



COMMITTENTE

Comune di Venezia

Area lavori pubblici mobilità e trasporti



**Finanziato
dall'Unione europea**
NextGenerationEU

R.T.P.

Arch. Diego Collini - Capogruppo

Arch. Matteo Benigna

Arch. Matteo Cecchi

Arch. Marco Gatti

Arch. Giulia Tocchet

R.U.P.

ARCH. CRISTINA GUERRETTA

PROGETTO

**“RIQUALIFICAZIONE URBANA SPAZI PIAZZA
MERCATO MARGHERA”**

C.I. 15007 CUP: F73D21002190001

FASE

**PROGETTO DI FATTIBILITÀ TECNICA
ECONOMICA**

TITOLO

RELAZIONE TECNICA STRUTTURALE

ELABORATO N.

MAR_PFTE_STR.01

Rev.:

REV 00

Data:

Marzo 2023

Scala:



SOMMARIO

1	PREMESSA.....	4
2	DESCRIZIONE DELL'INTERVENTO.....	6
2.1	STRUTTURE	6
3	NORMATIVA DI RIFERIMENTO.....	7
3.1	LEGGI, DECRETI E CIRCOLARI	7
3.2	NORME NAZIONALI.....	7
3.3	NORMATIVA EUROPEA ED INTERNAZIONALE	7
4	CRITERI DI PROGETTAZIONE.....	8
5	CARATTERISTICHE DEI MATERIALI OPERE STRUTTURALI	10
5.1	ACCIAIO.....	10
5.1.1	ACCIAIO PER ARMATURA DELLE STRUTTURE IN CALCESTRUZZO	10
5.2	CALCESTRUZZO	10
5.2.1	CALCESTRUZZO PER FONDAZIONI	10
5.2.2	CALCESTRUZZO PER SETTI E TRAVI	10
5.2.3	CALCESTRUZZO PER OPERE IN ELEVAZIONE – PILASTRI	12
6	SOFTWARE DI CALCOLO.....	13
7	MODELLO DI CALCOLO	14
8	CONDIZIONI ELEMENTARI DI CARICO E COMBINAZIONI.....	15
8.1	CONDIZIONI ELEMENTARI DI CARICO	15
8.1.1	PESI PROPRI.....	15
8.1.2	CARICHI PERMANENTI	16
8.1.3	CARICHI ACCIDENTALI	16
8.1.3.1	NEVE.....	19
8.1.3.2	VENTO SUGLI EDIFICI	20
8.1.4	SISMA.....	21
8.1.4.1	CLASSIFICAZIONE SISMICA DEL SITO	21
8.1.4.2	AZIONI SISMICHE	22
9	METODI DI VERIFICA	29
9.1	CALCESTRUZZO ARMATO - RESISTENZA	29
10	ANALISI MODALE	34
10.1	MODI DI VIBRARE DELLA STRUTTURA	34
10.2	MASSA PARTECIPANTE.....	35
11	VERIFICA SPOSTAMENTI ORIZZONTALI.....	36
12	DIMENSIONAMENTO DEL SOLAIO PREFABBRICATO	38



13	VERIFICHE DI RESISTENZA	40
13.1	SETTI IN CALCESTRUZZO ARMATO.....	40
13.1.1	PARAMETRI DELLA SOLLECITAZIONE ENV SLU/SLV	40
13.1.2	VERIFICA DI RESISTENZA SETTO S=300 MM	42
13.1.3	VERIFICA ESTESA SETTO DA S=300 MM	43
13.2	VERIFICA PILASTRI.....	47
13.2.1	PARAMETRI DELLA SOLLECITAZIONE ENV SLU/SLV	47
13.2.2	VERIFICA DI RESISTENZA PILASTRO CIRCOLARE 400 MM.....	51
13.2.3	VERIFICA ESTESA PILASTRO CIRCOLARE 400 MM.....	52
13.3	TRAVI IN CALCESTRUZZO ARMATO	54
13.3.1	PARAMETRI DELLA SOLLECITAZIONE ENV SLU/SLV	54
13.3.2	VERIFICA DI RESISTENZA TRAVE 500X900 MM	55
13.3.3	VERIFICA ESTESA TRAVE 500X900 MM SULLO SBALZO	56
13.3.4	VERIFICA ESTESA TRAVE 500X900 MM DI BORDO	58
13.3.5	VERIFICA DI RESISTENZA TRAVE 500X500 MM	60
13.3.6	VERIFICA ESTESA TRAVE 500X500 MM	61
14	CONSIDERAZIONI GEOTECNICHE	63
14.1	TRAVI DI FONDAZIONE.....	63
14.1.1	PARAMETRI DELLA SOLLECITAZIONE ENV SLU/SLV	63
14.1.2	VERIFICA DI RESISTENZA TRAVE DI FONDAZIONE 500X550 MM.....	65
14.1.3	VERIFICA ESTESA TRAVE DI FONDAZIONE 500X550 MM	66
14.2	PLATEA DI FONDAZIONE	68
14.2.1	PARAMETRI DELLA SOLLECITAZIONE ENV SLU/SLV	68
14.2.2	VERIFICA DI RESISTENZA PLATEA 200 MM	69
14.2.3	VERIFICHE FESSURAZIONE.....	70

1 PREMESSA

Nella presente relazione tecnica si riportano i criteri di progettazione strutturale nell'ambito del Progetto di Fattibilità Tecnico Economica dell'intervento "Biblioteca di Marghera". L'intervento prevede l'ampliamento dell'attuale edificio biblioteca/mercato, la realizzazione di una piazza verde al posto dell'attuale area ERP e il ridisegno delle due aree verdi di piazzale Concordia e piazza del municipio.

Nella fattispecie, il presente stralcio progettuale riguarda l'intervento di ampliamento della biblioteca.

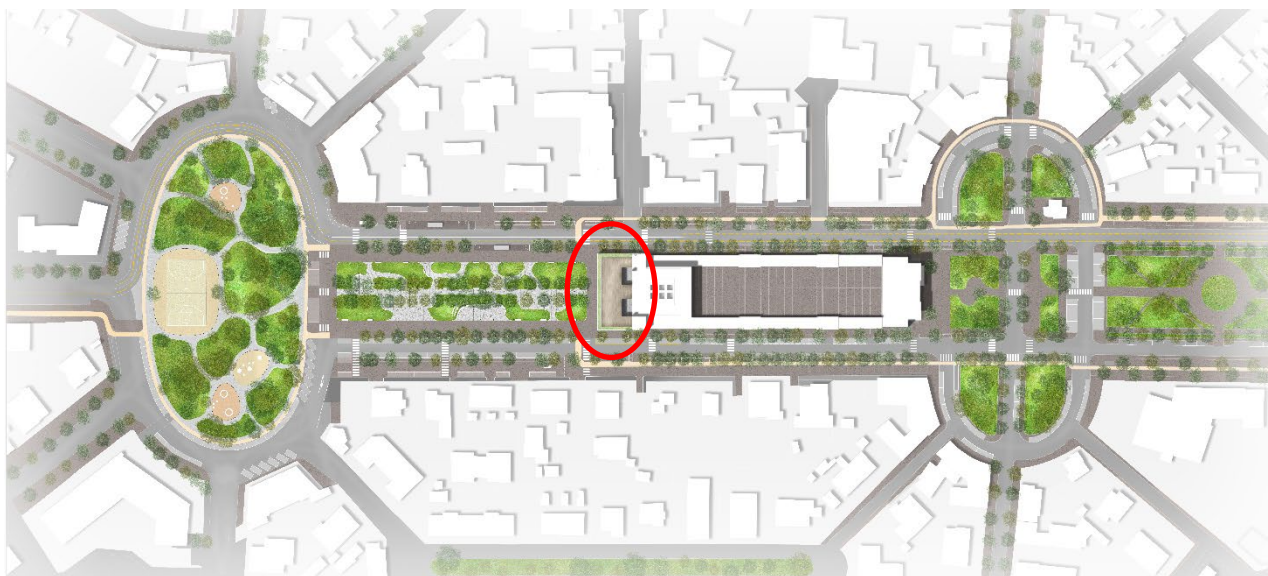


Figura 1 – Key plan dell'intervento complessivo con individuazione dell'area dell'intervento

L'area di intervento è caratterizzata dalle seguenti coordinate geografiche (WGS84):

Latitudine: 45.474214

Longitudine: 12.224341



Figura 2 – Vista aerea dell'area dove sorgerà la costruzione

2 DESCRIZIONE DELL'INTERVENTO

2.1 STRUTTURE

La struttura dell'edificio è costituita principalmente da travi, pilastri e setti in calcestruzzo armato con copertura realizzata in lastre prefabbricate alveolari. Le fondazioni sono del tipo a travi rovesce con platea di completamento.

Le strutture in elevazione sono costituite da:

- setti in calcestruzzo armato di spessore 300 mm;
- pilastri circolari in c.a. di diametro 400 mm.

Le travi del solaio sono realizzate in opera. Si distinguono in:

- travi di dimensioni di 500x500 mm;
- travi di dimensioni di 500x900 mm.

Il solaio di copertura è di tipo alveolare. Si tratta di:

- solaio alveolare di spessore 300 mm.

3 NORMATIVA DI RIFERIMENTO

I criteri di progettazione, dimensionamento e verifica sono conformi alle seguenti direttive:

3.1 LEGGI, DECRETI E CIRCOLARI

- L. 5.11.1971, n° 1086 – “Norme per la disciplina delle opere in conglomerato cementizio armato, normale e precompresso ed a struttura metallica”.
- D.M. 17.01.2018 – “Aggiornamento delle Norme tecniche per le costruzioni”.
- Circ Min n. 7 del 21 gennaio 2019 C.S.LL.PP. Istruzioni per l'applicazione dell'«Aggiornamento delle “Norme tecniche per le costruzioni”» di cui al decreto ministeriale 17 gennaio 2018.
- D.M. 03.08.2015 – “Approvazione di norme tecniche di prevenzione incendi, ai sensi dell'articolo 15 del D.lgs 8-03-2006 n° 139”.

3.2 NORME NAZIONALI

- UNI EN 206-1 – “Calcestruzzo: specificazione, prestazione produzione e conformità”.
- UNI 11104 – “Calcestruzzo: specificazione, prestazione, produzione e conformità – Istruzioni complementari per l'applicazione della EN 206-1”.

3.3 NORMATIVA EUROPEA ED INTERNAZIONALE

- UNI EN 1992 - Eurocodice 2 – “Progettazione delle strutture di calcestruzzo”.

4 CRITERI DI PROGETTAZIONE

Il progetto in esame è realizzato nel rispetto del Decreto Ministeriale 17/01/2018 "Norme Tecniche per le costruzioni", che prescrive di esplicitare la scelta di Vita Nominale di Progetto e Classe d'Uso delle opere, la quale deve essere effettuata di concerto con il Committente.

La vita nominale di progetto di un'opera strutturale è intesa come il numero di anni nel quale l'opera, purché soggetta alla necessaria manutenzione, mantenga specifici livelli prestazionali, ed è correlata alla "Tipologia di Costruzione".

Con riferimento al capitolo 2.4.1 delle NTC18, tutte le opere sono assegnate alla:

Tipologia 2: "Costruzioni con livelli di prestazioni ordinari"

Vita Nominale $V_N = 50$ anni

La classe d'uso delle costruzioni individua il grado di prestazione atteso in presenza di azione sismica, in riferimento alle conseguenze di un'interruzione di operatività o di un eventuale collasso. Nella progettazione la classe d'uso si traduce nell'applicazione di azioni tanto più gravose, quanto più la costruzione è importante in termini di sicurezza collettiva e pubblico interesse.

Con riferimento al capitolo 2.4.2 delle NTC18, le costruzioni vengono suddivise in quattro categorie e per il caso specifico si assume:

Classe III: "Costruzioni il cui uso preveda affollamenti significativi" ($C_U=1.5$)

Risulta quindi il periodo di riferimento per l'azione sismica:

$$V_R = V_N \times C_U = 50 \times 1.5 = 75 \text{ anni.}$$

La tecnica di calcolo prevista dalla Norma, ed applicata nella progettazione, è il Metodo Semiprobabilistico agli Stati Limite. Si definisce stato limite la condizione superata la quale l'opera non soddisfa più le esigenze per le quali è stata progettata. Secondo tale metodo, la struttura deve garantire la sicurezza nei confronti dei seguenti stati limite:

- Stati Limite Ultimi (SLU): collasso e perdite di equilibrio per carichi non sismici;
- Stati Limite d'Esercizio (SLE): deformazioni e vibrazioni per carichi non sismici;
- Stati Limite di salvaguardia della vita (SLV): crolli a seguito di evento sismico;
- Stati Limite di Danno (SLD): danneggiamenti o resistenza a seguito di evento sismico.

Il comportamento strutturale assunto per le verifiche in condizioni sismiche è il "comportamento strutturale non dissipativo", come definito nel paragrafo 7.2.2 delle NTC2018.

Il fattore di comportamento per strutture a comportamento non dissipativo, q_{ND} , è definito in accordo con la formula 7.3.2 del paragrafo 7.3.1 delle NTC 2018:

$$1 \leq q_{ND} = \frac{2}{3} q_{CD} \leq 1,5$$

Il valore di $q_{CD"B"}$ è quello riportato nella tabella 7.3.II per CD "B" per strutture a pendolo inverso intelaiate monopiano:

$$q_{CD"B"} = 2,5$$

Risulta quindi:

$$q_{ND} = 2/3 \times 2,5 = 1,66 \quad > 1,5 \rightarrow 1,5$$

La tabella seguente mostra le categorie di verifica che vanno affrontate nella progettazione.

Tab. 7.3.III – Stati limite di elementi strutturali primari, elementi non strutturali e impianti

STATI LIMITE		CU I	CU II			CU III e IV		
		ST	ST	NS	IM	ST	NS	IM ^(*)
SLE	SLO					RIG		FUN
	SLD	RIG	RIG			RES		
SLU	SLV	RES	RES	STA	STA	RES	STA	STA
	SLC		DUT ^(**)			DUT ^(**)		

(*) Per le sole CU III e IV, nella categoria Impianti ricadono anche gli arredi fissi.

(**) Nei casi esplicitamente indicati dalle presenti norme.

Figura 3 – Tabella dei requisiti di verifica per i vari stati limite

5 CARATTERISTICHE DEI MATERIALI OPERE STRUTTURALI

Il progetto strutturale prevede l'uso dei seguenti materiali.

5.1 ACCIAIO

5.1.1 Acciaio per armatura delle strutture in calcestruzzo

Barre ad aderenza migliorata in acciaio laminato a caldo tipo B450 C secondo DM 17.01.18

Tensione caratteristica di rottura	$f_{tk} \geq 540 \text{ MPa}$
Tensione caratteristica di snervamento	$f_{yk} \geq 450 \text{ MPa}$
Allungamento caratteristico A_{gtk}	$\geq 7.5 \%$
Rapporto $k=f_t/f_y$	$1.15 < k < 1.35$
Rapporto $f_y/f_{y,nom}$	≤ 1.25

5.2 CALCESTRUZZO

5.2.1 Calcestruzzo per fondazioni

Classificazione secondo D.M. 17.01.2018 e UNI-EN 206-1:2016

Classe di resistenza del calcestruzzo	C25/30
Classe di abbassamento al cono (slump)	S4
Dimensione massima dell'inerte	Dlower = 22.4 mm Dupper = 31.5 mm
Classe di esposizione	XC2
Minimo contenuto di cemento	300 kg/m ³
Massimo rapporto a/c	0.6
Contenuto massimo di cloruri	Cl 0.20

5.2.2 Calcestruzzo per setti e travi

Classificazione secondo D.M. 17.01.2018 e UNI-EN 206-1:2016

Classe di resistenza del calcestruzzo	C32/40
Classe di abbassamento al cono (slump)	S4
Dimensione massima dell'inerte	Dlower = 22.4 Dupper = 31.5 mm
Classe di esposizione	XC3
Minimo contenuto di cemento	320 kg/m ³
Massimo rapporto a/c	0.55



Committente: **COMUNE DI VENEZIA**

Progettisti: **Arch. Diego Collini – Arch. Matteo Benigna - Arch. Matteo Cecchi**
Arch. Marco Gatti – Arch. Giulia Tocchet



**Finanziato
dall'Unione europea**
NextGenerationEU

Contenuto massimo di cloruri

CI 0.20



5.2.3 Calcestruzzo per opere in elevazione – Pilastri

Classificazione secondo D.M. 17.01.2018 e UNI-EN 206-1:2016

Classe di resistenza del calcestruzzo	C32/40
Classe di abbassamento al cono (slump)	S4
Dimensione massima dell'inerte	Dlower = 22.4 mm
	Dupper = 31.5 mm
Classe di esposizione	XC3
Minimo contenuto di cemento	320 kg/m ³
Massimo rapporto a/c	0.55
Contenuto massimo di cloruri	Cl 0.20

6 SOFTWARE DI CALCOLO

Le elaborazioni mediante calcolatore sono state eseguite con l'ausilio dei seguenti programmi di calcolo:

- Midas Gen 2023 v1.1 (licenza n° CFENTSS0000098) sviluppato in Corea del Sud da Midas Information Technology Co. Ltd e distribuito in Italia da CSP Fea via Zuccherificio, 5/D - 35042 Este (PD) Italy - P.I. 04057560288. Questo software è utilizzato per l'analisi delle sollecitazioni degli elementi strutturali e per le verifiche di sezioni ed elementi in calcestruzzo armato ed acciaio.
- VCaSLU del professor Pietro Gelfi (software freeware) per il calcolo e la verifica delle sezioni in calcestruzzo armato.

I programmi di calcolo sono testati periodicamente mediante procedure di controllo codificate, tali da verificare l'attendibilità delle applicazioni e dei risultati ottenuti ed individuare eventuali vizi ed anomalie.

Grazie alla raffinatezza dei modelli di calcolo è stato possibile analizzare il comportamento di tutti gli elementi compositivi delle stesse, considerando l'effettivo contributo alla rigidezza complessiva del sistema fornito da ciascun componente elementare. I criteri di modellazione prevedono la riproduzione fedele delle strutture così come sono progettate e si prescrive siano realizzate.

7 MODELLO DI CALCOLO

Il modello di calcolo della biblioteca è stato eseguito in Midas Gen mediante un modello globale agli elementi finiti. Gli elementi utilizzati sono plate, wall, beam, e floor load. I primi sono elementi bidimensionali adatti a simulare solette e setti. Gli altri sono elementi trave e/o pilastri. I floor load sono caratteristici di Midas-Gen, elementi bidimensionali privi di rigidità e peso proprio, impiegati per simulare le aree di carico.

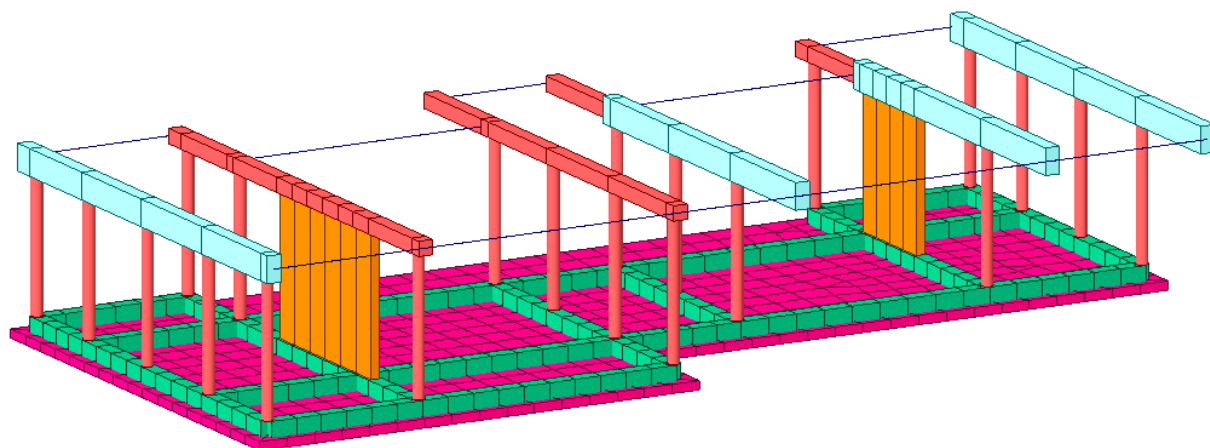


Figura 4 – Modello FEM dell'intervento di ampliamento. Vista globale tridimensionale

La struttura è stata vincolata alla base lungo x e y e l'interazione terreno struttura è stata modellata considerando una costante di sottofondo alla Winkler pari a 2000 kN/mc.

Nel calcolo delle masse partecipante gli accidentali partecipano con fattore ψ_2 secondo normativa. L'analisi con spettro di risposta contempla l'eccentricità di piano del 5%.

Nel modello a elementi finiti la rigidità delle pareti è stata considerata intera per le verifiche di resistenza a slv/slv/sld, mentre è stata considerata una rigidità fessurata pari a $E_f = 0.5 \cdot E$ nelle verifiche di spostamento a slo.

8 CONDIZIONI ELEMENTARI DI CARICO E COMBINAZIONI

Il progetto e la verifica degli elementi strutturali seguono il Metodo Semi-Probabilistico agli Stati Limite. Le condizioni elementari di carico vengono cumulate secondo combinazioni di carico tali da risultare le più sfavorevoli ai fini delle singole verifiche, determinando quindi le azioni di calcolo da utilizzare per le verifiche allo Stato Limite Ultimo (SLU) e Stato Limite di Esercizio (SLE).

8.1 CONDIZIONI ELEMENTARI DI CARICO

Le condizioni elementari di carico sono: peso proprio, carichi permanenti, carichi accidentali, variazioni termiche e sisma. Tutti i carichi sono prescritti dalla normativa e di seguito analizzati.

8.1.1 Pesi propri

I pesi propri degli elementi strutturali sono autodeterminati dal software, in funzione delle dimensioni e del peso specifico del materiale, secondo la normativa tecnica:

Tab. 3.1.I - *Pesi dell'unità di volume dei principali materiali*

MATERIALI	PESO UNITÀ DI VOLUME [kN/m ³]
Calcestruzzi cementizi e malte	
Calcestruzzo ordinario	24,0
Calcestruzzo armato (e/o precompresso)	25,0
Calcestruzzi "leggeri": da determinarsi caso per caso	14,0 ÷ 20,0
Calcestruzzi "pesanti": da determinarsi caso per caso	28,0 ÷ 50,0
Malta di calce	18,0
Malta di cemento	21,0
Calce in polvere	10,0
Cemento in polvere	14,0
Sabbia	17,0
Metalli e leghe	
Acciaio	78,5
Ghisa	72,5
Alluminio	27,0
Materiale lapideo	
Tufo vulcanico	17,0
Calcare compatto	26,0
Calcare tenero	22,0
Gesso	13,0
Granito	27,0
Laterizio (pieno)	18,0
Legnami	
Conifere e pioppo	4,0 ÷ 6,0
Latifoglie (escluso pioppo)	6,0 ÷ 8,0
Sostanze varie	
Acqua dolce (chiara)	9,81
Acqua di mare (chiara)	10,1
Carta	10,0
Vetro	25,0

Figura 5 Pesì di volume dei materiali secondo D.M. 17.01.2018

8.1.2 Carichi permanenti

CARICHI COPERTURA	sp (m)	kN/mc	kN/mq		kN/mq
Solaio alvolare	0,300	-	3,6	G1	3,6
Cappa	0,050	25	1,3	G2	5,5
Massetto pendenza	0,120	20	2,4		
Isolante	0,100	-	0,2		
Controsoffitto	0,013	-	0,1		
Impianti			0,4		
Copertura verde	0,150	1,25	1,2		
Carico variabile			5,0	qk	5,0
		Tot	14,2		

8.1.3 Carichi accidentali

I carichi accidentali sono prescritti dalla Normativa alla tabella 3.1.II, di seguito riportata. Le principali destinazioni d'uso previste sono:

- Categoria C "ambienti suscettibili di affollamento";
- Categoria I "Coperture praticabili".

Nel paragrafo di analisi dei carichi sui solai saranno specificati i sovraccarichi accidentali utilizzati.

Tab. 3.1.II - Valori dei sovraccarichi per le diverse categorie d'uso delle costruzioni

Cat.	Ambienti	q_k [kN/m ²]	Q_k [kN]	H_k [kN/m]
A	Ambienti ad uso residenziale			
	Aree per attività domestiche e residenziali; sono compresi in questa categoria i locali di abitazione e relativi servizi, gli alberghi (ad esclusione delle aree soggette ad affollamento), camere di degenza di ospedali	2,00	2,00	1,00
	Scale comuni, balconi, ballatoi	4,00	4,00	2,00
B	Uffici			
	Cat. B1 Uffici non aperti al pubblico	2,00	2,00	1,00
	Cat. B2 Uffici aperti al pubblico	3,00	2,00	1,00
	Scale comuni, balconi e ballatoi	4,00	4,00	2,00
C	Ambienti suscettibili di affollamento			
	Cat. C1 Aree con tavoli, quali scuole, caffè, ristoranti, sale per banchetti, lettura e ricevimento	3,00	3,00	1,00
	Cat. C2 Aree con posti a sedere fissi, quali chiese, teatri, cinema, sale per conferenze e attesa, aule universitarie e aule magne	4,00	4,00	2,00
	Cat. C3 Ambienti privi di ostacoli al movimento delle persone, quali musei, sale per esposizioni, aree d'accesso a uffici, ad alberghi e ospedali, ad atri di stazioni ferroviarie	5,00	5,00	3,00
	Cat. C4. Aree con possibile svolgimento di attività fisiche, quali sale da ballo, palestre, palcoscenici.	5,00	5,00	3,00
	Cat. C5. Aree suscettibili di grandi affollamenti, quali edifici per eventi pubblici, sale da concerto, palazzetti per lo sport e relative tribune, gradinate e piattaforme ferroviarie.	5,00	5,00	3,00
	Scale comuni, balconi e ballatoi	Secondo categoria d'uso servita, con le seguenti limitazioni		
		≥ 4,00	≥ 4,00	≥ 2,00
Cat.	Ambienti	q_k [kN/m ²]	Q_k [kN]	H_k [kN/m]
D	Ambienti ad uso commerciale			
	Cat. D1 Negozi	4,00	4,00	2,00
	Cat. D2 Centri commerciali, mercati, grandi magazzini	5,00	5,00	2,00
	Scale comuni, balconi e ballatoi	Secondo categoria d'uso servita		
E	Aree per immagazzinamento e uso commerciale ed uso industriale			
	Cat. E1 Aree per accumulo di merci e relative aree d'accesso, quali biblioteche, archivi, magazzini, depositi, laboratori manifatturieri	≥ 6,00	7,00	1,00*
	Cat. E2 Ambienti ad uso industriale	da valutarsi caso per caso		
F-G	Rimesse e aree per traffico di veicoli (esclusi i ponti)			
	Cat. F Rimesse, aree per traffico, parcheggio e sosta di veicoli leggeri (peso a pieno carico fino a 30 kN)	2,50	2 x 10,00	1,00**
	Cat. G Aree per traffico e parcheggio di veicoli medi (peso a pieno carico compreso fra 30 kN e 160 kN), quali rampe d'accesso, zone di carico e scarico merci.	5,00	da valutarsi caso per caso e comunque non minori di 2 x 50,00	1,00**
H-I-K	Coperture			
	Cat. H Coperture accessibili per sola manutenzione e riparazione	0,50	1,20	1,00
	Cat. I Coperture praticabili di ambienti di categoria d'uso compresa fra A e D	secondo categorie di appartenenza		
	Cat. K Coperture per usi speciali, quali impianti, eliporti.	da valutarsi caso per caso		

* non comprende le azioni orizzontali eventualmente esercitate dai materiali immagazzinati.

** per i soli parapetti o partizioni nelle zone pedonali. Le azioni sulle barriere esercitate dagli automezzi dovranno essere valutate caso per caso.

Figura 6 Categorie D.M. 17.01.2018

Si riporta nel seguito anche la tabella della normativa vigente che esplicita i valori dei coefficienti di combinazione da utilizzare per ciascuna categoria di carico:

Categoria/Azione variabile	Ψ_{0j}	Ψ_{1j}	Ψ_{2j}
Categoria A - Ambienti ad uso residenziale	0,7	0,5	0,3
Categoria B - Uffici	0,7	0,5	0,3
Categoria C - Ambienti suscettibili di affollamento	0,7	0,7	0,6
Categoria D - Ambienti ad uso commerciale	0,7	0,7	0,6
Categoria E - Aree per immagazzinamento, uso commerciale e uso industriale Biblioteche, archivi, magazzini e ambienti ad uso industriale	1,0	0,9	0,8
Categoria F - Rimesse, parcheggi ed aree per il traffico di veicoli (per autoveicoli di peso ≤ 30 kN)	0,7	0,7	0,6
Categoria G - Rimesse, parcheggi ed aree per il traffico di veicoli (per autoveicoli di peso > 30 kN)	0,7	0,5	0,3
Categoria H - Coperture accessibili per sola manutenzione	0,0	0,0	0,0
Categoria I - Coperture praticabili	da valutarsi caso per caso		
Categoria K - Coperture per usi speciali (impianti, eliporti, ...)			
Vento	0,6	0,2	0,0
Neve (a quota ≤ 1000 m s.l.m.)	0,5	0,2	0,0
Neve (a quota > 1000 m s.l.m.)	0,7	0,5	0,2
Variazioni termiche	0,6	0,5	0,0

Figura 7 Coefficienti di combinazione secondo NTC 2018

8.1.3.1 Neve

Si fa riferimento a quanto previsto dalla normativa vigente. Il valore del carico della neve, per un edificio in zona II è determinato dalla seguente espressione:

$$q_s = \mu_i \cdot q_{sk} \cdot C_E \cdot C_t = 0.80 \text{ kN/mq} \quad \text{per copertura piana}$$

Si elencano nel seguito i valori attribuiti ai parametri che entrano in gioco:

ZONA II

$\mu_i = 0.8$	coefficiente di forma per coperture piane ad una falda
$a_s < 200 \text{ m s.l.m.}$	altitudine sul livello del mare
$q_{sk} = 1.00 \text{ kN/mq}$	valore caratteristico di riferimento del carico neve al suolo
$C_E = 1.0$	coefficiente d'esposizione
$C_t = 1.0$	coefficiente termico
$T_r = 50 \text{ anni}$	$\alpha = 1.00$ coefficiente amplificativo

8.1.3.2 Vento sugli edifici

Il calcolo della pressione del vento segue la procedura indicata nel paragrafo 3.3.3 delle Norme Tecniche per le Costruzioni.

PRESSIONI DEL VENTO

Combinazione più sfavorevole per pareti e copertura:

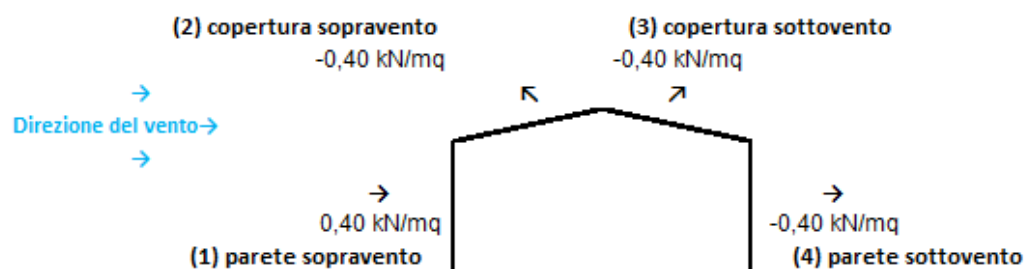
Valori massimi della pressione per ogni elemento

p (pressione del vento) = $q_r \cdot C_d \cdot C_t \cdot C_e \cdot C_p$

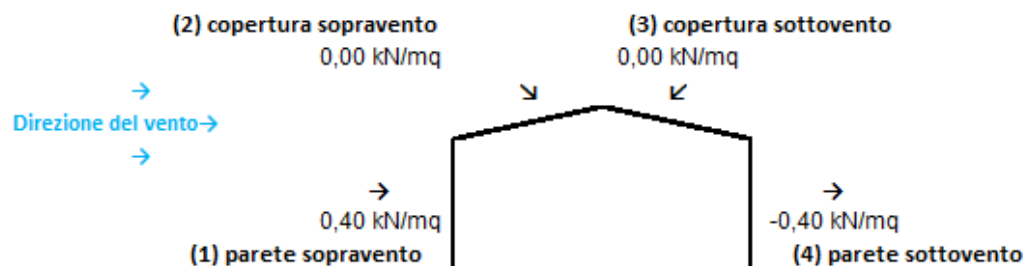
C_d (coefficiente dinamico) C_t (coefficiente topografico) C_e (coefficiente di esposizione)

C_p (coefficiente di forma)

	p [kN/m ²]	C_d	C_t	C_e	C_p	P [kN/m ²]
(1) par. sopra	0,409	1,00	1,00	1,634	0,60	0,40
(2) cop. sopra	0,409	1,00	1,00	1,634	-0,60	-0,40
(3) cop. Sotto	0,409	1,00	1,00	1,634	-0,60	-0,40
(4) par. sotto	0,409	1,00	1,00	1,634	-0,60	-0,40



Valori medi della pressione per ogni elemento (da utilizzare per caricare il modello FEM)



8.1.4 Sisma

8.1.4.1 Classificazione sismica del sito

Il comune di Marghera è in zona 3 secondo la classificazione sismica nazionale. L'accelerazione massima al suolo con eccedenza del 10% in 50 anni è indicata nella mappatura dell'OPCM 3519 del 28.4.2006, della quale si riporta uno stralcio:

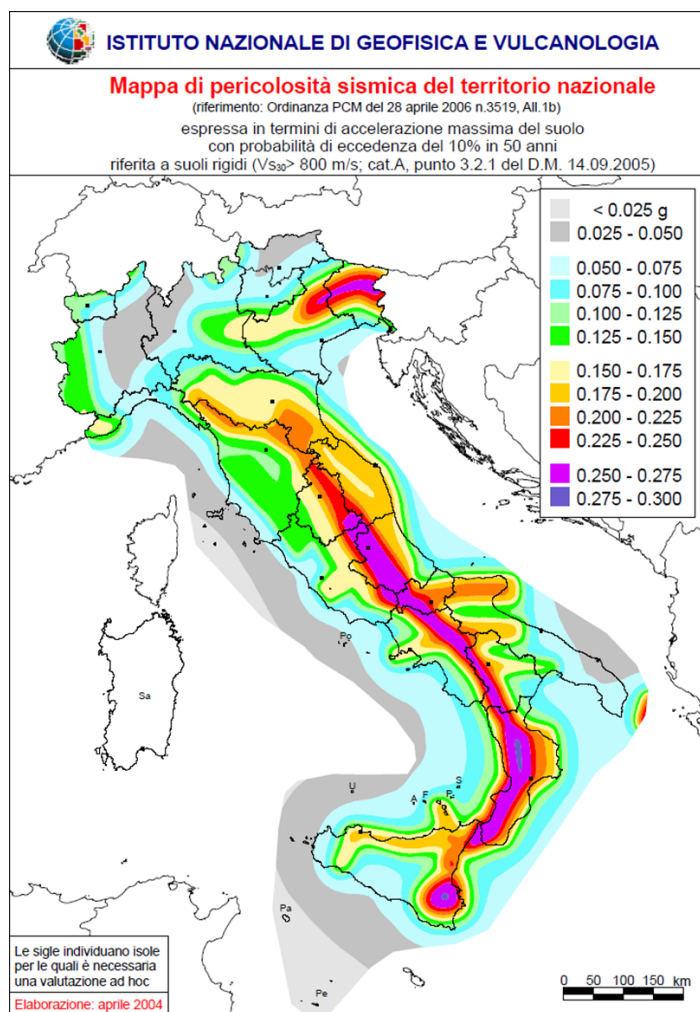


Figura 8 Mappatura sismica OPCM 3519

La classificazione sismica di un sito è definita da:

- ag accelerazione orizzontale massima al suolo in condizioni di campo libero e sottosuolo tipo B;
- F0 valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale;
- Tc* periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale.

Il terreno è classificato di categoria C come definito al §3.2.2. del D.M. 17.01.2018.

Le tabelle per i parametri azione sismica per il comune di Venezia sono riportate nel seguito.

SLATO LIMITE	T_R [anni]	a_g [g]	F_o [-]	T_c^* [s]
SLO	45	0,034	2,539	0,235
SLD	75	0,041	2,547	0,278
SLV	712	0,094	2,624	0,365
SLC	1462	0,121	2,608	0,388

Figura 9 Parametri sismici

8.1.4.2 Azioni sismiche

Lo spettro di progetto ed i metodi di calcolo sono definiti dal D.M. 17.01.2018. Le azioni sismiche da considerarsi nelle verifiche hanno tre componenti, due orizzontali ed una verticale. Le azioni sismiche sulle strutture sono state calcolate con analisi dinamica modale con spettro di risposta.

Il dimensionamento della struttura viene eseguito mediante spettro di risposta elastico in accelerazione considerando il fattore di comportamento $q=1.5$ per lo SLV, come definito nei paragrafi 7.2. delle N.T.C. 2018, e $q=1$ per lo SLD e SLO. Si assume pertanto un comportamento strutturale non dissipativo della struttura.

L'azione sismica verticale non è stata considerata nel dimensionamento della struttura in accordo a quanto indicato nel D.M. 17.01.2018.

Si riportano nelle pagine seguenti gli spettri di progetto utilizzati nei calcoli.

Stato limite di salvaguardia della vita

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

Parametri indipendenti

STATO LIMITE	SLV
a_g	0,094 g
F_a	2,624
T_c	0,365 s
S_a	1,500
C_c	1,464
S_T	1,000
q	1,500

Parametri dipendenti

S	1,500
η	0,667
T_B	0,178 s
T_C	0,535 s
T_D	1,977 s

Espressioni dei parametri dipendenti

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

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

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

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

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

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

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

$$T_B \leq T < T_C \quad S_c(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_a$$

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

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

Lo spettro di progetto $S_d(T)$ per le verifiche agli Stati Limite Ultimi è ottenuto dalle espressioni dello spettro elastico $S_e(T)$ 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	0,141
T_B	0,178	0,247
T_C	0,535	0,247
	0,603	0,219
	0,672	0,197
	0,741	0,178
	0,809	0,163
	0,878	0,151
	0,947	0,140
	1,015	0,130
	1,084	0,122
	1,153	0,115
	1,221	0,108
	1,290	0,102
	1,359	0,097
	1,427	0,093
	1,496	0,088
	1,565	0,084
	1,634	0,081
	1,702	0,078
	1,771	0,075
	1,840	0,072
	1,908	0,069
T_D	1,977	0,067
	2,073	0,061
	2,170	0,056
	2,266	0,051
	2,362	0,047
	2,459	0,043
	2,555	0,040
	2,651	0,037
	2,748	0,035
	2,844	0,032
	2,940	0,030
	3,037	0,028
	3,133	0,027
	3,229	0,025
	3,326	0,024
	3,422	0,022
	3,518	0,021
	3,615	0,020
	3,711	0,019
	3,807	0,019
	3,904	0,019
	4,000	0,019

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

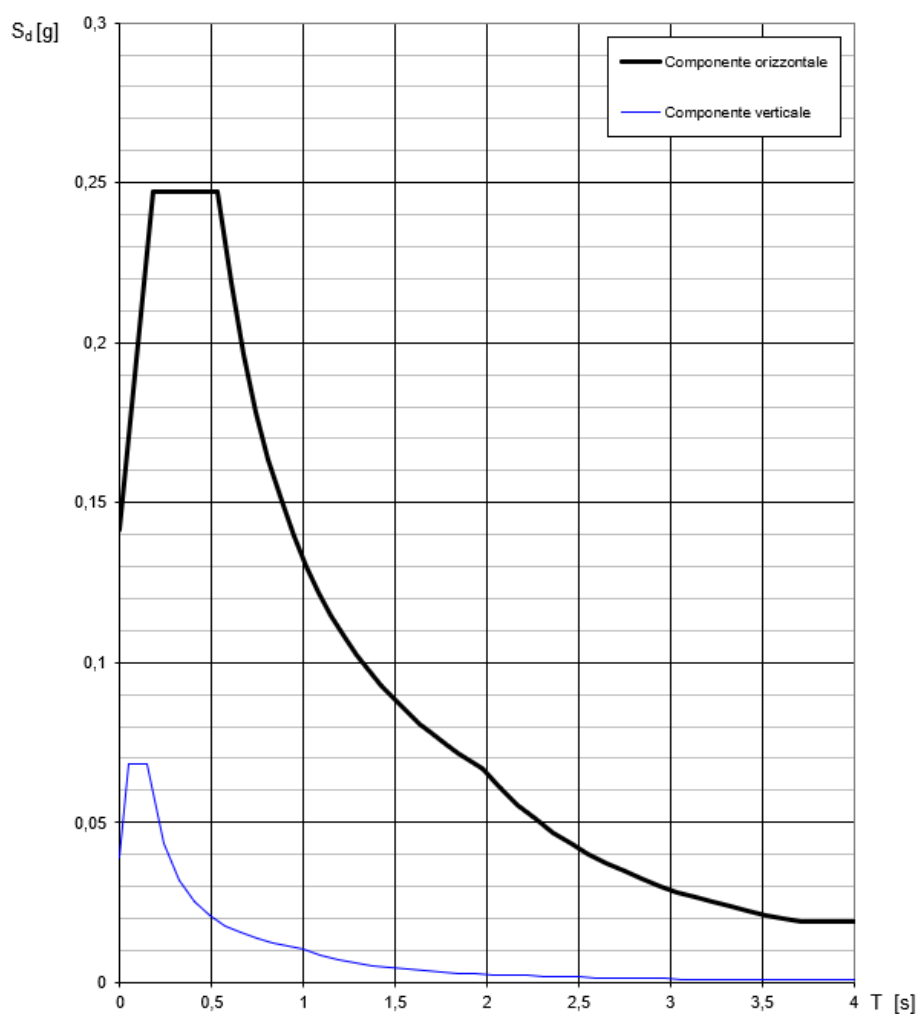


Figura 10 Spettro di progetto per SLV ($q=1.5$ per sisma orizzontale)

Stato limite di danno

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

Parametri indipendenti

STATO LIMITE	SLD
a_g	0,041 g
F_a	2,547
T_C	0,278 s
S_S	1,500
C_C	1,603
S_T	1,000
q	1,000

Parametri dipendenti

S	1,500
η	1,000
T_B	0,148 s
T_C	0,445 s
T_D	1,763 s

Espressioni dei parametri dipendenti

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

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

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

$$T_C = C_C \cdot T_C^* \quad (\text{NTC-07 Eq. 3.2.7})$$

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

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

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

$$T_B \leq T < T_C \quad S_c(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_a$$

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

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

Lo spettro di progetto $S_d(T)$ per le verifiche agli Stati Limite Ultimi è ottenuto dalle espressioni dello spettro elastico $S_e(T)$ 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	0,061
T_B	0,148	0,156
T_C	0,445	0,156
	0,508	0,137
	0,570	0,122
	0,633	0,110
	0,696	0,100
	0,759	0,091
	0,822	0,084
	0,884	0,078
	0,947	0,073
	1,010	0,069
	1,073	0,065
	1,135	0,061
	1,198	0,058
	1,261	0,055
	1,324	0,052
	1,387	0,050
	1,449	0,048
	1,512	0,046
	1,575	0,044
	1,638	0,042
	1,701	0,041
T_D	1,763	0,039
	1,870	0,035
	1,976	0,031
	2,083	0,028
	2,189	0,026
	2,296	0,023
	2,402	0,021
	2,509	0,019
	2,615	0,018
	2,722	0,017
	2,828	0,015
	2,935	0,014
	3,041	0,013
	3,148	0,012
	3,254	0,012
	3,361	0,011
	3,467	0,010
	3,574	0,010
	3,680	0,009
	3,787	0,009
	3,893	0,008
	4,000	0,008

Spettri di risposta (componenti orizz. e vert.) per lo stato limite: SLD

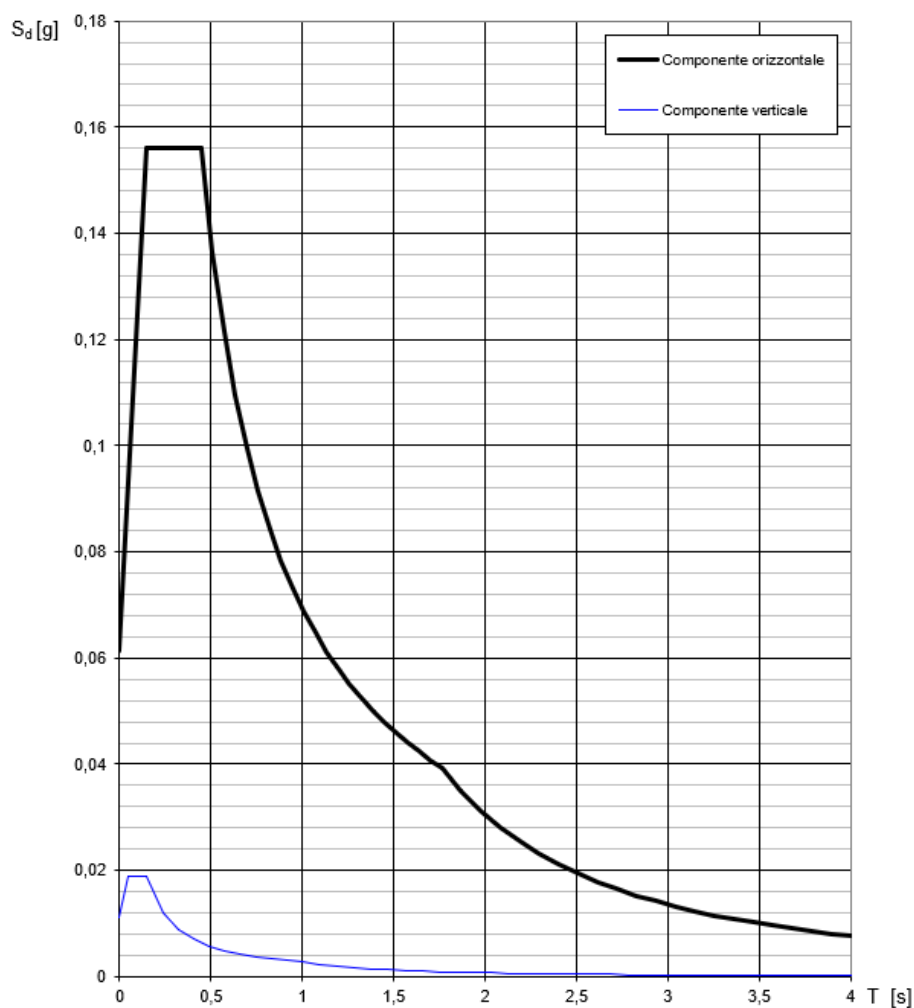


Figura 11 Spettro di progetto per SLD ($q=1.0$ per sisma orizzontale)

Stato limite di operatività

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

Parametri indipendenti

STATO LIMITE	SLO
a_g	0,034 g
F_0	2,539
T_c	0,235 s
S_s	1,500
C_c	1,693
S_T	1,000
q	1,000

Parametri dipendenti

S	1,500
η	1,000
T_B	0,133 s
T_C	0,398 s
T_D	1,737 s

Espressioni dei parametri dipendenti

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

Lo spettro di progetto $S_d(T)$ per le verifiche agli Stati Limite Ultimi è ottenuto dalle espressioni dello spettro elastico $S_e(T)$ sostituendo η con η/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	0,051
T_B	0,133	0,130
T_C	0,398	0,130
	0,462	0,112
	0,525	0,099
	0,589	0,088
	0,653	0,079
	0,717	0,072
	0,780	0,066
	0,844	0,061
	0,908	0,057
	0,972	0,053
	1,035	0,050
	1,099	0,047
	1,163	0,045
	1,227	0,042
	1,290	0,040
	1,354	0,038
	1,418	0,037
	1,482	0,035
	1,545	0,033
	1,609	0,032
	1,673	0,031
T_D	1,737	0,030
	1,844	0,026
	1,952	0,024
	2,060	0,021
	2,168	0,019
	2,276	0,017
	2,383	0,016
	2,491	0,014
	2,599	0,013
	2,707	0,012
	2,814	0,011
	2,922	0,011
	3,030	0,010
	3,138	0,009
	3,246	0,009
	3,353	0,008
	3,461	0,008
	3,569	0,007
	3,677	0,007
	3,784	0,006
	3,892	0,006
	4,000	0,006

Spettri di risposta (componenti orizz. e vert.) per lo stato limite: SLO

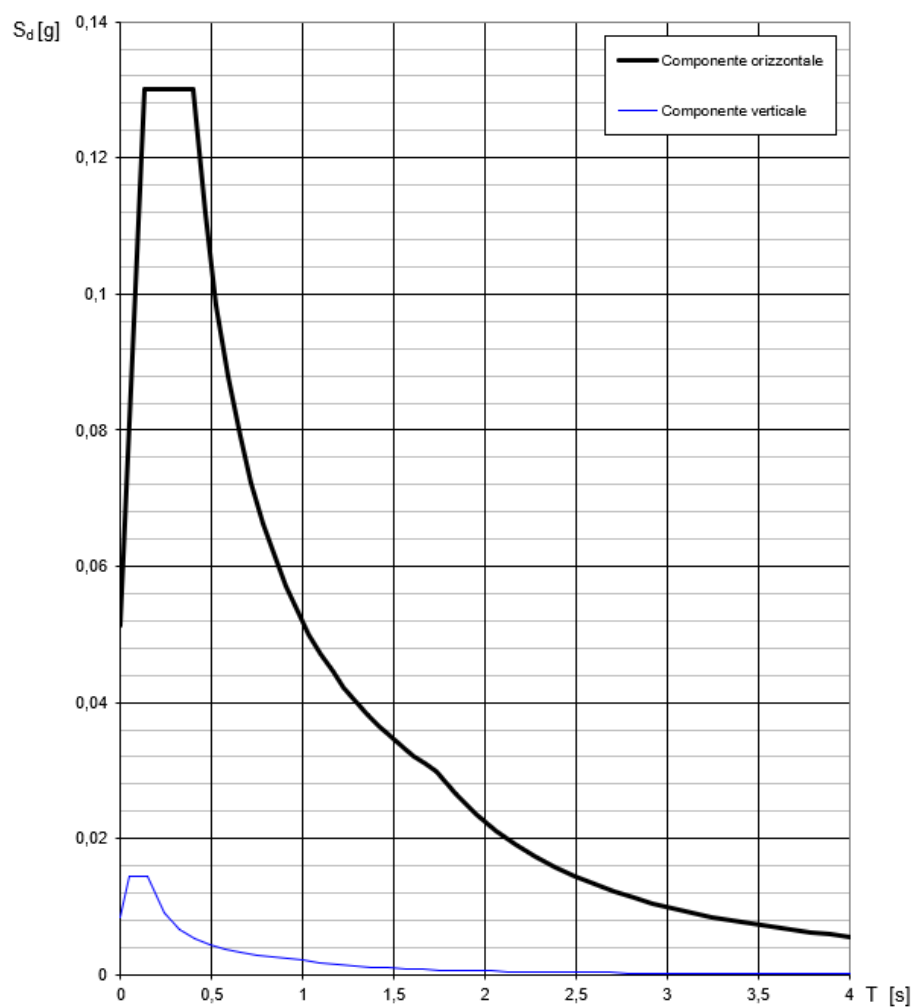


Figura 12 Spettro di progetto per SLO ($q=1$ per sisma orizzontale)

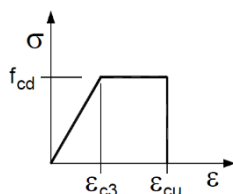
9 METODI DI VERIFICA

9.1 CALCESTRUZZO ARMATO - RESISTENZA

Per le verifiche a presso flessione si fanno le seguenti ipotesi:

- conservazione delle sezioni piane;
- perfetta aderenza acciaio-calcestruzzo;
- resistenza a trazione nulla del calcestruzzo;
- rottura del calcestruzzo per raggiungimento della sua capacità ultima di deformazione a compressione;
- rottura dell'acciaio per raggiungimento della sua capacità ultima di deformazione a trazione;

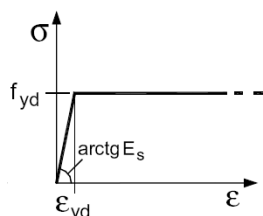
Legge costitutiva del calcestruzzo tipo parabola-rettangolo:



$$\varepsilon_{c2} = 0,20\%$$

$$\varepsilon_{cu} = 0,35\%$$

legge costitutiva dell'acciaio tipo lineare:



$$E_s = 210000 \text{ MPa}$$

$$\varepsilon_{cu} = 1,00\%$$

Le sezioni di calcestruzzo non armate a taglio hanno una resistenza a taglio offerta dai meccanismi secondari. Secondo normativa tale resistenza è valutabile con la seguente espressione:

$$V_{Rd} = \left\{ 0,18 \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{1/3} / \gamma_c + 0,15 \cdot \sigma_{cp} \right\} \cdot b_w \cdot d \geq (v_{min} + 0,15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d \quad (4.1.14)$$

con

$$k = 1 + (200/d)^{1/2} \leq 2$$

$$v_{min} = 0,035 k^{3/2} f_{ck}^{1/2}$$

e dove

d è l'altezza utile della sezione (in mm);

$\rho_l = A_{sl} / (b_w \cdot d)$ è il rapporto geometrico di armatura longitudinale ($\leq 0,02$);

$\sigma_{cp} = N_{Ed} / A_c$ è la tensione media di compressione nella sezione ($\leq 0,2 f_{cd}$);

b_w è la larghezza minima della sezione (in mm).

Nel caso il taglio sollecitante V_{Ed} sia maggiore del taglio V_{Rd} , è da prevedersi apposita armatura a taglio. In tal caso, il taglio resistente è il minore tra il taglio V_{Rsd} offerto dalle armature ed il taglio V_{Rcd} offerto dal calcestruzzo. V_{Rsd} e V_{Rcd} valgono:

$$V_{Rsd} = 0,9 \cdot d \cdot \frac{A_{sw}}{s} \cdot f_{yd} \cdot (\text{ctg}\alpha + \text{ctg}\theta) \cdot \sin\alpha$$

$$V_{Rcd} = 0,9 \cdot d \cdot b_w \cdot \alpha_c \cdot f'_{cd} \cdot (\text{ctg}\alpha + \text{ctg}\theta) / (1 + \text{ctg}^2\theta)$$

dove d , b_w e σ_{cp} hanno il significato già visto in § 4.1.2.1.3.1. e inoltre si è posto:

A_{sw} area dell'armatura trasversale;

s interasse tra due armature trasversali consecutive;

α angolo di inclinazione dell'armatura trasversale rispetto all'asse della trave;

f'_{cd} resistenza a compressione ridotta del calcestruzzo d'anima ($f'_{cd} = 0,5 \cdot f_{cd}$);

α_c	coefficiente maggiorativo pari a	1	per membrature non compresse
		$1 + \sigma_{cp}/f_{cd}$	per $0 \leq \sigma_{cp} < 0,25 f_{cd}$
		1,25	per $0,25 f_{cd} \leq \sigma_{cp} \leq 0,5 f_{cd}$
		$2,5(1 - \sigma_{cp}/f_{cd})$	per $0,5 f_{cd} < \sigma_{cp} < f_{cd}$

In presenza di significativo sforzo assiale, ad esempio conseguente alla precompressione, si dovrà aggiungere la limitazione:

$$(\text{ctg}\theta_1 \leq \text{ctg}\theta) \quad (4.1.21)$$

dove θ_1 è l'angolo di inclinazione della prima fessurazione ricavato da $\text{ctg}\theta_1 = \tau/\sigma_1$ mentre τ e σ_1 sono rispettivamente la tensione tangenziale e la tensione principale di trazione sulla corda baricentrica della sezione intesa interamente reagente.

La tensione massima di compressione nel calcestruzzo deve rispettare i seguenti limiti:

$\sigma_c < 0,60 f_{ck}$ in combinazione rara

$\sigma_c < 0,45 f_{ck}$ in combinazione quasi permanente

La tensione massima nell'acciaio deve rispettare il seguente limite:

$\sigma_s < 0,80 f_{yk}$

Il calcolo delle tensioni è condotto con ipotesi di materiali a comportamento elastico-lineare con coefficiente di omogeneizzazione $n=15$.



Committente: **COMUNE DI VENEZIA**

Progettisti: **Arch. Diego Collini – Arch. Matteo Benigna - Arch. Matteo Cecchi**
Arch. Marco Gatti – Arch. Giulia Tocchet



**Finanziato
dall'Unione europea**
NextGenerationEU

Il limite massimo di apertura delle fessure è stabilito in funzione delle condizioni ambientali. Il limite di ampiezza delle fessure è dato dalla tabella 4.1.IV delle NTC 2018.

Per il calcolo dell'ampiezza di fessurazione si è applicato l'eurocodice UNI-EN 1992-1-1. Si riporta lo stralcio di UNI-EN.

L'ampiezza di calcolo delle fessure può essere ottenuta dalla equazione:

$$w_k = \beta s_{rm} \varepsilon_{sm} \quad [4.80]$$

dove: w_k è l'ampiezza di calcolo delle fessure;
 s_{rm} è la distanza media finale tra le fessure;
 ε_{sm} è la deformazione media che tiene conto, nella combinazione di carico considerata, degli effetti di "tension stiffening", del ritiro ecc.;
 β è il coefficiente che correla l'ampiezza media delle fessure al valore di calcolo.

(2) Nell'equazione [4.80] può essere assunto per β un valore pari a:

- 1,7 per fessurazione indotta da carichi e per fessurazione indotta da deformazione impedita in sezioni con dimensione minima maggiore di 800 mm;
- 1,3 per fessurazione indotta da deformazione impedita in sezioni con dimensione minima (indifferentemente altezza, larghezza o spessore) pari a 300 mm o minore.

Per dimensioni di sezione intermedie i valori possono essere interpolati.

ε_{sm} può essere calcolata con l'equazione:

$$\varepsilon_{sm} = \frac{\sigma_s}{E_s} \left(1 - \beta_1 \beta_2 \left(\frac{\sigma_{sr}}{\sigma_s} \right)^2 \right) \quad [4.81]$$

dove: σ_s è la tensione nell'armatura tesa calcolata nella sezione fessurata;
 σ_{sr} è la tensione nell'armatura tesa calcolata nella sezione fessurata nella condizione di carico che induce la prima fessura;
 β_1 è il coefficiente che tiene conto delle proprietà di aderenza delle barre, pari a:
1,0 per barre ad aderenza migliorata,
0,5 per barre lisce;
 β_2 è il coefficiente che tiene conto della durata del carico o di carichi ripetuti, pari a:
1,0 per un singolo carico di breve durata,
0,5 per un carico di lunga durata o per molti cicli di carico ripetuti.

Per elementi soggetti solo a deformazioni impresse impedito, σ_s può essere assunta pari a σ_{sr} .

La distanza media finale tra le fessure, per elementi soggetti principalmente a flessione o trazione, può essere calcolata in base alla seguente equazione:

$$s_{rm} = 50 + 0,25 k_1 k_2 \phi / \rho_r \quad [4.82]$$

dove: ϕ è il diametro delle barre in mm; se nella stessa sezione sono impiegati più diametri, può essere adottato un diametro medio;
 k_1 è il coefficiente che tiene conto delle proprietà di aderenza delle barre, pari a 0,8 per barre ad aderenza migliorata e 1,6 per barre lisce. Nel caso di deformazioni impresse K_1 può essere sostituito da $k_1 \cdot K$, con K definito in 4.4.2.2 (3);
 k_2 è il coefficiente che tiene conto della forma del diagramma delle deformazioni, pari a 0,5 per flessione e 1,0 per trazione pura.

In caso di trazione eccentrica, o per singole parti di sezione, vanno di regola usati valori intermedi di k_2 , che possono essere calcolati con la relazione:

$$k_2 = \frac{\varepsilon_1 + \varepsilon_2}{2 \varepsilon_1}$$

$$k_2 = \frac{\varepsilon_1 + \varepsilon_2}{2 \varepsilon_1}$$

dove: ε_1 ed ε_2 sono rispettivamente la più grande e la più piccola deformazione di trazione agli estremi della sezione considerata, calcolate per sezione fessurata;

ρ_r è il rapporto di armatura efficace $A_s/A_{c,eff}$, dove A_s è l'area dell'armatura contenuta nell'area tesa efficace $A_{c,eff}$.
L'area di trazione efficace è in genere l'area di calcestruzzo che circonda le armature tese, di altezza pari a 2,5 volte la distanza dal lembo teso della sezione al baricentro dell'armatura (vedere fig. 4.33). Per piastre o elementi precompressi, in cui l'altezza della zona tesa può essere piccola, l'altezza dell'area efficace non deve di regola essere assunta maggiore di $(h-x)/3$.
Il valore risultante di s_{rm} è espresso in millimetri.

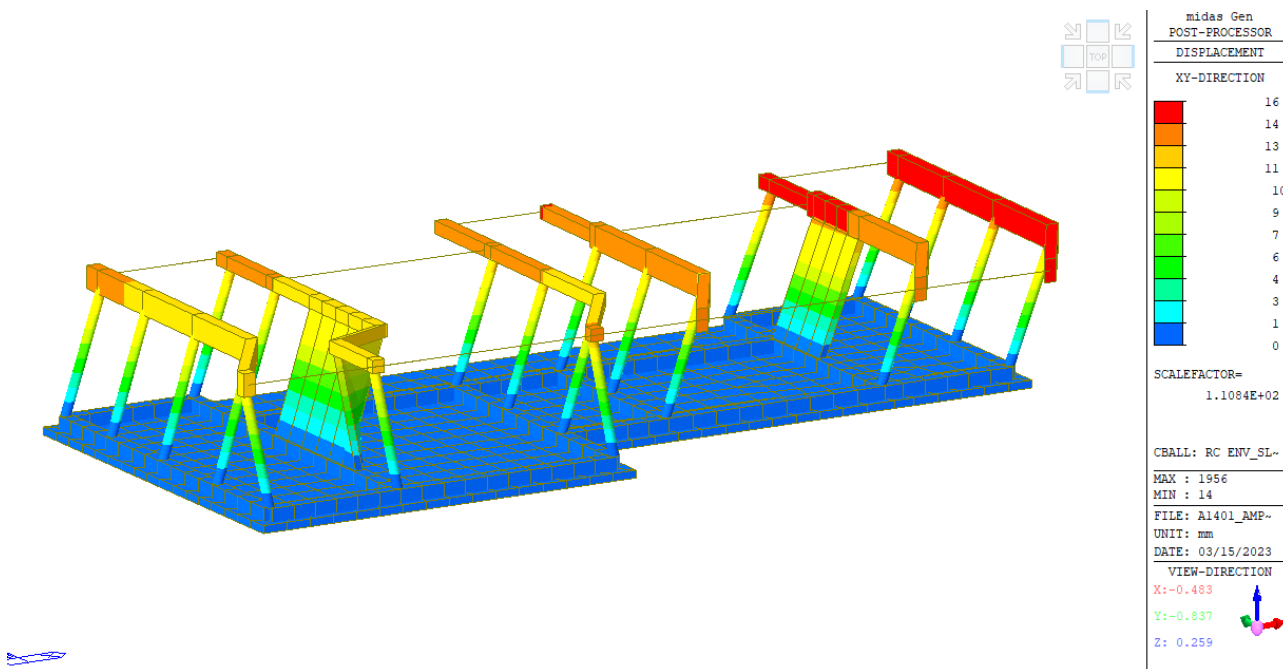
10.2 Massa partecipante

In tabella si riportano le masse partecipanti per ciascun modo di vibrare:

MODAL PARTICIPATION MASSES PRINTOUT												
Mode No	TRAN-X		TRAN-Y		TRAN-Z		ROTN-X		ROTN-Y		ROTN-Z	
	MASS(%)	SUM(%)	MASS(%)	SUM(%)	MASS(%)	SUM(%)	MASS(%)	SUM(%)	MASS(%)	SUM(%)	MASS(%)	SUM(%)
1	99.8789	99.8789	0.0013	0.0013	0.0006	0.0006	0.0013	0.0013	0.1008	0.1008	0.0005	0.0005
2	0.0172	99.8961	32.5015	32.5028	8.4455	8.4460	33.3736	33.3748	4.4369	4.5376	4.9722	4.9727
3	0.0063	99.9024	4.1116	36.6143	7.8237	16.2698	11.4851	44.8599	10.3943	14.9319	7.1660	12.1387
4	0.0112	99.9137	5.7194	42.3337	1.8253	18.0951	3.0503	47.9102	23.7679	38.6999	6.2383	18.3769
5	0.0288	99.9425	4.1462	46.4799	19.5433	37.6384	0.0073	47.9176	17.6943	56.3942	37.1251	55.5020
6	0.0148	99.9573	6.8374	53.3173	24.0348	61.6732	1.4396	49.3572	15.4871	71.8813	6.6219	62.1240
7	0.0295	99.9868	0.0049	53.3222	16.7274	78.4006	0.0189	49.3761	25.0853	96.9666	1.3696	63.4936
8	0.0019	99.9887	2.4064	55.7286	14.5922	92.9929	7.3817	56.7578	1.8822	98.8487	1.9540	65.4476
9	0.0003	99.9889	2.0979	57.8265	0.1546	93.1474	1.2698	58.0276	0.0117	98.8604	0.3193	65.7669
10	0.0040	99.9929	0.0037	57.8302	6.6223	99.7697	1.1709	59.1985	0.3964	99.2569	1.4714	67.2383
11	0.0001	99.9930	5.5344	63.3646	0.0042	99.7739	4.5026	63.7011	0.6640	99.9208	3.8335	71.0717
12	0.0029	99.9960	9.5648	72.9294	0.1354	99.9093	12.8852	76.5863	0.0150	99.9358	1.0254	72.0971
13	0.0002	99.9962	4.6567	77.5860	0.0059	99.9152	3.7400	80.3263	0.0031	99.9389	16.2443	88.3414
14	0.0030	99.9991	14.2316	91.8176	0.0311	99.9463	13.8377	94.1640	0.0346	99.9736	0.3259	88.6673
15	0.0006	99.9997	1.5041	93.3217	0.0086	99.9548	1.1392	95.3032	0.0113	99.9849	4.6379	93.3052
16	0.0000	99.9997	0.2431	93.5648	0.0175	99.9723	0.1274	95.4306	0.0000	99.9849	0.0286	93.3338
17	0.0002	99.9999	0.0558	93.6206	0.0010	99.9733	0.0109	95.4415	0.0022	99.9871	0.5848	93.9186
18	0.0000	99.9999	0.1942	93.8148	0.0012	99.9745	0.0997	95.5412	0.0001	99.9872	0.3968	94.3154
19	0.0000	99.9999	0.1448	93.9596	0.0004	99.9749	0.0768	95.6180	0.0018	99.9890	0.0775	94.3929
20	0.0000	99.9999	0.0400	93.9996	0.0001	99.9751	0.0330	95.6510	0.0016	99.9905	0.5839	94.9768

11 VERIFICA SPOSTAMENTI ORIZZONTALI

Lo spostamento DXY in condizioni di sisma SLO è pari a 16 mm:



Il limite di deformazione orizzontale è pari a:

$$16 \text{ mm} < H/200 = 5000/200 = 25 \text{ mm} \rightarrow \text{Verifica Soddisfatta}$$

Di seguito si riportano le deformazioni interpiano:

Load Case	Story	Story Height (mm)	P-Delta Incremental Factor (ad)	Allowable Story Drift Ratio	Maximum Drift of All Vertical Elements					Drift at the Center of Mass				
					Node	Story Drift (mm)	Modified Drift (mm)	Story Drift Ratio	Remark	Story Drift (mm)	Modified Drift (mm)	Drift Factor (Maximum/Current)	Story Drift Ratio	Remark
gLCB266	1F	5000.00	1.00	0.0050	44	12.6928	12.6928	0.0025	OK	11.5948	11.5948	1.0947	0.0023	OK
gLCB267	1F	5000.00	1.00	0.0050	44	12.7942	12.7942	0.0026	OK	11.5879	11.5879	1.1041	0.0023	OK
gLCB268	1F	5000.00	1.00	0.0050	44	12.4873	12.4873	0.0025	OK	11.5625	11.5625	1.0800	0.0023	OK
gLCB269	1F	5000.00	1.00	0.0050	44	12.5117	12.5117	0.0025	OK	11.5608	11.5608	1.0822	0.0023	OK
gLCB270	1F	5000.00	1.00	0.0050	44	5.1961	5.1961	0.0010	OK	3.8583	3.8583	1.3467	0.0008	OK
gLCB271	1F	5000.00	1.00	0.0050	44	5.3434	5.3434	0.0011	OK	3.8483	3.8483	1.3885	0.0008	OK
gLCB272	1F	5000.00	1.00	0.0050	50	-3.3143	-3.3143	-0.0007	OK	-2.8053	-2.8053	1.1815	-0.0006	OK
gLCB273	1F	5000.00	1.00	0.0050	50	-3.4215	-3.4215	-0.0007	OK	-2.8127	-2.8127	1.2164	-0.0006	OK
gLCB274	1F	5000.00	1.00	0.0050	44	12.7313	12.7313	0.0025	OK	11.5922	11.5922	1.0983	0.0023	OK
gLCB275	1F	5000.00	1.00	0.0050	44	12.7557	12.7557	0.0026	OK	11.5905	11.5905	1.1005	0.0023	OK
gLCB276	1F	5000.00	1.00	0.0050	44	12.4488	12.4488	0.0025	OK	11.5651	11.5651	1.0764	0.0023	OK
gLCB277	1F	5000.00	1.00	0.0050	44	12.5502	12.5502	0.0025	OK	11.5582	11.5582	1.0858	0.0023	OK
gLCB278	1F	5000.00	1.00	0.0050	44	5.2149	5.2149	0.0010	OK	3.8570	3.8570	1.3521	0.0008	OK
gLCB279	1F	5000.00	1.00	0.0050	44	5.3245	5.3245	0.0011	OK	3.8496	3.8496	1.3831	0.0008	OK
gLCB280	1F	5000.00	1.00	0.0050	50	-3.2959	-3.2959	-0.0007	OK	-2.8040	-2.8040	1.1754	-0.0006	OK
gLCB281	1F	5000.00	1.00	0.0050	50	-3.4399	-3.4399	-0.0007	OK	-2.8140	-2.8140	1.2224	-0.0006	OK
gLCB282	1F	5000.00	1.00	0.0050	50	-11.7263	-11.7263	-0.0023	OK	-10.6495	-10.6495	1.1011	-0.0021	OK
gLCB283	1F	5000.00	1.00	0.0050	50	-11.6271	-11.6271	-0.0023	OK	-10.6426	-10.6426	1.0925	-0.0021	OK
gLCB284	1F	5000.00	1.00	0.0050	50	-11.4468	-11.4468	-0.0023	OK	-10.6172	-10.6172	1.0781	-0.0021	OK
gLCB285	1F	5000.00	1.00	0.0050	50	-11.4230	-11.4230	-0.0023	OK	-10.6155	-10.6155	1.0761	-0.0021	OK
gLCB286	1F	5000.00	1.00	0.0050	50	-4.2459	-4.2459	-0.0008	OK	-2.9130	-2.9130	1.4576	-0.0006	OK
gLCB287	1F	5000.00	1.00	0.0050	50	-4.1019	-4.1019	-0.0008	OK	-2.9030	-2.9030	1.4130	-0.0006	OK
gLCB288	1F	5000.00	1.00	0.0050	44	4.5112	4.5112	0.0009	OK	3.7506	3.7506	1.2028	0.0007	OK
gLCB289	1F	5000.00	1.00	0.0050	44	4.4016	4.4016	0.0009	OK	3.7580	3.7580	1.1713	0.0008	OK
gLCB290	1F	5000.00	1.00	0.0050	50	-11.6886	-11.6886	-0.0023	OK	-10.6469	-10.6469	1.0978	-0.0021	OK
gLCB291	1F	5000.00	1.00	0.0050	50	-11.6648	-11.6648	-0.0023	OK	-10.6452	-10.6452	1.0958	-0.0021	OK
gLCB292	1F	5000.00	1.00	0.0050	50	-11.4845	-11.4845	-0.0023	OK	-10.6198	-10.6198	1.0814	-0.0021	OK
gLCB293	1F	5000.00	1.00	0.0050	50	-11.3853	-11.3853	-0.0023	OK	-10.6129	-10.6129	1.0728	-0.0021	OK
gLCB294	1F	5000.00	1.00	0.0050	50	-4.2275	-4.2275	-0.0008	OK	-2.9117	-2.9117	1.4519	-0.0006	OK
gLCB295	1F	5000.00	1.00	0.0050	50	-4.1204	-4.1204	-0.0008	OK	-2.9043	-2.9043	1.4187	-0.0006	OK
gLCB296	1F	5000.00	1.00	0.0050	44	4.5301	4.5301	0.0009	OK	3.7493	3.7493	1.2082	0.0007	OK
gLCB297	1F	5000.00	1.00	0.0050	44	4.3827	4.3827	0.0009	OK	3.7593	3.7593	1.1658	0.0008	OK



Committente: **COMUNE DI VENEZIA**

Progettisti: **Arch. Diego Collini – Arch. Matteo Benigna - Arch. Matteo Cecchi**
Arch. Marco Gatti – Arch. Giulia Tocchet



**Finanziato
dall'Unione europea**
NextGenerationEU

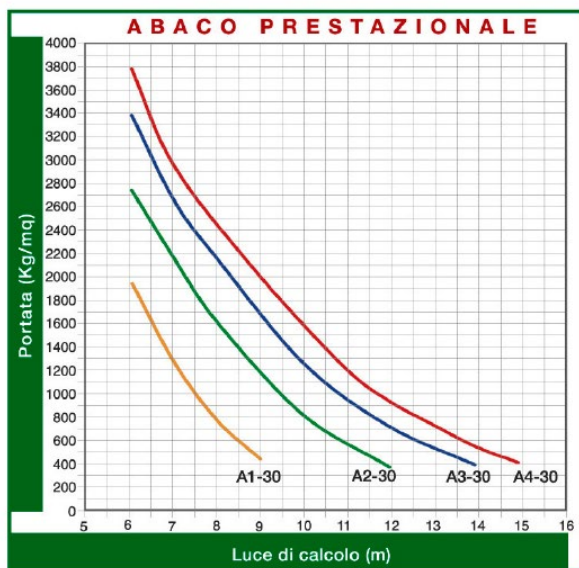
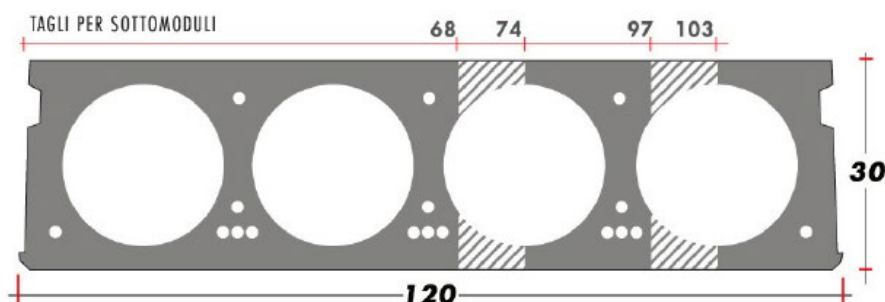
12 DIMENSIONAMENTO DEL SOLAIO PREFABBRICATO

I modelli di calcolo sono stati realizzati considerando un floor load dei solai alveolari ai livelli fuori terra, per i quali è stato assunto un peso in base allo spessore complessivo ed alle dimensioni delle lastre.

In base alle luci e alla portata è stata scelta una soletta di 300 mm di spessore.

Solette spessore 300 mm:

Peso proprio lastra: 363 kg/m² corrispondente a 3,63 kN/m²



dati
Peso proprio lastra di solaio
363 Kg/mq
Larghezza lastra di solaio
120 cm
Altezza lastra solaio
30 cm
Altezza soletta in opera
5,0 cm
Trasporto
Max 80 mq viaggio
Incidenza getto di testata
0,18 mc lastra
Incidenza getto longitudinale
0,008 mc/ml

TIPO	LUCE DI CALCOLO (m)									
	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15
A1 - 30	1950	1250	750	420						
A2 - 30	2750	2150	1600	1160	800	540	350			
A3 - 30	3400	2650	2150	1650	1250	930	700	520	370	
A4 - 30	3800	2950	2450	2000	1560	1200	920	720	530	390



Committente: **COMUNE DI VENEZIA**

Progettisti: **Arch. Diego Collini – Arch. Matteo Benigna - Arch. Matteo Cecchi**
Arch. Marco Gatti – Arch. Giulia Tocchet



**Finanziato
dall'Unione europea**
NextGenerationEU

13 VERIFICHE DI RESISTENZA

13.1 SETTI IN CALCESTRUZZO ARMATO

13.1.1 Parametri della sollecitazione ENV SLU/SLV

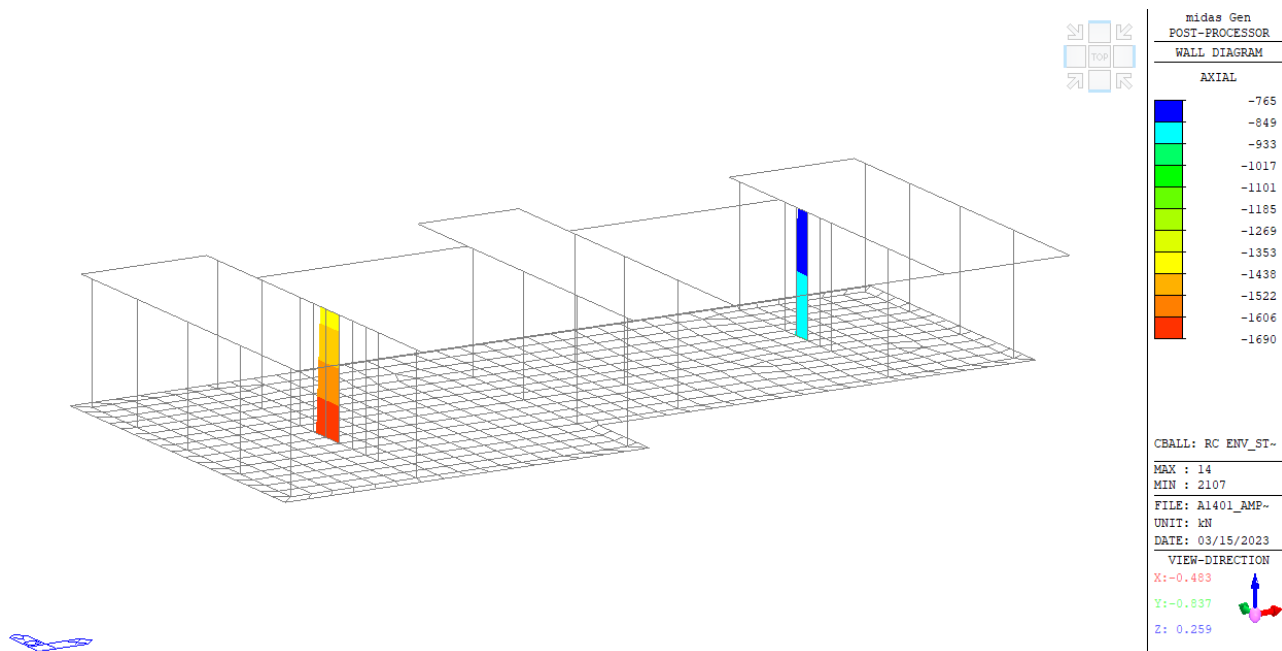


Figura 13: Setti – slu/slv – Azione assiale Fx

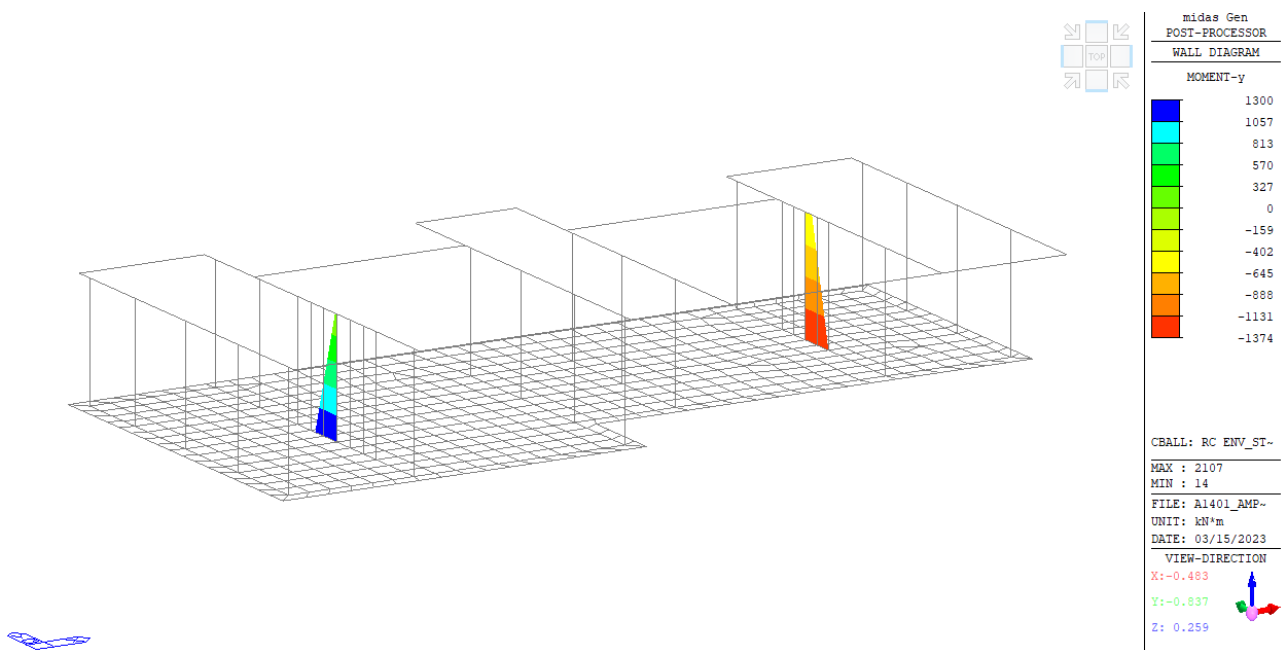


Figura 14: Setti – slu/slv – Momento nel paino My

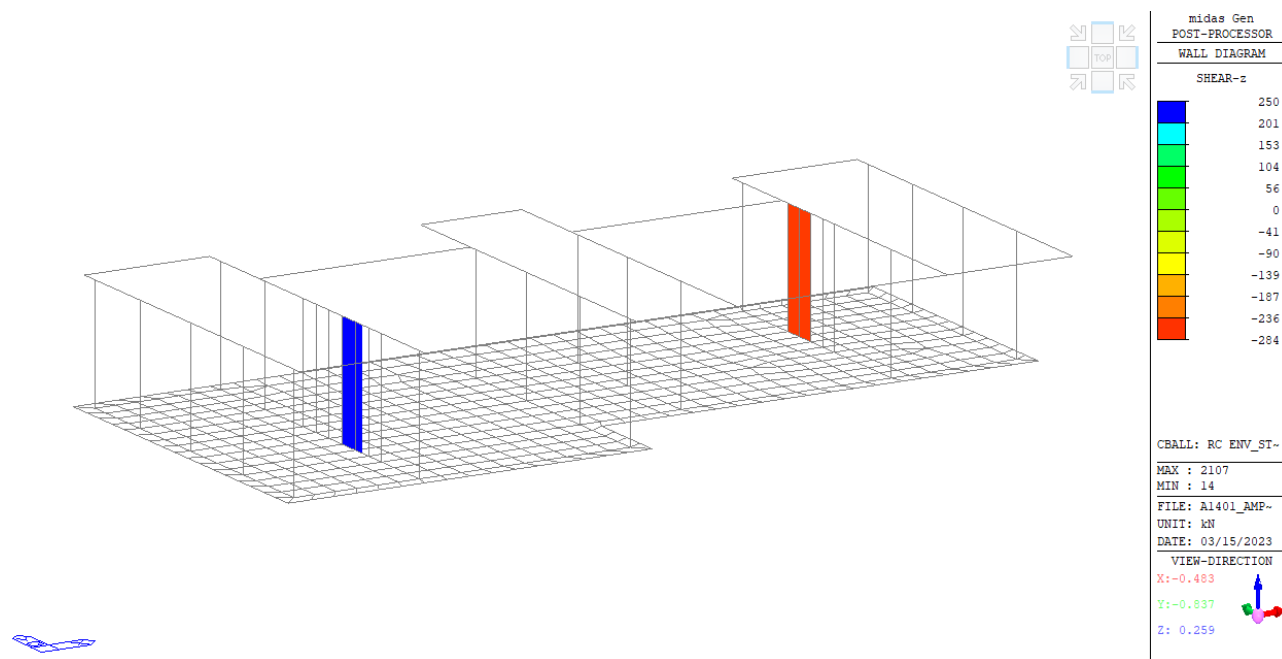


Figura 15: Setti – slu/slv – taglio Fz

13.1.2 Verifica di resistenza setto s=300 mm

Code : EC2:04,NTC2018 (M1)

Unit : kN , m

Primary Sorting Option

Sorted by ☐ Wall ID + Story
☒ Wall ID (WID)

Results ☒ Strength
☐ Elastic

☒ WID ☐ Wall Mark

Sort Result...

WID	SEL	Wall Mark	fck	fyk	CHK	LCB	Uc	N_Rdmax	Rat-Ny	M_Edy	Rat-My	VRdc	VRds	V_Ed
Story		Lw HTw	hw	fyw			Rat-Uc	N_Ed	Rat-Nz	M_Edz	Rat-Mz	Rat-Vc	Rat-Vs	Rat-V
1	<input type="checkbox"/>	wM0001	32000.0	450000	OK	28	-	33783.1	0.104	2374.93	0.104	524.759	1191.88	468.358
1F	<input type="checkbox"/>	5.9500 5.0000	0.3000	450000	OK	28	-	1039.15	0.000	0.00000	0.000	0.893	0.393	0.893
2	<input type="checkbox"/>	wM0002	32000.0	450000	OK	45	-	19965.3	0.791	2458.69	0.781	316.588	870.125	316.453
1F	<input type="checkbox"/>	3.4750 5.0000	0.3000	450000	OK	45	-	703.143	0.000	0.00000	0.000	1.000	0.364	1.000

Code : EC2:04,NTC2018 (M1)

Unit : kN , m

Primary Sorting Option

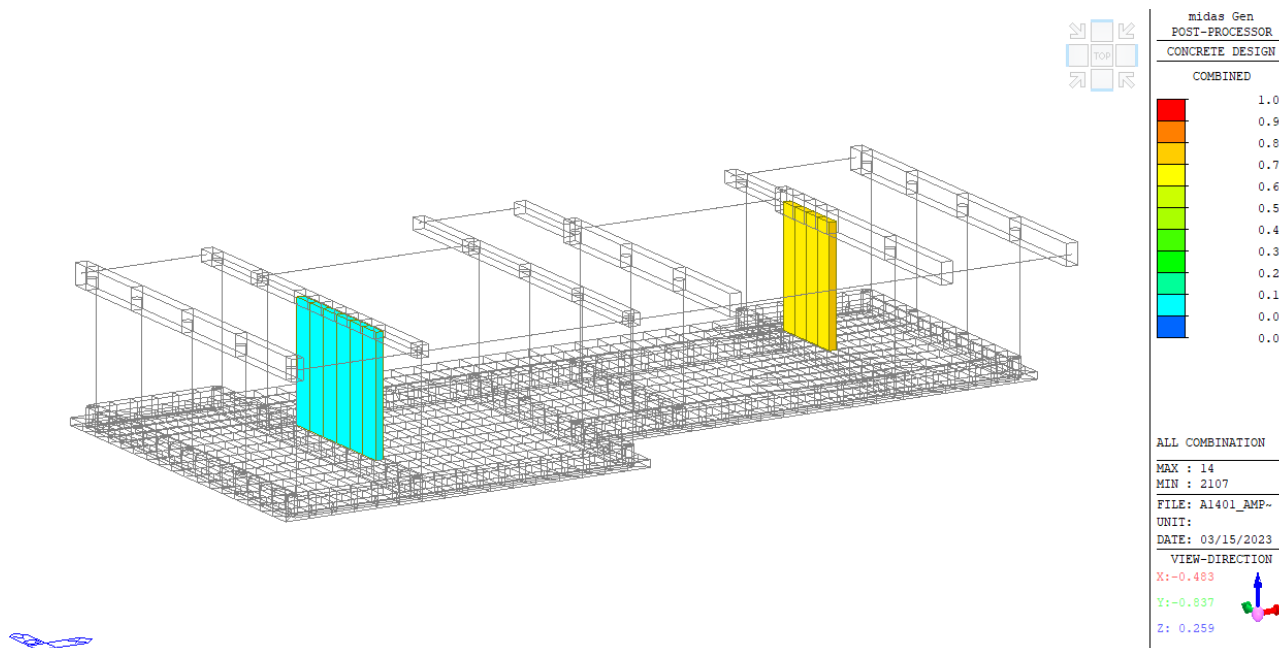
Sorted by ☐ Wall ID + Story
☒ Wall ID (WID)

Results ☐ Strength
☒ Elastic

☒ WID ☐ Wall Mark

Sort Result...

WID	SEL	Wall Mark	fck	fyk	CHK	Seis. Class	LCB	M_Edy	Rat-My	LCB	M_Edz	Rat-Mz	VRdc	VRds	V_Ed
Story		Lw HTw	hw	fyw				M'.ydy			M'.ydz		Rat-Vc	Rat-Vs	Rat-V
1	<input type="checkbox"/>	wM0001	32000.0	450000	OK	N.D.	60	2374.93	0.130	-	-	-	524.759	1191.88	468.358
1F	<input type="checkbox"/>	5.9500 5.0000	0.3000	450000	OK	N.D.	60	18334.6	-	-	-	-	0.893	0.393	0.893
2	<input type="checkbox"/>	wM0002	32000.0	450000	OK	N.D.	77	2458.69	0.976	-	-	-	316.588	870.125	316.453
1F	<input type="checkbox"/>	3.4750 5.0000	0.3000	450000	OK	N.D.	77	2519.91	-	-	-	-	1.000	0.364	1.000

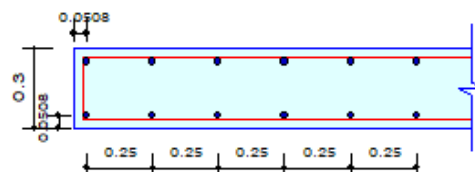


13.1.3 Verifica estesa setto da s=300 mm

1. Design Condition

Design Code : Eurocode2:04 & NTC2018
 Wall ID : 1 (Wall Mark : wM0001)
 Story : 1F (Height = 5 m)
 Material Data : $f_{ck} = 32000$, $f_{yk} = 450000$, $f_{yw} = 450000$ KPa
 Wall Dim. (Length*Thk): 5.95*0.3 m
 Vertical Rebar : P10 @250 ($A_sV = 0.00063$ m²/m)

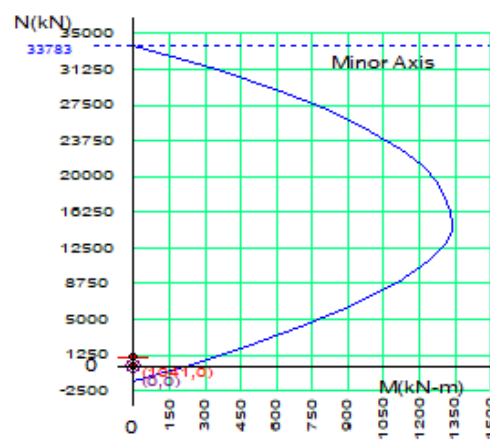
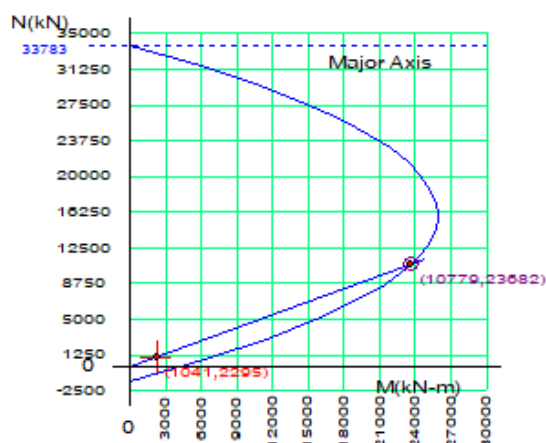
Unit System : kN, m



2. Axial and Moments Capacity

Concentric Max. Axial Load $N_{Rdmax} = 33783.1$ kN

	y (LCB : 28, POS : I)	z (LCB : 28, POS : I)
N_{Ed} (kN)	1041.21	1041.21
N_{Rd} (kN)	10779.2	0.00000
N_{Ed} / N_{Rd}	$0.097 < 1.000$ O.K	$0.000 < 1.000$ O.K
M_{Ed} (kN-m)	2295.05	0.00000
M_{Rd} (kN-m)	23681.6	0.00000
M_{Ed} / M_{Rd}	$0.097 < 1.000$ O.K	$0.000 < 1.000$ O.K



3. Shear Capacity

Applied Shear Force $V_{Ed} = 450.514$ kN (Load Combination : 28)
 Shear Ratio by Conc $V_{Ed}/V_{Rdc} = 450.514 / 525.038 = 0.8581$
 Shear Ratio by V_{Rds} $V_{Ed}/V_{Rds} = 450.514 / 1191.88 = 0.3780$
 Shear Ratio by V_{Rdmax} $V_{Ed}/V_{Rdmax} = 450.514 / 6554.52 = 0.0687$
 Shear Ratio $V_{Ed}/V_{Rd} = 0.858 < 1.000$ O.K
 ($A_{sw-H_{req}} = 0.00060$ m²/m, P10 @250)

4. Elastic Bending Moment Capacity

	y (LCB : 60, POS : I)	z (LCB : , POS : I)
Moment (M.Ed)	2295.05 kN-m	0.00000 kN-m
Elastic Strength (M.yd')	18945.3 kN-m	0.00000 kN-m
Check Ratio	0.121 < 1.000 O.K	0.000 < 1.000 O.K

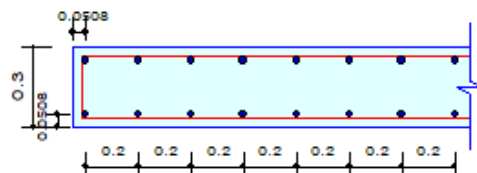
5. Elastic Shear Capacity

Applied Shear Force	V_Ed	= 450.514 kN (Load Combination : 60)
Shear Ratio by Conc	V_Ed/V_Rdc	= 450.514 / 525.038 = 0.8581
Shear Ratio by V_Rds	V_Ed/V_Rds	= 450.514 / 1191.88 = 0.3780
Shear Ratio by V_Rdmax	V_Ed/V_Rdmax	= 450.514 / 6554.52 = 0.0687
Shear Ratio	V_Ed/V_Rd	= 0.858 < 1.000 O.K
(A _{sw} -H _{req} = 0.00060 m ² /m, P10 @250)		

1. Design Condition

Design Code : Eurocode2:04 & NTC2018
 Wall ID : 2 (Wall Mark : wM0002)
 Story : 1F (Height = 5 m)
 Material Data : $f_{ck} = 32000$, $f_{yk} = 450000$, $f_{yw} = 450000$ KPa
 Wall Dim. (Length*Thk) : 3.475*0.3 m
 Vertical Rebar : P10 @200 ($A_sV = 0.00079$ m²/m)

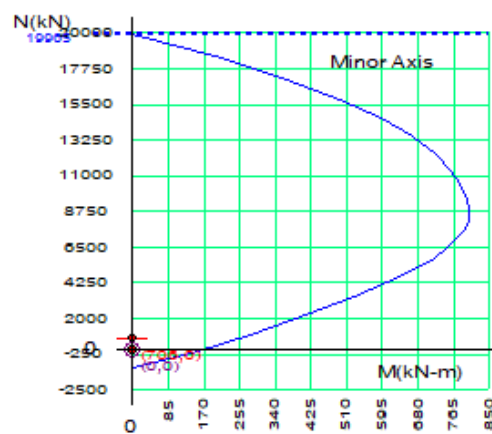
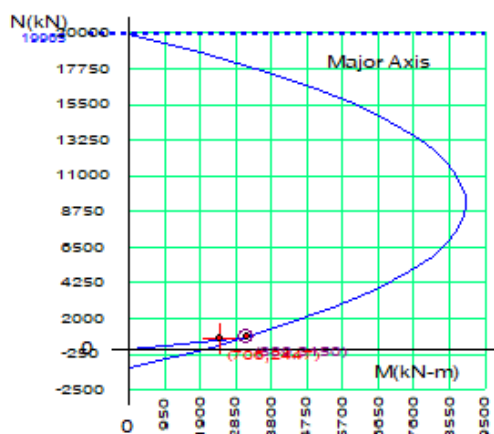
Unit System : kN, m



2. Axial and Moments Capacity

Concentric Max. Axial Load $N_{Rdmax} = 19965.3$ kN

	y (LCB : 45, POS : I)	z (LCB : 45, POS : I)
N_{Ed} (kN)	706.015	706.015
N_{Rd} (kN)	888.622	0.00000
N_{Ed} / N_{Rd}	$0.795 < 1.000$ O.K	$0.000 < 1.000$ O.K
M_{Ed} (kN-m)	2446.94	0.00000
M_{Rd} (kN-m)	3149.88	0.00000
M_{Ed} / M_{Rd}	$0.777 < 1.000$ O.K	$0.000 < 1.000$ O.K



3. Shear Capacity

Applied Shear Force $V_{Ed} = 314.669$ kN (Load Combination : 158)
 Shear Ratio by Conc $V_{Ed}/V_{Rdc} = 314.669 / 316.241 = 0.9950$
 Shear Ratio by V_{Rds} $V_{Ed}/V_{Rds} = 314.669 / 870.125 = 0.3616$
 Shear Ratio by V_{Rdmax} $V_{Ed}/V_{Rdmax} = 314.669 / 3828.06 = 0.0822$
 Shear Ratio $V_{Ed}/V_{Rd} = 0.995 < 1.000$ O.K
 ($A_{sw-H_{req}} = 0.00060$ m²/m, P10 @200)

4. Elastic Bending Moment Capacity

	y (LCB : 77, POS : I)	z (LCB : , POS : I)
Moment (M _{Ed})	-2446.9 kN-m	0.00000 kN-m
Elastic Strength (M _{yd})	2519.91 kN-m	0.00000 kN-m
Check Ratio	0.971 < 1.000 O.K	0.000 < 1.000 O.K

5. Elastic Shear Capacity

Applied Shear Force	V _{Ed}	= 314.669 kN (Load Combination : 190)
Shear Ratio by Conc	V _{Ed} /V _{Rdc}	= 314.669 / 316.241 = 0.9950
Shear Ratio by V _{Rds}	V _{Ed} /V _{Rds}	= 314.669 / 870.125 = 0.3616
Shear Ratio by V _{Rdmax}	V _{Ed} /V _{Rdmax}	= 314.669 / 3828.06 = 0.0822
Shear Ratio	V _{Ed} /V _{Rd}	= 0.995 < 1.000 O.K
(A _{sw} -H _{req} = 0.00060 m ² /m, P10 @200)		

13.2 VERIFICA PILASTRI

13.2.1 Parametri della sollecitazione ENV SLU/SLV

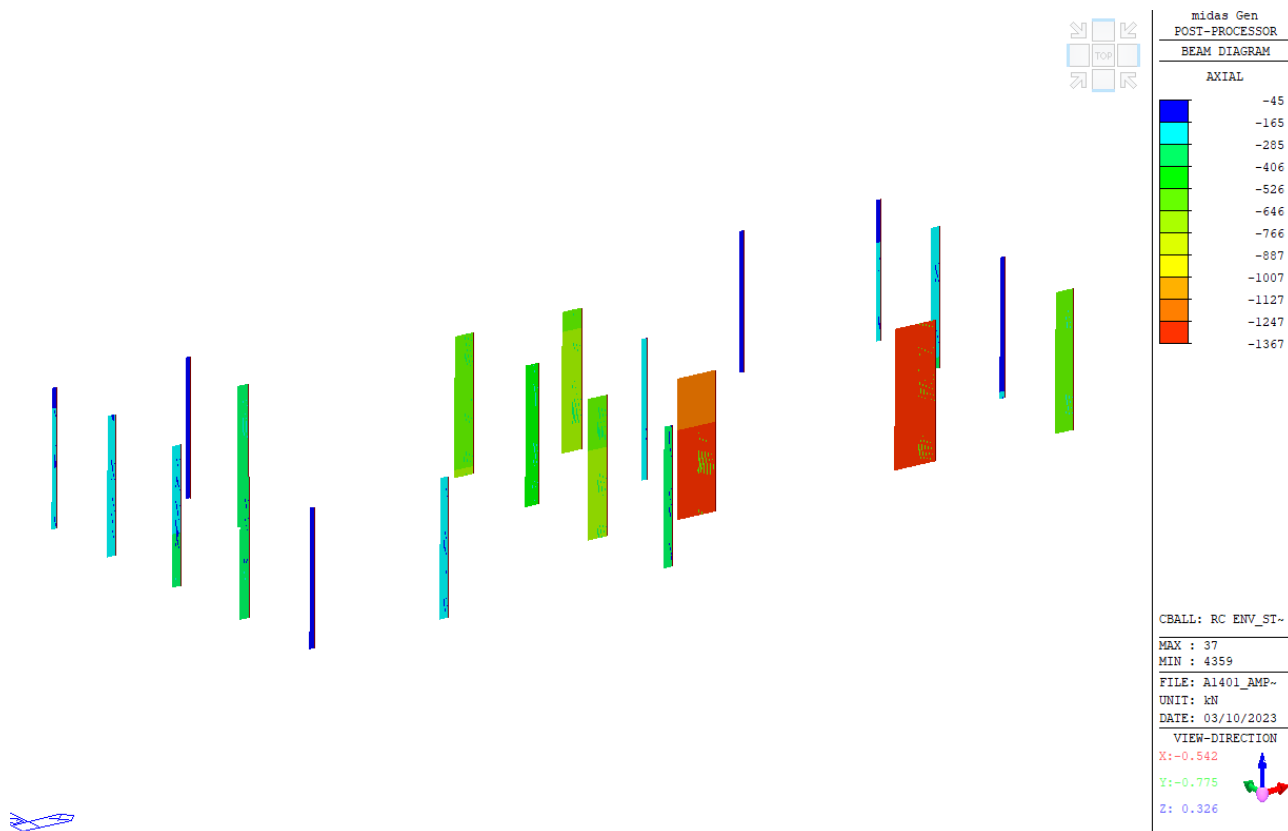


Figura 16: Pilastri - slu/slv – Azione assiale Fx

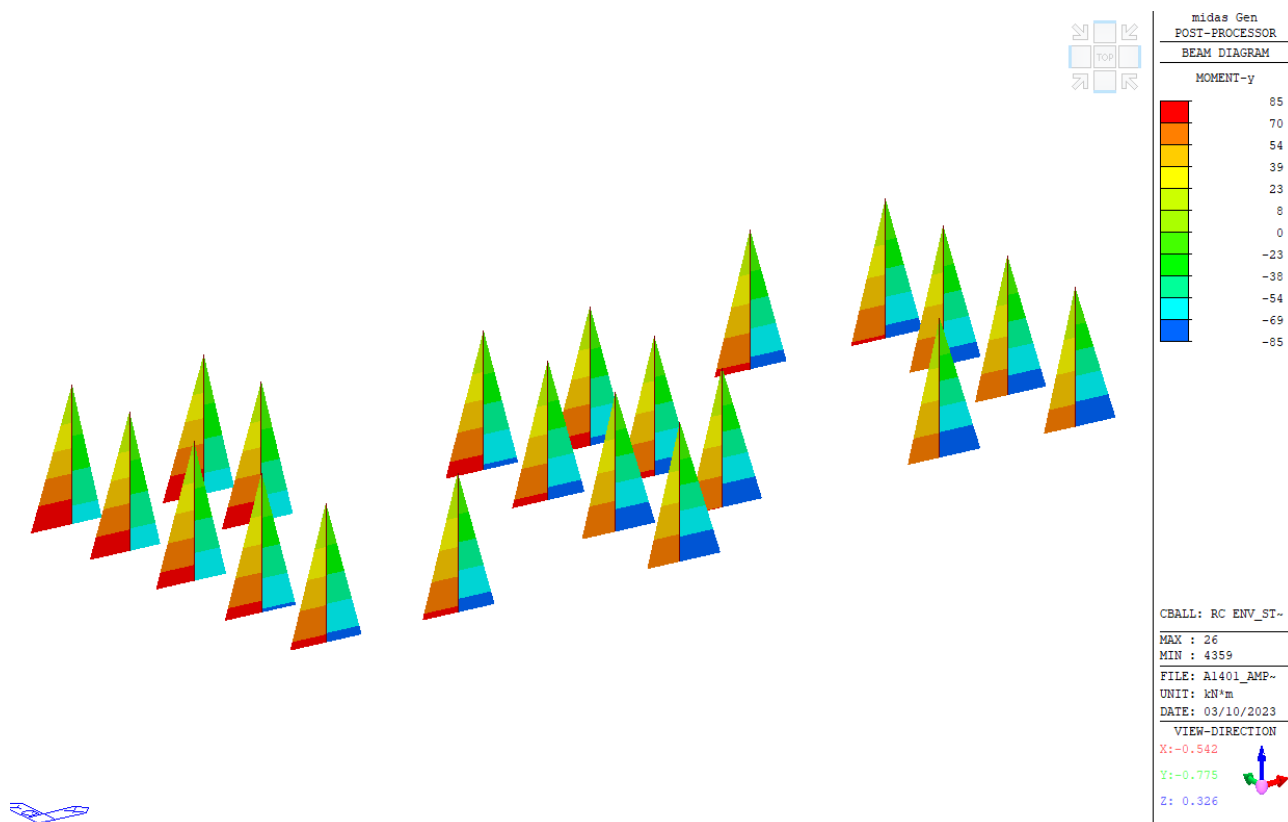


Figura 17: Pilastrì - slu/slv – Momento M_y

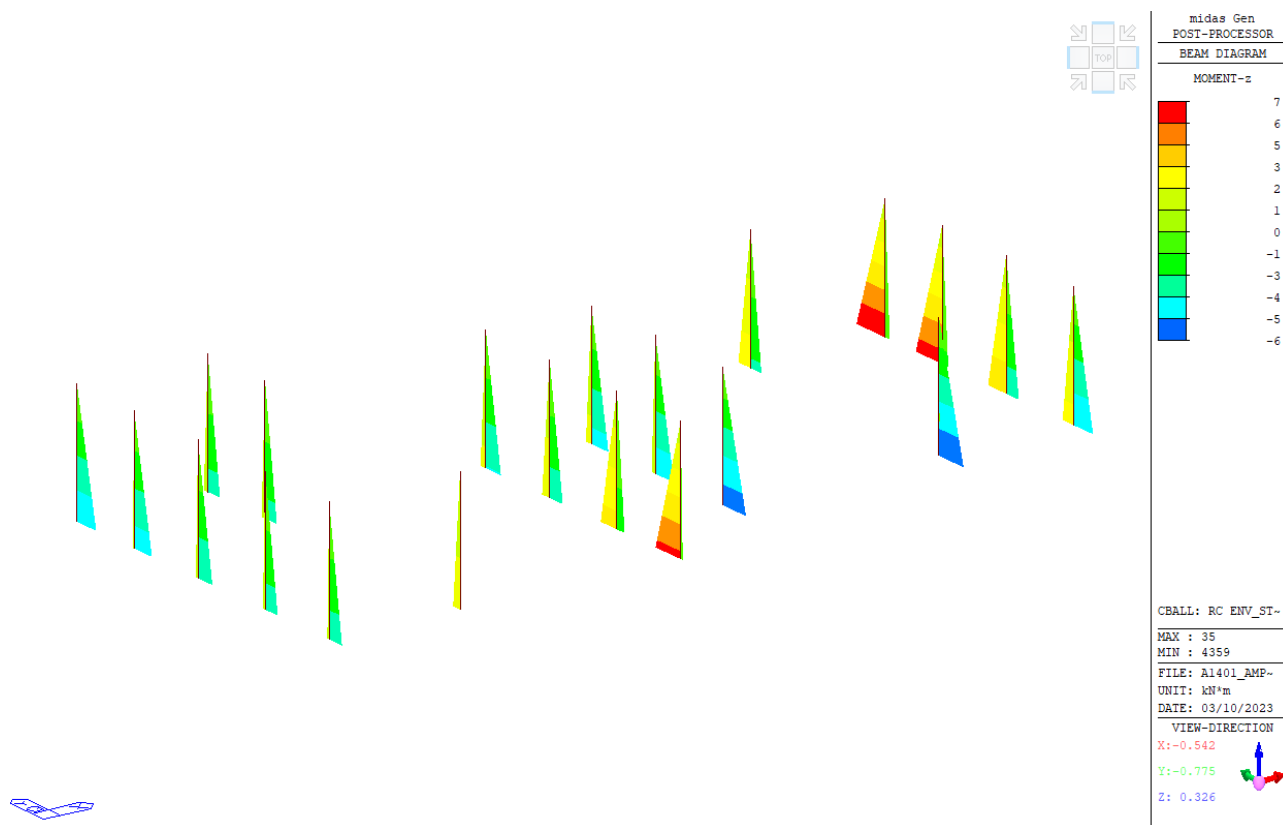


Figura 18: Pilastrì - slu/slv – Momento Mz

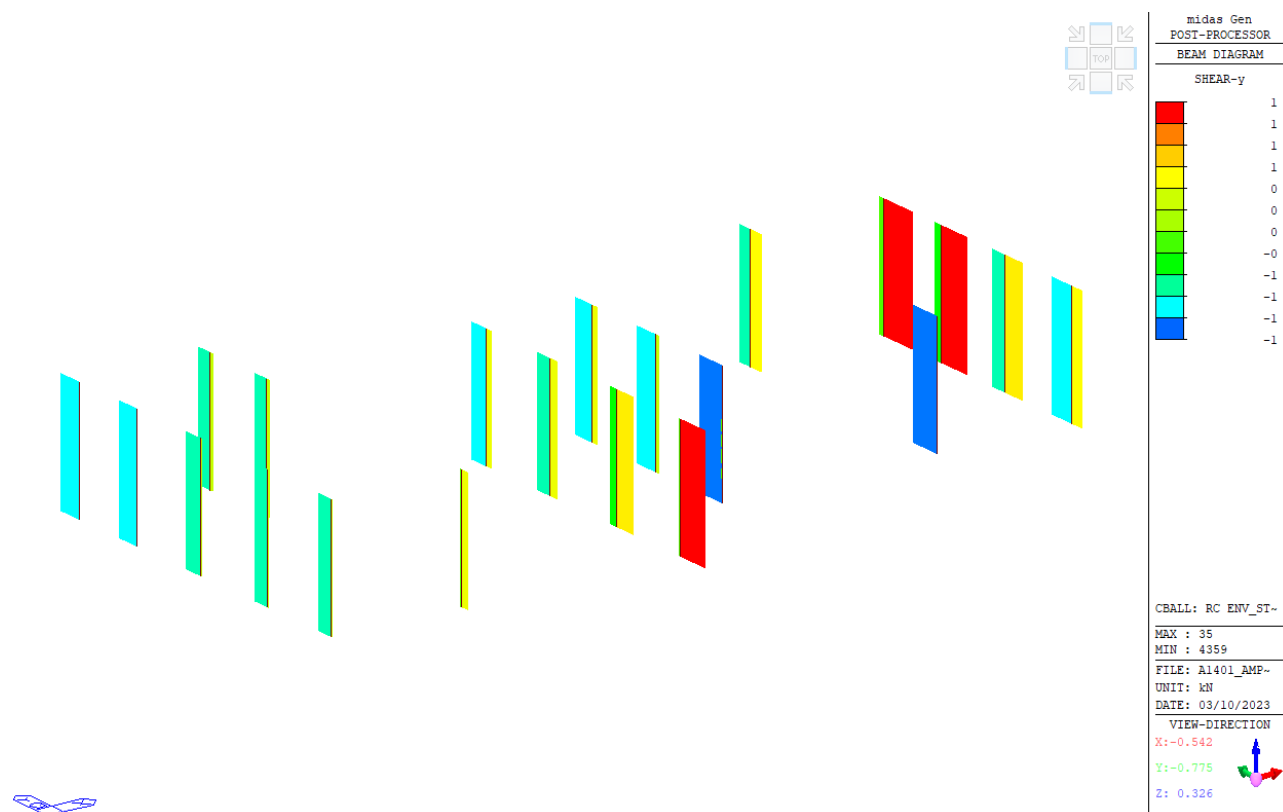


Figura 19: Pilastrì - slu/slv – Taglio Fy

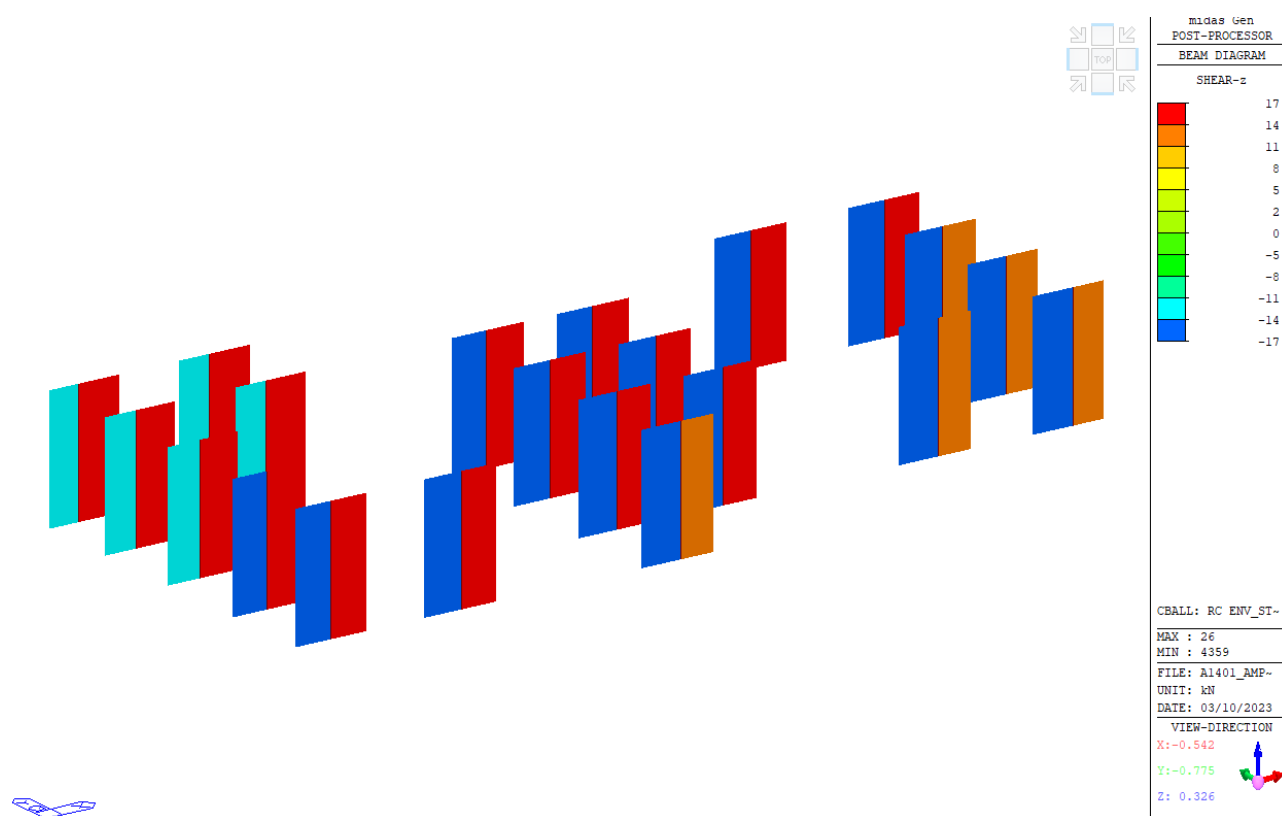


Figura 20: Pilastrì - slv/slv – Taglio Fz

13.2.2 Verifica di resistenza pilastro circolare 400 mm

Code : EC2:04,NTC2018 Unit : kN , m Primary Sorting Option

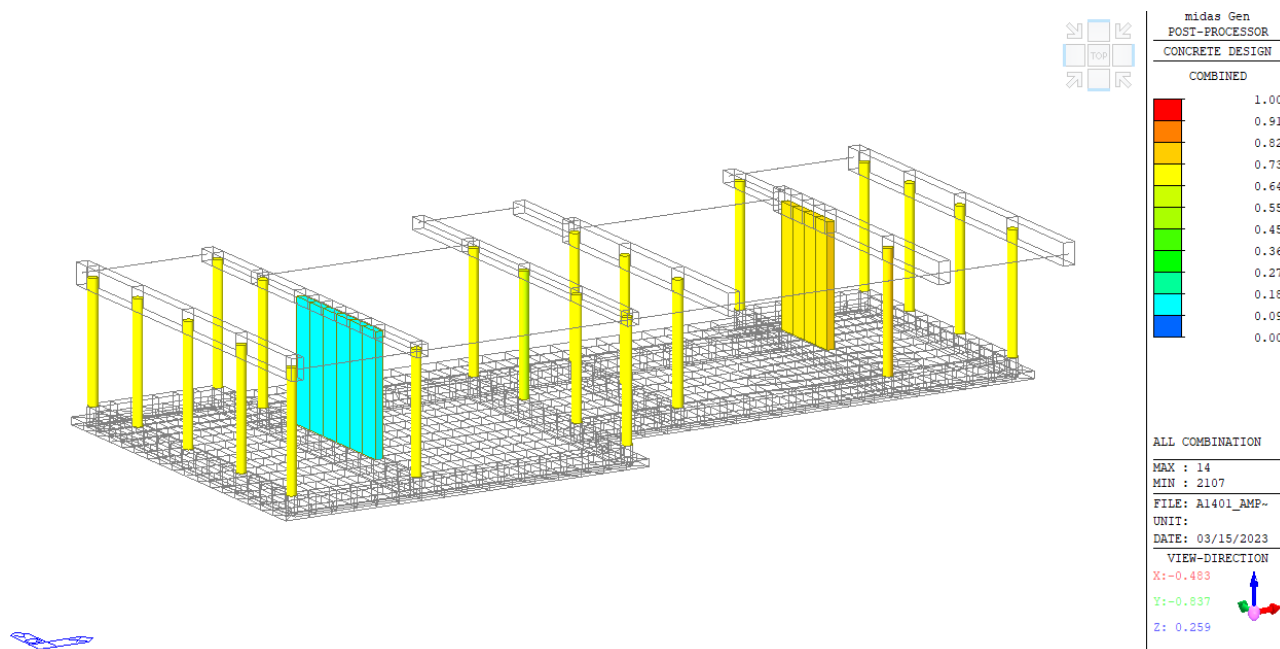
Sorted by ☐ Member ☒ Property Results ☒ Strength ☐ Serviceability ☐ Elastic ☐ SECT ☒ MEMB

MEMB	SECT	Section	fck	fyk	CHK	LCB	V-Rebar	N_Rdmax	Uc	N_Ed	M_Edy	M_Edz	V_Rdc.end	V_Rds.end	V_Rdc.mid	V_Rds.mid	LCB	V_Ed.end	Rat-V.end
		Bc	Hc	Height	fyw				Rat-Uc	Rat-N	Rat-My	Rat-Mz	Rat-Vc.end	Rat-Vs.end	Rat-Vc.mid	Rat-Vs.mid		V_Ed.mid	Rat-V.mid
0		P_circolare_4	32000.0	450000	OK	40	12-0-P22	3760.76	-	944.185	152.592	49.5584	108.670	47.2247	109.751	47.2247	25	30.5854	0.281
1		0.000	0.400	5.0000	450000				-	0.745	0.742	0.749	0.281	0.648	0.279	0.648	25	30.5854	0.279

Code : EC2:04,NTC2018 Unit : kN , m Primary Sorting Option

Sorted by ☐ Member ☒ Property Results ☐ Strength ☐ Serviceability ☒ Elastic ☐ SECT ☒ MEMB

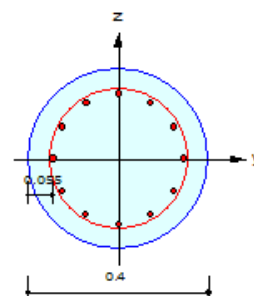
MEMB	SECT	Section	fck	fyk	CHK	Seis. Class	LCB	M_Edy	M_Edz	Rat-My	Rat-Co	V_Rdc.end	V_Rds.end	V_Rdc.mid	V_Rds.mid	LCB	V_Ed.end	Rat-V.end
		Bc	Hc	Height	fyw			M'.ydy	M'.ydz	Rat-Mz	m	Rat-Vc.end	Rat-Vs.end	Rat-Vc.mid	Rat-Vs.mid		V_Ed.mid	Rat-V.mid
0		P_circolare_4	32000.0	450000	OK	N.D.	72	152.592	49.5584	0.927	-	108.670	47.2247	109.751	47.2247	57	30.5854	0.281
1		0.000	0.400	5.0000	450000			164.567	52.9536	0.936		0.281	0.648	0.279	0.648	57	30.5854	0.279



13.2.3 Verifica estesa pilastro circolare 400 mm

1. Design Condition

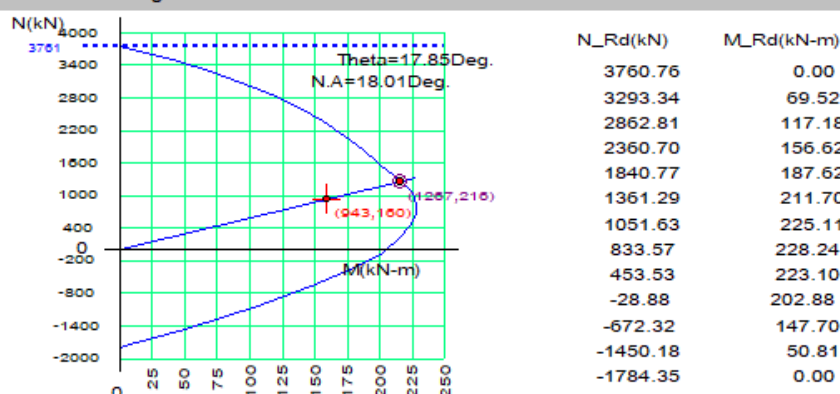
Design Code : Eurocode2:04 & NTC2018 UNIT SYSTEM : kN, m
 Member Number : 4359 (PM), 24 (Shear)
 Material Data : fck = 32000, fyk = 450000, fyw = 450000 KPa
 Column Height : 5 m
 Section Property : P_circolare_400 (No : 1)
 Rebar Pattern : 12 - 0 - P22 Ast = 0.00456 m² (Rho_{st} = 0.036)



2. Axial and Moments Capacity

Load Combination : 40 (Pos : I)
 Concentric Max. Axial Load N_{Rdmax} = 3760.76 kN
 Axial Load Ratio N_{Ed} / N_{Rd} = 942.884 / 1266.57 = 0.744 < 1.000 O.K
 Moment Ratio M_{Ed} / M_{Rd} = 159.615 / 216.091 = 0.739 < 1.000 O.K
 M_{Edy} / M_{Rdy} = 151.798 / 205.689 = 0.738 < 1.000 O.K
 M_{Edz} / M_{Rdz} = 49.3376 / 66.2359 = 0.745 < 1.000 O.K

M-N Interaction Diagram



3. Shear Capacity

[END]		
	y (LCB : 25, POS : J)	z (LCB : 25, POS : J)
Applied Shear Force (V _{Ed})	30.3364 kN	30.3364 kN
V _{Ed} / V _{Rdc}	30.3364 / 108.674 = 0.279	30.3364 / 108.674 = 0.279
V _{Ed} / V _{Rds}	30.3364 / 47.2247 = 0.642	30.3364 / 47.2247 = 0.642
V _{Ed} / V _{Rdmax}	30.3364 / 470.208 = 0.065	30.3364 / 470.208 = 0.065
Shear Ratio	0.279 < 1.000 O.K	0.279 < 1.000 O.K
Asw-H _{use}	0.00040 m ² /m, 2-P10 @400	0.00040 m ² /m, 2-P10 @400

[MIDDLE]		
	y (LCB : 25, POS : 1/2)	z (LCB : 25, POS : 1/2)
Applied Shear Force (V _{Ed})	30.3364 kN	30.3364 kN
V _{Ed} / V _{Rdc}	30.3364 / 109.754 = 0.276	30.3364 / 109.754 = 0.276
V _{Ed} / V _{Rds}	30.3364 / 47.2247 = 0.642	30.3364 / 47.2247 = 0.642
V _{Ed} / V _{Rdmax}	30.3364 / 470.208 = 0.065	30.3364 / 470.208 = 0.065
Shear Ratio	0.276 < 1.000 O.K	0.276 < 1.000 O.K
Asw-H _{use}	0.00040 m ² /m, 2-P10 @400	0.00040 m ² /m, 2-P10 @400

4. Elastic Bending Moment Capacity

	y (LCB : 72, POS : I)	z (LCB : 72, POS : I)
Moment (M _{Ed})	151.798 kN-m	49.3376 kN-m
Elastic Strength (M _{y,d})	164.551 kN-m	52.9887 kN-m
Check Ratio	0.922 < 1.000 O.K	0.931 < 1.000 O.K

5. Elastic Shear Capacity

[END]	y (LCB : 57, POS : J)	z (LCB : 57, POS : J)
Applied Shear Force (V _{Ed})	30.3364 kN	30.3364 kN
V _{Ed} / V _{Rdc}	30.3364 / 108.674 = 0.279	30.3364 / 108.674 = 0.279
V _{Ed} / V _{Rds}	30.3364 / 47.2247 = 0.642	30.3364 / 47.2247 = 0.642
V _{Ed} / V _{Rdmax}	30.3364 / 470.208 = 0.065	30.3364 / 470.208 = 0.065
Shear Ratio	0.279 < 1.000 O.K	0.279 < 1.000 O.K
Asw-H _{use}	0.00040 m ² /m, 2-P10 @400	0.00040 m ² /m, 2-P10 @400

[MIDDLE]	y (LCB : 57, POS : 1/2)	z (LCB : 57, POS : 1/2)
Applied Shear Force (V _{Ed})	30.3364 kN	30.3364 kN
V _{Ed} / V _{Rdc}	30.3364 / 109.754 = 0.276	30.3364 / 109.754 = 0.276
V _{Ed} / V _{Rds}	30.3364 / 47.2247 = 0.642	30.3364 / 47.2247 = 0.642
V _{Ed} / V _{Rdmax}	30.3364 / 470.208 = 0.065	30.3364 / 470.208 = 0.065
Shear Ratio	0.276 < 1.000 O.K	0.276 < 1.000 O.K
Asw-H _{use}	0.00040 m ² /m, 2-P10 @400	0.00040 m ² /m, 2-P10 @400

6. Serviceability : Stress Limit Check

	Stress limit		Creep(QP)	
Load Combination	102(C)		121(Q)	
Component	Conc. Tens.	Conc. Comp.	Rebar Tens.	Conc. Comp.
Stress	0.00	7786.34	0.00	6009.12
Allowable Stress	-3628.57	19200.00	-360000.00	14400.00
Stress Ratio	0.0000	0.4055	0.0000	0.4173
Status	Uncracked	OK	OK	Linear

7. Serviceability : Crack Limit Check

	y (LCB : 121, POS : J)	z (LCB : 121, POS : J)
Crack Width	0.00000 m	0.00000 m
Allowable Crack Width	0.00030 m	0.00030 m
Check Ratio	0.000 < 1.000 O.K	0.000 < 1.000 O.K

13.3 TRAVI IN CALCESTRUZZO ARMATO

13.3.1 Parametri della sollecitazione ENV SLU/SLV

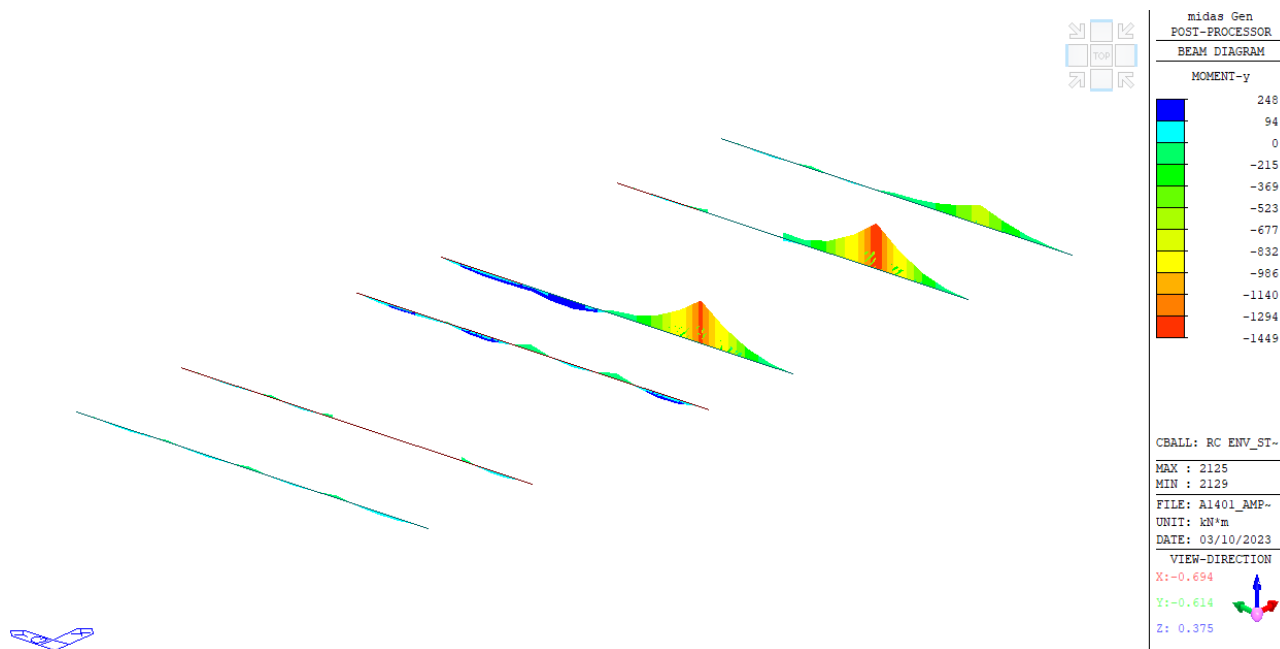


Figura 21: Travi – slu/slv – Momento My

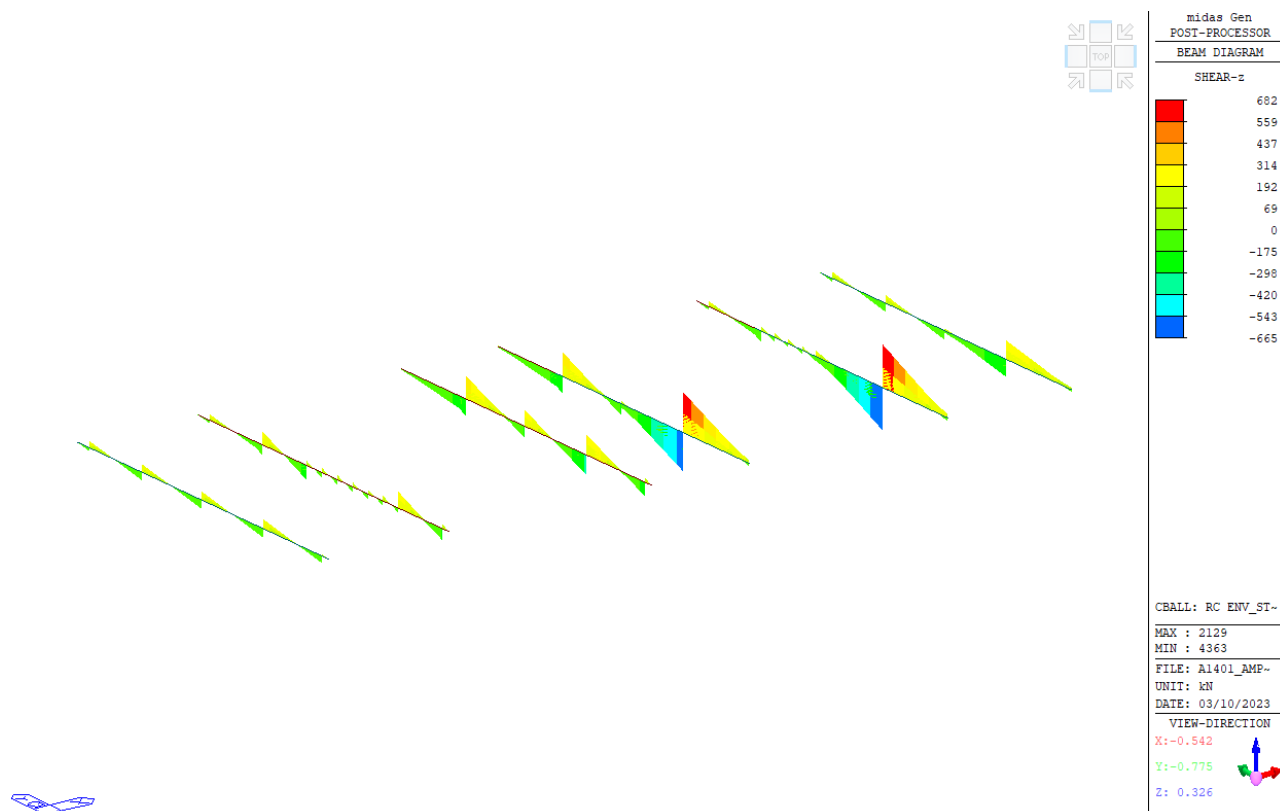


Figura 22: Travi – slu/slv – Taglio Fz

13.3.2 Verifica di resistenza trave 500x900 mm

Code : EC2:04,NTC2018

Unit : kN , m

Primary Sorting Option

Sorted by

☐ Member

☒ Property

Results

☒ Strength

☐ Serviceability

☐ Elastic

☐ SECT

☒ MEMB

MEMB		Section			fck			Rebar				Negative Moment Strength				Positive Moment Strength				Shear Strength						
SECT	SEL	Bc	Hc	fyk	POS	CHK		AsTop	AsBot	N(-) M_Ed	LCB	x/d	N(-) M_Rd	Rat-N	P(+) M_Ed	LCB	x/d	P(+) M_Rd	Rat-P	V_Ed	LCB	V_Rdc	V_Rds	Rat-Vc	Rat-Vs	Rat-V
Span		bf	hf	fyw																						
0		T_500x900			32000.0	I	OK	0.0034	0.0009	788.208	138	0.18	986.446	0.80	0.00000	176	0.10	294.381	0.00	216.714	53	217.573	642.864	1.00	0.34	1.00
4	<input checked="" type="checkbox"/>	0.500	0.900	450000	M	OK	0.0062	0.0018	1448.60	138	0.30	1715.32	0.84	172.451	29	0.12	555.486	0.31	261.839	144	264.221	635.873	0.99	0.41	0.99	
16.250		0.000	0.000	450000	J	OK	0.0014	0.0009	91.8340	44	0.09	419.664	0.22	131.049	133	0.08	285.866	0.46	152.614	133	161.743	655.673	0.94	0.23	0.94	

Code : EC2:04,NTC2018

Unit : kN , m

Primary Sorting Option

Sorted by

☐ Member

☒ Property

Results

☐ Strength

☐ Serviceability

☒ Elastic

☐ SECT

☒ MEMB

MEMB	SECT	Section		fck	POS	CHK	Elastic Moment Capacity								Shear Strength							
SECT	SEL	Bc	Hc	fyk			Seis. Class	N(-) M.Ed	LCB	N(-) M'.yd	Rat-N	P(+) M.Ed	LCB	P(+) M'.yd	Rat-P	V_Ed	LCB	V_Rdc	V_Rds	Rat-Vc	Rat-Vs	Rat-V
Span		bf	hf	fyw																		
0		T_500x900		32000.0	I	OK	N.D.	787.783	85	789.157	1.00	0.00000	208	235.505	0.00	150.164	208	160.152	642.864	0.94	0.23	0.94
4	<input checked="" type="checkbox"/>	0.500	0.900	450000	M	OK	N.D.	1305.72	85	1372.25	0.95	172.451	61	444.388	0.39	150.164	208	159.278	635.873	0.94	0.24	0.94
16.250		0.000	0.000	450000	J	OK	N.D.	91.8340	76	335.731	0.27	125.728	60	228.692	0.55	120.749	77	161.743	655.673	0.75	0.18	0.75

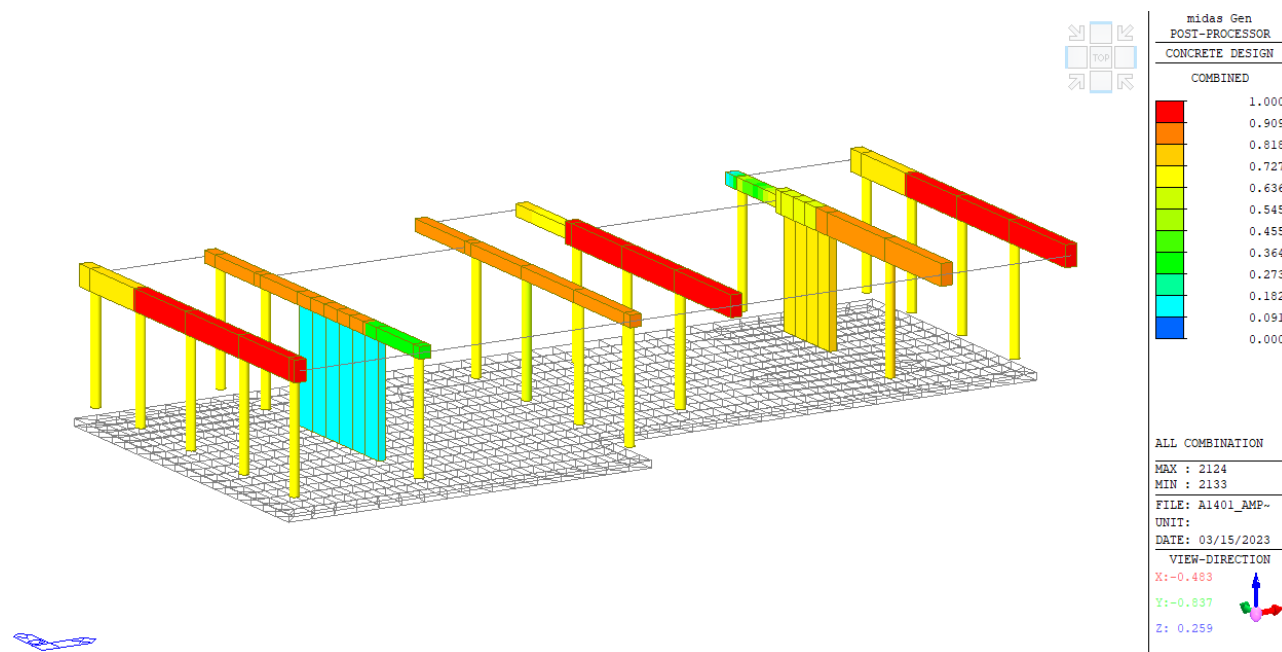
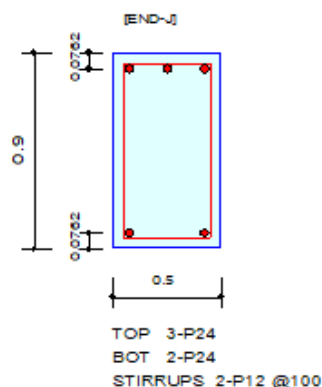
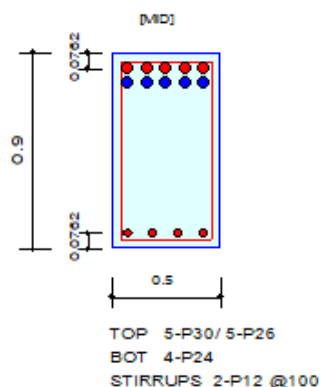
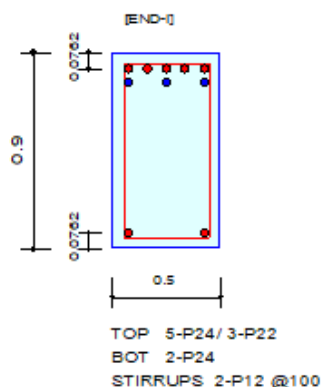


Figura 23: Travi – I.R.

13.3.3 Verifica estesa trave 500x900 mm sullo sbalzo

1. Design Information

Design Code	Eurocode2:04 & NTC2018	Unit System	kN, m
Material Data	$f_{ck} = 32000$, $f_{yk} = 450000$, $f_{yw} = 450000$ KPa		
Section Property	T_500x900 (No : 4)	Beam Span	16.25m



2. Bending Moment Capacity

	END-I	MID	END-J
(-) Load Combination No.	138	138	44
Moment (M_{Ed})	788.21	1448.60	91.83
Factored Strength (M_{Rd})	986.45	1715.32	419.66
Check Ratio (M_{Ed}/M_{Rd})	0.7990	0.8445	0.2188
Neutral Axis (x/d)	0.1777	0.3008	0.0906
(+) Load Combination No.	176	29	133
Moment (M_{Ed})	0.00	172.45	131.05
Factored Strength (M_{Rd})	294.38	555.49	285.87
Check Ratio (M_{Ed}/M_{Rd})	0.0000	0.3105	0.4584
Neutral Axis (x/d)	0.1013	0.1221	0.0811
Using Rebar Top (A_{s_top})	0.0034	0.0062	0.0014
Using Rebar Bot (A_{s_bot})	0.0009	0.0018	0.0009

3. Shear Capacity

	END-I	MID	END-J
Load Combination No.	53	144	133
Factored Shear Force (V _{Ed})	216.71	261.84	152.61
V _{Rdc}	217.57	264.22	161.74
V _{Rds}	642.86	635.87	655.67
V _{Rdmax}	1647.72	1629.80	1680.55
Using Shear Reinf. (A _{sw})	0.0023	0.0023	0.0023
Using Stirrups Spacing	2-P12 @100	2-P12 @100	2-P12 @100
V _{Ed} / V _{Rdc}	0.9961	0.9910	0.9436
V _{Ed} / min(V _{Rds} , V _{Rdmax})	0.3371	0.4118	0.2328
Check Ratio	0.9961	0.9910	0.9436

4. Elastic Bending Moment Capacity

	END-I	MID	END-J
(-) Load Combination No.	85	85	76
Moment (M _{Ed})	787.78	1305.72	91.83
Elastic Strength (M _{yd})	789.16	1372.25	335.73
Check Ratio	0.9983	0.9515	0.2735
(+) Load Combination No.	208	61	60
Moment (M _{Ed})	0.00	172.45	125.73
Elastic Strength (M _{yd})	235.51	444.39	228.69
Check Ratio	0.0000	0.3881	0.5498

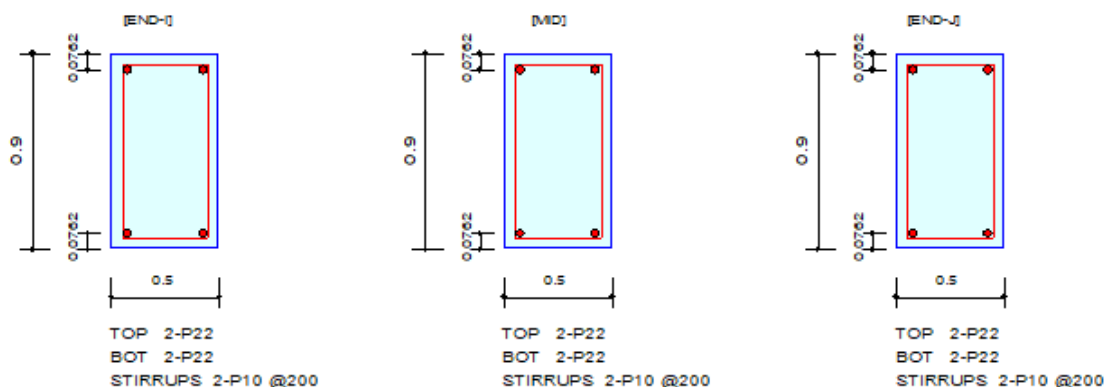
5. Elastic Shear Capacity

	END-I	MID	END-J
Load Combination No.	208	208	77
Factored Shear Force (V _{Ed})	150.16	150.16	120.75
V _{Rdc}	160.15	159.28	161.74
V _{Rds}	642.86	635.87	655.67
V _{Rdmax}	1647.72	1629.80	1680.55
Using Shear Reinf. (A _{sw})	0.0023	0.0023	0.0023
Using Stirrups Spacing	2-P12 @100	2-P12 @100	2-P12 @100
V _{Ed} / V _{Rdc}	0.9376	0.9428	0.7465
V _{Ed} / min(V _{Rds} , V _{Rdmax})	0.2336	0.2362	0.1842
Check Ratio	0.9376	0.9428	0.7465

13.3.4 Verifica estesa trave 500x900 mm di bordo

1. Design Information

Design Code	Eurocode2:04 & NTC2018	Unit System	kN, m
Material Data	$f_{ck} = 32000$, $f_{yk} = 450000$, $f_{yw} = 450000$ KPa		
Section Property	T_500x900 (No : 4)	Beam Span	16.25m



2. Bending Moment Capacity

	END-I	MID	END-J
(-) Load Combination No.	134	137	137
Moment (M_{Ed})	64.65	87.29	44.71
Factored Strength (M_{Rd})	244.00	244.00	244.00
Check Ratio (M_{Ed}/M_{Rd})	0.2650	0.3578	0.1832
Neutral Axis (x/d)	0.0731	0.0731	0.0731
(+) Load Combination No.	176	133	176
Moment (M_{Ed})	0.00	57.06	0.00
Factored Strength (M_{Rd})	244.00	244.00	244.00
Check Ratio (M_{Ed}/M_{Rd})	0.0000	0.2339	0.0000
Neutral Axis (x/d)	0.0731	0.0731	0.0731
Using Rebar Top (A_{s_top})	0.0008	0.0008	0.0008
Using Rebar Bot (A_{s_bot})	0.0008	0.0008	0.0008

3. Shear Capacity

	END-I	MID	END-J
Load Combination No.	134	134	137
Factored Shear Force (V _{Ed})	139.30	139.30	118.52
V _{Rdc}	148.73	148.73	148.73
V _{Rds}	229.20	229.20	229.20
V _{Rdmax}	1680.55	1680.55	1680.55
Using Shear Reinf. (Asw)	0.0008	0.0008	0.0008
Using Stirrups Spacing	2-P10 @200	2-P10 @200	2-P10 @200
V _{Ed} / V _{Rdc}	0.9366	0.9366	0.7968
V _{Ed} / min(V _{Rds} , V _{Rdmax})	0.6078	0.6078	0.5171
Check Ratio	0.9366	0.9366	0.7968

4. Elastic Bending Moment Capacity

	END-I	MID	END-J
(-) Load Combination No.	76	77	77
Moment (M _{Ed})	47.38	64.14	34.47
Elastic Strength (M _{yd})	195.20	195.20	195.20
Check Ratio	0.2427	0.3286	0.1766
(+) Load Combination No.	208	61	208
Moment (M _{Ed})	0.00	43.61	0.00
Elastic Strength (M _{yd})	195.20	195.20	195.20
Check Ratio	0.0000	0.2234	0.0000

5. Elastic Shear Capacity

	END-I	MID	END-J
Load Combination No.	61	61	77
Factored Shear Force (V _{Ed})	91.22	91.22	78.15
V _{Rdc}	148.73	148.73	148.73
V _{Rds}	229.20	229.20	229.20
V _{Rdmax}	1680.55	1680.55	1680.55
Using Shear Reinf. (Asw)	0.0008	0.0008	0.0008
Using Stirrups Spacing	2-P10 @200	2-P10 @200	2-P10 @200
V _{Ed} / V _{Rdc}	0.6133	0.6133	0.5254
V _{Ed} / min(V _{Rds} , V _{Rdmax})	0.3980	0.3980	0.3410
Check Ratio	0.6133	0.6133	0.5254

13.3.5 Verifica di resistenza trave 500x500 mm

Code : EC2:04,NTC2018

Unit : kN , m

Primary Sorting Option

Sorted by

☐ Member

☒ Property

Results

☒ Strength

☐ Serviceability

☐ Elastic

☐ SECT

☒ MEMB

MEMB	SECT	Section			fck	POS	CHK	Rebar		Negative Moment Strength				Positive Moment Strength				Shear Strength								
Span		Bc	Hc	fyk			AsTop	AsBot	N(-) M _{Ed}	LCB	x/d	N(-) M _{Rd}	Rat-N	P(+) M _{Ed}	LCB	x/d	P(+) M _{Rd}	Rat-P	V _{Ed}	LCB	V _{Rdc}	V _{Rds}	Rat-Vc	Rat-Vs	Rat-V	
0		T_500x500			32000.0	I	OK	0.0030	0.0015	145.206	134	0.26	436.581	0.33	168.837	28	0.19	238.707	0.71	292.996	134	152.768	333.388	1.92	0.88	0.88
7	<input type="checkbox"/>	0.500	0.500		450000	M	OK	0.0038	0.0015	206.169	137	0.32	529.249	0.39	168.837	28	0.20	240.013	0.70	292.996	134	163.495	328.712	1.79	0.89	0.89
16.250		0.000	0.000		450000	J	OK	0.0038	0.0008	60.6676	133	0.40	516.249	0.12	97.8981	133	0.18	134.833	0.73	141.715	133	163.495	328.712	0.87	0.43	0.87

Code : EC2:04,NTC2018

Unit : kN , m

Primary Sorting Option

Sorted by

☐ Member

☒ Property

Results

☐ Strength

☐ Serviceability

☒ Elastic

☐ SECT

☒ MEMB

MEMB	SECT	Section			fck	POS	CHK	Elastic Moment Capacity						Shear Strength									
Span		Bc	Hc	fyk			Seis. Class	N(-) M _{Ed}	LCB	N(-) M _{Ed}	Rat-N	P(+) M _{Ed}	LCB	P(+) M _{Ed}	Rat-P	V _{Ed}	LCB	V _{Rdc}	V _{Rds}	Rat-Vc	Rat-Vs	Rat-V	
0		T_500x500			32000.0	I	OK	N.D.	92.9813	77	349.265	0.27	168.837	60	190.965	0.88	181.843	60	164.565	333.388	1.10	0.55	0.55
7	<input type="checkbox"/>	0.500	0.500		450000	M	OK	N.D.	145.094	77	423.399	0.34	168.837	60	192.010	0.88	95.8580	76	163.495	328.712	0.59	0.29	0.59
16.250		0.000	0.000		450000	J	OK	N.D.	46.0700	76	412.999	0.11	85.2266	60	107.866	0.79	106.347	60	167.739	347.416	0.63	0.31	0.63

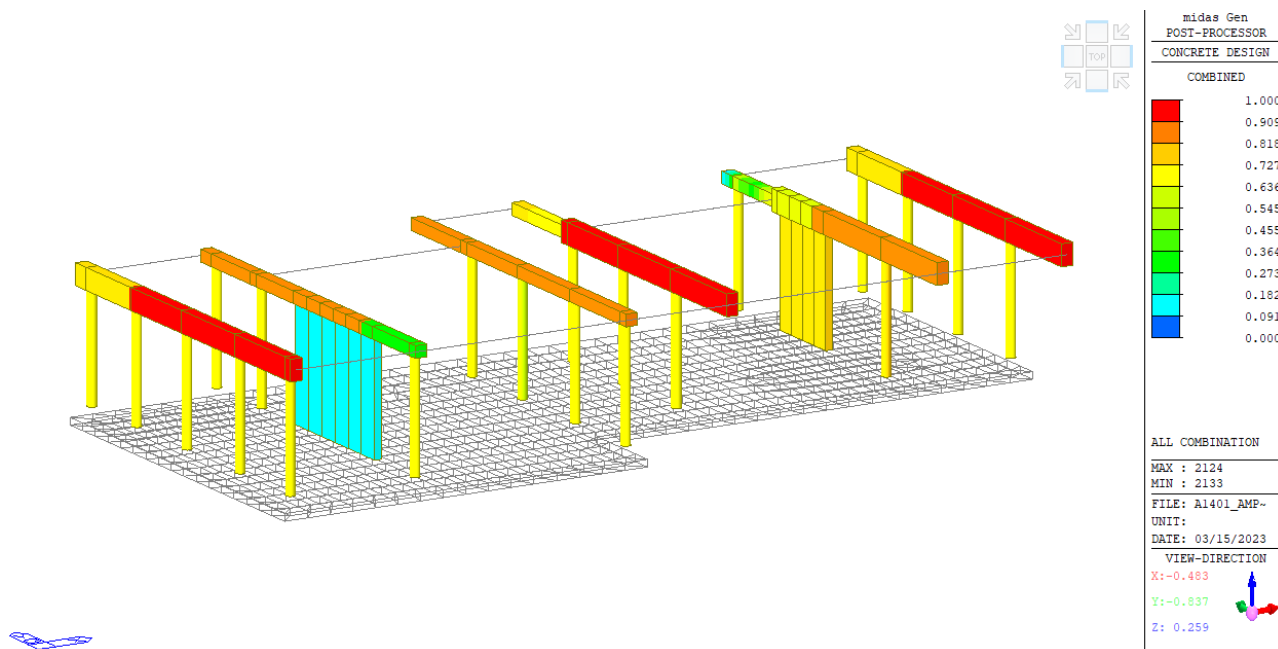
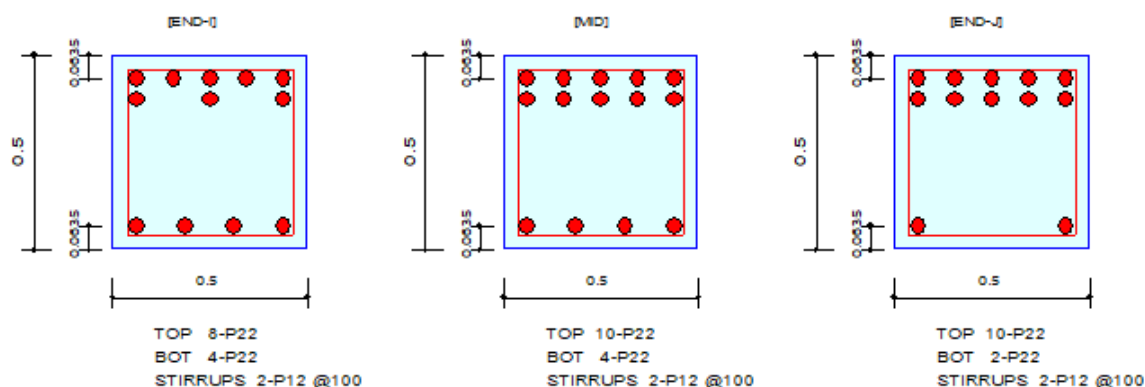


Figura 24: Travi – I.R.

13.3.6 Verifica estesa trave 500x500 mm

1. Design Information

Design Code	Eurocode2:04 & NTC2018	Unit System	kN, m
Material Data	$f_{ck} = 32000$, $f_{yk} = 450000$, $f_{yw} = 450000$ KPa		
Section Property	T_500x500 (No : 7)	Beam Span	16.25m



2. Bending Moment Capacity

	END-I	MID	END-J
(-) Load Combination No.	138	134	134
Moment (M_{Ed})	366.02	468.49	434.21
Factored Strength (M_{Rd})	436.58	529.25	516.25
Check Ratio (M_{Ed}/M_{Rd})	0.8384	0.8852	0.8411
Neutral Axis (x/d)	0.2559	0.3203	0.3984
(+) Load Combination No.	28	138	28
Moment (M_{Ed})	49.38	124.53	29.06
Factored Strength (M_{Rd})	238.71	240.01	134.83
Check Ratio (M_{Ed}/M_{Rd})	0.2068	0.5189	0.2155
Neutral Axis (x/d)	0.1860	0.1970	0.1805
Using Rebar Top (A_{s_top})	0.0030	0.0038	0.0038
Using Rebar Bot (A_{s_bot})	0.0015	0.0015	0.0008

3. Shear Capacity

	END-I	MID	END-J
Load Combination No.	53	134	49
Factored Shear Force (V _{Ed})	147.25	298.67	159.11
V _{Rdc}	152.77	163.49	163.49
V _{Rds}	333.39	328.71	328.71
V _{Rdmax}	854.50	842.52	842.52
Using Shear Reinf. (A _{sw})	0.0023	0.0023	0.0023
Using Stirrups Spacing	2-P12 @100	2-P12 @100	2-P12 @100
V _{Ed} / V _{Rdc}	0.9639	1.8268	0.9732
V _{Ed} / min(V _{Rds} , V _{Rdmax})	0.4417	0.9086	0.4840
Check Ratio	0.9639	0.9086	0.9732

4. Elastic Bending Moment Capacity

	END-I	MID	END-J
(-) Load Combination No.	85	77	85
Moment (M _{Ed})	320.61	390.52	365.55
Elastic Strength (M _{yd})	349.27	423.40	413.00
Check Ratio	0.9180	0.9223	0.8851
(+) Load Combination No.	60	61	60
Moment (M _{Ed})	49.38	85.16	29.06
Elastic Strength (M _{yd})	190.97	192.01	107.87
Check Ratio	0.2586	0.4435	0.2694

5. Elastic Shear Capacity

	END-I	MID	END-J
Load Combination No.	85	85	81
Factored Shear Force (V _{Ed})	147.25	116.37	159.11
V _{Rdc}	164.56	163.49	163.49
V _{Rds}	333.39	328.71	328.71
V _{Rdmax}	854.50	842.52	842.52
Using Shear Reinf. (A _{sw})	0.0023	0.0023	0.0023
Using Stirrups Spacing	2-P12 @100	2-P12 @100	2-P12 @100
V _{Ed} / V _{Rdc}	0.8948	0.7118	0.9732
V _{Ed} / min(V _{Rds} , V _{Rdmax})	0.4417	0.3540	0.4840
Check Ratio	0.8948	0.7118	0.9732

14 CONSIDERAZIONI GEOTECNICHE

In assenza di specifiche caratteristiche del sito, si considera una fondazione superficiale a travi di fondazione aventi dimensioni di 500x550 mm e collegate da una platea di 300 mm.

14.1 TRAVI DI FONDAZIONE

14.1.1 Parametri della sollecitazione ENV SLU/SLV

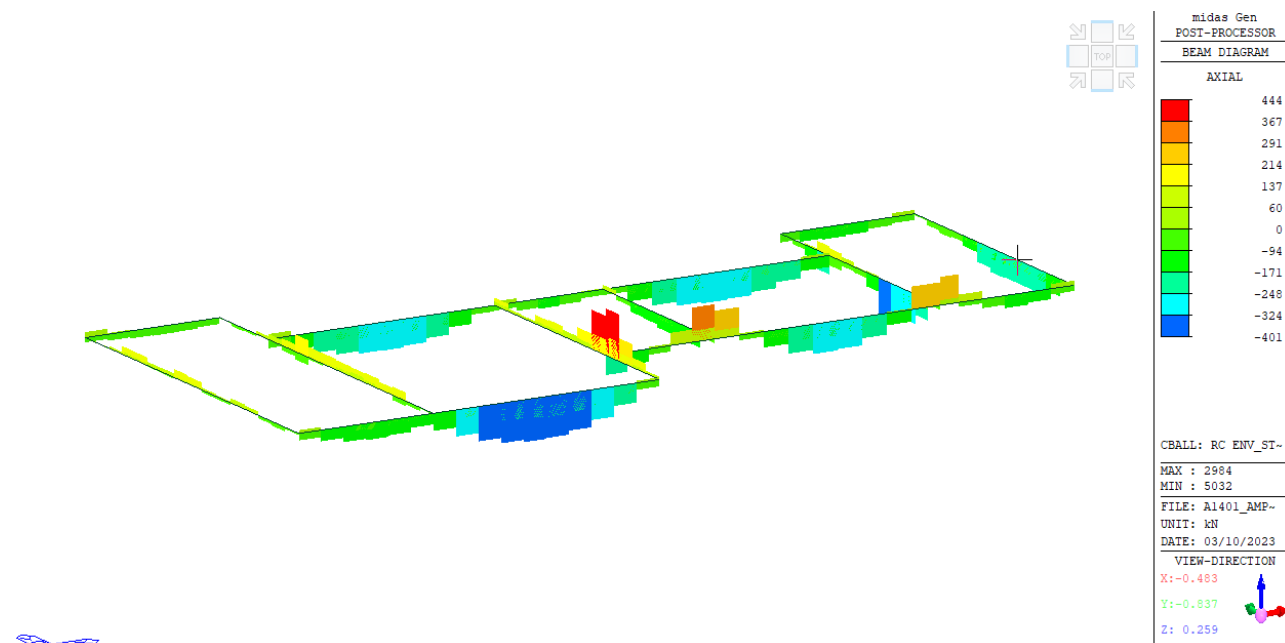


Figura 25: Travi fondazione – slu/slv – Azione assiale Fx

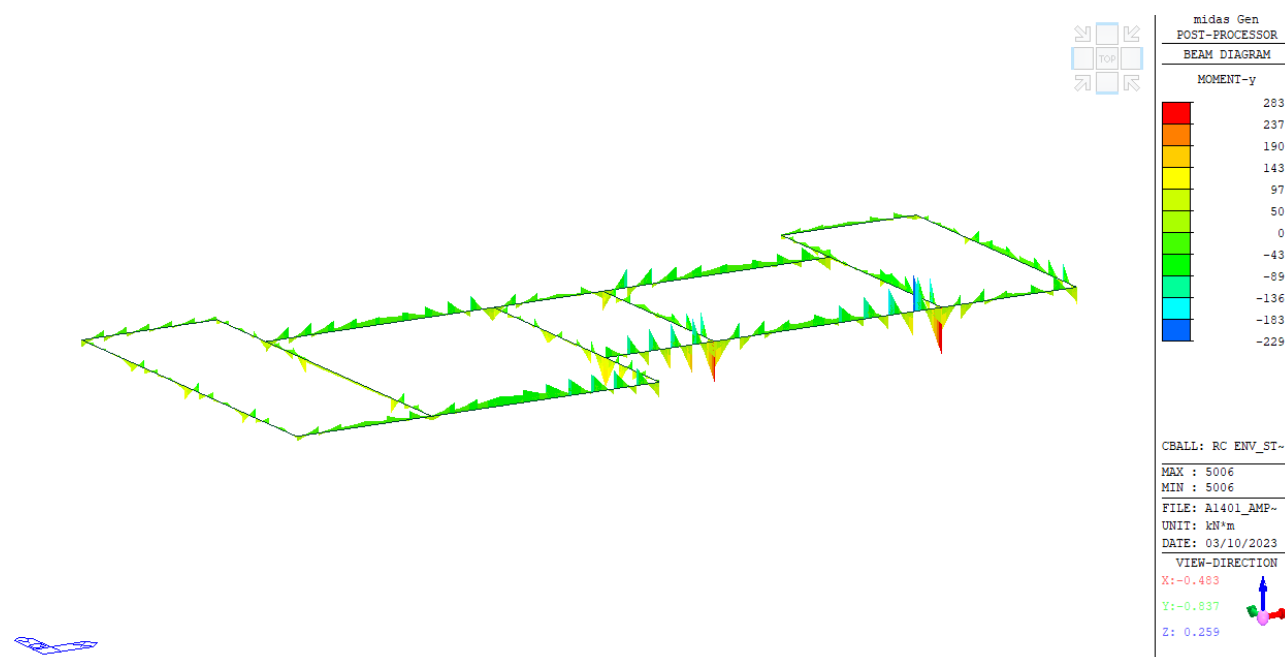


Figura 26: Travi fondazione – slu/slv – Momento My

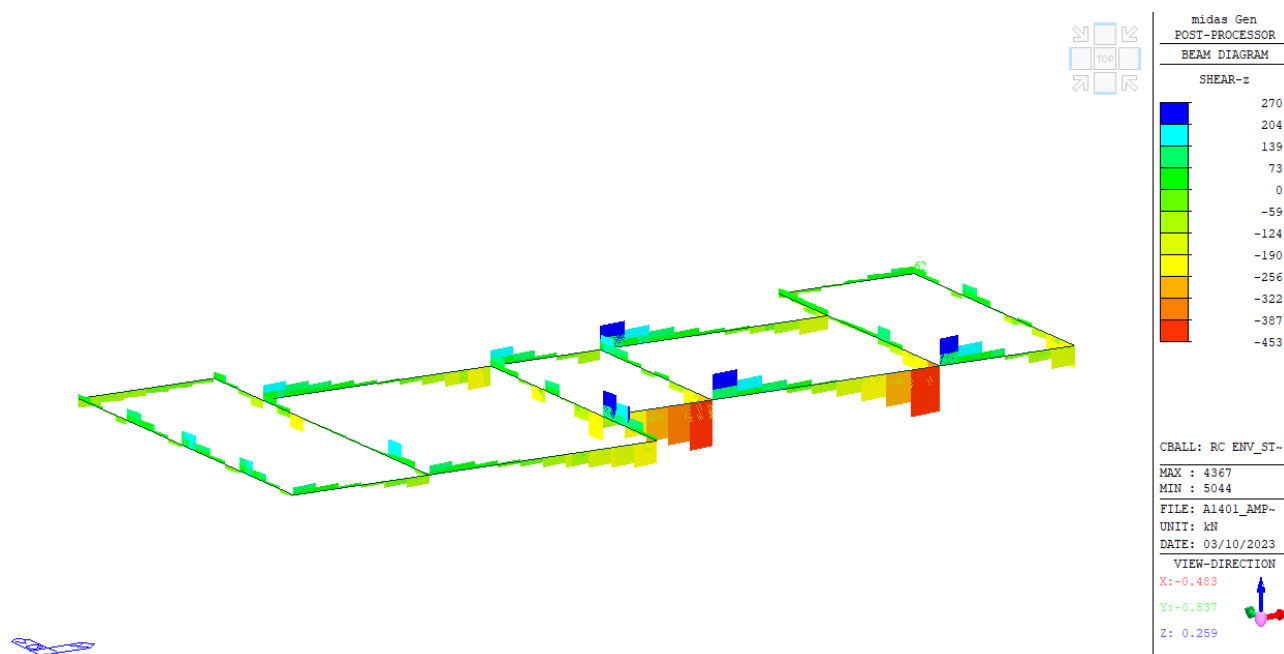


Figura 27: Travi fondazione – slu/slv – Taglio F_z

14.1.2 Verifica di resistenza trave di fondazione 500x550 mm

Code : EC2:04,NTC2018 Unit : kN , m Primary Sorting Option

Sorted by ☐ Member ☒ Property Results ☒ Strength ☐ Serviceability ☐ Elastic

☐ SECT ☒ MEMB

MEMB	SECT	SEL	Section	fck	POS	CHK	Rebar	Negative Moment Strength	Positive Moment Strength	Shear Strength
Span			Bc hf	fyk			AsTop AsBot	N(-) M _{Ed} LCB x/d	P(+) M _{Ed} LCB x/d	V _{Ed} LCB V _{Rdc} V _{Rds} Rat-Vc Rat-Vs Rat-V
0			T_rovescia_f	25000.0	I	OK	0.0008 0.0011	72.3569 133 0.12	138.401 0.52 95.7842	134 0.14 201.906 0.47 108.331 149 108.806 387.212 1.00 0.28 1.00
10		<input checked="" type="checkbox"/>	0.500 0.550	450000	M	OK	0.0015 0.0019	212.706 137 0.15	263.888 0.81 269.676	137 0.18 325.949 0.83 128.563 176 129.003 387.212 1.00 0.33 1.00
22.745			0.000 0.000	450000	J	OK	0.0008 0.0011	90.1095 134 0.12	138.401 0.65 151.493	133 0.14 201.906 0.75 108.083 128 108.806 387.212 0.99 0.28 0.99

Code : EC2:04,NTC2018

Unit : kN , m

Primary Sorting Option

Sorted by

☐ Member

☒ Property

Results

☐ Strength

☐ Serviceability

☒ Elastic

☐ SECT

☒ MEMB

MEMB		Section	fck			Elastic Moment Capacity								Shear Strength								
SECT	SEL	Bc	Hc	fyk	POS	CHK	Seis. Class	N(-) M.Ed	LCB	N(-) M'.yd	Rat-N	P(+) M.Ed	LCB	P(+) M'.yd	Rat-P	V_Ed	LCB	V_Rdc	V_Rds	Rat-Vc	Rat-Vs	Rat-V
Span		bf	hf	fyw																		
0		T_rovescia_f	25000.0		I	OK	N.D.	63.1301	72	110.721	0.57	80.8119	60	161.525	0.50	108.331	181	108.806	387.212	1.00	0.28	1.00
10	<input checked="" type="checkbox"/>	0.500	0.550	450000	M	OK	N.D.	185.454	76	211.110	0.88	257.875	61	260.759	0.99	107.602	187	108.806	387.212	0.99	0.28	0.99
22.745		0.000	0.000	450000	J	OK	N.D.	77.8555	77	110.721	0.70	127.178	60	161.525	0.79	106.332	193	108.806	387.212	0.98	0.27	0.98

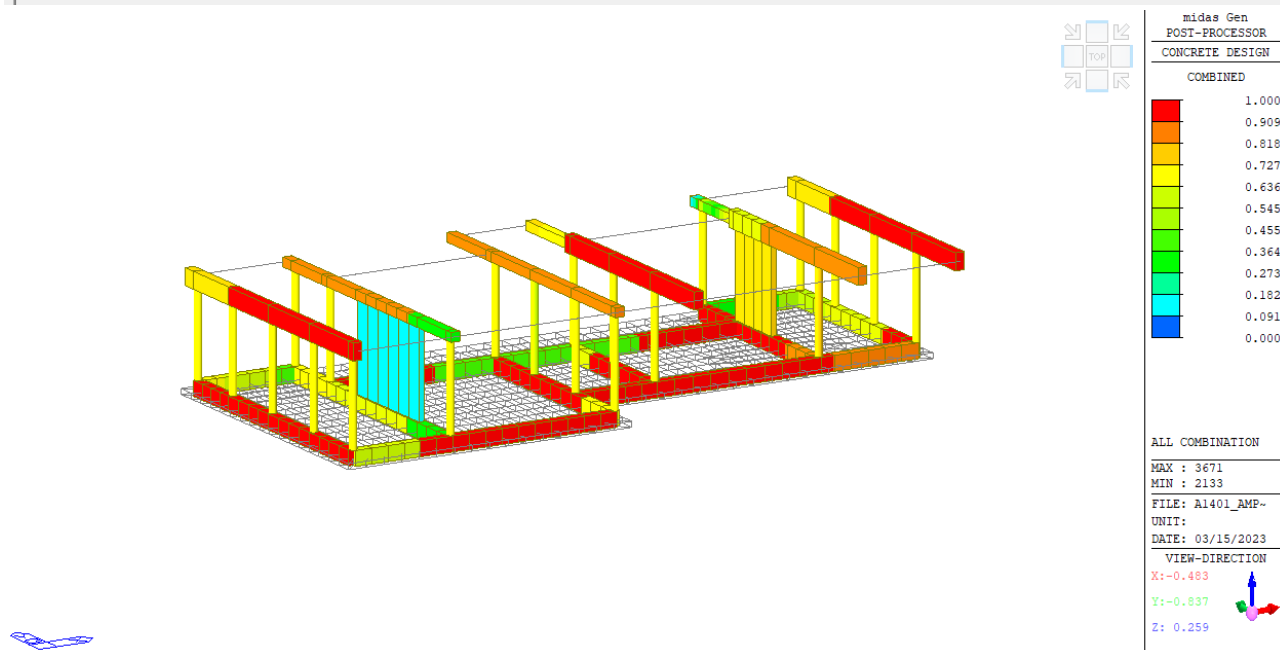
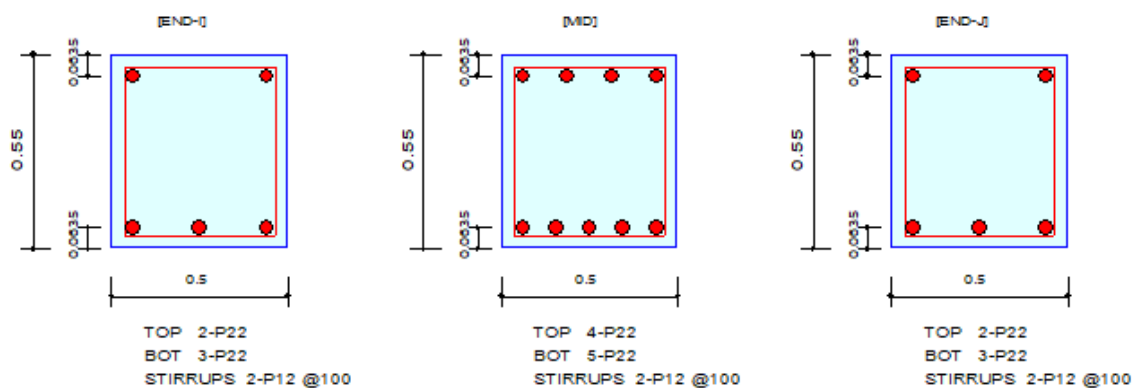


Figura 28 : Travi fondazione – I.R.

14.1.3 Verifica estesa trave di fondazione 500x550 mm

1. Design Information

Design Code	Eurocode2:04 & NTC2018	Unit System	kN, m
Material Data	$f_{ck} = 25000$, $f_{yk} = 450000$, $f_{yw} = 450000$ KPa		
Section Property	T_rovescia_fond (No : 10)	Beam Span	22.745m



2. Bending Moment Capacity

	END-I	MID	END-J
(-) Load Combination No.	133	137	134
Moment (M_{Ed})	72.36	212.71	90.11
Factored Strength (M_{Rd})	138.40	263.89	138.40
Check Ratio (M_{Ed}/M_{Rd})	0.5228	0.8060	0.6511
Neutral Axis (x/d)	0.1235	0.1504	0.1235
(+) Load Combination No.	134	137	133
Moment (M_{Ed})	95.78	269.68	151.49
Factored Strength (M_{Rd})	201.91	325.95	201.91
Check Ratio (M_{Ed}/M_{Rd})	0.4744	0.8274	0.7503
Neutral Axis (x/d)	0.1436	0.1758	0.1436
Using Rebar Top (A_{s_top})	0.0008	0.0015	0.0008
Using Rebar Bot (A_{s_bot})	0.0011	0.0019	0.0011

3. Shear Capacity

	END-I	MID	END-J
Load Combination No.	149	176	128
Factored Shear Force (V _{Ed})	108.33	128.56	108.08
V _{Rdc}	108.81	129.00	108.81
V _{Rds}	387.21	387.21	387.21
V _{Rdmax}	775.36	775.36	775.36
Using Shear Reinf. (A _{sw})	0.0023	0.0023	0.0023
Using Stirrups Spacing	2-P12 @100	2-P12 @100	2-P12 @100
V _{Ed} / V _{Rdc}	0.9956	0.9966	0.9934
V _{Ed} / min(V _{Rds} , V _{Rdmax})	0.2798	0.3320	0.2791
Check Ratio	0.9956	0.9966	0.9934

4. Elastic Bending Moment Capacity

	END-I	MID	END-J
(-) Load Combination No.	72	76	77
Moment (M _{Ed})	63.13	185.45	77.86
Elastic Strength (M _{yd})	110.72	211.11	110.72
Check Ratio	0.5702	0.8785	0.7032
(+) Load Combination No.	60	61	60
Moment (M _{Ed})	80.81	257.88	127.18
Elastic Strength (M _{yd})	161.53	260.76	161.53
Check Ratio	0.5003	0.9889	0.7874

5. Elastic Shear Capacity

	END-I	MID	END-J
Load Combination No.	181	187	193
Factored Shear Force (V _{Ed})	108.33	107.60	106.33
V _{Rdc}	108.81	108.81	108.81
V _{Rds}	387.21	387.21	387.21
V _{Rdmax}	775.36	775.36	775.36
Using Shear Reinf. (A _{sw})	0.0023	0.0023	0.0023
Using Stirrups Spacing	2-P12 @100	2-P12 @100	2-P12 @100
V _{Ed} / V _{Rdc}	0.9956	0.9889	0.9773
V _{Ed} / min(V _{Rds} , V _{Rdmax})	0.2798	0.2779	0.2746
Check Ratio	0.9956	0.9889	0.9773

14.2 Platea di fondazione

14.2.1 Parametri della sollecitazione ENV SLU/SLV

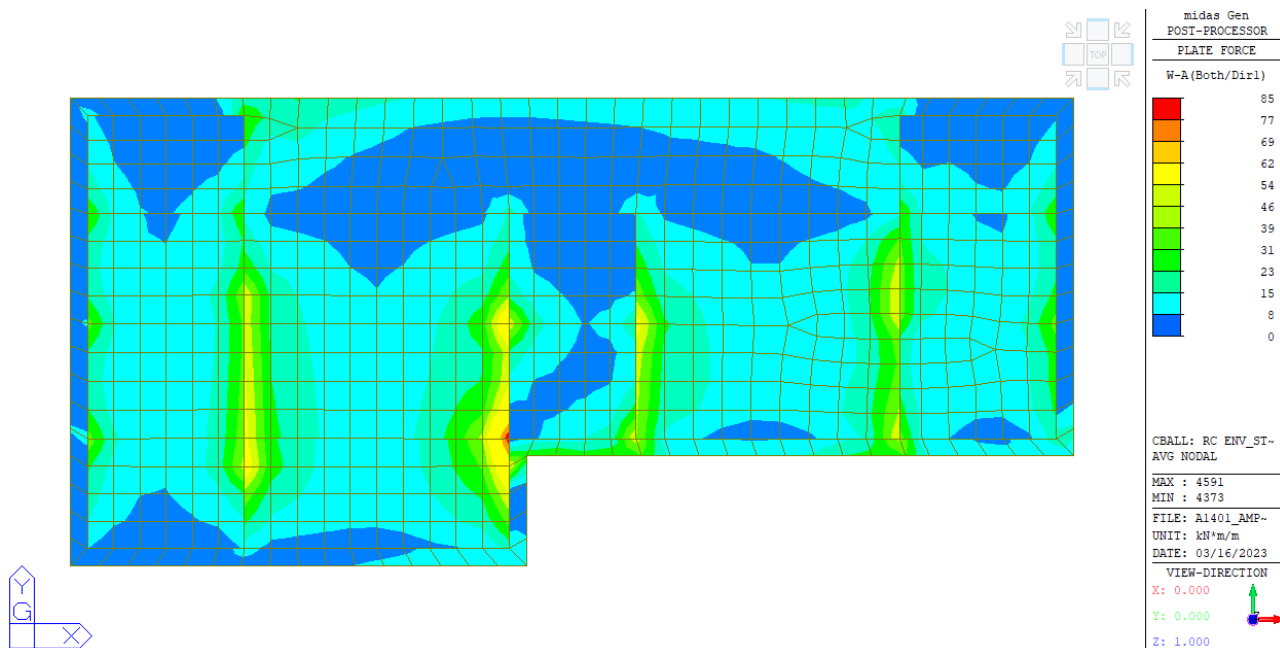


Figura 29: platea 200 – slu/slv – wood armer moment dir. X sup./inf.

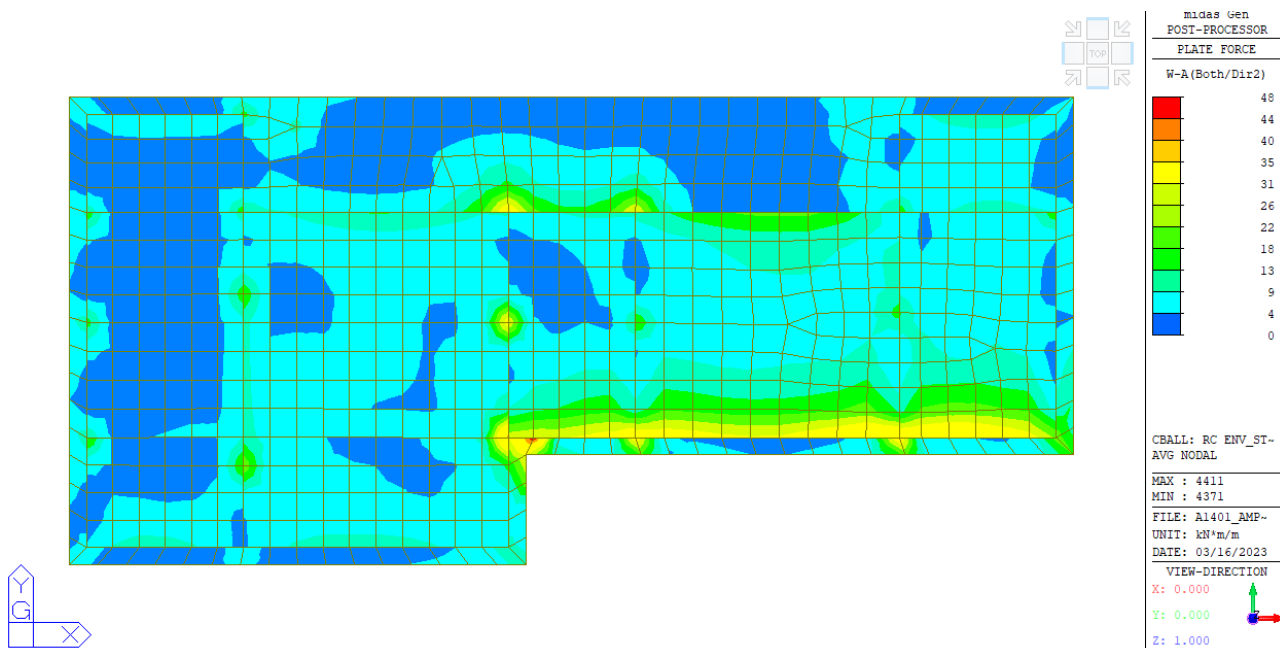


Figura 30: platea 200 – slu/slv – wood armer moment dir. Y sup./inf.

14.2.2 Verifica di resistenza platea 200 mm

si adottata un'armatura di base $\Phi 12$ passo 100 ottenendo un momento resistente di 68.11 kNm e un infittimento locale $\Phi 12$ passo 50 ottenendo un momento resistente di 99.1. La verifica risulta soddisfatta in entrambe le direzioni considerando le sollecitazioni visualizzate nel paragrafo dei parametri SLU/SLV di cui si riportano i valori: $M_{Ed}=48 \div 85 \text{ kNm/m} < M_{Rd}=105 \text{ kNm}$.

Titolo: Platea_200

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

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	100	20	1	11.31	3
			2	11.31	17

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 calcestruzzo - Acciaio snervato

Materiali
 B450C C25/30
 E_{su} 67.5 % E_{c2} 2 %
 f_{yd} 391.3 N/mm² E_{cu} 3.5
 E_s 200.000 N/mm² f_{cd} 14.17
 E_s/E_c 15 f_{cc}/f_{cd} 0.8 [?] ☐
 E_{syd} 1.957 % σ_{c,adm} 9.75
 σ_{s,adm} 255 N/mm² τ_{co} 0.6
 τ_{c1} 1.829

M_{xRd} 68.11 kNm
 σ_c -14.17 N/mm²
 σ_s 391.3 N/mm²
 E_c 3.5 %
 E_s 14.67 %
 d 17 cm
 x 3.275 x/d 0.1927
 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 31: DESCRIZIONE

Titolo: Platea_200

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

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	100	20	1	16.96	3
			2	16.96	17

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 calcestruzzo - Acciaio snervato

Materiali
 B450C C25/30
 E_{su} 67.5 % E_{c2} 2 %
 f_{yd} 391.3 N/mm² E_{cu} 3.5
 E_s 200.000 N/mm² f_{cd} 14.17
 E_s/E_c 15 f_{cc}/f_{cd} 0.8 [?] ☐
 E_{syd} 1.957 % σ_{c,adm} 9.75
 σ_{s,adm} 255 N/mm² τ_{co} 0.6
 τ_{c1} 1.829

M_{xRd} 99.1 kNm
 σ_c -14.17 N/mm²
 σ_s 391.3 N/mm²
 E_c 3.5 %
 E_s 12.41 %
 d 17 cm
 x 3.739 x/d 0.2199
 δ 0.7149

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 32: DESCRIZIONE

14.2.3 Verifiche fessurazione

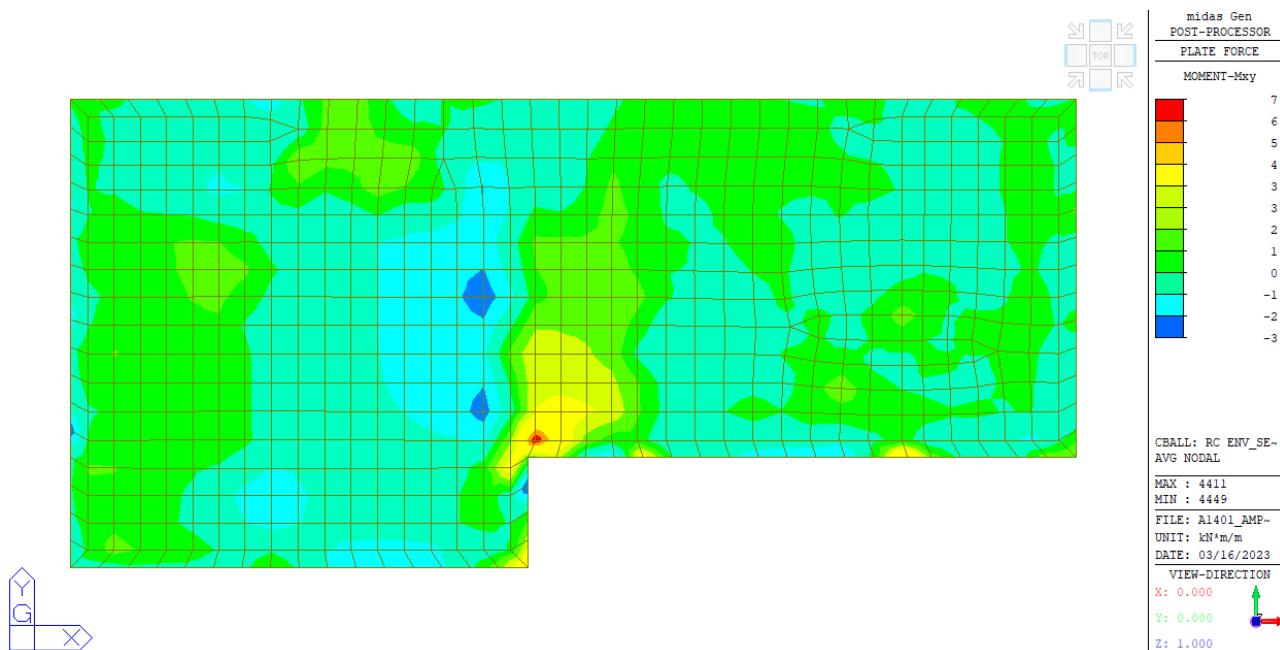


Figura 33: DESCRIZIONE

VERIFICA FESSURAZIONE SEZIONE RETTANGOLARE (rif. C4.1.2.2.4.5 formula C4.1.5 circolare n. 7 del 21/1/19)									
B=	1000	mm	(base sezione)		Calcolo posizione asse neutro sezione fessurata				
H=	200	mm	(altezza sezione)		i =	14,476			
M=	7	kNm	(momento flettente SLE)		ka =	100			
Armatura a trazione :				copr. bar.	x =	41	mm	(distanza asse neutro)	
Arm. 1:	10	φ	12	30	Jx =	1,4E+08	mm ⁴	(inerzia rispetto asse neutro)	
Arm. 2:	0	φ	0		σs =	40	Mpa	(σ arm. tesa sezione fessurata)	
Arm. 3:	0	φ	0		Wcls =	6,7E+06	mm ⁴	(modulo inerzia solo cls)	
Armatura a compressione :				copr. bar.	σc =	1,05	MPa	(σ cls. teso sezione solo cls)	
Arm. 1:	10	φ	12	30	k1 =	0,8		(barre aderenza migliorata)	
Arm. 2:	0	φ	0		k2 =	0,5		(flessione)	
Arm. 3:	0	φ	0		k3 =	3,4			
As,t =	1131	mmq	(area acciaio tesa)		k4 =	0,425			
As,c =	1131	mmq	(area acciaio compressa)		d =	164	mm		
c =	30	mm	(ricoprimento armatura)		hc,ef =	52,918	mm		
f =	12	mm	(diam. barre per calcolo fessure)		Ac,ef =	52918	mmq		
αe =	6,4		(rapporto Es/Ecm)		Sp max =	180	mm	(spaziatura max tra le barre)	
kt =	0,4		(fattore durata carico)		εsm =	0,0001			
fctm =	2,56	MPa	(res. media traz. Cls)		Δsm =	116,15	mm		
Limite fessura	0,2	mm							
AMPIEZZA FESSURA $W_k = 1.7 \times \epsilon_{sm} \times \Delta s, m =$					NON FESS. VERIFICATO				