le sole combinazioni di carico di natura sismica, la capacità delle suddette membrature viene calcolata nell'ipotesi che i materiali resistenti permangano in campo elastico o sostanzialmente elastico. Per le altre combinazioni di carico, invece, le sezioni vengono verificate coerentemente con il capitolo 4 delle NTC2018.

Nel seguito si riportano le verifiche effettuate.

9.8.1 Verifiche di resistenza flessionale

Si riportano di seguito le sollecitazioni generalizzate al metro lineare, presenti all'interno degli elementi strutturali.

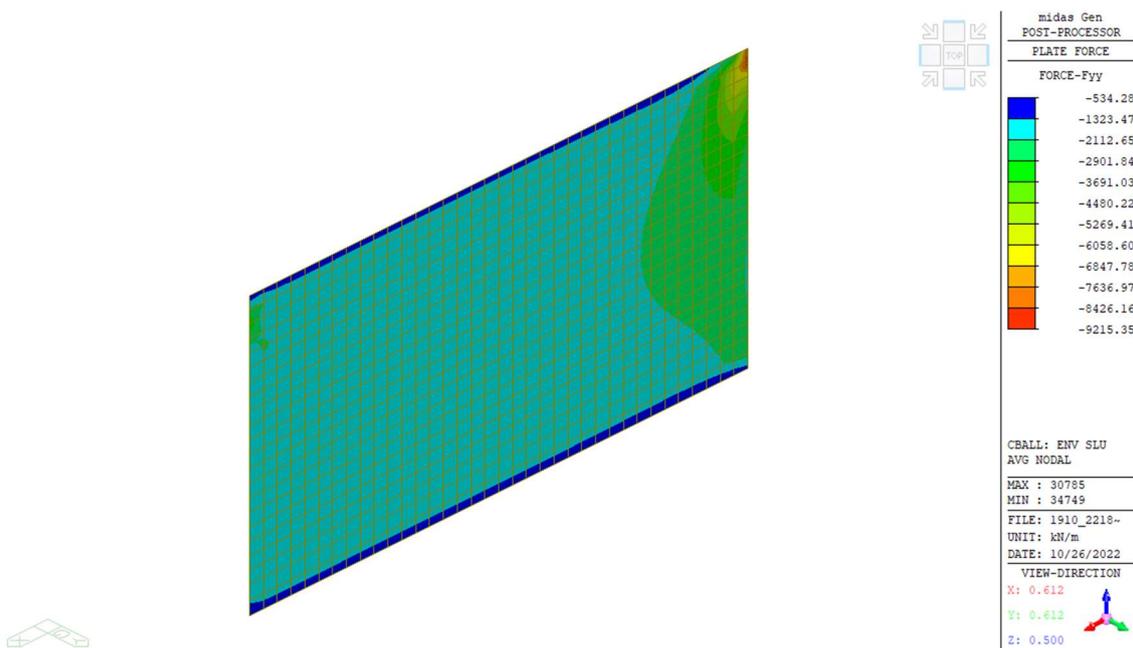


Figura 9.131: Azione assiale – SLU

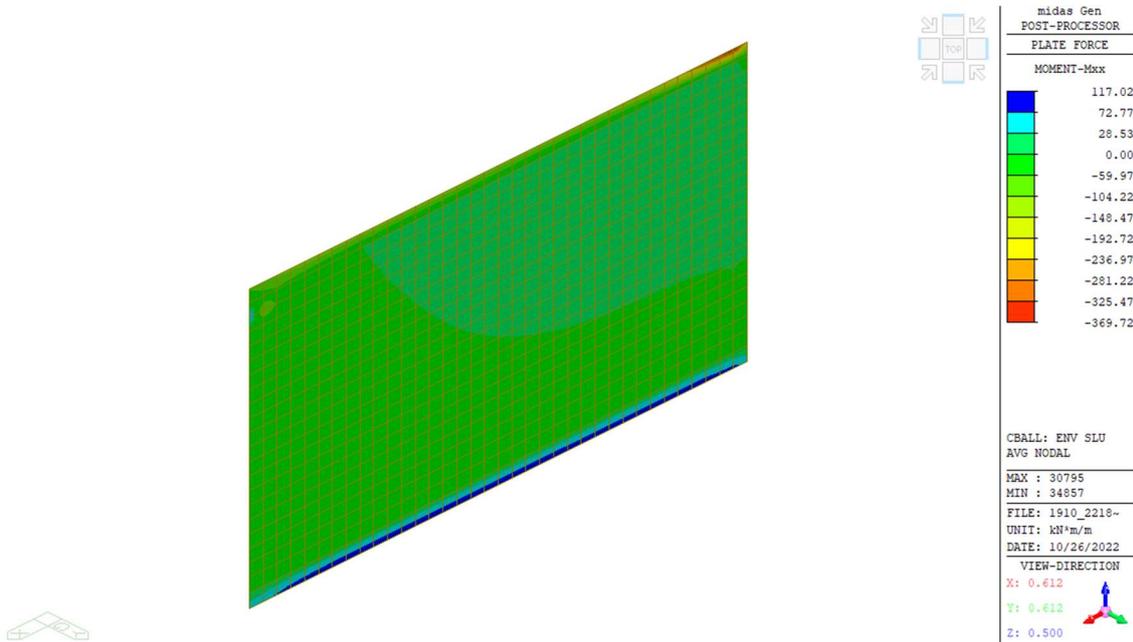


Figura 9.132: Azione flettente Mxx – SLU

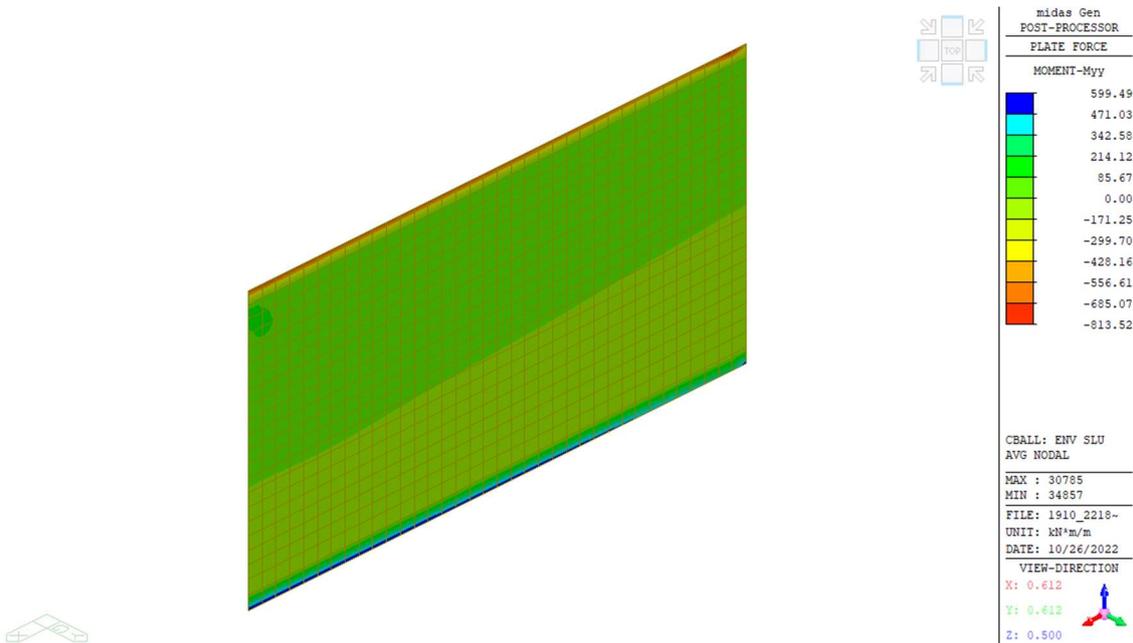


Figura 9.133: Azione flettente Myy – SLU

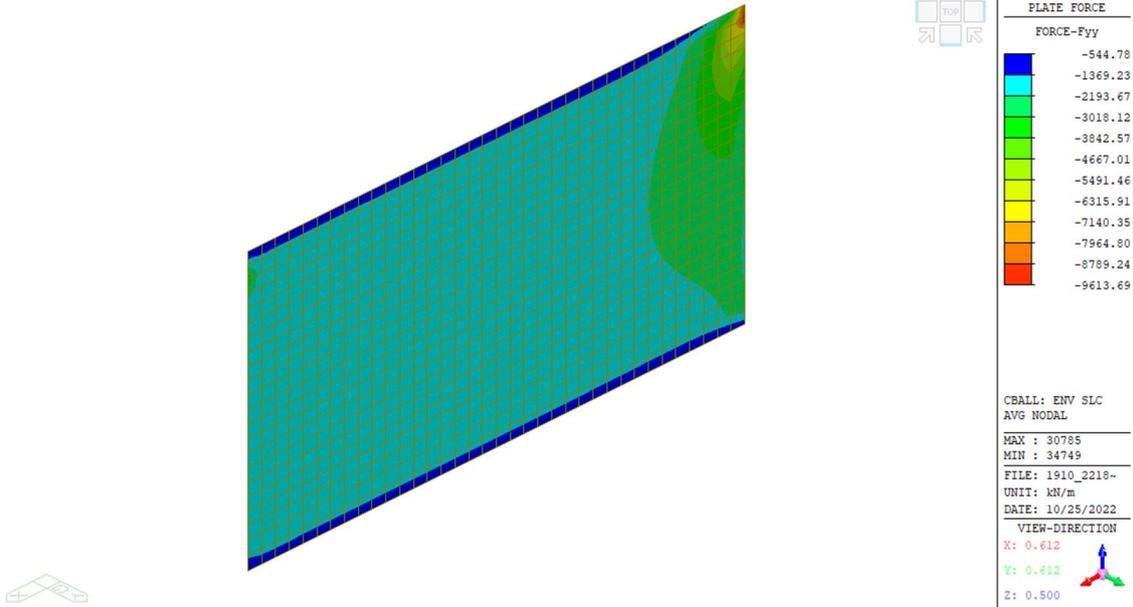


Figura 9.134: Azione assiale – SLC

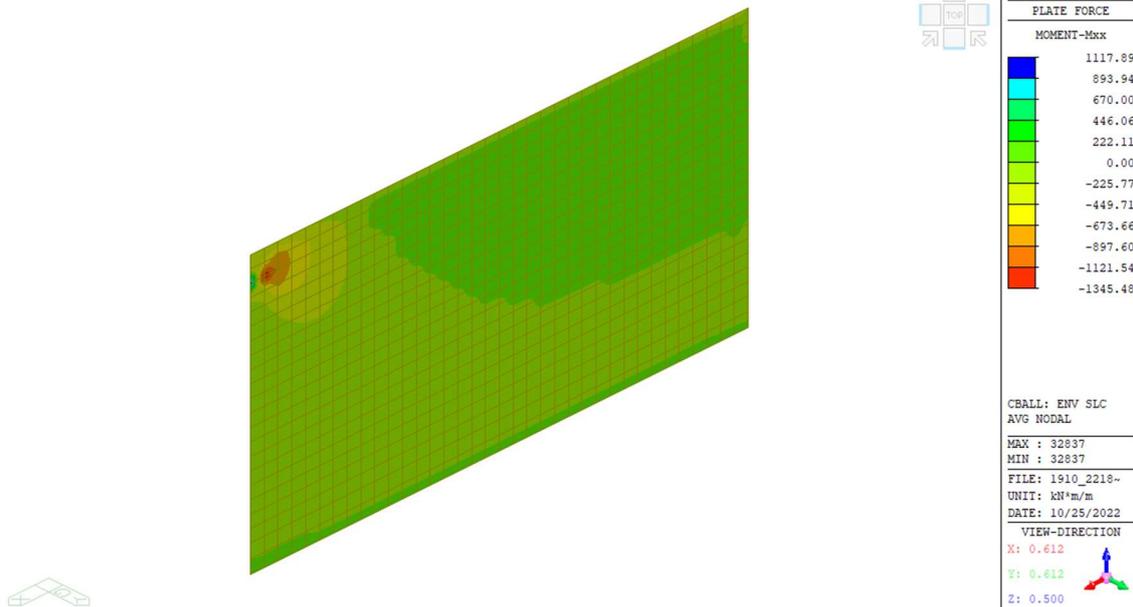


Figura 9.135: Azione flettente Mxx – SLC

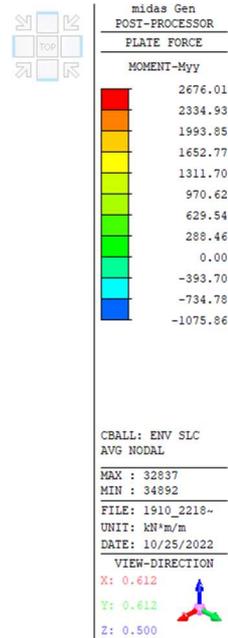
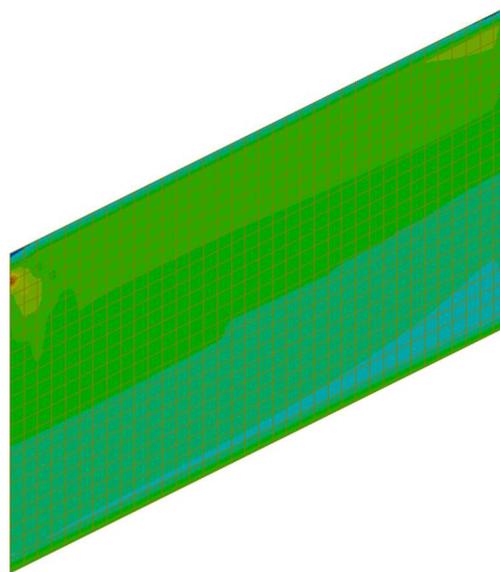


Figura 9.136: Azione flettente Myy – SLC

Di seguito si riporta il calcolo del momento resistente della sezione in riferimento all'armatura longitudinale a flessione.

Verifica C.A. S.L.U. - File: Armatura verticale

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2018 ?

Titolo: Setto deviatore Armatura verticale

N° figure elementari Zoom N° strati barre Zoom

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	100	100	1	31.42	7.5
			2	31.42	92.5

Sollecitazioni S.L.U. Metodo n

N Ed kN
 M xEd kNm
 M yEd kNm

P.to applicazione N
 Centro Baricentro cls
 Coord.[cm] xN yN

Tipo sezione
 Rettan.re Trapezi
 a T Circolare
 Rettangoli Coord.
 DXF

Metodo di calcolo
 S.L.U.+ S.L.U.-
 Metodo n

Tipo flessione
 Retta Deviato

N° rett.

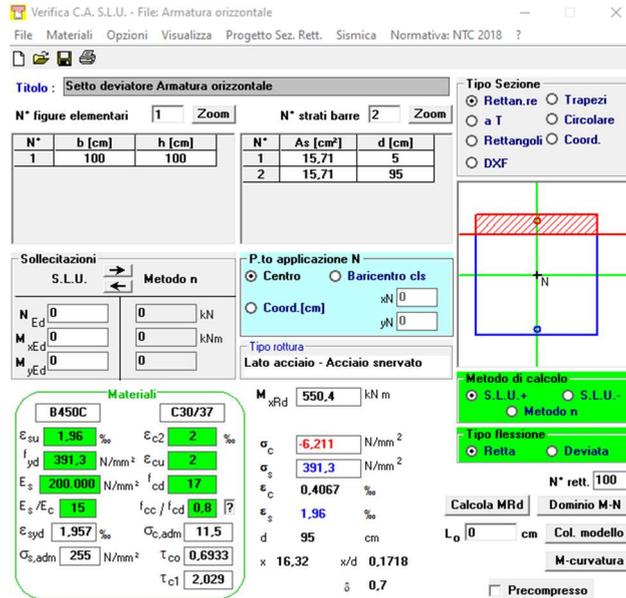
Calcola MRd Dominio M-N
 L₀ cm Col. modello
 Precompresso

Materiali **B450C** **C30/37**

ϵ_{su} 67.5 ‰	ϵ_{c2} 2 ‰	σ_c -17 N/mm ²
f_{yd} 391.3 N/mm ²	ϵ_{cu} 2 ‰	σ_s 391.3 N/mm ²
E_s 200 000 N/mm ²	f_{cd} 17	ϵ_c 2 ‰
E_s/E_c 15	f_{cc}/f_{cd} 0.8	ϵ_s 18.57 ‰
ϵ_{syd} 1.957 ‰	$\sigma_{c,adm}$ 11.5	d 92.5 cm
$\sigma_{s,adm}$ 255 N/mm ²	τ_{co} 0.6933	x 8.993 x/d 0.09722
	τ_{c1} 2.029	δ 0.7

M xRd 1.087 kN m

Di seguito si riporta il calcolo del momento resistente della sezione in riferimento all'armatura trasversale a flessione.



Verifica C.A. S.L.U. - File: Armatura orizzontale

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2018 ?

Titolo: Setto deviatore Armatura orizzontale

N° figure elementari: 1 Zoom N° strati barre: 2 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	100	100	1	15,71	5
			2	15,71	95

Sollecitazioni S.L.U. Metodo n

N_{Ed} 0 0 kN
M_{xEd} 0 0 kNm
M_{yEd} 0 0

P.to applicazione N
 Centro Baricentro cls
 Coord. [cm] xN 0 yN 0

Tipo rottura
Lato acciaio - Acciaio snervato

Materiali

B450C		C30/37	
ϵ_{su}	1,96 ‰	ϵ_{c2}	2 ‰
f_{yd}	391,3 N/mm ²	ϵ_{cu}	2 ‰
E_s	200.000 N/mm ²	f_{cd}	17
E_s/E_c	15	f_{cc}/f_{cd}	0,8
ϵ_{syd}	1,957 ‰	$\sigma_{c,adm}$	11,5
$\sigma_{s,adm}$	255 N/mm ²	τ_{co}	0,6933
		τ_{c1}	2,029

M_{xRd} 550,4 kN m
 σ_c -6,211 N/mm²
 σ_s 391,3 N/mm²
 ϵ_c 0,4067 ‰
 ϵ_s 1,96 ‰
d 95 cm
x 16,32 x/d 0,1718
 δ 0,7

Tipo Sezione
 Rettang. re Trapezi
 a T Circolare
 Rettangoli Coord.
 DXF

Metodo di calcolo
 S.L.U. + S.L.U. -
 Metodo n

Tipo flessione
 Retta Deviata

N° rett. 100
Calcola MRd Dominio M-N
L_o 0 cm Col. modello
M-curvatura
 Precompresso

9.8.2 Verifiche di resistenza a taglio

Si riportano di seguito le sollecitazioni generalizzate al metro lineare, presenti all'interno degli elementi strutturali.

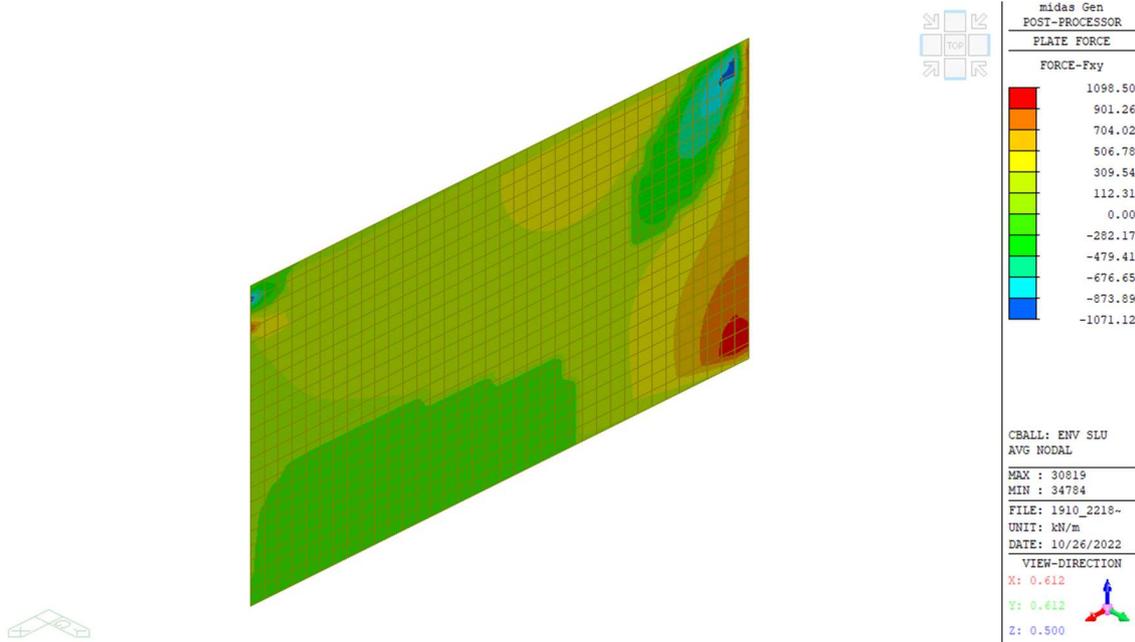


Figura 9.137: Azione tagliante nel piano – SLU

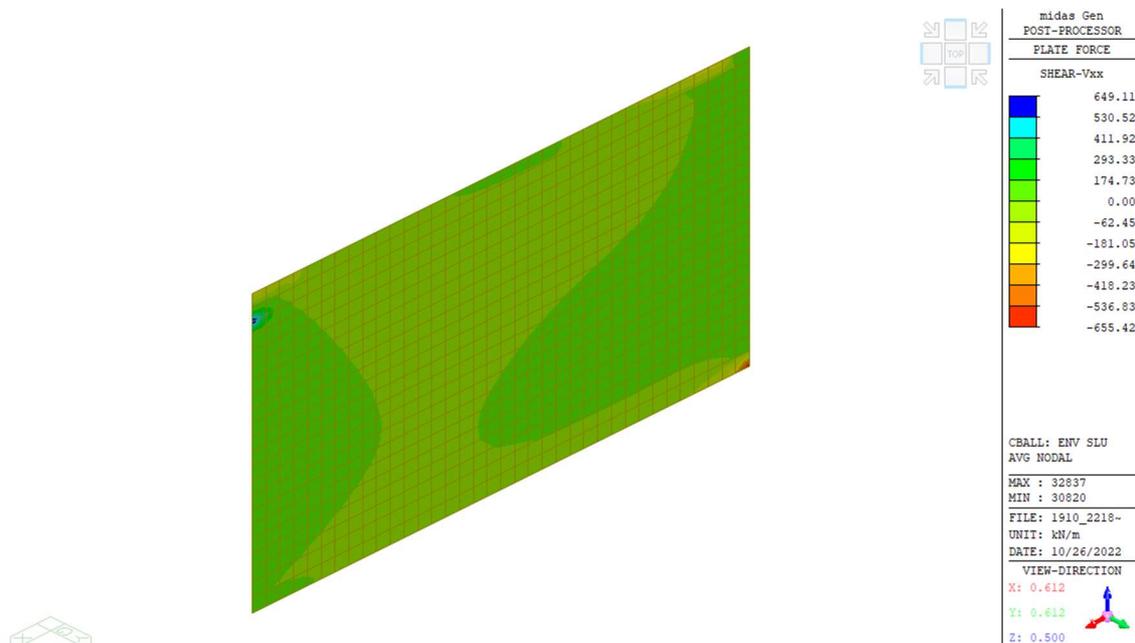


Figura 9.138: Azione tagliante fuori piano Vxx – SLU

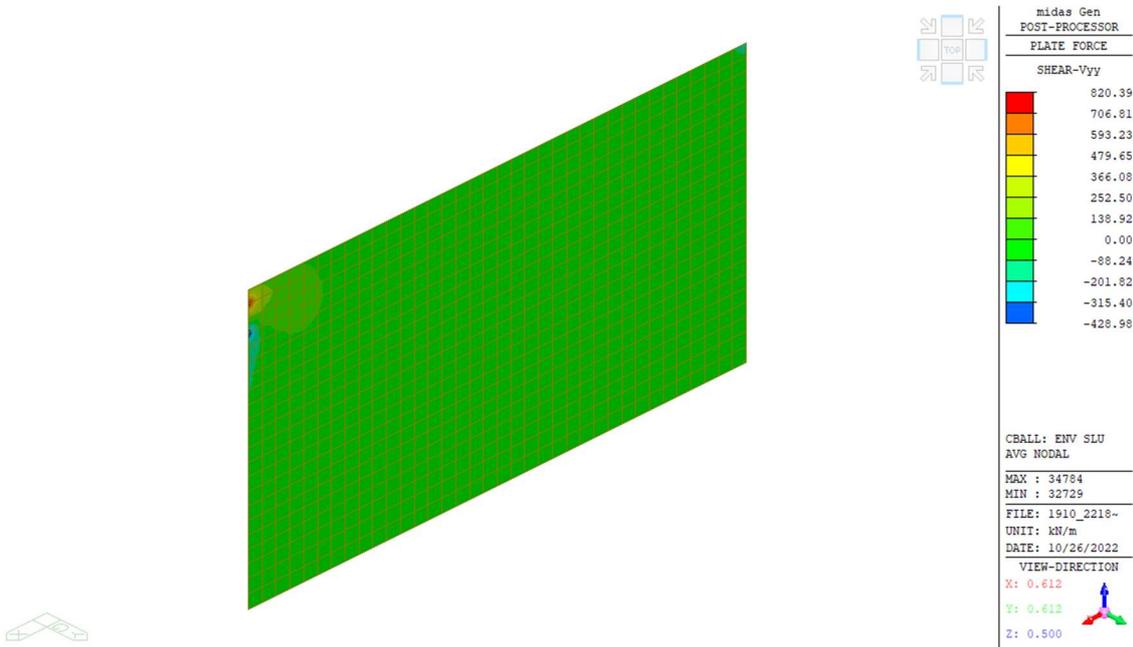


Figura 9.139: Azione tagliante fuori piano Vyy – SLU

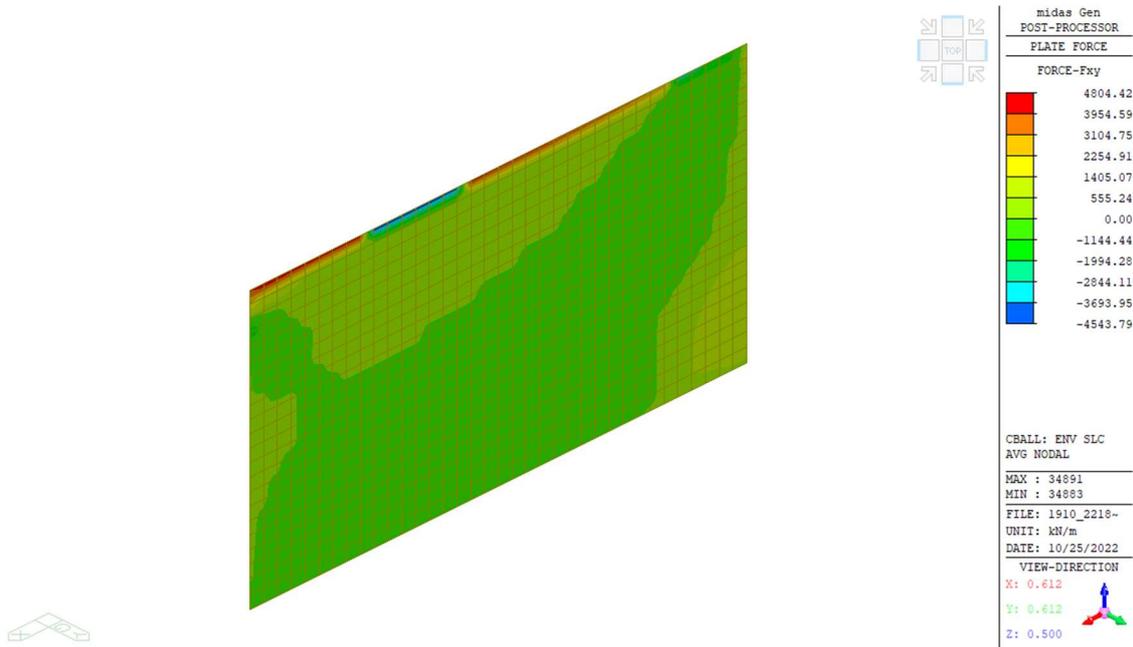


Figura 9.140: Azione tagliante nel piano – SLC

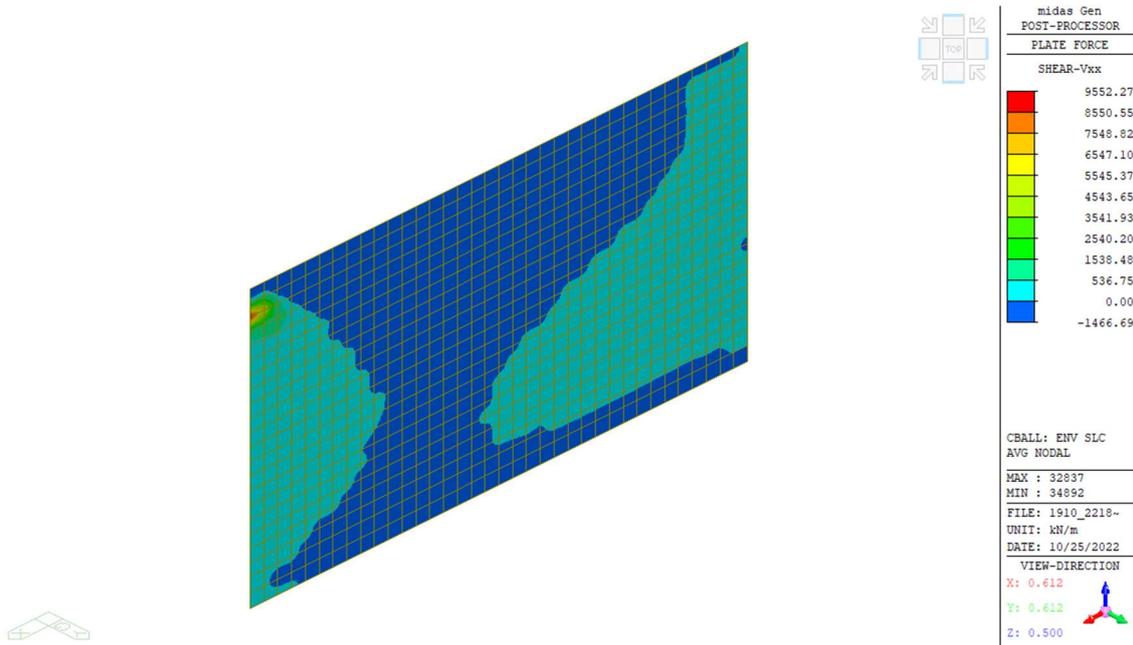


Figura 9.141: Azione tagliante fuori piano Vxx – SLC

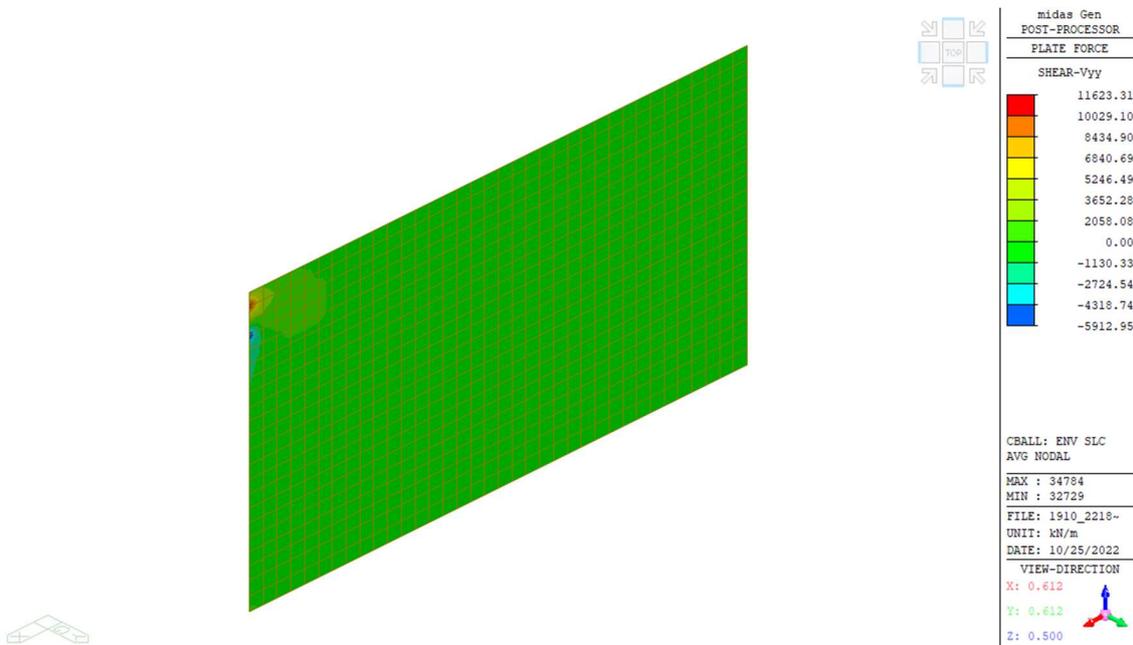


Figura 9.142: Azione tagliante fuori piano Vyy – SLC

Di seguito si riporta il calcolo del taglio resistente della sezione in riferimento alle armature a taglio nel piano.

RESISTENZA NEI CONFRONTI DI SOLLECITAZIONI TAGLIANTI - D.M. 17-01-2018				
Dati utente				
f_{yk} armature	daN/cm ²	4,500	tensione caratteristica di snervamento	
$f_{yd} = f_{yk}/\gamma_s$	daN/cm ²	3,913	tensione di progetto	
R_{ck}	daN/cm ²	400	Resistenza caratteristica cubica del calcestruzzo	
b_w	cm	100.0	Larghezza di taglio della sezione	
h	cm	100.0	Altezza della sezione	
d	cm	90.0	Altezza utile della sezione	
s	cm	10.0	Passo delle staffe	
ρ_l	%	0.00%	Rapporto percentuale dell'armatura tesa rispetto all'area della sezione	
$A_{sw,eff}$	cm ²	6.280	Area totale dei bracci di una staffatura a passo s effettivamente disposta dedicata al solo taglio	
N_{Ed}	daN	0	Azione assiale di progetto	
V_{Ed}	daN	310,475	Taglio di progetto (maggiore di ZERO)	
Risultati				
$c = h - d$	cm	10.0	Distanza del baricentro dell'armatura longitudinale dal bordo della sezione	
$d_w = 0.9 \times d$	cm	81.0	Braccio della coppia interna (approssimato)	
Controllo del "taglio compressione"				
$\tau_{RD,max} = V \times f'_{cd}$	daN/cm ²	47.0	è la "tau" massima ammissibile con armatura apposta ponendo $\cot(\theta) = 1$ nella formula (4.1.19)	
$V_{Rcd,max} = \tau_{RD,max} \times b_w \times d_w$	daN	380,970	Resistenza a "taglio compressione" massima (in presenza di armatura)	
$r_2 = V_{Rcd,max} / V_{Ed}$	n.o puro	1.23	la sezione è sufficiente	
Calcolo dell'armatura				
$\cot(\theta_{lim,inf}) =$	n.o puro	1.00	limite inferiore nella formula (4.1.16)	
$\cot(\theta_{lim,sup}) =$	n.o puro	2.50	limite superiore nella formula (4.1.16)	
$V_{Rcd} = f'_{cd} \times b_w \times d_w / (\cot(\theta) + \tan(\theta))$	daN	334,728	Resistenza a "taglio compressione"	
$V_{Rsd} = A_{sw} \times d_w \times f_{yd} / (s \times \tan(\theta))$	daN	334,728	Resistenza a "taglio trazione"	
$r_{sc} = V_{Rcd} / V_{Ed}$	n.o puro	1.08	OK	Rapporto di sicurezza a "taglio compressione"
$r_{st} = V_{Rsd} / V_{Ed}$	n.o puro	1.08	OK	Rapporto di sicurezza a "taglio trazione"

Di seguito si riporta il calcolo del taglio resistente della sezione in riferimento alle armature a taglio fuori piano.

RESISTENZA NEI CONFRONTI DI SOLLECITAZIONI TAGLIANTI - D.M. 17-01-2018				
Dati utente				
f_{yk} armature	daN/cm ²	4,500	tensione caratteristica di snervamento	
$f_{yd} = f_{yk}/\gamma_s$	daN/cm ²	3,913	tensione di progetto	
R_{ck}	daN/cm ²	400	Resistenza caratteristica cubica del calcestruzzo	
b_w	cm	100.0	Larghezza di taglio della sezione	
h	cm	100.0	Altezza della sezione	
d	cm	90.0	Altezza utile della sezione	
s	cm	10.0	Passo delle staffe	
ρ_l	%	0.00%	Rapporto percentuale dell'armatura tesa rispetto all'area della sezione	
$A_{sw,eff}$	cm ²	5.652	Area totale dei bracci di una staffatura a passo s effettivamente disposta dedicata al solo taglio	
N_{Ed}	daN	0	Azione assiale di progetto	
V_{Ed}	daN	205,808	Taglio di progetto (maggiore di ZERO)	
Risultati				
$c = h - d$	cm	10.0	Distanza del baricentro dell'armatura longitudinale dal bordo della sezione	
$d_w = 0.9 \times d$	cm	81.0	Braccio della coppia interna (approssimato)	
Controllo del "taglio compressione"				
$\tau_{RD,max} = V \times f'_{cd}$	daN/cm ²	47.0	è la "tau" massima ammissibile con armatura apposta ponendo $\cot(\theta) = 1$ nella formula (4.1.19)	
$V_{Rcd,max} = \tau_{RD,max} \times b_w \times d_w$	daN	380,970	Resistenza a "taglio compressione" massima (in presenza di armatura)	
$r_2 = V_{Rcd,max} / V_{Ed}$	n.o puro	1.85	la sezione è sufficiente	
Calcolo dell'armatura				
$\cot(\theta_{lim,inf}) =$	n.o puro	1.00	limite inferiore nella formula (4.1.16)	
$\cot(\theta_{lim,sup}) =$	n.o puro	2.50	limite superiore nella formula (4.1.16)	
$V_{Rcd} = f'_{cd} \times b_w \times d_w / (\cot(\theta) + \tan(\theta))$	daN	323,117	Resistenza a "taglio compressione"	
$V_{Rsd} = A_{sw} \times d_w \times f_{yd} / (s \times \tan(\theta))$	daN	323,117	Resistenza a "taglio trazione"	
$r_{sc} = V_{Rcd} / V_{Ed}$	n.o puro	1.57	OK	Rapporto di sicurezza a "taglio compressione"
$r_{st} = V_{Rsd} / V_{Ed}$	n.o puro	1.57	OK	Rapporto di sicurezza a "taglio trazione"

9.8.3 Verifiche di esercizio

In riferimento alle sezioni maggiormente sollecitate, sono state effettuate anche le verifiche per gli stati limite d'esercizio, coerentemente con il capitolo 4.1.2.2 delle NTC2018. In particolare, è stata effettuata la verifica a fessurazione, per condizioni ambientali aggressive, corrispondenti alla classe di esposizione del calcestruzzo XC4. Inoltre, sono state controllate le tensioni d'esercizio dei materiali resistenti - acciaio e calcestruzzo – affinché fossero inferiori ai limiti imposti da norma.

Si opta per presentare la verifica allo stato limite di limitazione delle tensioni e allo stato limite di fessurazione per sollecitazioni flessionali fuori piano, in direzione locale y (parallelo all'asse globale Z).

Nel seguito l'involuppo delle azioni flettenti per il setto, nelle combinazioni di carico previste dalla normativa vigente:

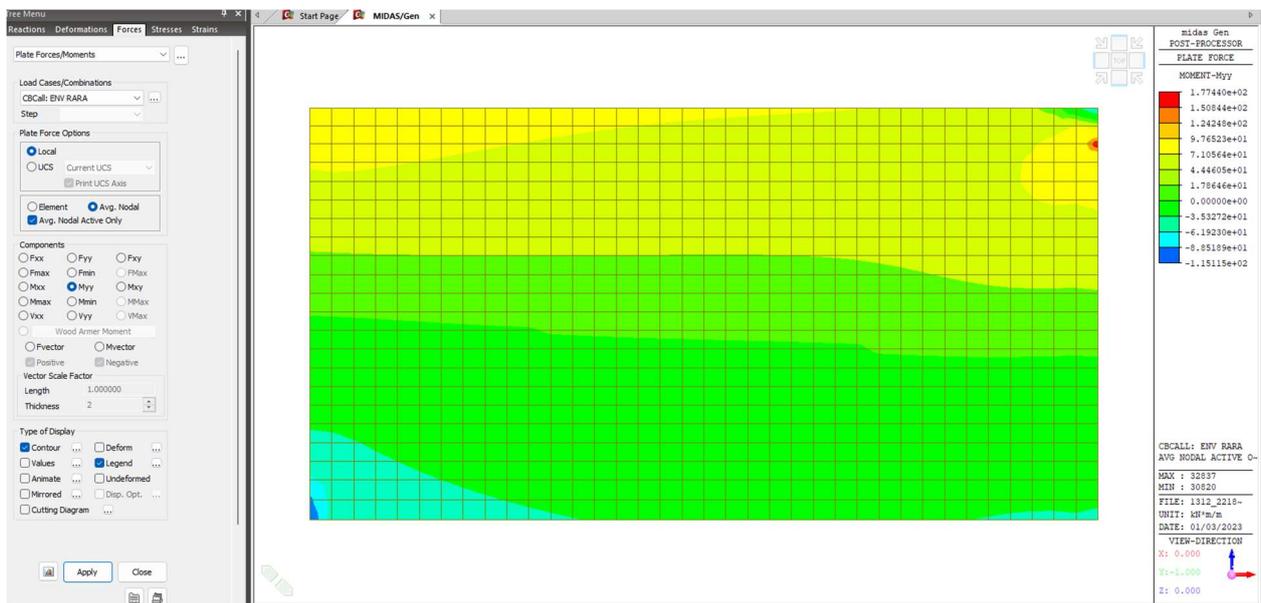


Figura 9.143: Azioni flettenti Myy– Envelope RARA– Setto sp. 100 cm

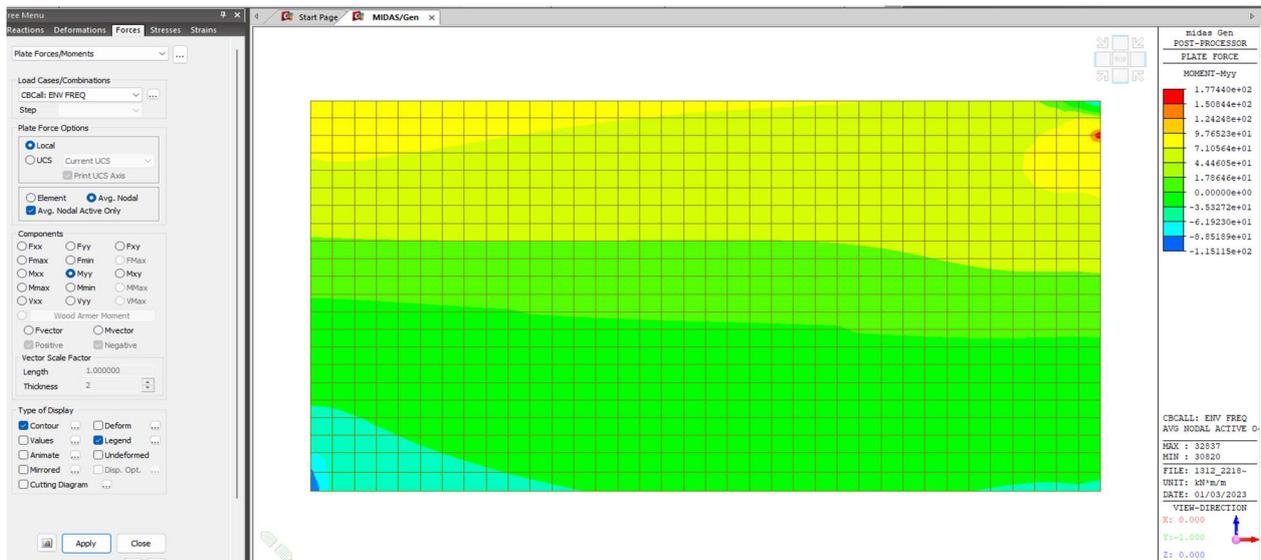


Figura 9.144: Azioni flettenti Myy– Envelope FREQUENTE– Setto sp. 100 cm

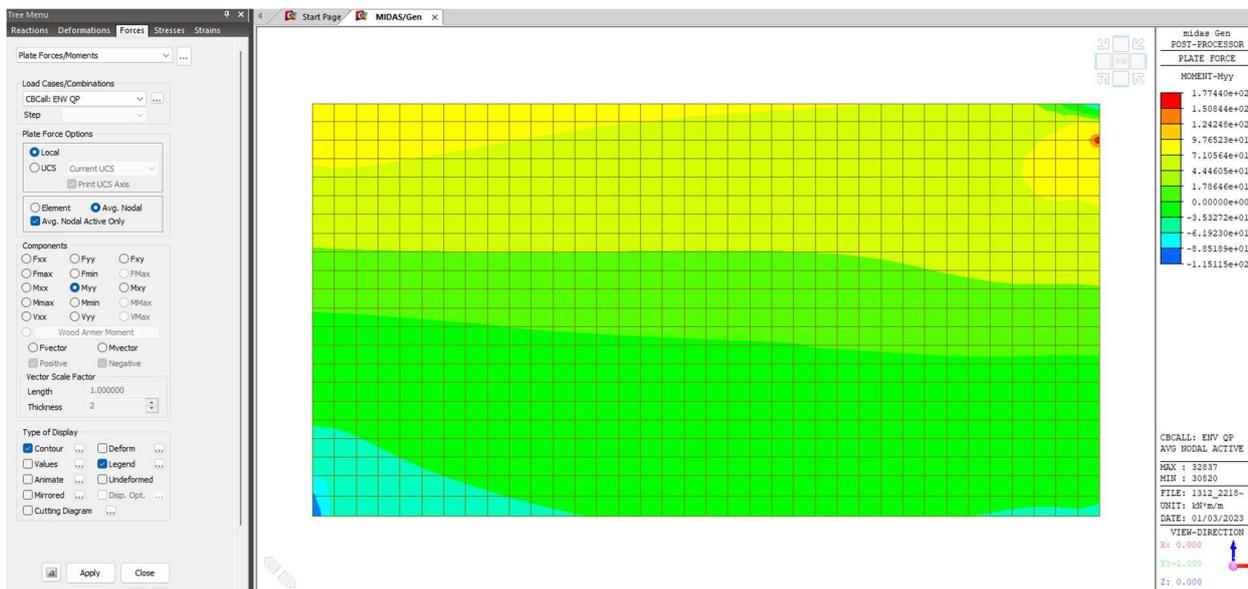


Figura 9.145: Azioni flettenti Myy– Envelope QUASI PERMANENTE – Setto sp. 100 cm

All'azione flettente Myy, viene associata la relativa azione assiale Fyy da implementare nella verifica a presso/tenso flessione. Con approccio cautelativo, si combina la minima azione assiale con il massimo momento flettente derivante dall'involuppo.

Nel seguito le sollecitazioni considerate:

Combinazione rara: $M_{yy} = 150 \text{ kNm/m}$
 $F_{yy} = 200 \text{ kN/m}$ (compressione)

Combinazione frequente: analoga alla combinazione rara

Combinazione q.permanente: analoga alla combinazione rara

Per il caso in esame, le azioni derivanti dagli involuppi delle combinazioni rara, frequente e quasi permanente sono pressoché identiche, come si evince anche dalle Figura 9.143, Figura 9.144 e Figura 9.145

Stato limite di limitazione delle tensioni

*.DESCRIPTION OF COLUMN DATA (iSEC = 431) : Deviatore 100

Section Type : Rectangular with Ties (RT)
Section Depth (Hc) = 1.000 m.
Section Width (Bc) = 1.000 m.
Concrete Cover to C.O.R. (do) = 0.070 m.
Concrete Strength (fck) = 35000.000 KPa.
Modulus of Elasticity (Ec) = 34077146.199 KPa.
Main Rebar Strength (fyk) = 450000.000 KPa.
Ties/Spirals Strength (fyw) = 450000.000 KPa.
Modulus of Elasticity (Es) = 200000000.000 KPa.

*.DESCRIPTION OF APPLIED FACTORS FOR DESIGN/CHECKING.

Special Provisions For Seismic Design.

*.REBAR PATTERN = RT - 20 - 2 - P20 Unit : m.

i	d _{yi}	d _{zi}	Rebar	Asi
1	-0.430	-0.430	1-P20	0.00031
2	-0.430	0.430	1-P20	0.00031
3	-0.334	0.430	1-P20	0.00031
4	-0.239	0.430	1-P20	0.00031
5	-0.143	0.430	1-P20	0.00031
6	-0.048	0.430	1-P20	0.00031
7	0.048	0.430	1-P20	0.00031
8	0.143	0.430	1-P20	0.00031
9	0.239	0.430	1-P20	0.00031
10	0.334	0.430	1-P20	0.00031
11	0.430	0.430	1-P20	0.00031
12	0.430	-0.430	1-P20	0.00031
13	0.334	-0.430	1-P20	0.00031
14	0.239	-0.430	1-P20	0.00031
15	0.143	-0.430	1-P20	0.00031
16	0.048	-0.430	1-P20	0.00031
17	-0.048	-0.430	1-P20	0.00031
18	-0.143	-0.430	1-P20	0.00031
19	-0.239	-0.430	1-P20	0.00031
20	-0.334	-0.430	1-P20	0.00031

*. DEFINITION OF LOAD COMBINATIONS WITH SCALING UP FACTORS.

LCB C Loadcase Name(Factor) + Loadcase Name(Factor) + Loadcase Name(Factor)

- 2 2 Azione Assiale R(1.000) +Azione Flettente R(1.000)
- 3 2 Azione Assiale QP(1.000) +Azione Flettente QP(1.000)
- 4 2 Azione Assiale F(1.000) +Azione Flettente F(1.000)

=====
[[[*]]] CHECK SERVICEABILITY STRESS LIMIT.
=====

(). Calculate stress of Concrete.

- . LCB = 4 (Frequent)
- . k₁ = 0.60000
- . k₃ = 0.80000

(Assumed Uncracked Section)

- . P_u = 200.74 kN.
- . M_{uy} = 150.00 kN-m.
- . M_{uz} = 0.12 kN-m.
- . f_{ctm} = 0.30 * f_{ck}^(2/3) = 3209.96244 KPa.
- . f_{rl} = (1.6 - H/1000) * f_{ctm} = 1925.97747 KPa.
- . f_r = -MAX[f_{ctm}, f_{rl}] = -3209.96244 KPa.
- . Area = 1.06747 m².
- . y_{bar} = 0.50000 m.

$$\begin{aligned} - y' &= 0.00000 \text{ m.} \\ - y &= 1.00000 \text{ m.} \\ - z_{\text{bar}} &= 0.50000 \text{ m.} \\ - z' &= 0.00000 \text{ m.} \\ - z &= 1.00000 \text{ m.} \\ - I_{yy} &= 0.09581 \text{ m}^4. \\ - I_{zz} &= 0.08842 \text{ m}^4. \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} - Ss_{\text{con}} (\text{Tens.}) &= P_u / \text{Area} + M_{uy} * (z' - z_{\text{bar}}) / I_{yy} + M_{uz} * (y' - y_{\text{bar}}) / I_{zz} = -595.46277 \text{ KPa.} \\ - Ss_{\text{con}} (\text{Tens.}) &> f_r \quad \text{---> UnCracked Section !} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} - Ss_{\text{con}} (\text{Comp.}) &= P_u / \text{Area} + M_{uy} * (z - z_{\text{bar}}) / I_{yy} + M_{uz} * (y - y_{\text{bar}}) / I_{zz} = 971.56276 \text{ KPa.} \\ - Ss_{\text{con}} (\text{Comp.}) &< k_1 * f_{ck} = 21000.00000 \text{ KPa.} \quad \text{---> O.K !} \end{aligned}$$

(). Calculate stress of Reinforcement.

$$\begin{aligned} - LCB &= 4 \\ - k_1 &= 0.60000 \\ - k_3 &= 0.80000 \end{aligned}$$

(Assumed Uncracked Section)

$$\begin{aligned} - P_u &= 200.74 \text{ kN.} \\ - M_{uy} &= 150.00 \text{ kN-m.} \\ - M_{uz} &= 0.12 \text{ kN-m.} \\ - n &= 11.73807 (\text{ Long Term }). \\ - \text{Area} &= 1.06747 \text{ m}^2. \\ - y_{\text{bar}} &= 0.50000 \text{ m.} \\ - z_{\text{bar}} &= 0.50000 \text{ m.} \\ - I_{yy} &= 0.09581 \text{ m}^4. \\ - I_{zz} &= 0.08842 \text{ m}^4. \\ - Ss_{\text{stl}} &= n * (P_u / \text{Area} + M_{uy} * (z - z_{\text{bar}}) / I_{yy} + M_{uz} * (y - y_{\text{bar}}) / I_{zz}) = 5702.01486 \text{ KPa.} \\ Ss_{\text{stl}} &< k_3 * f_{yk} = 360000.00000 \text{ KPa.} \quad \text{---> O.K !} \end{aligned}$$

(). Calculate stress of Concrete and Check Linear Creep.

$$\begin{aligned} - LCB &= 3 (\text{ Quasi-permanent }) \\ - k_2 &= 0.45000 \end{aligned}$$

(Assumed Uncracked Section)

$$\begin{aligned} - P_u &= 200.74 \text{ kN.} \\ - M_{uy} &= 150.00 \text{ kN-m.} \\ - M_{uz} &= 0.12 \text{ kN-m.} \\ - \text{Area} &= 1.06747 \text{ m}^2. \\ - y_{\text{bar}} &= 0.50000 \text{ m.} \\ - z_{\text{bar}} &= 0.50000 \text{ m.} \\ - I_{yy} &= 0.09581 \text{ m}^4. \\ - I_{zz} &= 0.08842 \text{ m}^4. \\ - Ss_{\text{con}} (\text{Comp.}) &= P_u / \text{Area} + M_{uy} * (z - z_{\text{bar}}) / I_{yy} + M_{uz} * (y - y_{\text{bar}}) / I_{zz} = 971.56276 \text{ KPa.} \\ Ss_{\text{con}} (\text{Comp.}) &< k_2 * f_{ck} = 15750.00000 \text{ KPa.} \quad \text{---> O.K! and Linear Creep} \end{aligned}$$

Stato limite di fessurazione

=====
[[[*]]] CHECK SERVICEABILITY CRACK LIMIT ABOUT MINOR AXIS.
=====

- (). Calculate crack width.
-. $Ss_{con} (Tens.) < fr$ --> UnCracked Section (Do not check crack width.)
-. $w_k = 0.0$ m.

9.9 Setti laterali galleria

Nel seguito si propone la verifica di resistenza dei setti laterali della galleria in calcestruzzo armato, dedotte le azioni dal modello numerico descritto nei paragrafi precedenti.

Tale elemento strutturale viene analizzato come “non dissipativi”, coerentemente con le definizioni di cui al capitolo 7 delle NTC2018, ovvero, per le sole combinazioni di carico di natura sismica, la capacità delle suddette membrature viene calcolata nell'ipotesi che i materiali resistenti permangano in campo elastico o sostanzialmente elastico. Per le altre combinazioni di carico, invece, le sezioni vengono verificate coerentemente con il capitolo 4 delle NTC2018.

Nel seguito si riportano le verifiche effettuate.

9.9.1 Verifiche di resistenza flessionale

Si riportano di seguito le sollecitazioni generalizzate al metro lineare, presenti all'interno degli elementi strutturali.

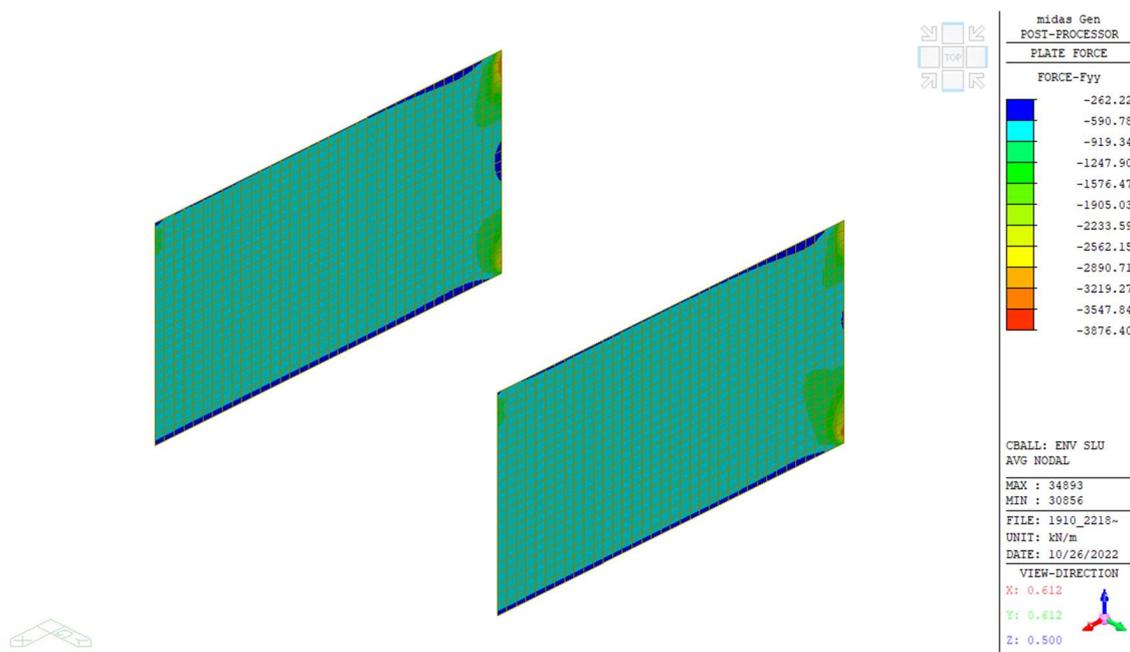


Figura 9.146: Azione assiale – SLU

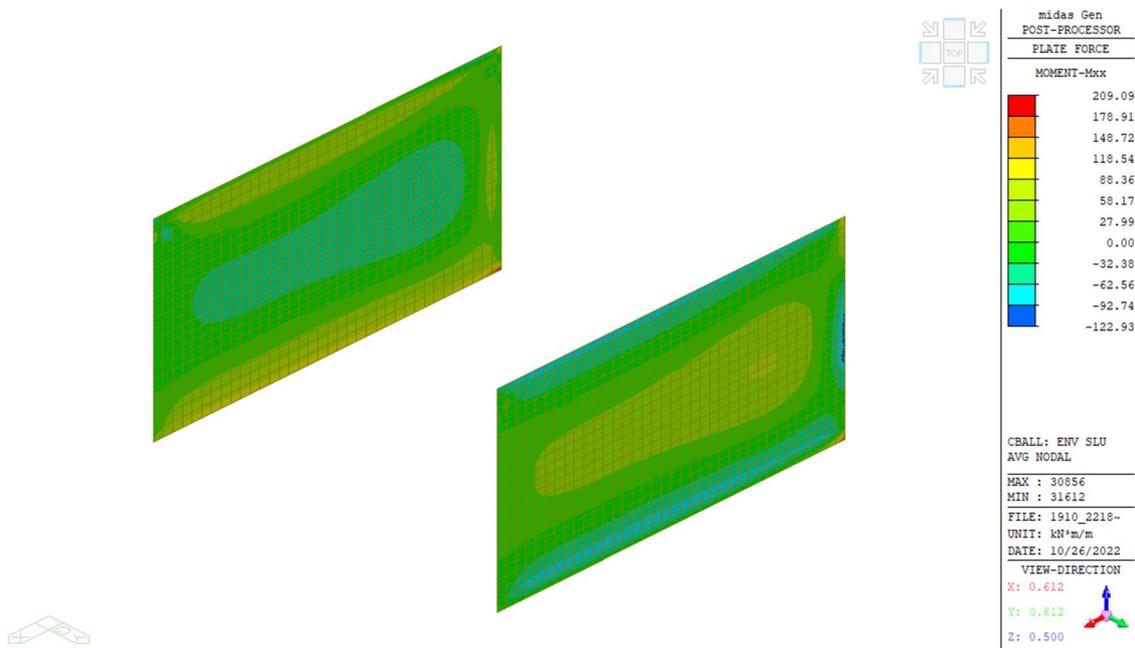


Figura 9.147: Azione flettente Mxx – SLU

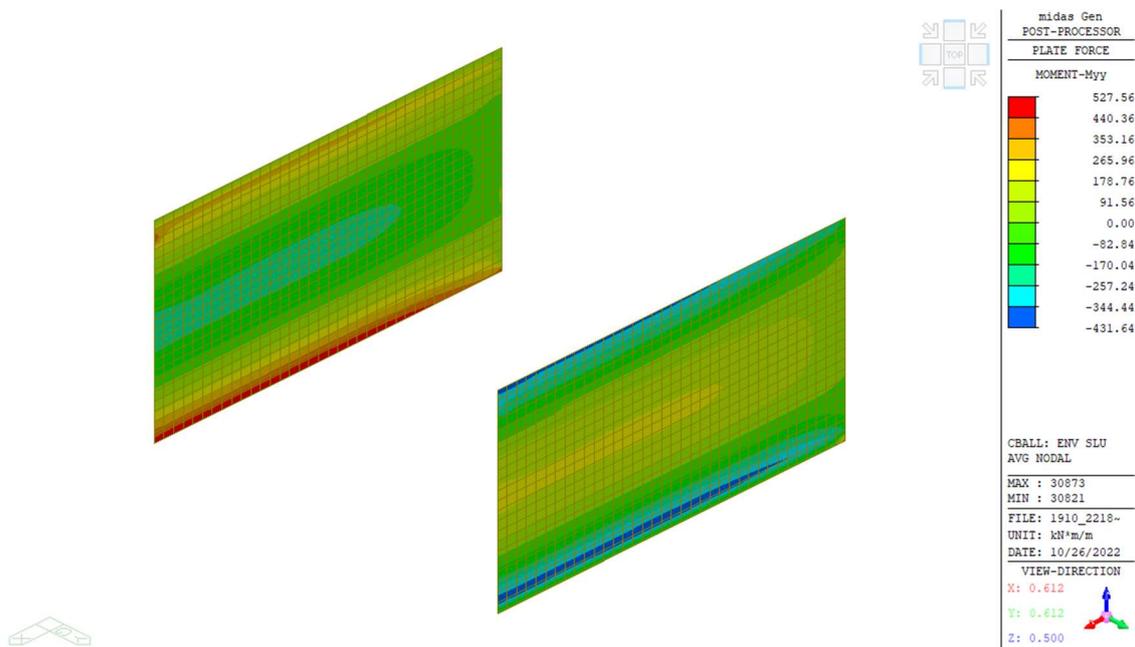


Figura 9.148: Azione flettente Myy – SLU

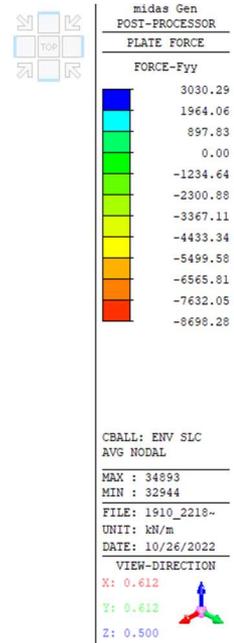
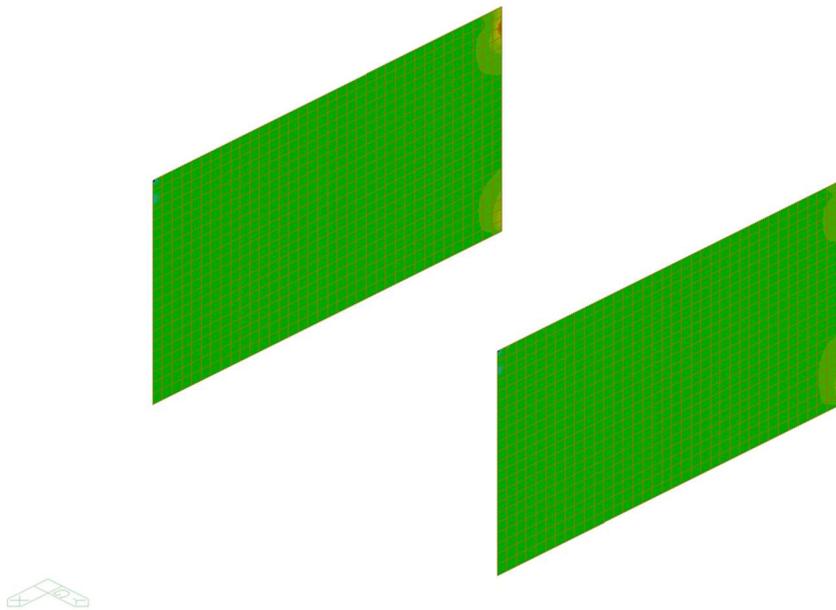


Figura 9.149: Azione assiale – SLC

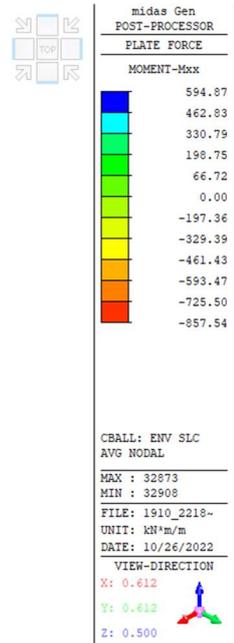
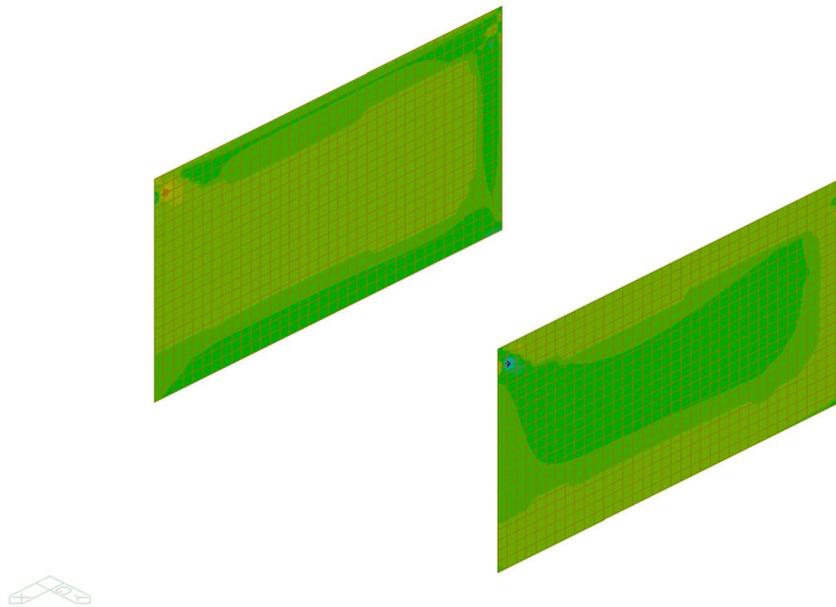


Figura 9.150: Azione flettente Mxx – SLC

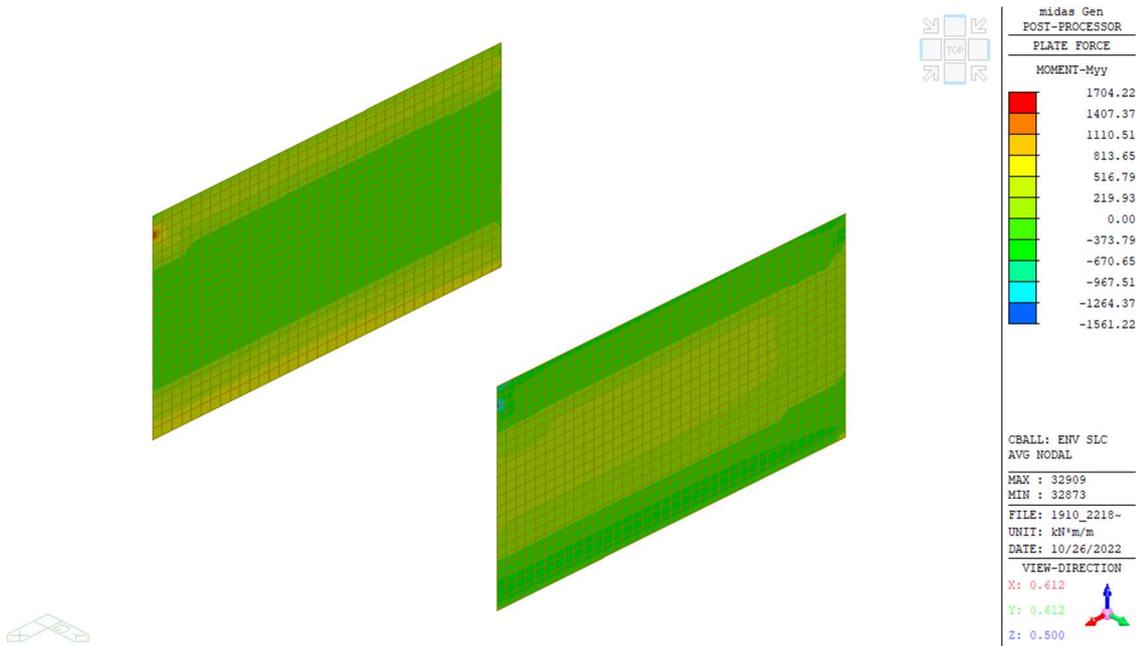


Figura 9.151: Azione flettente Myy – SLC

Di seguito si riporta il calcolo del momento resistente della sezione in riferimento all'armatura longitudinale a flessione.

Verifica C.A. S.L.U. - File: Armatura verticale

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2018 ?

Titolo: Setto galleria 55 cm Armatura verticale

N° figure elementari Zoom N° strati barre Zoom

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	100	55	1	45,24	7,5
			2	45,24	47,5

Sollecitazioni S.L.U. Metodo n

N_{Ed} 0 0 kN
 M_{Ed} 0 0 kNm
 M_{xEd} 0 0
 M_{yEd} 0 0

P.to applicazione N
 Centro Baricentro cls
 Coord.[cm] xN 0 yN 0

Tipo rottura
 Lato acciaio - Acciaio snervato

Metodo di calcolo
 S.L.U. + S.L.U. -
 Metodo n

Tipo flessione
 Retta Deviate

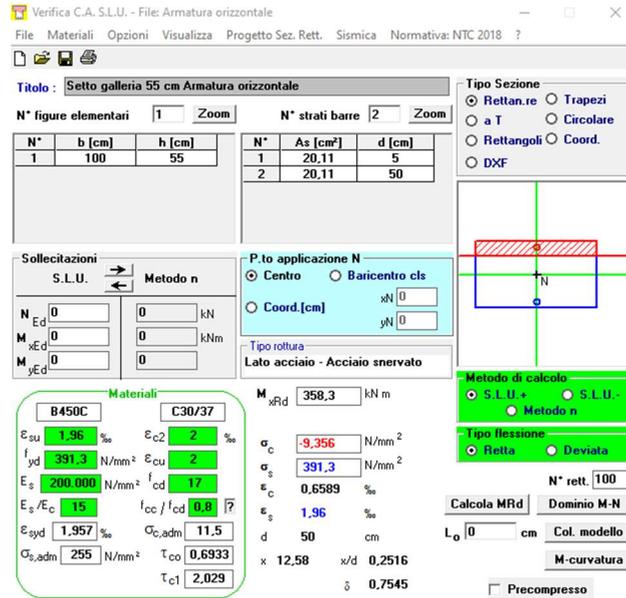
N° rett. 100
 Calcola MRd Dominio M-N
 L₀ 0 cm Col. modello
 M-curvatura
 Precompresso

Materiali

B450C		C30/37	
ε _{cu}	1,96 ‰	ε _{c2}	2 ‰
f _{yd}	391,3 N/mm ²	ε _{cu}	2 ‰
E _s	200.000 N/mm ²	f _{cd}	17
E _s /E _c	15	f _{cc} /f _{cd}	0,8
ε _{syd}	1,957 ‰	σ _{c,adm}	11,5
σ _{s,adm}	255 N/mm ²	τ _{co}	0,6933
		τ _{cl}	2,029

N_{xRd} 728,4 kN m
 σ_c -13,26 N/mm²
 σ_s 391,3 N/mm²
 ε_c 1,062 ‰
 ε_s 1,96 ‰
 d 47,5 cm
 x 16,7 x/d 0,3515
 δ 0,8794

Di seguito si riporta il calcolo del momento resistente della sezione in riferimento all'armatura trasversale a flessione.



Verifica C.A. S.L.U. - File: Armatura orizzontale

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2018 ?

Titolo: Setto galleria 55 cm Armatura orizzontale

N° figure elementari 1 Zoom N° strati barre 2 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	100	55	1	20,11	5
			2	20,11	50

Tipologia Sezione:
 Rettang. re Trapezi
 a T Circolare
 Rettangoli Coord.
 DXF

Sollecitazioni S.L.U. Metodo n

N Ed 0 0 kN
M xEd 0 0 kNm
M yEd 0 0

P.to applicazione N
 Centro Baricentro cls
 Coord. [cm] xN 0 yN 0

Tipologia rottura
Lato acciaio - Acciaio snervato

Metodo di calcolo
 S.L.U. + S.L.U. -
 Metodo n

Tipologia flessione
 Retta Deviata

N° rett. 100

Calcola MRd Dominio M-N

Lo 0 cm Col. modello

M-curvatura

Precompresso

Materiali

B450C		C30/37	
ϵ_{su}	1,96 ‰	ϵ_{c2}	2 ‰
f_{yd}	391,3 N/mm ²	ϵ_{cu}	2 ‰
E_s	200.000 N/mm ²	f_{cd}	17
E_s/E_c	15	f_{cc}/f_{cd}	0,8
ϵ_{syd}	1,957 ‰	$\sigma_{c,adm}$	11,5
$\sigma_{s,adm}$	255 N/mm ²	τ_{co}	0,6933
		τ_{c1}	2,029

M xRd 358,3 kN m

σ_c -9,356 N/mm²
 σ_s 391,3 N/mm²
 ϵ_c 0,6589 ‰
 ϵ_s 1,96 ‰

d 50 cm
x 12,58 x/d 0,2516
 δ 0,7545

9.9.2 Verifiche di resistenza a taglio

Si riportano di seguito le sollecitazioni generalizzate al metro lineare, presenti all'interno degli elementi strutturali.

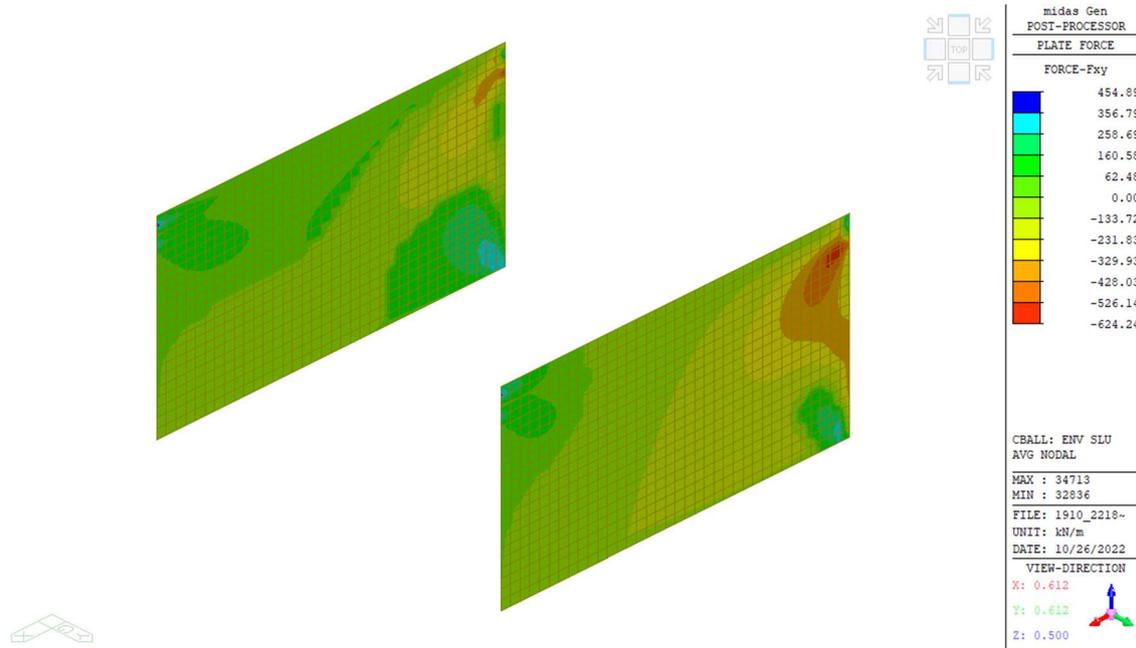


Figura 9.152: Azione tagliante nel piano – SLU

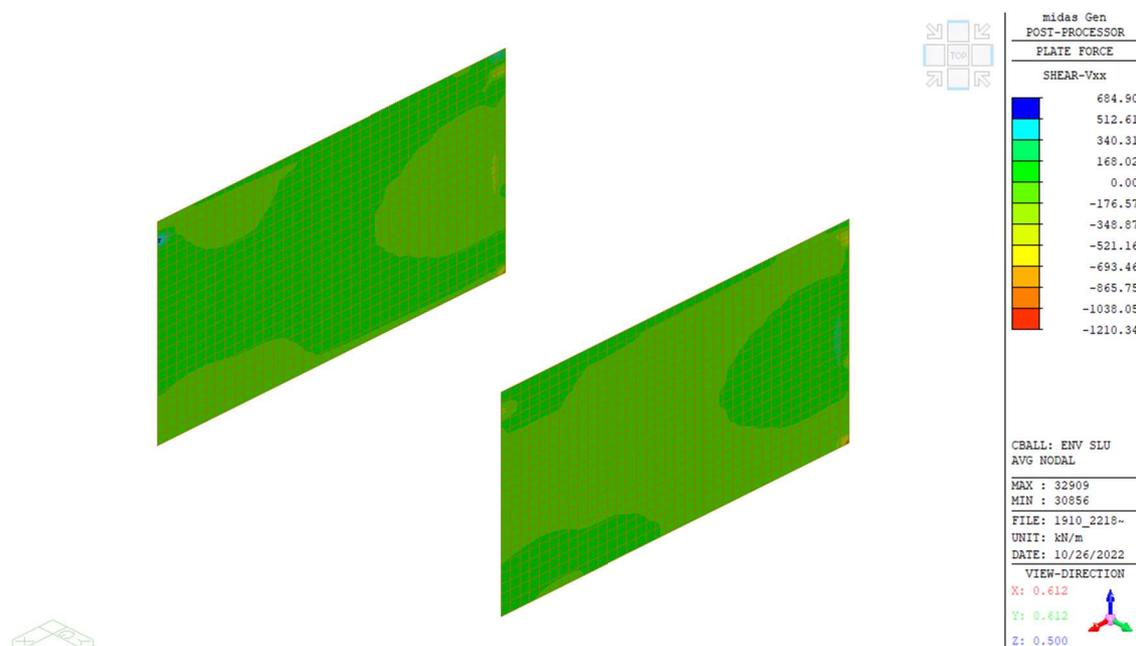


Figura 9.153: Azione tagliante fuori piano Vxx – SLU

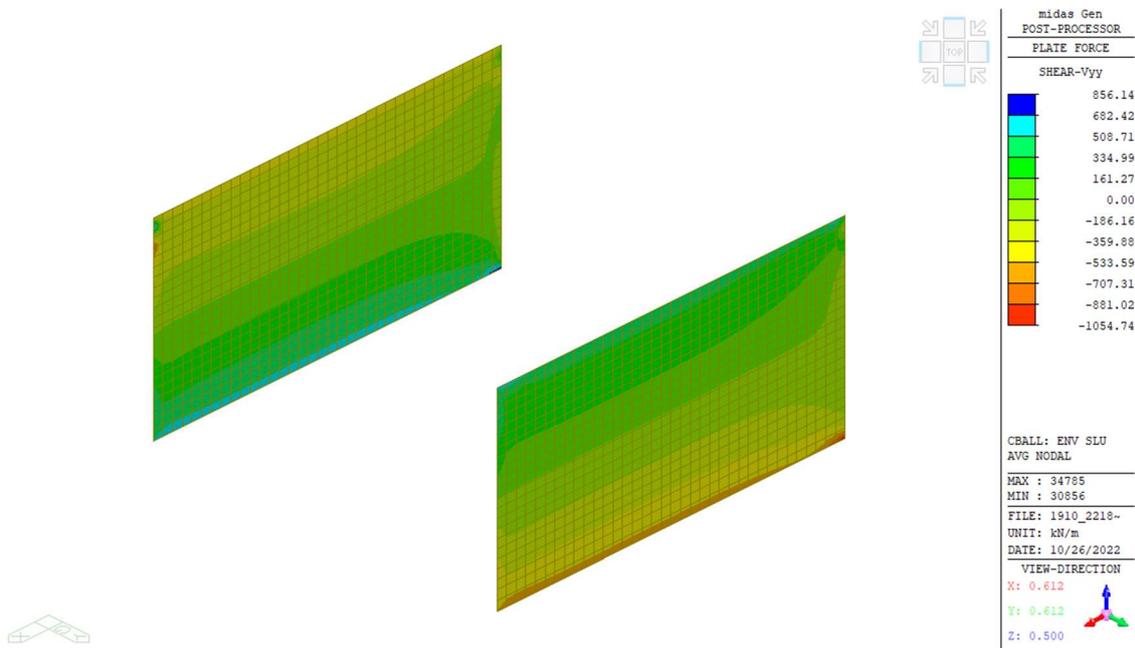


Figura 9.154: Azione tagliante fuori piano Vyy – SLU

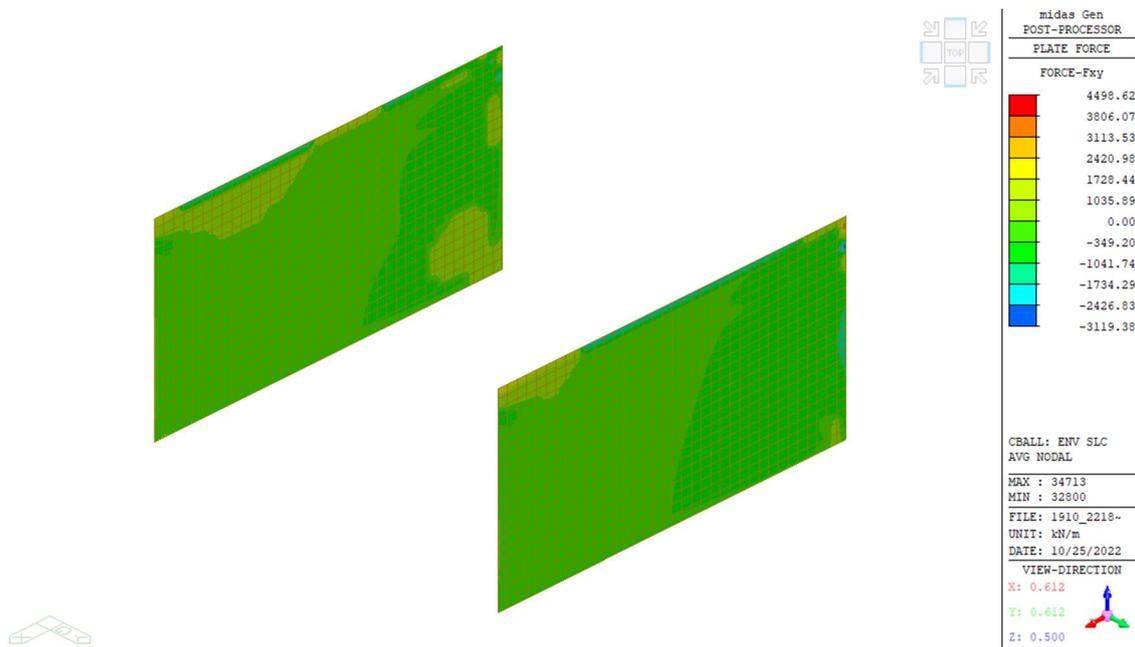


Figura 9.155: Azione tagliante nel piano – SLC

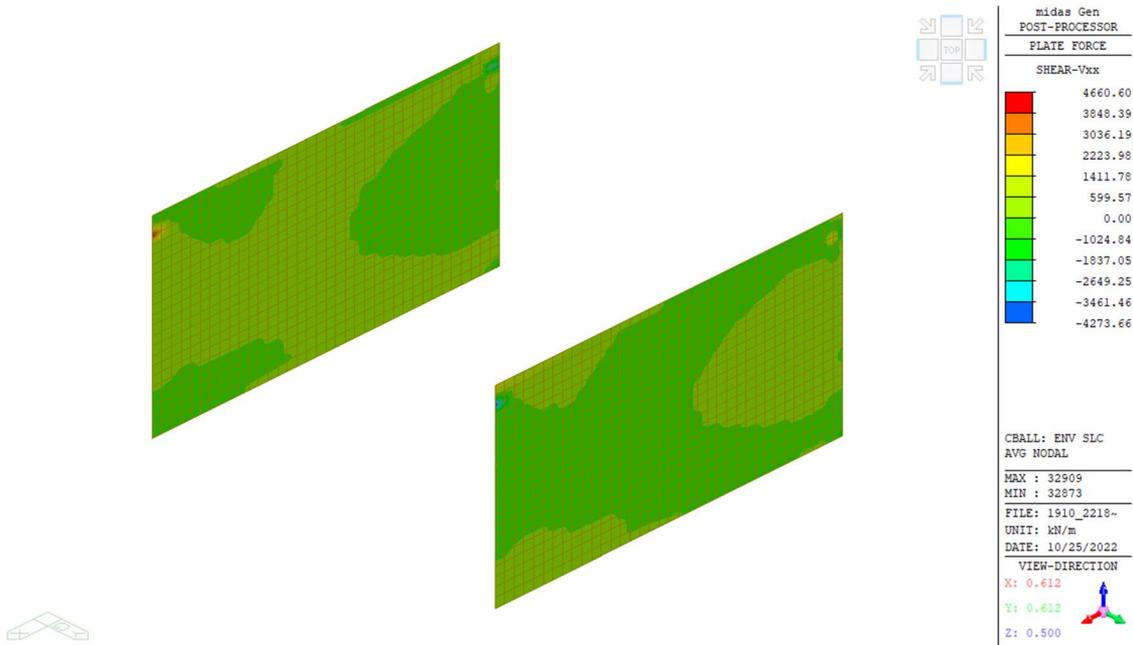


Figura 9.156: Azione tagliante fuori piano Vxx – SLC

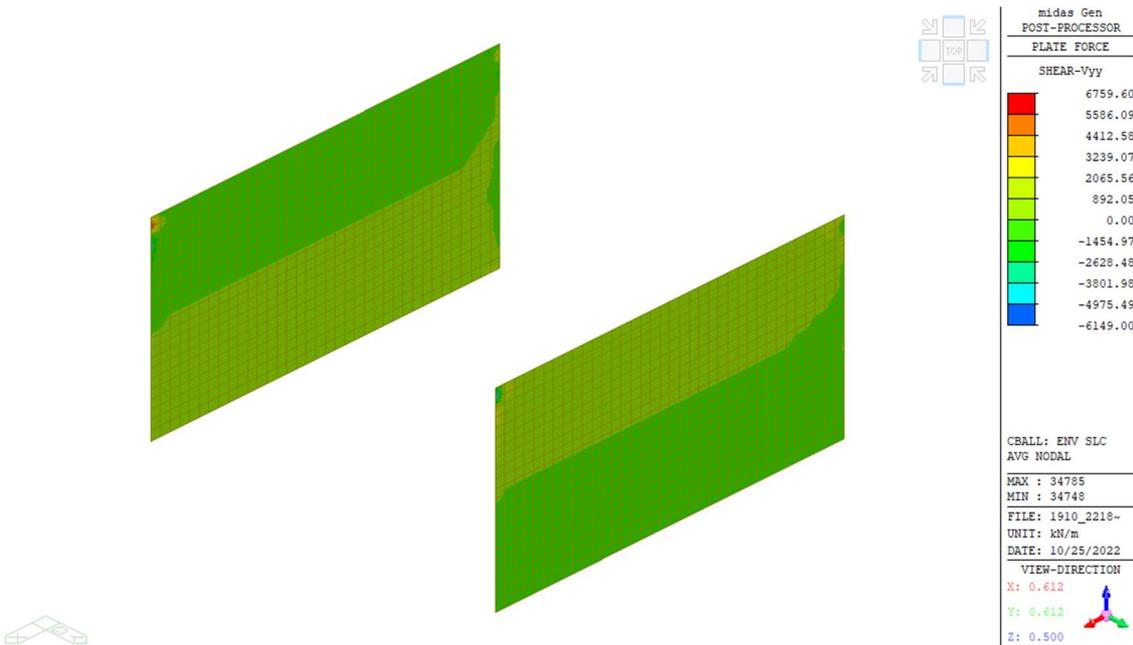


Figura 9.157: Azione tagliante fuori piano Vyy – SLC

Di seguito si riporta il calcolo del taglio resistente della sezione in riferimento alle armature a taglio nel piano.

RESISTENZA NEI CONFRONTI DI SOLLECITAZIONI TAGLIANTI - D.M. 17-01-2018				
Dati utente				
f_{yk} armature	daN/cm ²	4,500	tensione caratteristica di snervamento	
$f_{yd} = f_{yk}/\gamma_s$	daN/cm ²	3,913	tensione di progetto	
R_{ck}	daN/cm ²	400	Resistenza caratteristica cubica del calcestruzzo	
b_w	cm	55.0	Larghezza di taglio della sezione	
h	cm	100.0	Altezza della sezione	
d	cm	90.0	Altezza utile della sezione	
s	cm	20.0	Passo delle staffe	
ρ_l	%	0.00%	Rapporto percentuale dell'armatura tesa rispetto all'area della sezione	
$A_{sw,eff}$	cm ²	6.280	Area totale dei bracci di una staffatura a passo s effettivamente disposta dedicata al solo taglio	
N_{Ed}	daN	0	Azione assiale di progetto	
V_{Ed}	daN	173,429	Taglio di progetto (maggiore di ZERO)	
Risultati				
$c = h - d$	cm	10.0	Distanza del baricentro dell'armatura longitudinale dal bordo della sezione	
$d_w = 0.9 \times d$	cm	81.0	Braccio della coppia interna (approssimato)	
Controllo del "taglio compressione"				
$\tau_{Rd,max} = V \times f_{ctd}$	daN/cm ²	47.0	è la "tau" massima ammissibile con armatura apposta ponendo $\cot(\theta) = 1$ nella formula (4.1.19)	
$V_{Rcd,max} = \tau_{Rd,max} \times b_w \times d_w$	daN	209,534	Resistenza a "taglio compressione" massima (in presenza di armatura)	
$r_2 = V_{Rd,max} / V_{Ed}$	n.o puro	1.21	la sezione è sufficiente	
Calcolo dell'armatura				
$\cot(\theta_{lim,inf}) =$	n.o puro	1.00	limite inferiore nella formula (4.1.16)	
$\cot(\theta_{lim,sup}) =$	n.o puro	2.50	limite superiore nella formula (4.1.16)	
$V_{Rcd} = f_{ctd} \times b_w \times d_w / (\cot(\theta) + \tan(\theta))$	daN	178,332	Resistenza a "taglio compressione"	
$V_{Rsd} = A_{sw} \times d_w \times f_{yd} / (s \times \tan(\theta))$	daN	178,332	Resistenza a "taglio trazione"	
$r_{sc} = V_{Rcd} / V_{Ed}$	n.o puro	1.03	OK Rapporto di sicurezza a "taglio compressione"	
$r_{st} = V_{Rsd} / V_{Ed}$	n.o puro	1.03	OK Rapporto di sicurezza a "taglio trazione"	

Di seguito si riporta il calcolo del taglio resistente della sezione in riferimento alle armature a taglio fuori piano.

RESISTENZA NEI CONFRONTI DI SOLLECITAZIONI TAGLIANTI - D.M. 17-01-2018				
Dati utente				
f_{yk} armature	daN/cm ²	4,500	tensione caratteristica di snervamento	
$f_{yd} = f_{yk}/\gamma_s$	daN/cm ²	3,913	tensione di progetto	
R_{ck}	daN/cm ²	400	Resistenza caratteristica cubica del calcestruzzo	
b_w	cm	100.0	Larghezza di taglio della sezione	
h	cm	55.0	Altezza della sezione	
d	cm	45.0	Altezza utile della sezione	
s	cm	10.0	Passo delle staffe	
ρ_l	%	0.00%	Rapporto percentuale dell'armatura tesa rispetto all'area della sezione	
$A_{sw,eff}$	cm ²	5.652	Area totale dei bracci di una staffatura a passo s effettivamente disposta dedicata al solo taglio	
N_{Ed}	daN	0	Azione assiale di progetto	
V_{Ed}	daN	145,497	Taglio di progetto (maggiore di ZERO)	
Risultati				
$c = h - d$	cm	10.0	Distanza del baricentro dell'armatura longitudinale dal bordo della sezione	
$d_w = 0.9 \times d$	cm	40.5	Braccio della coppia interna (approssimato)	
Controllo del "taglio compressione"				
$\tau_{Rd,max} = V \times f_{ctd}$	daN/cm ²	47.0	è la "tau" massima ammissibile con armatura apposta ponendo $\cot(\theta) = 1$ nella formula (4.1.19)	
$V_{Rcd,max} = \tau_{Rd,max} \times b_w \times d_w$	daN	190,485	Resistenza a "taglio compressione" massima (in presenza di armatura)	
$r_2 = V_{Rd,max} / V_{Ed}$	n.o puro	1.31	la sezione è sufficiente	
Calcolo dell'armatura				
$\cot(\theta_{lim,inf}) =$	n.o puro	1.00	limite inferiore nella formula (4.1.16)	
$\cot(\theta_{lim,sup}) =$	n.o puro	2.50	limite superiore nella formula (4.1.16)	
$V_{Rcd} = f_{ctd} \times b_w \times d_w / (\cot(\theta) + \tan(\theta))$	daN	161,558	Resistenza a "taglio compressione"	
$V_{Rsd} = A_{sw} \times d_w \times f_{yd} / (s \times \tan(\theta))$	daN	161,558	Resistenza a "taglio trazione"	
$r_{sc} = V_{Rcd} / V_{Ed}$	n.o puro	1.11	OK Rapporto di sicurezza a "taglio compressione"	
$r_{st} = V_{Rsd} / V_{Ed}$	n.o puro	1.11	OK Rapporto di sicurezza a "taglio trazione"	

9.9.3 Verifiche di esercizio

In riferimento alle sezioni maggiormente sollecitate, sono state effettuate anche le verifiche per gli stati limite d'esercizio, coerentemente con il capitolo 4.1.2.2 delle NTC2018. In particolare, è stata effettuata la verifica a fessurazione, per condizioni ambientali aggressive, corrispondenti alla classe di esposizione del calcestruzzo XC4. Inoltre, sono state controllate le tensioni d'esercizio dei materiali resistenti - acciaio e calcestruzzo – affinché fossero inferiori ai limiti imposti da norma.

Si opta per presentare la verifica allo stato limite di limitazione delle tensioni e allo stato limite di fessurazione per sollecitazioni flessionali fuori piano, in direzione locale y (parallelo all'asse globale Z).

Nel seguito l'involuppo delle azioni flettenti per il setto, nelle combinazioni di carico previste dalla normativa vigente:

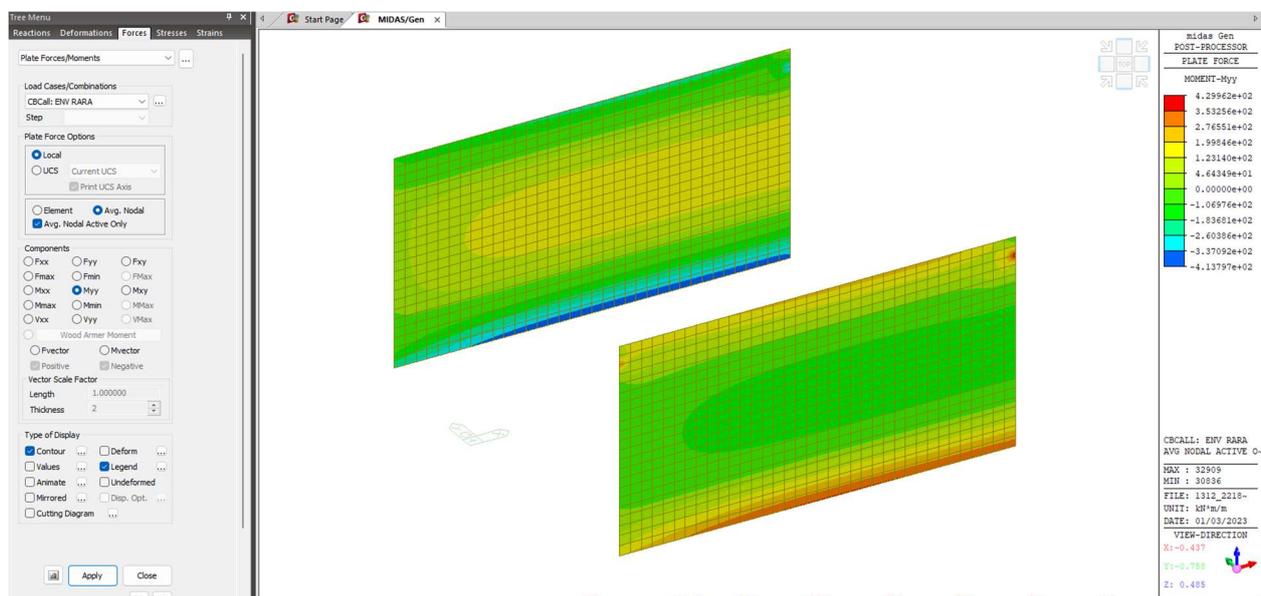


Figura 9.158: Azioni flettenti Myy– Envelope RARA– Setto sp. 55 cm

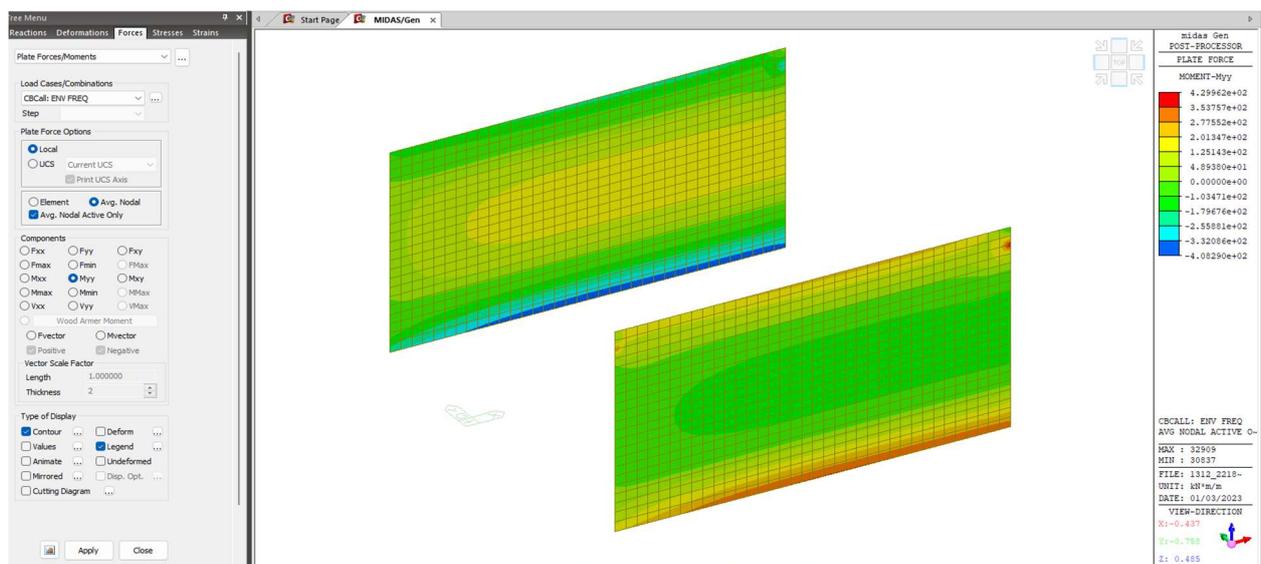


Figura 9.159: Azioni flettenti Myy– Envelope FREQUENTE– Setto sp. 55 cm

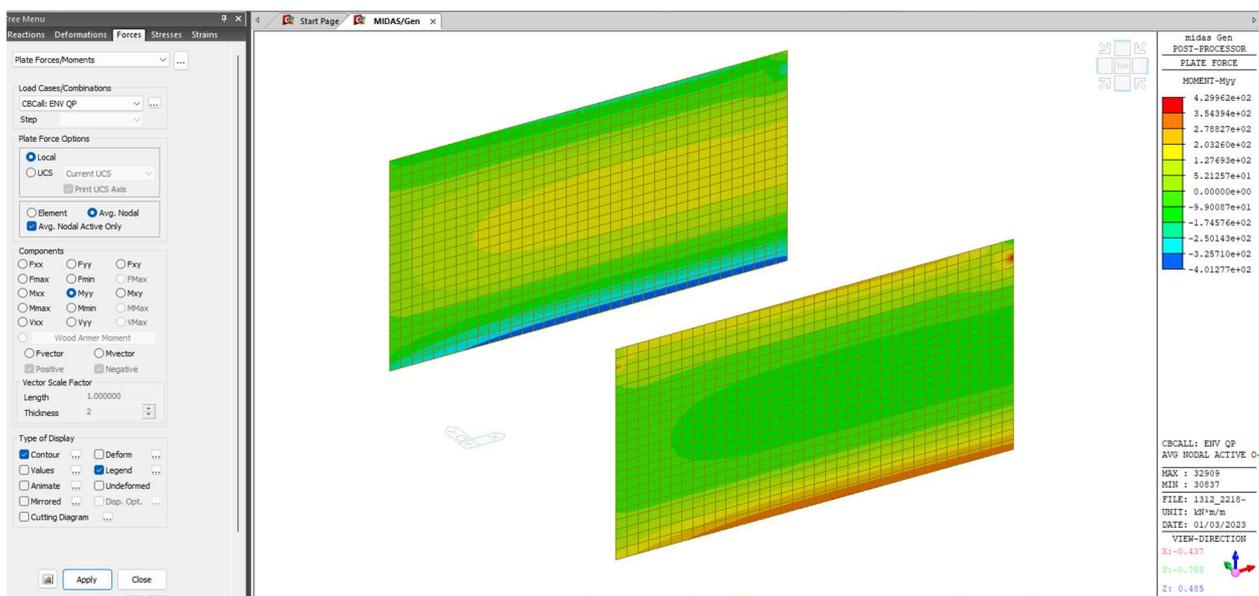


Figura 9.160: Azioni flettenti Myy– Envelope QUASI PERMANENTE – Setto sp. 55 cm

All'azione flettente Myy, viene associata la relativa azione assiale Fyy da implementare nella verifica a presso/tenso flessione. Con approccio cautelativo, si combina la massima azione assiale di trazione con il massimo momento flettente derivante dall'involuppo.

Nel seguito le sollecitazioni considerate:

Combinazione rara: $M_{yy} = 300 \text{ kNm/m}$
 $F_{yy} = 140 \text{ kN/m}$ (trazione)

Combinazione frequente: analoga alla combinazione rara

Combinazione q.permanente: analoga alla combinazione rara

Per il caso in esame, le azioni derivanti dagli involuppi delle combinazioni rara, frequente e quasi permanente sono pressoché identiche, come si evince anche dalle Figura 9.158, Figura 9.159 e Figura 9.160.

Stato limite di limitazione delle tensioni

*.DESCRIPTION OF COLUMN DATA (iSEC = 431) : Deviatore 55

Section Type : Rectangular with Ties (RT)
Section Depth (Hc) = 0.550 m.
Section Width (Bc) = 1.000 m.
Concrete Cover to C.O.R. (do) = 0.068 m.
Concrete Strength (fck) = 35000.000 KPa.
Modulus of Elasticity (Ec) = 34077146.199 KPa.
Main Rebar Strength (fyk) = 450000.000 KPa.
Ties/Spirals Strength (fyw) = 450000.000 KPa.
Modulus of Elasticity (Es) = 200000000.000 KPa.

*.DESCRIPTION OF APPLIED FACTORS FOR DESIGN/CHECKING.

Special Provisions For Seismic Design.

*.REBAR PATTERN = RT - 18 - 2 - P25 Unit : m.

i	d _{yi}	d _{zi}	Rebar	Asi
1	-0.432	-0.207	1-P25	0.00049
2	-0.432	0.207	1-P25	0.00049
3	-0.324	0.207	1-P25	0.00049
4	-0.216	0.207	1-P25	0.00049
5	-0.108	0.207	1-P25	0.00049
6	0.000	0.207	1-P25	0.00049
7	0.108	0.207	1-P25	0.00049
8	0.216	0.207	1-P25	0.00049
9	0.324	0.207	1-P25	0.00049
10	0.432	0.207	1-P25	0.00049
11	0.432	-0.207	1-P25	0.00049
12	0.324	-0.207	1-P25	0.00049
13	0.216	-0.207	1-P25	0.00049
14	0.108	-0.207	1-P25	0.00049
15	0.000	-0.207	1-P25	0.00049
16	-0.108	-0.207	1-P25	0.00049
17	-0.216	-0.207	1-P25	0.00049
18	-0.324	-0.207	1-P25	0.00049

*. DEFINITION OF LOAD COMBINATIONS WITH SCALING UP FACTORS.

LCB C Loadcase Name(Factor) + Loadcase Name(Factor) + Loadcase Name(Factor)

2 2 Azione Assiale R(1.000) +Azione Flettente R(1.000)
3 2 Azione Assiale QP(1.000) +Azione Flettente QP(1.000)
4 2 Azione Assiale F(1.000) +Azione Flettente F(1.000)

=====
[[[*]]] CHECK SERVICEABILITY STRESS LIMIT.
=====

(). Calculate stress of Concrete.

-. LCB = 4 (Frequent)
-. k1 = 0.60000
-. k3 = 0.80000

(Assumed Uncracked Section)

-. Pu = -139.67 kN.
-. Muy = -300.00 kN-m.
-. Muz = -0.13 kN-m.
-. fctm = 0.30 * fck^(2/3) = 3209.96244 KPa.
-. fr1 = (1.6 - H/1000) * fctm = 3370.46056 KPa.
-. fr = -MAX[fctm, fr1] = -3370.46056 KPa.
-. Area = 0.64488 m².
-. y_bar = 0.50000 m.
-. y' = 1.00000 m.
-. z_bar = 0.27500 m.

- . z' = 0.55000 m.
- . lyy = 0.01793 m⁴.
- . lzz = 0.05321 m⁴.

- . Ss_con (Tens.) = Pu/Area + Muy*(z'-z_bar)/lyy + Muz*(y'-y_bar)/lzz = -4819.01119 KPa.
Ss_con (Tens.) < fr ---> Cracked Section !

[Dead Load Cases]

- . PuD = -139.67 kN.
- . MuyD = 0.00000 kN-m.
- . MuzD = -0.1282 kN-m.
- . n = 11.73807 (Long Term).
- . Acr = 0.1043 m².
- . y_bar = 0.497 m.
- . y' = 0.932 m.
- . y = 0.000 m.
- . z_bar = 0.275 m.
- . z' = 0.482 m.
- . z = 0.000 m.
- . lcr,y = 0.0045 m⁴.
- . lcr,z = 0.0082 m⁴.
- . Ss_conD = PuD/Acr + MuyD*(z-z_bar)/lcr,y + MuzD*(y-y_bar)/lcr,z = -1331.27135 KPa.
- . Ss_stlD = n * (PuD/Acr + MuyD*(z'-z_bar)/lcr,y + MuzD*(y'-y_bar)/lcr,z) = -15797.32826 KPa.

[Live Load Cases : Frequent]

- . PuL = -0.00000 kN.
- . MuyL = -300.00 kN-m.
- . MuzL = 0.00000 kN-m.
- . n = 5.86904 (Short Term).
- . Acr = 0.1737 m².
- . y_bar = 0.500 m.
- . y' = 0.932 m.
- . y = 0.000 m.
- . z_bar = 0.126 m.
- . z' = 0.482 m.
- . z = 0.000 m.
- . lcr,y = 0.0040 m⁴.
- . lcr,z = 0.0142 m⁴.
- . Ss_conL = PuL/Acr + MuyL*(z-z_bar)/lcr,y + MuzL*(y-y_bar)/lcr,z = 9412.53887 KPa.
- . Ss_stlL = n * (PuL/Acr + MuyL*(z'-z_bar)/lcr,y + MuzL*(y'-y_bar)/lcr,z) = -155649.10759 KPa.

[Etc. Load Cases]

- . PuE = -0.00000 kN.
- . MuyE = 0.00000 kN-m.
- . MuzE = 0.00000 kN-m.
- . n = 5.86904 (Short Term).
- . Acr = 0.1737 m².
- . y_bar = 0.500 m.
- . y' = 0.932 m.
- . y = 0.000 m.
- . z_bar = 0.126 m.
- . z' = 0.482 m.
- . z = 0.000 m.
- . lcr,y = 0.0040 m⁴.
- . lcr,z = 0.0142 m⁴.

$$\begin{aligned} - . Ss_conE &= PuE/Acr + MuyE*(z-z_bar)/lcr,y + MuzE*(y-y_bar)/lcr,z = -0.00000 \text{ KPa.} \\ - . Ss_stlE &= n * (PuE/Acr + MuyE*(z'-z_bar)/lcr,y + MuzE*(y'-y_bar)/lcr,z) = 0.00000 \text{ KPa.} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} - . Ss_con &= | Ss_conD + Ss_conL + Ss_conE | = 8081.26752 \text{ KPa.} \\ - . Ss_stl &= | Ss_stlD + Ss_stlL + Ss_stlE | = 171446.43585 \text{ KPa.} \end{aligned}$$

$$Ss_con < k1*fck = 21000.00000 \text{ KPa.} \quad \text{---> O.K!}$$

$$Ss_stl < k3*fyk = 360000.00000 \text{ KPa.} \quad \text{---> O.K!}$$

(). Calculate stress of Concrete and Check Linear Creep.

$$- . LCB = 3 \text{ (Quasi-permanent)}$$

$$- . k2 = 0.45000$$

(Assumed Uncracked Section)

$$- . Pu = -139.67 \text{ kN.}$$

$$- . Muy = -300.00 \text{ kN-m.}$$

$$- . Muz = -0.13 \text{ kN-m.}$$

$$- . Area = 0.64488 \text{ m}^2.$$

$$- . y_bar = 0.50000 \text{ m.}$$

$$- . z_bar = 0.27500 \text{ m.}$$

$$- . Iyy = 0.01793 \text{ m}^4.$$

$$- . Izz = 0.05321 \text{ m}^4.$$

$$- . Ss_con \text{ (Comp.)} = Pu/Area + Muy*(z-z_bar)/Iyy + Muz*(y-y_bar)/Izz = 4385.84843 \text{ KPa.}$$

$$Ss_con \text{ (Comp.)} < k2*fck = 15750.00000 \text{ KPa.} \quad \text{---> O.K! and Linear Creep}$$

Stato limite di fessurazione

=====
[[[*]]] CHECK SERVICEABILITY CRACK LIMIT ABOUT MINOR AXIS.
=====

(). Calculate crack width of bottom reinforcement.

[EN 1992-1-1:2004 Clause 7.3.4 , Appendix B.]

$$- . fcm = fck+8(\text{MPa}) = 43000.00000 \text{ KPa.}$$

$$- . fctm = 0.30*fck^{(2/3)} = 3209.96244 \text{ KPa.} (fck \leq C50/60)$$

$$- . fct.eff = fctm \text{ (by 28 days).}$$

$$- . \sigma_s = 171446.436 \text{ KPa.} (LCB \ 3)$$

$$- . kt = 0.4 \text{ (for long term loading).}$$

$$- . X = 0.15816 \text{ m.}$$

$$- . hc,ef = \text{MIN}[2.5*(h-d), (h-X)/3, h/2] = 0.1306 \text{ m.}$$

$$- . Ac,eff = Bc*hc,ef = 0.13061 \text{ m}^2.$$

$$- . \rho_p,eff = As/Ac,eff = 0.0338$$

$$- . Ecm = 22[fcm/10]^{0.3} * 1000 = 34077146.199 \text{ KPa.} \text{ (by Table 3.1)}$$

$$- . \alpha_e = Es/Ecm = 5.869$$

$$- . (Eps_sm - Eps_cm) = (\sigma_s - kt*fct.eff / \rho_p,eff * (1 + \alpha_e * \rho_p,eff)) / Es = 0.000630$$

$$>= 0.6 * \sigma_s / Es = 0.000514$$

$$- . \text{Bond coefficient}(k1) = 0.8000$$

$$- . \text{Strain distribution coefficient}(k2) = 0.5000$$

$$- . \text{NAD Value}(k3) = 3.4000$$

$$- . \text{NAD Value}(k4) = 0.4250$$

$$- . c = 0.05550 \text{ m.}$$

$$- . \Phi = 0.02500 \text{ m.}$$

$$-. S_{r,max} = k_3 \cdot c + k_1 \cdot k_2 \cdot k_4 \cdot \Phi / \text{Rho}_{p,eff} = 0.31435 \text{ m.}$$

$$-. w_k = S_{r,max} \cdot (\text{Eps}_{sm} - \text{Eps}_{cm}) = 0.00020 \text{ m.}$$

$w_k < 2.000e-04 \text{ m.} \rightarrow \text{O.K!}$

10 CONCLUSIONI

Le verifiche strutturali, alla luce dei risultati precedentemente esposti, risultano soddisfatte.

Rimane inteso che, vista la grande mole di dati e verifiche svolte presenti nelle modellazioni eseguite, ulteriori precisazioni e dettagli rimangono a disposizione di chi ne richiedesse riscontro.

