

COMMITTENTE:



PROGETTAZIONE:



PROGETTO DEFINITIVO

NODO DI NOVARA

1^ FASE PRG DI NOVARA BOSCHETTO

BARTELLA MERCI E PRG BOSCHETTO

FABBRICATI TECNOLOGICI

GA2 BOSCHETTO – RELAZIONE DI CALCOLO

SCALA:

-

COMMESSA LOTTO FASE ENTE TIPO DOC. OPERA/DISCIPLINA PROGR. REV.

NM0Y 01 D 11 CL FA0200 001 A

Rev.	Descrizione	Redatto	Data	Verificato	Data	Approvato	Data	Autorizzato Data
A	Emissione Esecutiva	IES	Maggio 2021	M.Milovanovic 	Maggio 2021	F.Perrone 	Maggio 2021	D.Maranzano Maggio 2021

File: NM0Y01D11CLFA0200001A.doc

n. Elab.:



NODO DI NOVARA. 1^ FASE PRG DI NOVARA BOSCHETTO

BRETELLA MERCI E PRG BOSCHETTO

FABBRICATI TECNOLOGICI – GA2 PP/ACC BOSCHETTO

RELAZIONE DI CALCOLO

PROGETTO	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NM0Y	01	D 11 CL	FA0200 001	A	2 DI 133

Sommario

1	Scopo del Documento.....	4
2	Normativa di Riferimento.....	5
3	Caratteristiche dei Materiali.....	6
3.1	Calcestruzzo Strutture di Fondazione.....	6
3.2	Calcestruzzo Strutture in Elevazione.....	7
3.3	Acciaio da c.a.....	8
4	Descrizione dell'intervento	9
5	Modellazione della Struttura.....	11
6	Analisi Modale	14
7	Analisi dei Carichi	16
7.1	Peso Proprio degli Elementi Strutturali	16
7.2	Carichi Permanenti Non Strutturali	16
7.3	Carichi Variabili	18
7.4	Azione della Neve	19
7.5	Azione del Vento.....	20
7.6	Azione Termica	22
7.7	Azioni Eccezionali – Urti da Traffico Ferroviario	24
7.8	Azione Sismica.....	25
8	Combinazioni di Carico	30
9	Sollecitazioni.....	33
9.1	Solaio di Copertura	33
9.2	Telaio Filo Fisso 1	34
9.3	Telaio Filo Fisso B.....	40
9.4	Trave di Colmo.....	42
9.5	Platea di Fondazione.....	46
9.6	Nervature Platea di Fondazione	50
10	Verifiche sul Solaio	52
10.1	Dimensionamento Traliccio	52
10.2	Verifiche SLU Solaio	53
10.3	Verifiche SLE Solaio.....	55
11	Verifiche Trave Filo Fisso B	57
11.1	Verifiche SLU – Flessione	58
11.2	Verifiche SLU – Taglio (gerarchia).....	60
11.3	Verifiche SLE – Tensione.....	62



NODO DI NOVARA. 1^ FASE PRG DI NOVARA BOSCHETTO

BRETELLA MERCI E PRG BOSCHETTO

FABBRICATI TECNOLOGICI – GA2 PP/ACC BOSCHETTO

RELAZIONE DI CALCOLO

PROGETTO	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NM0Y	01	D 11 CL	FA0200 001	A	3 DI 133

11.4	Verifiche SLE – Fessurazione	64
12	Verifiche Tirante Filo Fisso 4.....	67
12.1	Verifiche SLU – Flessione	68
12.2	Verifiche SLU – Taglio (gerarchia).....	70
12.3	Verifiche SLE – Tensione	72
12.4	Verifiche SLE – Fessurazione	74
13	Verifiche Corrente Superiore Filo Fisso 1.....	77
13.1	Verifiche SLU – Flessione	78
13.2	Verifiche SLU – Taglio (gerarchia).....	80
13.3	Verifiche SLE – Tensione	82
13.4	Verifiche SLE – Fessurazione	85
14	Verifiche Pilastro B4.....	88
14.1	Verifiche SLU – Pressoflessione Deviata	89
14.2	Verifiche SLU – Taglio (gerarchia).....	91
14.3	Verifiche SLE – Tensione	93
14.4	Verifiche SLE – Fessurazione	96
15	Verifiche di Resistenza dei Nodi Trave – Pilastro.....	99
16	Verifiche degli Elementi Strutturali in Termini di Contenimento del Danno agli Elementi Non Strutturali.....	100
17	Verifica Sismica Tamponamenti.....	101
18	Verifiche Platea di Fondazione.....	105
18.1	Verifiche SLU – Flessione	106
18.2	Verifiche SLU – Taglio.....	107
18.3	Verifiche SLE – Tensione.....	107
18.4	Verifiche SLE – Fessurazione	109
19	Verifiche Nervature Platea di Fondazione	111
19.1	Verifiche SLU – Flessione	111
19.2	Verifiche SLU – Taglio.....	113
19.3	Verifiche SLE – Tensione	115
19.4	Verifiche SLE – Fessurazione	117
20	CAPACITA' PORTANTE DELLA FONDAZIONE.....	120
20.1	PLATEA DI FONDAZIONE.....	124
21	CALCOLO DEI CEDIMENTI E DEL MODULO DI REAZIONE K.....	129
22	Conclusioni	133

	NODO DI NOVARA. 1^ FASE PRG DI NOVARA BOSCHETTO BRETELLA MERCI E PRG BOSCHETTO FABBRICATI TECNOLOGICI – GA2 PP/ACC BOSCHETTO					
	RELAZIONE DI CALCOLO	PROGETTO NM0Y	LOTTO 01	CODIFICA D 11 CL	DOCUMENTO FA0200 001	REV. A

1 SCOPO DEL DOCUMENTO

Il presente documento si inquadra nell'ambito delle opere civili relative alla Progetto Definitivo del Nodo di Novara

In particolare gli interventi ricadono nell'ambito dello scalo di Novara – Boschetto e fanno riferimento all'edificio tecnologico GA2, riconducibile alla WBS FA02, della tipologia T3 monopiano, previsto alla progressiva km 63+730 da Alessandria, collocato a nord-ovest subito a ridosso dell'ingresso dei treni al fascio Autostrada Viaggiante.

E' prevista dunque la costruzione del fabbricato GA2 su Boschetto concepito per il contenimento di apparecchiature tecnologiche destinate al comando, controllo / sicurezza della circolazione ferroviaria nella tratta in oggetto, nel Comune di Novara.

La parte trattata in questa relazione si limita ai seguenti argomenti :

- Individuazione dell'area su cui dovrà essere realizzato il fabbricato tecnologico.
- Descrizione dello stato di fatto e delle preesistenze dei vari siti
- Descrizione delle opere principali / accessorie riconducibili alle OO.CC, inclusi i piazzali di pertinenza.

Per i fabbricati la progettazione si è attenuta alle seguenti linee guida generali.

- a) Tutte le aree individuate per la costruzione dei nuovi fabbricati e delle cabine di consegna sono state ricercate in via prioritaria in ambiti di proprietà Rete Ferrovia Italiana S.p.A.
- b) Tutte le aree sono state concordate con la Committenza e, se interne alla proprietà ferroviaria, ricadono fuori da perimetri interessati da Scissioni (Aree Scisse)
- c) Tutti i manufatti saranno posti ad una distanza maggiore o uguale a 5 m dai confini delle proprietà adiacenti.
- d) Tutti i manufatti sono stati progettati in ottemperanza alle normative internazionali (UNI-EN), nazionali (NTC 2018 etc.), regionali (Piemonte) e locali, dove applicabili (PRG, NTA, RE etc. del Comune di Novara) vigenti in materia, meglio richiamate nelle singole Relazioni di ciascuna disciplina specialistica coinvolta (Geologia, Idraulica, Strutture, etc.).
- e) Il fabbricato oggetto di questa relazione è derivato da una serie di edifici tipologici, ampiamente collaudati ed ulteriormente perfezionati durante la redazione di questo progetto.

	<p>NODO DI NOVARA. 1^ FASE PRG DI NOVARA BOSCHETTO</p> <p>BRETELLA MERCI E PRG BOSCHETTO</p> <p>FABBRICATI TECNOLOGICI – GA2 PP/ACC BOSCHETTO</p>												
<p>RELAZIONE DI CALCOLO</p>	<table border="1"> <thead> <tr> <th>PROGETTO</th> <th>LOTTO</th> <th>CODIFICA</th> <th>DOCUMENTO</th> <th>REV.</th> <th>FOGLIO</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>NM0Y</td> <td>01</td> <td>D 11 CL</td> <td>FA0200 001</td> <td>A</td> <td>5 DI 133</td> </tr> </tbody> </table>	PROGETTO	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO	NM0Y	01	D 11 CL	FA0200 001	A	5 DI 133
PROGETTO	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO								
NM0Y	01	D 11 CL	FA0200 001	A	5 DI 133								

2 NORMATIVA DI RIFERIMENTO

I calcoli e le disposizioni esecutive sono conformi alle norme attualmente in vigore e nel seguito elencate:

- D.M. Min. delle Infrastrutture e dei Trasporti del 17 Gennaio 2018 – Aggiornamento delle “Norme tecniche per le costruzioni”;
- CIRCOLARE 21 gennaio 2019, n. 7 C.S.LL.PP - Istruzioni per l’applicazione dell’«Aggiornamento delle “Norme tecniche per le costruzioni”» di cui al decreto ministeriale 17 gennaio 2018;
- UNI EN 206:2016 – “Calcestruzzo - Specificazione, prestazione, produzione e conformità”;
- UNI EN 11104:2016 – “Calcestruzzo - Specificazione. prestazione. produzione e conformità - Specificazioni complementari per l’applicazione della EN 206;
- UNI EN 1992-1-1:2015 “Eurocodice 2 - Progettazione delle strutture di calcestruzzo – Parte 1-1: Regole generali e regole per edifici”;
- UNI EN 1998-1:2013 “Eurocodice 8 - Progettazione delle strutture per la resistenza sismica - Parte 1: Regole generali, azioni sismiche e regole per gli edifici”;
- UNI EN 1998-5:2005 “Eurocodice 8 - Progettazione delle strutture per la resistenza sismica - Parte 5: Fondazioni, strutture di contenimento ed aspetti geotecnici”;
- RFI DTC SI MA IFS 001 C – Manuale di progettazione delle opere Civili;
- RFI DTC SI SP IFS 001 C – Capitolato Generale di Appalto delle Opere Civili.

	NODO DI NOVARA. 1^ FASE PRG DI NOVARA BOSCHETTO BRETELLA MERCI E PRG BOSCHETTO FABBRICATI TECNOLOGICI – GA2 PP/ACC BOSCHETTO					
	RELAZIONE DI CALCOLO	PROGETTO NM0Y	LOTTO 01	CODIFICA D 11 CL	DOCUMENTO FA0200 001	REV. A

3 CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

3.1 Calcestruzzo Strutture di Fondazione

Per la realizzazione della platea di fondazione si prevede l'utilizzo di calcestruzzo avente classe di resistenza C25/30 ($R_{ck} \geq 30 \text{ N/mm}^2$), che presenta le seguenti caratteristiche:

- Resistenza Caratteristica a Compressione (Cilindrica) $\rightarrow f_{ck} = 0,83 \times R_{ck} = 25 \text{ N/mm}^2$
- Classe di Esposizione $\rightarrow \text{XC2}$ (condizioni ambientali ordinarie)
- Classe di Consistenza $\rightarrow \text{S4/S5}$
- Resistenza Media a Compressione $\rightarrow f_{cm} = f_{ck} + 8 = 33 \text{ N/mm}^2$
- Modulo Elastico $\rightarrow E_{cm} = 22000 \times (f_{cm}/10)^{0,3} = 31.475 \text{ N/mm}^2$
- Coefficiente di Sicurezza $\rightarrow \gamma_c = 1,5$
- Resistenza di Calcolo a Compressione $\rightarrow f_{cd} = \alpha_{cc} \times f_{ck} / \gamma_c = 14,17 \text{ N/mm}^2$
- Resistenza a Trazione Media $\rightarrow f_{ctm} = 0,30 \times f_{ck}^{2/3} = 2,56 \text{ N/mm}^2$
- Resistenza a Trazione $\rightarrow f_{ctk} = 0,7 \times f_{ctm} = 1,80 \text{ N/mm}^2$
- Resistenza a Trazione di Calcolo $\rightarrow f_{ctd} = f_{ctk} / \gamma_c = 1,20 \text{ N/mm}^2$
- Resistenza a Compressione (Comb. Rara) $\rightarrow \sigma_c = 0,60 \times f_{ck} = 15,00 \text{ N/mm}^2$
- Resistenza a Compressione (Comb. Quasi Permanente) $\rightarrow \sigma_c = 0,45 \times f_{ck} = 11,25 \text{ N/mm}^2$
- Resistenza tangenziale caratteristica di aderenza $\rightarrow f_{bk} = 2,25 \eta_1 \eta_2 f_{ctk} = 2,82 \text{ N/mm}^2$
- Resistenza tangenziale di aderenza di calcolo $\rightarrow f_{bd} = f_{bk} / \gamma_c = 1,88 \text{ N/mm}^2$
- Deformazione Ultima a Rottura $\rightarrow \varepsilon_{cu} = 0,0035$

Per gli elementi strutturali della fondazione si assume un copriferro di 40 mm (valutato al netto della staffa).

Per quanto riguarda la scelta degli stati limite di fessurazione, si fa riferimento a quanto riportato nella Tabella 4.1.IV delle NTC 2018, assumendo di trovarsi in condizioni ambientali ordinarie (vedi Tab. 4.1.III NTC 2018) con armatura poco sensibile; i limiti adottati per la verifica nei confronti di tale stato limite sono riportati di seguito:

- Combinazione delle Azioni Frequente $\rightarrow w_d \leq w_3 = 0,4 \text{ mm}$
- Combinazione delle Azioni Quasi Permanente $\rightarrow w_d \leq w_2 = 0,3 \text{ mm}$

	NODO DI NOVARA. 1^ FASE PRG DI NOVARA BOSCHETTO BRETELLA MERCI E PRG BOSCHETTO FABBRICATI TECNOLOGICI – GA2 PP/ACC BOSCHETTO					
	RELAZIONE DI CALCOLO	PROGETTO NM0Y	LOTTO 01	CODIFICA D 11 CL	DOCUMENTO FA0200 001	REV. A

3.2 Calcestruzzo Strutture in Elevazione

Per la realizzazione della struttura in elevazione si prevede l'utilizzo di calcestruzzo avente classe di resistenza C30/37 ($R_{ck} \geq 37 \text{ N/mm}^2$), che presenta le seguenti caratteristiche:

- Resistenza Caratteristica a Compressione (Cilindrica) → $f_{ck} = 0,83 \times R_{ck} = 30 \text{ N/mm}^2$
- Classe di Esposizione → XC3 (condizioni ambientali ordinarie)
- Classe di Consistenza → S4
- Resistenza Media a Compressione → $f_{cm} = f_{ck} + 8 = 38 \text{ N/mm}^2$
- Modulo Elastico → $E_{cm} = 22000 \times (f_{cm}/10)^{0,3} = 33.019 \text{ N/mm}^2$
- Coefficiente di Sicurezza → $\gamma_c = 1,5$
- Resistenza di Calcolo a Compressione → $f_{cd} = \alpha_{cc} \times f_{ck} / \gamma_c = 17,40 \text{ N/mm}^2$
- Resistenza a Trazione Media → $f_{ctm} = 0,30 \times f_{ck}^{2/3} = 2,94 \text{ N/mm}^2$
- Resistenza a Trazione → $f_{ctk} = 0,7 \times f_{ctm} = 2,06 \text{ N/mm}^2$
- Resistenza a Trazione di Calcolo → $f_{ctd} = f_{ctk} / \gamma_c = 1,37 \text{ N/mm}^2$
- Resistenza a Compressione (Comb. Rara) → $\sigma_c = 0,60 \times f_{ck} = 18,43 \text{ N/mm}^2$
- Resistenza a Compressione (Comb. Quasi Permanente) → $\sigma_c = 0,45 \times f_{ck} = 13,82 \text{ N/mm}^2$
- Resistenza tangenziale caratteristica di aderenza → $f_{bk} = 2,25 \eta_1 \eta_2 f_{ctk} = 3,24 \text{ N/mm}^2$
- Resistenza tangenziale di aderenza di calcolo → $f_{bd} = f_{bk} / \gamma_c = 2,16 \text{ N/mm}^2$
- Deformazione Ultima a Rottura → $\varepsilon_{cu} = 0,0035$

Per gli elementi della struttura in elevazione si assume un copriferro di 30 mm (valutato al netto della staffa).

Per quanto riguarda la scelta degli stati limite di fessurazione, si fa riferimento a quanto riportato nella Tabella 4.1.IV delle NTC 2018, assumendo di trovarsi in condizioni ambientali ordinarie (vedi Tab. 4.1.III NTC 2018) con armatura poco sensibile; i limiti adottati per la verifica nei confronti di tale stato limite sono riportati di seguito:

- Combinazione delle Azioni Frequente → $w_d \leq w_3 = 0,4 \text{ mm}$
- Combinazione delle Azioni Quasi Permanente → $w_d \leq w_2 = 0,3 \text{ mm}$



NODO DI NOVARA. 1^ FASE PRG DI NOVARA BOSCHETTO

BRETELLA MERCI E PRG BOSCHETTO

FABBRICATI TECNOLOGICI – GA2 PP/ACC BOSCHETTO

RELAZIONE DI CALCOLO

PROGETTO	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NM0Y	01	D 11 CL	FA0200 001	A	8 DI 133

3.3 Acciaio da c.a.

Barre B450C

- Tensione di snervamento caratteristica $\rightarrow f_{yk} \geq 450 \text{ N/mm}^2$
- Tensione caratteristica a rottura $\rightarrow f_{tk} \geq 540 \text{ N/mm}^2$
- Fattore di sicurezza acciaio $\rightarrow \gamma_s = 1,15$
- Resistenza a trazione di calcolo $\rightarrow f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s = 391 \text{ N/mm}^2$
- Resistenza a Trazione (Comb. Rara) $\rightarrow \sigma_s = 0,80 \times f_{yk} = 360,00 \text{ N/mm}^2$
- Modulo Elastico $\rightarrow E_a = 210.000 \text{ N/mm}^2$
- Deformazione di Snervamento di Progetto $\rightarrow \varepsilon_{yd} = 0,0019$
- Densità $\rightarrow \rho = 7.850 \text{ kg/m}^3$

	NODO DI NOVARA. 1^ FASE PRG DI NOVARA BOSCHETTO BRETELLA MERCI E PRG BOSCHETTO FABBRICATI TECNOLOGICI – GA2 PP/ACC BOSCHETTO					
	RELAZIONE DI CALCOLO	PROGETTO NM0Y	LOTTO 01	CODIFICA D 11 CL	DOCUMENTO FA0200 001	REV. A

4 DESCRIZIONE DELL'INTERVENTO

Per la realizzazione del nuovo Fabbricato Tecnologico FA02 è stata individuata un'area lungo linea, collocato a nord-ovest subito a ridosso dell'ingresso dei treni al fascio Autostrada Viaggiante.

Per l'edificio si prevede una struttura intelaiata in cemento armato che si sviluppa su un solo piano fuori terra. Esso ha dimensione rettangolare in pianta di circa 58,30x6,30 m ed è caratterizzato da una copertura a capanna la cui altezza massima in corrispondenza del colmo è circa pari a 4,60 m.

Nel complesso la struttura è costituita da 8 telai in cemento armato di larghezza pari a 6 m e interasse di 4,80 m. Gli elementi strutturali verticali di ciascun telaio sono due pilastri di sezione 30x60 cm, mentre in sommità è presente una capriata triangolare in cemento armato, costituita da due correnti superiori di 30x25 cm, ricalati rispetto allo spessore del solaio di copertura, e un tirante inferiore di 30x30 cm. Le travi di bordo che collegano i vari telai hanno sezione estradossata di 30x59 cm mentre la trave di colmo ha una sezione di forma convessa pentagonale di dimensioni principali 40x32 cm, ricalata dai solai.

Questi ultimi, orditi parallelamente alla pendenza della falda di copertura, sono realizzati con lastre parzialmente prefabbricate di tipo predalle, con blocchi di alleggerimento in polistirolo e getto di completamento realizzato in opera. Vista l'esiguità dei carichi che interessano la copertura e la ridotta luce di calcolo, non è prevista soletta superiore di ripartizione dei carichi per il solaio, il cui spessore totale è di 16 cm (12+4).

La fondazione è realizzata con una platea di 30 cm di spessore, caratterizzata da nervature laterali alte 95 cm rispetto all'estradosso della fondazione.

Le tamponature esterne sono realizzate con blocchi forati di spessore pari a 30 cm posti in asse ai pilastri del fabbricato, intonacati internamente e rivestiti esternamente con uno strato coibente in EPS di 10 cm di spessore, protetto da un ulteriore strato di forati da 8 cm a loro volta intonacati sull'esterno.

La pavimentazione interna nella maggior parte dei locali è realizzata con un pavimento flottante con plenum di 60 cm, poggiato su una soletta di ripartizione di 5 cm posta al di sopra di uno strato di XPS ad alta densità di 8 cm; questo a sua volta è posto su un vespaio aerato costituito da igloo di 27 cm e soletta in c.a. di 5 cm armata con rete elettrosaldata.

All'interno dei Locali WC il solaio controterra è invece costituito da un pavimento da piastrelle in gres con allettamento in calcestruzzo alleggerito e massetto portaimpanti in argilla espansa o perlite, per uno spessore totale di 15 cm, posto su un vespaio aerato costituito da igloo di 40 cm e soletta in c.a. di 5 cm armata con rete elettrosaldata; questo a sua volta poggia su una soletta di ripartizione di 5 cm posta sopra uno strato isolante in XPS ad alta densità di spessore 8 cm e su un vespaio aerato costituito da igloo di 27 cm e soletta in c.a. di 5 cm armata con rete elettrosaldata.

All'interno dei Locali Trasformatori infine il solaio controterra è costituito da un doppio vespaio aerato realizzato da elementi del tipo ad igloo; in particolare, superiormente è previsto un vespaio aerato costituito da igloo di 50 cm e soletta in c.a. spessa 7 cm armata con rete elettrosaldata, poggiante su una seconda soletta in c.a. di spessore 5 cm armata anch'essa con rete elettrosaldata, a sua volta posta sopra il secondo strato di igloo, alti 35 cm e completati da una soletta in c.a. di 5 cm armata con rete elettrosaldata.

In adiacenza al fabbricato è prevista la collocazione del Gruppo Elettrogeno e del corrispondente serbatoio. Per la trattazione delle caratteristiche specifiche e del dimensionamento della vasca interrata contenente il serbatoio del GE si rimanda ai documenti specifici.

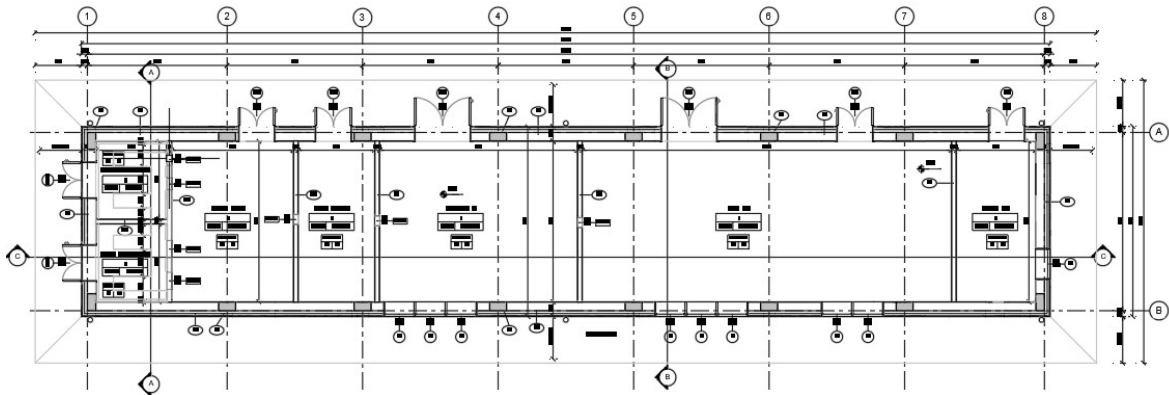


Figura 4.1 – Pianta Architettonica Piano Terra

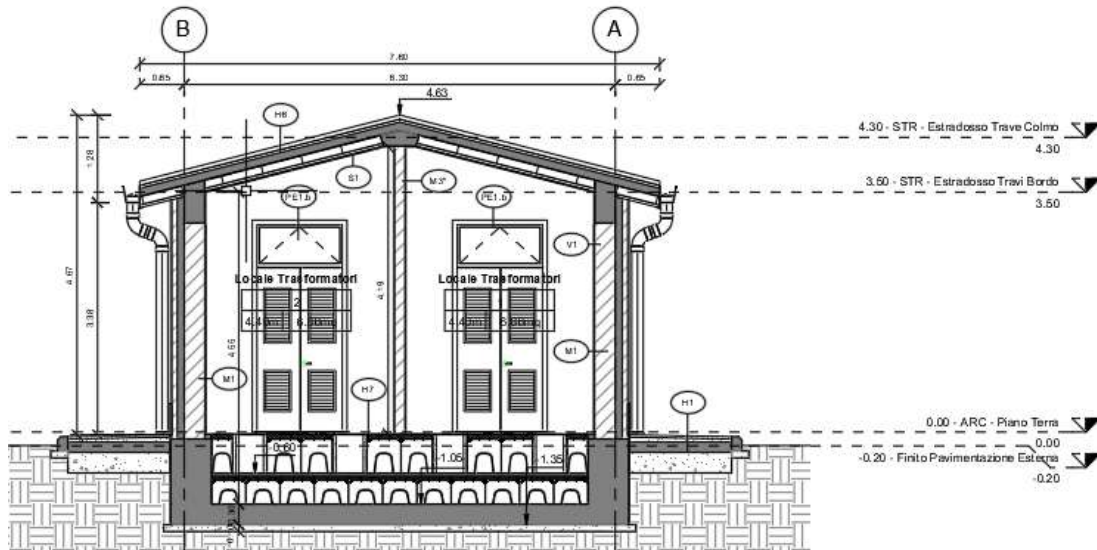


Figura 4.2 – Sezione A – A

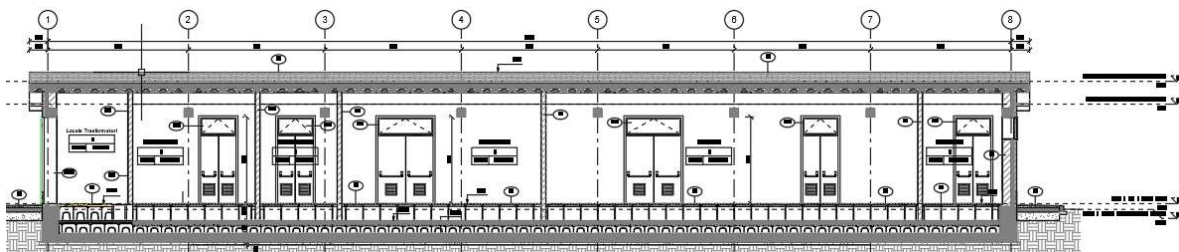


Figura 4.3 – Sezione C – C

	NODO DI NOVARA. 1^ FASE PRG DI NOVARA BOSCHETTO BRETELLA MERCI E PRG BOSCHETTO FABBRICATI TECNOLOGICI – GA2 PP/ACC BOSCHETTO					
	RELAZIONE DI CALCOLO	PROGETTO NMOY	LOTTO 01	CODIFICA D 11 CL	DOCUMENTO FA0200 001	REV. A

5 MODELLAZIONE DELLA STRUTTURA

L'analisi della struttura è condotta con il programma agli elementi finiti SAP2000 versione 20.2.0, seguendo quanto specificato dalle NTC 2018 al § 7.2.6.

In particolare, vengono realizzati due distinti modelli agli elementi finiti per l'individuazione delle sollecitazioni che interessano rispettivamente la struttura in elevazione e le fondazioni del fabbricato.

Per individuare le sollecitazioni che interessano gli elementi della struttura in elevazione, viene realizzato un modello tridimensionale in cui sono inseriti gli elementi strutturali principali (travi e pilastri modellati con elementi finiti monodimensionali tipo *frame*). In questo modello la fondazione non è rappresentata e i pilastri sono vincolati alla base con un vincolo di tipo incastro. Le tamponature e i solai non vengono modellati direttamente, ma sono rappresentati unicamente in termini di massa; dal momento che per il solaio di copertura non è prevista la realizzazione di una soletta di ripartizione dei carichi, nel modello non viene inserito alcun vincolo di piano rigido (*Diaphragm Constraint*) in corrispondenza del solaio di copertura (vedi NTC 2018 al § 7.2.6).

Secondo quanto suggerito dalle NTC 2018 al § 7.2.6, per tener conto della fessurazione dei materiali fragili, la rigidezza flessionale e a taglio degli elementi in cemento armato può essere abbattuta fino al 50%. Nel modello realizzato su SAP2000, si abbatte dunque il modulo di rigidezza di tutti gli elementi strutturali della metà ($E_{prog} = 0,50 * E_{cls}$).

Data la natura monodimensionale degli elementi *frame*, nei collegamenti non viene tenuto conto degli effettivi ingombri degli elementi strutturali, che hanno una lunghezza reale inferiore alla distanza fra i loro nodi estremali nello schema di calcolo. È possibile risolvere questo problema assegnando a questi elementi dei *End (Length) Offset* che consentono di identificare un tratto di rigidezza infinita intorno a ogni nodo, la cui lunghezza è calcolata in automatico dal software, sulla base della geometria degli elementi che si intersecano nel nodo stesso. In questo modo i valori massimi delle sollecitazioni delle travi in corrispondenza degli appoggi non vengono letti esattamente in asse al nodo ma a una distanza che corrisponde a metà dell'altezza della sezione del pilastro convergente nel nodo stesso.

Nel secondo modello viene invece rappresentata la platea di fondazione con le nervature di bordo, modellate con elementi tipo *shell* e poggiate su suolo elastico la cui costante di Winkler è assunta pari a $k_v = 4.000 \text{ kN/m}^3$ in direzione verticale e $k_h = 1.500 \text{ kN/m}^3$ in direzione orizzontale, cautelativamente rispetto alle indicazioni contenute nella "Relazione Geotecnica" relativa al Fabbricato.

Su tale platea, oltre ai carichi agenti al piano terra del fabbricato, vengono applicate anche le reazioni di base dei pilastri ottenute dal modello della struttura in elevazione per ognuna delle combinazioni di carico considerate, cambiate di segno. Tenendo conto delle indicazioni riportate al § 7.2.5 delle NTC 2018, le azioni trasmesse dalla struttura in elevazione in combinazione sismica sono amplificate di un $\gamma_{Rd} = 1,1$, assumendo che la struttura si trovi in Classe di Duttilità Bassa (vedi § 7.8).

Una volta lanciata l'analisi, ognuno dei due modelli può essere direttamente esportato nel software VIS di CSI, all'interno del quale vengono eseguite le verifiche di resistenza agli stati limite ultimi e il controllo tensione e fessurazione per gli stati limite di esercizio.

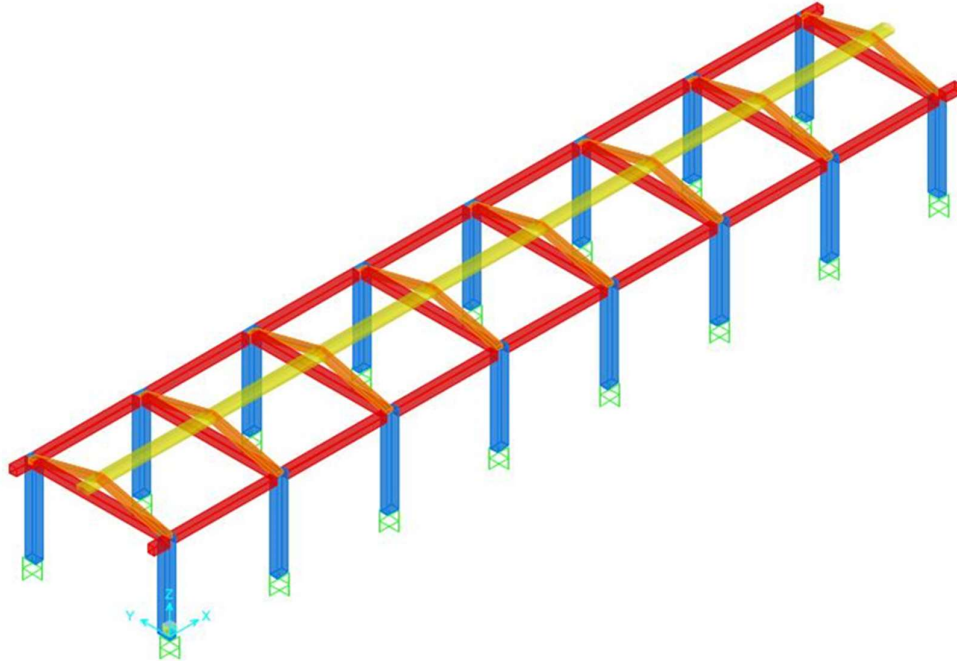


Figura 5.1 - Vista assonometrica modello struttura in elevazione - elementi estrusi

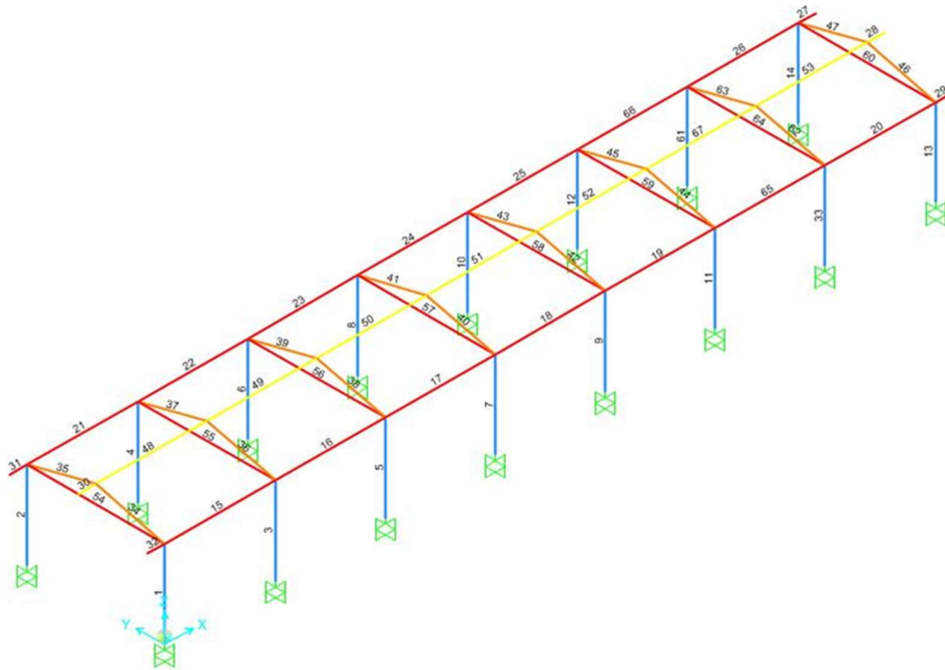


Figura 5.2 – Vista assonometrica modello struttura in elevazione - numerazione elementi frame

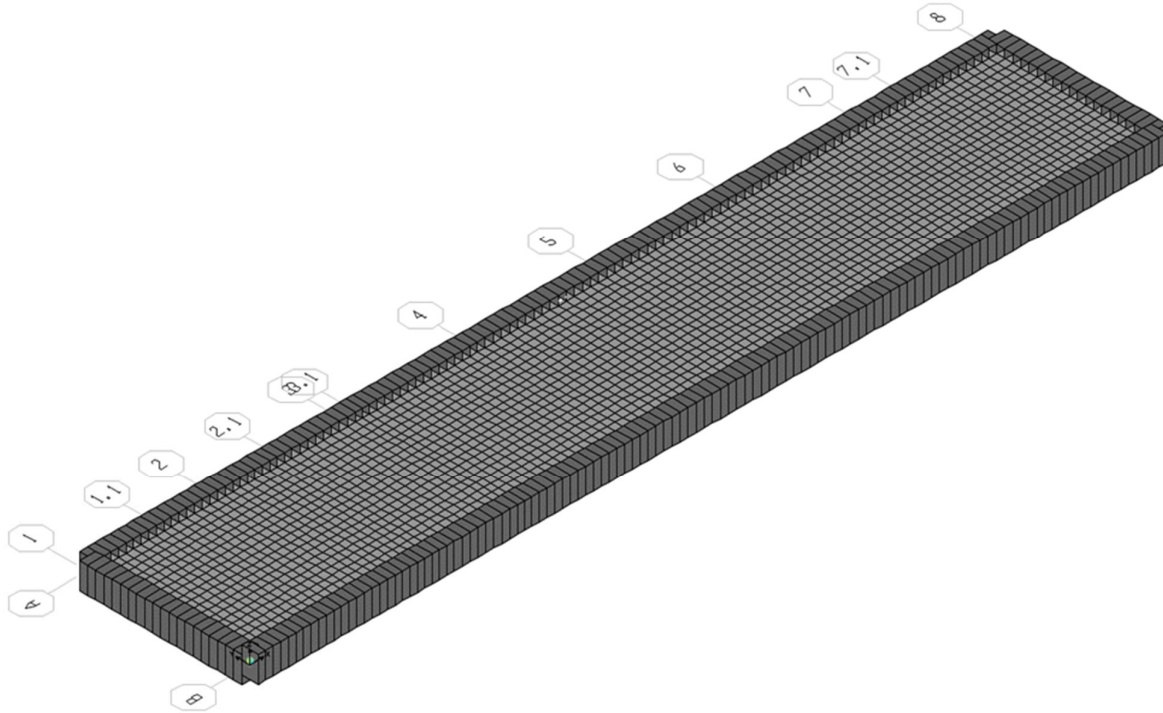


Figura 5.3 – Vista in pianta modello platea di fondazione

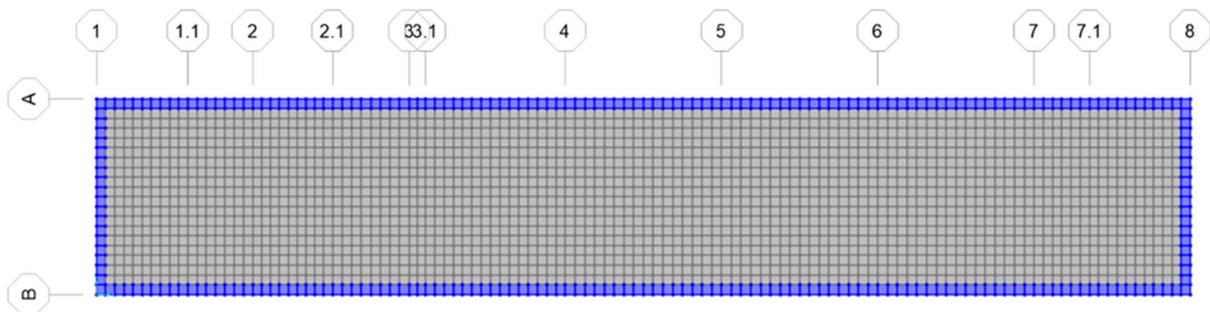


Figura 5.4 – Pianta del modello di analisi della platea di fondazione – numerazione elementi shell



NODO DI NOVARA. 1^ FASE PRG DI NOVARA BOSCHETTO
BRETELLA MERCI E PRG BOSCHETTO
 FABBRICATI TECNOLOGICI – GA2 PP/ACC BOSCHETTO

RELAZIONE DI CALCOLO

PROGETTO LOTTO CODIFICA DOCUMENTO REV. FOGLIO
 NMOY 01 D 11 CL FA0200 001 A 14 DI 133

6 ANALISI MODALE

L'analisi modale consente di individuare i modi propri di vibrare della struttura, indipendentemente dalle forzanti che agiscono sulla stessa. Essa permette inoltre di conoscere, per ogni modo di vibrare della struttura, il periodo e la massa partecipante, ovvero la percentuale di massa attivata nella i-esima forma modale. Per una corretta progettazione sismica sono desiderabili periodi di vibrazione piuttosto bassi (tra 0,4 e 2 secondi); inoltre, è auspicabile che le prime tre forme modali siano quanto più possibile “pure”: in particolare, idealmente, le prime due forme modali dovrebbero essere di traslazione, e la terza di rotazione. La condizione di forma traslazionale in direzione Ux o Uy si realizza quando si ha una massa partecipante nella data direzione Ux o Uy maggiore del 70% e una massa attivata nella rotazione Rz pressoché nulla. Al contrario, la condizione di forma puramente rotazionale si verifica quando le masse attivate nella traslazione Ux e Uy sono trascurabili e si ha una percentuale superiore al 70% di massa attivata nella rotazione Rz.

Secondo quanto riportato al § 7.3.3 delle NTC 2018, 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 comunque un numero di modi la cui massa partecipante totale sia superiore all'85%.

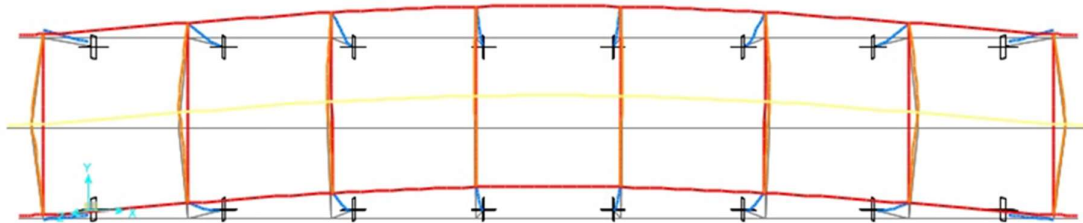
Si riportano di seguito la tabella riassuntiva di periodo e masse partecipanti relative ai primi 9 modi di vibrare e le immagini relative ai primi tre modi di vibrare della struttura.

OutputCase	StepType	StepNum	Period	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ	RZ	SumRZ
Text	Text	Unitless	Sec	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless
MODAL	Mode	1	0,32	0,00%	79,95%	0,00%	0,00%	79,95%	0,00%	0,00%	0,00%
MODAL	Mode	2	0,28	0,00%	0,00%	0,00%	0,00%	79,95%	0,00%	55,52%	55,52%
MODAL	Mode	3	0,24	59,39%	0,00%	0,00%	59,39%	79,95%	0,00%	0,00%	55,52%
MODAL	Mode	4	0,24	0,00%	9,96%	0,00%	59,39%	89,92%	0,00%	0,00%	55,52%
MODAL	Mode	5	0,20	0,00%	0,00%	0,00%	59,39%	89,92%	0,00%	19,34%	74,85%
MODAL	Mode	6	0,17	0,00%	6,12%	0,00%	59,39%	96,04%	0,00%	0,00%	74,85%
MODAL	Mode	7	0,15	0,00%	0,00%	0,00%	59,39%	96,04%	0,00%	19,65%	94,50%
MODAL	Mode	8	0,14	0,00%	3,96%	0,00%	59,39%	100,00%	0,00%	0,00%	94,50%
MODAL	Mode	9	0,14	0,00%	0,00%	0,00%	59,39%	100,00%	0,00%	3,35%	97,85%
MODAL	Mode	10	0,11	0,00%	0,00%	0,00%	59,39%	100,00%	0,00%	2,15%	100,00%
MODAL	Mode	11	0,11	40,58%	0,00%	0,00%	99,96%	100,00%	0,00%	0,00%	100,00%

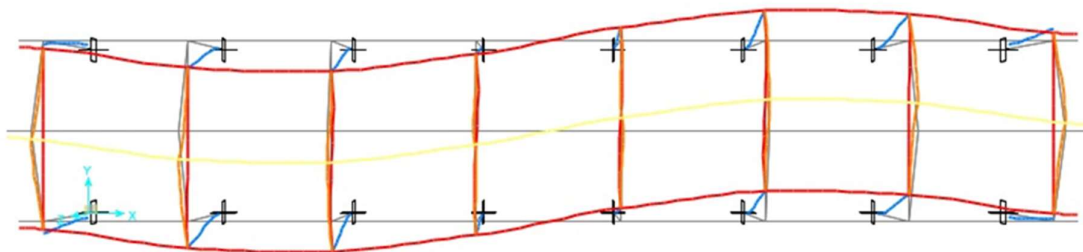
RELAZIONE DI CALCOLO

PROGETTO	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NM0Y	01	D 11 CL	FA0200 001	A	15 DI 133

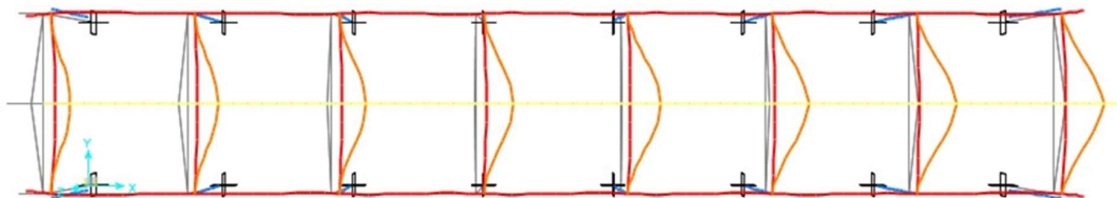
Deformed Shape (MODAL) - Mode 1; T = 0,31629; f = 3,16167



Deformed Shape (MODAL) - Mode 2; T = 0,28188; f = 3,54767



Deformed Shape (MODAL) - Mode 3; T = 0,24002; f = 4,16631



	NODO DI NOVARA. 1^ FASE PRG DI NOVARA BOSCHETTO BRETELLA MERCI E PRG BOSCHETTO FABBRICATI TECNOLOGICI – GA2 PP/ACC BOSCHETTO					
	RELAZIONE DI CALCOLO	PROGETTO NM0Y	LOTTO 01	CODIFICA D 11 CL	DOCUMENTO FA0200 001	REV. A

7 ANALISI DEI CARICHI

Come prescritto dalle NTC 2018, sono state considerate agenti sulla struttura diverse condizioni di carico elementari, combinate tra loro in modo da determinare gli effetti più sfavorevoli ai fini delle verifiche dei singoli elementi strutturali.

Per il calcolo delle sollecitazioni sugli elementi strutturali è stato impiegato il programma di calcolo SAP2000.

7.1 Peso Proprio degli Elementi Strutturali

Il peso degli elementi strutturali modellati (travi, pilastri) viene calcolato automaticamente dal programma di calcolo utilizzato, assumendo $\gamma_{cls} = 25 \text{ kN/m}^3$.

Il solaio di copertura viene realizzato con lastre prefabbricate di tipo predalle, le cui caratteristiche sono riportate nella tabella seguente. Come già detto, non è prevista soletta superiore di ripartizione dei carichi.

Tipologia Solaio	Spessore Strati [cm]	Spessore Totale [cm]	Peso Solaio – G_1 [kN/m ²]
Solaio di Copertura	(12+4)	16	2,00

7.2 Carichi Permanenti Non Strutturali

- Tamponatura Esterna M1

Descrizione	Spessore [cm]	Densità [kg/m ³]	Carico – G_2 [kN/m ²]
Intonaco e tinteggiatura	2,0	1.400	0,28
Blocco in Termolaterizio tipo Poroton	8,0	760	0,61
Isolamento EPS	10,0	18	0,02
Blocco in Termolaterizio tipo Poroton	30,0	760	2,28
Intonaco civile liscio	1,5	1.400	0,21
TOTALE	51,5		3,40

Considerando che l'altezza dell'edificio all'intradosso della trave di bordo e dei correnti inferiori delle capriate triangolari è $H_{int} = 3,15 \text{ m}$, il carico agente sui cordoli laterali della fondazione può essere in definitiva assunto pari a:

$$G_{2_Tamp} = 10,70 \text{ kN/m}$$



NODO DI NOVARA. 1^ FASE PRG DI NOVARA BOSCHETTO

BRETELLA MERCI E PRG BOSCHETTO

FABBRICATI TECNOLOGICI – GA2 PP/ACC BOSCHETTO

RELAZIONE DI CALCOLO

PROGETTO	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NM0Y	01	D 11 CL	FA0200 001	A	17 DI 133

- Solaio di Fondazione

Sulla platea di fondazione sono previste tre tipologie di pacchetti di finitura, in funzione delle diverse destinazioni d'uso dei locali, come descritto nelle tabelle seguenti:

H2 - SOLAIO A TERRA PAVIMENTO GALLEGGIANTE E IGLOO

Descrizione	Spessore [cm]	Densità [kg/m ³]	Carico – G ₂ [kN/m ²]
Pavimento Galleggiante	60		0,80
Soletta in c.a.	5	2.500	1,25
Foglio separatore in polietilene			
Isolamento XPS	8	50	0,04
Soletta c.a.	5	2.500	1,25
Intercapedine cupolex	27		0,04
Incidenza Tramezzi			2,00
TOTALE	105		5,38

H3 - SOLAIO A TERRA LOCALI SPOGLIATOIO E WC

Descrizione	Spessore [cm]	Densità [kg/m ³]	Carico – G ₂ [kN/m ²]
Pavimento in Gres Porcellanato	3	2.300	0,69
Massetto di posa Pavimentazione	4	1.200	0,48
Massetto alleggerito in argilla espansa o perlite	8	1.200	0,96
Soletta c.a.	5	2.500	1,25
Intercapedine cupolex NON Aerata	40		0,06
Soletta c.a.	5	2.500	1,25
Foglio separatore in polietilene			
Isolamento XPS	8	50	0,04
Soletta c.a.	5	2.500	1,25
Intercapedine cupolex	27		0,04
Incidenza Tramezzi			2,00
TOTALE	105		8,02



NODO DI NOVARA. 1^ FASE PRG DI NOVARA BOSCHETTO
BRETELLA MERCI E PRG BOSCHETTO
 FABBRICATI TECNOLOGICI – GA2 PP/ACC BOSCHETTO

RELAZIONE DI CALCOLO

PROGETTO LOTTO CODIFICA DOCUMENTO REV. FOGLIO
 NMOY 01 D 11 CL FA0200 001 A 18 DI 133

H7 - SOLAIO A TERRA LOCALI TRASFORMATORI

Descrizione	Spessore [cm]	Densità [kg/m ³]	Carico – G ₂ [kN/m ²]
Soletta in c.a.	7	2.500	1,75
Intercapedine cupolex NON Aerata	50		0,05
Soletta c.a.	5	2.500	1,25
Foglio separatore in polietilene			
Soletta c.a.	5	2.500	1,25
Intercapedine cupolex	35		0,05
Incidenza Tramezzi			2,00
TOTALE	103		6,36

- Solaio di Copertura

I carichi associati alle finiture di copertura sono riassunti nella tabella seguente:

H6 - SOLAIO COPERTURA

Descrizione	Spessore [cm]	Densità [kg/m ³]	Carico – G ₂ [kN/m ²]
Manto di copertura in tegole di laterizio	1,5		0,52
Guaina Impermeabilizzante	0,2	219	0,00
Massetto in cls alleggerito	4	1.200	0,48
Isolamento in XPS	12	50	0,06
TOTALE	17,7		1,06

7.3 Carichi Variabili

	Categoria	Denominazione	Q _k [kN/m ²]
Solaio di Copertura	Categoria H1 - Coperture Accessibili per sola Manutenzione	Q _H	0,5
Solaio di Fondazione	Cat. E2 - Ambienti ad uso industriale da valutarsi caso per caso – LOCALE CENTRALINA IS E BATTERIE	Q _{SIAP} Q _{Batterie}	18
	Cat. E2 - Ambienti ad uso industriale da valutarsi caso per caso – LOCALI TRASFORMATORI	Q _{Trasformatori}	30
	Cat. E2 - Ambienti ad uso industriale da valutarsi caso per caso – TUTTI GLI ALTRI AMBIENTI	Q _{ACC} Q _{TLC} Q _{UM} Q _{Cabina_MT/BT}	10
	Cat. E2 - Ambienti ad uso industriale da valutarsi caso per caso – Locale WC	Q _{WC}	4

	NODO DI NOVARA. 1^ FASE PRG DI NOVARA BOSCHETTO BRETELLA MERCI E PRG BOSCHETTO FABBRICATI TECNOLOGICI – GA2 PP/ACC BOSCHETTO				
	RELAZIONE DI CALCOLO	PROGETTO NM0Y	LOTTO 01	CODIFICA DOCUMENTO D 11 CL FA0200 001	REV. A

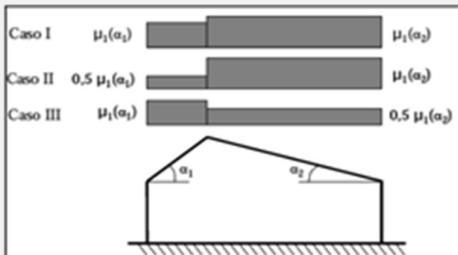
7.4 Azione della Neve

L'azione della neve è stata valutata in conformità alle prescrizioni contenute nelle NTC 2018. Di seguito viene riportato il dettaglio del calcolo.

Regione: Piemonte

Provincia: Novara

Comune: Novara

CALCOLO AZIONE DELLA NEVE - NTC 2018 §3.4					
<i>Caratteristiche del Sito</i>	Zona	NTC 2018 §3.4.2		II	
	Altitudine s.l.m.		as =	162	m
	Valore di riferimento del carico neve al suolo $q_{sk} = 1,50 \text{ kN/m}^2$, $as \leq 200 \text{ m s.l.m.}$ $q_{sk} = 1,35 [1+(as/481)^2] \text{ kN/m}^2$, $as > 200 \text{ m s.l.m.}$		q_{sk} =	1,50	kN/m²
<i>Coefficiente di esposizione</i>		NTC 2018 §3.4.4 Tab. 3.4.I	C_E =	1	
<i>Coefficiente Termico</i>		NTC 2018 §3.4.5	C_t =	1	
<i>Coefficiente di Forma</i>	Angolo di Inclinazione della Falda	NTC 2018 §3.4.3	α	12	°
			$\mu_1(\alpha)$	0,8	
			$0,5 * \mu_1(\alpha)$	0,4	
					

Per considerare le condizioni più gravose indotte dal carico neve sui diversi elementi strutturali, si fa riferimento ai tre casi descritti nella figura soprastante.

Carico Neve $Qk_{\text{Neve}} = \mu_1(\alpha) q_{sk} c_E c_t = 1,20 \text{ kN/m}^2$

Caso I – Caso II Falda II – Caso III Falda I

$Qk_{\text{Neve}} = 0,5 \mu_1(\alpha) q_{sk} c_E c_t = 0,60 \text{ kN/m}^2$

Caso II Falda I - Caso III Falda II

	NODO DI NOVARA. 1^ FASE PRG DI NOVARA BOSCHETTO BRETELLA MERCI E PRG BOSCHETTO FABBRICATI TECNOLOGICI – GA2 PP/ACC BOSCHETTO				
	RELAZIONE DI CALCOLO	PROGETTO NM0Y	LOTTO 01	CODIFICA DOCUMENTO D 11 CL FA0200 001	REV. A

7.5 Azione del Vento

L'azione del vento è stata valutata in conformità con le prescrizioni contenute nelle NTC 2018. Di seguito viene riportato il dettaglio del calcolo.

Regione: Piemonte

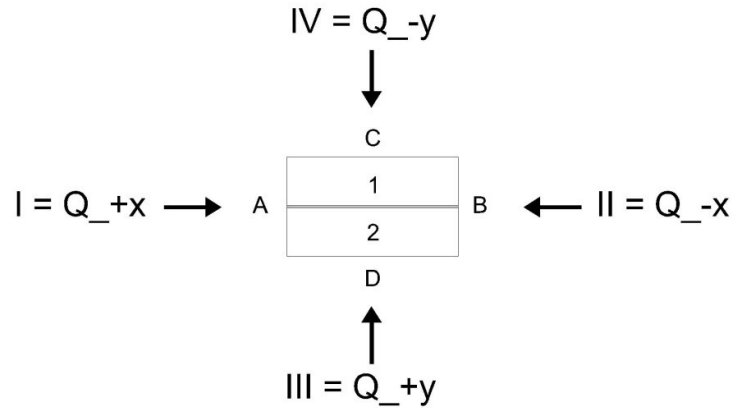
Provincia: Novara

Comune: Novara

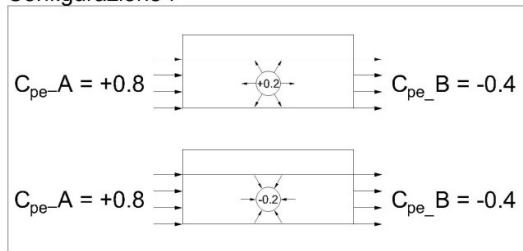
CALCOLO AZIONE DEL VENTO - NTC §3.3						
<i>Velocità base di riferimento</i>	Zona	NTC 2018	tab. 3.3.I		1	
	Altitudine s.l.m.			$a_s =$	162 m	
			NTC 2018	tab. 3.3.I	$a_0 =$	1.000 m
			NTC 2018	tab. 3.3.I	$v_{b,0} =$	25 m/s
			NTC 2018	tab. 3.3.I	$k_s =$	0,40
Coefficiente di Altitudine	NTC 2018	§3.3.1	c_a	1,00		
$c_a = 1$	$a_s \leq a_0$					
$c_a = 1 + k_s \cdot (a_s/a_0 - 1)$	$a_0 < a_s < 1500$ m					
Velocità Base di Riferimento						
10 m dal suolo, 10 min., cat. II, 50 anni				$v_b = v_{b,0} \cdot c_a =$	25 m/s	
<i>Velocità di riferimento</i>	Periodo di riferimento	NTC 2018	§3.3.2	$T_r =$	50 anni	
	Coefficiente di ritorno	NTC 2018	§3.3.2	$c_r =$	1,00	
	Velocità di riferimento	NTC 2018	§3.3.2	$v_r = v_b \cdot c_r =$	25,02 m/s	
<i>Pressione del vento</i>	Pressione cinetica di riferimento	NTC 2018	§3.3.6	$q_r(v_r) =$	390,6 N/m ²	
	$p = q_r \cdot c_e \cdot c_p \cdot c_d$					
<i>Coefficiente di esposizione</i>	Classe di rugosità del terreno	NTC 2018	tab. 3.3.III		B	
	<i>Terra oltre 30km e h<500m</i>					
	Categoria di esposizione del sito:	NTC 2018	fig. 3.3.2		IV	
		NTC 2018	tab. 3.3.II	$k_r =$	0,22	
		NTC 2018	tab. 3.3.II	$z_0 =$	0,30 m	
		NTC 2018	tab. 3.3.II	$z_{min} =$	8,00 m	
	Coefficiente topografico	NTC 2018	§3.3.7	$c_t =$	1,00	
	Coefficiente di esposizione a z_{min}	NTC 2018	§3.3.7			
	$c_e(z) = k_r^2 \cdot c_t \cdot \ln(z/z_0) \cdot [7 + c_t \cdot \ln(z/z_0)]$	$z \geq z_{min}$				
	$c_e(z) = c_e(z_{min})$	$z < z_{min}$		$c_e(z_{min}) =$	1,63	
<i>Coefficiente dinamico</i>	Coefficiente dinamico	NTC 2018	§3.3.9	$c_d =$	1,0	
<i>Coefficiente di pressione</i>	Coefficiente di Pressione Sopravento	NTC 2018	§3.3.8	C_{pe}	±0,8	
	Coefficiente di Pressione Sottovento			C_{pi}	±0,2	
				C_p	1,00	

Pressione di calcolo $p(z_{min}) = q_b c_e c_p c_d = 637,33 \text{ N/m}^2$

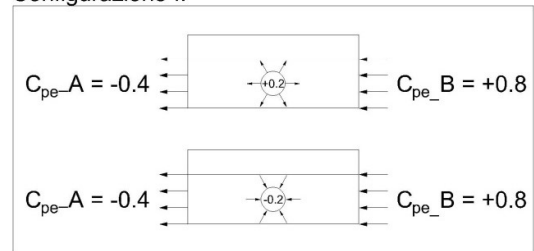
Per considerare le condizioni più gravose indotte dal carico vento sui diversi elementi strutturali, si fa riferimento alle configurazioni riportate nella figura seguente, che considerano 4 scenari a seconda che il vento spiri in direzione $\pm X$ o $\pm Y$ e per ciascuno di essi valutano le differenti combinazioni possibili di Coefficiente di Forma interno e esterno su ogni facciata lambita.



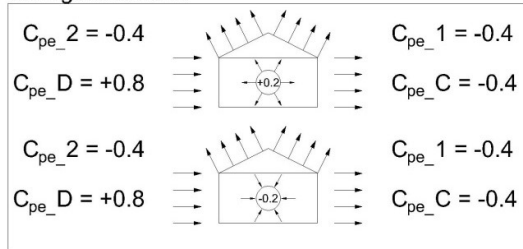
Configurazione I



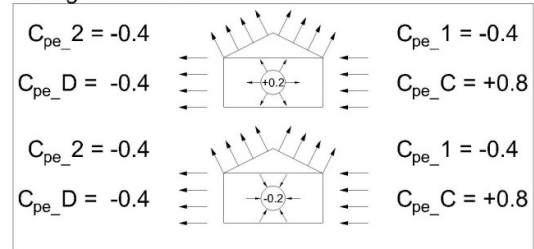
Configurazione II



Configurazione III



Configurazione IV



In copertura il vento agisce come azione di sollevamento e per questo viene trascurato.

	NODO DI NOVARA. 1^ FASE PRG DI NOVARA BOSCHETTO BRETELLA MERCI E PRG BOSCHETTO FABBRICATI TECNOLOGICI – GA2 PP/ACC BOSCHETTO					
	RELAZIONE DI CALCOLO	PROGETTO NM0Y	LOTTO 01	CODIFICA D 11 CL	DOCUMENTO FA0200 001	REV. A

7.6 Azione Termica

Secondo quanto riportato dalle NTC 2018 al § 3.5.5, nel caso in cui la temperatura non costituisca azione fondamentale per la sicurezza o per l'efficienza funzionale della struttura, è consentito tener conto, per gli edifici, della sola componente uniforme di variazione termica ΔT_u , esprimibile come segue:

$$\Delta T_u = T - T_0$$

in cui:

T = Temperatura media attuale

T_0 = Temperatura iniziale alla data della costruzione T_0 .

Il valore di ΔT_u può essere ricavato dalla Tabella 3.5.II della stessa norma e per costruzioni in cemento armato protette può essere assunto pari a $\pm 10^\circ\text{C}$. Per tener conto del fatto che questo fenomeno avviene in modo prolungato nel tempo e sarà quindi soggetto all'effetto della viscosità del calcestruzzo, per la valutazione delle sollecitazioni indotte sulla struttura si abbatte il modulo elastico a un terzo del valore medio.

Tuttavia, l'edificio in esame è caratterizzato da un regime di temperatura interna particolare: la maggior parte degli ambienti è infatti caratterizzata dalla presenza di apparati che da un lato sono responsabili di elevati carichi termici e dall'altro, trattandosi di macchinari a range esteso, sono in grado di operare a temperature molto elevate. Per questo, quasi tutti gli ambienti non sono dotati di impianto di condizionamento ma solo di un sistema di ventilazione forzata che garantisce il ricambio dell'aria interna.

Alla luce di queste considerazioni, viste le elevate dispersioni termiche di cui sono responsabili questi macchinari, si ipotizza che la temperatura degli ambienti interni oscilli intorno a un valore medio di 25°C , con punte massime estive di 45°C e minime invernali di 15°C . Sulla base di questa ipotesi, per l'edificio in esame la variazione stagionale di temperatura può essere considerata la seguente:

$$\text{Periodo Estivo} \quad 45^\circ\text{C} - 25^\circ\text{C} \quad = \quad +20^\circ\text{C}$$

$$\text{Periodo Invernale} \quad 15^\circ\text{C} - 25^\circ\text{C} \quad = \quad -10^\circ\text{C}$$

Questi sono i valori assunti come riferimento per la valutazione delle azioni termiche agenti sulla struttura, poiché risultano più restrittivi rispetto a quelli generali prescritti dalla norma. Anche in questo caso, trattandosi di un fenomeno lento, i suoi effetti potranno essere considerati abbattendo il modulo elastico del calcestruzzo a un terzo del valore medio.

L'effetto di queste variazioni termiche è stato valutato in un modello di analisi realizzato ad hoc e i risultati ottenuti dall'analisi della struttura soggetta alla sola azione termica sono riportati nella tabella seguente:

	NODO DI NOVARA. 1^ FASE PRG DI NOVARA BOSCHETTO BRETELLA MERCI E PRG BOSCHETTO FABBRICATI TECNOLOGICI – GA2 PP/ACC BOSCHETTO					
	RELAZIONE DI CALCOLO	PROGETTO NM0Y	LOTTO 01	CODIFICA D 11 CL	DOCUMENTO FA0200 001	REV. A

$\Delta T = + 20^{\circ}C$

Travi	<p>Nasce Sforzo Normale di Compressione, che ha un effetto benefico sugli elementi strutturali ed è pertanto trascurabile ai fini del loro dimensionamento</p>
Pilastrì	<p>Nascono Momenti Flettenti e Sforzi di Taglio con valori massimi rispettivamente di circa 54 kNm e 30 kN. È tuttavia necessario sottolineare che, ai fini del dimensionamento degli elementi strutturali, le azioni indotte dalle variazioni termiche si combinano con le altre azioni gravanti sulla struttura solo nelle Combinazioni di Carico SLU, poiché assumono valore nullo in combinazione sismica, essendo $\psi_2(\Delta T) = 0$. Un incremento dei Momenti Flettenti e di Sforzi di Taglio agli SLU non risulta tuttavia rilevante per il dimensionamento dei pilastrì, che per questo Stato Limite sono caratterizzati da rapporti D/C di circa 0,15, e per i quali la combinazione di carico dimensionante è sempre la combinazione sismica SLV, nella quale si registrano Momenti Flettenti e Sforzi di Taglio massimi e Sforzi Normali minimi.</p>

$\Delta T = - 10^{\circ}C$

Travi	<p>Nasce Sforzo Normale di Trazione con valori massimi di circa 30 kN. Uno sforzo Normale di questa entità richiede un incremento di armatura di circa 75 mm² (= 30.000/391,30), corrispondenti a circa il 7% dell'area totale di armatura tesa presente nelle sezioni maggiormente sollecitate (3 ϕ 20 in appoggio nelle travi di bordo). Visto il basso incremento richiesto, si assume trascurabile l'effetto di tale azione ai fini del dimensionamento delle travi del telaio strutturale.</p>
Pilastrì	<p>Nascono Momenti Flettenti e Sforzi di Taglio con valori massimi rispettivamente di circa 27 kNm e 15 kN. Valgono le considerazioni espone per la variazione termica $\Delta T = + 20^{\circ}C$.</p>

Alla luce di quanto riportato nella tabella, si decide di trascurare il contributo delle variazioni termiche stagionali ai fini del dimensionamento degli elementi strutturali.

	NODO DI NOVARA. 1^ FASE PRG DI NOVARA BOSCHETTO BRETELLA MERCI E PRG BOSCHETTO FABBRICATI TECNOLOGICI – GA2 PP/ACC BOSCHETTO				
	RELAZIONE DI CALCOLO	PROGETTO NM0Y	LOTTO 01	CODIFICA DOCUMENTO D 11 CL FA0200 001	REV. A

7.7 Azioni Eccezionali – Urti da Traffico Ferroviario

Secondo quanto riportato dalle NTC 2018 al § 3.6.3.4, all’occorrenza di un deragliamento può verificarsi il rischio di collisione fra i veicoli deragliati e le strutture adiacenti la ferrovia. Queste ultime dovranno essere progettate in modo da resistere alle azioni conseguenti ad una tale evenienza.

Dette azioni devono determinarsi sulla base di una specifica analisi di rischio, tenendo conto della presenza di eventuali elementi protettivi o sacrificali (respingenti) ovvero di condizioni di impianto che possano ridurre il rischio di accadimento dell’evento (marciapiedi, controrotaie, ecc.).

In mancanza di specifiche analisi di rischio possono assumersi le seguenti azioni statiche equivalenti, in funzione della distanza d degli elementi esposti dall’asse del binario:

- per $d \leq 5$ m:
 - 4000 kN in direzione parallela alla direzione di marcia dei convogli ferroviari;
 - 1500 kN in direzione perpendicolare alla direzione di marcia dei convogli ferroviari;
- per $5 \text{ m} < d \leq 15$ m:
 - 2000 kN in direzione parallela alla direzione di marcia dei convogli ferroviari;
 - 750 kN in direzione perpendicolare alla direzione di marcia dei convogli ferroviari;
- per $d > 15$ m pari a zero in entrambe le direzioni.

Queste forze devono essere applicate a 1,80 m dal piano del ferro e non devono essere considerate agenti simultaneamente.

Nel caso in esame, l’edificio si trova a una distanza inferiore a 15 m dall’asse binario più vicino; tuttavia, secondo le disposizioni contenute nel Manuale di Progettazione delle Opere Civili (RFI DTC SI MA IFS 001 C, Parte II, Sezione 3, § 3.12.3.5), trattandosi di un Fabbricato Tecnologico lungo linea ove non è normalmente prevista la presenza di persone, non è necessario adottare azioni mitigative e pertanto nel dimensionamento degli elementi strutturali viene trascurato il contributo dell’azione in oggetto.

	NODO DI NOVARA. 1^ FASE PRG DI NOVARA BOSCHETTO BRETELLA MERCI E PRG BOSCHETTO FABBRICATI TECNOLOGICI – GA2 PP/ACC BOSCHETTO				
	RELAZIONE DI CALCOLO	PROGETTO NMOY	LOTTO 01	CODIFICA DOCUMENTO D 11 CL FA0200 001	REV. A

7.8 Azione Sismica

Nell'analisi dinamica lineare di un edificio soggetto a sisma l'azione sismica è rappresentata dallo spettro di risposta di progetto. La definizione di quest'ultimo avviene direttamente all'interno del software SAP2000, il quale fornisce gli spettri di risposta di riferimento per la verifica allo SLO, SLD e SLV, determinati conformemente a quanto prescritto dalla norma.

Per fornire gli spettri richiesti, il software richiede l'inserimento di alcuni parametri caratteristici della struttura in esame e del sito in cui si trova. In particolare, oltre alle coordinate geografiche, il programma richiede di specificare la Vita Nominale V_N dell'edificio e il suo Coefficiente d'Uso C_U , al fine di poter calcolare il periodo di riferimento dell'azione sismica $V_R = V_N * C_U$

Per la definizione della **Vita Nominale** da assegnare ad ogni singolo manufatto facente parte di un'infrastruttura ferroviaria si rimanda alla Tabella 2.5.1.1.1-1 *Vita Nominale delle infrastrutture ferroviarie* contenuta nel "MANUALE DI PROGETTAZIONE DELLE OPERE CIVILI – PARTE 2 SEZIONE II – Ponti e Strutture" (RFI DTC SI PS MA IFS 001 C) e di seguito riportata.

TIPO DI COSTRUZIONE ⁽¹⁾	Vita Nominale V_N [Anni] ⁽¹⁾
OPERE NUOVE SU INFRASTRUTTURE FERROVIARIE PROGETTATE CON LE NORME VIGENTI PRIMA DEL DM 14/01/2008 A VELOCITÀ CONVENZIONALE ($V < 250$ Km/h)	50
ALTRE OPERE NUOVE A VELOCITÀ $V < 250$ Km/h	75
ALTRE OPERE NUOVE A VELOCITÀ $V \geq 250$ km/h	100
OPERE DI GRANDI DIMENSIONI: PONTI E VIADOTTI CON CAMPATE DI LUCE MAGGIORE DI 150 m	≥ 100 ⁽²⁾
(1) – La stessa V_N si applica anche ad apparecchi di appoggio, coprigiunti e impermeabilizzazione delle stesse opere.	
(2) - Da definirsi per il singolo progetto a cura di FERROVIE.	

Tab. 2.5.1.1.1-1 – Vita nominale delle infrastrutture ferroviarie

Figura 7.1 –RFI DTC SI PS MA IFS 001 C del 22.12.2017- Tabella 2.5.1.1.1-1 Vita Nominale delle infrastrutture ferroviarie

L'oggetto della presente relazione rientra nell'ambito di "altre opere nuove a velocità $v < 250$ km/h", dunque le strutture di progetto avranno vita nominale $V_N = 75$ anni.

Il valore del Coefficiente d'Uso C_U varia in relazione alla **Classe d'Uso** dell'edificio, come riportato nella Tabella 2.4.II delle NTC 2018 (Figura 7.2). Le NTC 2018 prevedono quattro diverse Classi d'Uso; per i fabbricati tecnologici si fa riferimento alla *Classe IV* "Costruzioni con funzioni pubbliche o strategiche importanti, anche con riferimento alla gestione della protezione civile in caso di calamità", alla quale corrisponde un Coefficiente d'Uso C_U pari a 2.

Tab. 2.4.II – Valori del coefficiente d'uso C_U

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

Figura 7.2 – NTC 2018, Coefficiente d'Uso degli edifici

	NODO DI NOVARA. 1^ FASE PRG DI NOVARA BOSCHETTO BRETELLA MERCI E PRG BOSCHETTO FABBRICATI TECNOLOGICI – GA2 PP/ACC BOSCHETTO				
	RELAZIONE DI CALCOLO	PROGETTO NM0Y	LOTTO 01	CODIFICA DOCUMENTO D 11 CL FA0200 001	REV. A

È inoltre necessario precisare la **Categoria di Sottosuolo** e la **Categoria Topografica** cui appartiene il sito in esame; queste informazioni sono reperibili dalla relazione geotecnica di riferimento per il fabbricato, che prescrive l'assunzione di una Categoria di Sottosuolo B e una Categoria Topografica T₁. A favore di sicurezza, per il caso in esame, si considera una Categoria di Sottosuolo C.

Per la determinazione dello spettro di risposta di progetto è anche necessario precisare il valore adottato per il **Fattore di Comportamento q** nell'ambito di ciascuno stato limite considerato. Secondo quanto riportato al § 7.3 delle NTC 2018, nel caso di analisi lineare, infatti, la domanda sismica per le strutture può essere ridotta utilizzando un opportuno fattore di comportamento q, che tiene implicitamente conto della capacità dissipativa delle stesse. I valori attribuibili a q variano in funzione del comportamento strutturale (dissipativo o non dissipativo) e dello stato limite considerati, legandosi all'entità delle plasticizzazioni, che a ciascuno stato limite si accompagnano.

Le NTC 2018 forniscono i seguenti valori massimi per il valore di q da assumere per ogni stato limite, in funzione del comportamento strutturale assunto.

Tab. 7.3.I – Limiti su q e modalità di modellazione dell'azione sismica

STATI LIMITE		Lineare (Dinamica e Statica)		Non Lineare	
		Dissipativo	Non Dissipativo	Dinamica	Statica
SLE	SLO	q = 1,0 § 3.2.3.4	q = 1,0 § 3.2.3.4	§ 7.3.4.1	§ 7.3.4.2
	SLD	q ≤ 1,5 § 3.2.3.5	q ≤ 1,5 § 3.2.3.5		
SLU	SLV	q ≥ 1,5 § 3.2.3.5	q ≤ 1,5 § 3.2.3.5		
	SLC	---	---		

Figura 7.3 - NTC 2018, valori limite per il fattore di comportamento q

Secondo quanto riportato al § 7.3.1 delle NTC 2018, nel caso di comportamento strutturale dissipativo (§ 7.2.2), il valore del fattore di comportamento q, da utilizzare per lo stato limite considerato e nella direzione considerata per l'azione sismica, dipende dalla tipologia strutturale, dal suo grado di iperstaticità e dai criteri di progettazione adottati e tiene conto, convenzionalmente, delle capacità dissipative del materiale. Il limite superiore q_{lim} del fattore di comportamento relativo allo SLV è calcolato tramite la seguente espressione:

$$q_{lim} = q_0 \cdot K_R$$

dove:

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

q_0 = valore base del fattore di comportamento allo SLV, i cui massimi valori sono riportati in tabella 7.3.II in dipendenza della Classe di Duttilità, della tipologia strutturale, del coefficiente λ di cui al § 7.9.2.1 e del rapporto α_w/α_1 tra il valore dell'azione sismica per il quale si verifica la plasticizzazione in

	NODO DI NOVARA. 1^ FASE PRG DI NOVARA BOSCHETTO BRETELLA MERCI E PRG BOSCHETTO FABBRICATI TECNOLOGICI – GA2 PP/ACC BOSCHETTO					
	RELAZIONE DI CALCOLO	PROGETTO NM0Y	LOTTO 01	CODIFICA D 11 CL	DOCUMENTO FA0200 001	REV. A

un numero di zone dissipative tale da rendere la struttura un meccanismo e quello per il quale il primo elemento strutturale raggiunge la plasticizzazione a flessione.

I valori di q_0 da assumere per le strutture in cemento armato, al variare delle tipologie strutturali e della Classe di Duttilità scelta, sono riassunti nella Tabella 7.3.II, di seguito riportata.

Tab. 7.3.II – Valori massimi del valore di base q_0 del fattore di comportamento allo SLV per diverse tecniche costruttive ed in funzione della tipologia strutturale e della classe di duttilità CD

Tipologia strutturale	q_0	
	CD "A"	CD "B"
Costruzioni di calcestruzzo (§ 7.4.3.2)		
Strutture a telaio, a pareti accoppiate, miste (v. § 7.4.3.1)	4,5 α_w/α_1	3,0 α_w/α_1
Strutture a pareti non accoppiate (v. § 7.4.3.1)	4,0 α_w/α_1	3,0
Strutture deformabili torsionalmente (v. § 7.4.3.1)	3,0	2,0
Strutture a pendolo inverso (v. § 7.4.3.1)	2,0	1,5
Strutture a pendolo inverso intelaiate monopiano (v. § 7.4.3.1)	3,5	2,5

Figura 7.4 – NTC 2018, Valori di q_0 per strutture in cemento armato

Assumendo che la struttura si trovi in Classe di Duttilità Bassa (“CDB”), per le strutture a telaio si ha $q_0 = 3,0\alpha_w/\alpha_1$.

Per le costruzioni in cemento armato regolari in pianta, qualora non si proceda a un’analisi non lineare finalizzata alla sua valutazione, per il rapporto α_w/α_1 , possono essere adottati i valori indicati al paragrafo 7.4.3.2 delle NTC 2018. In particolare, il valore del rapporto α_w/α_1 dipende dalla tipologia strutturale. La struttura in esame rientra nella tipologia strutturale “*Strutture a telaio*”, nelle quali la resistenza alle azioni sia verticali che orizzontali è affidata principalmente a telai spaziali, aventi resistenza a taglio alla base $\geq 65\%$ della resistenza a taglio totale.

Dunque, per determinare il valore del rapporto α_w/α_1 si assume che la struttura in oggetto ricada nel punto a) descritto dalla normativa al § 7.4.3.2 “*Strutture a telaio o miste equivalenti a telai*”; in particolare, per *strutture a telaio di un piano* la norma prescrive un valore di α_w/α_1 pari a 1,1.

In definitiva, il valore massimo attribuibile al fattore q , assumendo la struttura regolare in altezza e quindi $K_R = 1$, sarà pari a

$$q = q_0 \cdot K_R = 3,3.$$

Per il caso in esame si decide tuttavia di assumere cautelativamente $q_{SLV} = 3,0$. Per lo Stato Limite di Danno, in conformità con quanto prescritto in Tab. 7.3.1 NTC2018, si assume $q_{SLD} = 1,5$.

Si riportano dunque di seguito gli spettri di risposta elastici per ciascuno Stato Limite considerati (SLO, SLD e SLV).

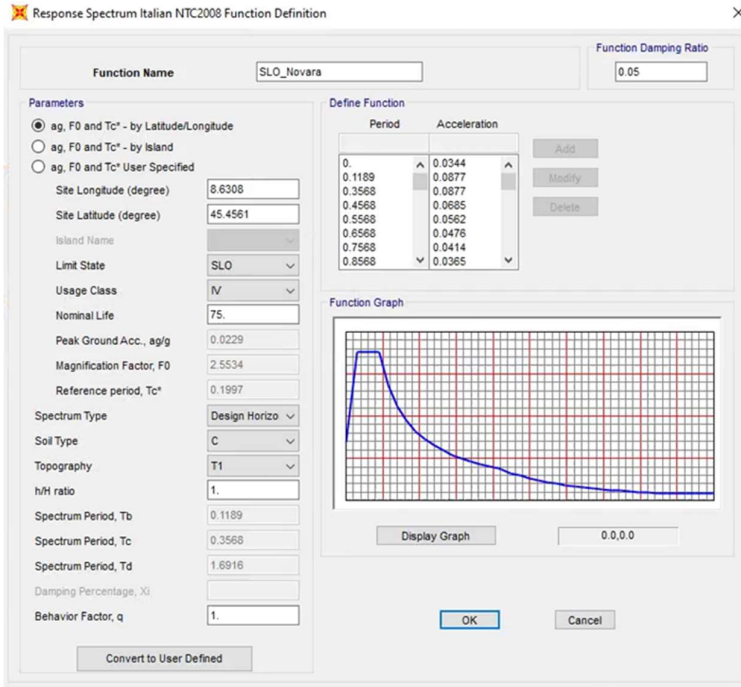


Figura 7.5 - Spettro di Risposta definito all'interno di SAP2000 per la località di Novara allo SLO

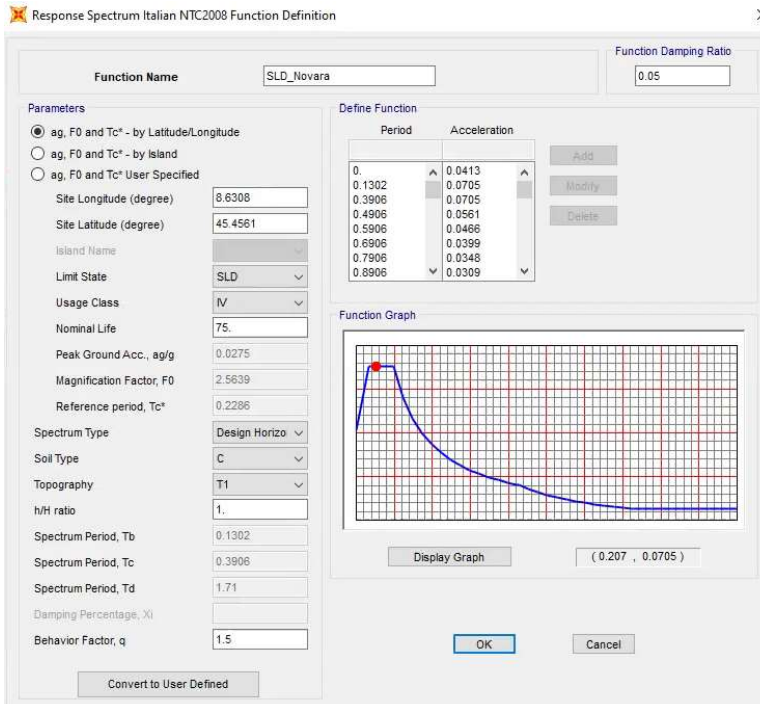


Figura 7.6 - Spettro di Risposta definito all'interno di SAP2000 per la località di Novara allo SLD

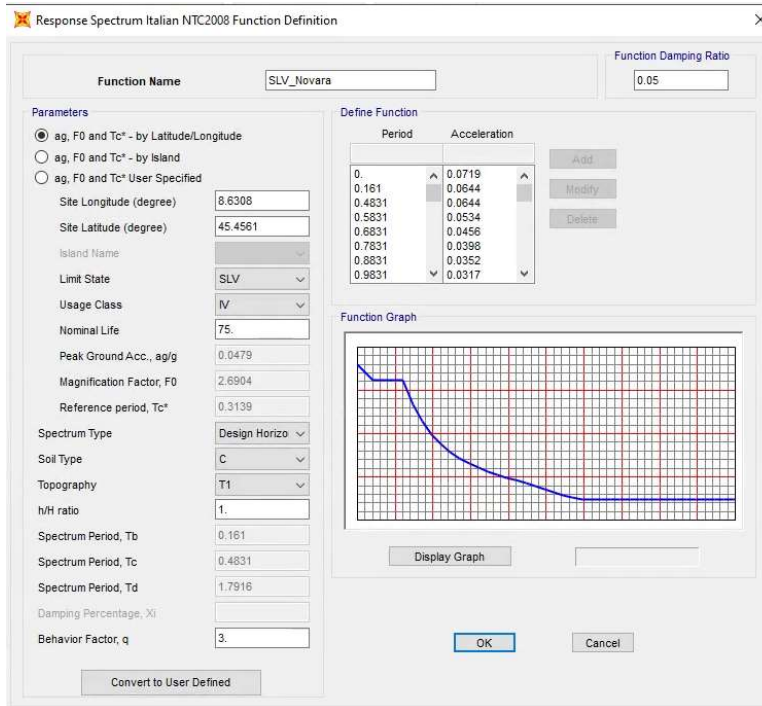


Figura 7.7 – Spettro di Risposta definito all'interno di SAP2000 per la località di Novara allo SLV

Per eseguire un'analisi con spettro di risposta su SAP2000, una volta definite le funzioni spettro, è necessario creare un nuovo Load Case di tipo Response Spectrum, impostando come modal combination l'opzione CQC, inserendo nei carichi applicati la funzione Spettro allo SLV appena creata e impostando come tipo di carico l'accelerazione U1 con fattore di scala 9,81, poiché i valori di accelerazione riportati nello spettro sono normalizzati rispetto all'accelerazione di gravità g . Secondo quanto richiesto dalle NTC 2018, è necessario introdurre all'interno del modello le eccentricità delle azioni; infatti, al § 7.2.6 la normativa prescrive la necessità di attribuire al centro di massa una eccentricità accidentale, per tener conto della variabilità spaziale del moto sismico nonché delle incertezze nella localizzazione delle masse. Questa operazione è fatta direttamente in questa fase, assegnando all'opzione "Eccentricity Ratio" il valore 0,05. Il caso di carico così creato rappresenta il sisma agente in direzione x allo SLV. Si prosegue in modo analogo creando in tutto 6 differenti Load Cases: SLO_Ex, SLO_Ey, SLD_Ex, SLD_Ey, SLV_Ex, SLV_Ey, che verranno combinati con le altre azioni verticali, secondo quanto prescritto dalla combinazione sismica definita dalla normativa e descritta al prossimo paragrafo.

	NODO DI NOVARA. 1^ FASE PRG DI NOVARA BOSCHETTO BRETELLA MERCI E PRG BOSCHETTO FABBRICATI TECNOLOGICI – GA2 PP/ACC BOSCHETTO					
	RELAZIONE DI CALCOLO	PROGETTO NM0Y	LOTTO 01	CODIFICA D 11 CL	DOCUMENTO FA0200 001	REV. A

8 COMBINAZIONI DI CARICO

Per le verifiche nei confronti dei diversi stati limite si adottano le combinazioni delle azioni tratte dal § 2.5.3 NTC 2018:

- Combinazione fondamentale SLU:
 $\gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_P \cdot P + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1} + \gamma_{Q2} \cdot \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \gamma_{Q3} \cdot \psi_{03} \cdot Q_{k3}..$
- Combinazione caratteristica (rara):
 $G_1 + G_2 + P + Q_{k1} + \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots$
- Combinazione frequente:
 $G_1 + G_2 + P + \psi_{11} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} + \dots$
- Combinazione quasi permanente:
 $G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} + \dots$
- Combinazione sismica:
 $E + G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} + \dots$

I valori dei coefficienti parziali per le azioni sono riportati nella tabella sottostante, tratti dalla Tabella 2.5.I in funzione delle diverse categorie di carico.

	Q _H	Q _{Neve}	Q _{Vento}	Q _{SIAP}	Q _{ACC}	Q _{Batterie}	Q _{Trasformatori}	Q _{TLC}	Q _{Cabina MT_BT}	Q _{UM}	Q _{WC}
Ψ ₀	0,00	0,50	0,60	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
Ψ ₁	0,00	0,20	0,20	0,90	0,90	0,90	0,90	0,90	0,90	0,90	0,90
Ψ ₂	0,00	0,00	0,00	0,80	0,80	0,80	0,80	0,80	0,80	0,80	0,80

Per le verifiche nei confronti degli stati limite ultimi strutturali (STR) si adotta l'Approccio Progettuale 2, in cui 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 della Tabella 2.6.I delle NTC 2018, di seguito riportata.

Tabella 6.2.I – Coefficienti parziali relativi alle azioni per le verifiche agli sls

Azione		Coefficiente γ_F	A1 STR	A2 GEO
Carichi Permanenti	Favorevoli	γ_{G1}	1,00	1,00
	Sfavorevoli		1,30	1,00
Carichi Permanenti non strutturali	Favorevoli	γ_{G2}	0,00	0,00
	Sfavorevoli		1,50	1,30
Carichi Variabili	Favorevoli	γ_{Qi}	0,00	0,00
	Sfavorevoli		1,50	1,30

RELAZIONE DI CALCOLO

PROGETTO	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NM0Y	01	D 11 CL	FA0200 001	A	31 DI 133

In base ai valori assunti dai coefficienti sopra definiti, si ottengono le seguenti combinazioni, per ciascuno degli Stati Limite Considerati.

TABELLA COMBINAZIONI DI CARICO PER MODELLO STRUTTURA IN ELEVAZIONE

	G ₁	G ₂	Q _{K,E}	Q _{K,H}	Q _{K,Neve}	Q _{K,Vento}	SLV _X	SLV _Y	SLD _X	SLD _Y	SLO _X	SLO _Y		
SLU_1	1,30	1,50	1,50	0,00	0,75	0,90	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	<i>E Principale</i>
SLU_2	1,30	1,50	1,50	1,50	0,75	0,90	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	<i>H Principale</i>
SLU_3	1,30	1,50	1,50	0,00	1,50	0,90	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	<i>Neve Principale</i>
SLU_4	1,30	1,50	1,50	0,00	0,75	1,50	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	<i>Vento Principale</i>
SLE_rara_1	1,00	1,00	1,00	0,00	0,50	0,60	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	<i>E Principale</i>
SLE_rara_2	1,00	1,00	1,00	1,00	0,50	0,60	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	<i>H Principale</i>
SLE_rara_3	1,00	1,00	1,00	0,00	1,00	0,60	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	<i>Neve Principale</i>
SLE_rara_4	1,00	1,00	1,00	0,00	0,50	1,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	<i>Vento Principale</i>
SLE_freq_1	1,00	1,00	0,90	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	<i>E Principale</i>
SLE_freq_2	1,00	1,00	0,80	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	<i>H Principale</i>
SLE_freq_3	1,00	1,00	0,80	0,00	0,20	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	<i>Neve Principale</i>
SLE_freq_4	1,00	1,00	0,80	0,00	0,00	0,20	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	<i>Vento Principale</i>
SLE_qp	1,00	1,00	0,80	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	
SLV_1	1,00	1,00	0,80	0,00	0,00	0,00	1,00	0,30	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	<i>Sisma SLV Direz X</i>
SLV_2	1,00	1,00	0,80	0,00	0,00	0,00	0,30	1,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	<i>Sisma SLV Direz Y</i>
SLD_1	1,00	1,00	0,80	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	1,00	0,30	0,00	0,00	0,00	<i>Sisma SLD Direz X</i>
SLD_2	1,00	1,00	0,80	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,30	1,00	0,00	0,00	0,00	<i>Sisma SLD Direz Y</i>
SLO_1	1,00	1,00	0,80	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	1,00	0,30	0,00	<i>Sisma SLO Direz X</i>
SLO_2	1,00	1,00	0,80	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,30	1,00	0,00	<i>Sisma SLO Direz Y</i>

RELAZIONE DI CALCOLO

PROGETTO	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NM0Y	01	D 11 CL	FA0200 001	A	32 DI 133

TABELLA COMBINAZIONI DI CARICO PER MODELLO STRUTTURA DI FONDAZIONE

	G ₁	G ₂	Q _{K,E}	Q _{K,H}	Q _{K,Neve}	Q _{K,Vento}	G _{2_fond}	Q _{K_fond}	SLV_X	SLV_Y	SLD_X	SLD_Y	SLO_X	SLO_Y	
SLU_1_fond_A1	1,30	1,50	1,50	0,00	0,75	0,90	1,50	1,50	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	E Principale
SLU_2_fond_A1	1,30	1,50	1,50	1,50	0,75	0,90	1,50	1,50	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	H Principale
SLU_3_fond_A1	1,30	1,50	1,50	0,00	1,50	0,90	1,50	1,50	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	Neve Principale
SLU_4_fond_A1	1,30	1,50	1,50	0,00	0,75	1,50	1,50	1,50	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	Vento Principale
SLU_1_fond_A2	1,00	1,30	1,30	0,00	0,65	0,78	1,30	1,30	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	E Principale
SLU_2_fond_A2	1,00	1,30	1,30	1,30	0,65	0,78	1,30	1,30	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	H Principale
SLU_3_fond_A2	1,00	1,30	1,30	0,00	1,30	0,78	1,30	1,30	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	Neve Principale
SLU_4_fond_A2	1,00	1,30	1,30	0,00	0,65	1,30	1,30	1,30	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	Vento Principale
SLE_rara_1_fond	1,00	1,00	1,00	0,00	0,50	0,60	1,00	1,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	E Principale
SLE_rara_2_fond	1,00	1,00	1,00	1,00	0,50	0,60	1,00	1,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	H Principale
SLE_rara_3_fond	1,00	1,00	1,00	0,00	1,00	0,60	1,00	1,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	Neve Principale
SLE_rara_4_fond	1,00	1,00	1,00	0,00	0,50	1,00	1,00	1,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	Vento Principale
SLE_freq_1_fond	1,00	1,00	0,90	0,00	0,00	0,00	1,00	0,90	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	E Principale
SLE_freq_2_fond	1,00	1,00	0,80	0,00	0,00	0,00	1,00	0,80	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	H Principale
SLE_freq_3_fond	1,00	1,00	0,80	0,00	0,20	0,00	1,00	0,80	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	Neve Principale
SLE_freq_4_fond	1,00	1,00	0,80	0,00	0,00	0,20	1,00	0,80	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	Vento Principale
SLE_qp_fond	1,00	1,00	0,80	0,00	0,00	0,00	1,00	0,80	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	
SLV_1_fond	1,00	1,00	0,80	0,00	0,00	0,00	1,00	0,80	1,00	0,30	0,00	0,00	0,00	0,00	Sisma SLV Direz X
SLV_2_fond	1,00	1,00	0,80	0,00	0,00	0,00	1,00	0,80	0,30	1,00	0,00	0,00	0,00	0,00	Sisma SLV Direz Y

Dove i simboli riportati nella tabella precedente hanno il seguente significato:

$$G2_{fond} = G2_{muri} + G2_{vespaio H2} + G2_{vespaio H3} + G2_{vespaio H7}$$

$$Q_{fond} = Q_{Trasformatori} + Q_{Cabina MT/BT} + Q_{Batterie} + Q_{SIAP} + Q_{ACC} + Q_{TLC} + Q_{UM} + Q_{WC}$$

9 SOLLECITAZIONI

Secondo quanto riportato dalle NTC 2018 al § 7.3.6, per le costruzioni di Classe d’Uso IV, se si vogliono limitare i danneggiamenti strutturali, per tutti gli elementi strutturali deve essere verificato che il valore di progetto di ciascuna sollecitazione (E_d) calcolato in presenza delle azioni sismiche corrispondenti allo *SLD*, sia inferiore al corrispondente valore della resistenza di progetto (R_d), calcolato secondo le regole specifiche indicate per ciascun tipo strutturale nel Cap. 4.

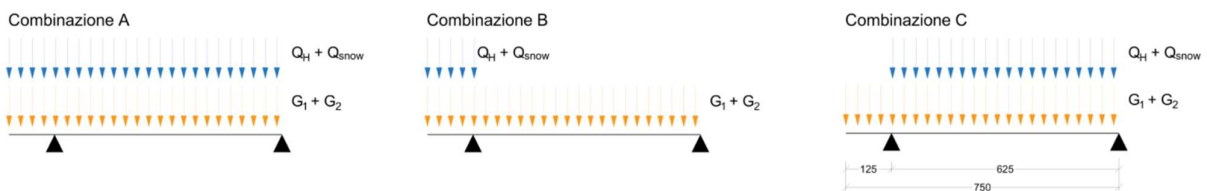
Dal momento che, a parità di valore assunto per il fattore di comportamento q , l’azione sismica valutata per la località di Arquata Scrivia allo Stato Limite di Danno è di entità inferiore rispetto a quella considerata per le verifiche allo Stato Limite di Salvaguardia della Vita umana, gli elementi strutturali risulteranno certamente verificati all’*SLD* una volta condotte le verifiche all’*SLV*. Pertanto, si omette di riportare i valori delle sollecitazioni nei diversi elementi strutturali corrispondenti a tale combinazione di carico.

9.1 Solaio di Copertura

Per il calcolo delle sollecitazioni caratterizzanti il solaio di copertura, ordito parallelamente alla pendenza delle falde, si assume uno schema statico di trave doppiamente appoggiata con sbalzo pari all’oggetto della copertura stessa.

Per questo schema di calcolo si considerano le 3 diverse configurazioni di carico rappresentate nella figura seguente. Si precisa che le espressioni “ $G_1 + G_2$ ” e “ $Q_H + Q_{snow}$ ” sono da intendersi in senso generico e che per ciascuna delle combinazioni considerate (vedi § 8) verranno applicati i coefficienti γ e ψ richiesti dalla normativa.

• SOLAIO COPERTURA - H 16 cm (4+12)



Si riportano nella seguente tabella i valori massimi delle sollecitazioni nelle diverse combinazioni di carico considerate per il solaio di copertura.

Solaio Copertura

	M_{MAX} Campata [kNm]	M_{MAX} Appoggio [kNm]	V_{max} [kN]
SLU	3,08	1,06	4,97
SLE_rara	2,19	0,75	
SLE_frequente	1,68	0,60	
SLE_quasi permanente	1,53	0,55	

9.2 Telaio Filo Fisso 1

Di seguito si riportano alcune immagini che illustrano la distribuzione delle sollecitazioni negli elementi del telaio corrispondente al filo fisso 1 per le diverse combinazioni di carico considerate.

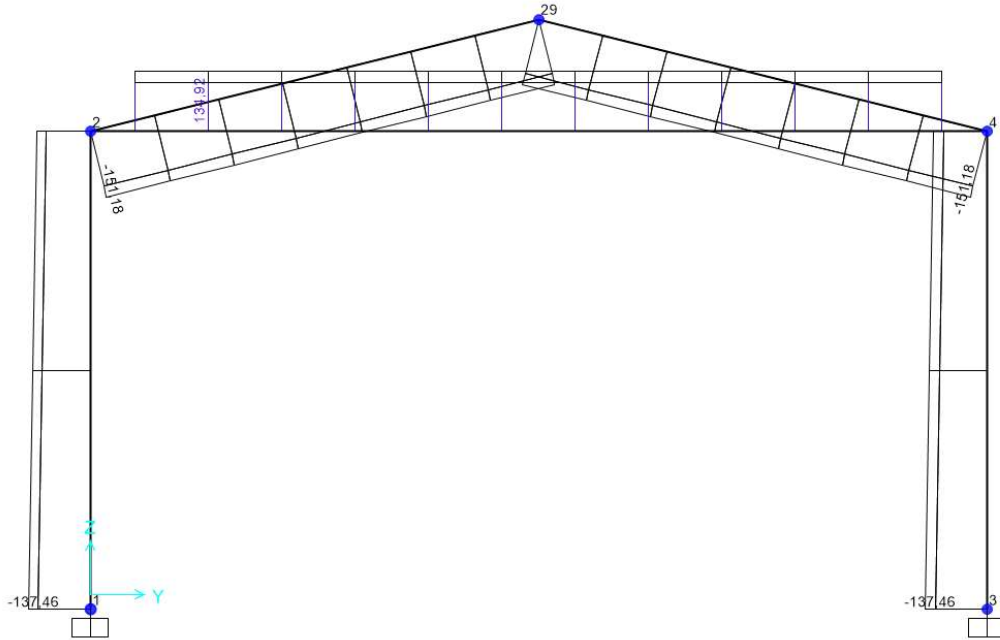


Figura 9.1 – Combinazione SLU – Valori di Sforzo Normale

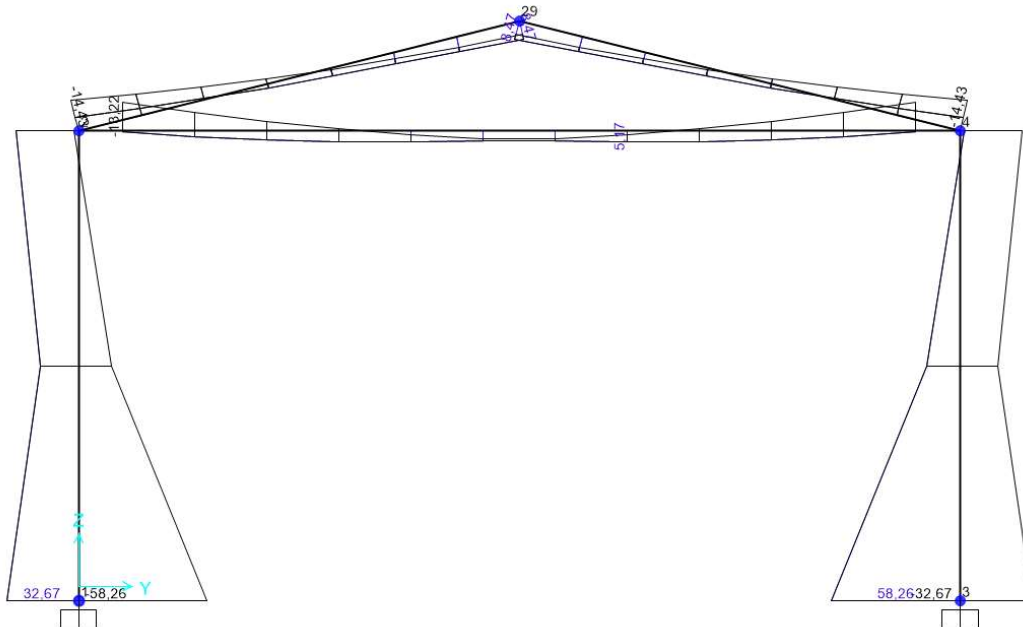


Figura 9.2 - Combinazione SLU – Valori di Momento Flettente M33

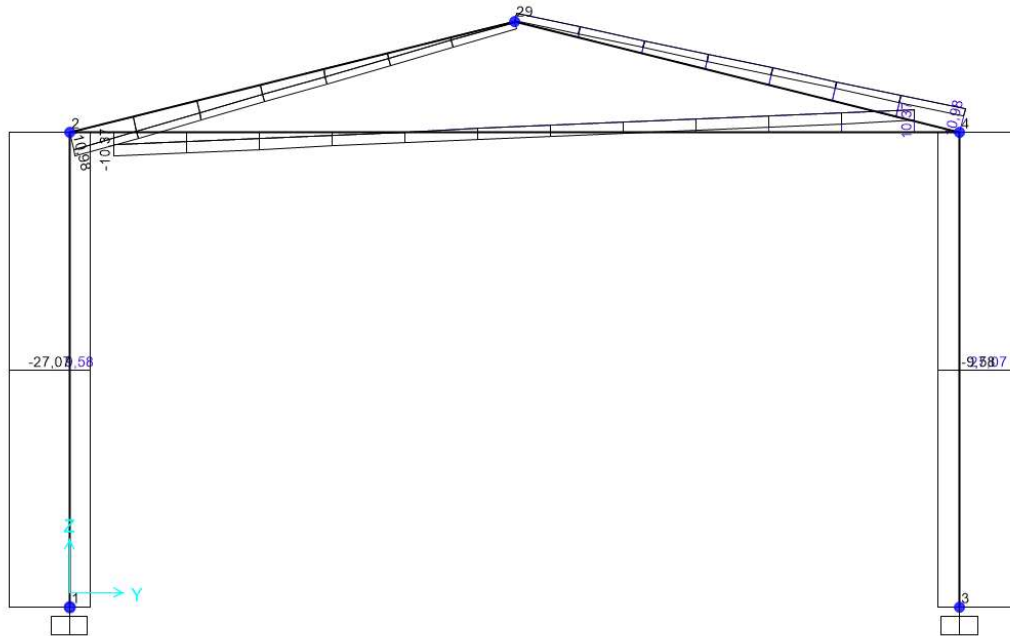


Figura 9.3 - Combinazione SLU – Valori di Sforzo di Taglio V2

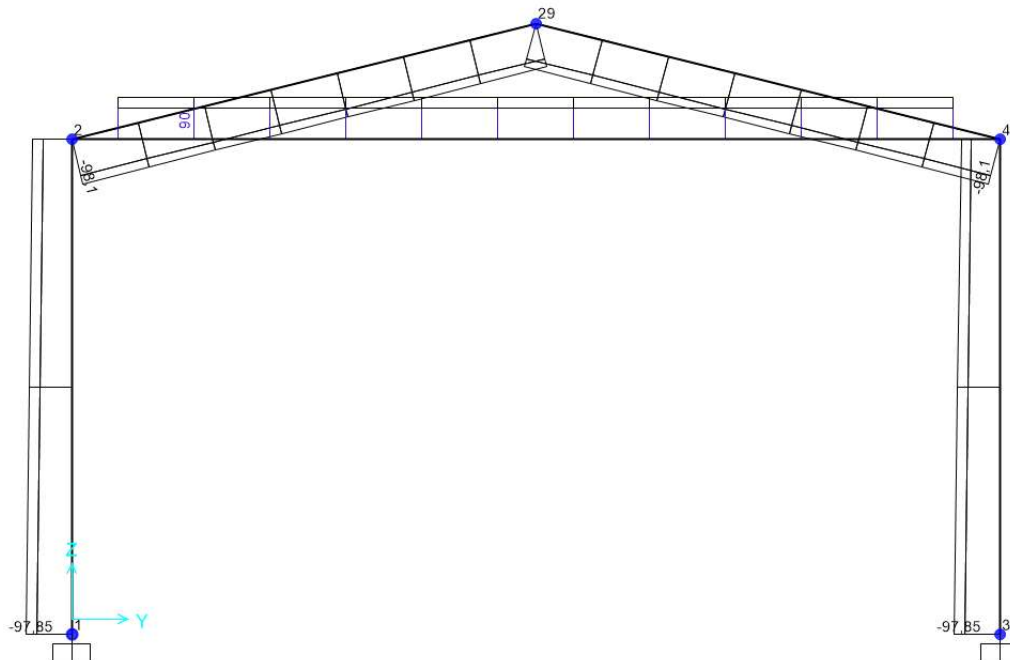


Figura 9.4 - Combinazione SLV – Valori di Sforzo Normale

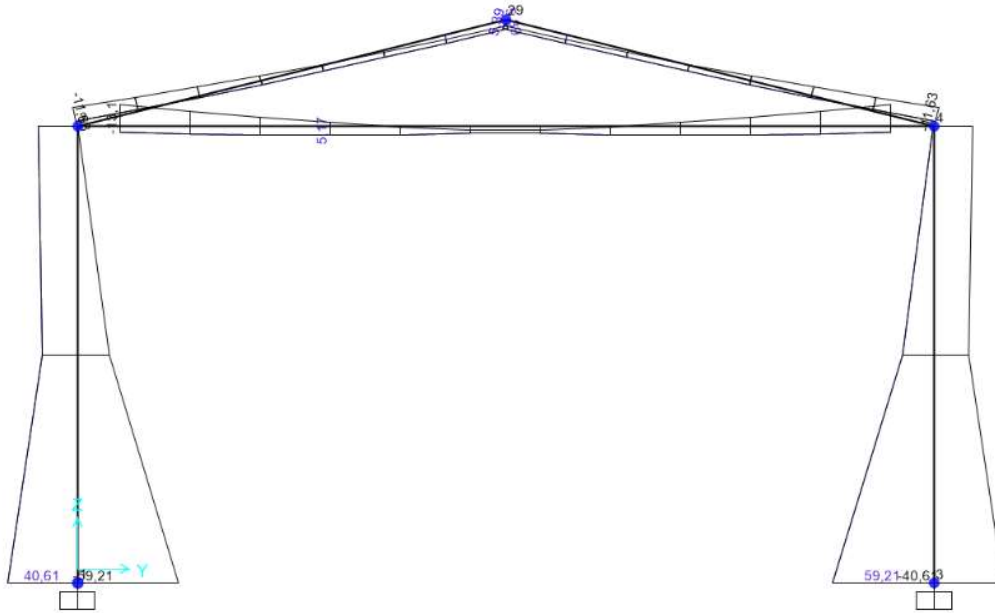


Figura 9.5 - Combinazione SLV – Valori di Momento Flettente M33

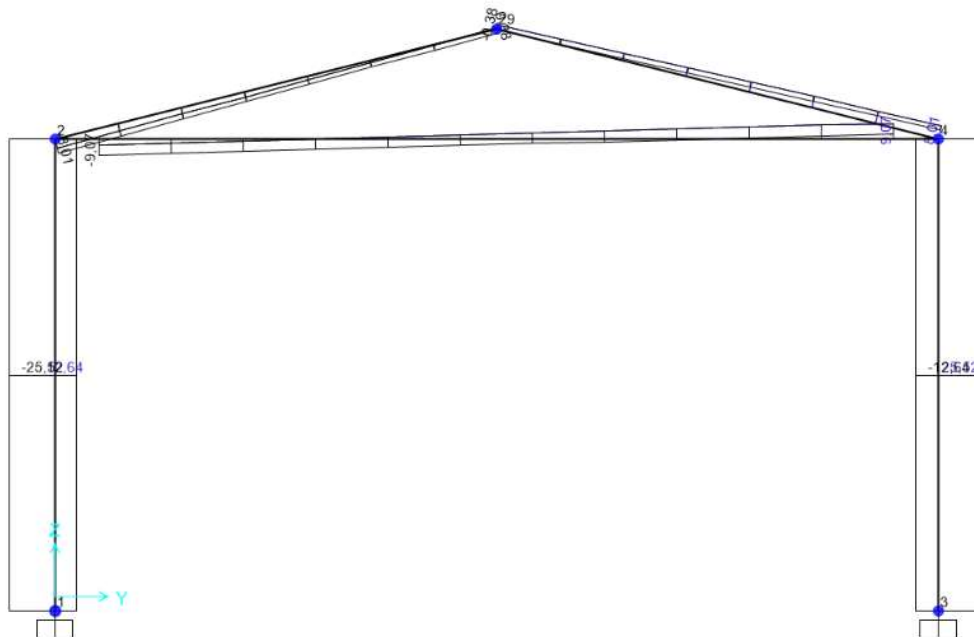


Figura 9.6 - Combinazione SLV – Valori di Sforzo di Taglio V2

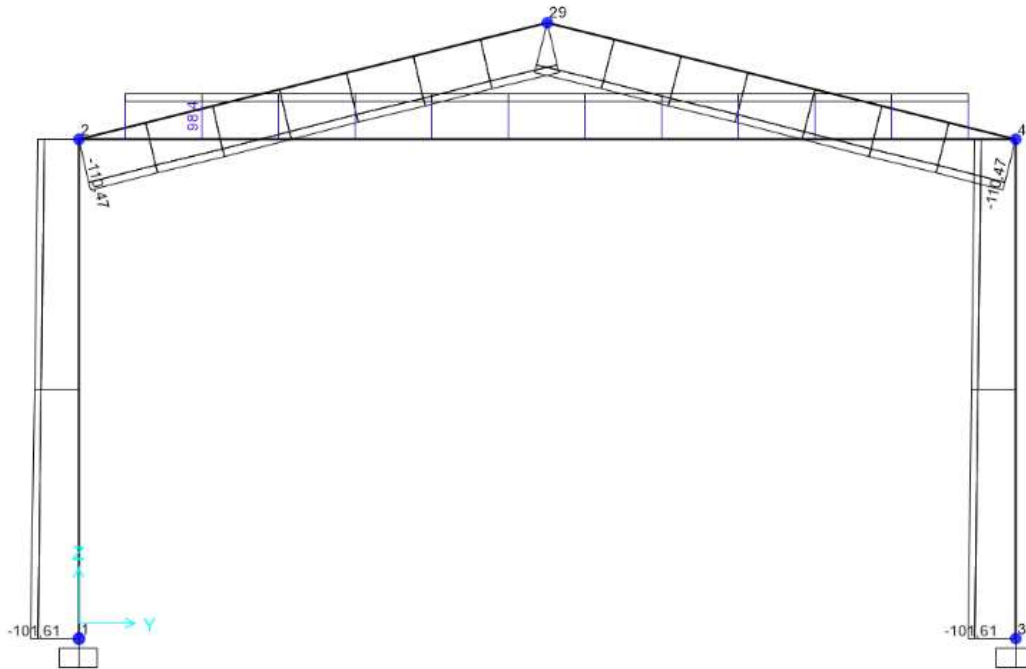


Figura 9.7 - Combinazione SLE rara – Valori di Sforzo Normale

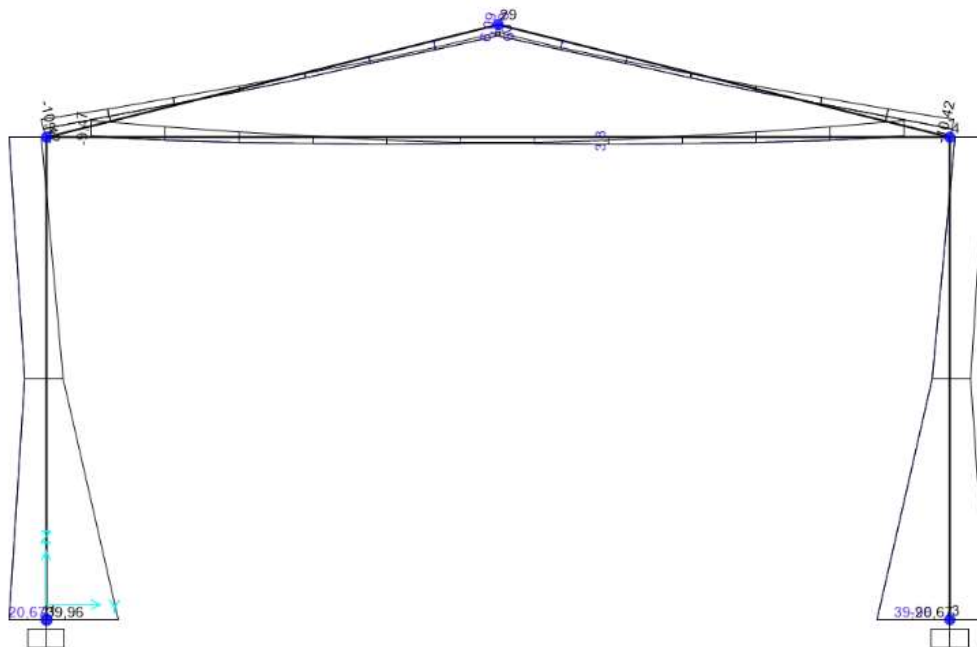


Figura 9.8 - Combinazione SLE rara – Valori di Momento Flettente M33

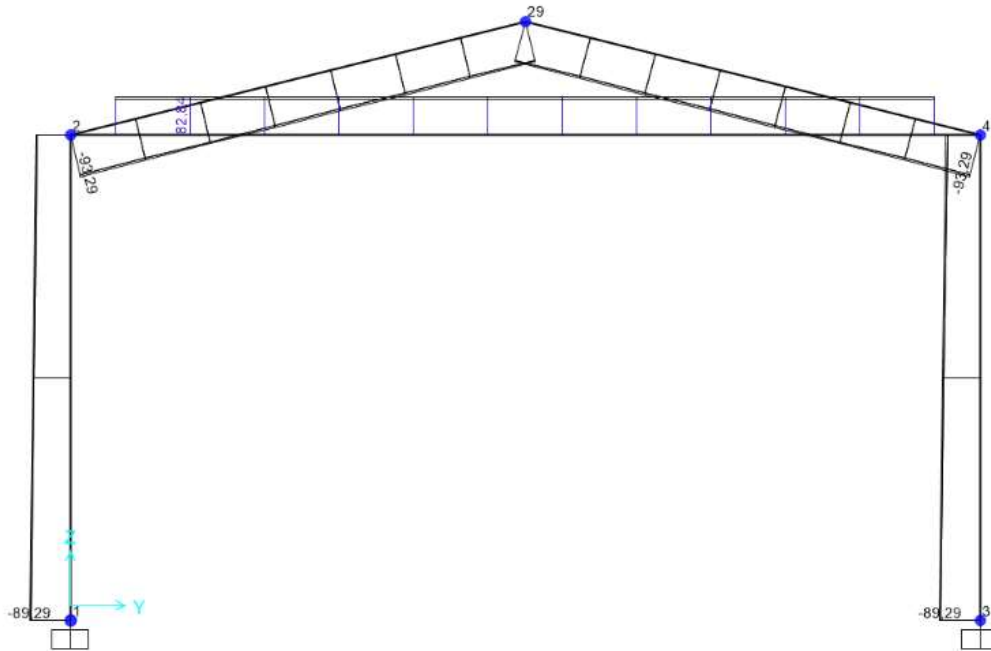


Figura 9.9 - Combinazione SLE frequente – Valori di Sforzo Normale

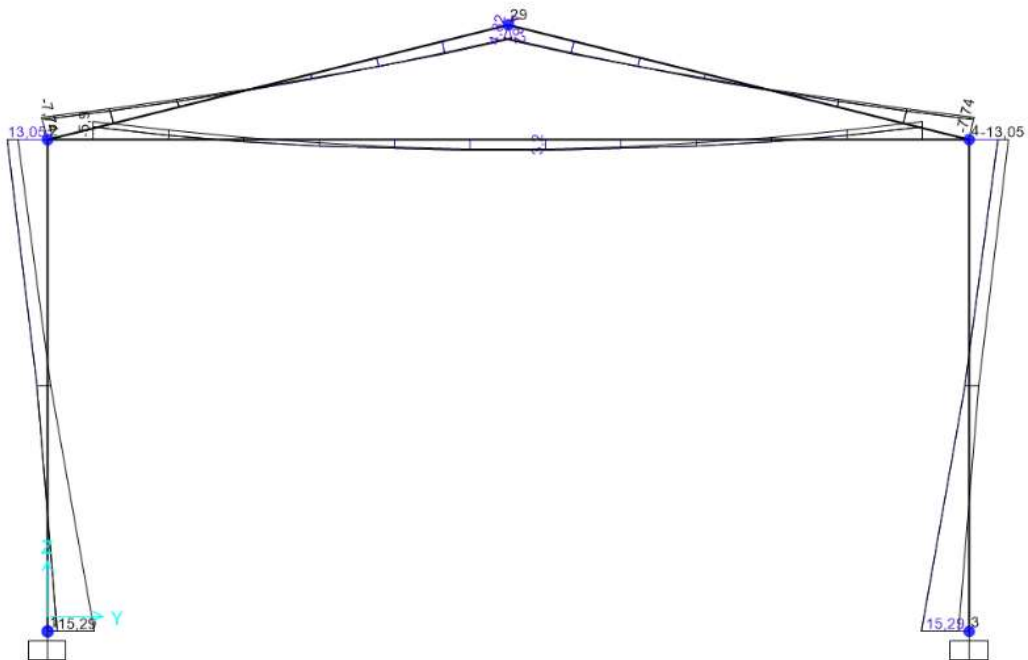


Figura 9.10 - Combinazione SLE frequente – Valori di Momento Flettente M33

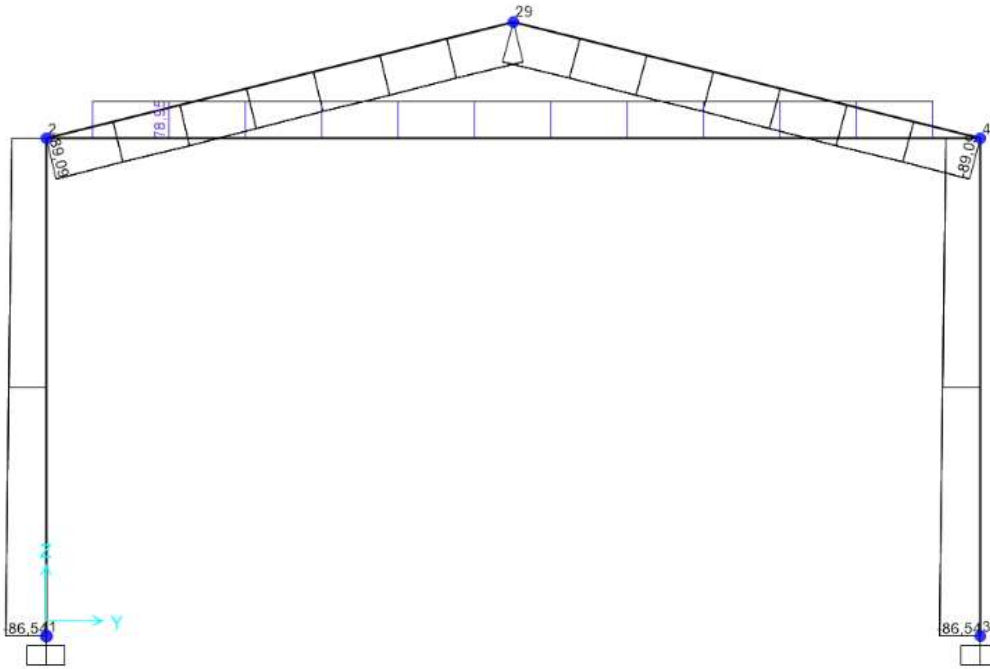


Figura 9.11 - Combinazione SLE quasi permanente – Valori di Sforzo Normale

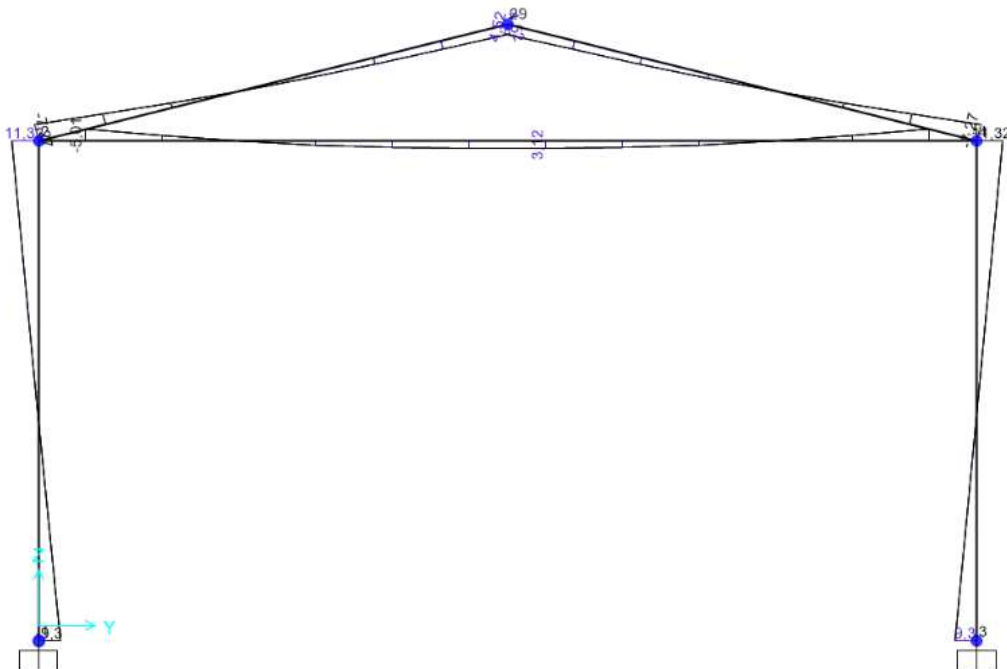


Figura 9.12 - Combinazione SLE quasi permanente – Valori di Momento Flettente M33

9.3 Telaio Filo Fisso B

Di seguito si riportano alcune immagini che illustrano la distribuzione delle sollecitazioni negli elementi del telaio corrispondente al filo fisso B per le diverse combinazioni di carico considerate.

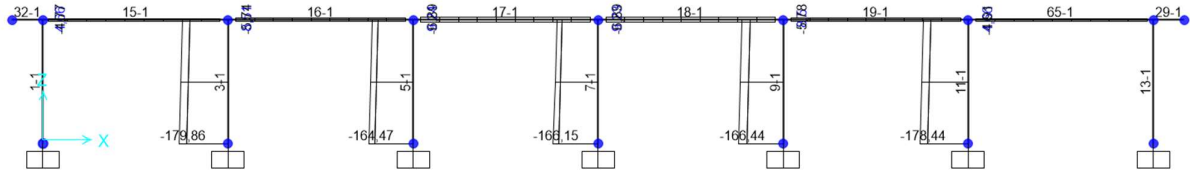


Figura 9.13 - Combinazione SLU – Valori di Sforzo Normale N

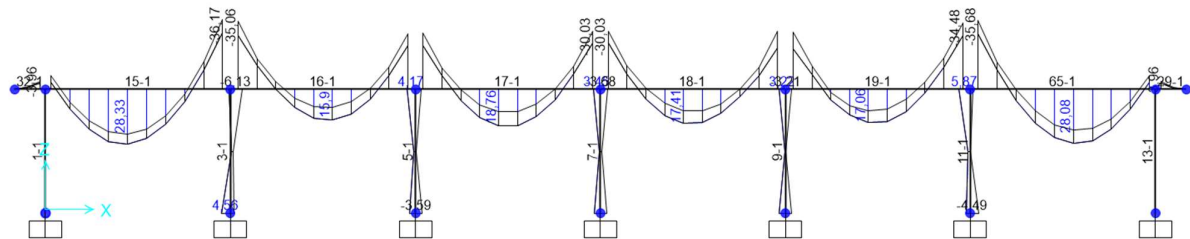


Figura 9.14 - Combinazione SLU – Valori di Momento Flettente M33

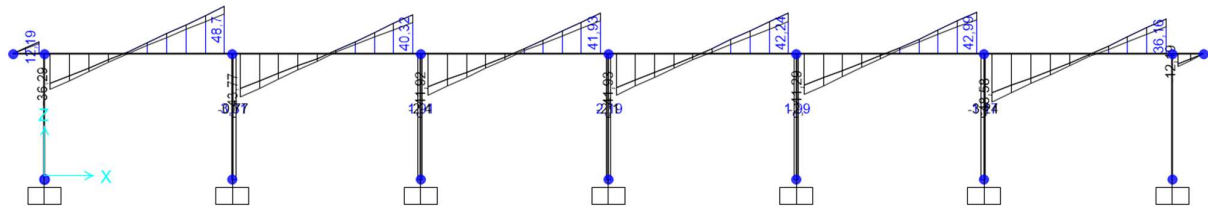


Figura 9.15 - Combinazione SLU – Valori di Sforzo di Taglio V22

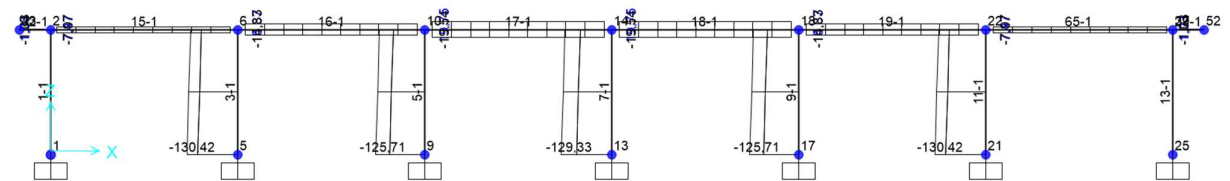


Figura 9.16 - Combinazione SLV – Valori di Sforzo Normale N

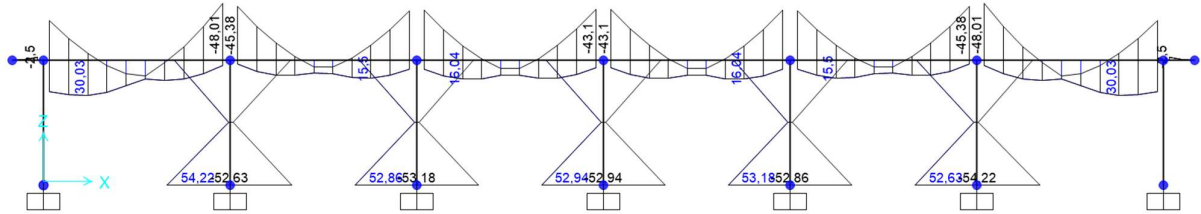


Figura 9.17 - Combinazione SLV – Valori di Momento Flettente M33

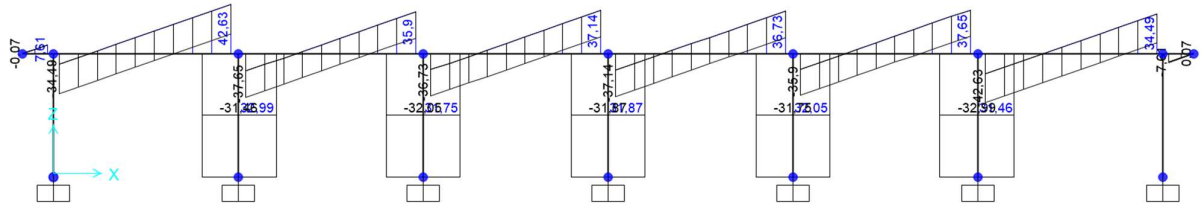


Figura 9.18 - Combinazione SLV – Valori di Sforzo di Taglio V22

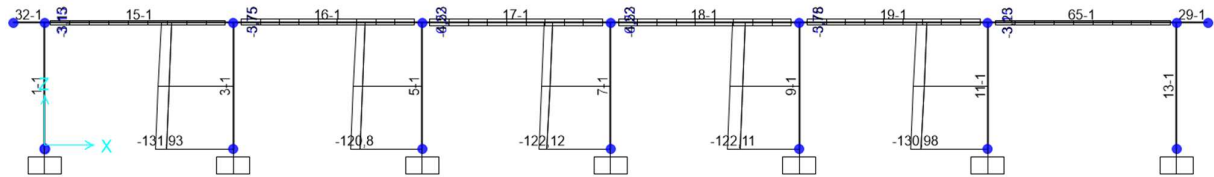


Figura 9.19 - Combinazione SLE rara – Valori di Sforzo Normale

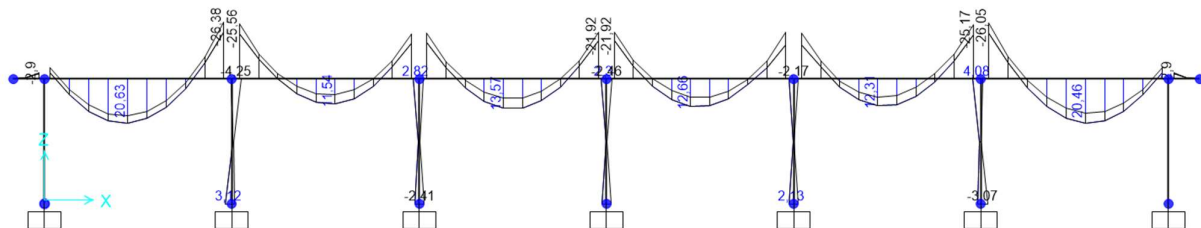


Figura 9.20 - Combinazione SLE rara – Valori di Momento Flettente M33

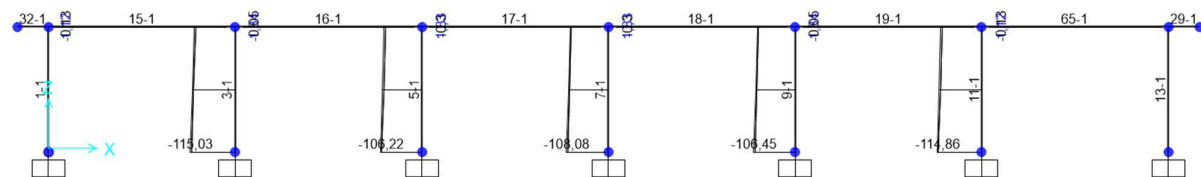


Figura 9.21 - Combinazione SLE frequente – Valori di Sforzo Normale N

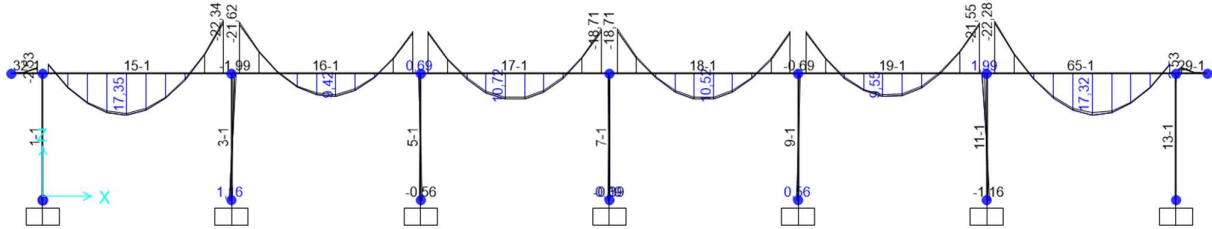


Figura 9.22 - Combinazione SLE frequente – Valori di Momento Flettente M33

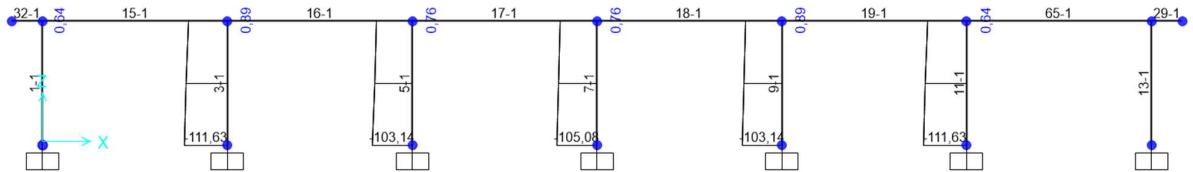


Figura 9.23 - Combinazione SLE quasi permanente – Valori di Sforzo Normale N

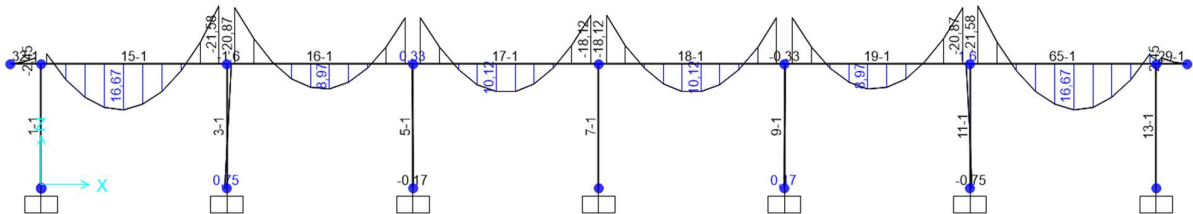


Figura 9.24 - Combinazione SLE quasi permanente – Valori di Momento Flettente M33

9.4 Trave di Colmo

Di seguito si riportano alcune immagini che illustrano la distribuzione delle sollecitazioni nella trave di colmo per le diverse combinazioni di carico considerate.

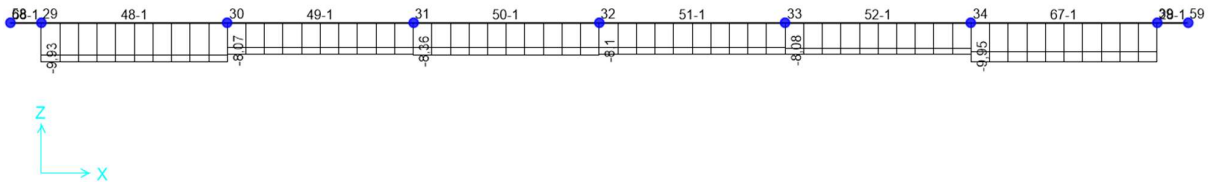


Figura 9.25 - Combinazione SLU – Valori di Sforzo Normale N

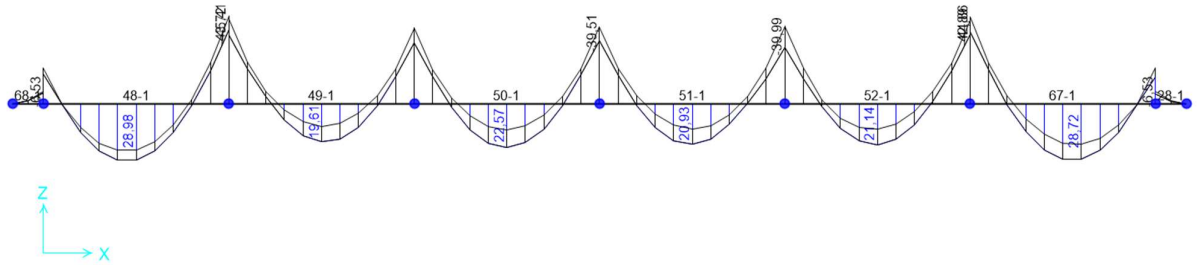


Figura 9.26 - Combinazione SLU – Valori di Momento Flettente M33

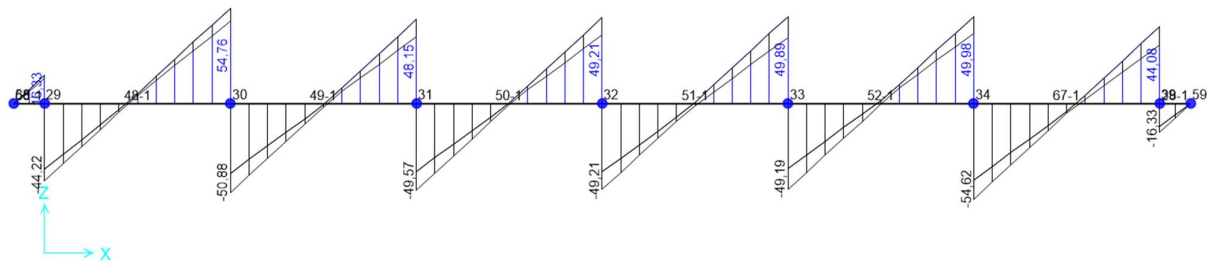


Figura 9.27 - Combinazione SLU – Valori di Sforzo di Taglio V22

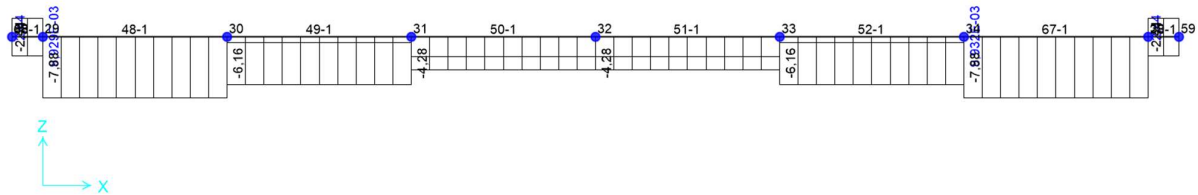


Figura 9.28 - Combinazione SLV – Valori di Sforzo Normale N

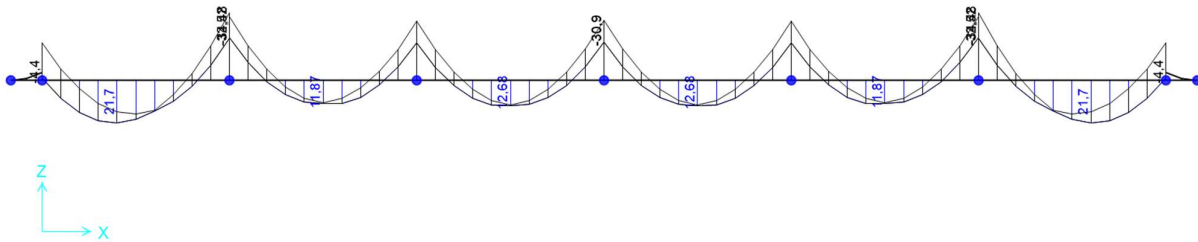


Figura 9.29 - Combinazione SLV – Valori di Momento Flettente M33

RELAZIONE DI CALCOLO

PROGETTO	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NM0Y	01	D 11 CL	FA0200 001	A	44 DI 133

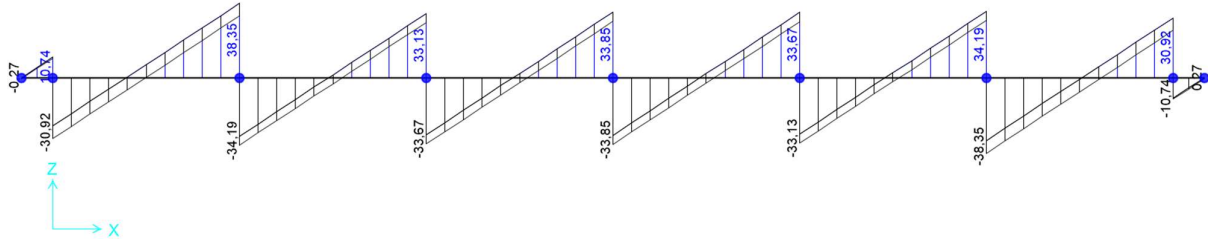


Figura 9.30 - Combinazione SLV – Valori di Sforzo di Taglio V22

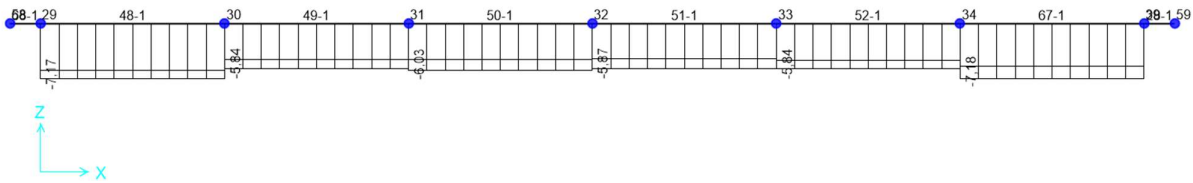


Figura 9.31 - Combinazione SLE rara – Valori di Sforzo Normale N

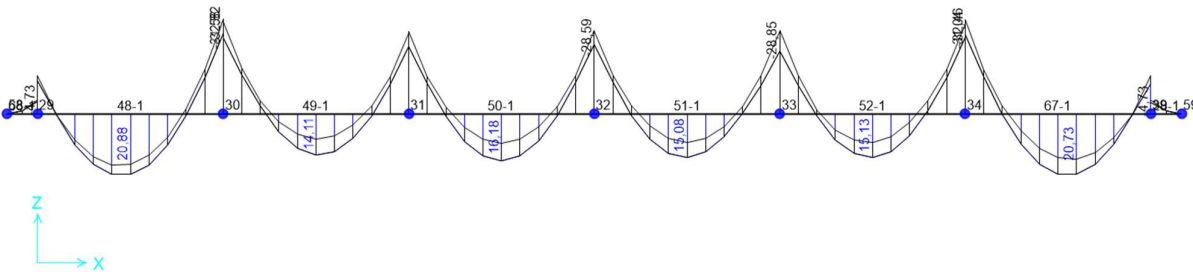


Figura 9.32 - Combinazione SLE rara – Valori di Momento Flettente M33

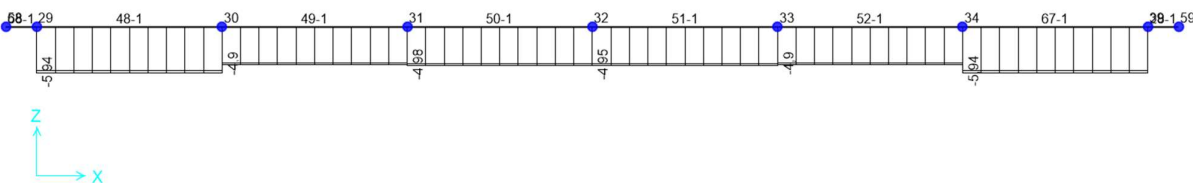
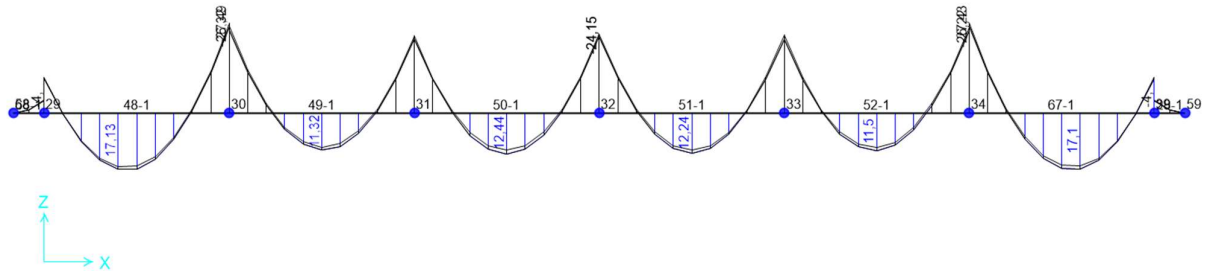
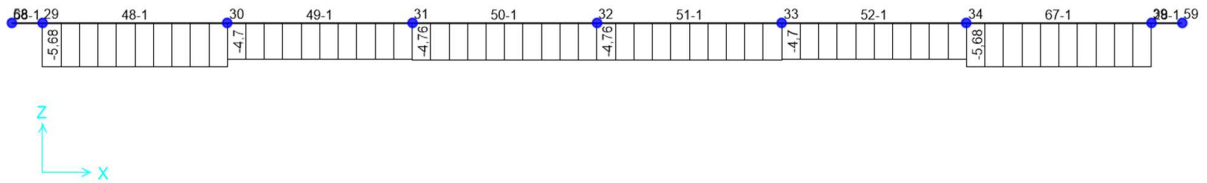
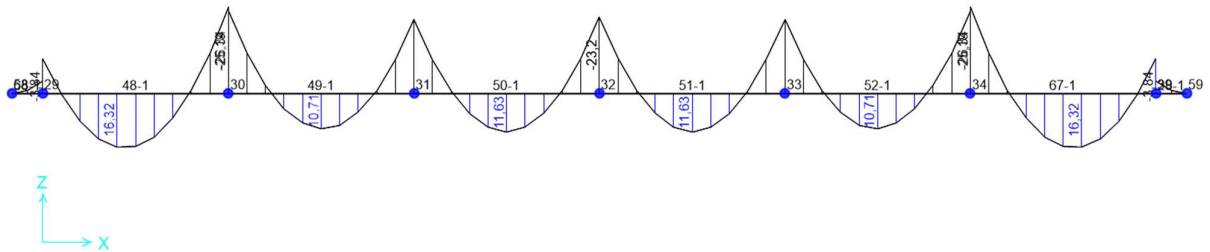


Figura 9.33 - Combinazione SLE frequente – Valori di Sforzo Normale N


Figura 9.34 - Combinazione SLE frequente – Valori di Momento Flettente M33

Figura 9.35 - Combinazione SLE quasi permanente – Valori di Sforzo Normale N

Figura 9.36 - Combinazione SLE quasi permanente – Valori di Momento Flettente M33

	NODO DI NOVARA. 1^ FASE PRG DI NOVARA BOSCHETTO BRETELLA MERCI E PRG BOSCHETTO FABBRICATI TECNOLOGICI – GA2 PP/ACC BOSCHETTO					
	RELAZIONE DI CALCOLO	PROGETTO NM0Y	LOTTO 01	CODIFICA D 11 CL	DOCUMENTO FA0200 001	REV. A

9.5 Platea di Fondazione

I valori massimi e minimi dei momenti flettenti per la platea di fondazione per le combinazioni considerate sono riepilogati nella seguente tabella:

M11 max	SLU_TOT_fond_A1	18-1	44,60	kNm/m	M11 min	SLU_TOT_fond_A1	18-1	-42,26	kNm/m
	SLV_TOT_fond	18-1	21,62	kNm/m		SLV_TOT_fond	18-1	-20,56	kNm/m
M22 max	SLU_TOT_fond_A1	38-1	20,73	kNm/m	M22 min	SLU_TOT_fond_A1	90-39	-95,89	kNm/m
	SLV_TOT_fond	38-1	10,20	kNm/m		SLV_TOT_fond	106-17	-46,05	kNm/m

M11 max	SLE_r_TOT_fond	18-1	32,17	kNm/m	M11 min	SLE_r_TOT_fond	38-1	-28,81	kNm/m
	SLE_f_TOT_fond	18-1	30,23	kNm/m		SLE_f_TOT_fond	38-1	-27,27	kNm/m
	SLE_qp_TOT_fond	18-1	28,63	kNm/m		SLE_qp_TOT_fond	38-1	-26,44	kNm/m
M22 max	SLE_r_TOT_fond	38-1	13,39	kNm/m	M22 min	SLE_r_TOT_fond	90-28	-69,03	kNm/m
	SLE_f_TOT_fond	38-1	12,31	kNm/m		SLE_f_TOT_fond	90-28	-63,85	kNm/m
	SLE_qp_TOT_fond	38-1	10,79	kNm/m		SLE_qp_TOT_fond	909-28	-62,74	kNm/m

Si riportano di seguito le immagini che illustrano la distribuzione dei momenti flettenti negli elementi tipo *shell* costituenti la platea per le combinazioni di carico agli SLU e SLV.

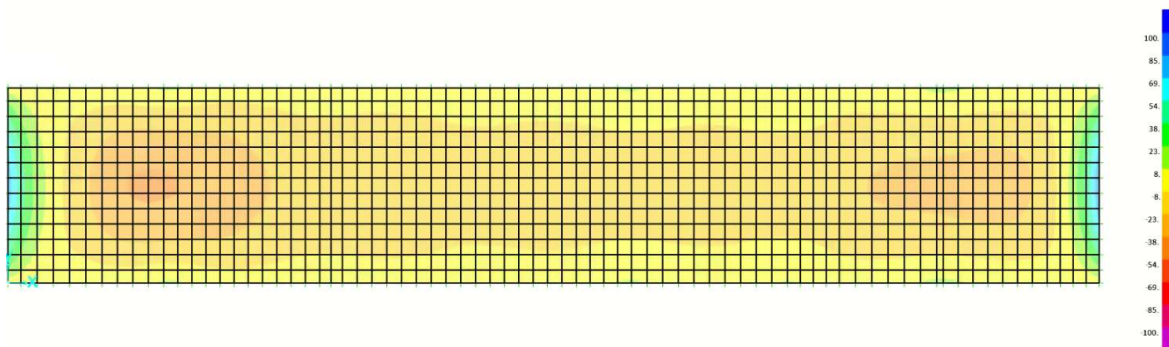


Figura 9.37 – Distribuzione dei Momenti Flettenti M11 - Combinazione SLU_TOT_fond_A1

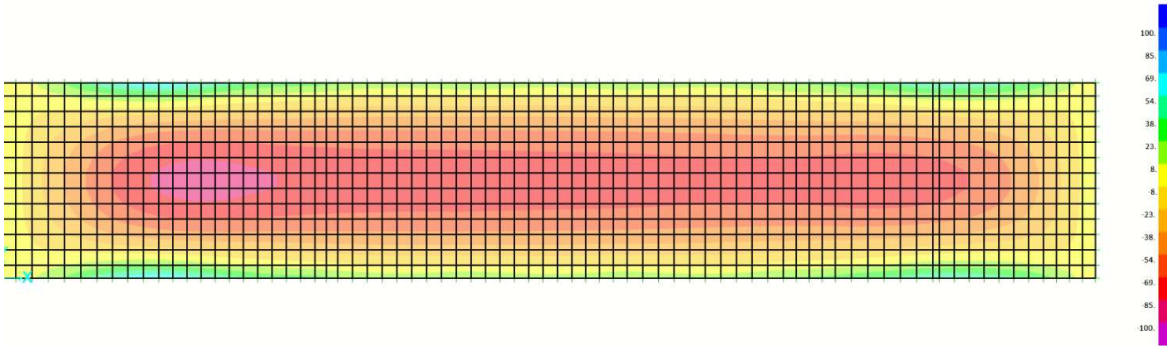


Figura 9.38 – Distribuzione dei Momenti Flettenti M22 - Combinazione SLU_TOT_fond_A1

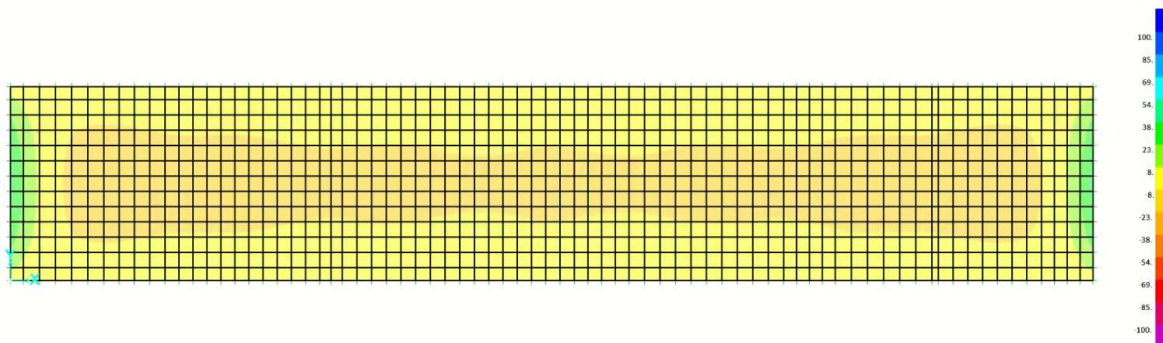


Figura 9.39 – Distribuzione dei Momenti Flettenti M11 - Combinazione SLV_TOT_fond

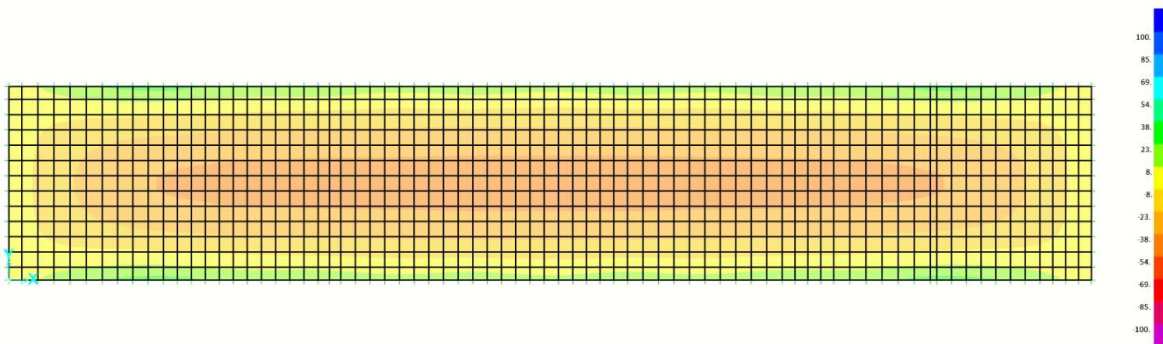


Figura 9.40 – Distribuzione dei Momenti Flettenti M22 - Combinazione SLV_TOT_fond

I valori massimi per le sollecitazioni taglianti sono riportati nella tabella di seguito.

V13 max	SLU_TOT_fond_A1	73,50	kN/m	V13 min	SLU_TOT_fond_A1	-86,27	kN/m
	SLV_TOT_fond	44,56	kN/m		SLV_TOT_fond	-45,28	kN/m
V23 max	SLU_TOT_fond_A1	77,92	kN/m	V23 min	SLU_TOT_fond_A1	-103,49	kN/m
	SLV_TOT_fond	43,72	kN/m		SLV_TOT_fond	-44,37	kN/m

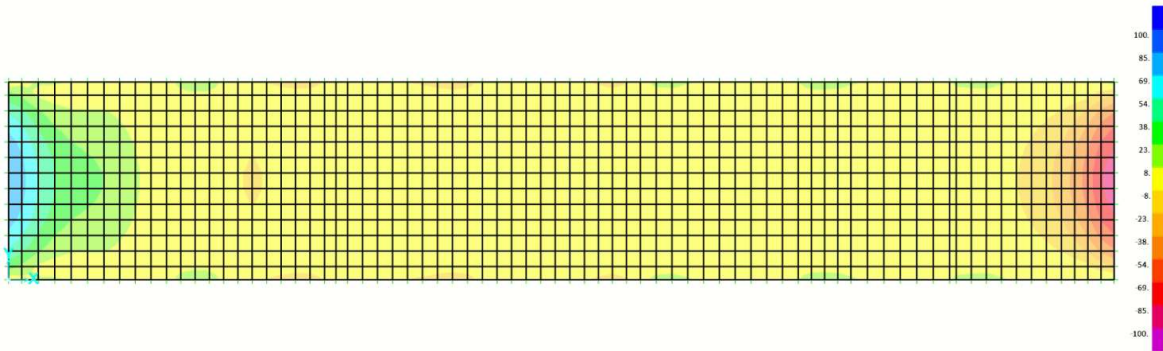


Figura 9.41 – Distribuzione dei Taglio V13 - Combinazione SLU_TOT_fond_A1

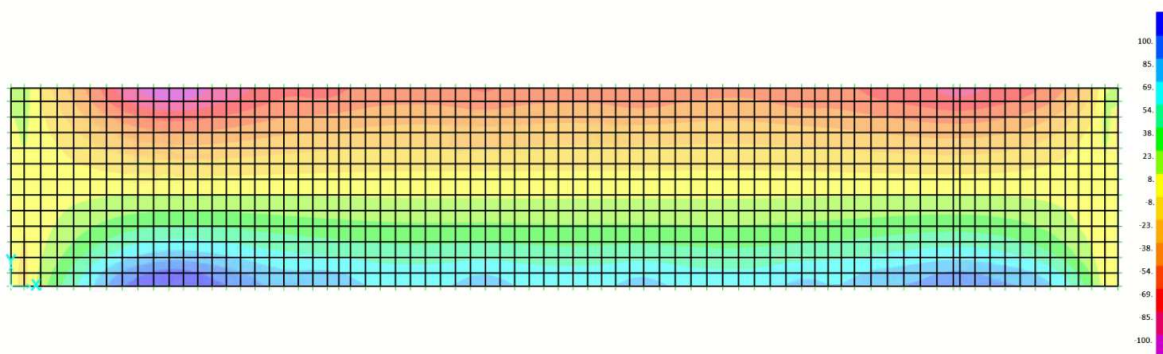


Figura 9.42 – Distribuzione dei Taglio V23 - Combinazione SLU_TOT_fond_A1

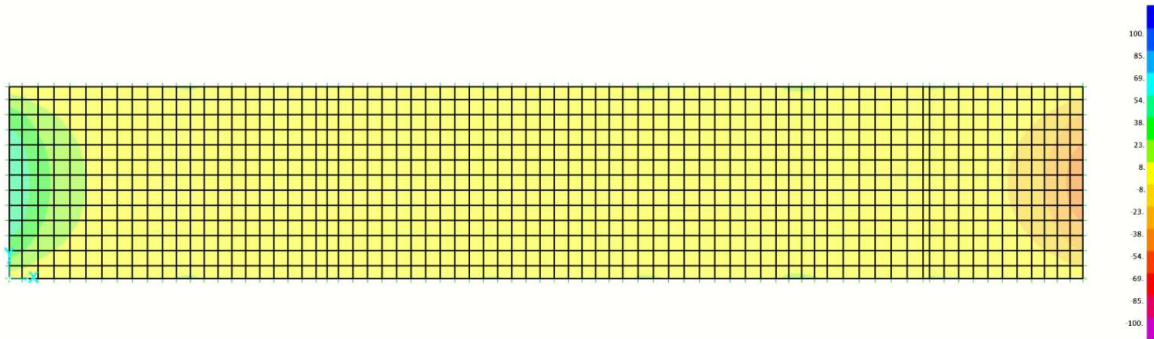


Figura 9.43 – Distribuzione dei Taglio V13 - Combinazione SLV_TOT_fond

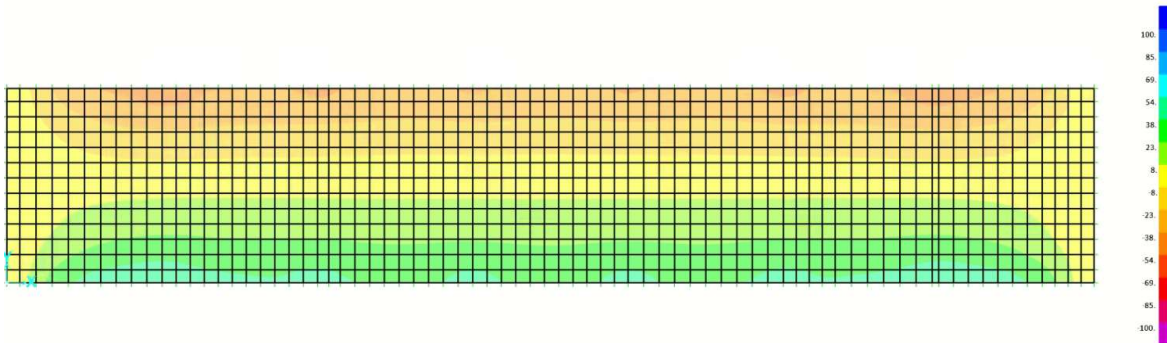


Figura 9.44 – Distribuzione dei Taglio V23 - Combinazione SLV_TOT_fond

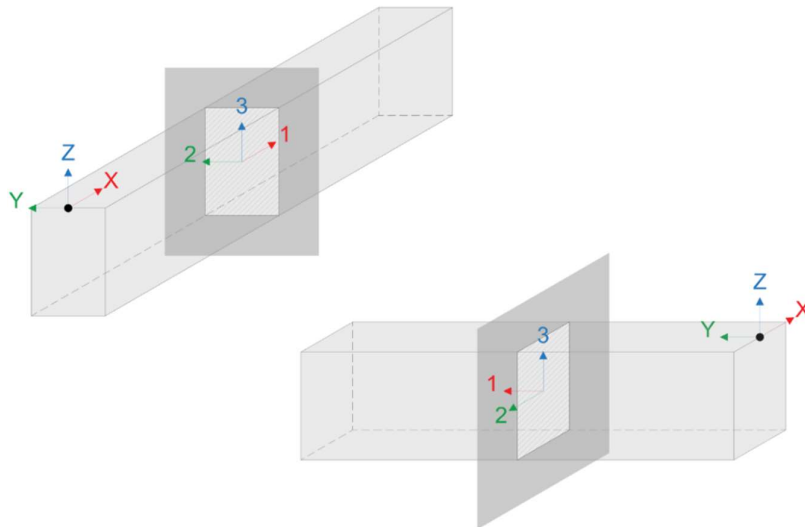
9.6 Nervature Platea di Fondazione

Come già accennato al § 5 della presente relazione, le nervature esterne della platea di fondazione sono rappresentate nel modello di calcolo mediante elementi *shell* il cui piano medio giace nel piano verticale.

Per ottenere le sollecitazioni di riferimento rappresentative del comportamento a trave delle quattro nervature, si realizzano delle *Section Cut* lungo la linea d'asse di ciascuna di esse. Ogni *Section Cut* seziona la nervatura con un piano verticale posizionato ad una determinata ascissa lungo l'asse della stessa e riporta il valore risultante delle caratteristiche di sollecitazione rispetto a un punto scelto, coincidente con il baricentro geometrico della sezione trasversale della nervatura per il valore di ascissa considerato.

Le sollecitazioni così ottenute sono espresse nel sistema di riferimento della *Section Cut*, che segue la convenzione di seguito riportata:

- Asse 1 orizzontale e coincidente con la linea d'asse della nervatura (disposto quindi parallelamente all'asse X del SDR Globale per le nervature che si sviluppano lungo i lati lunghi del fabbricato e parallelamente all'asse Y del SDR Globale per quelle che si sviluppano lungo i lati corti);
- Assi 2 e 3 giacenti nel piano verticale che individua la sezione trasversale della nervatura, rispettivamente orientati orizzontalmente e verticalmente.



I valori massimi e minimi delle sollecitazioni per le nervature della platea di fondazione per le combinazioni considerate sono riportati nelle tabelle seguenti, nelle quali i momenti M2 e M3 sono i momenti rispettivamente intorno agli assi 2 e 3 del Sistema di Riferimento Locale delle *Section Cut* e gli sforzi assiali N sono positivi se di trazione.



NODO DI NOVARA. 1^ FASE PRG DI NOVARA BOSCHETTO

BRETELLA MERCI E PRG BOSCHETTO

FABBRICATI TECNOLOGICI – GA2 PP/ACC BOSCHETTO

RELAZIONE DI CALCOLO

PROGETTO	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NM0Y	01	D 11 CL	FA0200 001	A	51 DI 133

SLU_TOT_FOND_A1	M2 max	47 kNm	M2 min	-153 kNm
	M3 max	156 kNm	M3 min	-99 kNm
	N	-545 kNm	N	-585 kNm
	V max	194 kNm	V min	-200 kNm
SLV_TOT_FOND	M2 max	50 kNm	M2 min	-131 kNm
	M3 max	125 kNm	M3 min	-79 kNm
	N	-403 kNm	N	-493 kNm
	V max	172 kNm	V min	-167 kNm
SLE_r_TOT_FOND	M2 max	34 kNm	M2 min	-113 kNm
	M3 max	113 kNm	M3 min	-72 kNm
	N	-401 kNm	N	-428 kNm
SLE_f_TOT_FOND	M2 max	25 kNm	M2 min	-107 kNm
	M3 max	103 kNm	M3 min	-66 kNm
	N	-396 kNm	N	-402 kNm
SLE_qp_TOT_FOND	M2 max	22 kNm	M2 min	-105 kNm
	M3 max	101 kNm	M3 min	-65 kNm
	N	-397 kNm	N	-397 kNm

10 VERIFICHE SUL SOLAIO

10.1 Dimensionamento Traliccio

Per procedere al dimensionamento del solaio di copertura, in primo luogo è necessario dimensionare il traliccio metallico affogato nelle lastre predalle, in modo da garantire che sia in grado di sostenere i carichi cui è sottoposto in fase di getto, quando ancora il calcestruzzo non risulta collaborante. Assumendo di puntellare i solai soltanto alle estremità, in questa fase lo schema statico è di trave doppiamente appoggiata con sbalzo corrispondente all'aggetto della falda, soggetta a un carico distribuito fornito dal peso proprio del solaio e da un carico accidentale rappresentativo della manodopera.

Si considera dunque la seguente condizione di carico:

CARICHI PERMANENTI STRUTT G_{1_solaio}	2,00 kN/m ²	Peso proprio del solaio
CARICHI ACCIDENTALI Q_{K_solaio}	1,00 kN/m ²	Carico accidentale in fase di getto
Largh Influenza Traliccio	0,40 m	3 trallicci ogni lastra da 120 cm
Carico G_{1_trav} sul singolo travetto	0,80 kN/m	$G_{1_trav} = G_{1_solaio} * Largh_infl$
Carico Q_{trav} sul singolo travetto	0,40 kN/m	$Q_{trav} = Q_{solaio} * Largh_infl$
Combinazione SLU	1,64 kN/m	$Q_{TOT_SLU} = 1,3 * G_{1_trav} + 1,5 * Q_{trav}$
Combinazione SLErara	1,20 kN/m	$Q_{TOT_SLE_Rara} = G_{1_trav} + Q_{trav}$
Inclinazione sull'orizzontale	14 °	Inclinazione della falda di copertura
Luce netta Solaio Predalles L1	2,94 m	Distanza dai fili fissi A e B misurata lungo la falda inclinata
Luce aggetto Solaio Predalles L2	0,82 m	Sbalzo dato dall'aggetto della copertura
Luce totale	3,76 m	$L_{tot} = L1 + L2$
M_{max} SLU	0,54 kNm	Momento flettente massimo in appoggio
M_{min} SLU	1,50 kNm	Momento flettente massimo in campata
M_{max} SLU	1,50 kNm	Momento flettente massimo in valore assoluto

Caratteristiche globali traliccio

Altezza Traliccio	0,10 m
Passo Traliccio	0,15 m
f_{yk}	450,00 N/mm ²
γ_{M0}	1,15
f_{yk}	391,30 N/mm ²
γ_{M1}	1,05
E	210.000,00 N/mm ²

Si riportano di seguito le verifiche di resistenza svolte per i diversi elementi costituenti il traliccio.

VERIFICA STABILITA' CORRENTE SUPERIORE COMPRESSO

N_{Ed}	15,01 kN	N_{Cr}	45.217,49 N
ϕ_{sup}	10,00 mm	$\lambda_{segnato}$	0,88
A_{sup}	78,54 mm ²	α	0,49
J	490,87 mm ⁴	Φ	1,06
I	150,00 mm	γ	0,61
β	1,00	$N_{b,Rd}$	20,52 kN
l_0	150,00 mm	FS	1,37

Fatt di imperf tab 4.2.VI

VERIFICA STABILITA' DIAGONALE COMPRESSO

N_{Ed}	2,00 kN	N_{Cr}	22.865,53 N
ϕ_{diag}	8,00 mm	$\lambda_{segnato}$	0,99
A_{diag}	50,27 mm ²	α	0,49
J	201,06 mm ⁴	Φ	1,19
l_{diag}	135,00 mm	γ	0,54
β	1,00	$N_{b,Rd}$	11,70 kN
l_0	135,00 mm	FS	5,85

Fatt di imperf tab 4.2.VI

VERIFICA STABILITA' CORRENTE INFERIORE COMPRESSO

N_{Ed}	8,00 kN	N_{Cr}	18.521,08 N
ϕ_{inf}	8,00 mm	$\lambda_{segnato}$	1,11
A_{inf}	50,27 mm ²	α	0,49
J	201,06 mm ⁴	Φ	1,33
I	150,00 mm	γ	0,48
β	1,00	$N_{b,Rd}$	10,37 kN
l_0	150,00 mm	FS	1,30

Fatt di imperf tab 4.2.VI

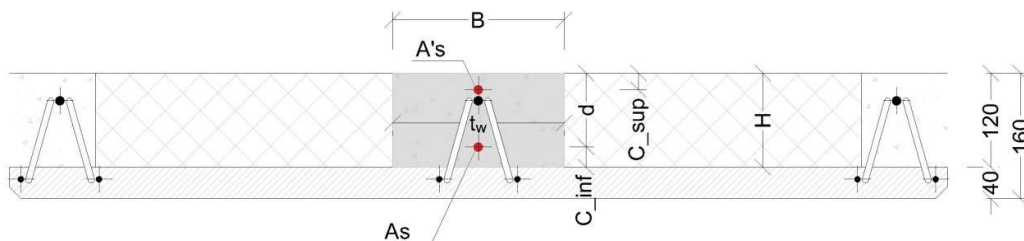
VERIFICA RESISTENZA CORRENTE INFERIORE TESO

N_{Ed}	4,00 kN
ϕ_{inf}	8,00 mm
A_{inf}	50,27 mm ²
$N_{Ed,inf}$	19,67 kN
FS	4,92

10.2 Verifiche SLU Solaio

Si riportano di seguito le caratteristiche geometriche della sezione trasversale tipo del solaio di copertura, che ha uno spessore complessivo di 16 cm ma per il quale si assume tuttavia un'altezza di calcolo di 12 cm, trascurando il contributo resistente della lastra predalle.

Si assume inoltre che le armature inferiori non siano appoggiate sulla lastra, ma siano collocate in posizione sopraelevata di 20 mm rispetto a questa.



RELAZIONE DI CALCOLO

PROGETTO	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NM0Y	01	D 11 CL	FA0200 001	A	54 DI 133

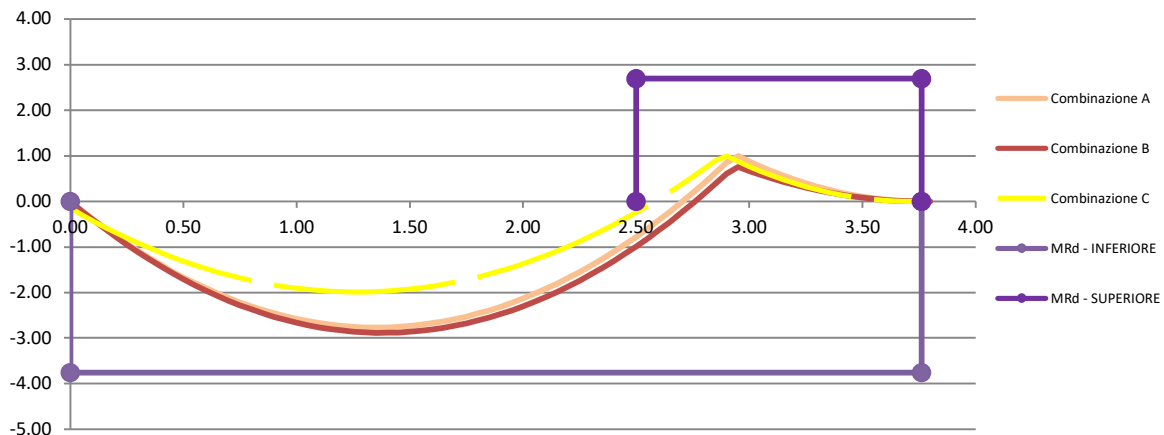
GEOMETRIA	
B	140,00 mm
H	120,00 mm
C _{sup}	26,00 mm
d = H - C _{inf}	94,00 mm
C _{inf}	26,00 mm

• VERIFICA SLU TAGLIO	
k	2,000
ρ ₁	0,009
σ _{cp} = N _{Ed} /A _c	0,00 N/mm ²
V _{min}	0,5486
V'	0,7146
V _{Rd}	9,40 kN
V _{Ed}	4,97 kN

MATERIALI	
Classe Acciaio	B450C
f _{yk}	450,00 N/mm ²
γ _s	1,15
f _{yd}	391,30 N/mm ²
E _a	210.000,00 N/mm ²
ρ _a	7.850,00 kg/m ³
Classe CLS	C30/37
R _{ck}	37 N/mm ²
f _{ck}	30,71 N/mm ²
γ _c	1,50
α _{cc}	0,85
f' _{cd}	17,40 N/mm ²
ε _{cu}	0,0035
ε _{yd}	0,0019
E _{cm}	33.019,43 N/mm ²

• VERIFICA SLU FLESSIONE - CAMPATA	
φ	12,00 mm
n°	1,00
A _s	113,10 mm ²
x	23 mm
Z	84,92 mm
R _T	44.255,48 N
R _{cls}	44.255,48 N
M _{Rd}	3,76 kNm
M _{Ed}	3,08 kNm
QL ² /16	1,92 kNm
MOM di RIFERIM	3,08 kNm
FS	1,22

• VERIFICA SLU FLESSIONE - APPOGGIO	
φ	10,00 mm
n°	1,00
A' _s	78,54 mm ²
x	16 mm
Z	87,69 mm
R _T	30.732,97 N
R _{cls}	30.732,97 N
M _{Rd}	2,70 kNm
M _{Ed}	1,06 kNm
QL ² /16	1,92 kNm
MOM di RIFERIM	1,92 kNm
FS	1,41



RELAZIONE DI CALCOLO

PROGETTO	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NM0Y	01	D 11 CL	FA0200 001	A	55 DI 133

10.3 Verifiche SLE Solaio

• VERIFICA DI DEFORMABILITA' § C 4.1.2.2.2 NTC 2018

ρ	ρ'	K	A [mm ²]	$A_{s,calc}$ [mm ²]	$A_{s,eff}$ [mm ²]	λ	
0,0067	0,0047	1,30	16.800,00	92,77	113,10	25,77	26,48

• VERIFICA SLE TENSIONE - CAMPATA § 4.1.2.2.5 NTC 2018

Momento Statico pari a zero $ax^2 + bx + c = 0$			x [mm]	Momento d'Inerzia		J [mm ⁴]
a	b	c	37	Soletta	Armature	7.875.495,79
70,00	1.696,46	-159.467,24		2.388.057,10	5.487.438,69	

Combinazione RARA					Combinazione Quasi Permanente		
M_{max} [Nmm]	σ_{cmax} [N/mm ²]	$\sigma_{climite}$ [N/mm ²]	σ_{smax} [N/mm ²]	$\sigma_{slimite}$ [N/mm ²]	M_{max} [Nmm]	σ_{cmax} [N/mm ²]	$\sigma_{climite}$ [N/mm ²]
2.186.771,91	10,31	18,43	236,88	360,00	1.532.000,67	7,22	13,82

• VERIFICA SLE TENSIONE - APPOGGIO § 4.1.2.2.5 NTC 2018

Momento Statico pari a zero $ax^2 + bx + c = 0$			x [mm]	Momento d'Inerzia			J [mm ⁴]
a	b	c	25	Cl _s	A' _{s sup} tese	A _{s inf} compresse	6.364.238,13
70,00	2.874,56	-113.681,67		702.877,16	5.658.475,67	2.885,29	

Combinazione RARA					Combinazione Quasi Permanente		
M_{max} [Nmm]	σ_{cmax} [N/mm ²]	$\sigma_{climite}$ [N/mm ²]	σ_{smax} [N/mm ²]	$\sigma_{slimite}$ [N/mm ²]	M_{max} [Nmm]	σ_{cmax} [N/mm ²]	$\sigma_{climite}$ [N/mm ²]
752.554,15	2,92	18,43	122,93	360,00	551.517,23	2,14	13,82

• VERIFICA SLE FESSURAZIONE - CAMPATA § 4.1.2.2.4 NTC 2018

Stato Limite di Formazione delle Fessure

Momento Statico pari a zero della sezione interamente reagente $ax + b = 0$	x [mm]	Momento d'Inerzia		J [mm ⁴]
		Cl _s	A _s	
	63	20.323.371,82	1.617.866,91	21.941.238,73

Combinazione Frequente

M_{fmax}	1,68 kNm
σ_{cmin}	4,35 N/mm ²
$\sigma_t = f_{ctm}/1,2$	2,45 N/mm ²

SEZIONE FESSURATA
Procedere al calcolo di apertura delle fessure

Combinazione Quasi Permanente

M_{QPmax}	1,53 kNm
σ_{cmin}	3,97 N/mm ²
$\sigma_t = f_{ctm}/1,2$	2,45 N/mm ²

SEZIONE FESSURATA
Procedere al calcolo di apertura delle fessure

RELAZIONE DI CALCOLO

PROGETTO	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NM0Y	01	D 11 CL	FA0200 001	A	56 DI 133

Stato Limite di Apertura delle Fessure
Combinazione Frequente

$\sigma_s(\text{Freq})$	181,75 N/mm ²	Tensione nell'armatura tesa valutata nella sezione fessurata in comb Frequente
K_t	0,40	Fattore dipendente dalla durata del carico e vale 0,4 per carichi di lunga durata e 0,6 per carichi di breve durata
f_{ctm}	2,94 N/mm ²	
$h_{c,eff}$	27,62 mm	
$A_{c,eff}$	3.867,45 mm ²	Area efficace di calcestruzzo teso attorno all'armatura, di altezza $h_{c,ef}$ e base b_w
ρ_{eff}	0,03	
α_e	6,36	
ϵ_{sm}	0,00064	Deformazione unitaria media delle barre
K_1	0,80	Per barre ad aderenza migliorata
K_2	0,50	Caso di flessione
K_3	3,40	Valore fisso
K_4	0,43	Valore fisso
ϕ	12,00 mm	Se si usano barre di diametro diverso...
$\Delta_{s,max}$	158,16 mm	Distanza massima tra le fessure
$w_d(\text{freq})$	0,10 mm	Valore di calcolo dell'apertura delle fessure
w_3	0,40 mm	Armatura poco sensibile

Combinazione Quasi Permanente

$\sigma_s(\text{qp})$	165,95 N/mm ²	Tensione nell'armatura tesa valutata nella sezione fessurata in comb Quasi Perm
ϵ_{sm}	0,00056	Deformazione unitaria media delle barre
$w_d(\text{qp})$	0,09 mm	Valore di calcolo dell'apertura delle fessure
w_2	0,30 mm	Armatura poco sensibile

• VERIFICA SLE FESSURAZIONE - APPOGGIO
Stato Limite di Formazione delle Fessure

Momento Statico pari a zero della sezione interamente reagente $ax+b=0$	x [mm]	Momento d'Inerzia		J [mm ⁴]
		I _s	A _s	
	59	20.173.481,08	3.293.719,37	23.467.200,45

Combinazione Frequente

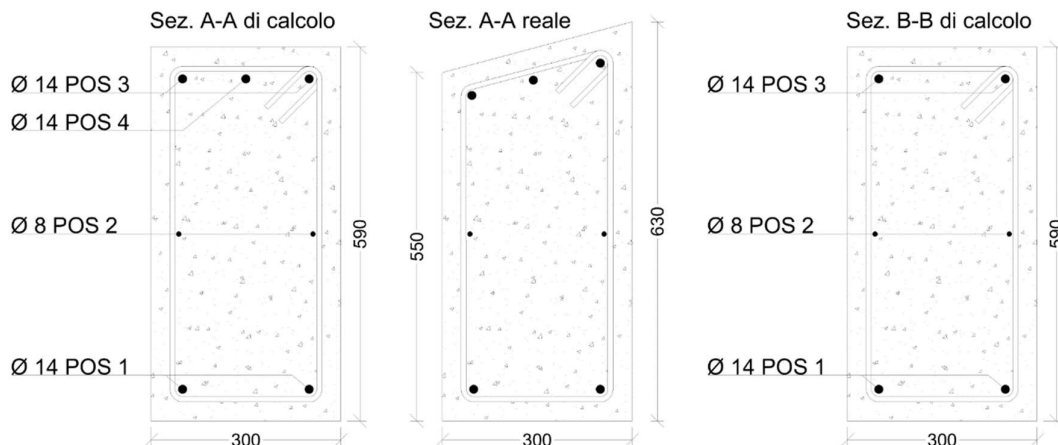
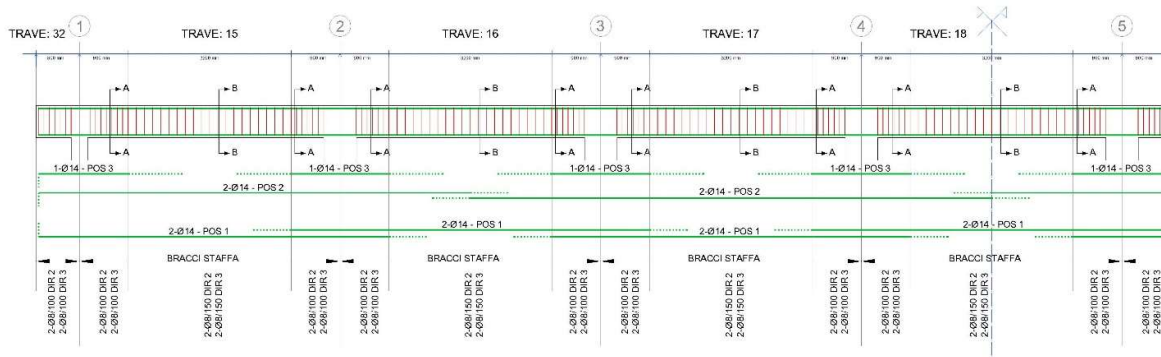
$M_{f,max}$	0,60 kNm
$\sigma_{c,min}$	0,89 N/mm ²
$\sigma_t = f_{ctm}/1,2$	2,45 N/mm ²
SEZIONE NON FESSURATA	
OK	

Combinazione Quasi Permanente

$M_{QP,max}$	0,55 kNm
$\sigma_{c,min}$	0,82 N/mm ²
$\sigma_t = f_{ctm}/1,2$	2,45 N/mm ²
SEZIONE NON FESSURATA	
OK	

11 VERIFICHE TRAVE FILO FISSO B

Di seguito è schematizzata la distribuzione di armature longitudinali e staffe per la trave corrispondente al filo fisso B, considerando la simmetria dell'elemento, si riporta in questa sede solo la sezione longitudinale della prima metà (fili fissi 1 – 5).



Come già detto al § 7.8, si assume che la struttura sia in Classe di Duttività Bassa (CDB), pertanto la zona critica della trave si estende per una lunghezza pari a 1 volta l'altezza della sezione della trave, misurata a partire dalla faccia del nodo trave-pilastro (§ 7.4.6.1.1 NTC 2018).

In definitiva dunque si assume un'Altezza Critica di **600 mm**.

Le verifiche di resistenza e gerarchia, così come il controllo tensione e fessurazione per gli stati limite di esercizio, vengono condotte con il software VIS di CSI.

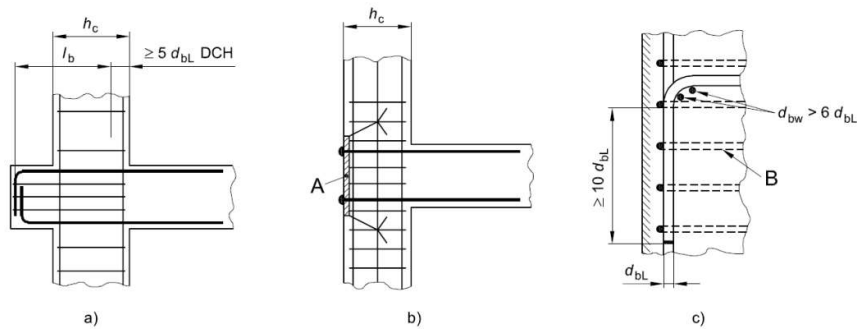
Per quanto riguarda le prescrizioni relative ai dettagli costruttivi (limitazioni geometriche e di armatura) definite ai § 4.1.6 e 7.4.6 delle NTC 2018, anch'esse sono verificate nell'apposito modulo di VIS. In particolare, per garantire l'ancoraggio delle armature longitudinali e prevenire una crisi di aderenza, si prevedono i seguenti accorgimenti:

- nei nodi trave-colonna interni le armature sono prolungate al di fuori della zona critica e si ancorano dunque oltre il nodo;
- nei nodi trave-colonna esterni le armature longitudinali sono piegate con una lunghezza di 25 cm ($>10\phi_{bL} = 24$ cm) disponendo un'apposita armatura trasversale dietro la piegatura, in analogia a quanto riportato nella Fig. 5.13 c) di UNI EN 1998-1:2005, di seguito riportata:

figura 5.13 Misure aggiuntive per ancoraggi realizzati in collegamenti trave-colonna esterni

Legenda

- A Piastra di ancoraggio
- B Staffe attorno alle barre della colonna



11.1 Verifiche SLU – Flessione

Si riportano di seguito le verifiche effettuate per le sezioni più sollecitate di campata e appoggio.

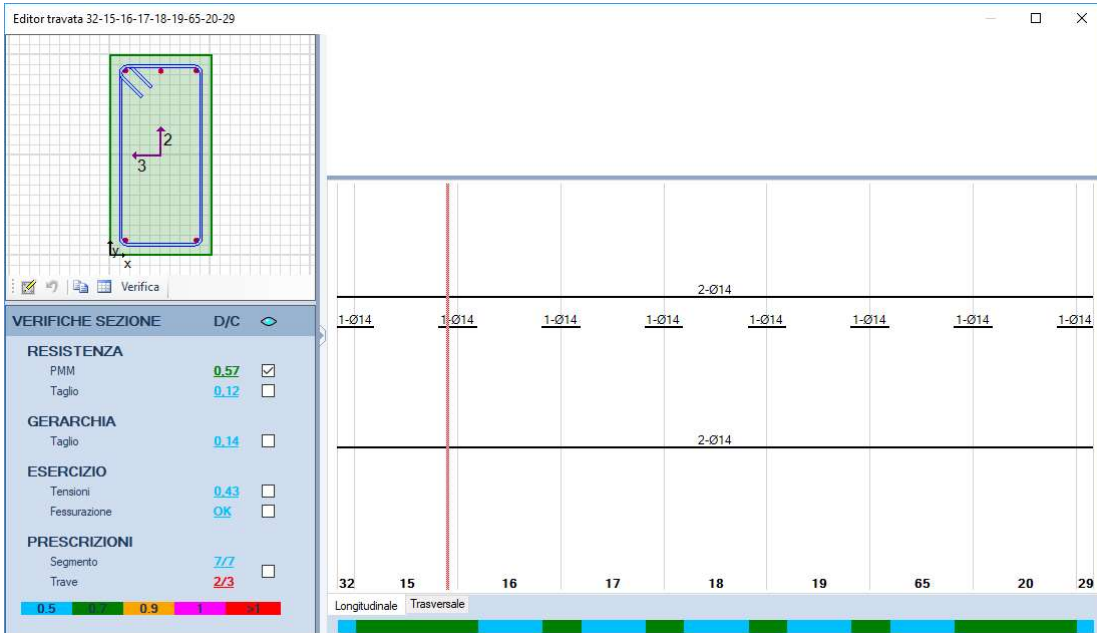


Figura 11.1 – Rapporto Domanda/Capacità per la verifica di resistenza a flessione della trave in esame

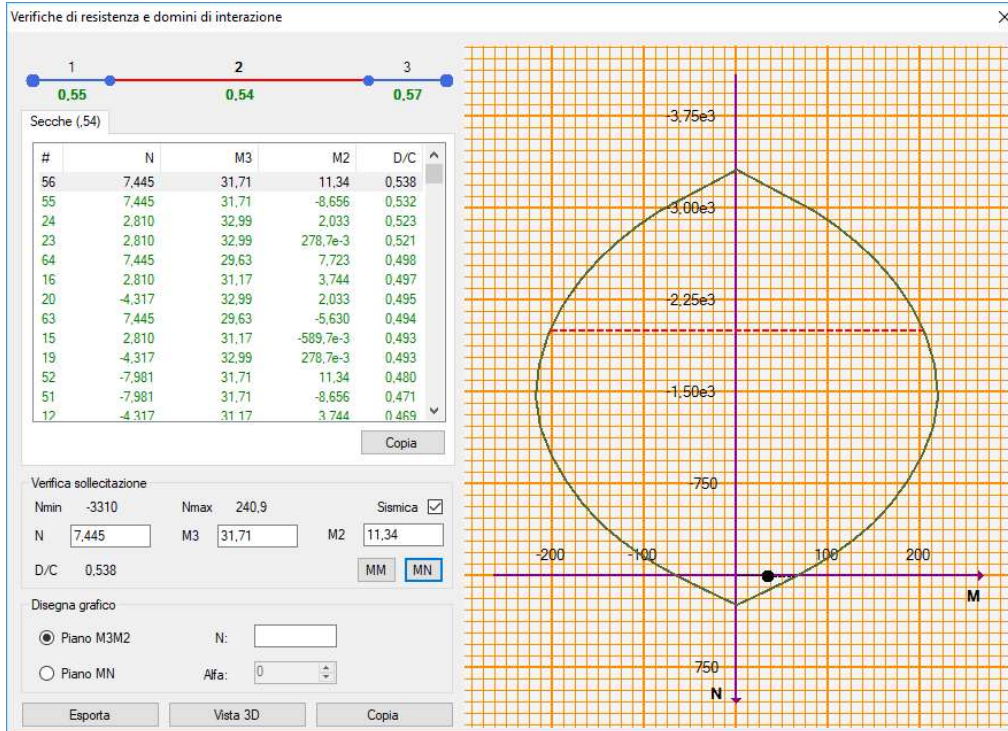


Figura 11.2 – Dominio di resistenza della sezione di campata massimamente sollecitata

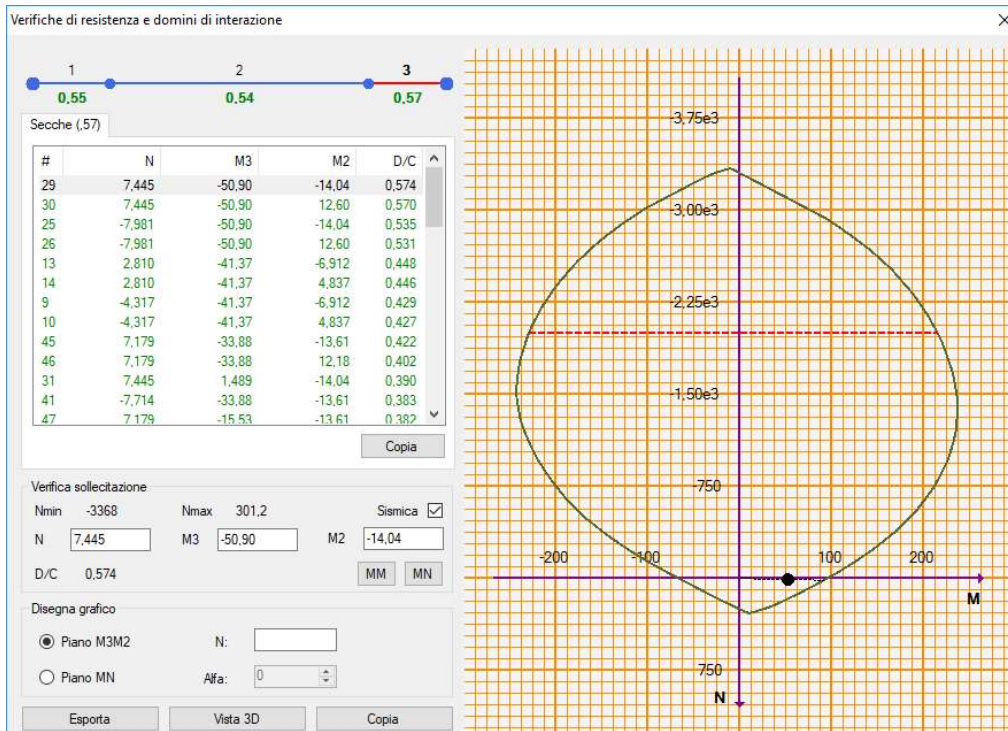


Figura 11.3 – Dominio di resistenza della sezione in appoggio massimamente sollecitata

11.2 Verifiche SLU – Taglio (gerarchia)

Secondo quanto specificato dalla normativa, per le strutture in CD”B”, la verifica resistenza a taglio nei confronti delle sollecitazioni determinate dall’analisi globale condotta sulla struttura si conduce controllando la seguente disuguaglianza:

$$V_{Ed} \leq V_{Rd}$$

V_{Ed} è il valore di calcolo dello sforzo di taglio agente, determinato sommando il contributo dovuto ai carichi gravitazionali agenti sulla trave, considerata incernierata agli estremi, alle sollecitazioni di taglio corrispondenti alla formazione delle cerniere plastiche nella trave e prodotte dai momenti resistenti $M_{b,Rd,1,2}$ delle due sezioni di plasticizzazione (generalmente quelle di estremità) determinati come indicato in § 4.1.2.1.2, amplificati del fattore di sovrarresistenza γ_{Rd} .

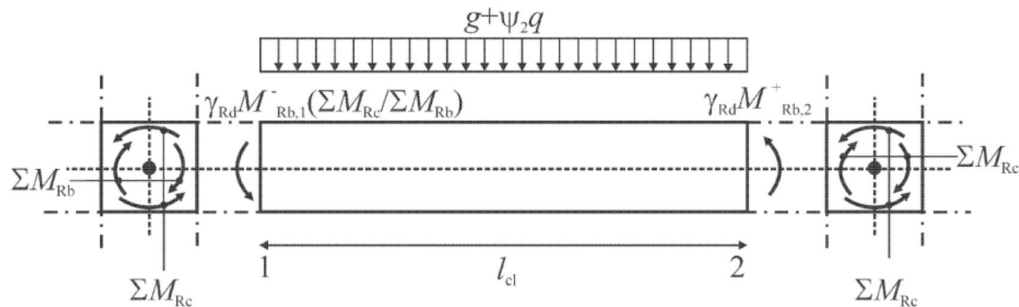


Figura 11.4 – Immagine estratta dalla Circolare n.7/2019 §C7.4.1

Secondo quanto rappresentato nella figura C7.4.1, l’espressione del taglio sollecitante di calcolo è la seguente:

$$V_{Ed} = \pm \gamma_{Rd} \cdot \frac{M_{b,Rd,1} + M_{b,Rd,2}}{l} + \bar{G}_k \cdot \frac{1}{2}$$

dove:

γ_{Rd} = Coefficiente di sovrarresistenza, pari a 1,10 per strutture in CD”B”;

$M_{b,Rd,1}$ e $M_{b,Rd,2}$ = momenti resistenti delle sezioni di plasticizzazione, sempre concordi;

l = luce della campata di trave considerata;

$\bar{G}_k = g + \psi_2 q$, sono i carichi gravitazionali agenti sulla trave

La resistenza a taglio V_{Rd} di elementi strutturali dotati di specifica armatura a taglio deve essere valutata sulla base di una adeguata schematizzazione a traliccio. Gli elementi resistenti dell’ideale traliccio sono: le armature trasversali, le armature longitudinali, il corrente compresso di calcestruzzo e i puntoni d’anima inclinati. L’inclinazione ϑ dei puntoni di calcestruzzo rispetto all’asse della trave deve rispettare i limiti seguenti:

$$1 \leq \text{ctg}\vartheta \leq 2,5$$

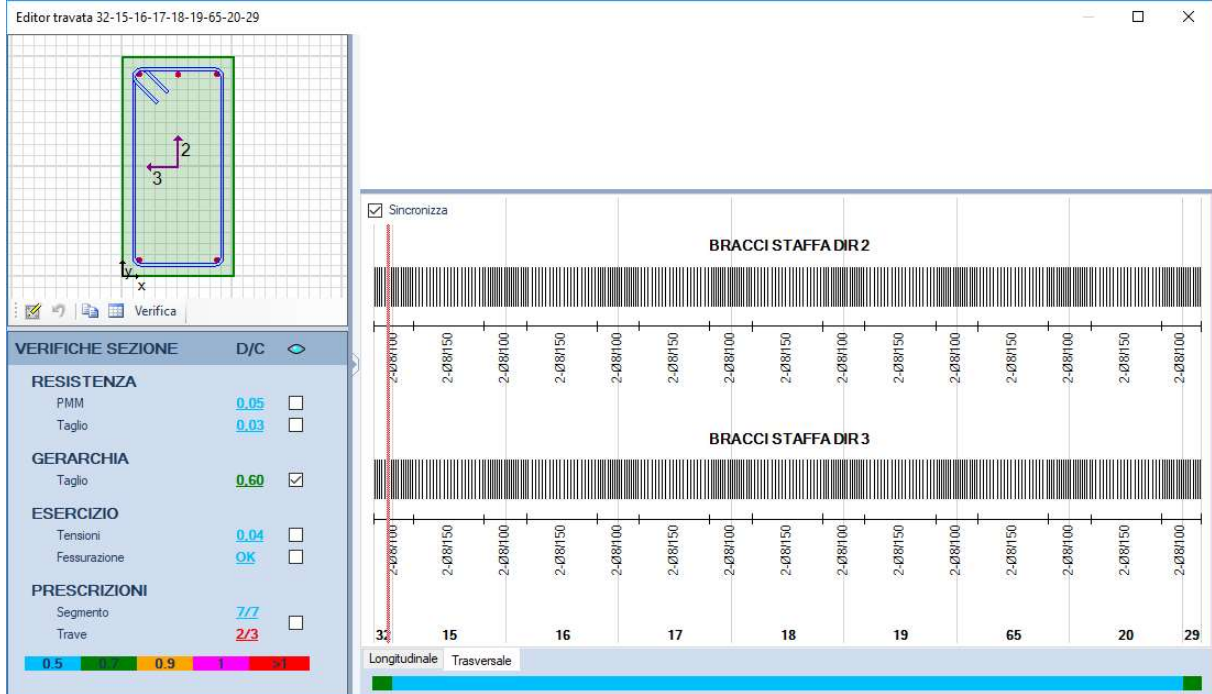


Figura 11.5 – Rapporto Domanda/Capacità per la verifica di resistenza a taglio della trave in esame

Si riporta di seguito la tabella di verifica a taglio della trave in esame.

Segmento	Armatura assegnata [m ² /m]	Domanda a taglio [kN]	Capacità a taglio [kN]	D/C
1	0,1005	275,2	458,1	0,601
2	0,1005	272,4	458,1	0,595
3	0,1005	276,7	458,1	0,604

11.3 Verifiche SLE – Tensione

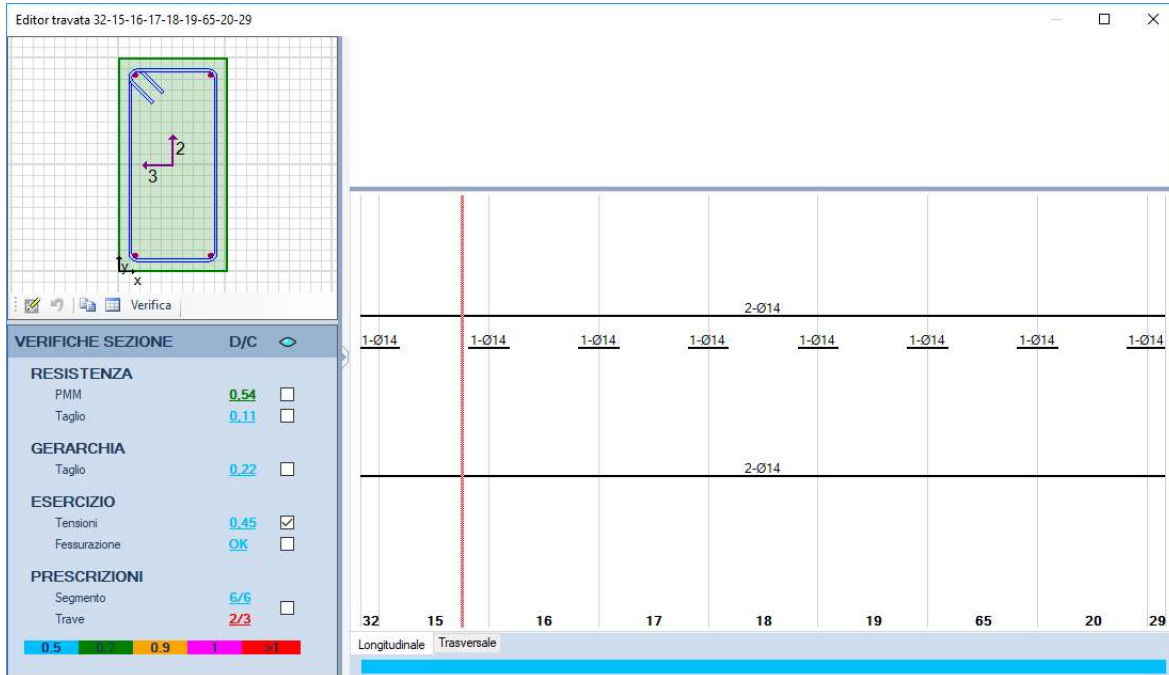


Figura 11.6 - Rapporto Domanda/Capacità per il controllo di tensione agli stati limite di esercizio della trave in esame

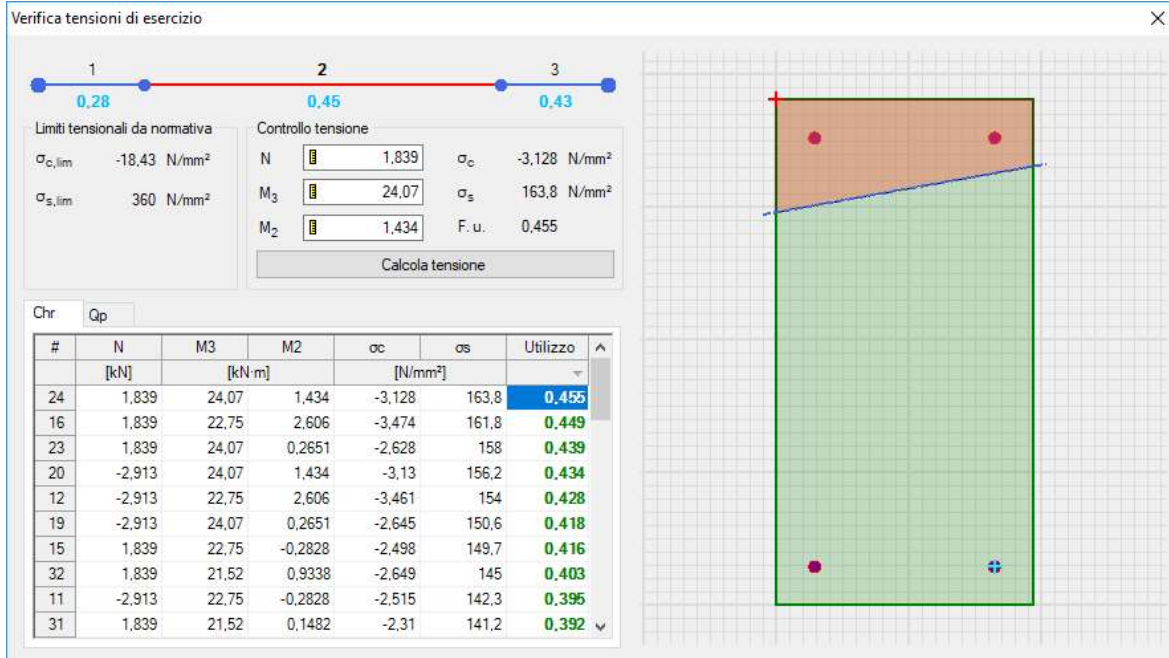


Figura 11.7 – Valori di tensione della sezione di campata massimamente sollecitata per la combinazione di carico rara

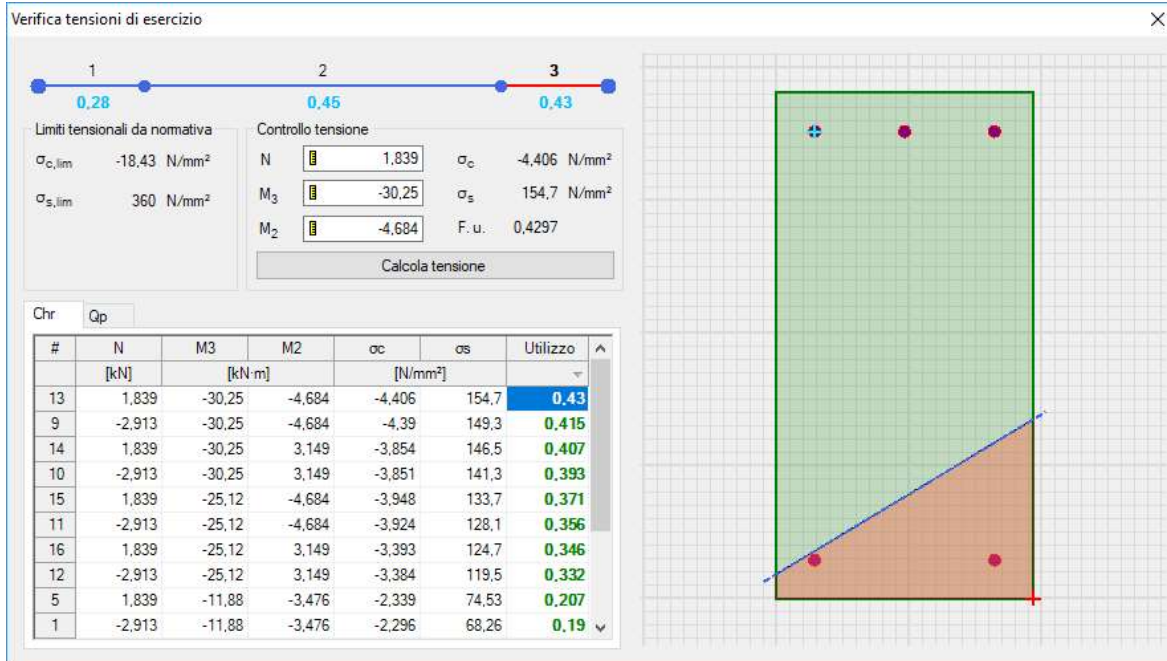


Figura 11.8– Valori di tensione della sezione in appoggio massimamente sollecitata per la combinazione di carico rara

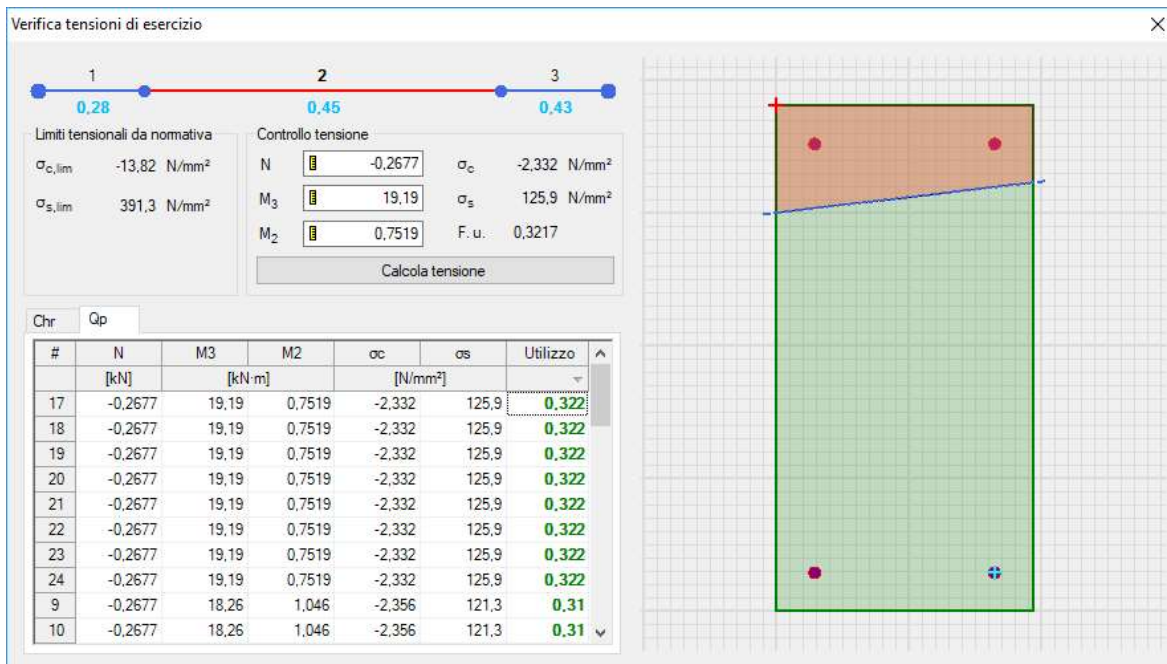


Figura 11.9– Valori di tensione della sezione di campata massimamente sollecitata per la combinazione di carico quasi permanente

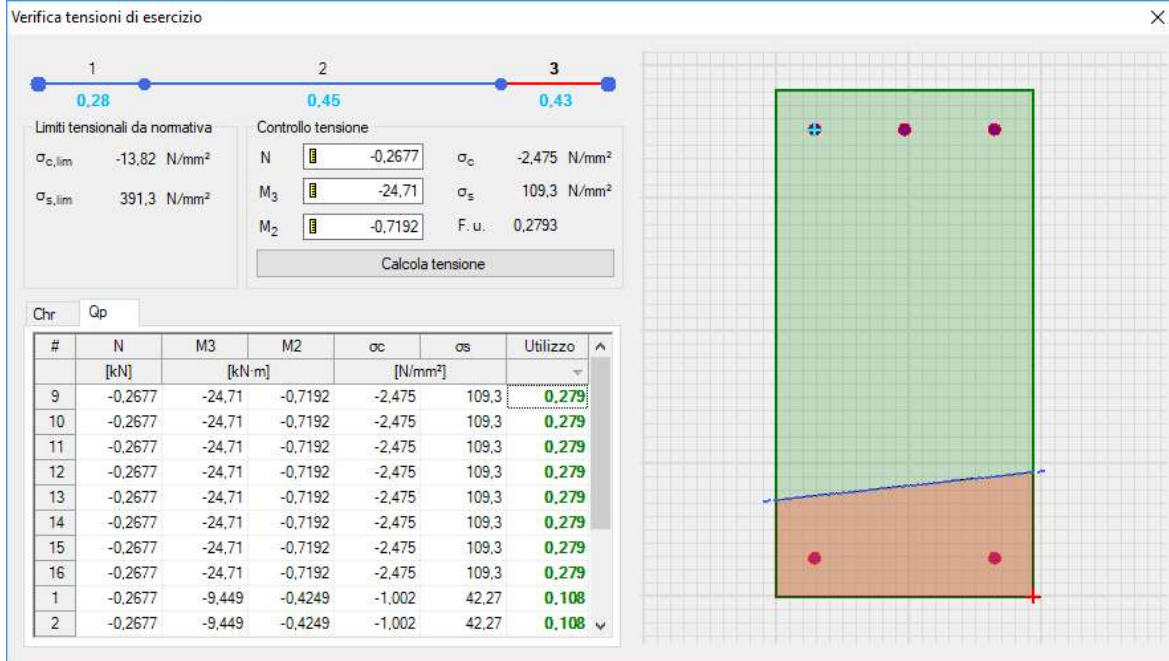


Figura 11.10 – Valori di tensione della sezione in appoggio massimamente sollecitata per la combinazione di carico quasi permanente

11.4 Verifiche SLE – Fessurazione

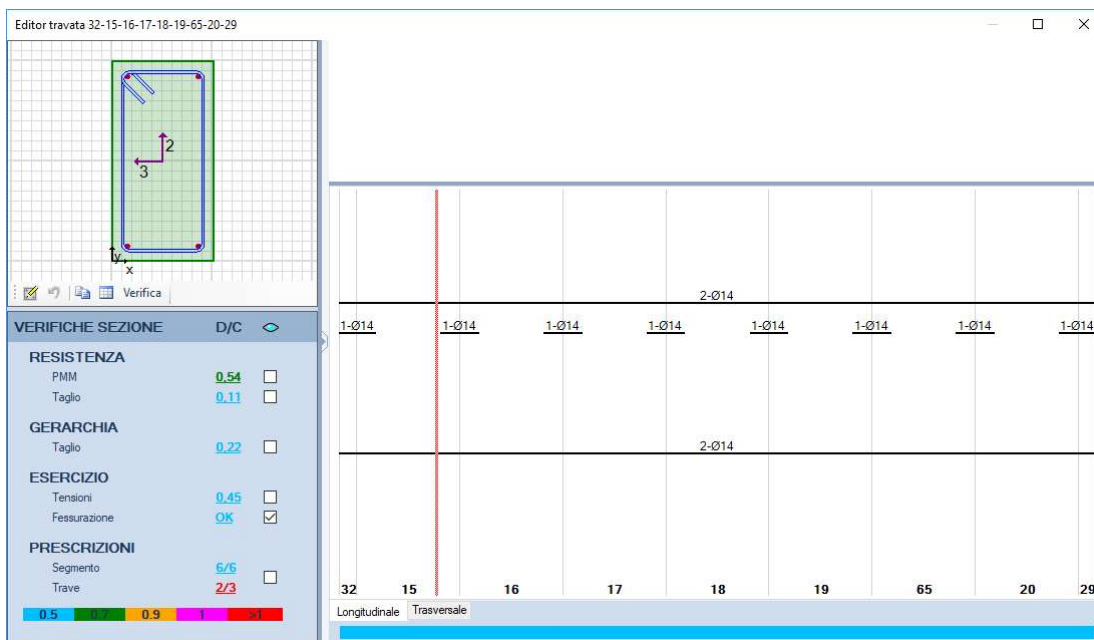


Figura 11.11 - Rapporto Domanda/Capacità per il controllo di fessurazione della trave in esame

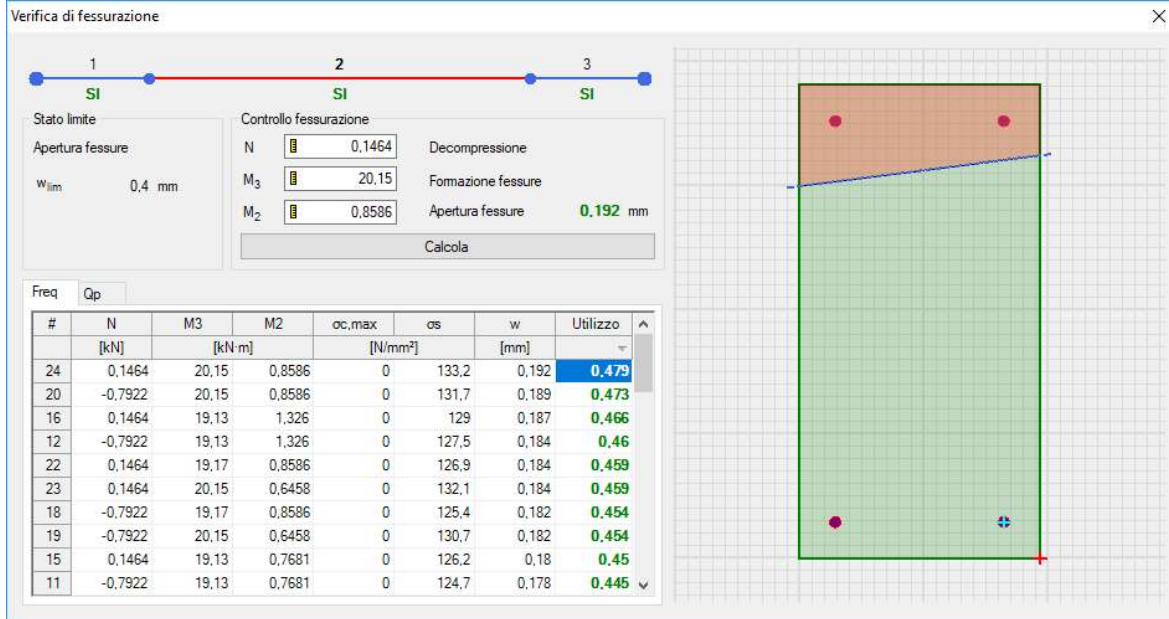


Figura 11.12 - Valori di apertura delle fessure per la sezione in campata massimamente sollecitata per la combinazione di carico frequente

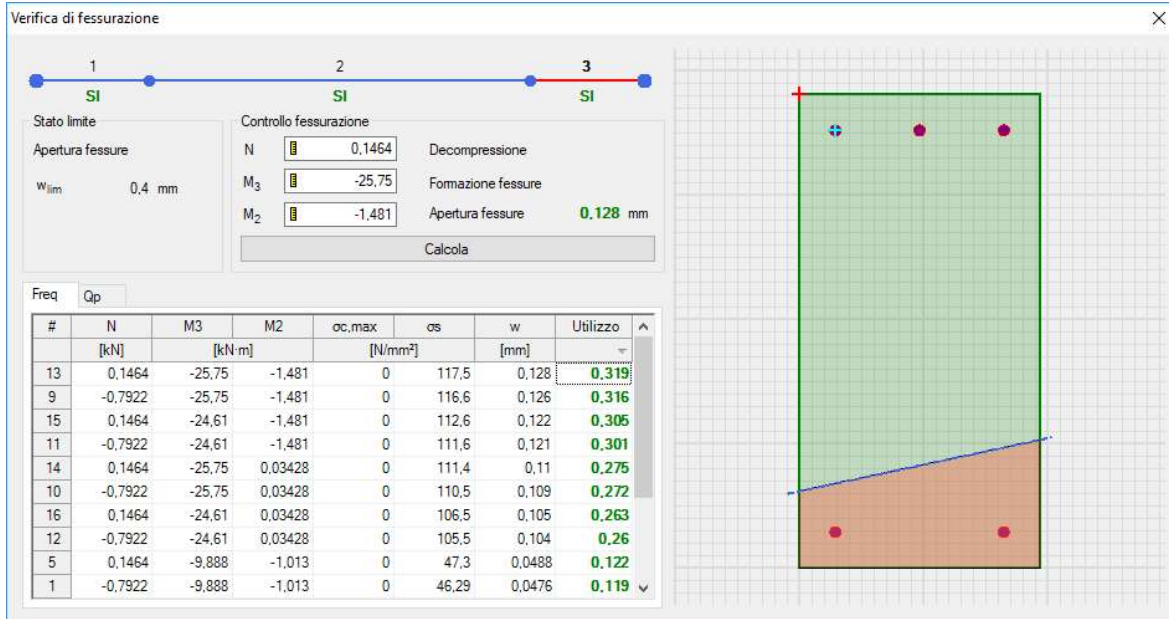


Figura 11.13 - Valori di apertura delle fessure per la sezione in appoggio massimamente sollecitata per la combinazione di carico frequente

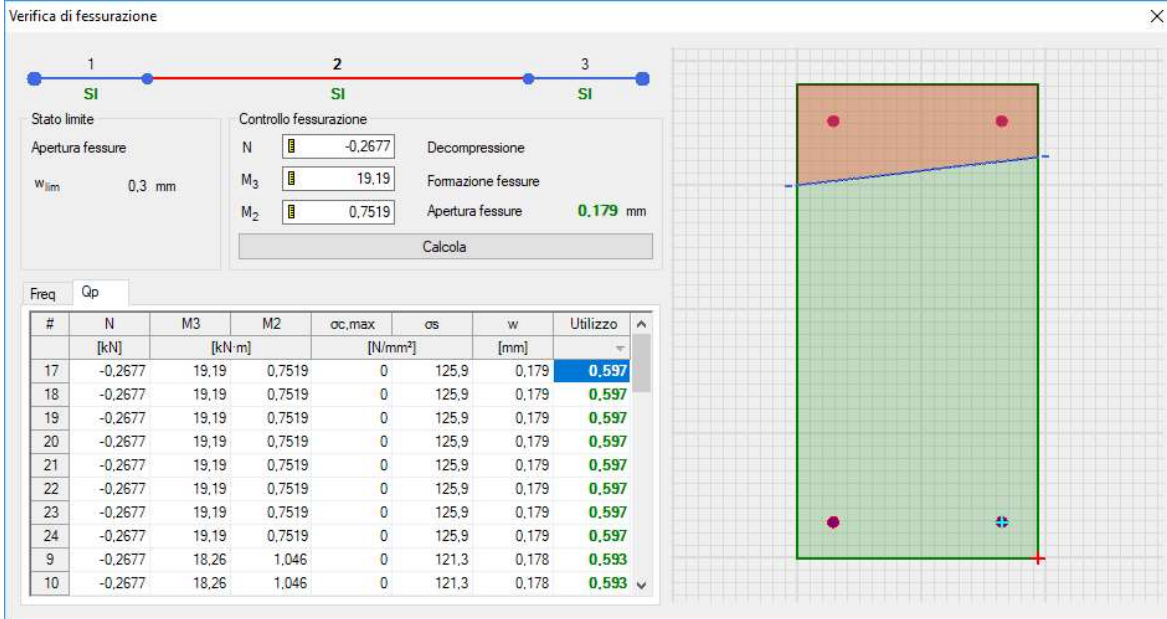


Figura 11.14 - Valori di apertura delle fessure per la sezione in campata massimamente sollecitata per la combinazione di carico quasi permanente

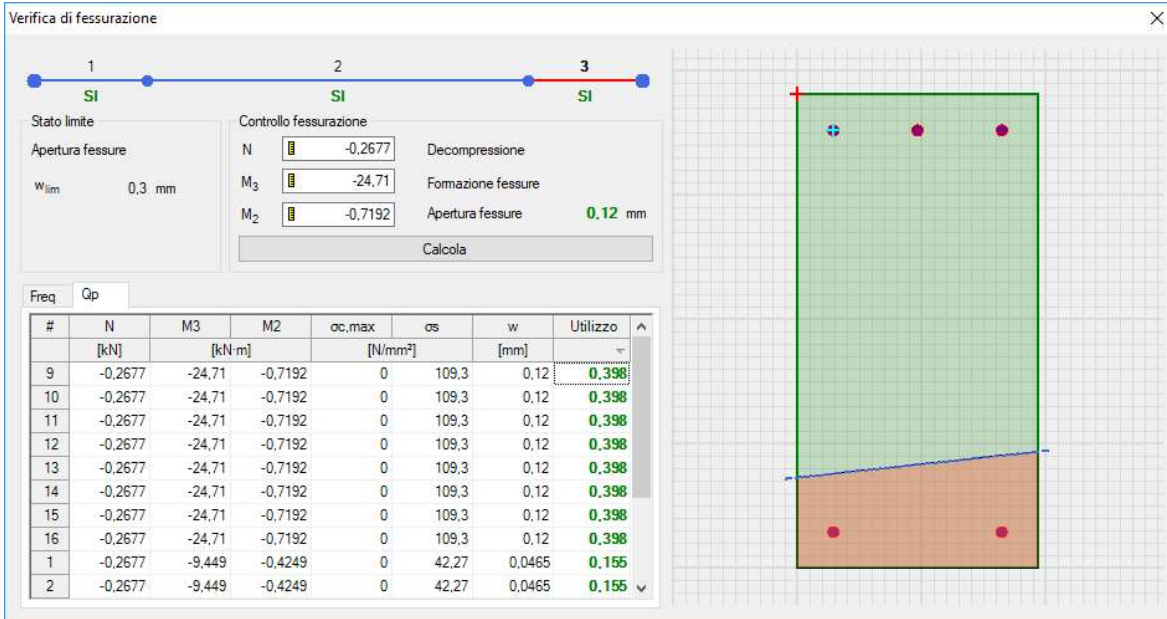
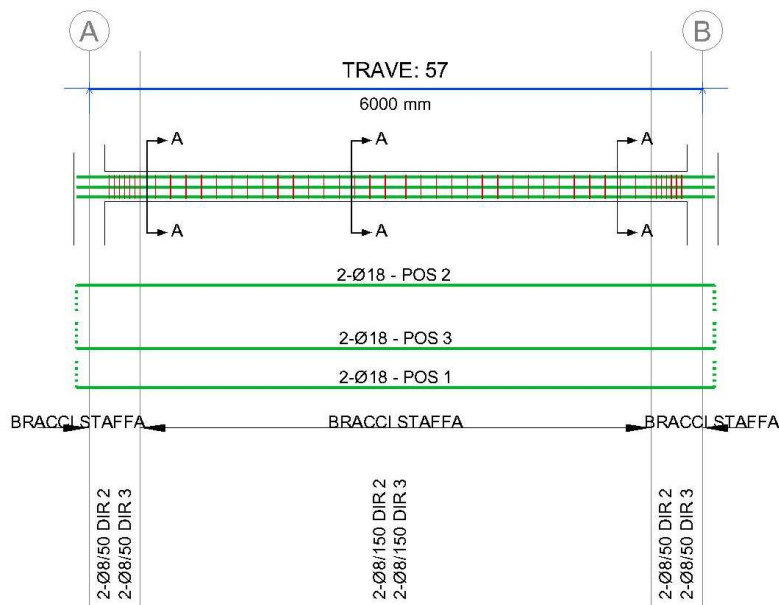


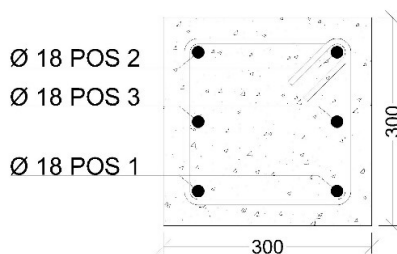
Figura 11.15 - Valori di apertura delle fessure per la sezione in appoggio massimamente sollecitata per la combinazione di carico quasi permanente

12 VERIFICHE TIRANTE FILO FISSO 4

Di seguito è schematizzata la distribuzione di armature longitudinali e staffe per il tirante inferiore della capriata corrispondente al filo fisso 4.



Sez. A-A



Come già detto al § 7.8, si assume che la struttura sia in Classe di Duttività Bassa (CDB), pertanto la zona critica della trave si estende per una lunghezza pari a 1 volta l'altezza della sezione della trave, misurata a partire dalla faccia del nodo trave-pilastro (§ 7.4.6.1.1 NTC 2018).

In definitiva dunque si assume un'Altezza Critica di 500 mm.

Le verifiche di resistenza e gerarchia, così come il controllo tensione e fessurazione per gli stati limite di esercizio, vengono condotte con il software VIS di CSI.

12.1 Verifiche SLU – Flessione

Si riportano di seguito le verifiche effettuate per le sezioni più sollecitate di campata e appoggio.

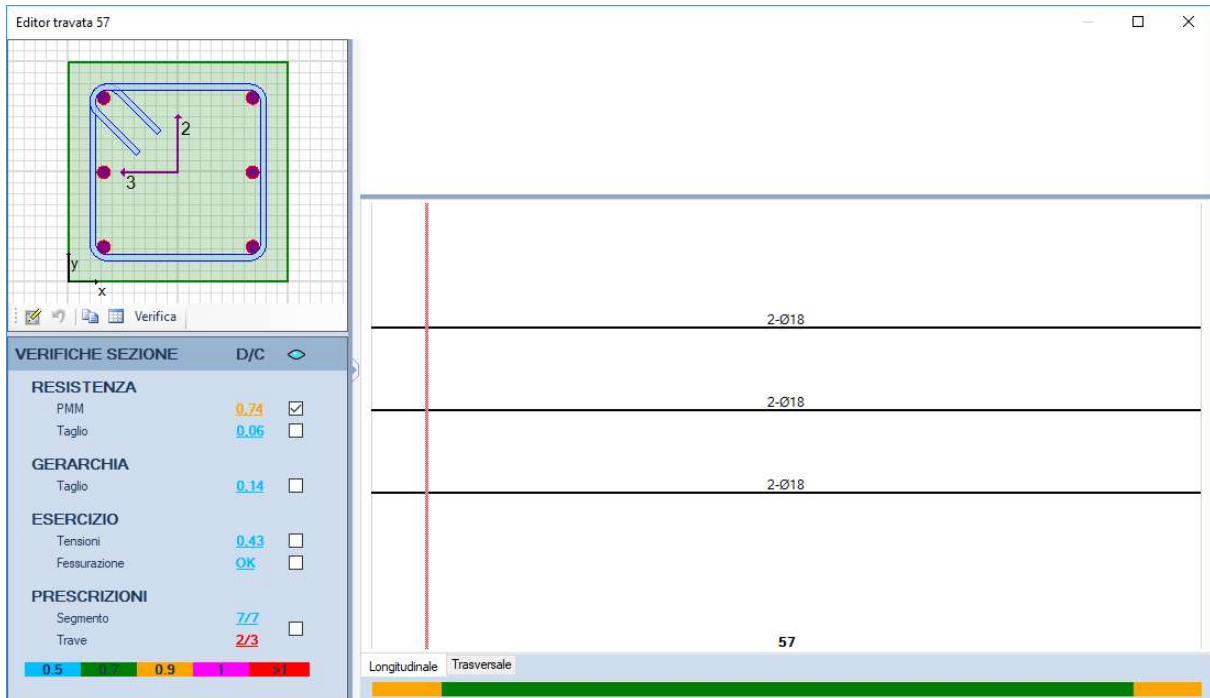


Figura 12.1 – Rapporto Domanda/Capacità per la verifica di resistenza a flessione della trave in esame

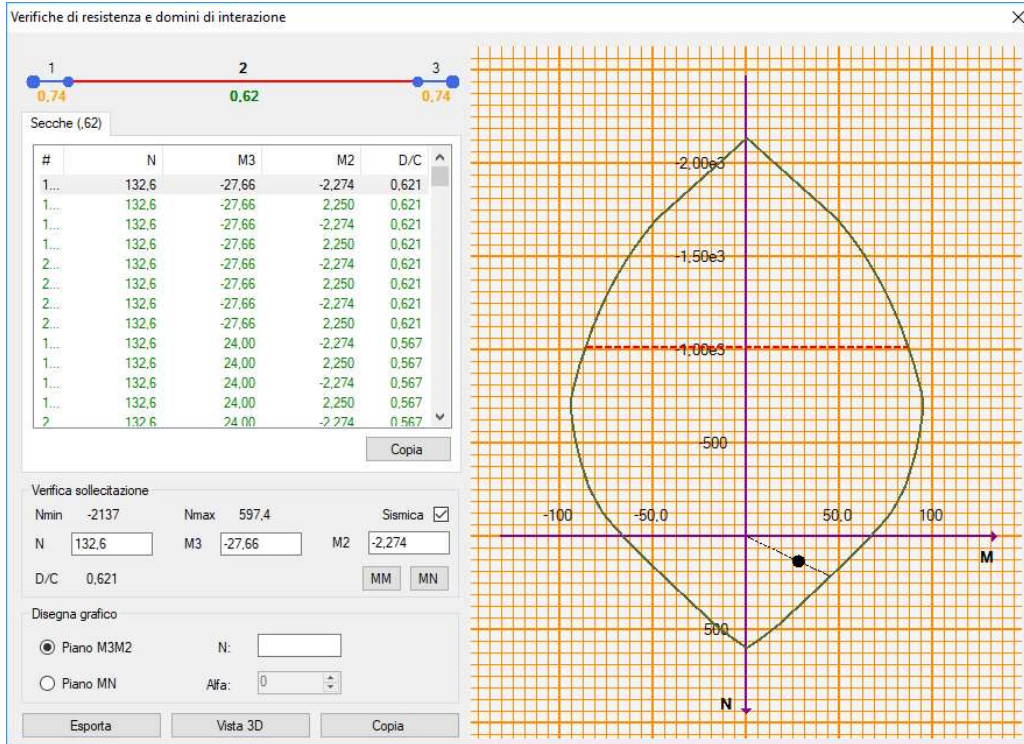


Figura 12.2 – Dominio di resistenza della sezione di campata massimamente sollecitata

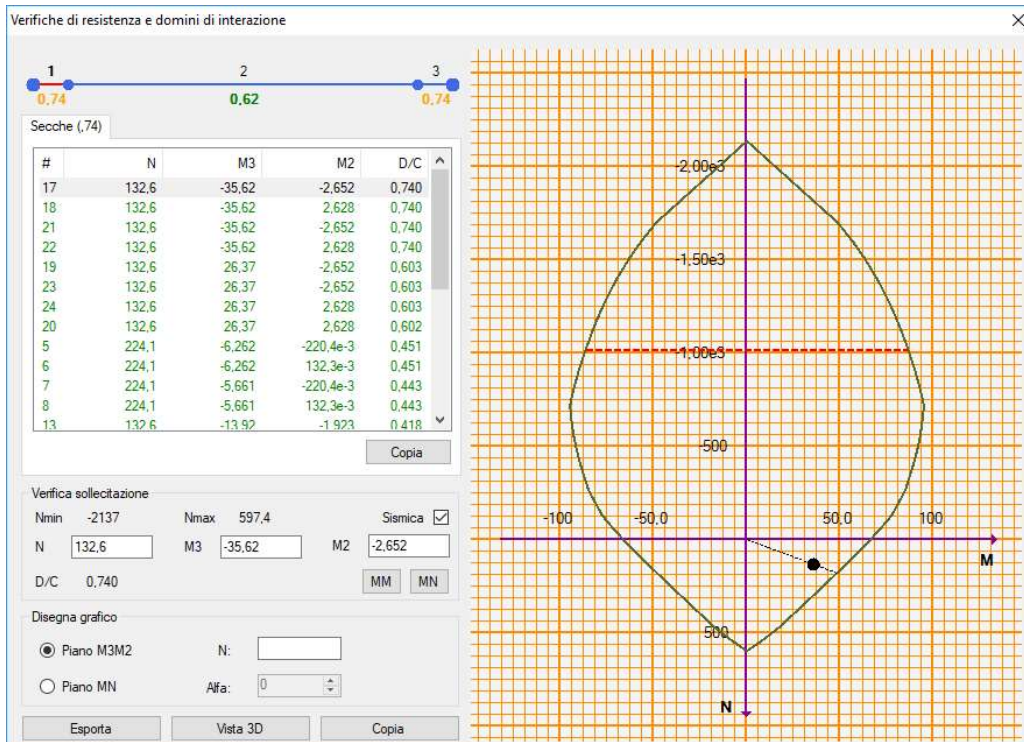


Figura 12.3 – Dominio di resistenza della sezione in appoggio massimamente sollecitata

12.2 Verifiche SLU – Taglio (gerarchia)

Secondo quanto specificato dalla normativa, per le strutture in CD”B”, la verifica resistenza a taglio nei confronti delle sollecitazioni determinate dall’analisi globale condotta sulla struttura si conduce controllando la seguente disuguaglianza:

$$V_{Ed} \leq V_{Rd}$$

V_{Ed} è il valore di calcolo dello sforzo di taglio agente, determinato sommando il contributo dovuto ai carichi gravitazionali agenti sulla trave, considerata incernierata agli estremi, alle sollecitazioni di taglio corrispondenti alla formazione delle cerniere plastiche nella trave e prodotte dai momenti resistenti $M_{b,Rd,1,2}$ delle due sezioni di plasticizzazione (generalmente quelle di estremità) determinati come indicato in § 4.1.2.1.2, amplificati del fattore di sovrarresistenza γ_{Rd} .

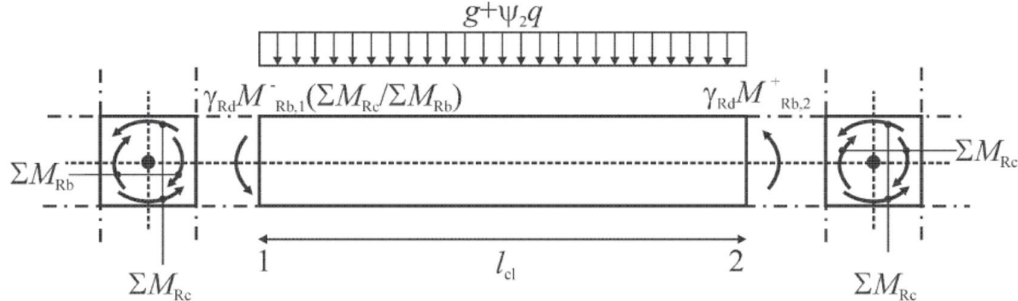


Figura 12.4 – Immagine estratta dalla Circolare n.7/2019 §C7.4.1

Secondo quanto rappresentato nella figura C7.4.1, l’espressione del taglio sollecitante di calcolo è la seguente:

$$V_{Ed} = \pm \gamma_{Rd} \cdot \frac{M_{b,Rd,1} + M_{b,Rd,2}}{l} + \bar{G}_k \cdot \frac{1}{2}$$

dove:

γ_{Rd} = Coefficiente di sovrarresistenza, pari a 1,10 per strutture in CD”B”;

$M_{b,Rd,1}$ e $M_{b,Rd,2}$ = momenti resistenti delle sezioni di plasticizzazione, sempre concordi;

l = luce della campata di trave considerata;

$\bar{G}_k = g + \Psi_2 q$, sono i carichi gravitazionali agenti sulla trave

La resistenza a taglio V_{Rd} di elementi strutturali dotati di specifica armatura a taglio deve essere valutata sulla base di una adeguata schematizzazione a traliccio. Gli elementi resistenti dell’ideale traliccio sono: le armature trasversali, le armature longitudinali, il corrente compresso di calcestruzzo e i puntoni d’anima inclinati. L’inclinazione ϑ dei puntoni di calcestruzzo rispetto all’asse della trave deve rispettare i limiti seguenti:

$$1 \leq \text{ctg} \vartheta \leq 2,5$$

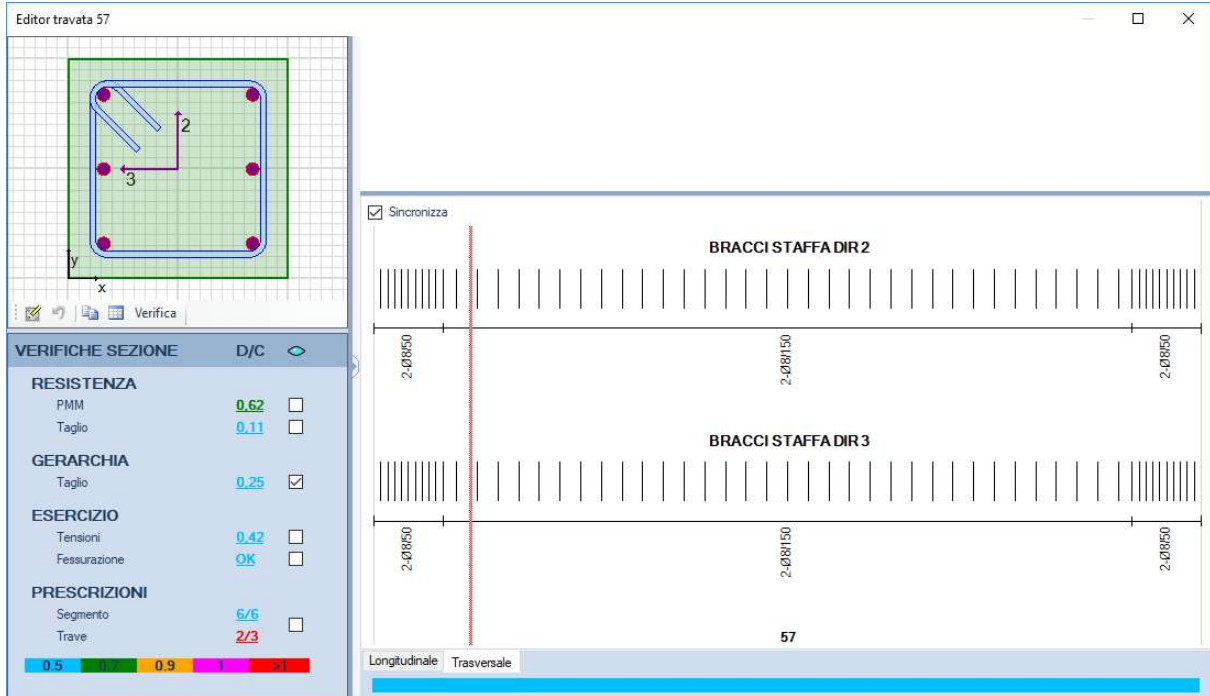


Figura 12.5 – Rapporto Domanda/Capacità per la verifica di resistenza a taglio della trave in esame

Si riporta di seguito la tabella di verifica a taglio della trave in esame.

Segmento	Armatura assegnata [m ² /m]	Domanda a taglio [kN]	Capacità a taglio [kN]	D/C
1	0,2011	37,85	271,7	0,139
2	0,06702	36,78	148,7	0,247
3	0,2011	25,02	271,7	0,0921

12.3 Verifiche SLE – Tensione

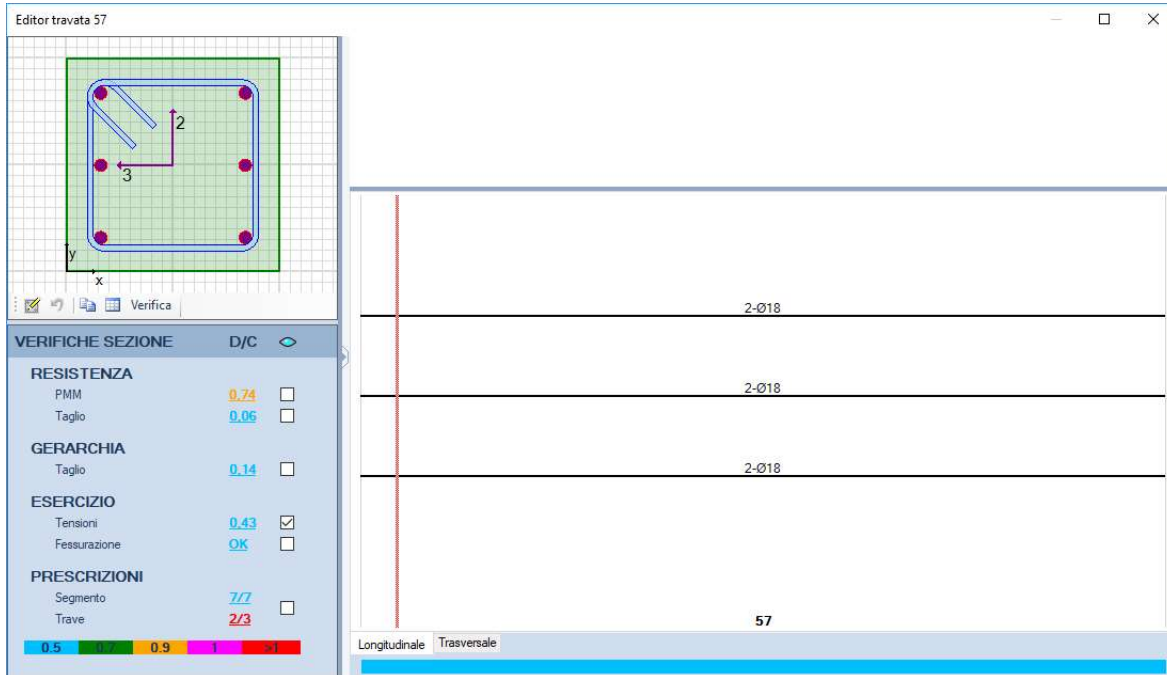


Figura 12.6 - Rapporto Domanda/Capacità per il controllo di tensione agli stati limite di esercizio della trave in esame

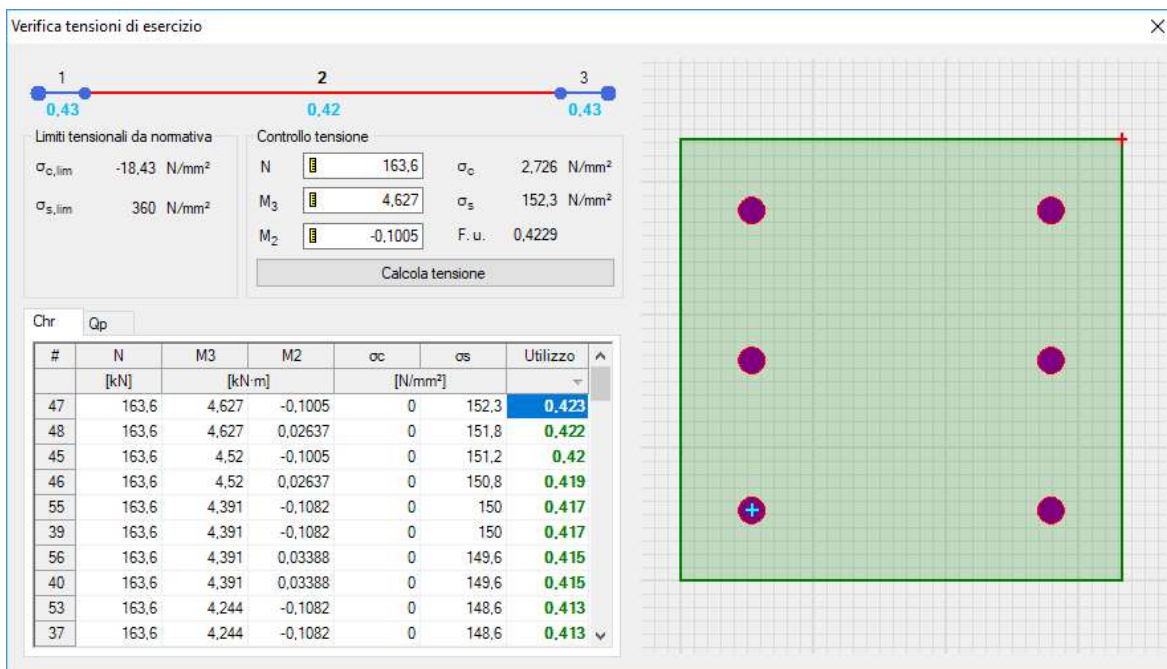


Figura 12.7 – Valori di tensione della sezione di campata massimamente sollecitata per la combinazione di carico rara

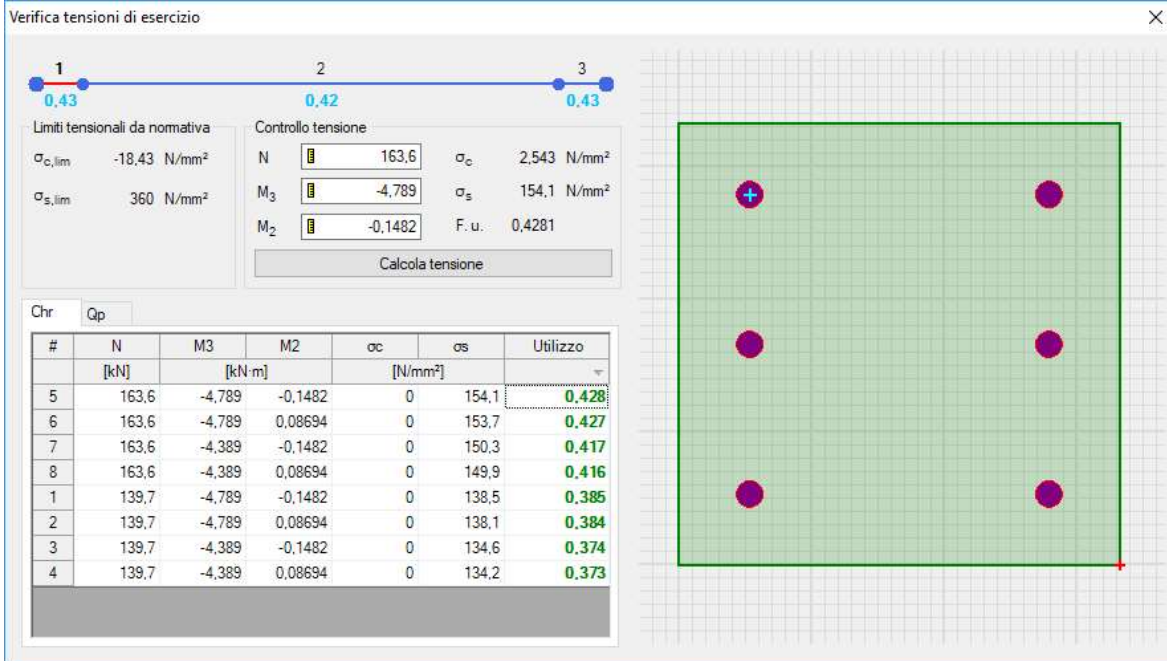


Figura 12.8– Valori di tensione della sezione in appoggio massimamente sollecitata per la combinazione di carico rara

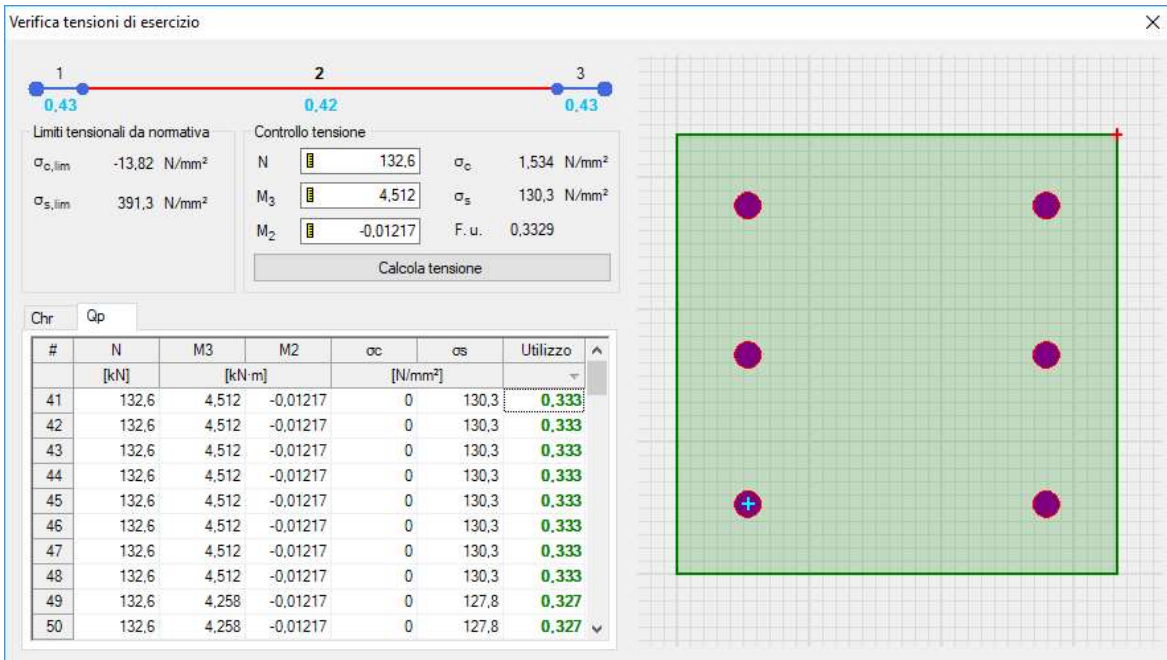



Figura 12.9– Valori di tensione della sezione di campata massimamente sollecitata per la combinazione di carico quasi permanente

	NODO DI NOVARA. 1^ FASE PRG DI NOVARA BOSCHETTO BRETELLA MERCI E PRG BOSCHETTO FABBRICATI TECNOLOGICI – GA2 PP/ACC BOSCHETTO				
	RELAZIONE DI CALCOLO	PROGETTO NM0Y	LOTTO 01	CODIFICA DOCUMENTO D 11 CL FA0200 001	REV. A

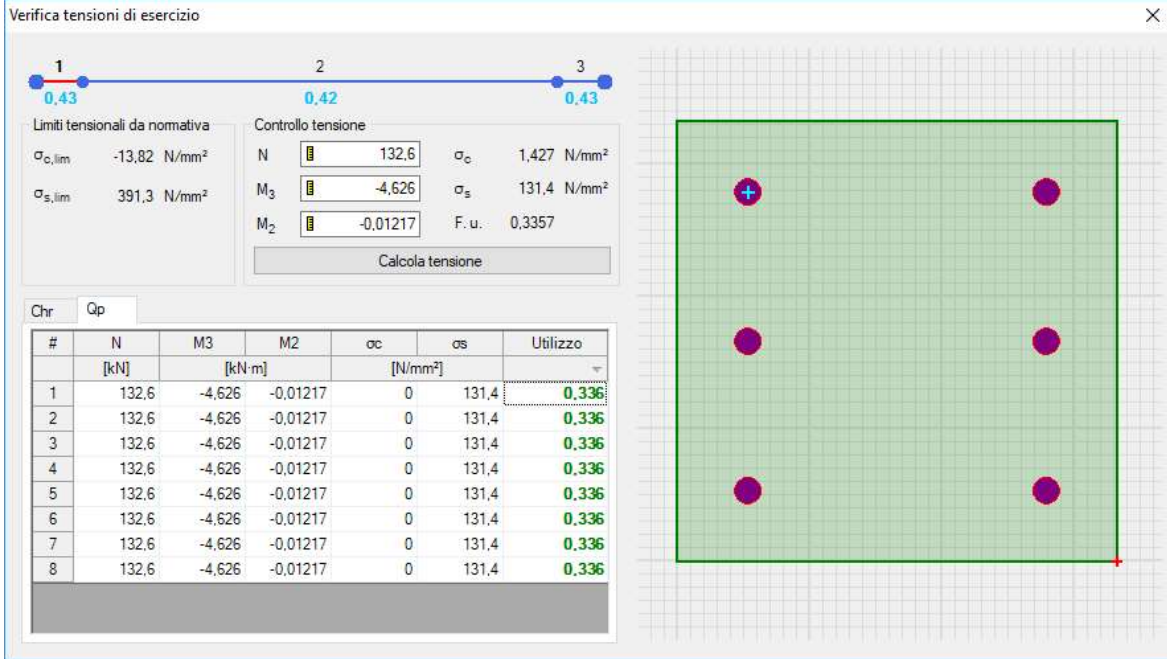


Figura 12.10 – Valori di tensione della sezione in appoggio massimamente sollecitata per la combinazione di carico quasi permanente

12.4 Verifiche SLE – Fessurazione

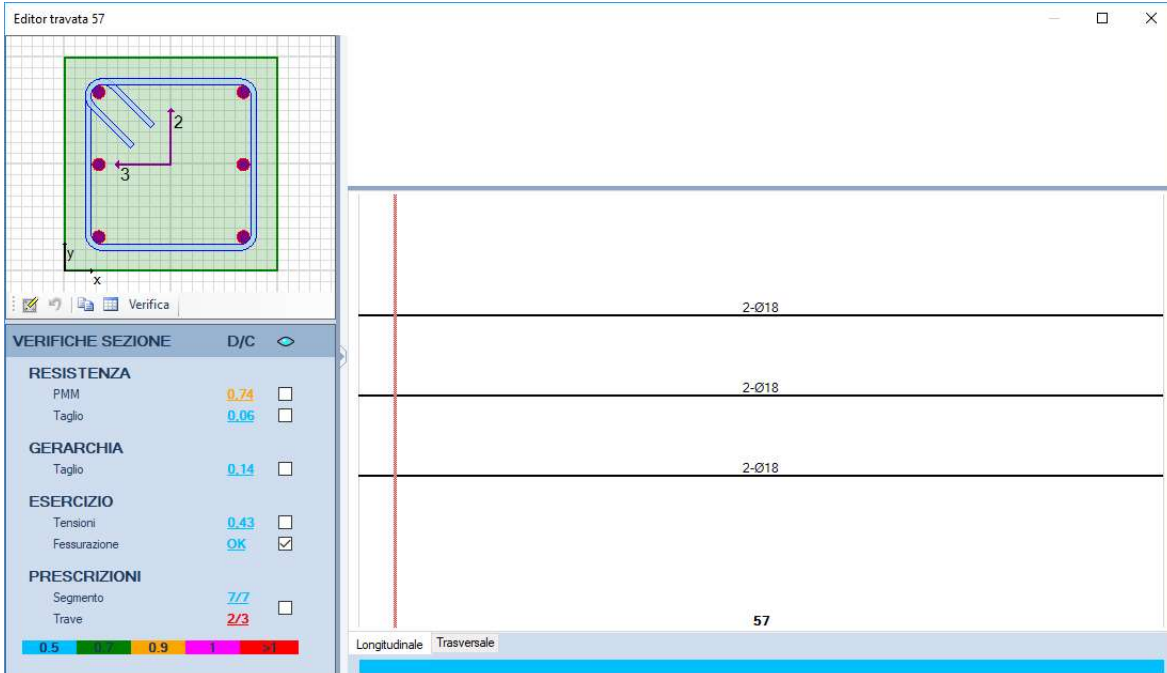


Figura 12.11 - Rapporto Domanda/Capacità per il controllo di fessurazione della trave in esame

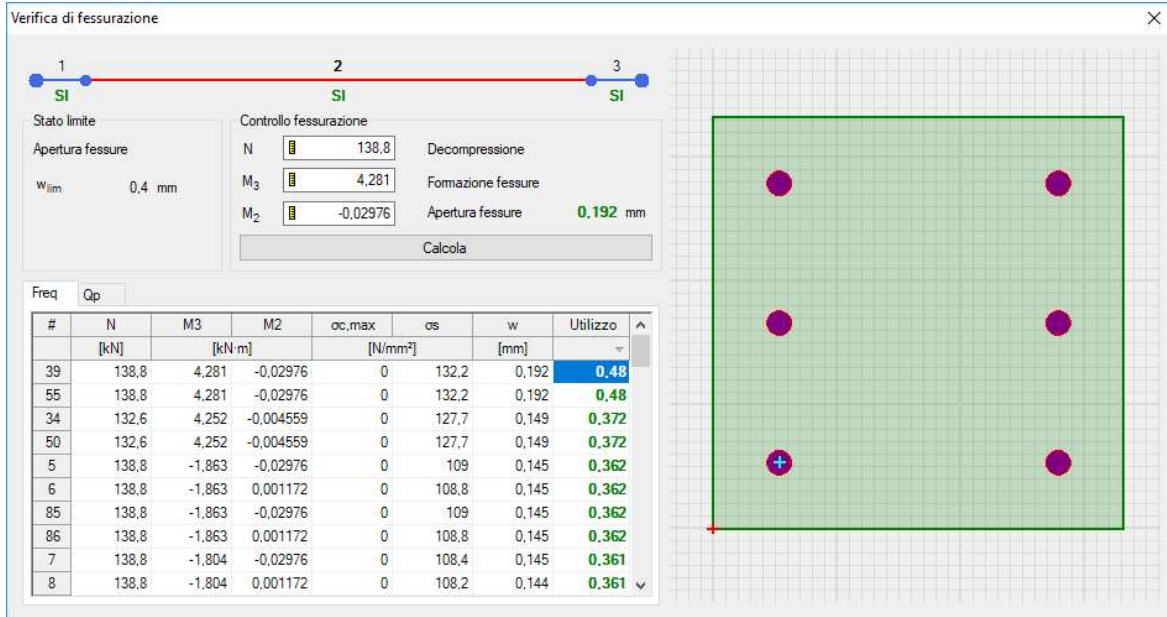


Figura 12.12 - Valori di apertura delle fessure per la sezione in campata massimamente sollecitata per la combinazione di carico frequente

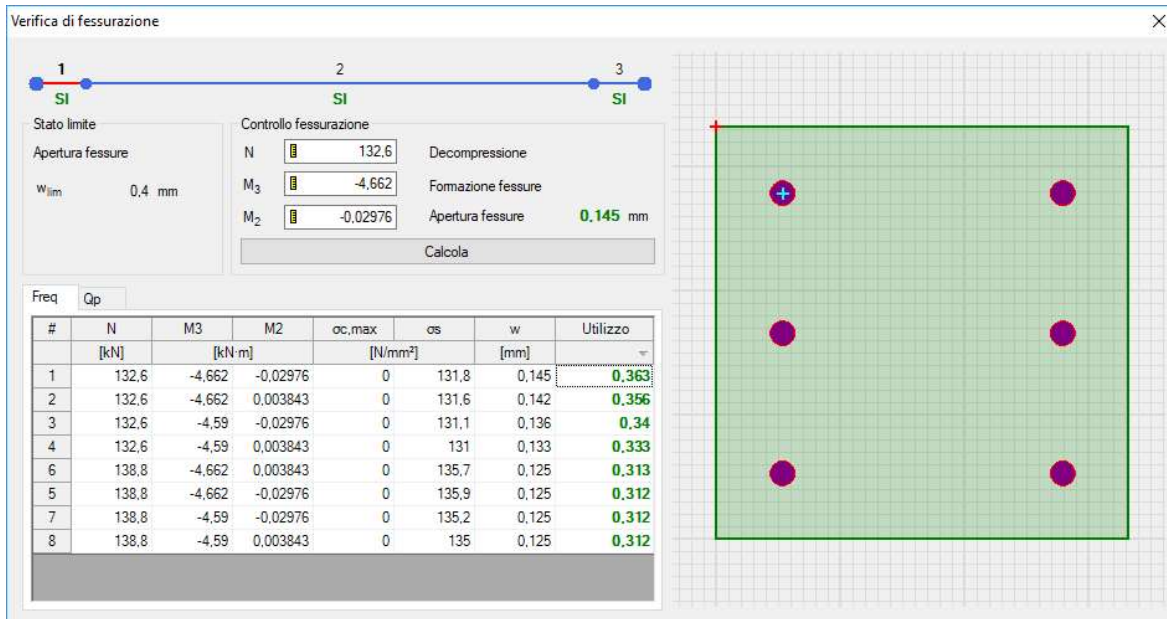


Figura 12.13 - Valori di apertura delle fessure per la sezione in appoggio massimamente sollecitata per la combinazione di carico frequente

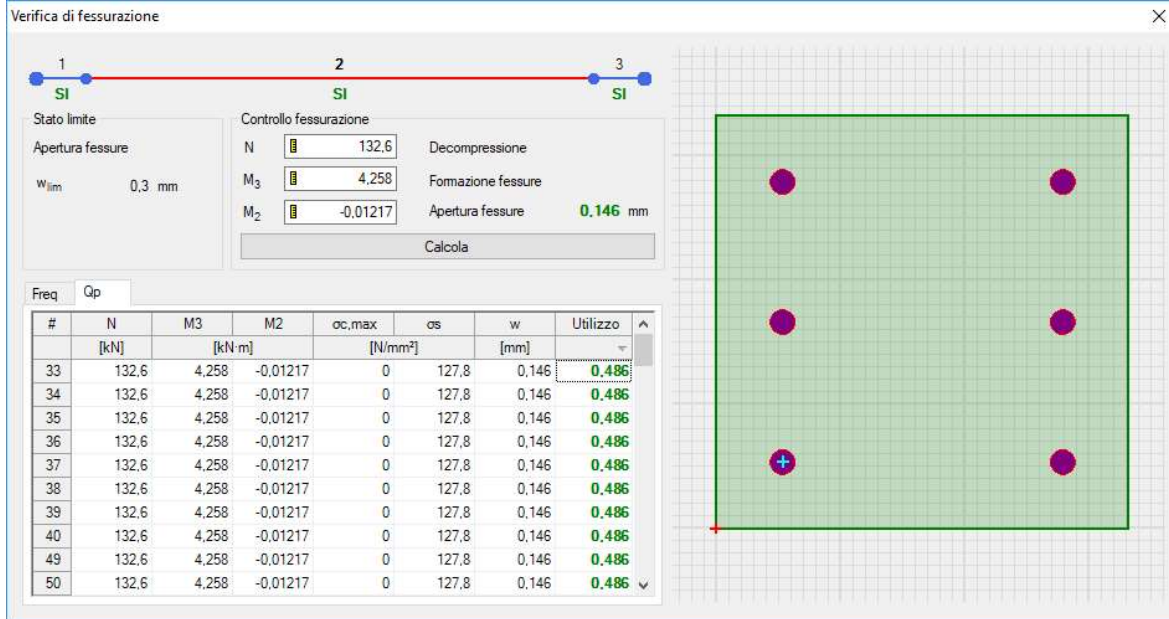


Figura 12.14 - Valori di apertura delle fessure per la sezione in campata massimamente sollecitata per la combinazione di carico quasi permanente

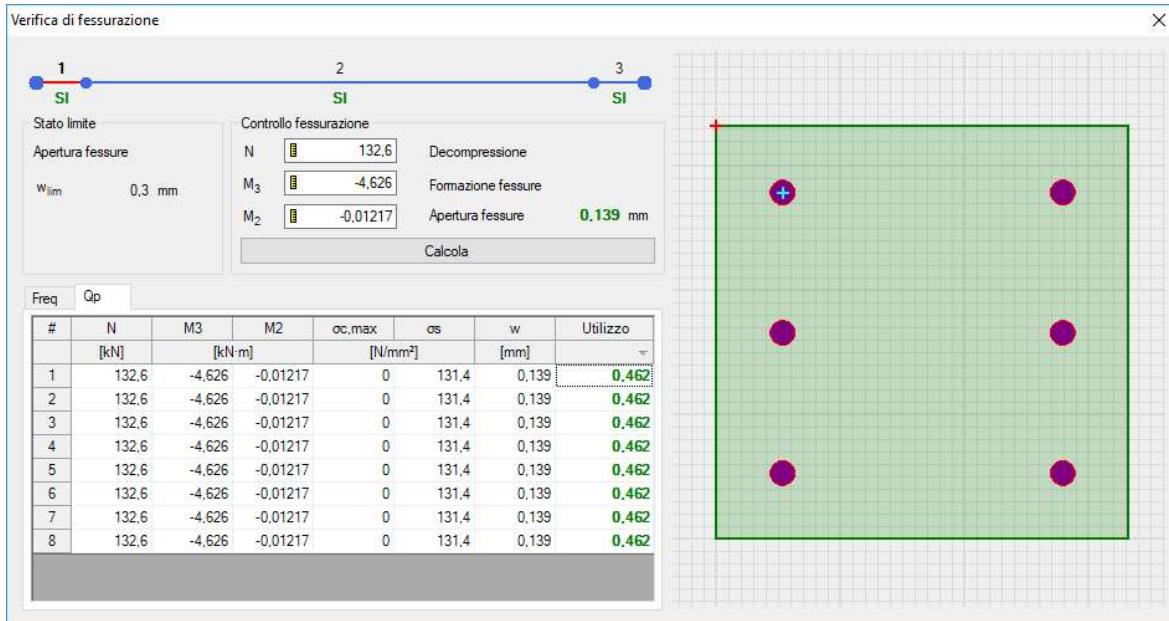
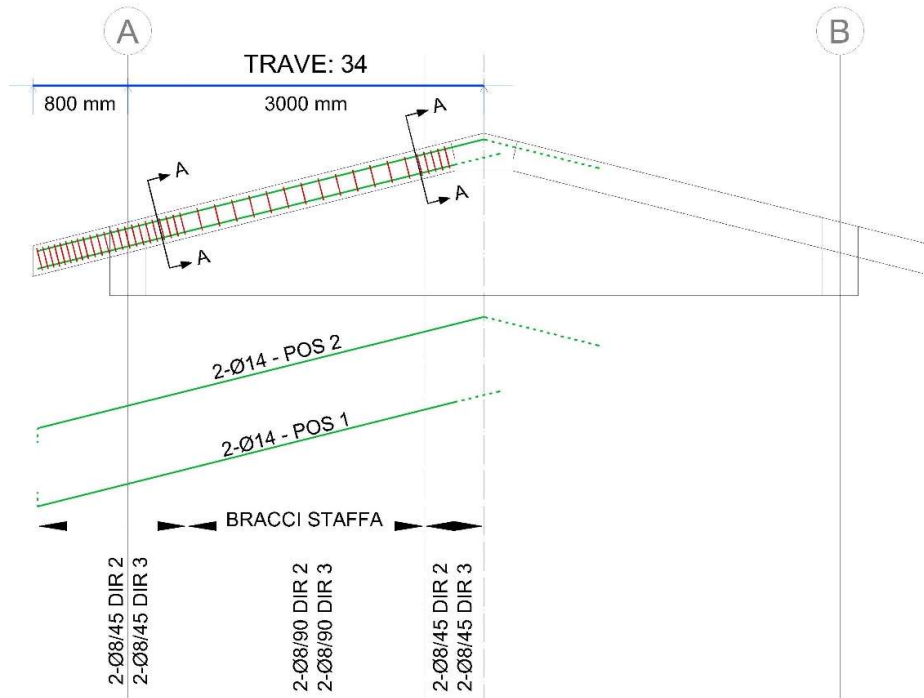


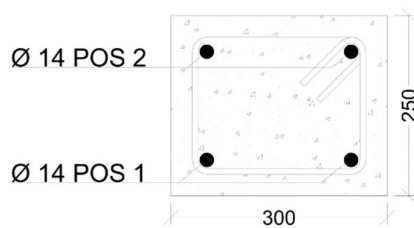
Figura 12.15 - Valori di apertura delle fessure per la sezione in appoggio massimamente sollecitata per la combinazione di carico quasi permanente

13 VERIFICHE CORRENTE SUPERIORE FILO FISSO 1

Di seguito è schematizzata la distribuzione di armature longitudinali e staffe per il corrente superiore della capriata corrispondente al filo fisso 1.



Sez. A-A



Come già detto al § 7.8, si assume che la struttura sia in Classe di Duttività Bassa (CDB), pertanto la zona critica della trave si estende per una lunghezza pari a 1 volta l'altezza della sezione della trave, misurata a partire dalla faccia del nodo trave-pilastro (§ 7.4.6.1.1 NTC 2018).

In definitiva dunque si assume un'Altezza Critica di **300 mm**.

Le verifiche di resistenza e gerarchia, così come il controllo tensione e fessurazione per gli stati limite di esercizio, vengono condotte con il software VIS di CSI.

13.1 Verifiche SLU – Flessione

Si riportano di seguito le verifiche effettuate per le sezioni più sollecitate di campata e appoggio.

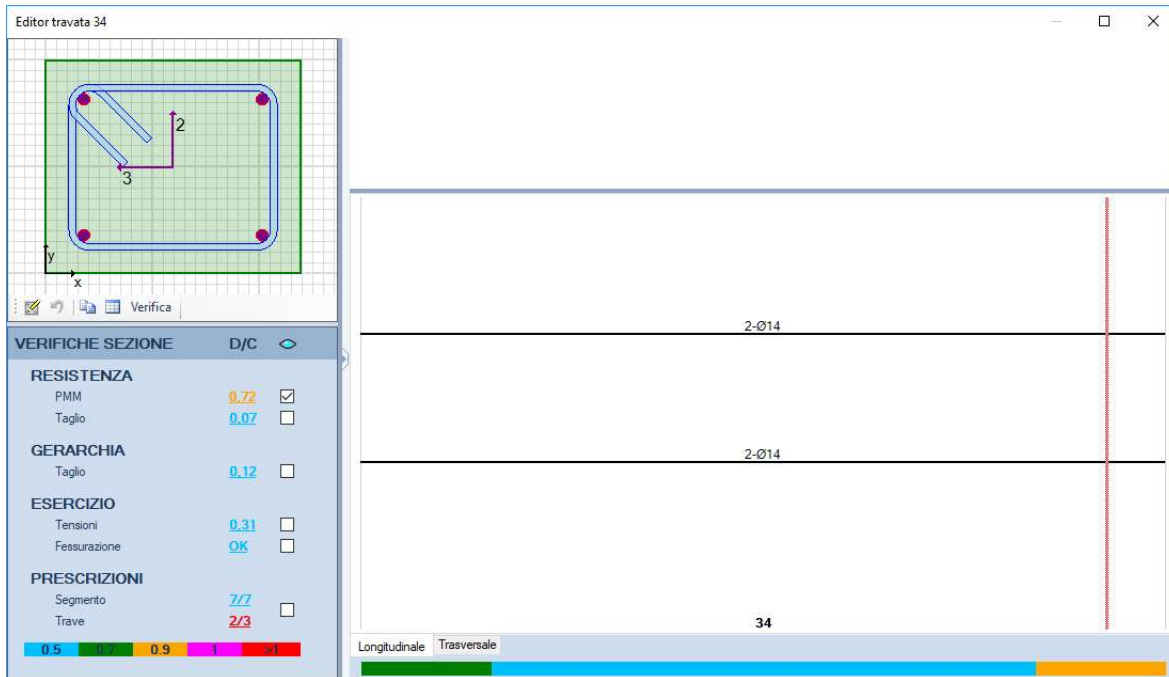


Figura 13.1 – Rapporto Domanda/Capacità per la verifica di resistenza a flessione della trave in esame

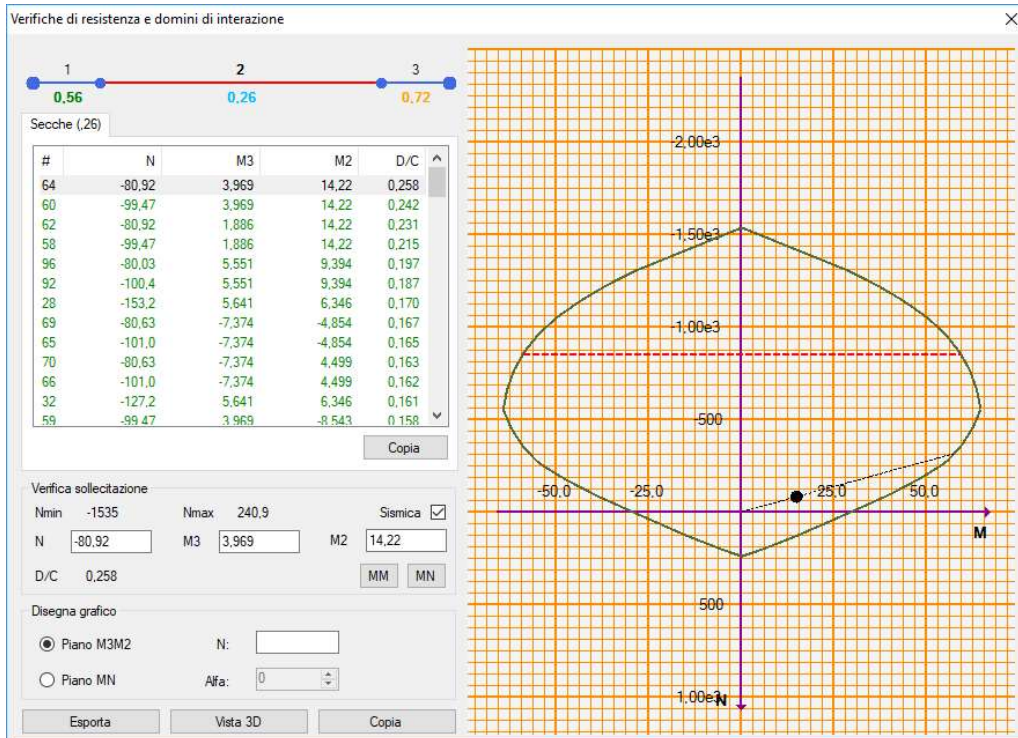


Figura 13.2 – Dominio di resistenza della sezione di campata massimamente sollecitata

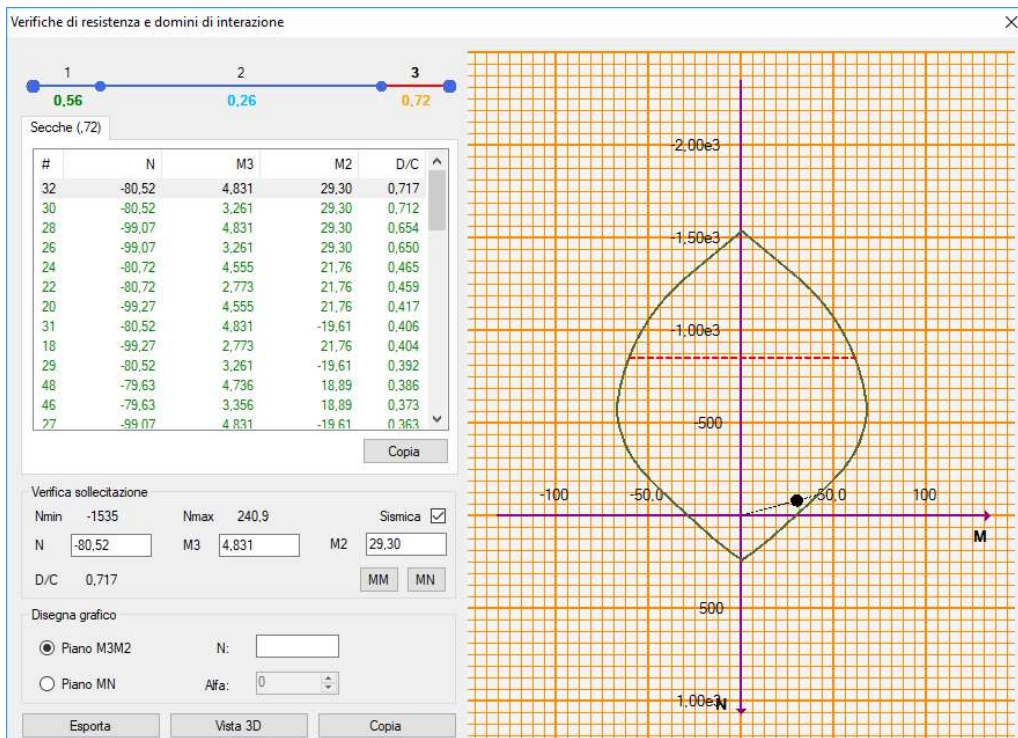


Figura 13.3 – Dominio di resistenza della sezione in appoggio massimamente sollecitata

13.2 Verifiche SLU – Taglio (gerarchia)

Secondo quanto specificato dalla normativa, per le strutture in CD”B”, la verifica resistenza a taglio nei confronti delle sollecitazioni determinate dall’analisi globale condotta sulla struttura si conduce controllando la seguente disuguaglianza:

$$V_{Ed} \leq V_{Rd}$$

V_{Ed} è il valore di calcolo dello sforzo di taglio agente, determinato sommando il contributo dovuto ai carichi gravitazionali agenti sulla trave, considerata incernierata agli estremi, alle sollecitazioni di taglio corrispondenti alla formazione delle cerniere plastiche nella trave e prodotte dai momenti resistenti $M_{b,Rd,1,2}$ delle due sezioni di plasticizzazione (generalmente quelle di estremità) determinati come indicato in § 4.1.2.1.2, amplificati del fattore di sovraresistenza γ_{Rd} .

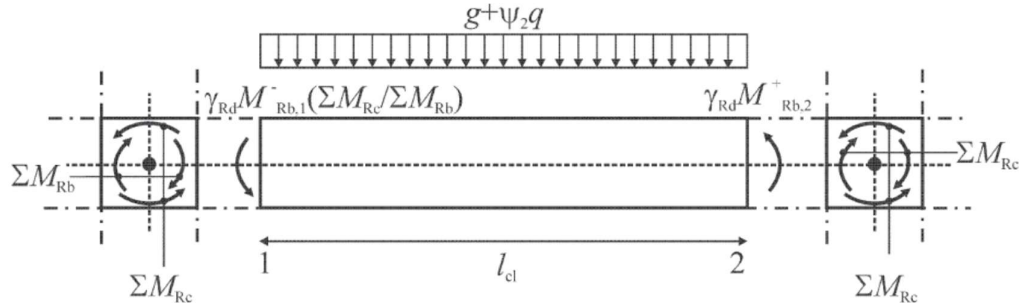


Figura 13.4 – Immagine estratta dalla Circolare n.7/2019 §C7.4.1

Secondo quanto rappresentato nella figura C7.4.1, l’espressione del taglio sollecitante di calcolo è la seguente:

$$V_{Ed} = \pm \gamma_{Rd} \cdot \frac{M_{b,Rd,1} + M_{b,Rd,2}}{l} + \bar{G}_k \cdot \frac{l}{2}$$

dove:

γ_{Rd} = Coefficiente di sovraresistenza, pari a 1,10 per strutture in CD”B”;

$M_{b,Rd,1}$ e $M_{b,Rd,2}$ = momenti resistenti delle sezioni di plasticizzazione, sempre concordi;

l = luce della campata di trave considerata;

$\bar{G}_k = g + \Psi_2 q$, sono i carichi gravitazionali agenti sulla trave

La resistenza a taglio V_{Rd} di elementi strutturali dotati di specifica armatura a taglio deve essere valutata sulla base di una adeguata schematizzazione a traliccio. Gli elementi resistenti dell’ideale traliccio sono: le armature trasversali, le armature longitudinali, il corrente compresso di calcestruzzo e i puntoni d’anima inclinati. L’inclinazione ϑ dei puntoni di calcestruzzo rispetto all’asse della trave deve rispettare i limiti seguenti:

$$1 \leq \text{ctg}\vartheta \leq 2,5$$

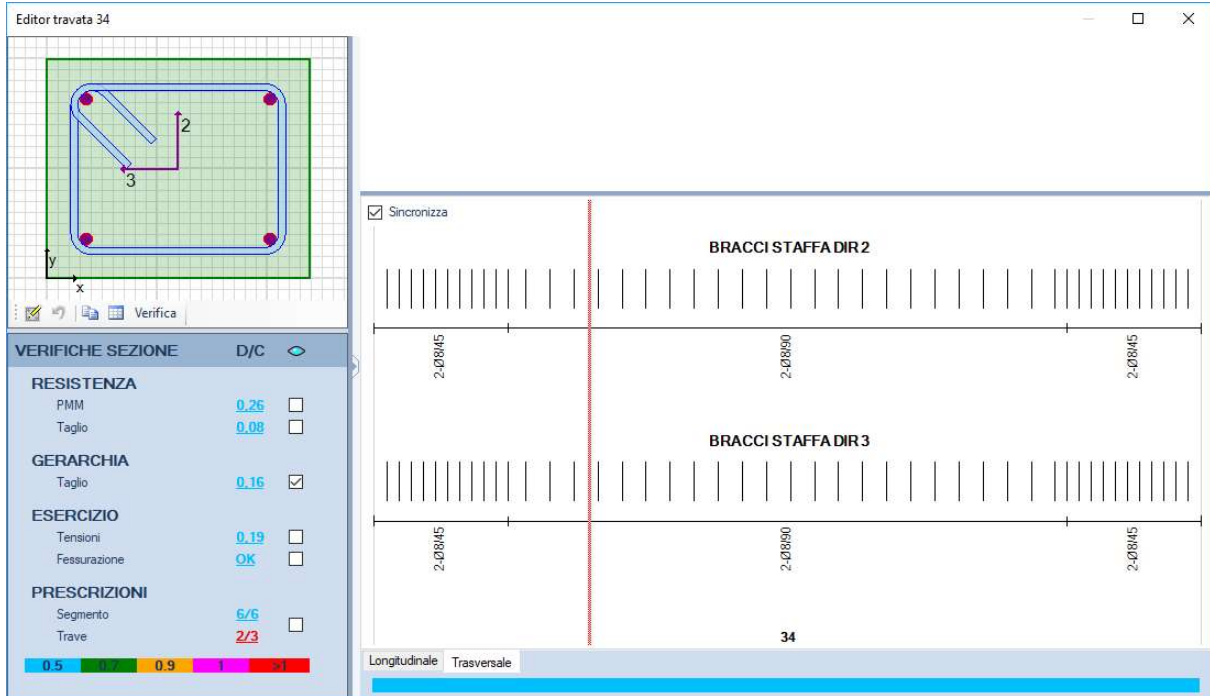


Figura 13.5 – Rapporto Domanda/Capacità per la verifica di resistenza a taglio della trave in esame

Si riporta di seguito la tabella di verifica a taglio della trave in esame.

Segmento	Armatura assegnata [m ² /m]	Domanda a taglio [kN]	Capacità a taglio [kN]	D/C
1	0,2234	30,2	237,6	0.133
2	0,1117	28,59	186,3	0.159
3	0,2234	26,37	237,5	0.116

13.3 Verifiche SLE – Tensione

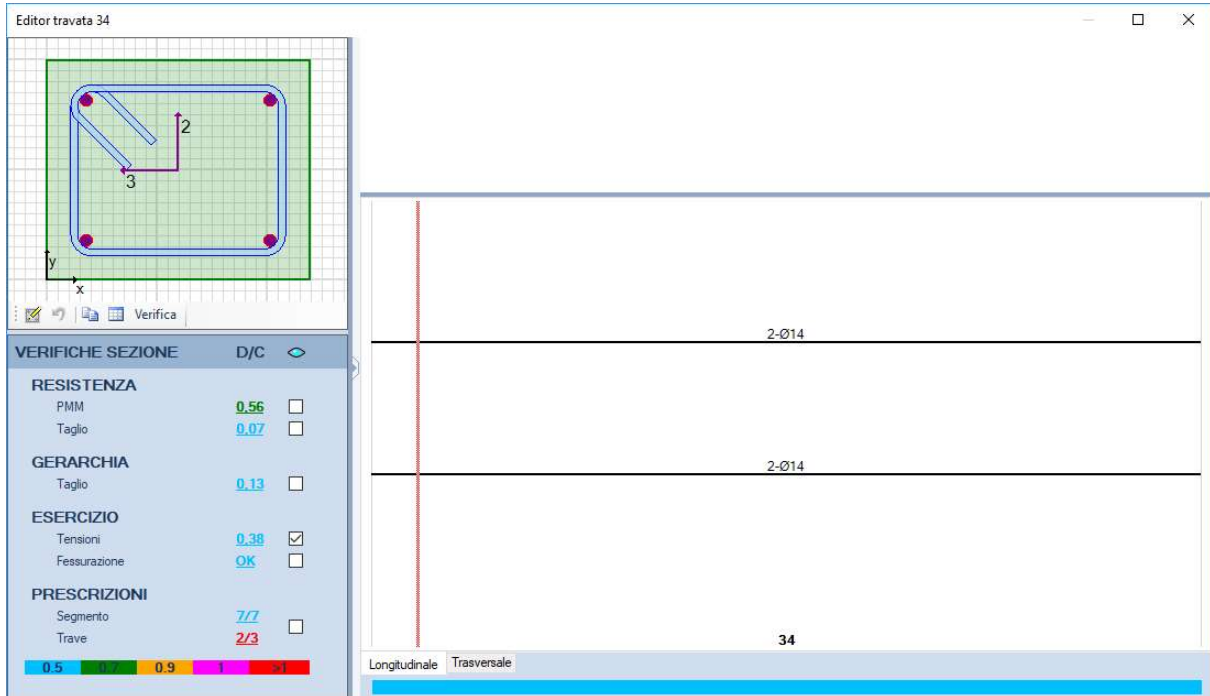


Figura 13.6 - Rapporto Domanda/Capacità per il controllo di tensione agli stati limite di esercizio della trave in esame

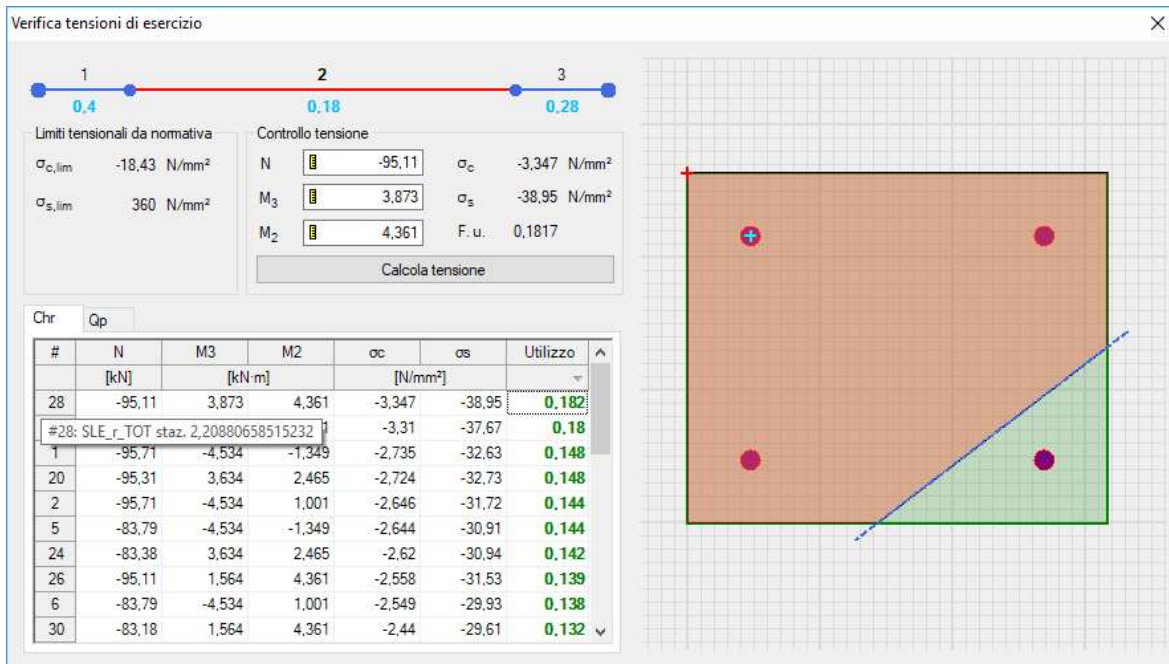


Figura 13.7 – Valori di tensione della sezione di campata massimamente sollecitata per la combinazione di carico rara

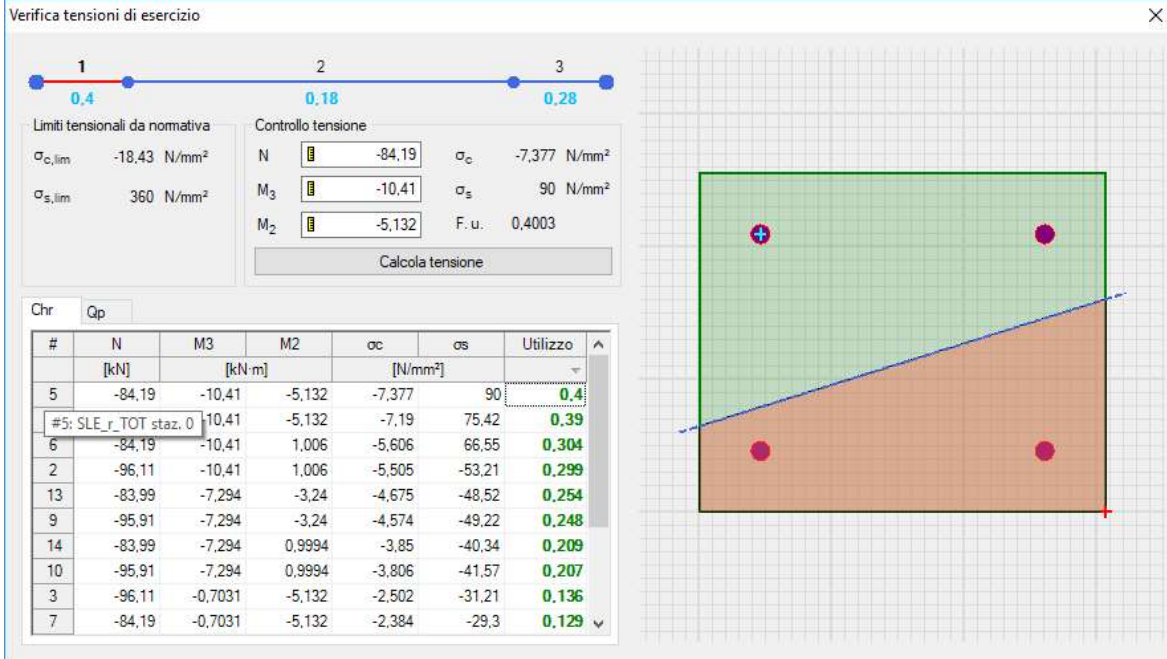


Figura 13.8– Valori di tensione della sezione in appoggio massimamente sollecitata per la combinazione di carico rara

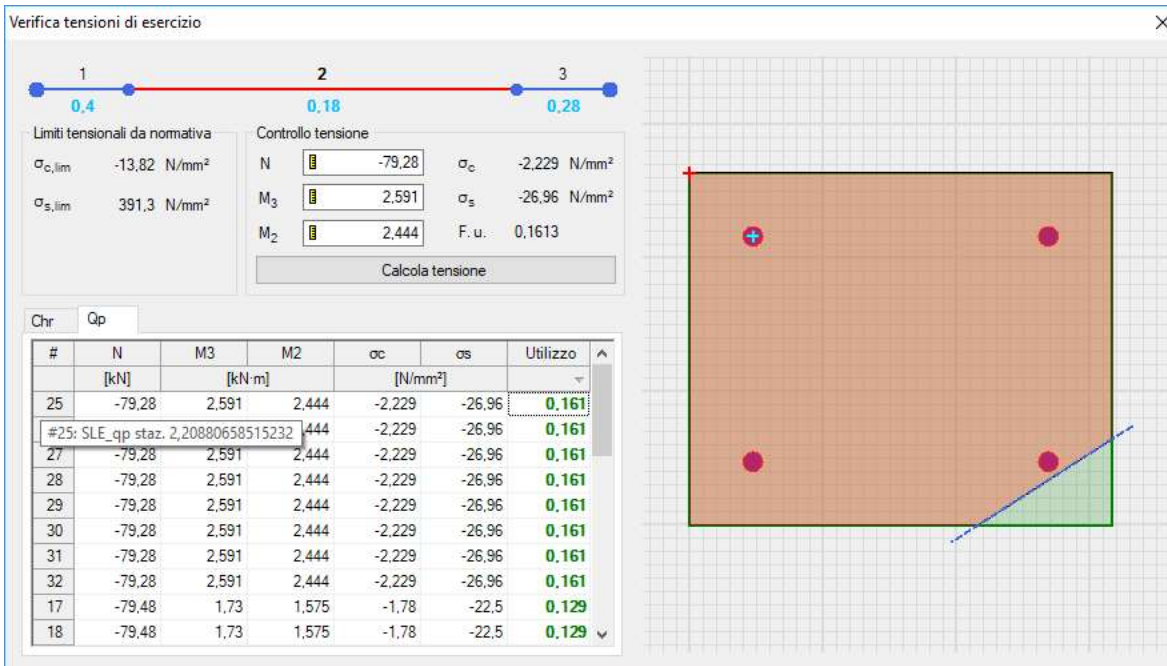


Figura 13.9– Valori di tensione della sezione di campata massimamente sollecitata per la combinazione di carico quasi permanente

RELAZIONE DI CALCOLO

PROGETTO	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NM0Y	01	D 11 CL	FA0200 001	A	84 DI 133

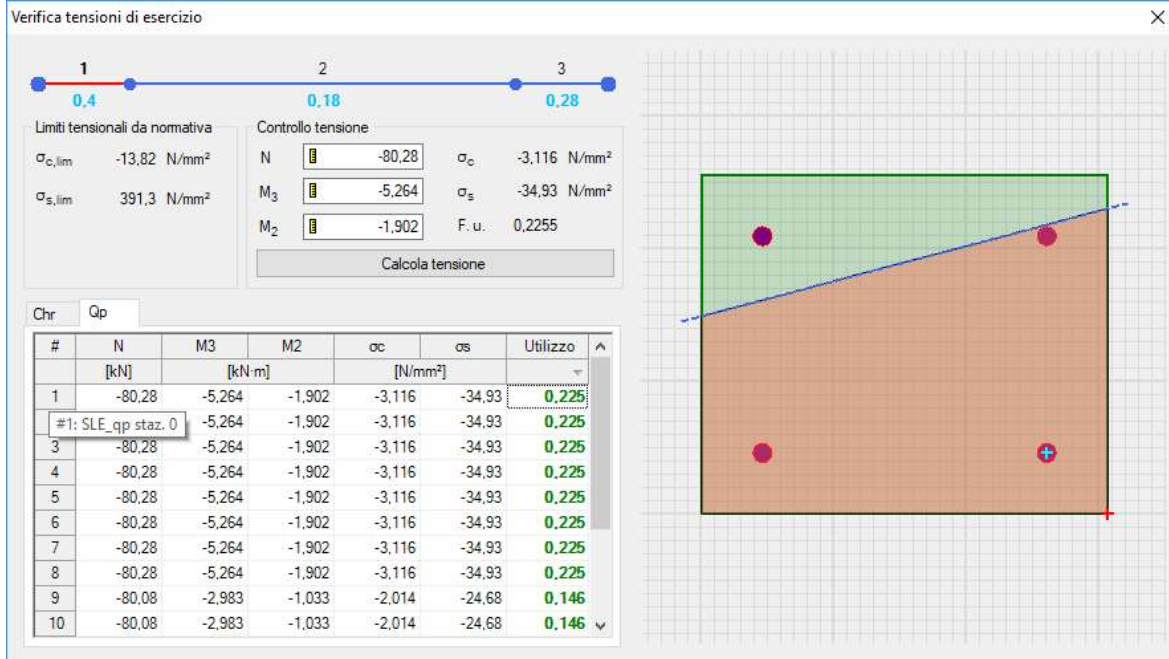


Figura 13.10 – Valori di tensione della sezione in appoggio massimamente sollecitata per la combinazione di carico quasi permanente

13.4 Verifiche SLE – Fessurazione

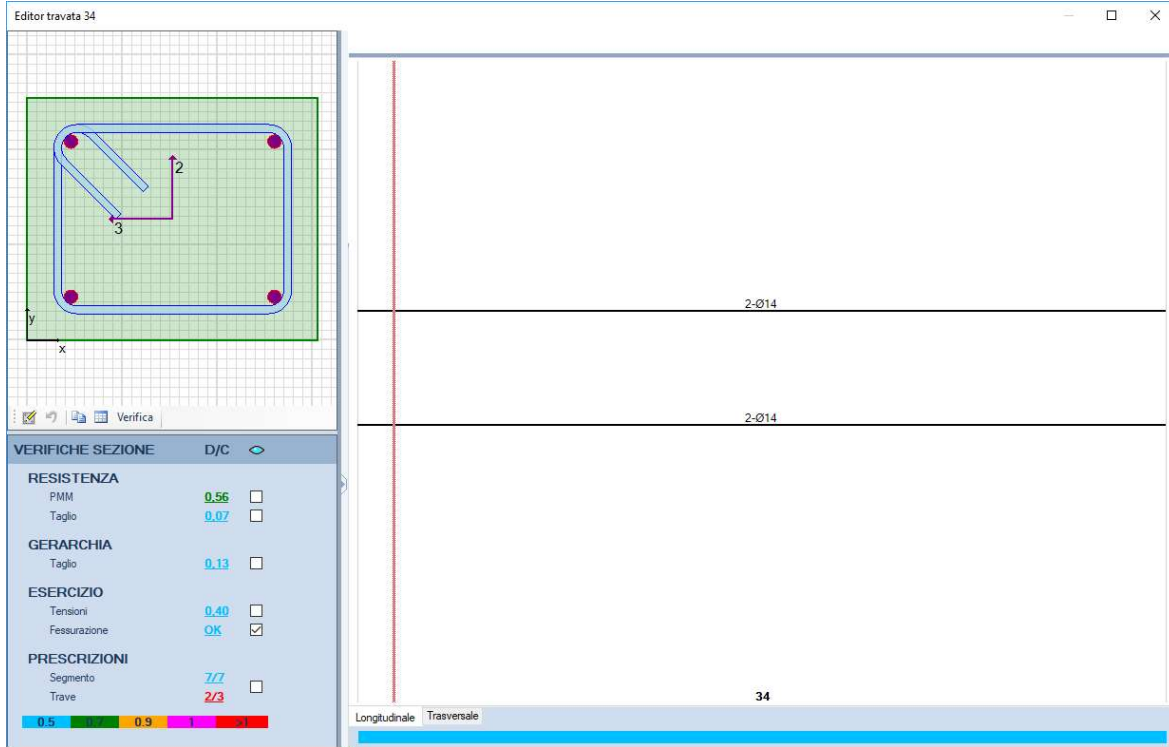


Figura 13.11 - Rapporto Domanda/Capacità per il controllo di fessurazione della trave in esame

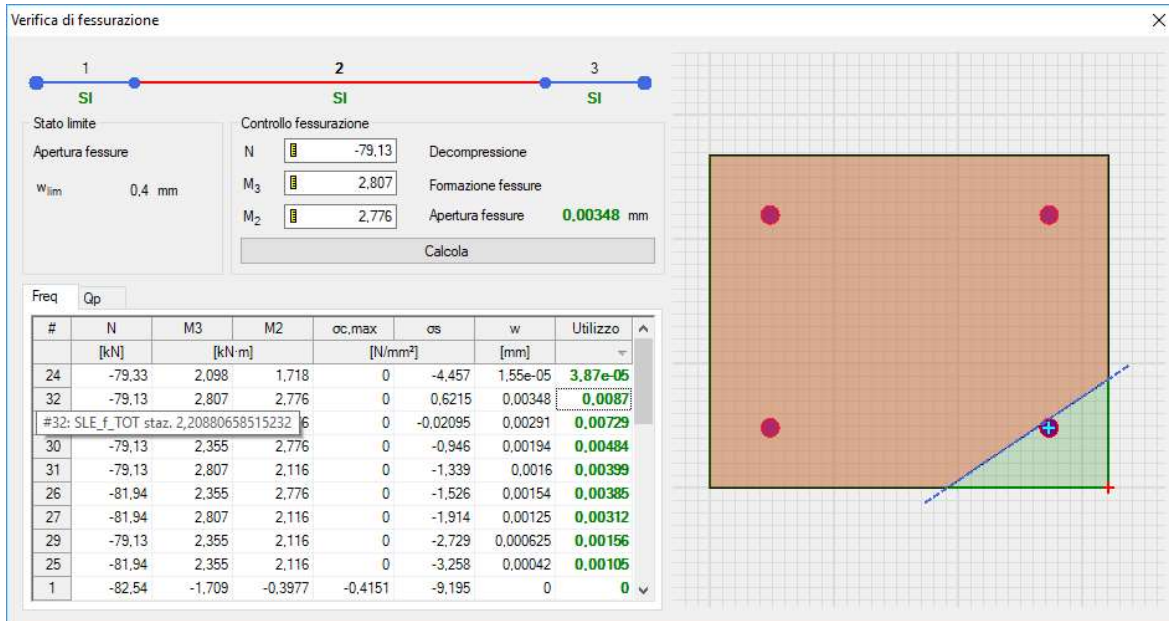


Figura 13.12 - Valori di apertura delle fessure per la sezione in campata massimamente sollecitata per la combinazione di carico frequente

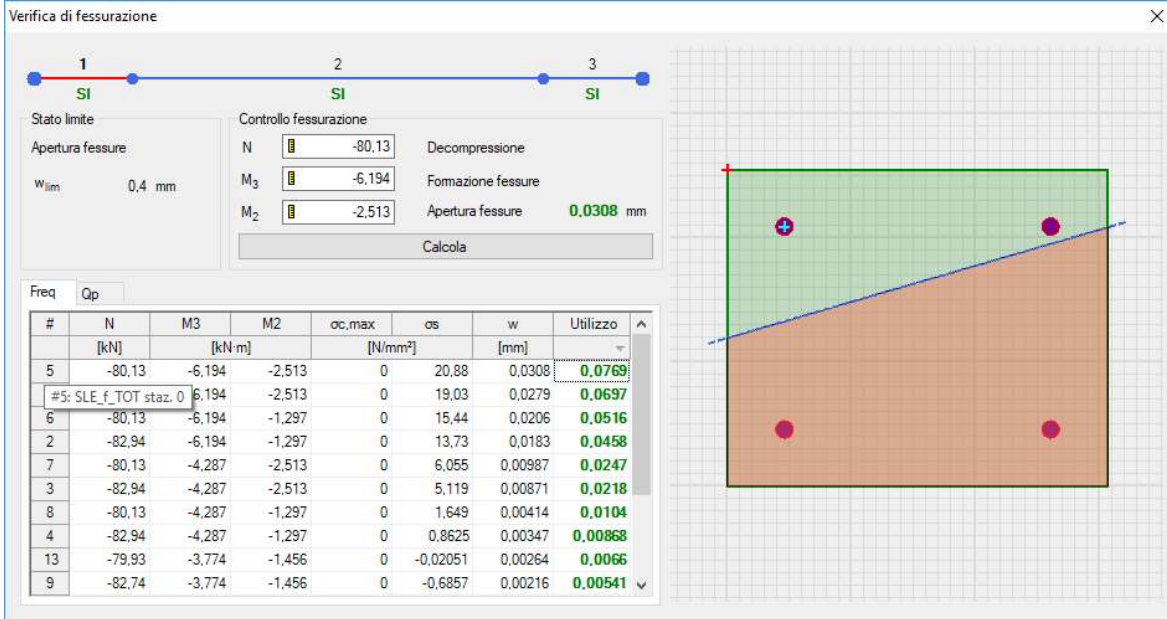


Figura 13.13 - Valori di apertura delle fessure per la sezione in appoggio massimamente sollecitata per la combinazione di carico frequente

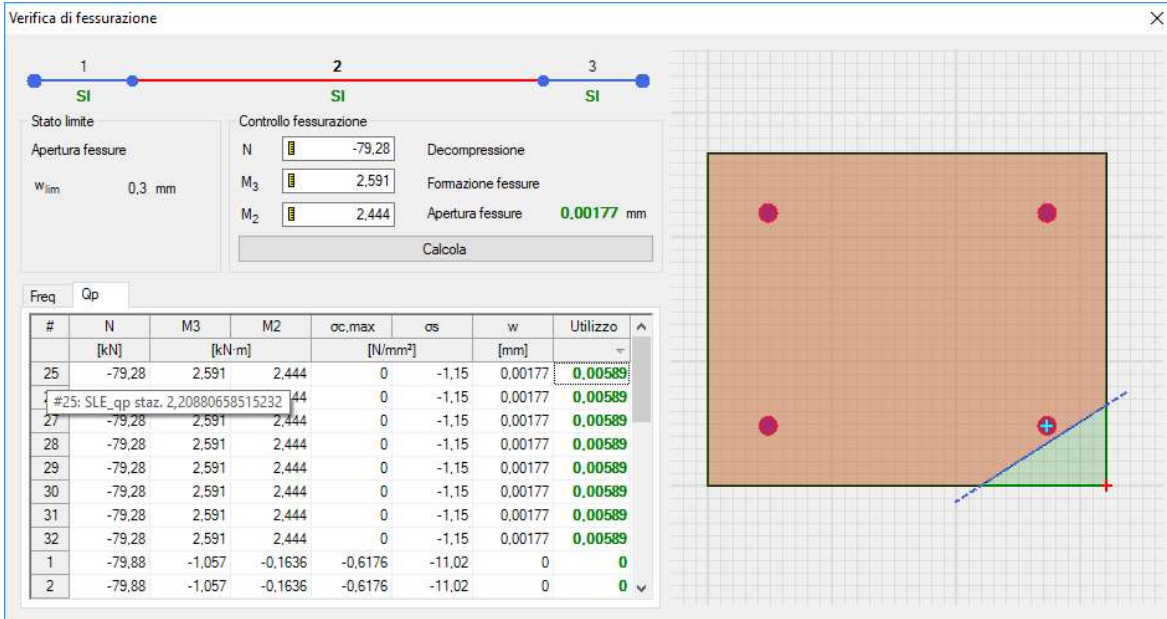


Figura 13.14 - Valori di apertura delle fessure per la sezione in campata massimamente sollecitata per la combinazione di carico quasi permanente

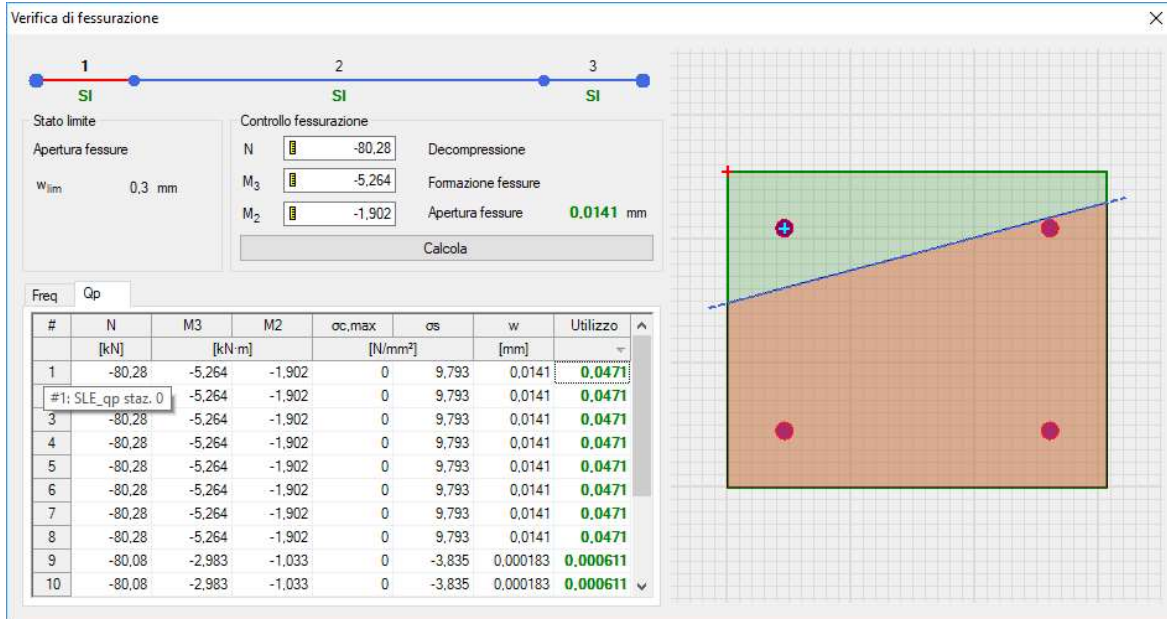


Figura 13.15 - Valori di apertura delle fessure per la sezione in appoggio massimamente sollecitata per la combinazione di carico quasi permanente

14 VERIFICHE PILASTRO B4

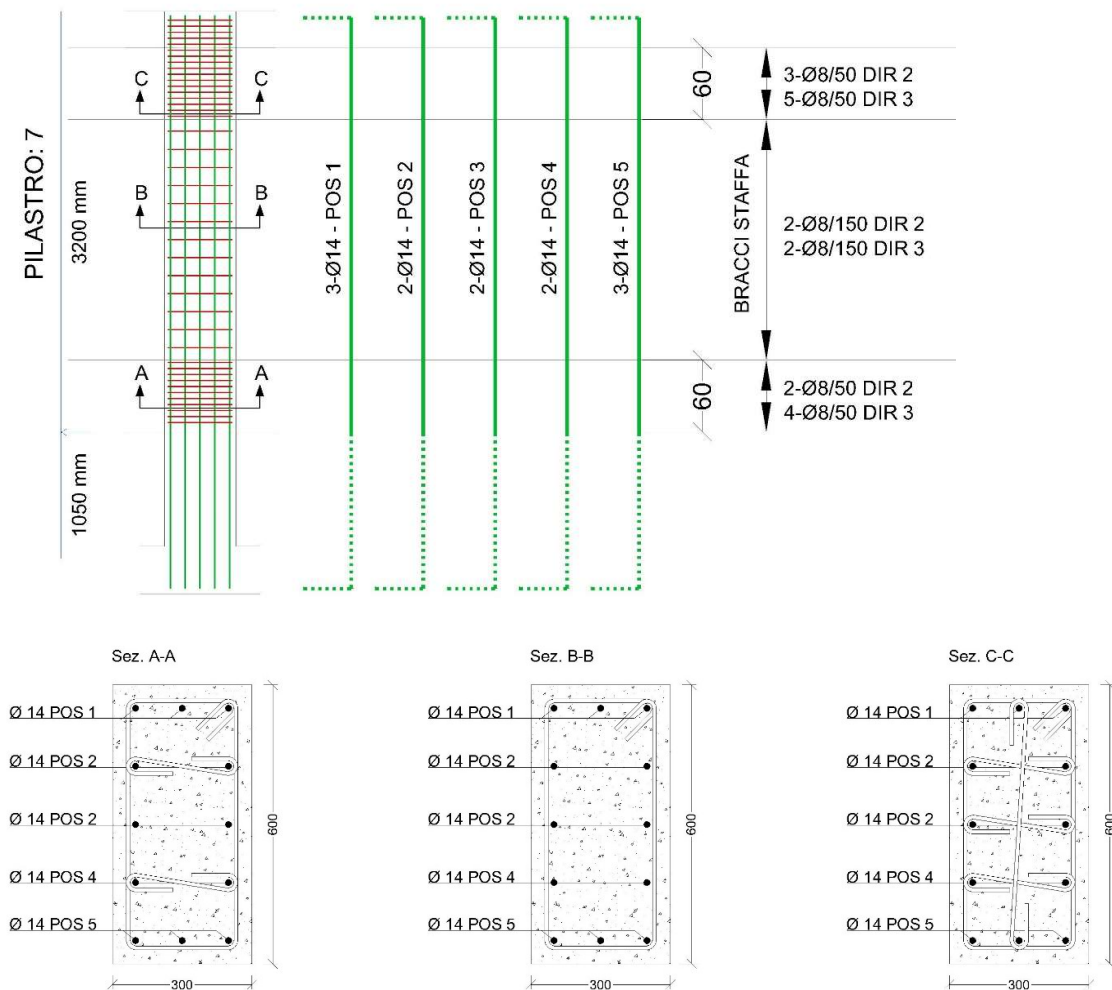
Di seguito è schematizzata la distribuzione di armature longitudinali e staffe per il pilastro corrispondente alla posizione B4.

Come già detto al § 7.8, si assume che la struttura sia in Classe di Duttilità Bassa (CDB), pertanto la zona critica del pilastro è la maggiore fra le seguenti (§ 7.4.6.1.2 NTC 2018):

- $1/6$ altezza libera del pilastro = $3150/6 = 525$ mm
- 45 cm
- Altezza della Sezione Trasversale del Pilastro = 600 mm

In definitiva dunque si assume un'Altezza Critica di 600 mm.

Le verifiche di resistenza e gerarchia, così come il controllo tensione e fessurazione per gli stati limite di esercizio, vengono condotte con il software VIS di CSI.



14.1 Verifiche SLU – Pressoflessione Deviata

Si riportano di seguito le verifiche effettuate per le sezioni più sollecitate di base e testa.

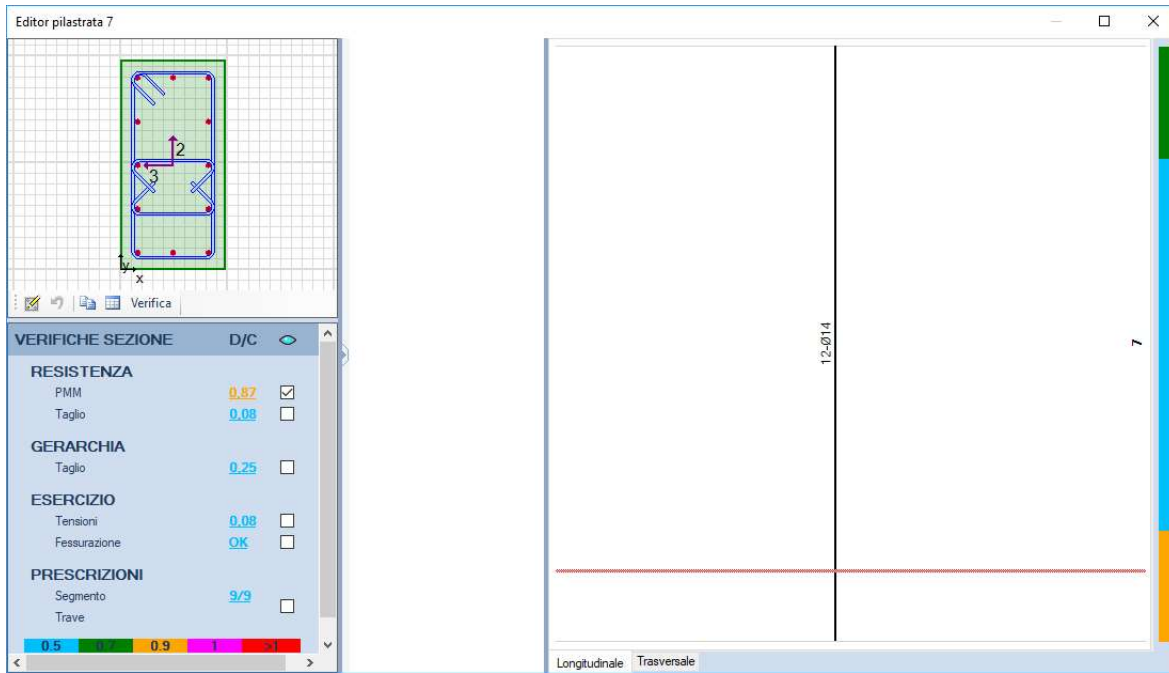


Figura 14.1 – Rapporto Domanda/Capacità per la verifica di resistenza a pressoflessione deviata del pilastro in esame

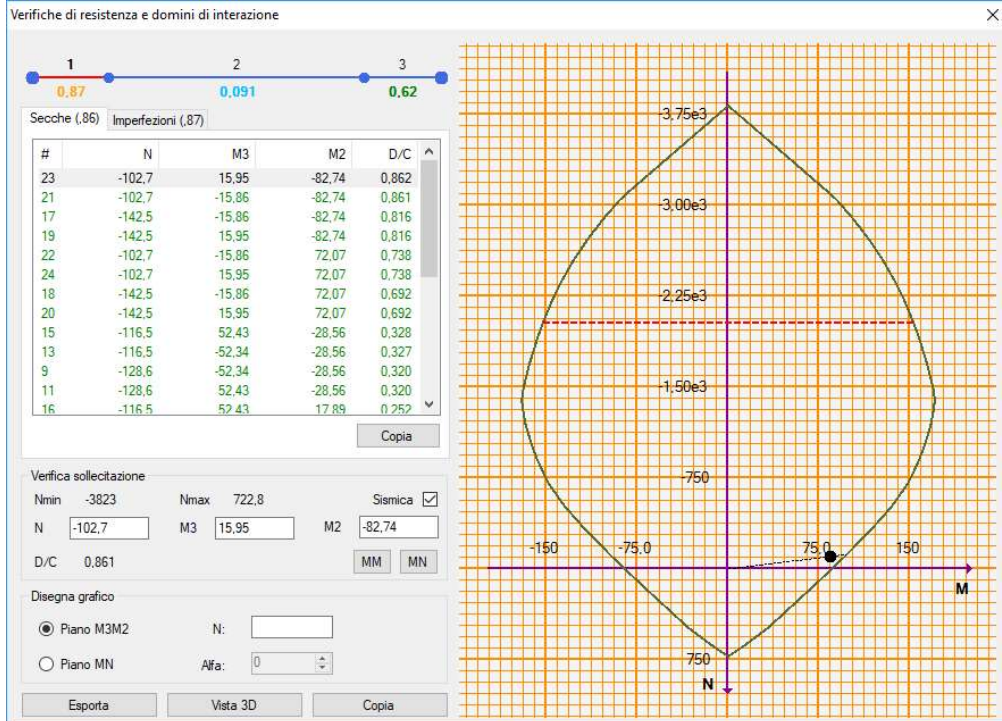


Figura 14.2 – Dominio di resistenza della sezione di base massimamente sollecitata

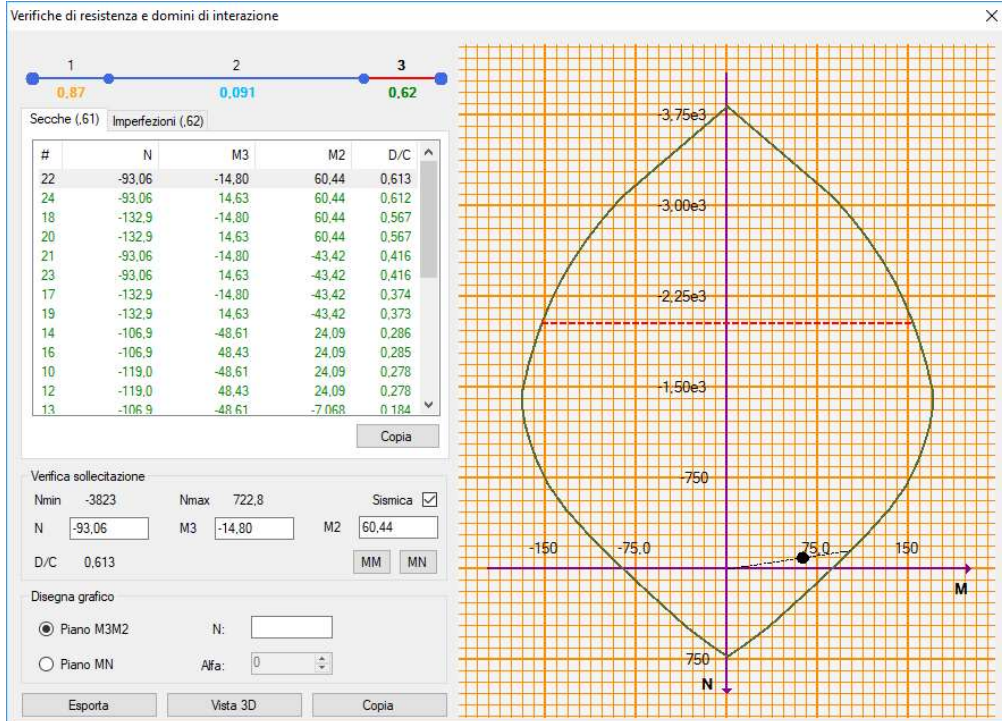


Figura 14.3 – Dominio di resistenza della sezione di testa massimamente sollecitata

	NODO DI NOVARA. 1^ FASE PRG DI NOVARA BOSCHETTO BRETELLA MERCI E PRG BOSCHETTO FABBRICATI TECNOLOGICI – GA2 PP/ACC BOSCHETTO					
	RELAZIONE DI CALCOLO	PROGETTO NM0Y	LOTTO 01	CODIFICA D 11 CL	DOCUMENTO FA0200 001	REV. A

14.2 Verifiche SLU – Taglio (gerarchia)

Come per le travi, nei pilastri la verifica resistenza a taglio nei confronti delle sollecitazioni determinate dall'analisi globale condotta sulla struttura si conduce controllando la disuguaglianza:

$$V_{Ed} \leq V_{Rd}$$

Al fine di escludere la formazione di meccanismi inelastici dovuti al taglio, le sollecitazioni di taglio da utilizzare per tale verifica e per il dimensionamento delle armature si ottengono imponendo l'equilibrio con i momenti delle sezioni di estremità (superiore e inferiore) del pilastro $M_{i,d}^s, M_{i,d}^i$, nel modo seguente:

$$V_{Ed} = \gamma_{Rd} \cdot \frac{M_{i,d}^s + M_{i,d}^i}{l_p}$$

dove:

γ_{Rd} = Coefficiente di sovrarresistenza, pari a 1,10 per strutture in CD" B";

$$M_{i,d} = M_{c,Rd} \cdot \min \left(1; \frac{\sum M_{b,Rd}}{\sum M_{c,Rd}} \right)$$

In cui:

$M_{c,Rd}$ = capacità del pilastro nella sezione di estremità;

$\sum M_{b,Rd}$ = sommatoria dei momenti resistenti delle travi incidenti nel nodo;

$\sum M_{c,Rd}$ = sommatoria dei momenti resistenti dei pilastri incidenti nel nodo;

l_p = lunghezza del pilastro.

Si riportano di seguito le verifiche effettuate per le sezioni più sollecitate.

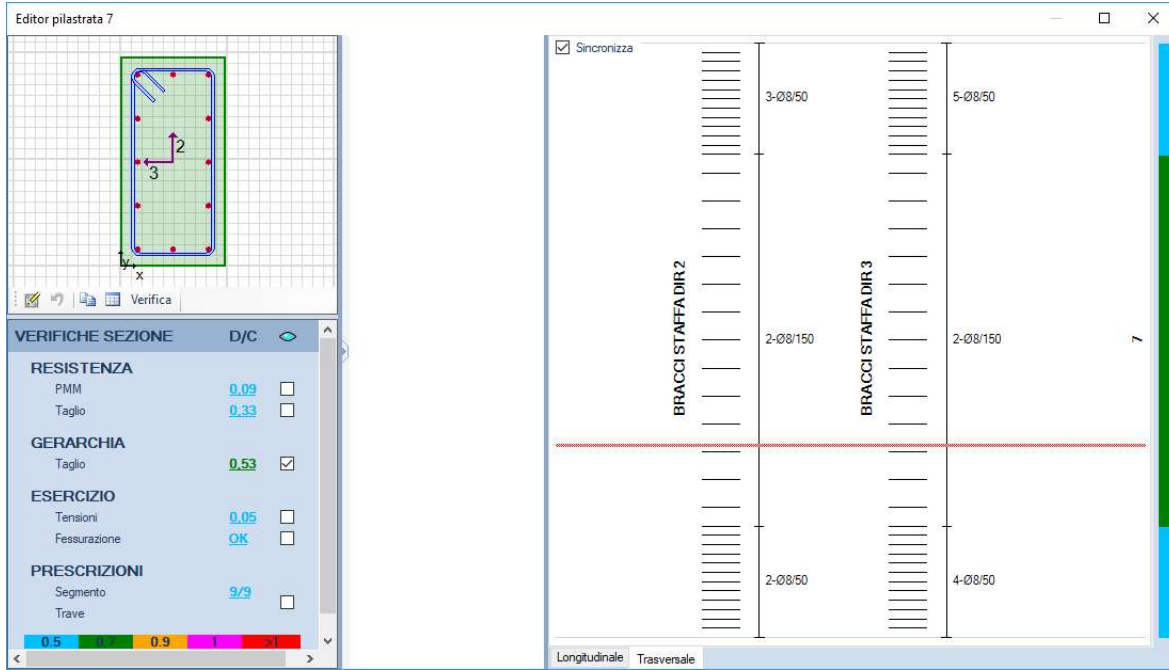


Figura 14.4 – Rapporto Domanda/Capacità per la verifica di resistenza a taglio del pilastro in esame

Si riporta di seguito la tabella di verifica a taglio del pilastro in esame.

Segmento	Armatura assegnata [m ² /m]		Domanda a taglio [kN]		Capacità a taglio [kN]		D/C	
	Asse 2	Asse 3	Asse 2	Asse 3	Asse 2	Asse 3	Asse 2	Asse 3
1	0,002011	0,004021	146,2	72,16	593,4	541,8	0,246	0,133
2	0,0006702	0,0006702	146,2	72,16	299,4	136,7	0,488	0,528
3	0,003016	0,005027	146,2	72,16	655,2	576	0,223	0,125

14.3 Verifiche SLE – Tensione

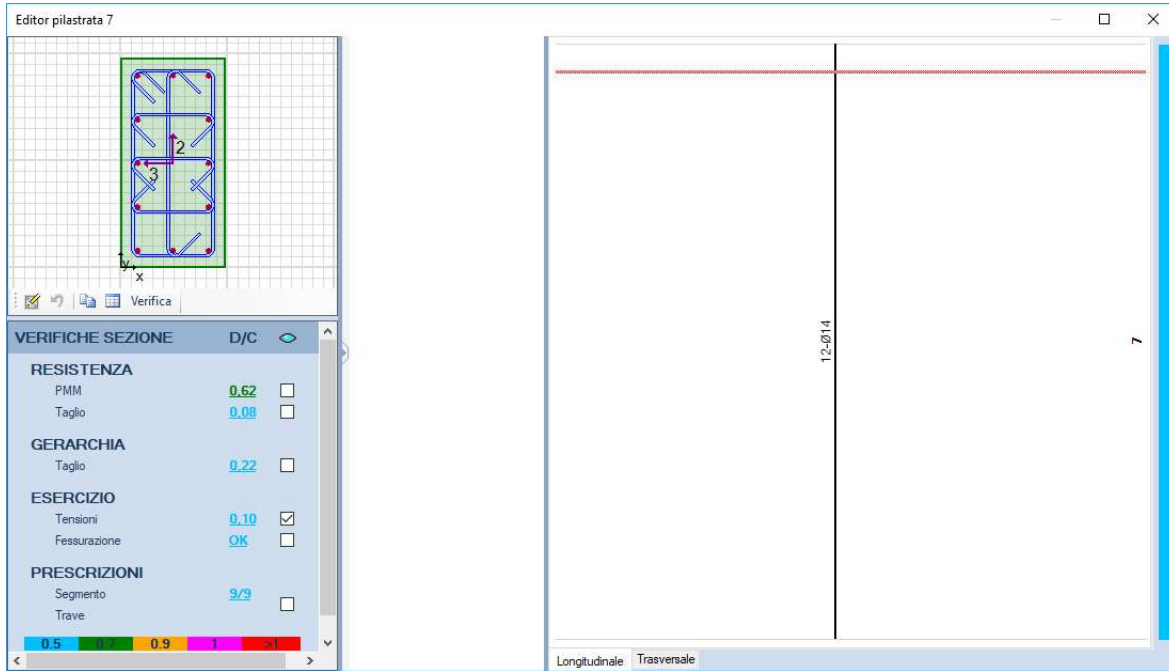


Figura 14.5 - Rapporto Domanda/Capacità per il controllo di tensione agli stati limite di esercizio del pilastro in esame

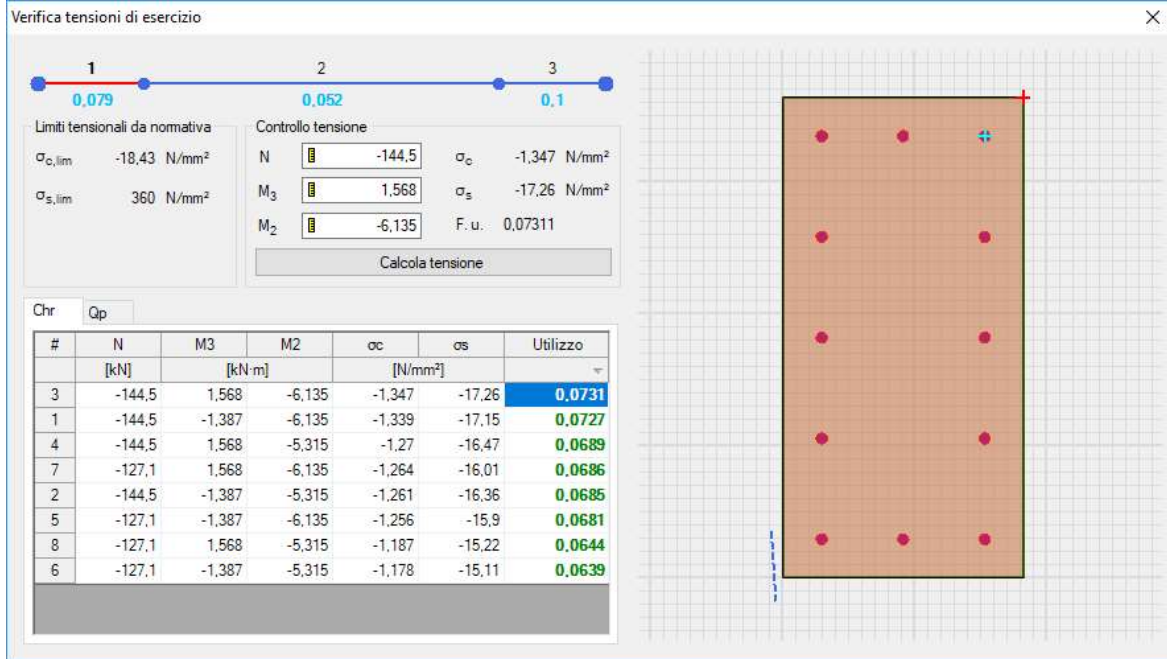


Figura 14.6 – Valori di tensione della sezione di base massimamente sollecitata per la combinazione di carico rara

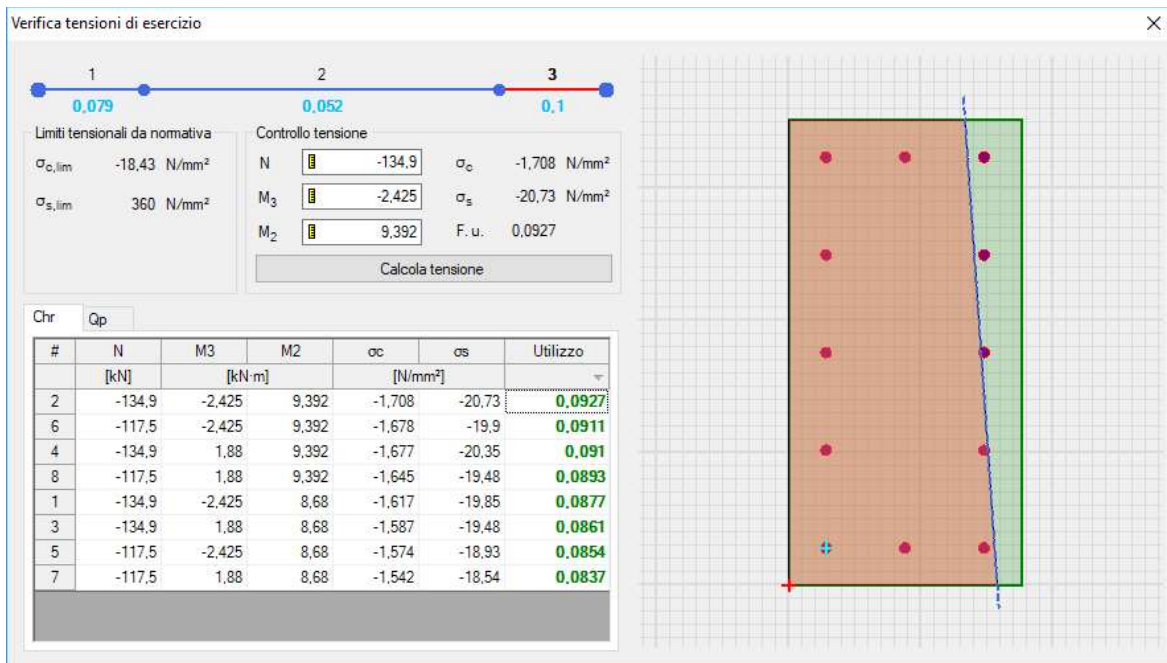


Figura 14.7– Valori di tensione della sezione di testa massimamente sollecitata per la combinazione di carico rara

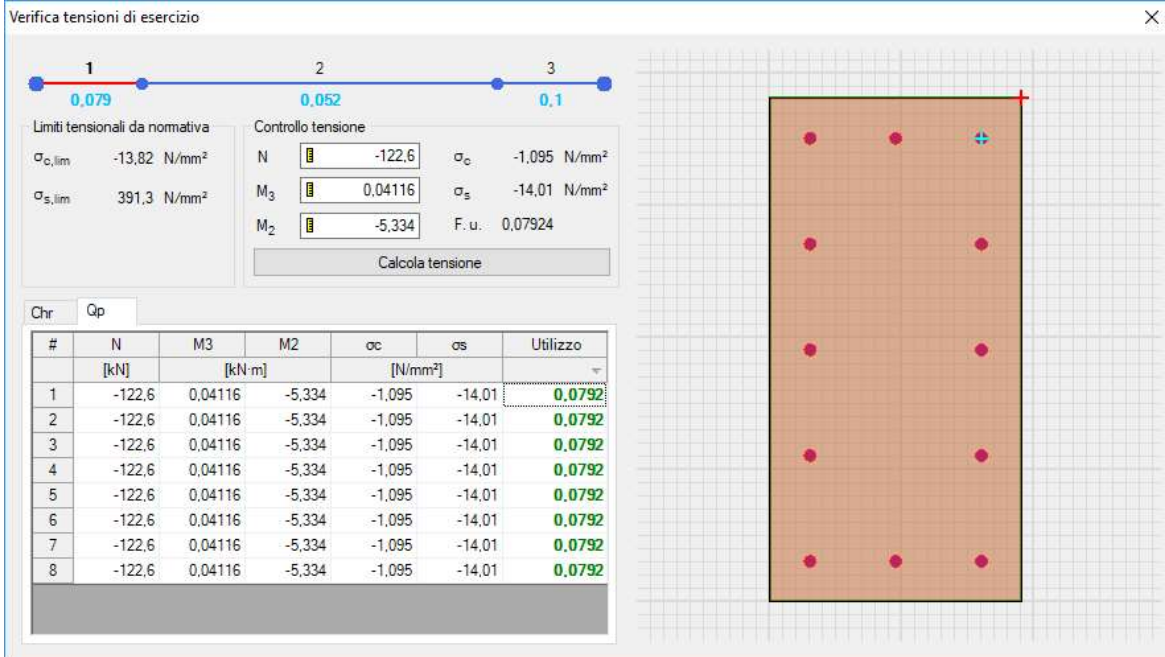


Figura 14.8 – Valori di tensione della sezione di base massimamente sollecitata per la combinazione di carico quasi permanente

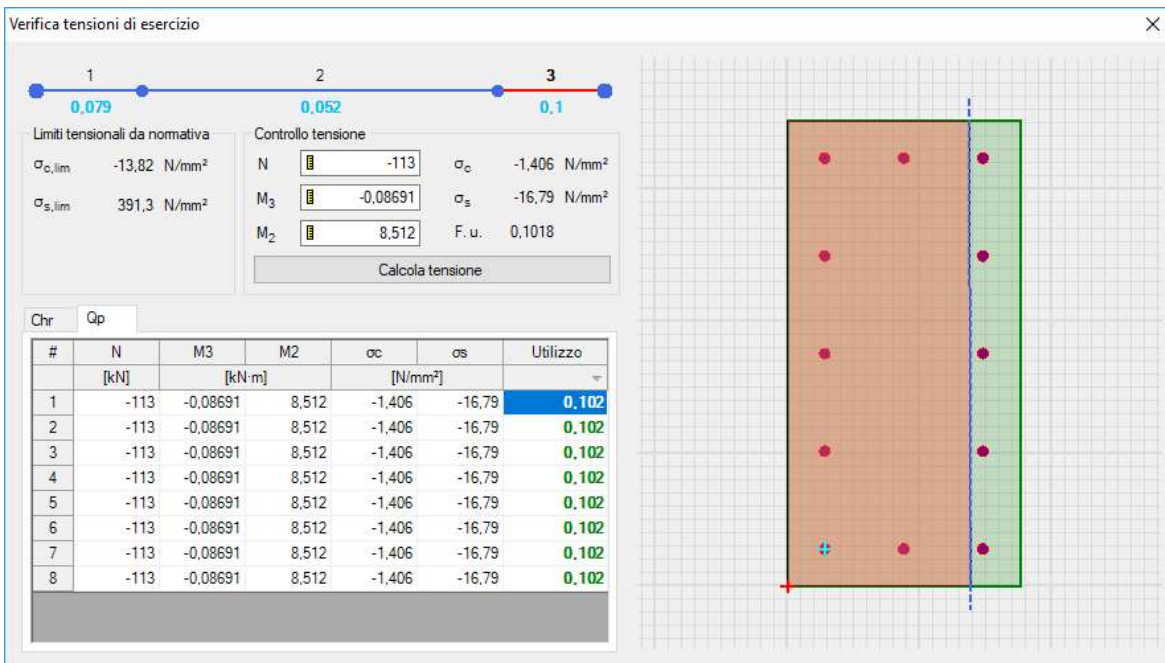


Figura 14.9– Valori di tensione della sezione di testa massimamente sollecitata per la combinazione di carico quasi permanente

14.4 Verifiche SLE – Fessurazione

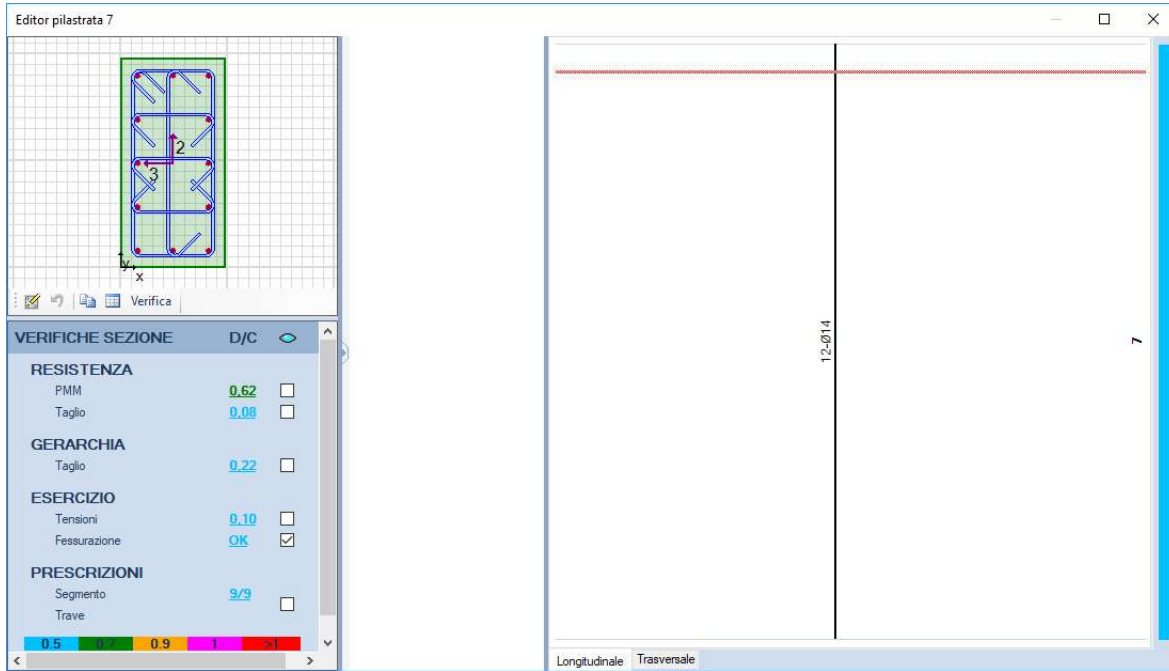


Figura 14.10 - Rapporto Domanda/Capacità per il controllo di fessurazione del pilastro in esame

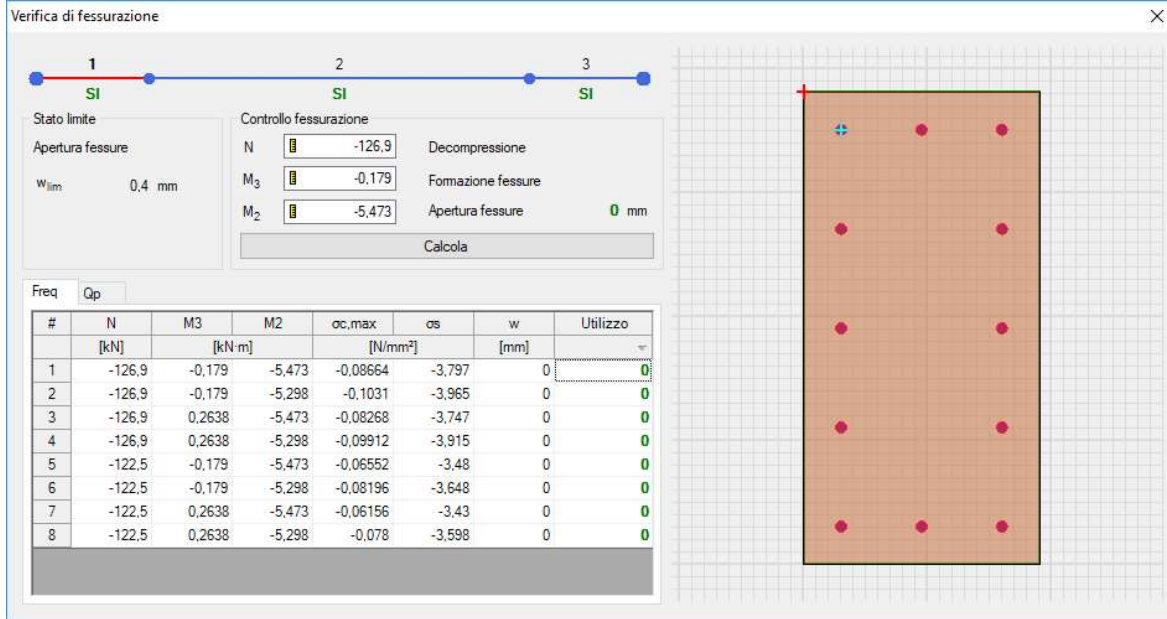


Figura 14.11 - Valori di apertura delle fessure per la sezione di base massimamente sollecitata per la combinazione di carico frequente

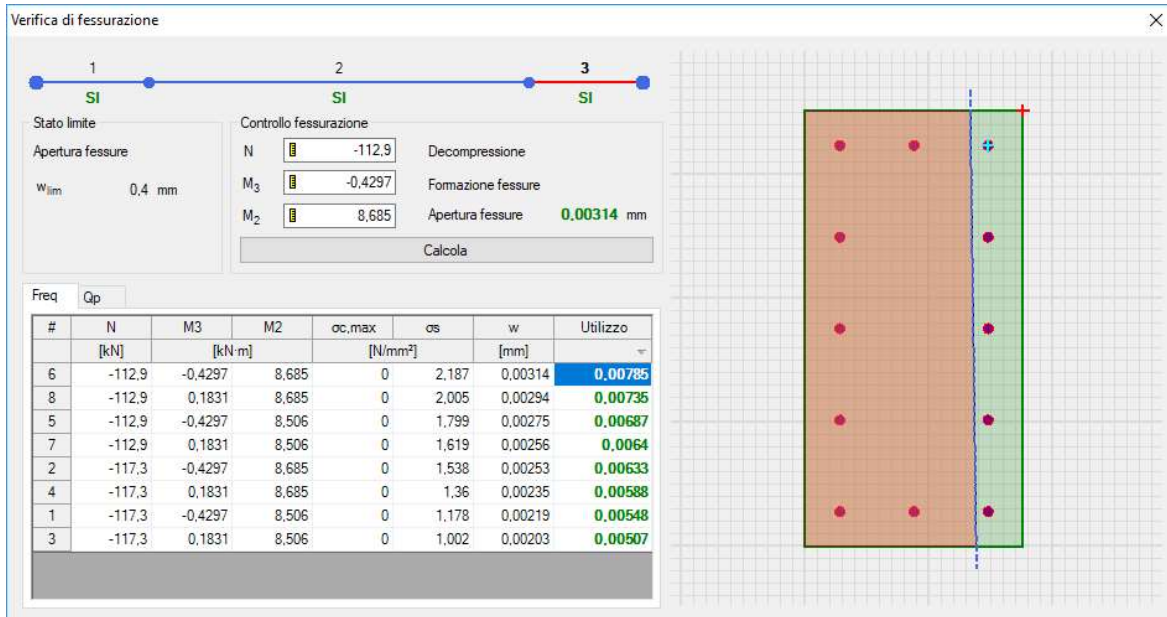


Figura 14.12 - Valori di apertura delle fessure per la sezione di testa massimamente sollecitata per la combinazione di carico frequente

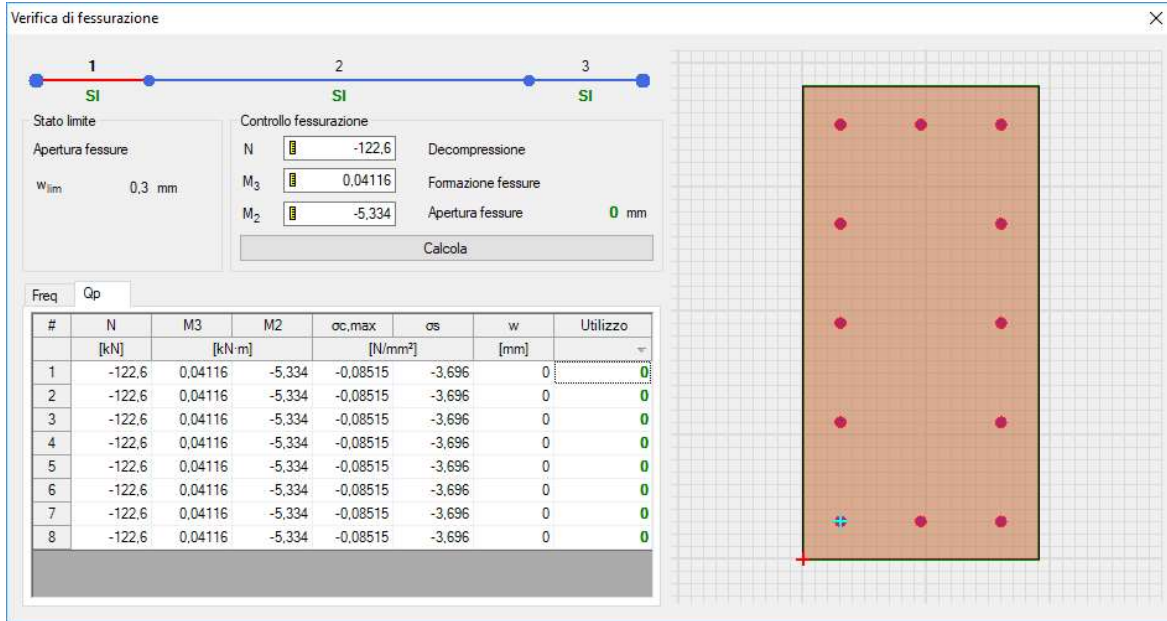


Figura 14.13 - Valori di apertura delle fessure per la sezione di base massimamente sollecitata per la combinazione di carico quasi permanente

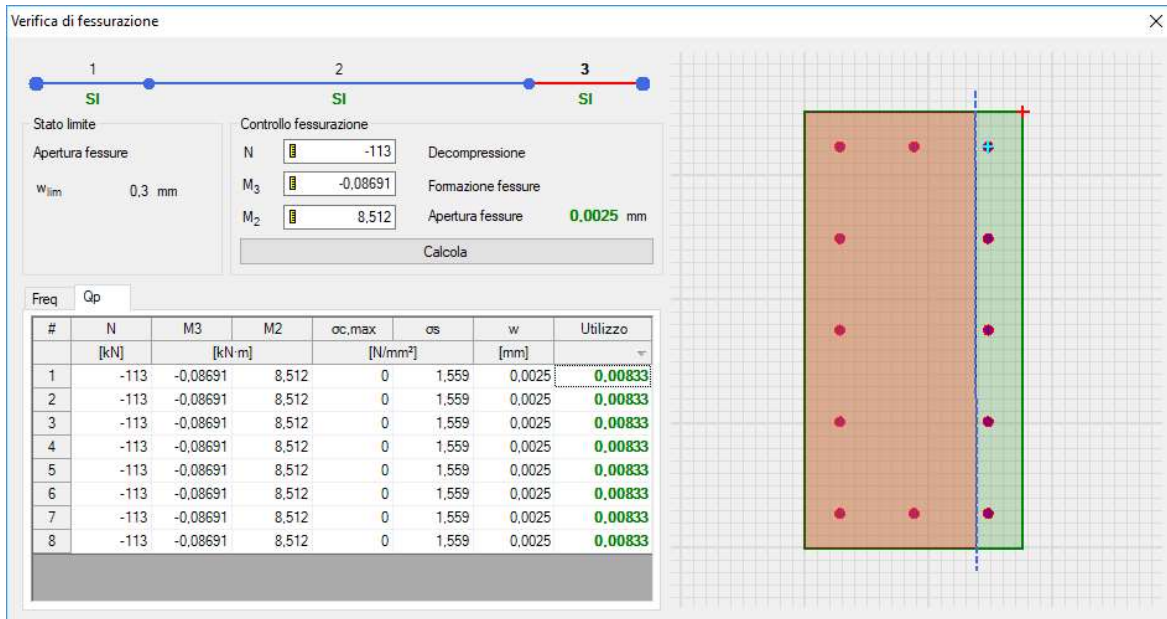


Figura 14.14 - Valori di apertura delle fessure per la sezione di testa massimamente sollecitata per la combinazione di carico quasi permanente

15 VERIFICHE DI RESISTENZA DEI NODI TRAVE – PILASTRO

Si definisce nodo la zona del pilastro che si sovrappone alle travi in esso concorrenti.

Secondo quanto definito dalle NTC 2018 al § 7.4.4.3, si distinguono due tipi di nodi:

- interamente confinati: quando in ognuna delle quattro facce verticali si innesta una trave; il confinamento si considera realizzato quando, su ogni faccia del nodo, la sezione della trave copre per almeno i 3/4 la larghezza del pilastro e, su entrambe le coppie di facce opposte del nodo, le sezioni delle travi si ricoprono per almeno i 3/4 dell'altezza;
- non interamente confinati: quando non appartenenti alla categoria precedente.

Secondo quanto prescritto al § C7.4.4.3 della Circolare n.7/2019 alle NTC 2018, le verifiche di resistenza dei nodi si applicano a strutture in “CDB” limitatamente ai nodi non interamente confinati.

Nel caso in esame, viene svolta la verifica di resistenza dei soli nodi di testa dei pilastri.

Si riporta di seguito la tabella riassuntiva dell'esito delle verifiche.

Nodo	Direzione 2				Direzione 3			
	Vjbd [kN]	Ash [cm ² /cm]	D/C		Vjbd [kN]	Ash [cm ² /cm]	D/C	
			comp.	traz./confin.			comp.	traz./confin.
2	383,5	0,3016	0,346	0,842	361,4	0,5027	0,430	0,368
4	383,5	0,3016	0,346	0,842	361,4	0,5027	0,430	0,368
6	361,4	0,3016	0,261	0,613	383,5	0,5027	0,570	0,930
8	361,4	0,3016	0,261	0,613	383,5	0,5027	0,570	0,930
10	361,4	0,3016	0,261	0,613	383,5	0,5027	0,570	0,933
12	361,4	0,3016	0,261	0,613	383,5	0,5027	0,570	0,933
14	361,4	0,3016	0,261	0,613	383,5	0,5027	0,570	0,933
16	361,4	0,3016	0,261	0,613	383,5	0,5027	0,570	0,933
18	361,4	0,3016	0,261	0,613	383,5	0,5027	0,570	0,933
20	361,4	0,3016	0,261	0,613	383,5	0,5027	0,570	0,933
22	361,4	0,3016	0,261	0,613	383,5	0,5027	0,570	0,933
24	361,4	0,3016	0,261	0,613	383,5	0,5027	0,570	0,933
26	383,5	0,3016	0,346	0,842	361,4	0,5027	0,430	0,368
28	383,5	0,3016	0,346	0,842	361,4	0,5027	0,430	0,368
37	361,4	0,3016	0,261	0,613	383,5	0,5027	0,570	0,930
38	361,4	0,3016	0,261	0,613	383,5	0,5027	0,570	0,930

	NODO DI NOVARA. 1^ FASE PRG DI NOVARA BOSCHETTO BRETELLA MERCI E PRG BOSCHETTO FABBRICATI TECNOLOGICI – GA2 PP/ACC BOSCHETTO					
	RELAZIONE DI CALCOLO	PROGETTO NM0Y	LOTTO 01	CODIFICA D 11 CL	DOCUMENTO FA0200 001	REV. A

16 VERIFICHE DEGLI ELEMENTI STRUTTURALI IN TERMINI DI CONTENIMENTO DEL DANNO AGLI ELEMENTI NON STRUTTURALI

Secondo quanto riportato dalle NTC 2018 in Tab. 7.3.III, per le costruzioni ricadenti in Classe d'Uso IV è necessario operare una verifica di rigidità degli elementi strutturali, riferendosi allo Stato Limite di Operatività.

In particolare, secondo la norma, la verifica in termini di rigidità sulla struttura si può ritenere soddisfatta qualora la deformazione degli elementi strutturali non produca sugli elementi non strutturali danni tali da rendere la costruzione temporaneamente inagibile.

Nel caso delle costruzioni civili e industriali, qualora la temporanea inagibilità sia dovuta a spostamenti di interpiano eccessivi, questa condizione si può ritenere soddisfatta quando gli spostamenti di interpiano ottenuti dall'analisi in presenza dell'azione sismica di progetto corrispondente allo SL e alla CU considerati siano inferiori ai limiti indicati. In particolare, dunque, per costruzioni ricadenti in Classe d'Uso IV, la norma prescrive che gli spostamenti di interpiano valutati per lo SLO siano inferiori ai 2/3 dei limiti indicati per le costruzioni ricadenti in Classe d'Uso I e II al § 7.3.6.1.

In definitiva si può considerare che il caso in esame ricada nel punto a) descritto in normativa, che riguarda gli edifici con tamponamenti collegati rigidamente alla struttura e che interferiscono con la deformabilità della stessa, per i quali nel caso di tamponamenti fragili è previsto di contenere gli spostamenti di interpiano entro il 5% dell'altezza di piano. Tenendo conto che l'edificio in esame è in Classe d'Uso IV, le prescrizioni descritte a tale punto della normativa si modificano come segue:

$$q \cdot d_r \leq 2/3 (0,005 h)$$

dove:

q = fattore di comportamento adottato nell'analisi per lo Stato Limite considerato;

h = altezza di piano;

d_r = spostamento di interpiano, ovvero la differenza tra gli spostamenti al solaio superiore ed inferiore, determinato per lo SLO

Nel caso in esame si ha $q_{SLO} = 1$.

Inoltre, essendo l'altezza di interpiano $h_1 = 3,2$ m, il limite massimo degli spostamenti nel caso in esame è:

$$d_{r,1} \leq 2/3 * (0,005 * 3.200) = 10,7 \text{ mm}$$

Considerando la doppia simmetria dell'edificio, si riportano di seguito i valori degli spostamenti di piano dei quattro pilastri significativi del modello.

Column	Joint	OutputCase	StepType	U1 [mm]	U2 [mm]	Column	Joint	OutputCase	StepType	U1 [mm]	U2 [mm]
B1	2	SLO1	Max	0,59	0,09	B3	10	SLO1	Max	0,57	0,79
B1	2	SLO1	Min	-0,59	-0,41	B3	10	SLO1	Min	-0,57	-1,31
B1	2	SLO2	Max	0,21	0,64	B3	10	SLO2	Max	0,19	3,23
B1	2	SLO2	Min	-0,21	-0,96	B3	10	SLO2	Min	-0,19	-3,76
B2	6	SLO1	Max	0,58	0,42	B4	14	SLO1	Max	0,57	1,00
B2	6	SLO1	Min	-0,58	-0,98	B4	14	SLO1	Min	-0,57	-1,52
B2	6	SLO2	Max	0,20	2,05	B4	14	SLO2	Max	0,18	3,93
B2	6	SLO2	Min	-0,20	-2,60	B4	14	SLO2	Min	-0,18	-4,46

	NODO DI NOVARA. 1^ FASE PRG DI NOVARA BOSCHETTO BRETELLA MERCI E PRG BOSCHETTO FABBRICATI TECNOLOGICI – GA2 PP/ACC BOSCHETTO				
	RELAZIONE DI CALCOLO	PROGETTO NMOY	LOTTO 01	CODIFICA DOCUMENTO D 11 CL FA0200 001	REV. A

17 VERIFICA SISMICA TAMPONAMENTI

Al § 7.3.6 in Tab. 7.3.III le NTC 2018 specificano come per le costruzioni ricadenti in Classe d'Uso IV sia necessario operare una verifica di stabilità per gli elementi NON Strutturali soggetti all'azione sismica valutata per lo *SLV*.

In particolare, secondo quanto riportato al § 7.3.6.2 della stessa norma, per gli elementi costruttivi senza funzione strutturale devono essere adottati magisteri atti ad evitare collassi fragili e prematuri e la possibile espulsione sotto l'azione della F_a (v. § 7.2.3) corrispondente allo *SLV*.

Considerando la stratigrafia della muratura esterna riportata in Figura 17.1, si assume che la funzione portante della parete sia svolta dal blocco in termolaterizio interno, di spessore pari a 30 cm. Per garantire la resistenza dell'intero tamponamento alle azioni orizzontali, si prevede di inserire all'interno di questa muratura, ogni due corsi di forati, dei tralicci in acciaio inglobati nei letti di malta. Per solidarizzare la muratura esterna di spessore pari a 8 cm allo strato portante interno della parete, si prevede la disposizione di collegamenti puntuali diffusi.

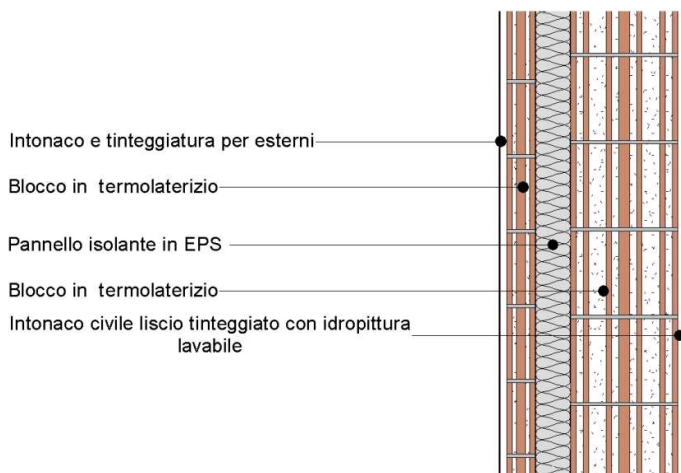


Figura 17.1 – Stratigrafia tamponatura esterna M1

La forza orizzontale F_a applicata sulla tamponatura può essere valutata con la seguente formula, riportata al § 7.2.3 della norma:

$$F_a = (S_a \cdot W_a) / q_a$$

in cui:

F_a = forza sismica orizzontale distribuita o agente nel centro di massa dell'elemento non strutturale, nella direzione più sfavorevole, risultante delle forze distribuite proporzionali alla massa;

W_a = peso dell'elemento;

S_a = accelerazione massima, adimensionalizzata rispetto a quella di gravità, che l'elemento strutturale subisce durante il sisma e corrisponde allo stato limite in esame (v. § 3.2.1 NTC 2018)

q_a = fattore di comportamento dell'elemento non strutturale.

In assenza di specifiche determinazioni, per S_a e q_a si può fare utile riferimento a quanto riportato nella Circolare n.7/2019; in particolare, per il fattore di struttura q_a si può assumere un valore pari a 2, valido

per tramezzature e facciate (vedi Tabella C7.2.I), mentre per la definizione dell'accelerazione massima S_a si può ricorrere alle formulazioni semplificate valide per costruzioni con struttura a telai di seguito riportate.

$$S_a = \begin{cases} \alpha \cdot S \cdot \left(1 + \frac{Z}{H}\right) \cdot \left[\frac{a_p}{1 + (a_p - 1) \cdot \left(1 - \frac{T_a}{a \cdot T_1}\right)^2} \right] \geq \alpha \cdot S & \text{per } T_a < a \cdot T_1 \\ \alpha \cdot S \cdot \left(1 + \frac{Z}{H}\right) \cdot a_p & \text{per } a \cdot T_1 < T_a < b \cdot T_1 \\ \alpha \cdot S \cdot \left(1 + \frac{Z}{H}\right) \cdot \left[\frac{a_p}{1 + (a_p - 1) \cdot \left(1 - \frac{T_a}{b \cdot T_1}\right)^2} \right] \geq \alpha \cdot S & \text{per } T_a \geq b \cdot T_1 \end{cases}$$

In cui:

α = rapporto tra accelerazione massima del terreno a_g su sottosuolo di tipo A da considerare per lo stato limite in esame e l'accelerazione di gravità g ;

S = coefficiente che tiene conto della categoria di sottosuolo e delle condizioni topografiche secondo quanto riportato nel § 3.2.3.2.1 delle NTC 2018;

T_a = periodo fondamentale di vibrazione dell'elemento non strutturale;

T_1 = periodo fondamentale di vibrazione dell'edificio nella direzione considerata;

Z = quota del baricentro dell'elemento non strutturale misurata a partire dal piano di fondazione;

H = altezza della costruzione misurata a partire dal piano di fondazione.

a, b, a_p = parametri definiti in accordo con il primo periodo di vibrazione della costruzione T_1 , vedi Tab C7.2.II.

Di seguito si riportano i calcoli effettuati per la tamponatura esterna più estesa dell'edificio, che rappresenta il caso più gravoso, essendo la parete in esame caratterizzata da specchiatura e massa maggiori. Si assume pertanto di poter estendere le considerazioni seguenti anche alle restanti tipologie di pareti presenti all'interno dell'edificio, che eventualmente richiederanno quantitativi di armatura inferiori rispetto a quelli di seguito dimensionati per la Tamponatura M1, in ragione della minore massa sismica.

RELAZIONE DI CALCOLO

PROGETTO	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NM0Y	01	D 11 CL	FA0200 001	A	103 DI 133

Geometria Tamponamento

L	5,50 m	Distanza max fra due pilastri consecutivi
h	3,15 m	Altezza parete
H	5,90 m	Altezza della costruzione misurata a partire dal piano della fondazione
Z _{g_parete}	2,83 m	Quota del baricentro dell'elemento non strutturale misurata a partire dal piano di fondazione

Caratteristica Tamponamento

ρ _m	760,00 kg/m ³	Densità media laterizio - da sito poroton per blocchi forati P700
S _m	30,00 cm	Spessore blocco laterizio
J _m	225.000,00 cm ⁴ /m 0,00225 m ⁴ /m	Momento d'inerzia muratura a metro lineare
E _m	30.000,00 kg/cm ² 300.000.000,00 kg/m ²	Modulo di elasticità muratura - da sito poroton per blocchi forati P700
ρ _{intonaco}	2.000,00 kg/m ³	Densità media intonaco
S _{intonaco}	3,00 cm	Spessore intonaco
ρ _{coibente}	18,00 kg/m ³	Densità media coibente
S _{coibente}	10,00 cm	Spessore coibente
ρ _{laterizio_ext}	760,00 kg/m ³	Densità media blocco esterno di laterizio
S _{laterizio_ext}	8,00 cm	Spessore blocco laterizio esterno
W _{aq}	350,60 kg/m ²	Peso parete a metro quadro
W _a	1.104,39 kg/m	Peso parete a metro lineare
T _a	0,2555	Periodo fondamentale di vibrazione dell'elemento non strutturale valutato con la seguente formula (relativa a un Sistema a un Grado di Libertà SDOF la cui rigidezza K è espressa facendo riferimento a una trave semplicemente appoggiata con massa distribuita)

$$T_a = 2 \cdot \pi \cdot \sqrt{\frac{M}{K}} = \frac{2 \cdot h^2}{\pi} \cdot \sqrt{\frac{W_a}{E_m \cdot J_m}}$$

Valutazione Azione Sismica

V _N	50,00 anni	
Classe d'uso	IV	
C _U	2,00	
V _R	100,00 anni	Periodo di riferimento per l'azione sismica
a _{g_SLV}	0,122 g	Località di Arquata S.
S ₅	1,50	Categoria di sottosuolo C
S _T	1,00	Categoria Topografica T1 - Superf pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media i ≤ 15°
S	1,50	S = S _T * S ₅
α	0,122	
T ₁	0,32	Primo periodo di vibrazione della struttura (da Modello SAP2000)
a	0,80	Parametro in accordo con il primo periodo di vibrazione della costruzione T ₁ , vedi Tab C7.2.II
b	1,40	Parametro in accordo con il primo periodo di vibrazione della costruzione T ₁ , vedi Tab C7.2.II
a _p	5,00	Parametro in accordo con il primo periodo di vibrazione della costruzione T ₁ , vedi Tab C7.2.II
T _a /T ₁	0,80	
S _a	1,349	§ C7.2.3 Circolare n.7/2019 formula C7.2.11
q _a	2,00	da Tab. C7.2.I Circolare n.7/2019
F _a	236,42 kg/m ²	

RELAZIONE DI CALCOLO

PROGETTO	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NMOY	01	D 11 CL	FA0200 001	A	104 DI 133

Dimensionamento Armatura Traliccio

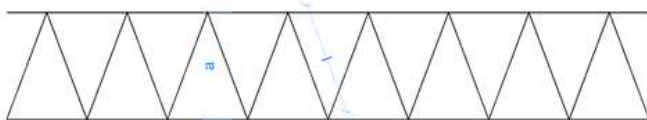
l_{orizz}	0,38 m	Interasse tra elementi di armatura orizzontali (ipotizzando di disporre un traliccio ogni due corsi di muratura con hporoton=19 cm)
F_{a_orizz}	89,84 kg/m	Forza sismica orizzontale agente nel centro di massa dell'elemento non strutturale nella direzione più sfavorevole
M_{Ed}	2,72 kNm	Hp schema statico doppio semincastro
f_{yk}	450,00 N/mm ²	B450C
γ_s	1,15	
f_{yd}	391,30 N/mm ²	
a_{orizz}	250,00 mm	Larghezza traliccio orizzontale
ϕ_{orizz}	8,00 mm	
A_s	50,27 mm ²	
M_{Rd_orizz}	4,67 kNm	
FS_{orizz}	1,72	

Verifica Ancoraggio Trallici alla Struttura

V_{Ed}	2,47 kN	
f_{yk}	450,00 N/mm ²	B450C
γ_s	1,15	
f_{yd}	391,30 N/mm ²	
ϕ_{taglio}	6,00 mm	
A_v	28,27 mm ²	
V_{Rd}	6,39 kN	
FS_{taglio}	2,59	

Calcolo incidenza armatura trallici a metro quadro di parete - PARETI ESTERNE - TIPO M1

Schema traliccio inserito nei letti di malta delle tamponature



ϕ	8,00 mm	Diametro armatura traliccio
a	250,00 mm	Larghezza traliccio orizzontale
p	150,00 mm	Passo armatura diagonale traliccio
l	261,01 mm	Lunghezza diagonale traliccio, calcolata come $l = \sqrt{a^2 + (p/2)^2}$
L_{TOT_1m}	5.480,10 mm	Lunghezza diagonale barre di acciaio componenti un metro lineare di traliccio
$A_{s_TOT_1m}$	275,46 mm ²	Area di acciaio componente un metro lineare di un singolo traliccio
$W_{s_TOT_1m}$	2,16 kg/m	Peso di acciaio componente un metro lineare di un singolo traliccio
W_{s_TOT}	5,69 kg/m ²	Peso di acciaio presente in un metro quadrato di parete (ipotizzando di disporre un traliccio ogni due corsi di muratura con hporoton=19 cm)

Calcolo incidenza armatura trallici a metro quadro di parete - PARETI INTERNE - TIPO M3

Vista la minore massa sismica caratterizzante le pareti interne del fabbricato, si assume per queste pareti di disporre la stessa tipologia di traliccio, però non ogni 2 corsi di muratura ma ogni 3

W_{s_TOT}	3,79 kg/m ²	Peso di acciaio presente in un metro quadrato di parete (ipotizzando di disporre un traliccio ogni tre corsi di muratura con hporoton=19 cm)
--------------	------------------------	---

18 VERIFICHE PLATEA DI FONDAZIONE

La platea di fondazione ha le seguenti caratteristiche geometriche:

Profondità piano di posa rispetto al piano di calpestio interno $D = 135,00$ cm

Larghezza complessiva $B = 670,00$ cm

Lunghezza complessiva $L = 3.430,00$ cm

Spessore $s = 30,00$ cm

Lungo tutto il perimetro sono previsti dei cordoli di rinforzo laterali di 60 cm di spessore e 95 cm di altezza rispetto all'estradosso della soletta.

Si riporta di seguito una sezione trasversale tipo:

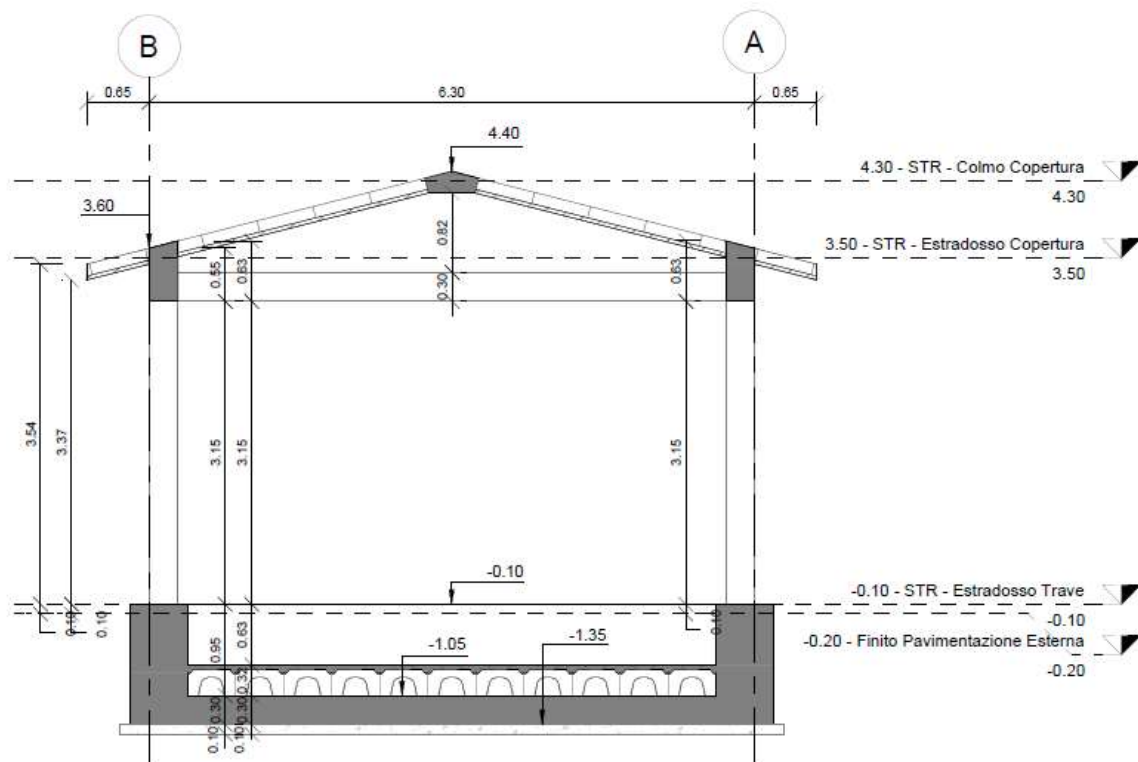


Figura 18.1 – Sezione strutturale del fabbricato

18.1 Verifiche SLU – Flessione

Si assume di disporre un'armatura orizzontale costituita da 1+1 $\phi 18/20$ uniformemente distribuita.

Si riportano di seguito le verifiche effettuate per le sezioni più sollecitate della platea.

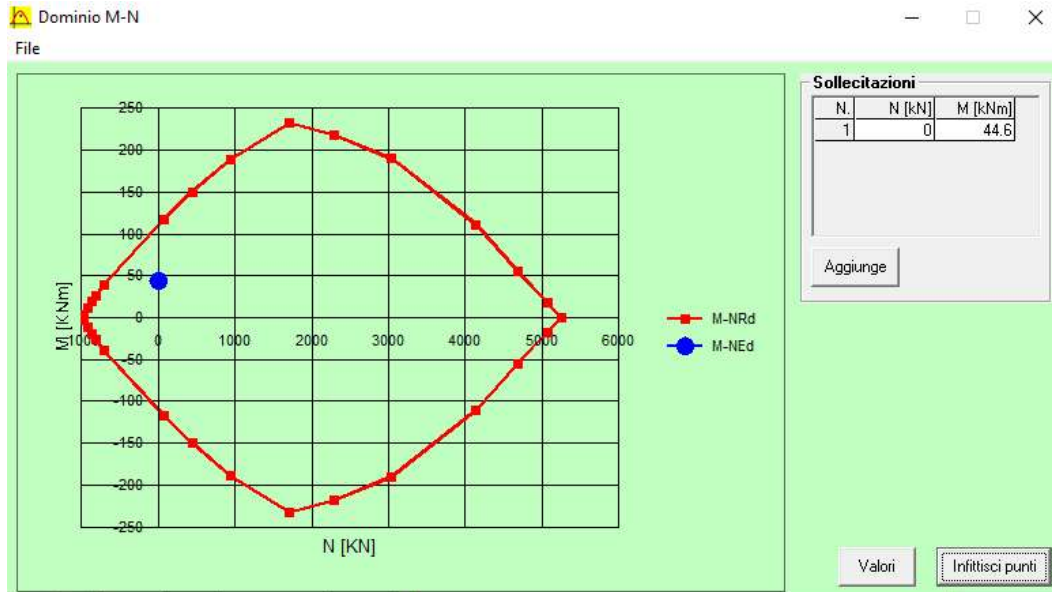


Figura 18.2 – Dominio di resistenza a flessione – Momento Flettente M11 – MRd = 110,30 kNm FS = 2,46

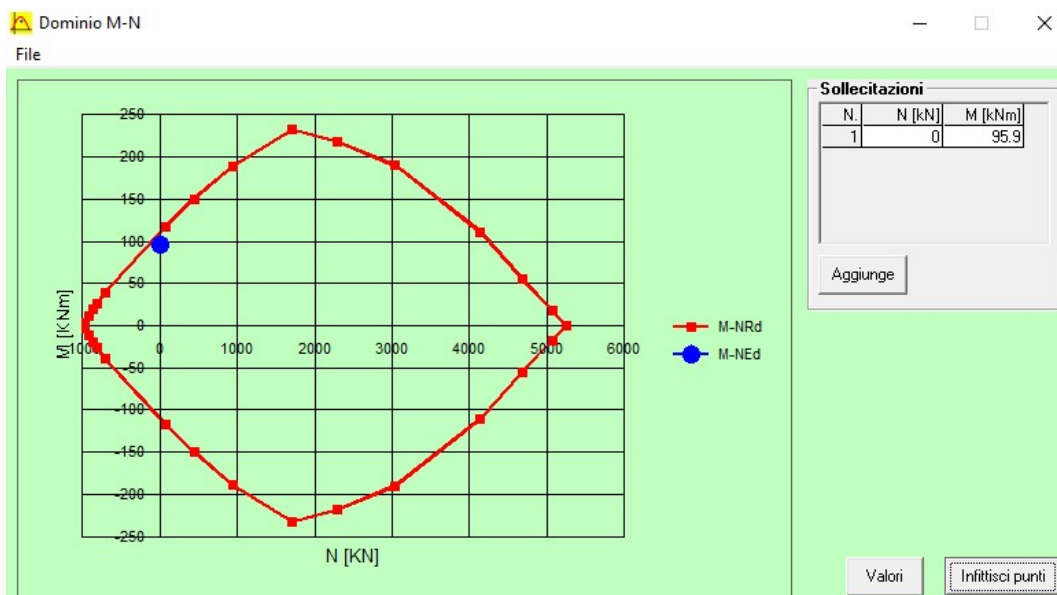


Figura 18.3 – Dominio di resistenza a flessione – Momento Flettente M22 – MRd = 110,30 kNm FS = 1,14

	NODO DI NOVARA. 1^ FASE PRG DI NOVARA BOSCHETTO BRETELLA MERCI E PRG BOSCHETTO FABBRICATI TECNOLOGICI – GA2 PP/ACC BOSCHETTO					
	RELAZIONE DI CALCOLO	PROGETTO NM0Y	LOTTO 01	CODIFICA D 11 CL	DOCUMENTO FA0200 001	REV. A

18.2 Verifiche SLU – Taglio

Secondo quanto specificato dalla normativa, la verifica resistenza a taglio degli elementi non dotati di armature trasversali resistenti a taglio, si conduce controllando la seguente disuguaglianza:

$$V_{Ed} \leq V_{Rd}$$

V_{Ed} è il valore di calcolo dello sforzo di taglio agente, mentre V_{Rd} è la resistenza a taglio.

Si riporta di seguito la verifica sulla sezione massimamente sollecitata a taglio.

VERIFICA TAGLIO ELEMENTI NON ARMATI A TAGLIO - § 4.1.2.1.3.1			TRAVI
233,00	mm	d = altezza utile della sezione	
1,93		$k = 1 + (200/d)^{1/2} \leq 2$	
1.000,00	mm	b_w = Larghezza minima della sezione (in mm)	
0,011		ρ_l = Rapporto Geometrico di Armatura Longitudinale	
24,90	N/mm ²	f_{ck}	
0,00	N/mm ²	$\sigma_{cp} = N_{Ed}/A_c$	
0,4670		V_{min}	
0,6952		$V' = 0,18 * k * (100 * \rho_l * f_{ck})^{1/3} / \gamma_c$	
161,98	kN	V_{Rd}	
103	kN	V_{Ed}	
1,56		FS	

18.3 Verifiche SLE – Tensione

Si riportano di seguito le verifiche effettuate per le sezioni più sollecitate della platea, tenendo conto che i limiti imposti dalla normativa per il controllo tensione agli stati limite di esercizio sono i seguenti:

Combinazione Rara

- Calcestruzzo Compresso → $\sigma_c = 0,60 \times f_{ck} = 15,00 \text{ N/mm}^2$
- Acciaio Teso → $\sigma_s = 0,80 \times f_{yk} = 360,00 \text{ N/mm}^2$

Combinazione Quasi Permanente

- Calcestruzzo Compresso → $\sigma_c = 0,45 \times f_{ck} = 11,25 \text{ N/mm}^2$

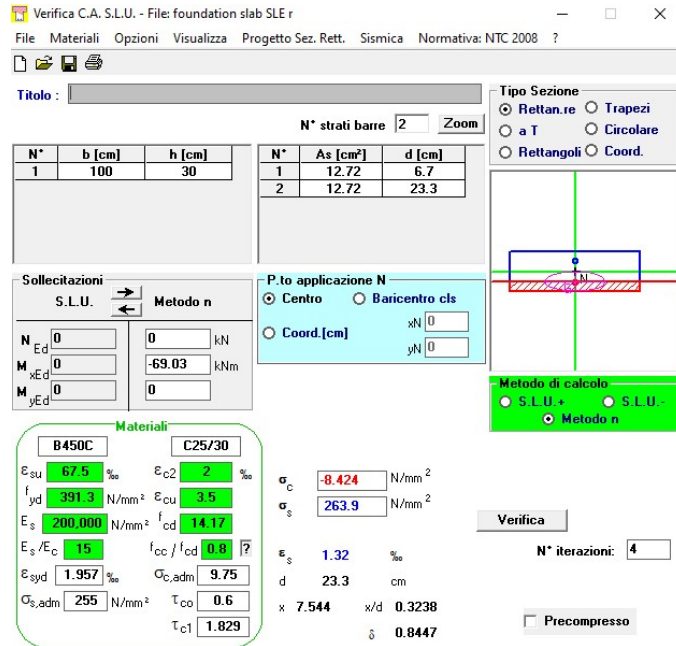


Figura 18.4 - Controllo di tensione agli SLE della sezione più sollecitata della platea – Combinazione Rara

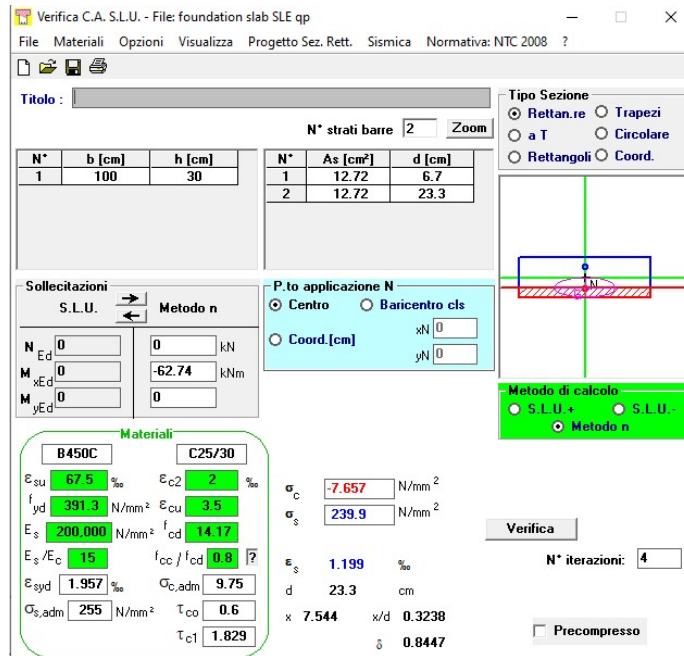


Figura 18.5 - Controllo di tensione agli SLE della sezione più sollecitata della platea – Combinazione Quasi Permanente



NODO DI NOVARA. 1^ FASE PRG DI NOVARA BOSCHETTO

BRETELLA MERCI E PRG BOSCHETTO

FABBRICATI TECNOLOGICI – GA2 PP/ACC BOSCHETTO

RELAZIONE DI CALCOLO

PROGETTO	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NM0Y	01	D 11 CL	FA0200 001	A	109 DI 133

18.4 Verifiche SLE – Fessurazione

Si riportano di seguito le verifiche effettuate per le sezioni più sollecitate della platea di fondazione.

Frequente:

Sollecitazioni

Momento flettente	M=	63.85	kNm
Sforzo normale	N=		kN

Materiali

Resistenza caratteristica cubica cls	R _{ck}	45	N/mm ²
Resistenza caratteristica cilindrica cls	f _{ck}	37.4	N/mm ²
Resistenza media a trazione cls	f _{ctm}	3.4	N/mm ²
Resistenza caratteristica a trazione cls	f _{ctk}	2.3	N/mm ²
Es/Ec	n	15	

Caratteristiche geometriche

Altezza sezione	h	30	cm					
Larghezza sezione	b	100	cm					
Armatura compressa (1° strato)	A _{c1}	12.72	cm ²	5	Ø	18	c _{c1} = 4.7	cm
Armatura compressa (2° strato)	A _{c2}	0.00	cm ²	0	Ø	0	c _{c2} = 7.7	cm
Armatura compressa (3° strato)	A _{c3}	0.00	cm ²	0	Ø	0	c _{c3} = 10.7	cm
Armatura compressa (4° strato)	A _{c4}	0.00	cm ²	0	Ø	0	c _{c4} = 13.7	cm
Armatura tesa (4° strato)	A _{t4}	0.00	cm ²	0	Ø	0	c _{t3} = 13.7	cm
Armatura tesa (3° strato)	A _{t3}	0.00	cm ²	0	Ø	0	c _{t3} = 10.7	cm
Armatura tesa (2° strato)	A _{t2}	0.00	cm ²	0	Ø	0	c _{t2} = 7.7	cm
Armatura tesa (1° strato)	A _{t1}	12.72	cm ²	5	Ø	18	c _{t1} = 4.7	cm

Tensioni nei materiali

Compressione max nel cls.	σ _c	6.3	N/mm ²
Trazione nell'acciaio (1° strato)	σ _s	223.7	N/mm ²

Eccentricità	e (M)	∞	cm	> H/6	Sezione incrinata
	u (M)	∞	cm		
Posizione asse neutro	y (M)	7.5	cm		
Area ideale (sez. int. reagente)	A _{id}	3356	cm ²		
Mom. di inerzia ideale (sez. int. reag.)	J _{id}	265494.93	cm ⁴		
Mom. di inerzia ideale (sez. parz. N=0)	J _{id*}	76026.02	cm ⁴		

Verifica a fessurazione

Momento di fessurazione (f _{ctk})	M _{cr*}	42	kN m	La sezione è fessurata
Fattore che tiene conto della durata del carico	k _t	0.4		
Altezza efficace	d _{eff}	7.5	cm	
Area efficace	A _{c,eff}	748.5220506	cm ²	
Armatura nell'area efficace	A _s	12.7	cm ²	
	ρ _{p,eff}	0.016998097		
Resistenza cilindrica media	f _{cm}	45.4	N/mm ²	
Modulo elastico del cls	E _{cm}	34,625	N/mm ²	
	α _E	6.1		
Deform. media dell'arm. - quella del cls	ε _{sm - ε_{cm}}	0.000650792		
	k ₁	0.8		
	k ₂	0.5		
	k ₃	3.4		
	k ₄	0.425		
Copriferro netto	c'	3.8	cm	
Diematro equivalente delle barre	Ø _{eq}	18.0	mm	
Distanza massima tra le fessure	s _{r,max}	30.9	cm	
Ampiezza delle fessure	w _k	0.20	mm	

Tipo di armatura	Sensitive
Condizioni ambientali	Ordinary
Stato limite	Frequent
Valore limite di apertura delle fessure	0.3

Soddisfatto



NODO DI NOVARA. 1^ FASE PRG DI NOVARA BOSCHETTO

BRETELLA MERCI E PRG BOSCHETTO

FABBRICATI TECNOLOGICI – GA2 PP/ACC BOSCHETTO

RELAZIONE DI CALCOLO

PROGETTO	LOTTO	CODIFICA DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NM0Y	01	D 11 CL FA0200 001	A	110 DI 133

Quasi-permanente:

Sollecitazioni

Momento flettente	M=	62.74	kNm
Sforzo normale	N=		kN

Materiali

Resistenza caratteristica cubica cls	R _{ck}	45	N/mm ²
Resistenza caratteristica cilindrica cls	f _{ck}	37.4	N/mm ²
Resistenza media a trazione cls	f _{ctm}	3.4	N/mm ²
Resistenza caratteristica a trazione cls	f _{ctk}	2.3	N/mm ²
E _s /E _c	n	15	

Caratteristiche geometriche

Altezza sezione	h	30	cm					
Larghezza sezione	b	100	cm					
Armatura compressa (1° strato)	A _{c1}	12.72	cm ²	5	Ø	18	c _{c1} = 4.7	cm
Armatura compressa (2° strato)	A _{c2}	0.00	cm ²	0	Ø	0	c _{c2} = 7.7	cm
Armatura compressa (3° strato)	A _{c3}	0.00	cm ²	0	Ø	0	c _{c3} = 10.7	cm
Armatura compressa (4° strato)	A _{c4}	0.00	cm ²	0	Ø	0	c _{c4} = 13.7	cm
Armatura tesa (4° strato)	A _{t4}	0.00	cm ²	0	Ø	0	c _{t3} = 13.7	cm
Armatura tesa (3° strato)	A _{t3}	0.00	cm ²	0	Ø	0	c _{t3} = 10.7	cm
Armatura tesa (2° strato)	A _{t2}	0.00	cm ²	0	Ø	0	c _{t2} = 7.7	cm
Armatura tesa (1° strato)	A _{t1}	12.72	cm ²	5	Ø	18	c _{t1} = 4.7	cm

Tensioni nei materiali

Compressione max nel cls.	σ _c	6.2	N/mm ²
Trazione nell'acciaio (1° strato)	σ _s	219.8	N/mm ²

Eccentricità	e (M)	∞	cm	> H/6	Sezione incrinata
	u (M)	∞	cm		
Posizione asse neutro	y (M)	7.5	cm		
Area ideale (sez. int. reagente)	A _{id}	3356	cm ²		
Mom. di inerzia ideale (sez. int. reag.)	J _{id}	265494.93	cm ⁴		
Mom. di inerzia ideale (sez. parz. N=0)	J _{id*}	76026.02	cm ⁴		

Verifica a fessurazione

Momento di fessurazione (f _{ctk})	M _{cr*}	42	kN m	La sezione è fessurata
Fattore che tiene conto della durata del carico	k _t	0.4		
Altezza efficace	d _{eff}	7.5	cm	
Area efficace	A _{c_{eff}}	748.5220506	cm ²	
Armatura nell'area efficace	A _s	12.7	cm ²	
	ρ _{p,eff}	0.016998097		
Resistenza cilindrica media	f _{cm}	45.4	N/mm ²	
Modulo elastico del cls	E _{cm}	34,625	N/mm ²	
	α _f	6.1		
Deform. media dell'arm. - quella del cls	ε _{sm - ccm}	0.000632275		
	k ₁	0.8		
	k ₂	0.5		
	k ₃	3.4		
	k ₄	0.425		
Copriferro netto	c'	3.8	cm	
Diámetro equivalente delle barre	Ø _{eq}	18.0	mm	
Distanza massima tra le fessure	s _{r,max}	30.9	cm	
Ampiezza delle fessure	w _k	0.20	mm	

Tipo di armatura	Sensitive	
Condizioni ambientali	Ordinary	
Stato limite	Quasi permanent	
Valore limite di apertura delle fessure	0.2	Soddisfatto

19 VERIFICHE NERVATURE PLATEA DI FONDAZIONE

La nervatura interna tipo della platea di fondazione ha le seguenti caratteristiche geometriche:

Larghezza B = 60,00 cm

Altezza H = 95,00 cm

19.1 Verifiche SLU – Flessione

Si assume di disporre *un'armatura longitudinale costituita da 3 ϕ 18 superiori e 3 ϕ 18 inferiori continui*, come illustrato nella figura seguente.

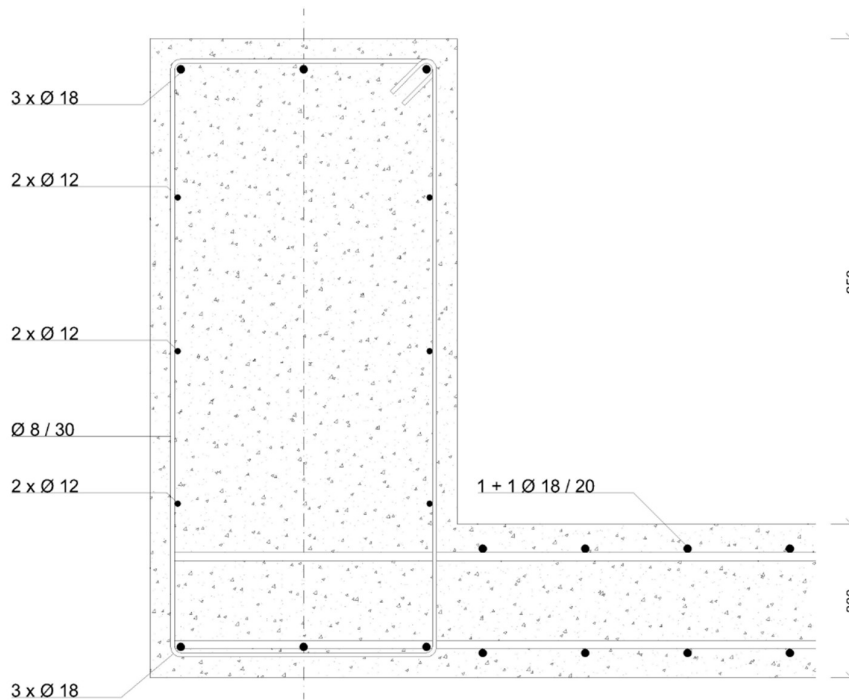


Figura 19.1 - Distribuzione armatura nervatura platea

Si riportano di seguito le verifiche effettuate per le sezioni più sollecitate.

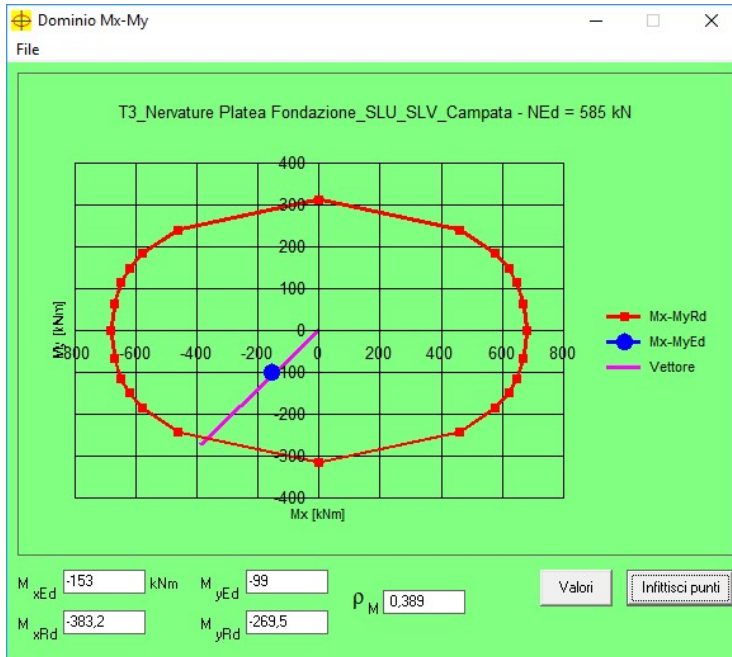


Figura 19.2 – Dominio di resistenza a flessione – Momento Flettente Campata

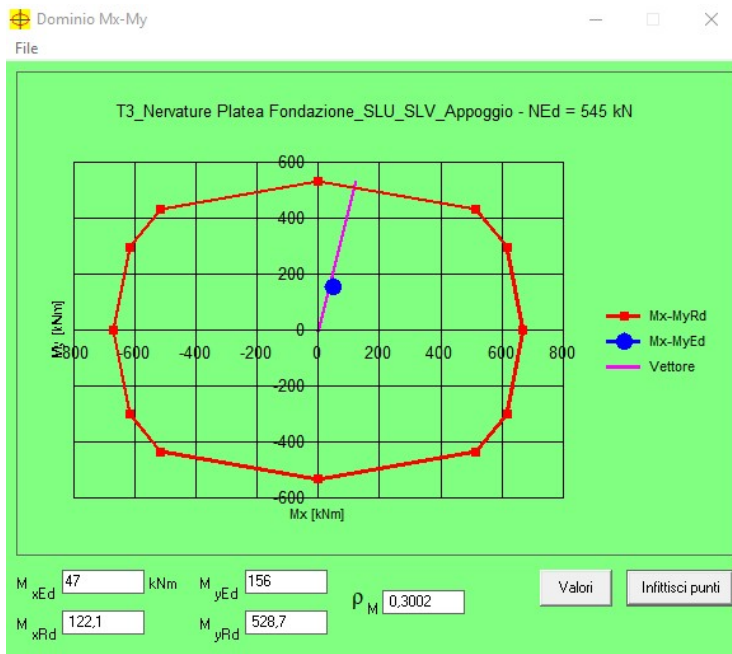


Figura 19.3 – Dominio di resistenza a flessione – Momento Flettente Appoggio

19.2 Verifiche SLU – Taglio

Secondo quanto specificato dalla normativa, la verifica resistenza a taglio degli elementi non dotati di armature trasversali resistenti a taglio, si conduce controllando la seguente disuguaglianza:

$$V_{Ed} \leq V_{Rd}$$

V_{Ed} è il valore di calcolo dello sforzo di taglio agente, mentre V_{Rd} è la resistenza a taglio.

Si riporta di seguito la verifica sulla sezione massimamente sollecitata a taglio.

VERIFICA TAGLIO ELEMENTI ARMATI A TAGLIO - § 4.1.2.1.3.2		TRAVI
8 mm	Diametro staffe	
2,0	Numero bracci Staffe	
100,53 mm ²	$A_{s,w}$ = Area dell'armatura trasversale	
200,00 mm	s = Passo Staffe	
7,06 N/mm ²	f_{cd} = Resistenza a compressione ridotta del cls d'anima = $0,5 \cdot f_{cd}$	
1.000,00 mm	b_w = Larghezza minima della sezione	
1,00	$\alpha_c = 1$ per membrane non compresse	
90,00 °	α = Angolo di inclinazione dell'armatura trasversale rispetto all'asse della trave	
12,45 °	θ = Inclinazione dei puntoni di calcestruzzo	
0,22 rad	θ = Inclinazione dei puntoni di calcestruzzo	
2,50	$\cotg\theta$	
0,00	$\cotg\alpha$	
1,00	$\sin\alpha$	
2.612.052,93 N	V_{kcd}	
527.967,87 N	V_{kcd}	
527,97 kN	V_{kcd}	
200,00 kN	V_{Ed}	
2,64	FS	
0,38	C/D	

Si è scelto di adottare un fattore di sicurezza alto per questa verifica, tenendo conto che le staffe saranno anche soggette all'azione flettente indotta dalla spinta del terreno agente sulla nervatura della platea di fondazione. Si verificano dunque le staffe per questa azione, considerando una striscia di larghezza unitaria di nervatura soggetta alla spinta del terreno. In particolare, per questo dimensionamento si assume un'azione complessiva agente sulla nervatura determinata dalla spinta a riposo del terreno e dalla spinta causata da un sovraccarico accidentale laterale $q = 10$ kN/m.

Di seguito si riportano i calcoli effettuati.



NODO DI NOVARA. 1^ FASE PRG DI NOVARA BOSCHETTO

BRETELLA MERCI E PRG BOSCHETTO

FABBRICATI TECNOLOGICI – GA2 PP/ACC BOSCHETTO

RELAZIONE DI CALCOLO

PROGETTO	LOTTO	CODIFICA DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NM0Y	01	D 11 CL FA0200 001	A	114 DI 133

CARATTERISTICHE DEL TERRENO

γ	19,00 kN/m ³	Peso di volume	
α	30,00 °	Angolo attrito	
K_0	0,50 --	Coefficiente di Spinta a Riposo	$K_0 = (1 - \sin\phi')$
K_A	0,33	Coefficiente di Spinta Attiva	$K_A = (1 - \sin\phi') / (1 + \sin\phi')$

CARICHI

q	10,00 kN/m	Sovraccarico Accidentale	
S_t	4,29 kN/m	Spinta del Terreno	$S_t = 1/2 * \sigma_v * H = 1/2 * (K_0 * \gamma * H) * H$
q_{tot_SU}	20,57 kN/m	Carico Totale	$q_{tot} = S_t + q$
L	0,95 m	Lunghezza Mensola	
d_{appl}	0,43 m	Profondità applicazione del carico	$d_{appl} = (q * L / 2 + S_t * L / 3) / (q + S_t)$
M_{tot}	8,89 kNm/m	Momento massimo alla base	

GEOMETRIA

600,00 mm	H sez
1.000,00 mm	B sez
6,00E+05 mm ²	A sez
40,00 mm	Copriferro netto
44,00 mm	Copriferro Calcolo INF
44,00 mm	Copriferro Calcolo SUP
5 mm	Numero Barre Long INF
8 mm	Diametro barre long INF
251,33 mm ²	A_s
5 mm	Numero Barre Long SUP
8 mm	Diametro barre long SUP
251,33 mm ²	A'_s
502,65 mm ²	$A_s + A'_s$
556,00 mm	$d =$ Altezza utile

CARATTERISTICHE MATERIALI

450,00 N/mm ²	f_{yk}
1,15	γ_s
391,30 N/mm ²	f_{yd}
210.000,00 N/mm ²	E_s
0,0019	ϵ_{yd}
30 N/mm ²	R_{ck}
24,90 N/mm ²	f_{ck}
1,50	γ_{cis}
0,85	α_{cc}
14,11 N/mm ²	f_{cd}
2,56 N/mm ²	f_{ctm}
31.447,16 N/mm ²	E_{cm}
0,0035	ϵ_{cu}

Titolo : T3_Nervature Platea Fondazione_Spinta Terreno

N° figure elementari Zoom N° strati barre Zoom

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	100	60	1	2,51	4,4
			2	2,51	55,6

Sollecitazioni: S.L.U. Metodo n

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

Tipo rottura: Lato acciaio - Acciaio snervato

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

Tipo flessione: Retta Deviata

Materiali: B450C C25/30


ϵ_{su} 67,5 ‰	ϵ_{c2} 2 ‰	σ_c -14,17 N/mm ²
f_{yd} 391,3 N/mm ²	ϵ_{cu} 3,5 ‰	σ_s 391,3 N/mm ²
E_s 200.000 N/mm ²	f_{cd} 14,17	ϵ_c 2,387 ‰
$E_s * E_c$ 15	f_{cc} / f_{cd} 0,8	ϵ_s 67,5 ‰
ϵ_{syd} 1,957 ‰	$C_{c,adm}$ 9,75	d 55,6 cm
$C_{s,adm}$ 255 N/mm ²	τ_{co} 0,6	x 1,899 x/d 0,03416
	τ_{c1} 1,829	δ 0,7

M_{xRd} 57,44 kN m

Calcola MRd Dominio M-N

L₀ 0 cm Col. modello

Precompresso

	NODO DI NOVARA. 1^ FASE PRG DI NOVARA BOSCHETTO BRETELLA MERCI E PRG BOSCHETTO FABBRICATI TECNOLOGICI – GA2 PP/ACC BOSCHETTO				
	RELAZIONE DI CALCOLO	PROGETTO NMOY	LOTTO 01	CODIFICA DOCUMENTO D 11 CL FA0200 001	REV. A

19.3 Verifiche SLE – Tensione

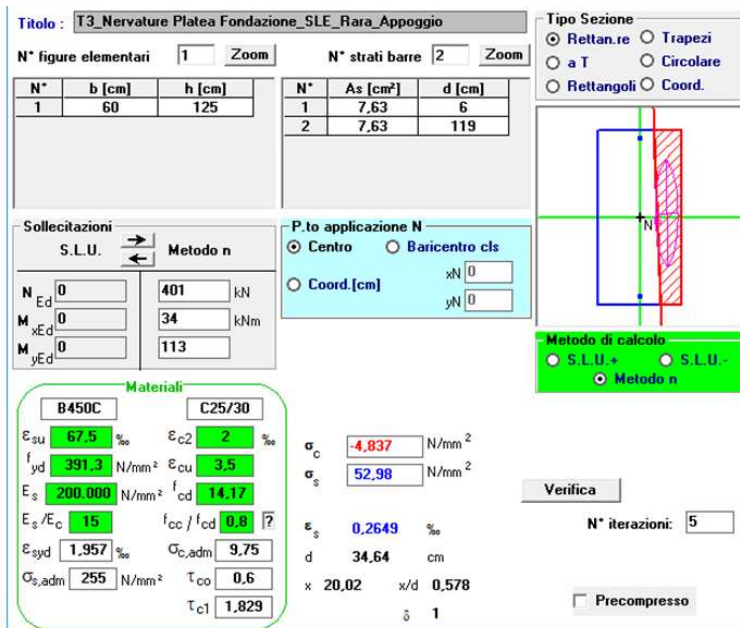
Si riportano di seguito le verifiche effettuate per le sezioni più sollecitate della nervatura della platea, tenendo conto che i limiti imposti dalla normativa per il controllo tensione agli stati limite di esercizio sono quelli definiti ai § 3.1 e 3.3 e di seguito riportati per semplicità.

Combinazione Rara

- Calcestruzzo Compresso → $\sigma_c = 0,60 \times f_{ck} = 15,00 \text{ N/mm}^2$
- Acciaio Teso → $\sigma_s = 0,80 \times f_{yk} = 360,00 \text{ N/mm}^2$

Combinazione Quasi Permanente

- Calcestruzzo Compresso → $\sigma_c = 0,45 \times f_{ck} = 11,25 \text{ N/mm}^2$



Titolo: T3_Nervature Platea Fondazione_SLE_Rara_Appoggio

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

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	60	125	1	7,63	6
			2	7,63	119

Sollecitazioni: S.L.U. Metodo n

P.to applicazione N: Centro Baricentro cls

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

Materiali: B450C C25/30

ϵ_{su} 67,5 ‰	ϵ_{c2} 2 ‰	σ_c -4,837 N/mm ²
f_{yd} 391,3 N/mm ²	ϵ_{cu} 3,5 ‰	σ_s 52,98 N/mm ²
E_s 200.000 N/mm ²	f_{cd} 14,17	ϵ_s 0,2649 ‰
E_s/E_c 15	f_{cc}/f_{cd} 0,8	d 34,64 cm
ϵ_{syd} 1,957 ‰	$\sigma_{c,adm}$ 9,75	x 20,02 x/d 0,578
$\sigma_{s,adm}$ 255 N/mm ²	τ_{co} 0,6	δ 1
	τ_{c1} 1,829	

Verifica **N° iterazioni:** 5 **Precompresso**

Figura 19.4 - Controllo di tensione agli SLE della sezione in appoggio più sollecitata della nervatura – Combinazione Rara

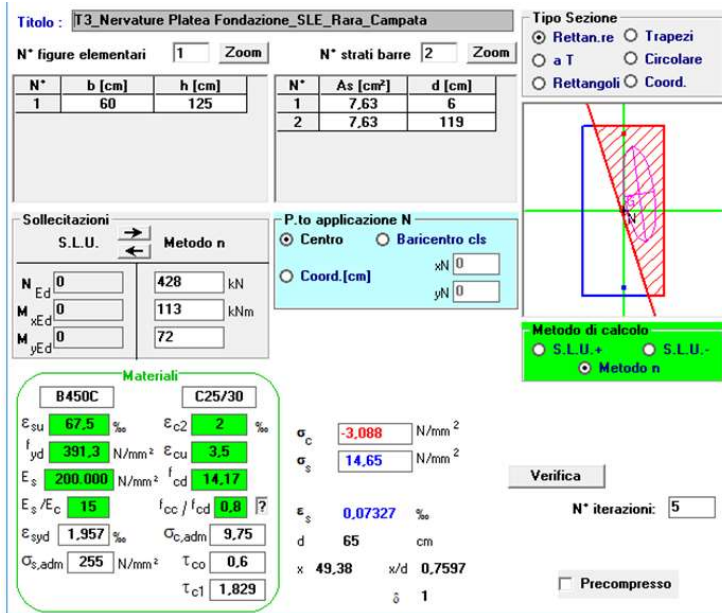


Figura 19.5 - Controllo di tensione agli SLE della sezione in campata più sollecitata della nervatura – Combinazione Rara

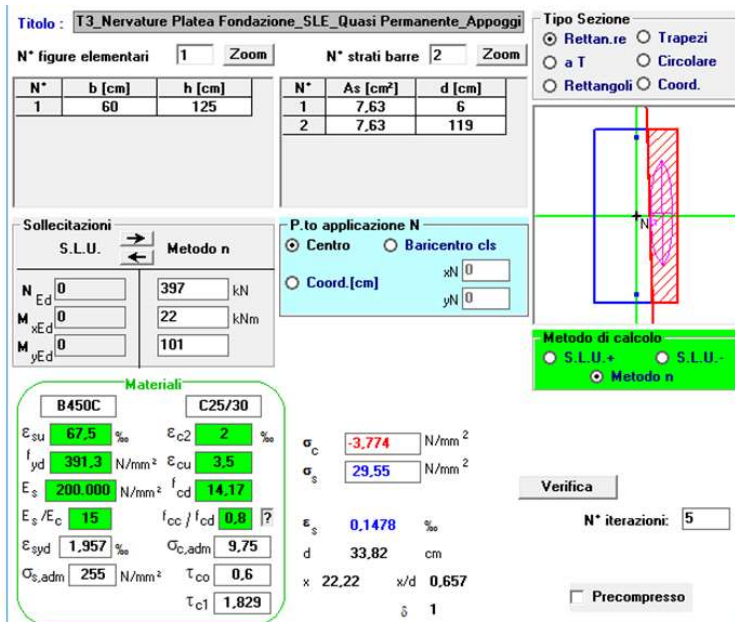


Figura 19.6 - Controllo di tensione agli SLE della sezione in appoggio più sollecitata della nervatura – Combinazione QP

Titolo: T3_Nervature Platea Fondazione_SLE_Quasi Permanente_Campata

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

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	60	125	1	7,63	6
			2	7,63	119

Sollecitazioni: S.L.U. Metodo n

N_{Ed}: 0 397 kN
M_{xEd}: 0 -105 kNm
M_{yEd}: 0 -65 kNm

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

Materiali: B450C C25/30

ϵ_{su} : 67,5 ‰ ϵ_{c2} : 2 ‰ σ_c : -2,784 N/mm²
 f_{yd} : 391,3 N/mm² ϵ_{cu} : 3,5 ‰ σ_s : 12,64 N/mm²
 E_s/E_c : 15 f_{cc}/f_{cd} : 0,8 ϵ_s : 0,06322 ‰
 ϵ_{syd} : 1,957 ‰ $\sigma_{c,adm}$: 9,75 d : 66,15 cm
 $\sigma_{s,adm}$: 255 N/mm² τ_{co} : 0,6 x : 50,78 x/d : 0,7676
 τ_{c1} : 1,829 δ : 1

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

Verifica N° iterazioni: 5

Precompresso

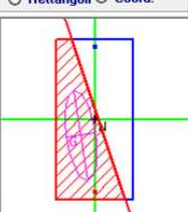


Figura 19.7 - Controllo di tensione agli SLE della sezione in campata più sollecitata della nervatura – Combinazione QP

19.4 Verifiche SLE – Fessurazione

Si riportano di seguito le verifiche effettuate per le sezioni più sollecitate delle nervature della platea.

SEZIONE IN CAMPATA

Titolo: T3_Nervature Platea Fondazione_SLE_Frequente_Campata

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

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	60	125	1	7,63	6
			2	7,63	119

Sollecitazioni: S.L.U. Metodo n

N_{Ed}: 0 402 kN
M_{xEd}: 0 -107 kNm
M_{yEd}: 0 -66 kNm

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

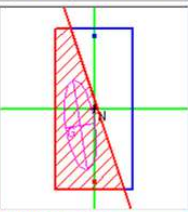
Materiali: B450C C25/30

ϵ_{su} : 67,5 ‰ ϵ_{c2} : 2 ‰ σ_c : -2,838 N/mm²
 f_{yd} : 391,3 N/mm² ϵ_{cu} : 3,5 ‰ σ_s : 13,08 N/mm²
 E_s/E_c : 15 f_{cc}/f_{cd} : 0,8 ϵ_s : 0,06541 ‰
 ϵ_{syd} : 1,957 ‰ $\sigma_{c,adm}$: 9,75 d : 66,21 cm
 $\sigma_{s,adm}$: 255 N/mm² τ_{co} : 0,6 x : 50,64 x/d : 0,7649
 τ_{c1} : 1,829 δ : 1

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

Verifica N° iterazioni: 5

Precompresso



RELAZIONE DI CALCOLO

PROGETTO	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NMOY	01	D 11 CL	FA0200 001	A	118 DI 133

Combinazione Frequente

σ_s (Freq)	13,08 N/mm ²	Tensione nell'armatura tesa valutata nella sezione fessurata in comb Frequente
	Lunga Durata	Tipologia di Carico
K_t	0,40	Fattore dipendente dalla durata del carico
f_{ctm}	2,56 N/mm ²	
x	506,40 mm	
d	662,10 mm	
$h_{c,eff}$	247,87 mm	
$A_{c,eff}$	148.720,00 mm ²	Area efficace di calcestruzzo teso attorno all'armatura, di altezza $h_{c,eff}$
ρ_{eff}	0,01	
α_{ce}	6,68	
ϵ_{sm}	0,00004	Deformazione unitaria media delle barre
K_1	0,80	Per barre ad aderenza migliorata
K_2	0,50	Caso di flessione
K_3	3,40	
K_4	0,43	
ϕ	18,00 mm	Se si usano barre di diametro diverso...
c	57,00 mm	Ricoprimento armatura
$\Delta_{s,max}$	789,92 mm	Distanza massima tra le fessure
w_d (freq)	0,03 mm	Valore di calcolo dell'apertura delle fessure
w_3	0,40 mm	Armatura poco sensibile

Combinazione Quasi Permanente

σ_s (qp)	12,64 N/mm ²	Tensione nell'armatura tesa valutata nella sezione fessurata in comb Quasi Perm
ϵ_{sm}	0,00004	Deformazione unitaria media delle barre
w_d (qp)	0,03 mm	Valore di calcolo dell'apertura delle fessure
w_2	0,30 mm	Armatura poco sensibile

SEZIONE IN APPOGGIO

Titolo : T3_Nervature Platea Fondazione_SLE_Frequente_Appoggio

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

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm ²]	d [cm]
1	60	125	1	7,63	6
			2	7,63	119

Tipo Sezione
 Rettang. Trapezi
 a T Circolare
 Rettangoli Coord.

Sollecitazioni S.L.U. Metodo n

N_{Ed} 0 396 kN
M_{xEd} 0 25 kNm
M_{yEd} 0 103

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

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

Materiali
B450C C25/30
 ϵ_{su} 67,5 ‰ ϵ_{c2} 2 ‰
 f_{yd} 391,3 N/mm² ϵ_{cu} 3,5 ‰
 E_s 200.000 N/mm² f_{cd} 14,17
 E_s/E_c 15 f_{cc}/f_{cd} 0,8
 ϵ_{syd} 1,957 ‰ $\sigma_{c,adm}$ 9,75
 $\sigma_{s,adm}$ 255 N/mm² τ_{co} 0,6
 τ_{c1} 1,829

σ_c -3,98 N/mm²
 σ_s 34,06 N/mm²

Verifica N° iterazioni: 5

ϵ_s 0,1703 ‰
d 34,13 cm
x 21,73 w/d 0,6368
 δ 1

Precompresso

RELAZIONE DI CALCOLO

PROGETTO	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NM0Y	01	D 11 CL	FA0200 001	A	119 DI 133

Combinazione Frequente

σ_s (freq)	34,06 N/mm ²	Tensione nell'armatura tesa valutata nella sezione fessurata in comb Frequente
	Lunga Durata	Tipologia di Carico
K_1	0,40	Fattore dipendente dalla durata del carico
f_{ctm}	2,56 N/mm ²	
x	217,30 mm	
d	341,30 mm	
$h_{c,eff}$	344,23 mm	
$A_{c,eff}$	206.540,00 mm ²	Area efficace di calcestruzzo teso attorno all'armatura, di altezza $h_{c,eff}$
ρ_{eff}	0,00	
α_{st}	6,68	
ϵ_{sm}	0,00010	Deformazione unitaria media delle barre
K_1	0,80	Per barre ad aderenza migliorata
K_2	0,50	Caso di flessione
K_3	3,40	
K_4	0,43	
ϕ	18,00 mm	Se si usano barre di diametro diverso...
c	57,00 mm	Ricoprimento armatura
Δs_{max}	1.021,68 mm	Distanza massima tra le fessure
w_d (freq)	0,10 mm	Valore di calcolo dell'apertura delle fessure
w_3	0,40 mm	Armatura poco sensibile

Combinazione Quasi Permanente

σ_s (qp)	29,55 N/mm ²	Tensione nell'armatura tesa valutata nella sezione fessurata in comb Quasi Perm
ϵ_{sm}	0,00008	Deformazione unitaria media delle barre
w_d (qp)	0,09 mm	Valore di calcolo dell'apertura delle fessure
w_2	0,30 mm	Armatura poco sensibile

20 CAPACITA' PORTANTE DELLA FONDAZIONE

Il fabbricato FA02 è fondato su una platea di fondazione. La platea di fondazione ha dimensioni in pianta pari a 6.7m x 34.3m e spessore 0.3m.

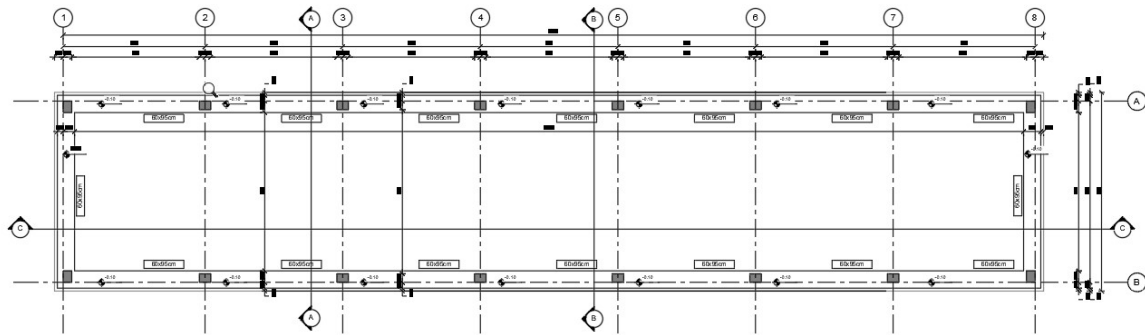


Figura 20.1 – Pianta fondazioni del fabbricato

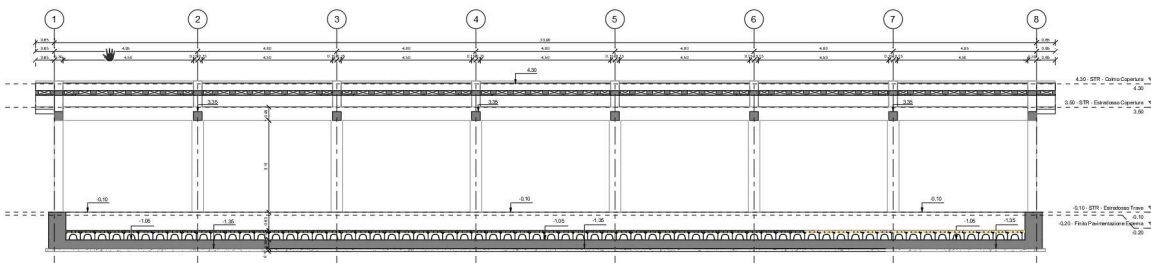


Figura 20.2 – Sezione longitudinale del fabbricato

Il fabbricato FA02 è fondato in stratto A (RELAZIONE GEOTECNICA GENERALE):

Tipologia	γ (kN/m ³)	c' (kPa)	ϕ (°)	c_u (kPa)	E_u (MPa)	E' (MPa)	k (m/s)
Unità A – Coltre e Riporti	18.0-19.0	0	26-30	-	-	4-9	-
Unità B – Ghiaie e Sabbia e ghiaia	20.0	0	40-44	-	-	35-60 da 0 a 10 m 45-70 >10	10-4 - 10-5
Unità C – Sabbie	18.0-19.0	0	34-36	-	-	20-40	$3 \cdot 10^{-5}$
Unità D – Limi	18.0-19.0	0-10	26-28	50-60	9-12	8-10	$2 \cdot 3 \cdot 10^{-7}$
Unità E – Corpo rilevati	20.0	0	34-35	-	-	20-30	-

	NODO DI NOVARA. 1^ FASE PRG DI NOVARA BOSCHETTO BRETELLA MERCI E PRG BOSCHETTO FABBRICATI TECNOLOGICI – GA2 PP/ACC BOSCHETTO					
	RELAZIONE DI CALCOLO	PROGETTO NM0Y	LOTTO 01	CODIFICA D 11 CL	DOCUMENTO FA0200 001	REV. A

La verifica a capacità portante del complesso fondazione – terreno va effettuata confrontando la pressione limite sul terreno con la pressione massima agente derivante dalle azioni di progetto.

La verifica va effettuata tenendo conto dei valori dei coefficienti parziali riportati nelle Tab. 6.2.I, 6.2.II e 6.4.I delle NTC 2018 applicando la combinazione A1+M1+R3 prevista dall'Approccio 2.

Tab. 6.2.I – Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni

	Effetto	Coefficiente Parziale γ_F (o γ_E)	EQU	(A1)	(A2)
Carichi permanenti G_1	Favorevole	γ_{G1}	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevole		1,1	1,3	1,0
Carichi permanenti $G_2^{(1)}$	Favorevole	γ_{G2}	0,8	0,8	0,8
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3
Azioni variabili Q	Favorevole	γ_Q	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3

⁽¹⁾ Per i carichi permanenti G_2 si applica quanto indicato alla Tabella 2.6.I. Per la spinta delle terre si fa riferimento ai coefficienti γ_{c1}

Tab. 6.2.II – Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno

Parametro	Grandezza alla quale applicare il coefficiente parziale	Coefficiente parziale γ_M	(M1)	(M2)
Tangente dell'angolo di resistenza al taglio	$\tan \phi'_k$	$\gamma_{\phi'}$	1,0	1,25
Coesione efficace	c'_k	$\gamma_{c'}$	1,0	1,25
Resistenza non drenata	c_{uk}	γ_{cu}	1,0	1,4
Peso dell'unità di volume	γ_γ	γ_γ	1,0	1,0

Tab. 6.4.I – Coefficienti parziali γ_R per le verifiche agli stati limite ultimi di fondazioni superficiali

Verifica	Coefficiente parziale (R3)
Carico limite	$\gamma_R = 2,3$
Scorrimento	$\gamma_R = 1,1$

La pressione limite può essere calcolata in base alla formula generale di Brinch Hansen (1970), valida per verifiche in condizioni drenate.

$$q_{lim} = \frac{1}{2} \gamma' \cdot B' \cdot N_\gamma \cdot d_\gamma \cdot s_\gamma \cdot i_\gamma \cdot b_\gamma \cdot g_\gamma + c' \cdot N_c \cdot s_c \cdot d_c \cdot i_c \cdot b_c \cdot g_c + q' \cdot N_q \cdot s_q \cdot d_q \cdot i_q \cdot b_q \cdot g_q$$

in cui:

N_i = fattori di capacità portante, dipendenti dall'angolo di resistenza al taglio,



NODO DI NOVARA. 1^ FASE PRG DI NOVARA BOSCHETTO

BRETELLA MERCI E PRG BOSCHETTO

FABBRICATI TECNOLOGICI – GA2 PP/ACC BOSCHETTO

RELAZIONE DI CALCOLO

PROGETTO	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NM0Y	01	D 11 CL	FA0200 001	A	122 DI 133

- s_i = fattori di forma della fondazione,
 i_i = fattori correttivi che tengono conto dell'inclinazione del carico,
 b_i = fattori correttivi che tengono conto dell'inclinazione della base della fondazione,
 g_i = fattori correttivi che tengono conto dell'inclinazione del piano campagna,
 d_i = fattori dipendenti dalla profondità del piano di posa
 B' = base ridotta per eccentricità del carico

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

$$N_c = (N_q - 1) / \tan \varphi'$$

$$N_\gamma = 2 * (N_q + 1) * \tan \varphi'$$

$$i_\gamma = (1 - H / (N + B * L * c' \cot \varphi'))^{(m+1)}$$

$$i_q = (1 - H / (N + B * L * c' \cot \varphi'))^m$$

$$i_c = i_q - (1 - i_q) / (N_q - 1)$$

$$\text{per } D/B^* \leq 1; d_q = 1 + 2 D \tan \varphi' (1 - \sin \varphi')^2 / B^*$$

$$\text{per } D/B^* > 1; d_q = 1 + (2 \tan \varphi' (1 - \sin \varphi')^2) * \arctan (D / B^*)$$

$$s_q = 1 + B * \tan \varphi' / L^*$$

$$s_\gamma = 1 - 0,4 * B^* / L^*$$

$$s_c = 1 + B * N_q / (L^* N_c)$$

$$b_q = (1 - \beta_f \tan \varphi')^2$$

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

$$b_\gamma = b_q$$

Per valutare gli effetti dell'eccentricità è necessario inserire nell'equazione della capacità due dimensioni L' e B' ridotte secondo le:

$$L' = L - 2ex$$



NODO DI NOVARA. 1^ FASE PRG DI NOVARA BOSCHETTO

BRETELLA MERCI E PRG BOSCHETTO

FABBRICATI TECNOLOGICI – GA2 PP/ACC BOSCHETTO

RELAZIONE DI CALCOLO

PROGETTO	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NM0Y	01	D 11 CL	FA0200 001	A	123 DI 133

$$B' = B - 2 e_y$$

ove B e L sono le reali dimensioni della fondazione e e_x e e_y sono le eccentricità.

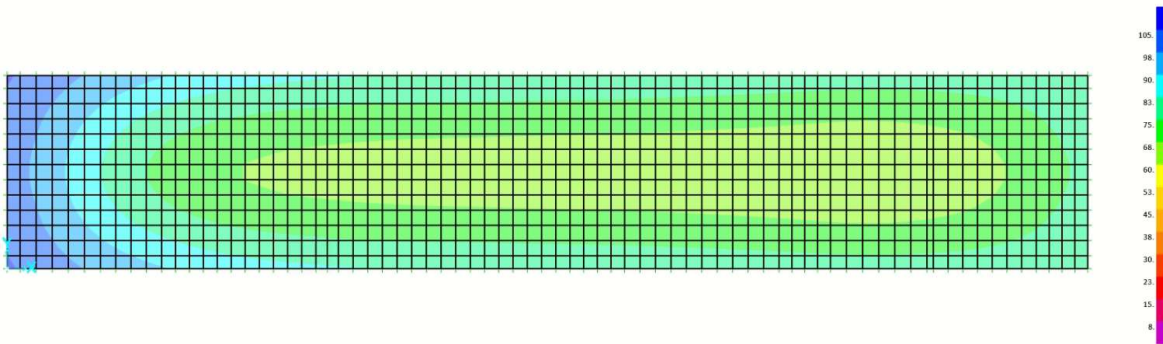
Si riportano le azioni massime di progetto nelle combinazioni più sfavorevoli per la verifica della capacità portante, riferite rispetto al baricentro della fondazione; per il calcolo di tali azioni si rimanda alle relazioni di calcolo specifiche.

20.1 PLATEA DI FONDAZIONE

Osserviamo 2 modelli:

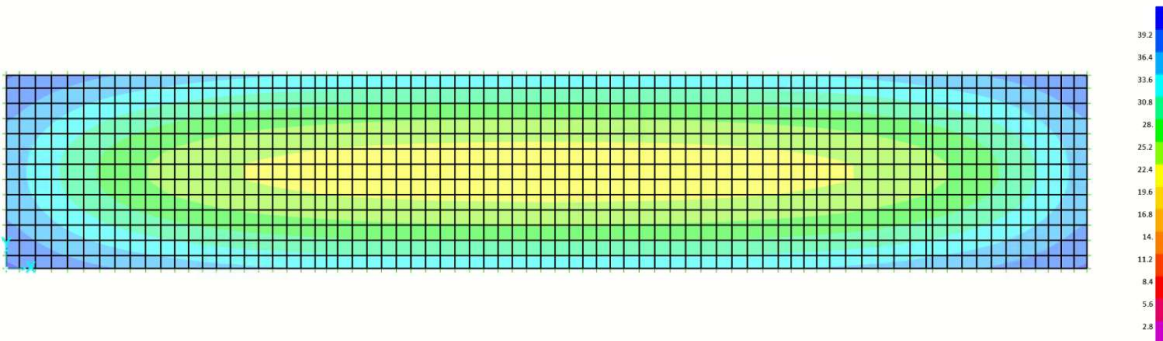
- Modello con suolo elastico la cui costante di Winkler è assunta pari a $k_v = 4000 \text{ kN/m}^3$ in direzione verticale e $k_h = 1500 \text{ kN/m}^3$ in direzione orizzontale

SLU –A1



Mappa delle pressioni nella fondazione a platea (SLU-A1)

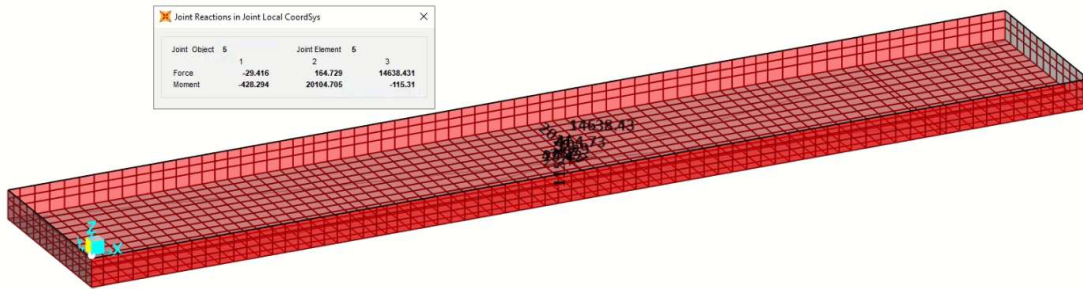
SLV-sisma



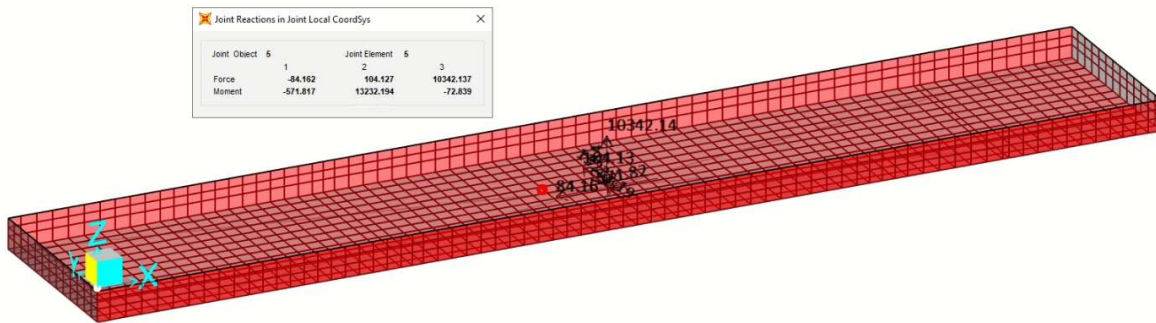
Mappa delle pressioni nella fondazione a platea (SLV)

- Modello con con reazioni nel centro di gravità della fondazione:

SLU –A1



SLV-sisma



Capacità portante

Verifica in tensioni efficaci

$$q_{lim} = c' \cdot N_c \cdot s_c \cdot d_c \cdot i_c \cdot b_c \cdot g_c + q \cdot N_q \cdot s_q \cdot d_q \cdot i_q \cdot b_q \cdot g_q + 0,5 \cdot g \cdot B \cdot N_\gamma \cdot s_\gamma \cdot d_\gamma \cdot i_\gamma \cdot b_\gamma \cdot g_\gamma$$

D = Profondità del piano di appoggio

e_B = Eccentricità in direzione B (e_B = Mb/N)

e_L = Eccentricità in direzione L (e_L = MI/N) (per fondazione nastroforme e_L = 0; L* = L)

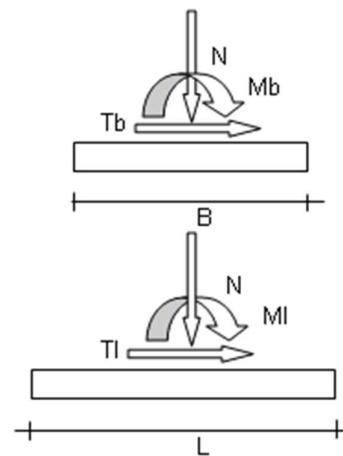
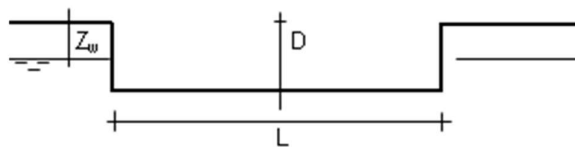
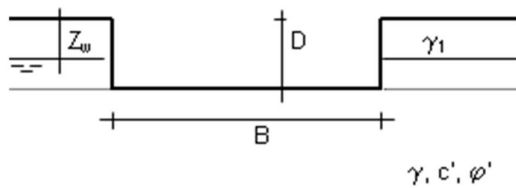
B* = Larghezza fittizia della fondazione (B* = B - 2*e_B)

L* = Lunghezza fittizia della fondazione (L* = L - 2*e_L)

(per fondazione nastroforme le sollecitazioni agenti sono riferite all'unità di lunghezza)

coefficienti parziali

Metodo di calcolo	azioni		proprietà del terreno		resistenze		
	permanenti	temporanee variabili	tan φ'	c'	q _{lim}	scorr	
Stato limite ultimo	A1+M1+R1	1.30	1.50	1.00	1.00	1.00	1.00
	A2+M2+R2	1.00	1.30	1.25	1.25	1.80	1.10
	SISMA	1.00	1.00	1.25	1.25	1.80	1.00
	A1+M1+R3	1.30	1.50	1.00	1.00	2.30	1.10
	SISMA	1.00	1.00	1.00	1.00	2.30	1.10
Tensioni ammissibili	1.00	1.00	1.00	1.00	3.00	3.00	
Definiti dal progettista	x	1.00	1.00	1.00	1.00	2.30	1.10



RELAZIONE DI CALCOLO

PROGETTO	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NM0Y	01	D 11 CL	FA0200 001	A	127 DI 133

$$\gamma_{Rd} = 1.00$$

AZIONI	permanenti	temporanee	Valori amplificati
N [kN]	10342.00	0.00	10342.00
Mb [kNm]	13232.00	0.00	13232.00
MI [kNm]	571.00	0.00	571.00
Tb [kN]	104.00	0.00	104.00
Tl [kN]	84.00	0.00	84.00
H [kN]	133.69	0.00	133.69

Peso unità di volume del terreno

$$\gamma_1 = 18.00 \quad (\text{kN/mc})$$

$$\gamma = 18.00 \quad (\text{kN/mc})$$

Valori caratteristici di resistenza del terreno

$$c' = 0.00 \quad (\text{kN/mq})$$

$$\phi' = 26.00 \quad (^\circ)$$

Coeff. parziale

$$\gamma_{c'} = 1$$

$$\gamma_{\phi'} = 1$$

Valori di progetto

$$c' = 0.00 \quad (\text{kN/mq})$$

$$\phi' = 26.00 \quad (^\circ)$$

Profondità della falda

$$Z_w = 10.00 \quad (\text{m})$$

$$e_B = 1.28 \quad (\text{m})$$

$$e_L = 0.06 \quad (\text{m})$$

$$B^* = 4.24 \quad (\text{m})$$

$$L^* = 34.19 \quad (\text{m})$$

q : sovraccarico alla profondità D

$$q = 5.40 \quad (\text{kN/mq})$$

 γ : peso di volume del terreno di fondazione

$$\gamma = 18.00 \quad (\text{kN/mc})$$

 N_c, N_q, N_γ : coefficienti di capacità portante

$$N_q = \tan^2(45 + \phi'/2) * e^{(\pi * t * g \phi')}$$

$$N_q = 11.85$$

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

$$N_c = 22.25$$

$$N_g = 2 * (N_q + 1) * \tan \phi'$$

$$N_g = 12.54$$

 s_c, s_q, s_g : fattori di forma

$$s_c = 1 + B * N_q / (L * N_c)$$

$$s_c = 1.07$$

$$s_q = 1 + B * \tan \phi' / L^*$$

$$s_q = 1.06$$

$$s_g = 1 - 0.4 * B^* / L^*$$

$$s_g = 0.95$$

RELAZIONE DI CALCOLO

PROGETTO	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NM0Y	01	D 11 CL	FA0200 001	A	128 DI 133

ic, iq, ig : fattori di inclinazione del carico

$$m_b = (2 + B^* / L^*) / (1 + B^* / L^*) = 1.89$$

$$m_l = (2 + L^* / B^*) / (1 + L^* / B^*) = 1.11$$

$$\theta = \arctg(T_b/T_l) = 0.00 \quad (^\circ)$$

$$m = 1.11 \quad (-)$$

(m=2 nel caso di fondazione nastroforme e

m=(m_bsin²θ+m_lcos²θ) in tutti gli altri casi)

$$i_q = (1 - H/(N + B^*L^* c' \cotg\varphi'))^m$$

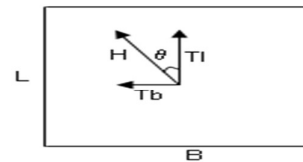
$$i_q = 0.99$$

$$i_c = i_q - (1 - i_q)/(Nq - 1)$$

$$i_c = 0.98$$

$$i_\gamma = (1 - H/(N + B^*L^* c' \cotg\varphi'))^{(m+1)}$$

$$i_\gamma = 0.97$$



dc, dq, dγ: fattori di profondità del piano di appoggio

$$\text{per } D/B^* \leq 1; d_q = 1 + 2D \tan\varphi' (1 - \text{sen}\varphi')^2 / B^*$$

$$\text{per } D/B^* > 1; d_q = 1 + (2 \tan\varphi' (1 - \text{sen}\varphi')^2) * \arctan(D / B^*)$$

$$d_q = 1.02$$

$$d_c = d_q - (1 - d_q) / (Nc \tan\varphi')$$

$$d_c = 1.02$$

$$d_\gamma = 1$$

$$d_\gamma = 1.00$$

Carico limite unitario

$$q_{lim} = 510.91 \quad (\text{kN/m}^2)$$

Pressione massima agente

$$q = N / B^* L^*$$

$$q = 71.32 \quad (\text{kN/m}^2)$$

Verifica di sicurezza capacità portante

$$q_{lim} / \gamma_R = 222.13 \geq q = 71.32 \quad (\text{kN/m}^2) \quad \text{Verifica Soddisfatta}$$

$$\text{Coefficiente di sicurezza} = CS = 3.11$$

VERIFICA A SCORRIMENTO

Carico agente

$$H_d = 133.69 \quad (\text{kN})$$

Azione resistente

$$S_d = N * \tan(\varphi') + c' B^* L^*$$

$$S_d = 5044.13 \quad (\text{kN})$$

Verifica di sicurezza allo scorrimento

$$S_d / \gamma_R = 4585.57 \geq H_d = 133.69 \quad (\text{kN}) \quad \text{Verifica Soddisfatta}$$

$$cs = 34.301021$$

21 CALCOLO DEI CEDIMENTI E DEL MODULO DI REAZIONE K

Viene di seguito condotta l'analisi dei cedimenti in corrispondenza del fabbricato FA02, che presenta una pianta di forma rettangolare con dimensioni 6.7 m x 34.3 m.

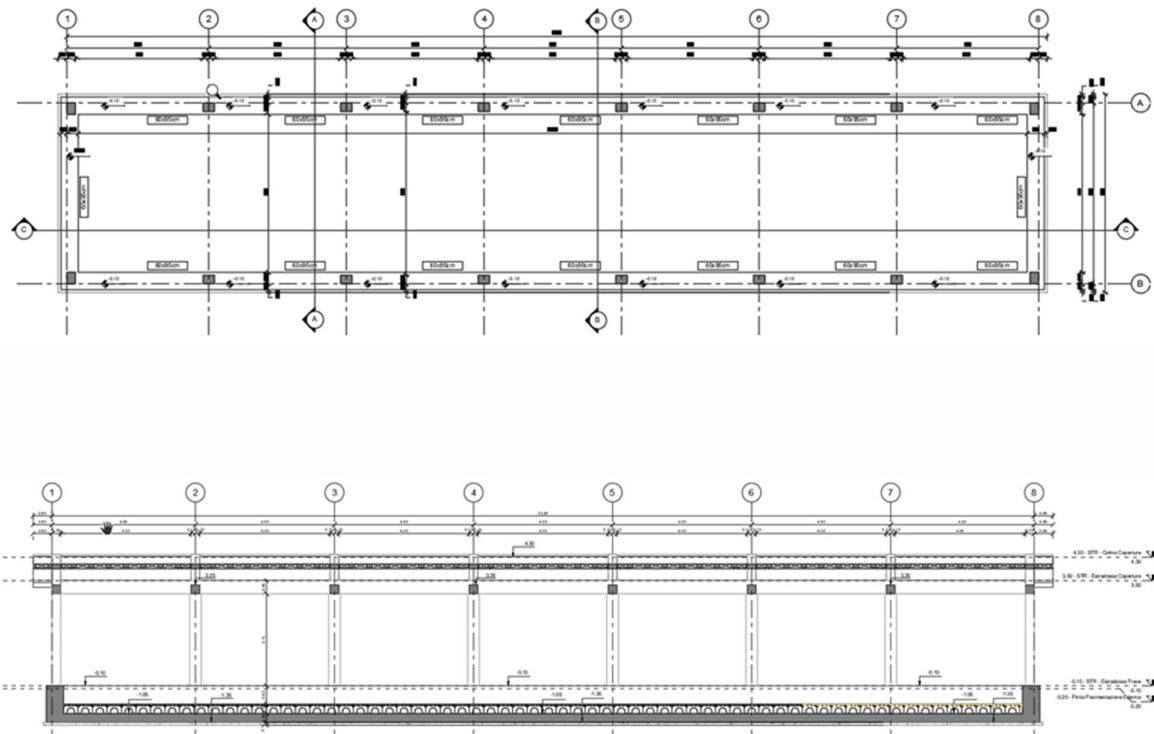


Figura 21.1 – Pianta e sezione longitudinale del fabbricato FA02

	NODO DI NOVARA. 1^ FASE PRG DI NOVARA BOSCHETTO BRETELLA MERCI E PRG BOSCHETTO FABBRICATI TECNOLOGICI – GA2 PP/ACC BOSCHETTO					
	RELAZIONE DI CALCOLO	PROGETTO NM0Y	LOTTO 01	CODIFICA D 11 CL	DOCUMENTO FA0200 001	REV. A

Ai fini della valutazione dei cedimenti, il sistema fondazionale è stato schematizzato con impronte di carico flessibili di forma pressoché rettangolare, caratterizzate da una pressione omogenea derivante dal modello strutturale delle fondazioni. Per il calcolo di tali azioni si rimanda alle relazioni di calcolo specifiche.

Si riportano in seguito, per la combinazione SLE rara, la mappa delle pressioni.

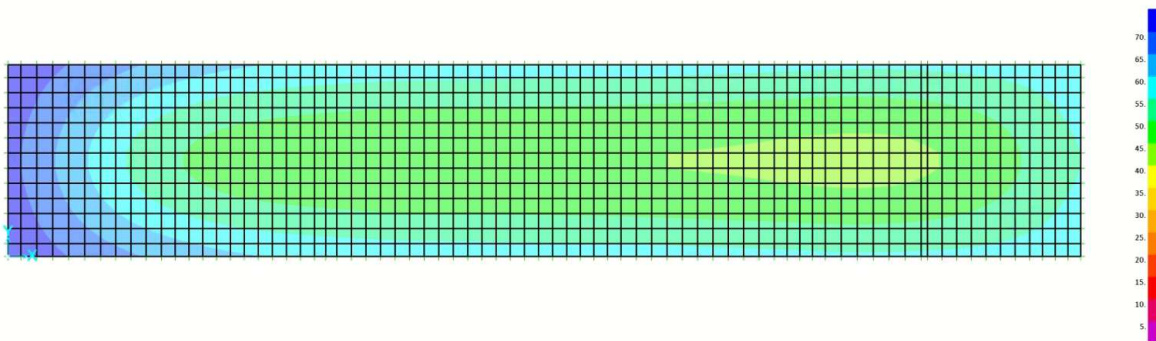
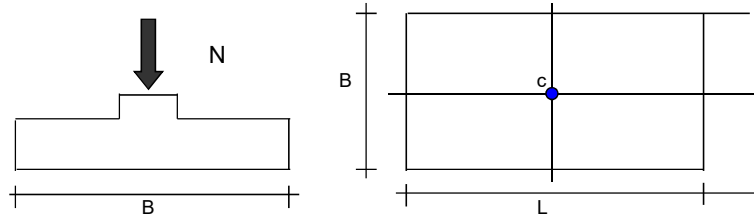


Figura 21.2 – Mappa delle pressioni nella fondazione a platea (SLE rara)

Nella porzione di fondazione a platea si hanno pressioni medie comprese tra 72 kPa e 47 kPa.

CEDIMENTI DI UNA FONDAZIONE RETTANGOLARE



Formulazione Teorica (H.G. Poulos, E.H. Davis; 1974)

$$\Delta\sigma_z i = (q/2\pi) * (\tan^{-1}((L/2)(B/2))/(zR_3)) + ((L/2)(B/2)z/R_3)(1/R_1^2 + 1/R_2^2)$$

$$\Delta\sigma_x i = (q/2\pi) * (\tan^{-1}((L/2)(B/2))/(zR_3)) - ((L/2)(B/2)z/R_3 R_1^2)$$

$$\Delta\sigma_y i = (q/2\pi) * (\tan^{-1}((L/2)(B/2))/(zR_3)) - ((L/2)(B/2)z/R_3 R_2^2)$$

$$R_1 = ((L/2)^2 + z^2)^{0.5}$$

$$R_2 = ((B/2)^2 + z^2)^{0.5}$$

$$R_3 = ((L/2)^2 + (B/2)^2 + z^2)^{0.5}$$

$$\delta_{tot} = \sum \delta_i = \sum (((\Delta\sigma_z i - \nu_i(\Delta\sigma_x i + \Delta\sigma_y i)) \Delta z_i / E_i)$$

INPUT:

B = 6.70 (m)

L = 34.30 (m)

N = 13789 (kN) (Carico Verticale Agente)

q = 60.00 (kN/mq) (Pressione Agente (q = N/(π*R²)))

ns = 3 (-) (numero strati) (massimo 6)

Strato	Litologia	Spessore	da z _i	a z _{i+1}	Δz _i	E	ν	δ _i
(-)	(-)	(m)	(m)	(m)	(m)	(kN/m ²)	(-)	(cm)
1	A	1.00	0.0	1.0	0.1	4000	0.30	1.13
2	B	6.00	1.0	7.0	0.1	35000	0.30	0.58
3	C	30.00	7.0	37.0	0.1	30000	0.30	0.20
-			0.0	0.0				
-			0.0	0.0				-
-			0.0	0.0				-

δ_{tot} = 18.99 (mm)

In corrispondenza della fondazione a platea, il valore massimo del cedimento è di **1.9cm**.



NODO DI NOVARA. 1^ FASE PRG DI NOVARA BOSCHETTO

BRETELLA MERCI E PRG BOSCHETTO

FABBRICATI TECNOLOGICI – GA2 PP/ACC BOSCHETTO

RELAZIONE DI CALCOLO

PROGETTO	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NM0Y	01	D 11 CL	FA0200 001	A	132 DI 133

Ai fini della stima del Modulo di reazione sulla fondazione a platea, dato dal rapporto tra pressione e cedimento, si fa riferimento ad un cedimento ed una pressione medi: $K = q/dt = 60 \text{ kPa}/0.019\text{m} \approx 3158\text{kN/m}^3$.

Poiché una correlazione tipicamente adottata per il calcolo di K è:
 $K \approx 0.7 E' \approx 0.7 * 6.5 \text{ Mpa} = 4550 \text{ kN/m}^3$. (E' = valore media)

Si conclude affermando che è possibile adottare per la platea un modulo di reazione cautelativamente compreso in un range tra i 3158 e i 4550 kN/m^3 .



NODO DI NOVARA. 1^ FASE PRG DI NOVARA BOSCHETTO

BRETELLA MERCI E PRG BOSCHETTO

FABBRICATI TECNOLOGICI – GA2 PP/ACC BOSCHETTO

RELAZIONE DI CALCOLO

PROGETTO	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NM0Y	01	D 11 CL	FA0200 001	A	133 DI 133

22 CONCLUSIONI

Si riportano di seguito le incidenze di armatura dei principali elementi strutturali:

Fondazione Fabbricato..... 150 kg/m³

Pilastrini Fabbricato..... 240 kg/m³

Travi Fabbricato..... 120 kg/m³