

<i>Localizzazione</i>	<b>COMUNE VARISELLA PROVINCIA di TORINO</b>					Approvazione Committente
<i>Committente</i>	<b>Comune di VARISELLA</b> Via Don Giocondo Cabodi, 4, 10070 Varisella TO					
<i>Progetto</i>	<i>PROGETTO DEFINITIVO/ESECUTIVO</i> <b>Calcoli esecutivi sulle strutture</b> <i>INTERVENTI LOCALI DI RINFORZO STATICO DI N.2 SOLAI DELL'EDIFICIO MUNICIPALE ED OPERE CONNESSE</i>					
<i>Dettaglio ubicazione</i>	Edificio Comunale Comune di Varisella Via Don Giocondo Cabodi, 4, 10070 Varisella TO					
	<b>STUDIO TECNICO ASSOCIATO START</b> Sede legale: via J. Durandi, 2 – 10144 – TORINO P.I. 11918080018					Validazione
PST	<b>NICOLA ing. MORDÀ</b> via J. Durandi, 2 – 10144 – TORINO P.I. 11918080018					
<i>n. Ver.</i>	<i>Data</i>	<i>Descrizione Contenuto</i>	<i>Redatto</i>	<i>Controllato</i>	<i>Approvato</i>	<i>Tip. In.</i>
01		Prima emissione	AAT-	RAT-	DG-	B
						00
						Cst
						D
						E
						R10
						V01
<i>Scala</i>		<i>Nome file</i>	<i>Pos. Archivio informatico</i>		<i>Id Dossier</i>	
---		RelTecnica_r03			-	

## Sommario

1. Premessa .....	3
2. Riferimenti legislativi.....	3
3. Descrizione dell'opera .....	3
4. Materiali previsti e resistenze di calcolo .....	4
5. Carichi agenti.....	6
6. Metodo di verifica .....	7
6.1. Modello di calcolo e giudizio sui risultati .....	7
6.2. Confronto carichi e verifica dei solai "as built" .....	7
6.2.1. Travetti del solaio piano rialzato .....	10
6.2.1.1. Travetti "trd – tra" .....	10
6.2.1.2. Travetti "trd – trb" .....	12
6.2.1.3. Travetti "tre – trb" .....	13
6.2.1.4. Travetti "trc" .....	15
6.2.2. Travetti del solaio piano sottotetto .....	17
6.2.2.1. Travetti trb – trf (=trc – trf): .....	17
6.2.3. Verifica delle travate significative .....	19
6.2.3.1. Travi T1 – T2 – T3.....	20
6.2.3.2. Travi T5 – T6 .....	22
6.2.3.3. Trave T7 .....	24
6.2.4. Trave T16.....	27
6.3. Considerazioni sulla statica locale del solaio .....	29
7. Analisi della nuova struttura di sostegno.....	29
7.1. Descrizione dell'opera .....	29
7.2. Modello di calcolo .....	30
7.3. Analisi sintetica dei risultati sul solaio.....	31
7.4. Verifica sintetica delle carpenterie metalliche.....	33
7.5. Verifica unione conci reticolare .....	39
7.6. Verifica mensola metallica al piano rialzato.....	44
7.7. Verifica pressione di contatto colonne HEB180.....	47

## 1. Premessa

La seguente relazione riporta la verifica reattiva all'intervento locale da eseguire su due dei solai del fabbricato adibito a sede municipale del Comune di Varisella (TO), sito in via Via Don Giocondo Cabodi, 4.

Di seguito si riporta la planimetria tipo (piano rialzato) della struttura in esame:

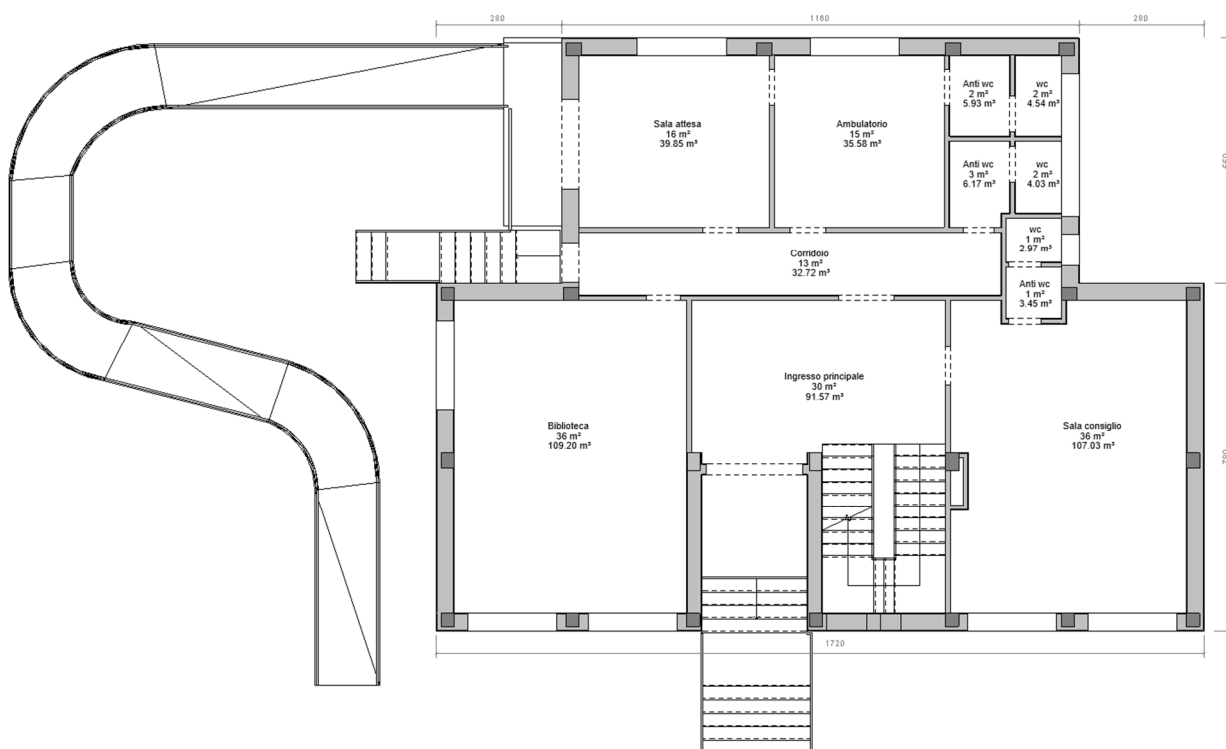


Figura 1: planimetria tipologica (piano rialzato)

L'intervento è necessario ai sensi del §8.3 del DM 17/1/2018 poiché, come meglio articolato nella relazione generale del progetto, si è rilevata una deficienza costruttiva da riprendere anche nell'ottica di una sequenza pianificata di interventi di miglioramento funzionale complessivo dell'immobile.

Per i dettagli della struttura esistente si rimanda alle tavole architettoniche del progetto originario, il quale è stato depositato presso l'Ufficio del Genio Civile di Torino nell'anno 1978.

Tutti i calcoli sono svolti secondo il metodo degli SL delle NTC2018, e l'intervento, per i motivi più avanti espressi si qualifica come intervento locale ai sensi del §8.4.1 del vigente DM 17/1/2018, così come concordato ed approvato dall'amministrazione comunale

## 2. Riferimenti legislativi

L'analisi della struttura e le verifiche sugli elementi sono condotte in accordo alle vigenti disposizioni legislative ed in particolare alle seguenti norme:

- D.M. del 17/01/2018 "Aggiornamento delle Norme tecniche per le costruzioni."
- Legge 05/11/1971, n.1086 "Norme per la disciplina delle opere di conglomerato cementizio armato, normale e precompresso ed a struttura metallica."
- Legge 02/02/74, n.64 "Provvedimenti per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche."

## 3. Descrizione dell'opera

La struttura in esame è l'edificio della sede municipale del Comune di Varisella, articolato su due piani fuori terra, con progetto presentato nel 1978 e successivamente aggiornato nel 1979.

Si tratta di un'opera realizzata in conglomerato cementizio armato con solette intermedie miste in latero-cemento e tetto di copertura con tegole su orditura in legno. Le murature di tamponamento sono a cassa vuota in mattoni semipieni. Gli spessori dei solai sono i seguenti:

- solaio piano rialzato = solaio piano primo = 35 cm + finitura 6 cm
- solaio piano sottotetto = 35 cm
- soletta balcone = 21 cm

L'intervento di rinforzo prevede la posa di una struttura reticolare e di un portale in acciaio su essa impostata in grado da funzionare da rompitratta per il campo di solaio di luce maggiore:

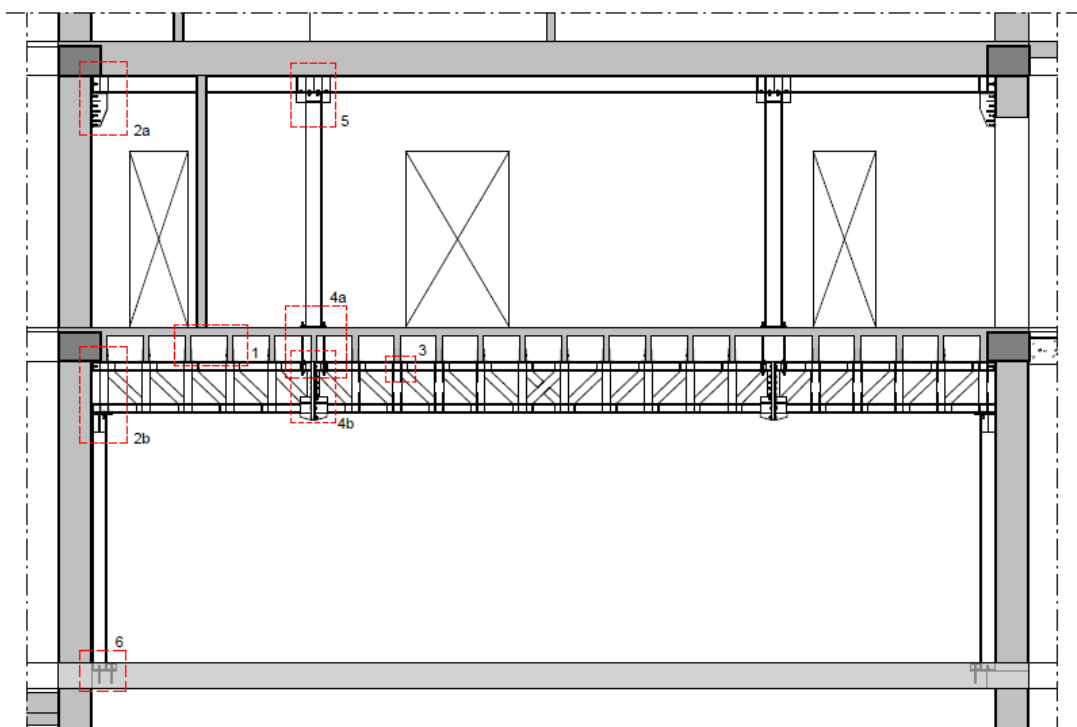


Figura 2: Schema del rinforzo

La travata reticolare sarà realizzata in tre conci, assemblata tramite bullonature a piè d'opera e quindi sollevata in posizione. Il solaio sarà puntellato di forza al fine di poter consentire alla reticolare di entrare in carico, sgravando già da subito il solaio stesso.

Il portale al piano rialzato è costituito da elementi disgiunti assemblati in opera tramite bullonature.

Dal punto di vista statico i collegamenti delle colonne sono delle cerniere, pertanto non aggiungono rigidità laterale all'edificio, e quindi non alterano il comportamento dinamico dello stesso.

La massa di acciaio aggiunta è esigua, ~3.2t, e pertanto essa è una frazione residuale della massa dell'edificio stesso. I carichi permanenti gravanti sulla reticolare e al portale semplice sono inferiori al 50% dei carichi permanenti che afferiscono all'edificio e pertanto non rileva il §8.4.3 lett. d della norma (cfr. oltre per verifica).

#### 4. Materiali previsti e resistenze di calcolo

I materiali adoperati nel calcolo sono i seguenti:

### Struttura esistente:

#### **Acciaio**

FeB38k

Resistenza di calcolo

$$f_{yk} = 3800 \text{ kg/cmq} \quad (\text{snervamento})$$

$$f_{yd} = 3800/1.15 = 3304 \text{ kg/cmq}$$

$$f_{tk} = 4500 \text{ kg/cmq} \quad (\text{rottura})$$

$$f_{td} = 4500/1.15 = 3913 \text{ kg/cmq}$$

#### **Calcestruzzo**

come da rapporto di indagini (Allegato)

### Struttura di progetto

#### **Acciaio carpenteria metallica:**

S235 JR

Resistenza di calcolo

$$f_{yk} = 2350 \text{ kg/cmq}$$

$$f_{yd} = 2350/1.05 = 22238 \text{ kg/cmq (sez. classe 1)}$$

#### **Bulloneria/barre filettate**

Classe 8.8

$$f_{tk} = 800 \text{ N/mm}^2 = 8000 \text{ kg/cm}^2$$

Resistenze di calcolo

$$f_{td} = 0.9 \cdot 8000 / 1.25 = 5760 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{a trazione}$$

$$f_{vd} = 0.6 \cdot 8000 / 1.25 = 3840 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{a taglio}$$

#### **Acciaio**

B450C

Resistenza di calcolo

$$f_{yk} = 4500 \text{ kg/cmq}$$

$$f_{yd} = 4500/1.15 = 3913 \text{ kg/cmq}$$

#### **Tasselli**

L'installazione alle pareti di eventuali tasselli post-inseriti avverrà con elementi di tipo chimico, con resina epossidica per inghisaggi strutturali.

## 5. Carichi agenti

I valori dei carichi adoperati dal progettista dell'epoca sono i seguenti:

p.p. solaio	$g = 350 \text{ kg/mq}$
permanente portato (solaio)	$p = 50 \text{ kg/mq}$
carico variabile	$q = 400 \text{ kg/mq}$
(complessivi)	$w = 800 \text{ kg/mq}$

Come evidenziato in altre parti il carico in oggetto non rispecchia i valori di reali, soprattutto in termini di peso proprio, del solaio in opera, avente altezza pari a 35cm.

Difatti dai dati tecnici disponibili si rileva un peso unitario maggiore per il solaio in esame.

In questa sede, per le verifiche strutturali sono stati adoperati i seguenti valori dei carichi uniformi a livello di solaio (valori caratteristici):

p.p. solaio	$g = 490 \text{ kg/mq}$	(condizione "G")
permanente portato (solaio)	$p = 150 \text{ kg/mq}$	(condizione "P")
carico variabile	$q = 300 \text{ kg/mq}$	(condizione "Q")
( <i>complessivi - utile</i> )	$w = 940 \text{ kg/mq}$	
incidenza tamponatura	$p = 800 \text{ kg/ml}$	(condizione "G")

Ai fini di verifica si è scelto di adoperare il peso proprio del solaio più coerente con quello reale, mentre relativamente al valore del carico utile (permanente portato + carico variabile) si mantiene invariato il valore di 450 kg/mq.

Le verifiche sono condotte a Stato Limite Ultimo, e i coefficienti della combinazione di carico adoperata sono i seguenti:

SLU	$\gamma_G$	$\gamma_P$	$\gamma_Q$
	1.3	1.3	1.5

## 6. Metodo di verifica

Il metodo di calcoli utilizzato è quello degli SL previsti dal DM 14/1/2018. In particolare, come da richieste della committenza confermate nell'approvazione del presente progetto, l'analisi è limitata ai soli SLU, a sensi del §8.3 delle NTC2018. La verifica è svolta su più livelli: uno di carattere locale con il controllo dei travetti nell'assetto progettuale dell'epoca, anche con riferimento ai carichi attuali; considerando globalmente due solai oggetto di intervento tramite un modello globale che colga l'interazione tra i due solai e le strutture metalliche di rinforzo locale (ai sensi del §8.4.1 delle NTC2018, così come approvate dall'amministrazione).

Per la verifica di carattere locale la verifica strutturale a SLU è condotta per un solaio tipo (piano rialzato) e, in particolare:

- verifica campi di solaio (travetti)
- verifica travi più sollecitate

Per tali analisi è utilizzato il codice di calcolo CDM DOLMEN.

Per la verifica del sistema di rinforzo si utilizza il codice di calcolo MidasGEN 2019.

### 6.1. Modello di calcolo e giudizio sui risultati

I modelli di calcolo sono differenziati: per la verifica preliminare dei travetti, nelle condizioni di progetto e per confronto con i carichi attuali, è stato usato il il codice di calcolo CDM DOLMEN (trave continua e verifica sezione). Per la verifica del sistema di rinforzo è impostato un modello globale dei due solai oggetto di rinforzo e si è utilizzato il codice di calcolo MidasGEN 2019. Entrambi i software provvisti di manuale di validazione e verifica dei risultati, sui quali lo scrivente ha effettuato controlli manuali sui risultati prodotti con esito positivo

### 6.2. Confronto carichi e verifica dei solai "as built"

Per procedere con la verifica dei travetti del solaio, si effettua, preventivamente, un confronto fra i carichi di calcolo a SLU attuali con quelli dell'epoca.

La verifica sarà effettuata con i carichi usati dal progettista nel 1978, incrementati, successivamente, col fattore  $[R]$  sotto calcolato.

Carichi a SLU (attuali):

$$g = 490 \text{ kg/mq} \cdot 0.5 \text{ m} = 245 \text{ kg/m}$$

$$p = 150 \text{ kg/mq} \cdot 0.5 \text{ m} = 75 \text{ kg/m}$$

$$q = 300 \text{ kg/mq} \cdot 0.5 \text{ m} = 150 \text{ kg/m}$$

Quindi:

$$g_d = 245 \text{ kg/mq} \cdot 1,3 = 3,19 \text{ kg/cm}$$

$$p_d = 75 \text{ kg/mq} \cdot 1,3 = 0,975 \text{ kg/cm}$$

$$q_d = 150 \text{ kg/mq} \cdot 1,5 = 2,25 \text{ kg/cm}$$

$$\mathbf{P_{sd} = 6,42 \text{ kg/cm}}$$

Carichi a SLU (1978):

$$g = 350 \text{ kg/mq} \cdot 0.5 \text{ m} = 175 \text{ kg/m}$$

$$p = 50 \text{ kg/mq} \cdot 0.5 \text{ m} = 25 \text{ kg/m}$$

$$q = 400 \text{ kg/mq} \cdot 0.5 \text{ m} = 200 \text{ kg/m}$$

Quindi:

$$g_d = 175 \text{ kg/mq} \cdot 1,3 = 2,275 \text{ kg/cm}$$

$$p_d = 25 \text{ kg/mq} \cdot 1,3 = 0,325 \text{ kg/cm}$$

$$q_d = 200 \text{ kg/mq} \cdot 1,5 = 3 \text{ kg/cm}$$

$$\mathbf{P_{sd} = 5,60 \text{ kg/cm}}$$

Il rapporto tra carichi a SLU attuali e del 1978:

$$[R] = \frac{6,42}{5,6} \approx 1,15$$

Con:

$i = 50 \text{ cm}$

$\gamma_{G1} = 1,3$

$\gamma_{G2} = 1,3$

$\gamma_Q = 1,5$

La sezione tipo del travetto è la seguente:

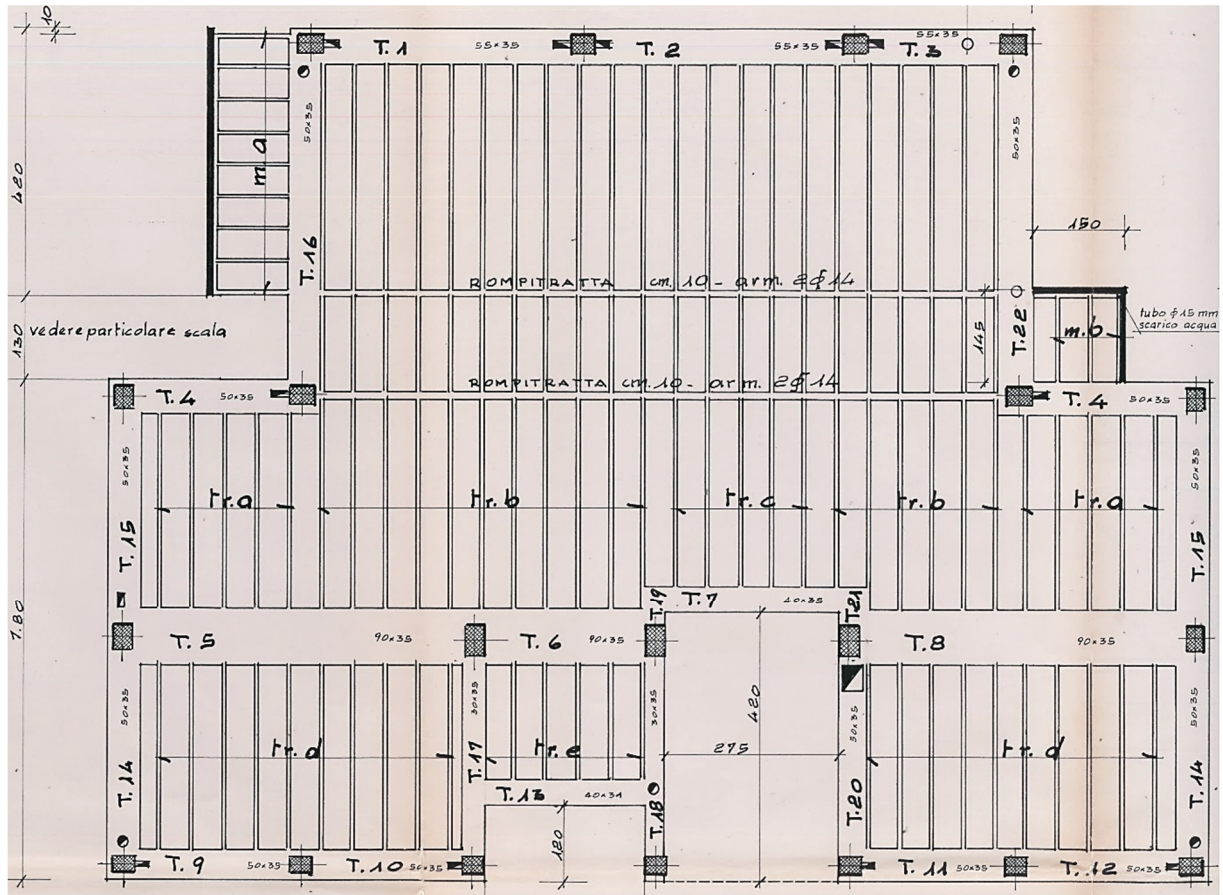
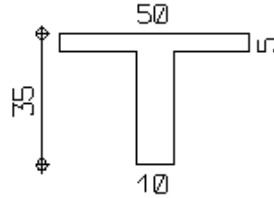


Figura 3: carpenteria solaio (1978) - piano rialzato



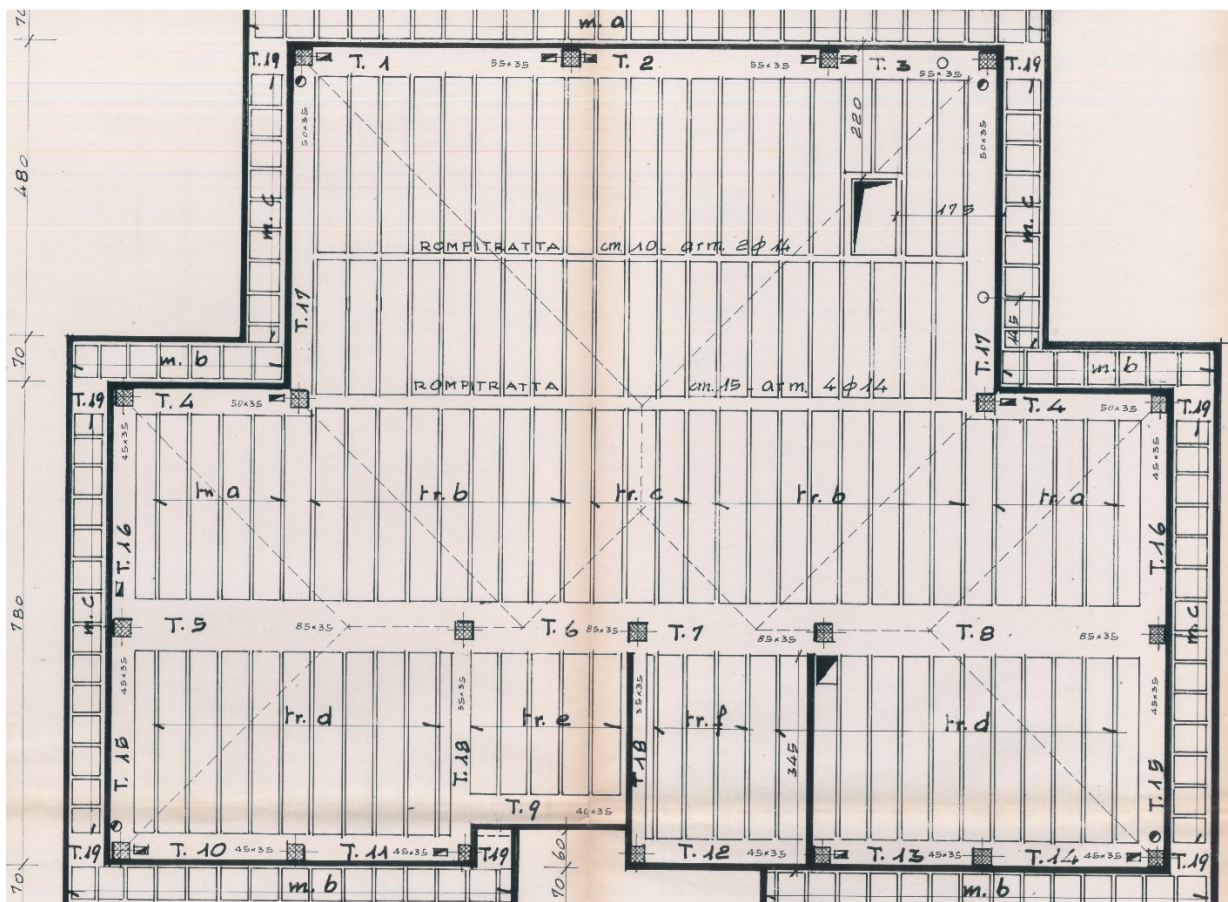


Figura 4: carpenteria solaio (1978) - piano sottotetto

A seguire, si riportano le verifiche dei campi di solaio del piano rialzato (= piano primo) e del piano sottotetto.

## 6.2.1. Travetti del solaio piano rialzato

Si riportano di seguito el verifiche dei vari travetti di controllo

### 6.2.1.1. Travetti “trd – tra”

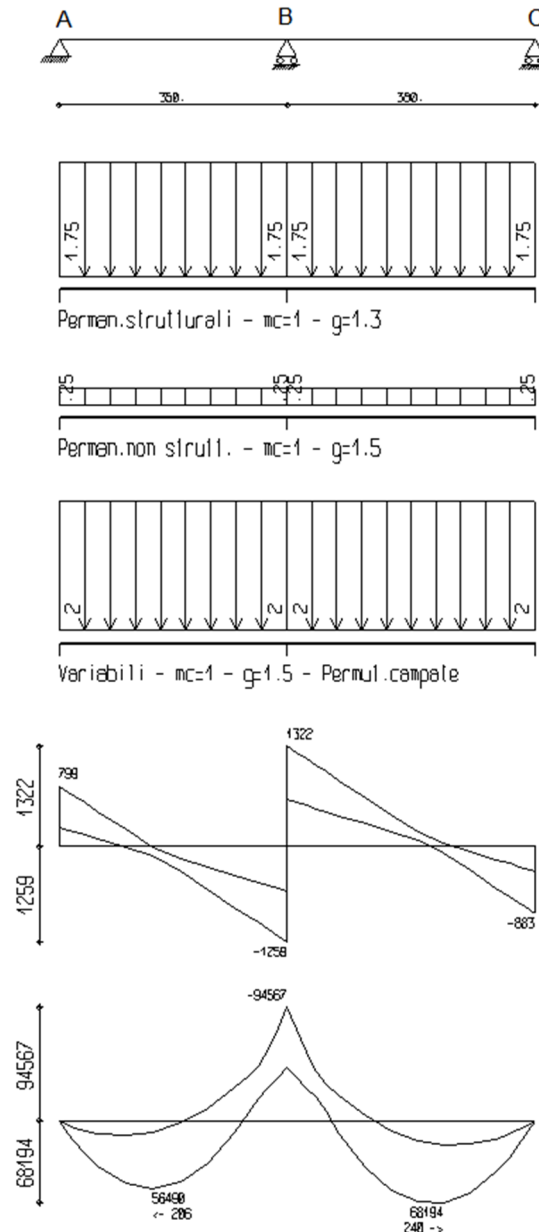


Figura 5: schema statico – carichi agenti di calcolo [kg/cm] – diagrammi di calcolo (momento [kg·cm] e taglio [kg])

Si verifica l’armatura nel campo di solaio con travetti di tipologia a (utilizzando i carichi del 1978):

$$tr\ a \text{ ----- } 1\text{Ø}10 + 1\text{Ø}8 \rightarrow A_s = 0.79 + 0.5 = 1.29 \text{ cm}^2/\text{travetto}$$

$$M_{rd} = 0,9 \cdot d \cdot f_{yd} \cdot A_s$$

$$M_{rd} = 0,9 \cdot 32,5 \cdot 3304 \cdot (0,79 + 0,5) = 124.668 \text{ kg} \cdot \text{cm} > M_{sd} = 68.194 \text{ kg} \cdot \text{cm} \quad - \text{ verificato}$$

Controllo con i carichi attuali:

$$M'_{sd} = 1,15 \cdot 68.194 \text{ kg} \cdot \text{cm} = 78.423 \text{ kg} \cdot \text{cm}$$

$$FS = 124.668 / 78.423 = 1,59 \quad - \text{ verificato}$$

Si procede con la verifica del momento negativo nel punto B. A tal proposito, si utilizza il valore del momento

ridotto, ovvero, considerando il troncamento agli appoggi.

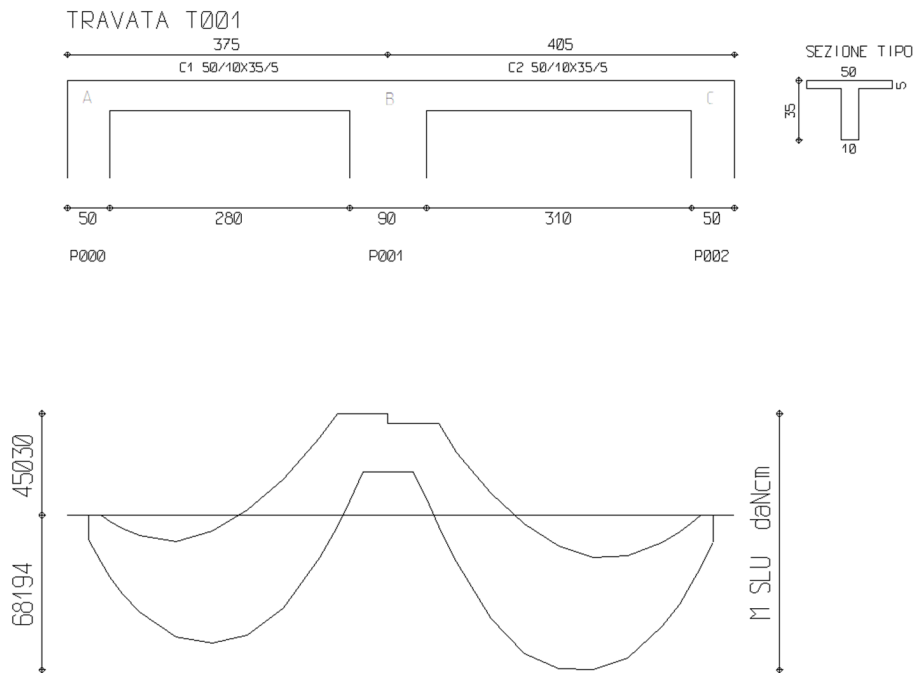


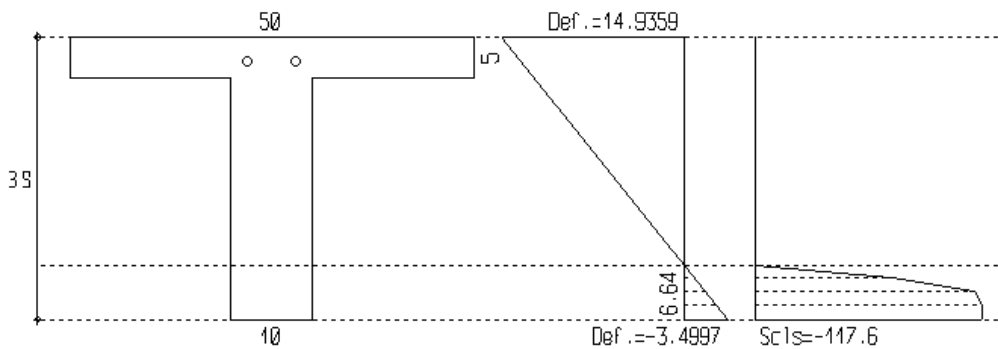
Figura 6: diagramma del momento con troncamento agli appoggi

DESCRIZIONI  
 Sezione in C.A.  
 Tipo sezione : a T  
 Nome lavoro : COM\_...  
 Nome file : sez\_travetto\_a\_d\_mezzeria.VSE  
 Tipo verifica: stato limite ultimo  
 SOLLECITAZIONI AGENTI:  
 Nd in y= 23. (baricentro CLS)  
 Nd = 0.  
 Mdz = -185174.  
 verifica in pressoflessione nella  
 Mzul1/Mdz=-185174. / -45030. =4.11223

CARATTERISTICHE DEI MATERIALI  
 Calcestruzzo: Rck= 250.  
 fck= 207.5  
 fcd= 117.6 (0.35x)  
 Acciaio lenta: Tipo= FeB38k  
 fyk= 3800.  
 ftk= 3800.  
 ftd= 3304.3 (0.75x)

PIANO DI EQUILIBRIO:  
 eps= muz \* y + muy \* z + la  
 muz= 5.26731081567454E-04  
 muy= 0  
 lam= -3.49970751040024E-03

UNITA' DI MISURA:  
 deN; cm; deNcm; deN/cm2.  
 Ø in mm; deformazioni\*1000.  
 SIMBOLI:  
 S=signo (tensioni sui materiali);  
 D=deformazioni (epsilon);



TENSIONE MASSIMA NEL CLS:  

Ver	Z	Y	Dcls	Scis	Ve
5	5.	0.	-3.49971	-117.6	si

 TENSIONE MASSIMA NEI FERRI:  

Per	Z	Y	Ø (cm)	Af (cm2)	D ferri	S ferri	Ve
1	-3.	32.	10	.79	13.35568	3304.9	no

 x ARMAT.: tesa= .35; comp.= 0; tol.= .35

Figura 7: verifica della sezione del travetto nel punto B

### 6.2.1.2. Travetti “trd – trb”

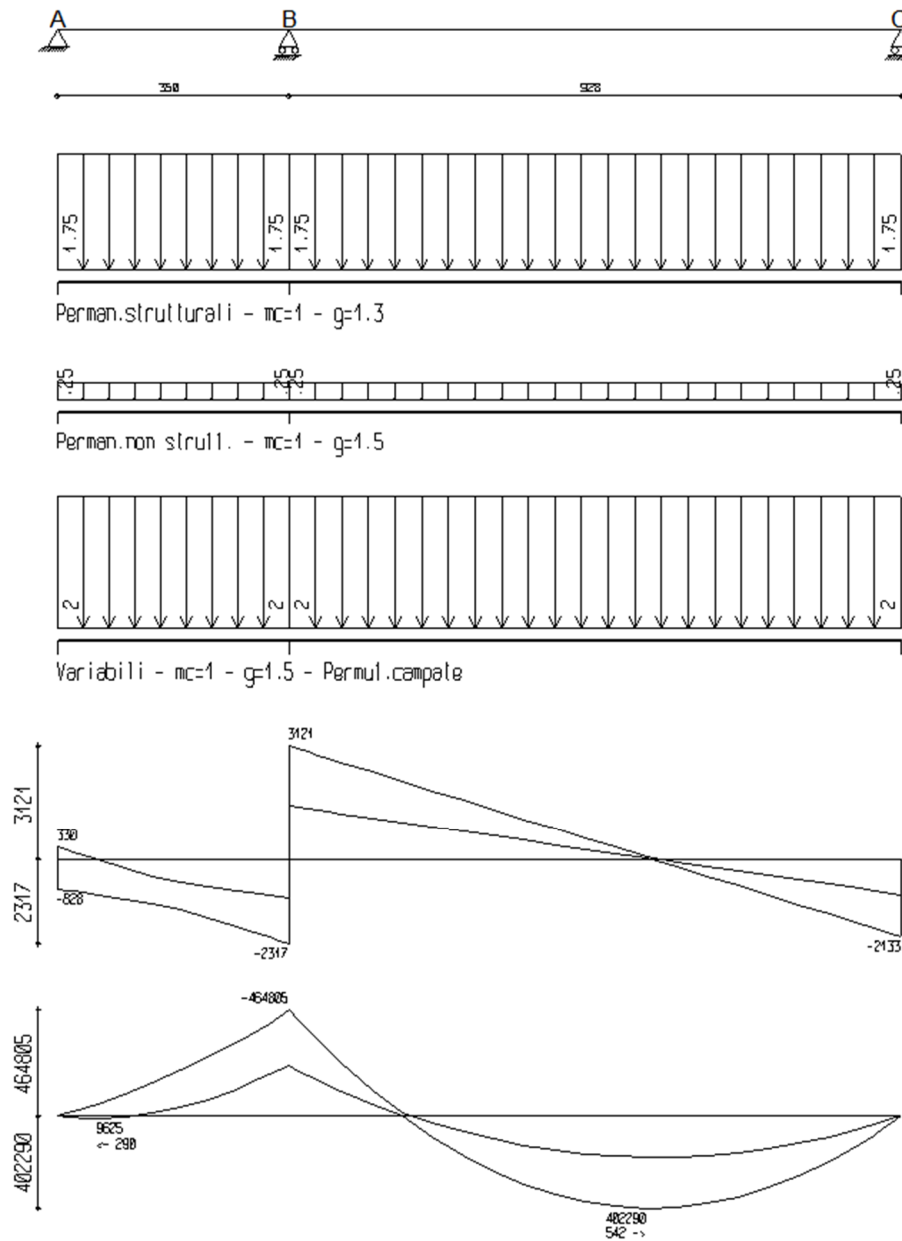


Figura 8: schema statico – carichi agenti di calcolo [kg/cm] – diagrammi di calcolo (momento [kg·cm] e taglio [kg])

Si verifica l'armatura nel campo di solaio con travetti di tipologia b (utilizzando i carichi del 1978):

tr b ----- 1Ø12 + 1Ø16 + 1Ø18

$$M_{rd} = 0,9 \cdot d \cdot f_{yd} \cdot A_s$$

$$M_{rd} = 0,9 \cdot 32,5 \cdot 3304 \cdot (1,13 + 2,01 + 2,54) = 548.926 \text{ kg} \cdot \text{cm} > M_{sd} = 402.290 \text{ kg} \cdot \text{cm} \quad - \text{ verificato}$$

Controllo con i carichi attuali:

$$M'_{sd} = 1,15 \cdot 402.290 \text{ kg} \cdot \text{cm} = 462.633 \text{ kg} \cdot \text{cm}$$

$$FS = 548.926 / 462.633 = 1,19$$

- verificato

Si deve considerare che, benchè la verifica sia positiva, anche col carico attuale, lo schema di armatura utilizzato dal progettista dell'epoca non è coerente con il regime flessionale del travetto, dato che la sola armatura al negativo presente è quella nella sezione di appoggio, B, mentre il resto della campata non è armato per poter assorbire le flessioni agenti nello schema di trave continua.

Ciò porta ad una differente configurazione che vede la campata B-C nuovamente appoggiata su una luce teorica di circa 9m. Inoltre anche la deformabilità della campata centrale è decisamente incrementata; ciò ha potuto essere una concausa delle fessurazioni delle tramezze del locale bagno al piano rialzato.

### 6.2.1.3. Travetti “tre – trb”

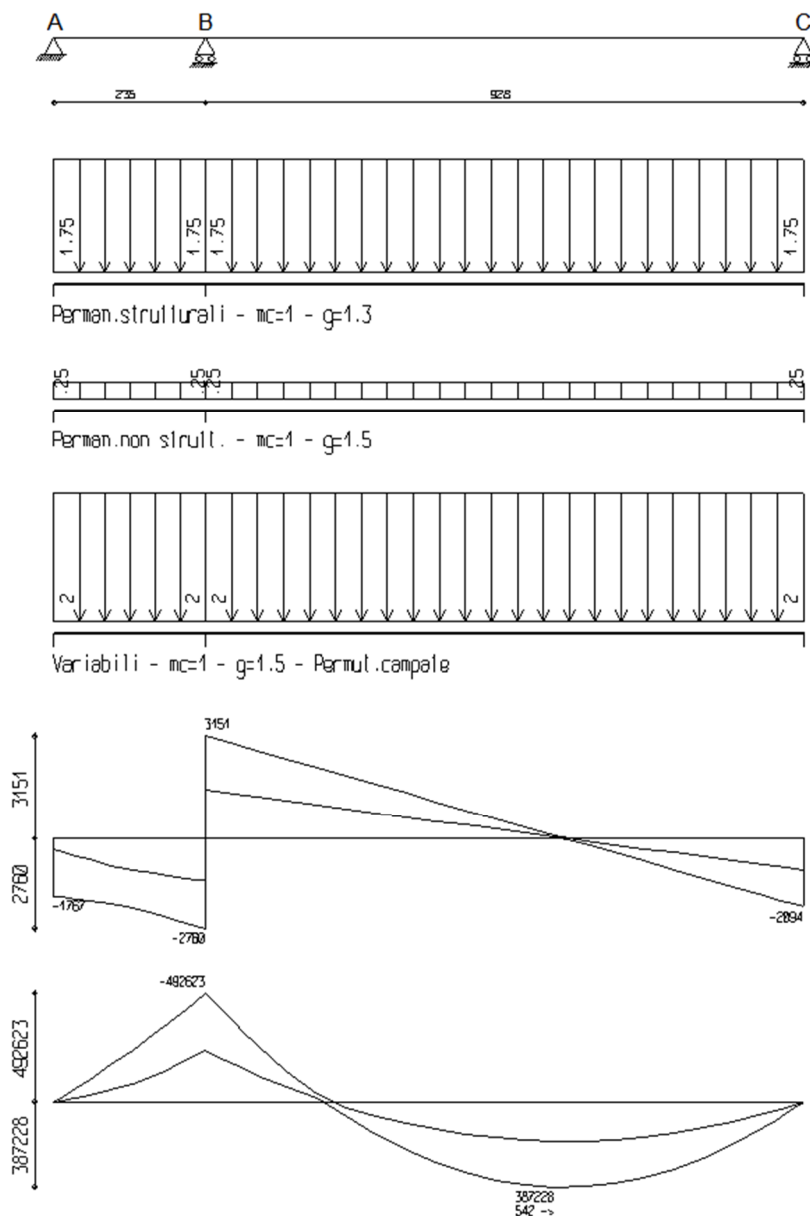


Figura 9: schema statico – carichi agenti di calcolo [kg/cm] – diagrammi di calcolo (momento [kg·cm] e taglio [kg])

tr b ----- 1Ø12 + 1Ø16 + 1Ø18

$$M_{rd} = 0,9 \cdot d \cdot f_{yd} \cdot A_s$$

$$M_{rd} = 0,9 \cdot 32,5 \cdot 3304 \cdot (1,13 + 2,01 + 2,54) = 548.926 \text{ kg} \cdot \text{cm} > M_{sd} = 387.228 \text{ kg} \cdot \text{cm} \quad - - \text{ verificato}$$

Controllo con i carichi attuali:

$$M'_{sd} = 1,15 \cdot 387.228 \text{ kg}\cdot\text{cm} = 445.312 \text{ kg}\cdot\text{cm}$$

$$FS = 548.926 / 445.312 = 1,23$$

- verificato

Si procede con la verifica del momento negativo nel punto B. A tal proposito, si utilizza il valore del momento ridotto, ovvero, considerando il troncamento agli appoggi.

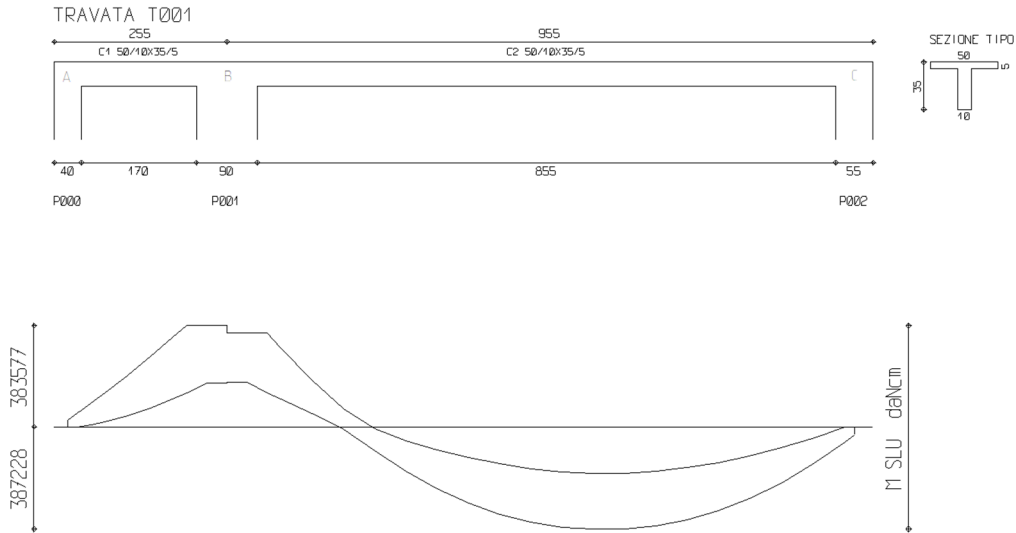


Figura 10: diagramma del momento con troncamento agli appoggi

<p>DESCRIZIONI          Sezione in C.A.          Tipo sezione : a T          Nome lavoro : CDM_          Nome file : sez_travetto_e_b_mezzeria.VSE          Tipo verifica: stato limite ultimo          SOLLECITAZIONI AGENTI:          Nd in y: 23. (baricentro CLS)          Nd = 0.          Mdz = -156609.          verifica in pressoflessione retta          Mzult/Mdz = -156609. / -383577. = .40829</p>	<p>CARATTERISTICHE DEI MATERIALI          Calcestruzzo: Rck= 250.          fck= 207.5          fcd= 117.6 (.35x)          Acciaio lento: Tipo: FeB38k          fyk= 3800.          ftk= 3800.          ftd= 3304.3 (.6.75x)</p> <p>UNITA' DI MISURA:          daN; cm; daNcm; daN/cm2.          Ø in mm; deformazioni*1000.          SIMBOLI:          Sigma (tensioni sui materiali);          Dedeformazioni (epsilon);</p>	<p>PIANO DI EQUILIBRIO:          eps= nuz * y + muy * z + lem          nuz= 6.55506782467035E-04          muy= 0          lem= -3.49897381759075E-03</p>
---	---	--

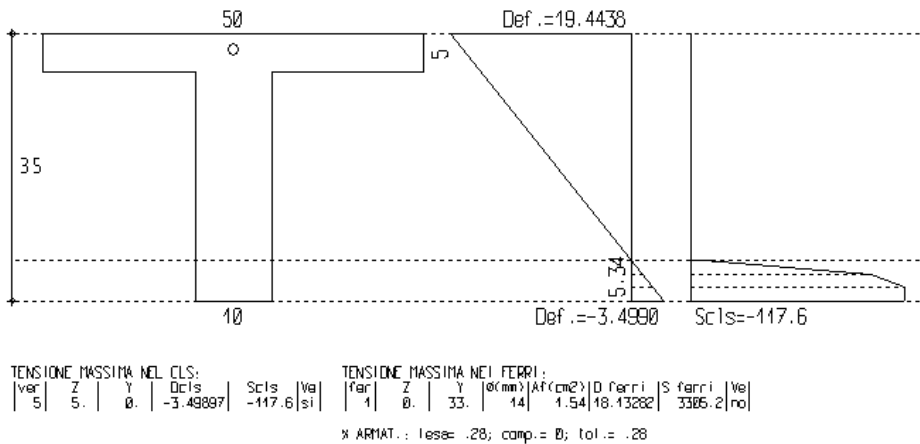


Figura 11: verifica della sezione del travetto nel punto B

### 6.2.1.4. Travetti “trc”

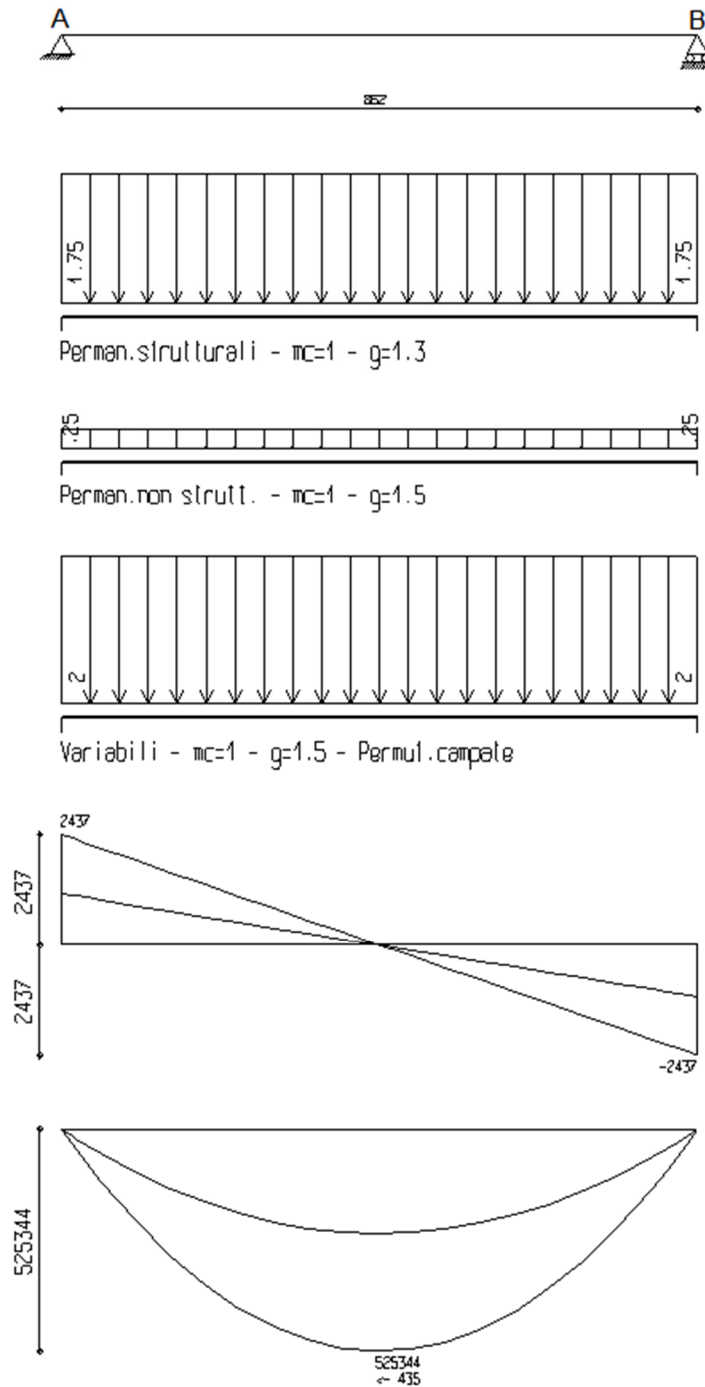


Figura 12: schema statico – carichi agenti di calcolo [kg/cm] – diagrammi di calcolo (momento [kg·cm] e taglio [kg])

tr c ----- 1Ø12 + 1Ø16 + 1Ø18

$$M_{rd} = 0,9 \cdot d \cdot f_{yd} \cdot A_s$$

$$M_{rd} = 0,9 \cdot 32,5 \cdot 3304 \cdot (1,13 + 2,01 + 2,54) = 548.926 \text{ kg} \cdot \text{cm} > M_{sd} = 525.344 \text{ kg} \cdot \text{cm} \quad - \text{ verificato}$$

Controllo con i carichi attuali:

$$M'_{sd} = 1,15 \cdot 525.344 \text{ kg} \cdot \text{cm} = 604.145 \text{ kg} \cdot \text{cm}$$

$$FS = 548.926 / 604.145 = 0,9$$

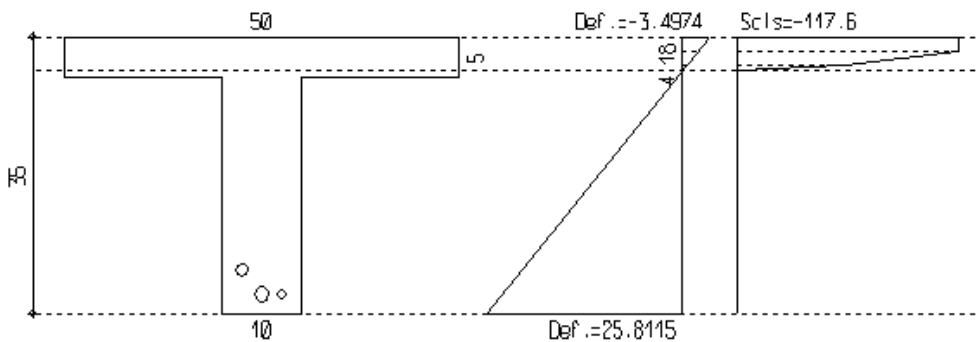
- Non verificato

Dato il risultato ottenuto si procede ad una verifica più precisa considerando la verifica della sezione in esame con

Lo specifico codice di calcolo (CDM Dolmen Verifica Sezione).

Il risultato è esposto al seguente tabulato di calcolo:

<p>DESCRIZIONI          Sezione in C.A.          Tipo sezione : a T          Nome lavoro : CDM...          Nome file : Varisella_Solaio_Mpos_Tr_and_2018_11_22_VS...          Tipo verifica: stato limite ultimo          SOLLECITAZIONI AGENTI:          Nd in y: 23. (baricentro CLS)          Nd = 0.          Mdz = 591255.          verifica in pressoflessione retta          Mzul1/Mdz=591255. / 240000. =2.46356</p>	<p>CARATTERISTICHE DEI MATERIALI          Calcestruzzo: fck = 25.0          fcd = 207.5          fcd = 117.6 (0.35*fck)          Acciaio tena: ftd = 450.0          fyk = 360.0          fyd = 450.0          ftd = 384.3 (0.75*fyk)          UNITA' DI MISURA:          dnl: cm; dnlcm: dnl/cm2.          d in mm; deformazioni*1000.          SIMBOLI:          S: segno (tensioni sui materiali);          D: deformazioni (epsilon);</p>	<p>PIANO DI EQUILIBRIO:          qps = nuz * y + nuy * z + lam          nuz = -8.3738687783481E-04          nuy = 0          lam = 2.59115245641459E-02</p>
--	--	---



Il momento resistente dedotto con procedura analitica esatta, e considerando le proprietà meccaniche dell'acciaio Fe38k previste dalle precedenti norme, porta ad un momento resistente pari a:  $M_{Rd} = 591255 \text{ kg*cm}$ .

Tale valore è lievemente più alto di quello calcolato con procedura speditiva, ma comunque non è formalmente maggiore del valore di calcolo prima esposto.

Occorre considerare che:

- a) Il calcolo è svolto considerando le proprietà minime dell'acciaio FeB38k, secondo le norme dell'epoca;
- b) Che l'acciaio esibisce certamente dei valori di resistenza generalmente maggiori delle minime di legge;
- c) Che le risultanze delle prove di rottura sulle barre prelevate dall'edificio, hanno fornito un valore di resistenza decisamente più alto.

Ciò motiva, in buona sostanza, la configurazione di equilibrio attuale del solaio.

L'intervento di consolidamento si prefigge, come detto, l'obiettivo di mantenere il solaio entro i limiti di legge facendo riferimento alle proprietà meccaniche fissate dalla norma dell'epoca di costruzione.



## 6.2.2. Travetti del solaio piano sottotetto

### 6.2.2.1. Travetti trb – trf (=trc – trf):

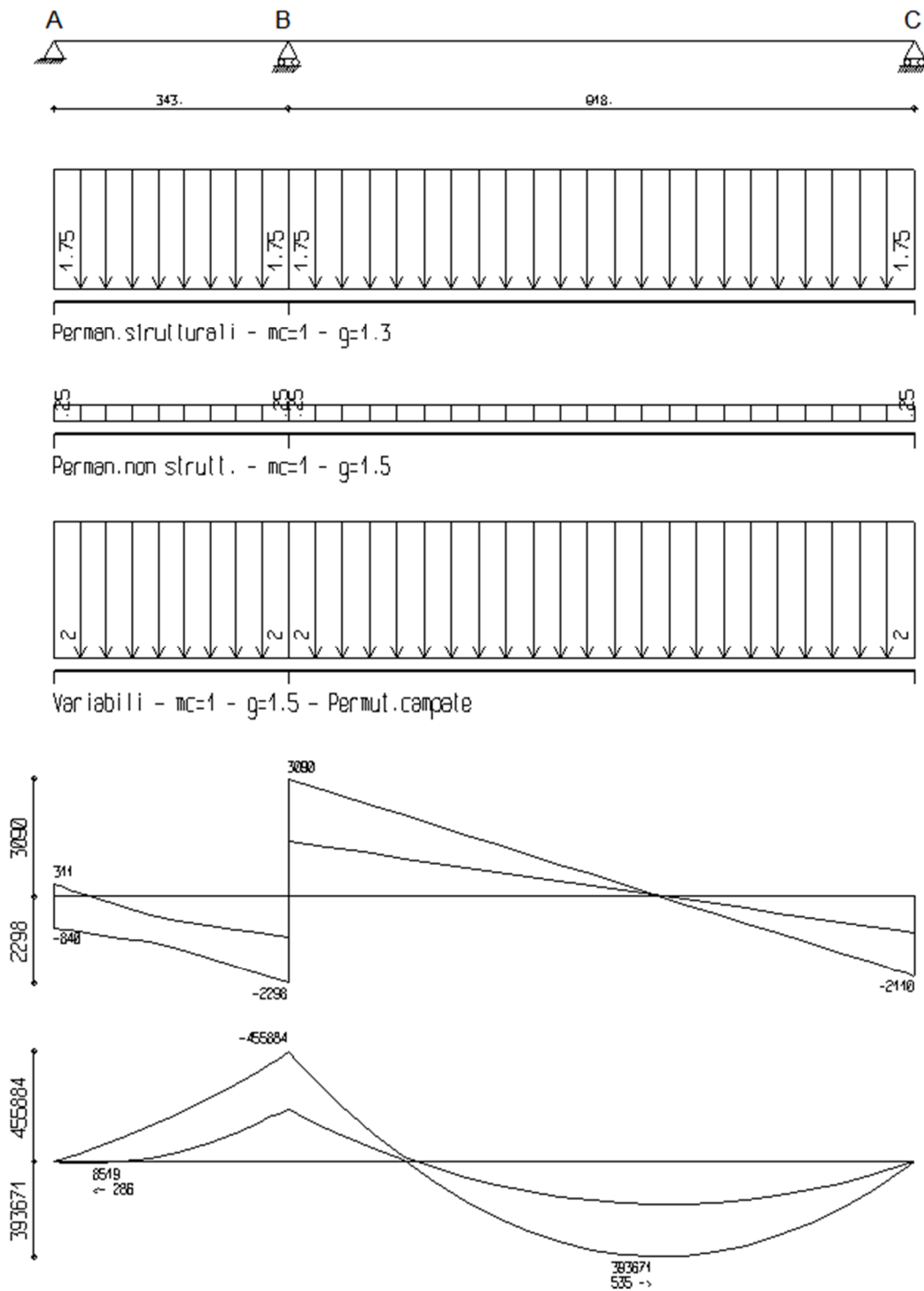


Figura 13: schema statico – carichi agenti di calcolo [kg/cm] – diagrammi di calcolo (momento [kg-cm] e taglio [kg])

Si procede con la verifica del momento negativo nel punto B. A tal proposito, si utilizza il valore del momento ridotto, ovvero, considerando il troncamento agli appoggi.

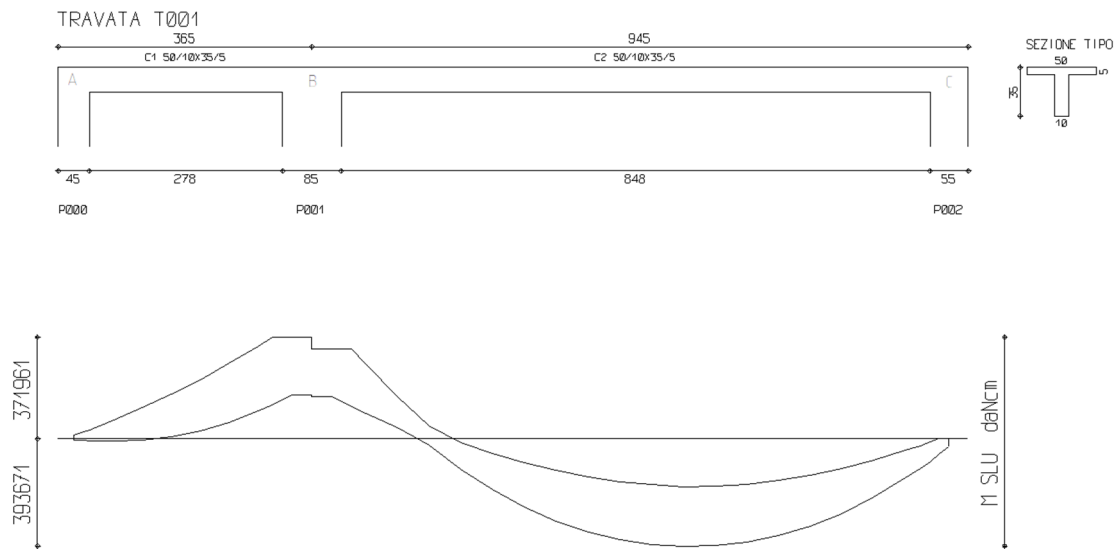
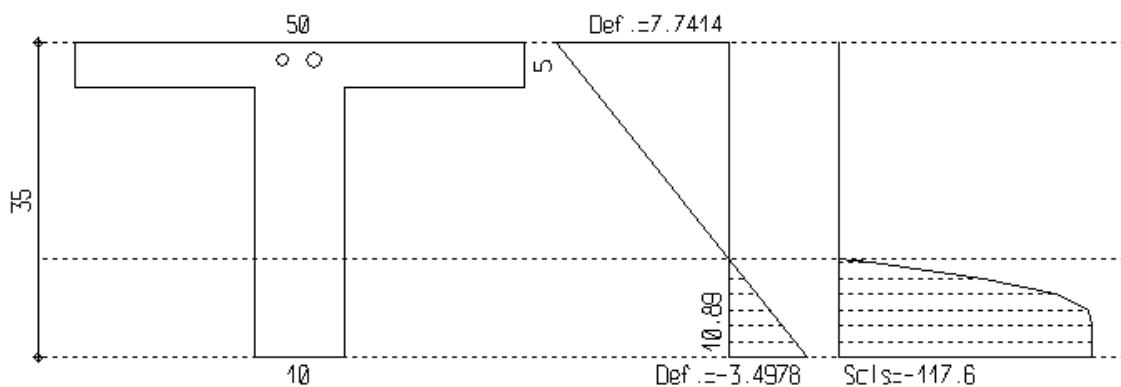


Figura 14: diagramma del momento con troncamento agli appoggi

<p>DESCRIZIONI          Sezione in C.A.          Tipo sezione : a T          Nome lavoro : COM_          Nome file : sez_travetto_f.VSE          Tipo verifica: stato limite ultimo          SOLLECITAZIONI AGENTI:          Nd in y: 23. (baricentro CLS)          Nd = 0.          Mdz: -295582.          verifica in pressoflessione nella          Mdult/Mdz=-295582. / -371961. =.79466</p>	<p>CARATTERISTICHE DEI MATERIALI          Calcestruzzo: Rck= 250.          fck= 207.5          fcd= 117.6 C.35k          Acciaio lento: Tipo: FeB30k          fyk= 3800.          ftk= 3800.          ftd= 3304.3 C6.75k</p> <p>UNITA' DI MISURA:          daN; cm; daNcm; daN/cm2.          Ø in mm; deformazioni*1000.          SIMBOLI:          S=sigme (tensioni sui materiali);          D=deformazioni (epsilon).</p>	<p>PIANO DI EQUILIBRIO:          eps= muz * y + muLy * z + lam          muz= 3.21120464401474E-04          muLy= 0          lam= -3.49780643004382E-03</p>
--	--	--



TENSIONE MASSIMA NEL CLS:					TENSIONE MASSIMA NEI FERRI:							
ver	Z	Y	Dcls	Scls	Ver	Z	Y	Ø(mm)	Af(cm2)	D ferri	S ferri	Ve
5	5.	0.	-3.49781	-117.6	1	-2.	33.	12	1.13	7.09917	3304.6	5

\* ARMAT.: l=sec =.57; comp.= 0; tol.= .57

Figura 15: verifica della sezione del travetto nel punto B

### 6.2.3. Verifica delle travate significative

Si procede con la verifica delle travi del piano rialzato evidenziate nella planimetria sottostante. Per ogni travata si riportano gli schemi statici, i carichi agenti per campata, i diagrammi di calcolo e lo schema dei momenti resistenti. Quest'ultimo è elaborato sulla base dell'armatura indicata nei disegni strutturali dell'epoca.

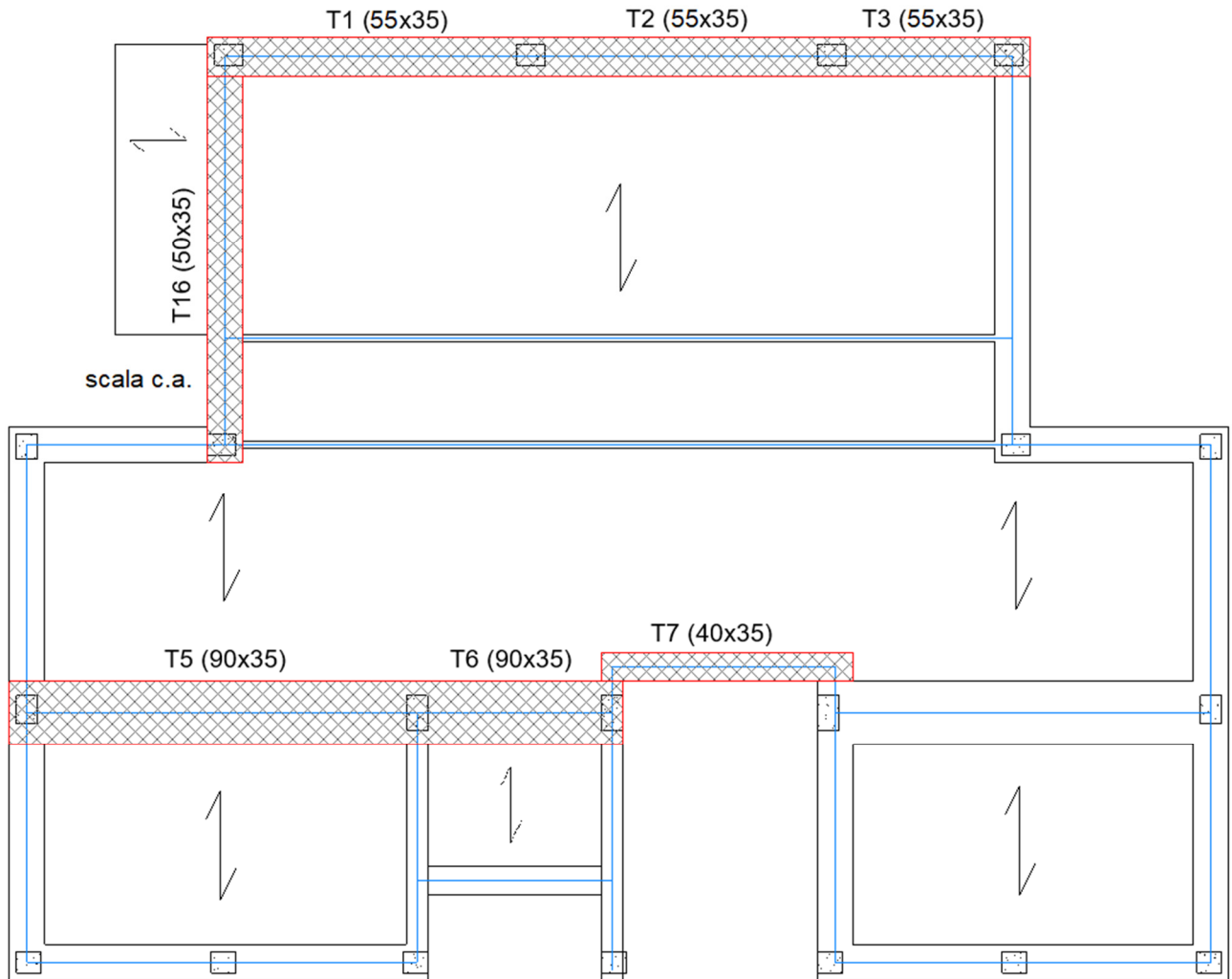


Figura 16: travi oggetto di verifica (carpenteria piano rialzato)

### 6.2.3.1. Travi T1 – T2 – T3

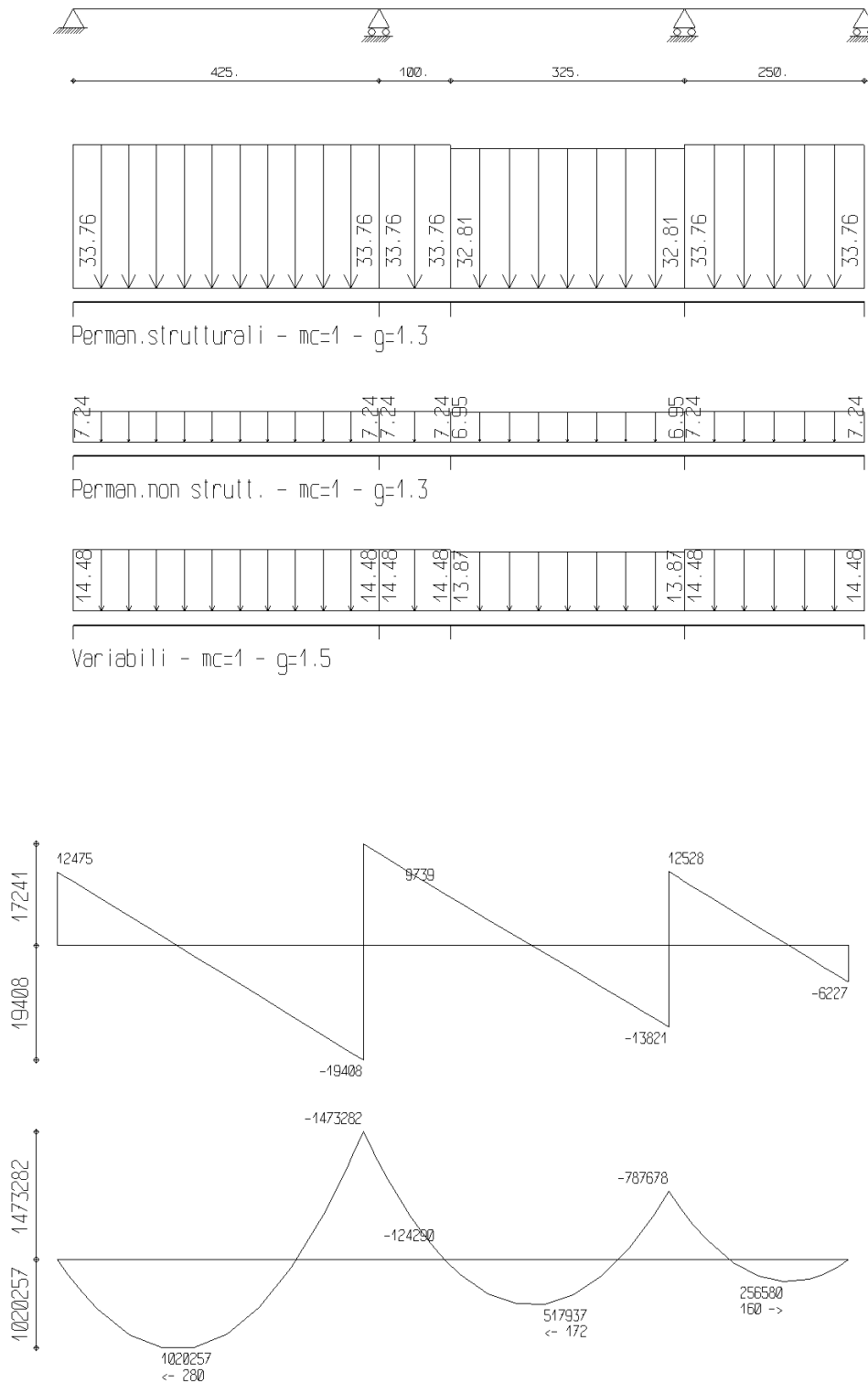


Figura 17: schema statico – carichi agenti di calcolo [kg/cm] – diagrammi di calcolo (momento [kg·cm] e taglio [kg])

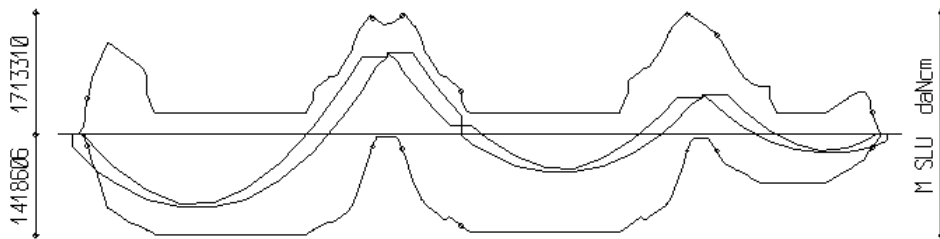
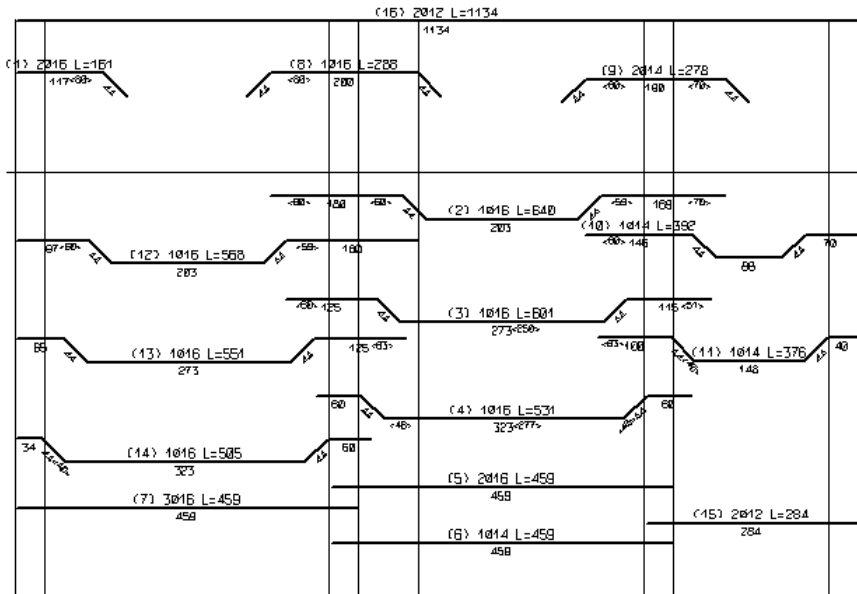
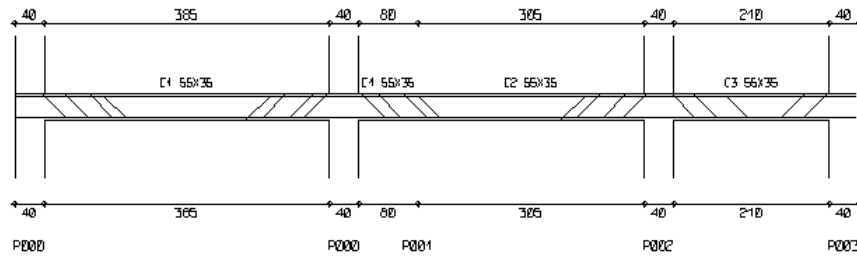


Figura 18: schema armature – schema momenti resistenti [kg·cm]

### 6.2.3.2. Travi T5 – T6

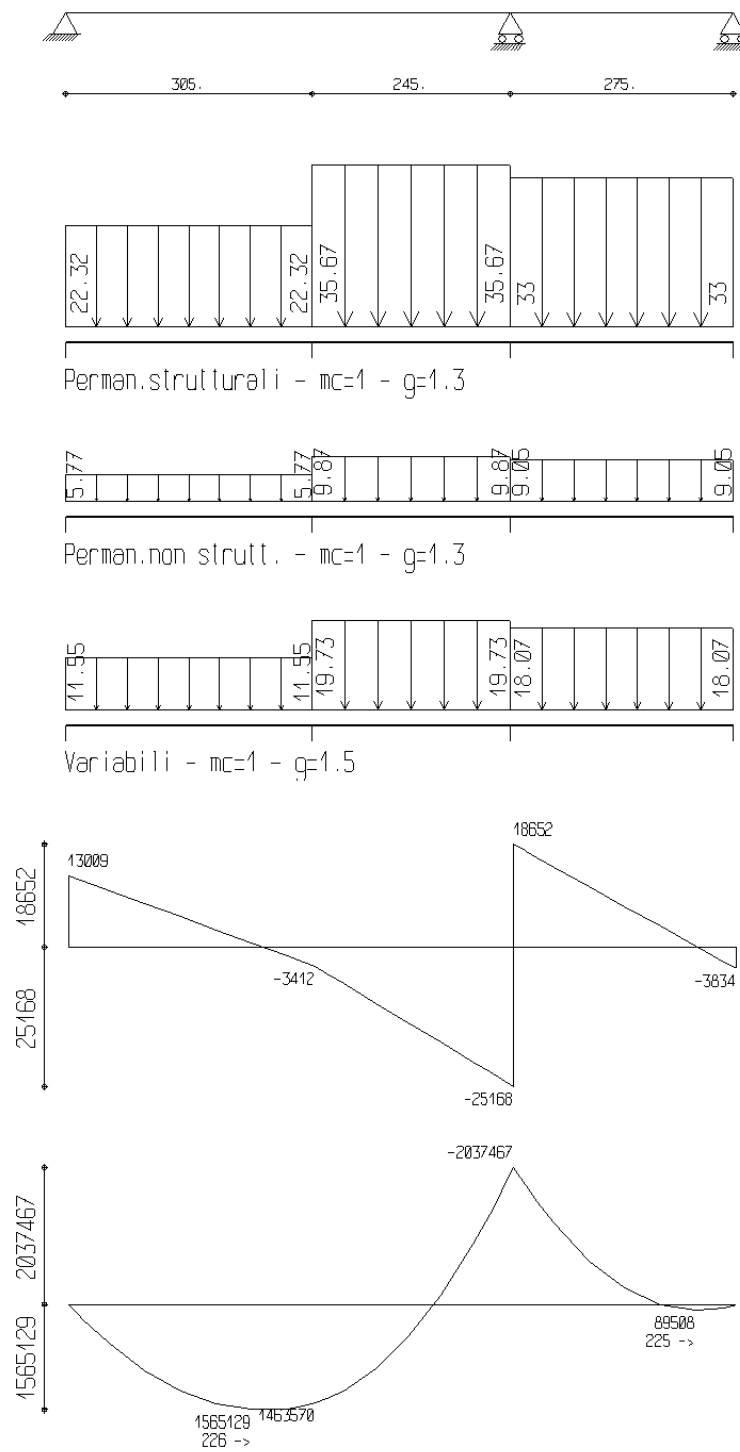


Figura 19: schema statico – carichi agenti di calcolo [kg/cm] – diagrammi di calcolo (momento [kg·cm] e taglio [kg])

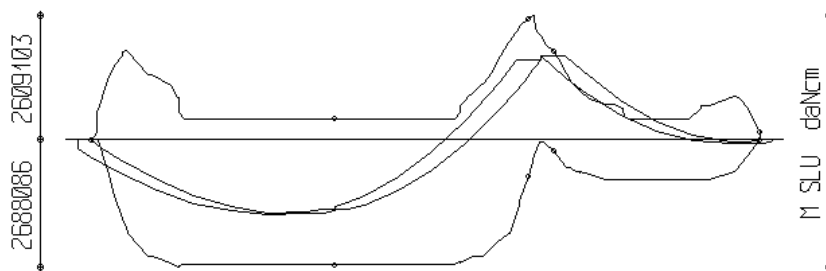
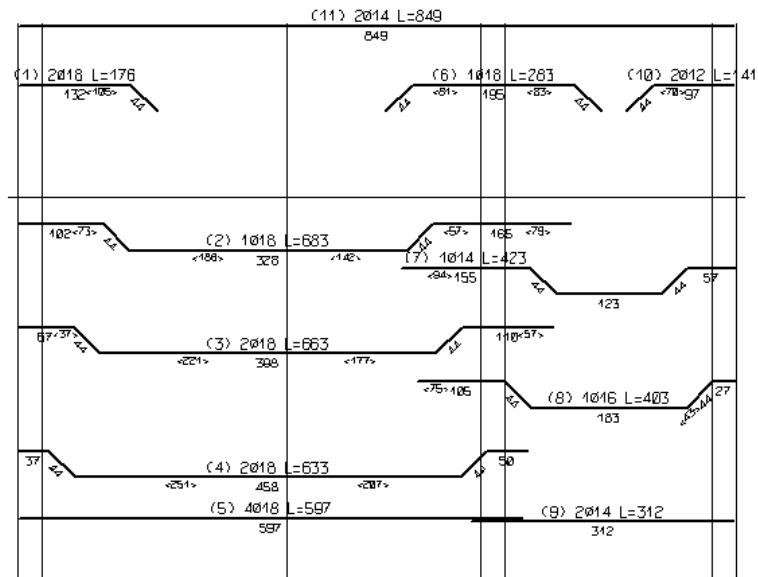
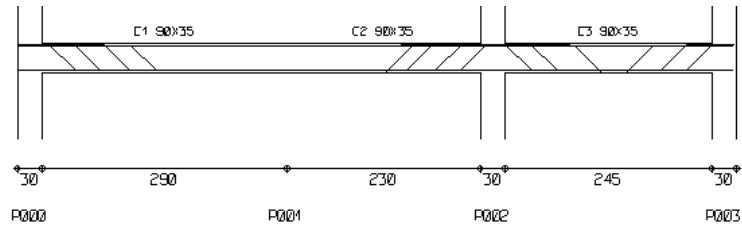


Figura 20: schema armature – schema momenti resistenti [kg·cm]

### 6.2.3.3. Trave T7

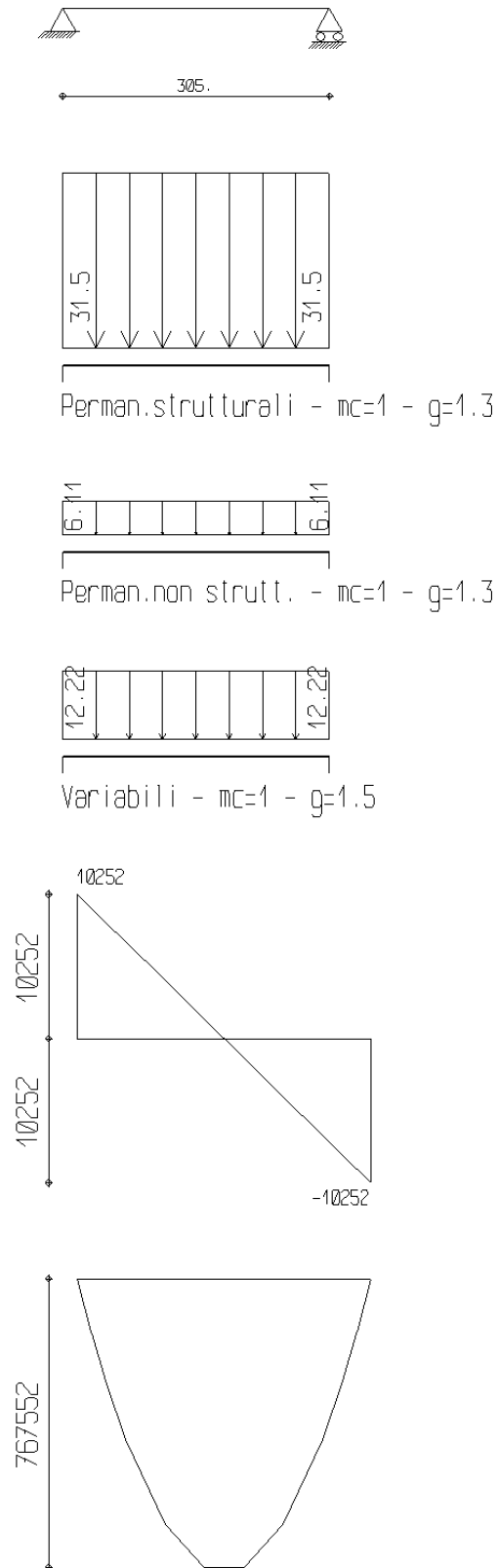


Figura 21: schema statico – carichi agenti di calcolo [kg/cm] – diagrammi di calcolo (momento [kg·cm] e taglio [kg])



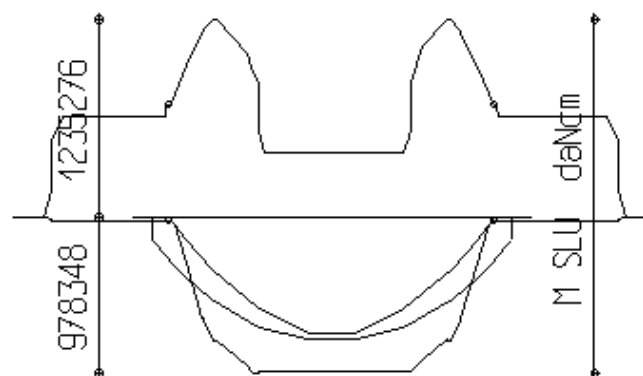
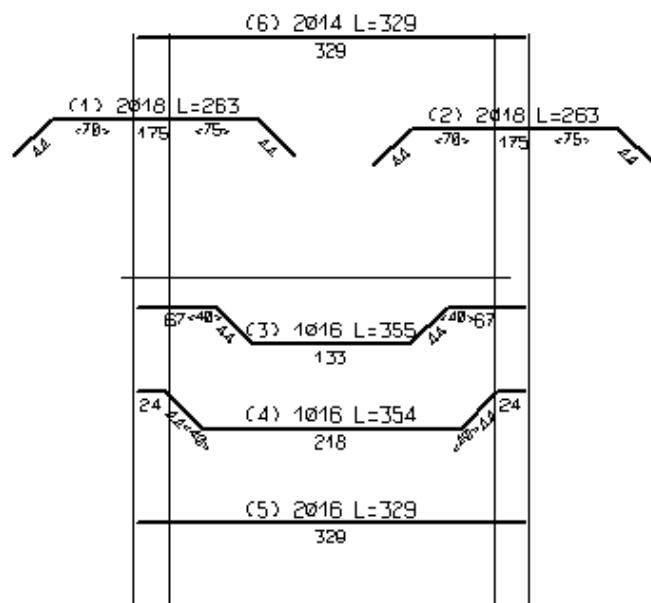
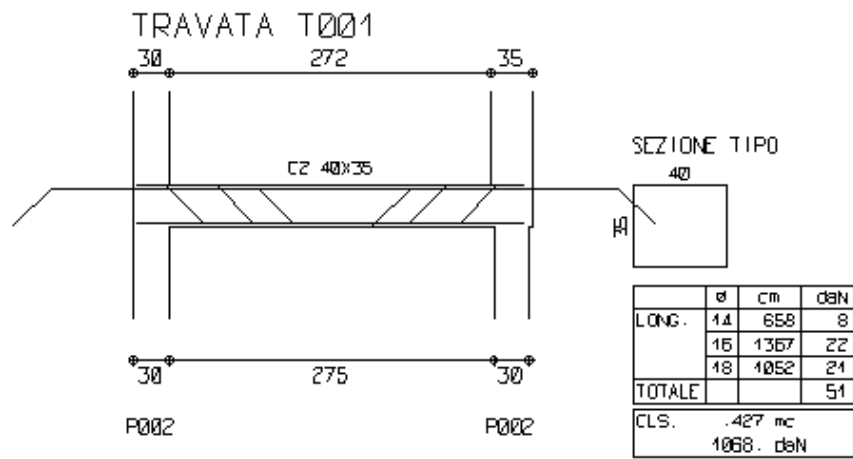


Figura 22: schema armature – schema momenti resistenti [kg·cm]

Si procede con la verifica delle mensole T19 e T21:

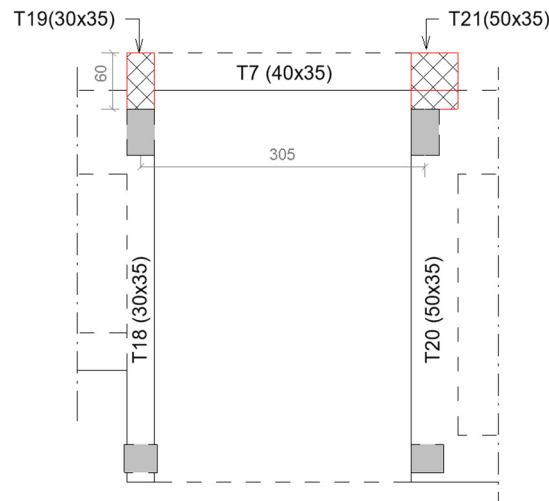


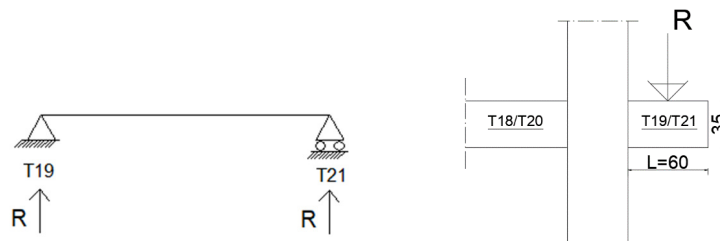
Figura 23: posizionamento in pianta delle mensole T19 (30x35) e T21 (50x35)

Carico a SLU:

$$P_{sd} = (1,3 \cdot 31,5) + (1,3 \cdot 6,11) + (1,5 \cdot 12,22) = 67,22 \text{ kg/cm}$$

Il taglio agli appoggi è pari a:

$$V_{sd} = \frac{1}{2} q l = \frac{1}{2} 67,22 \cdot 305 = 10251 \text{ kg} = R$$



Alla reazione **R** corrisponde un carico distribuito  $q_R$  agente sulla mensola e pari a:

$$q_R = \frac{R}{L} = \frac{10251}{60} = 171 \text{ kg/cm}$$

$$M_{sd} = R \cdot L/2 = 10251 \cdot 60/2 = 307.530 \text{ kg} \cdot \text{cm}$$

La sezione di incastro minima è T19 (30x35), dove l'aria di armatura è la seguente:

$$A_{s,\text{sup}} = 2\emptyset 12 + 2\emptyset 16 = 6,28 \text{ cm}^2$$

$$A_{s,\text{inf}} = 2\emptyset 14 = 3,08 \text{ cm}^2$$

$$M_{rd} = 0,9 \cdot 32,5 \cdot 3304 \cdot 6,28 = 606.911 \text{ kg} \cdot \text{cm} > M_{sd} = 307.530 \text{ kg} \cdot \text{cm} \quad - \text{OK}$$

La sezione di incastro massima è T21 (50x35), dove l'aria di armatura è la seguente:

$$A_{s,\text{sup}} = 2\emptyset 14 + 2\emptyset 12 = 5,34 \text{ cm}^2$$

$$A_{s,\text{inf}} = 2\emptyset 10 = 1,57 \text{ cm}^2$$

$$M_{rd} = 0,9 \cdot 32,5 \cdot 3304 \cdot 5,34 = 516.068 \text{ kg} \cdot \text{cm} > M_{sd} = 307.530 \text{ kg} \cdot \text{cm} \quad - \text{OK}$$

Il calcolo è stato effettuato considerando le armature previste nel progetto originario perfettamente ancorate.

### 6.2.4. Trave T16

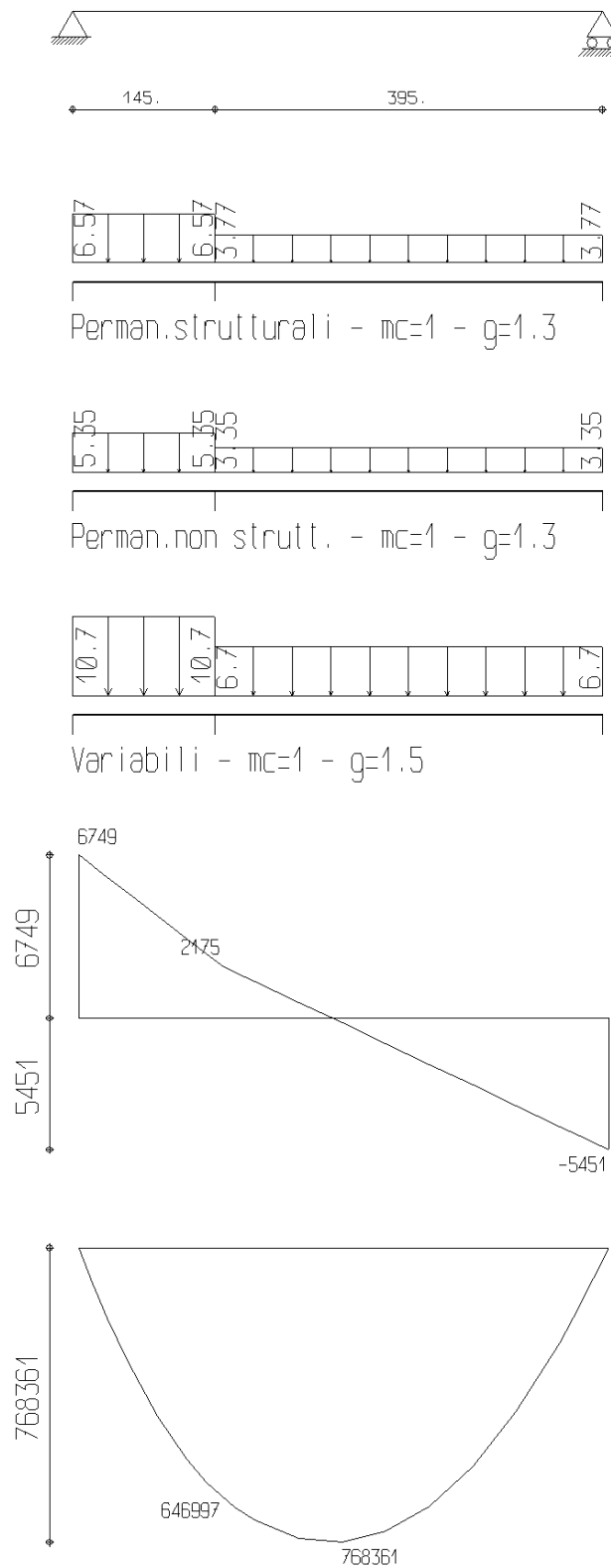


Figura 24: schema statico – carichi agenti di calcolo [kg/cm] – diagrammi di calcolo (momento [kg·cm] e taglio [kg])

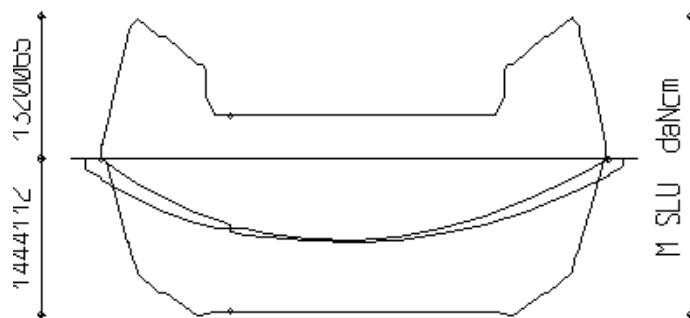
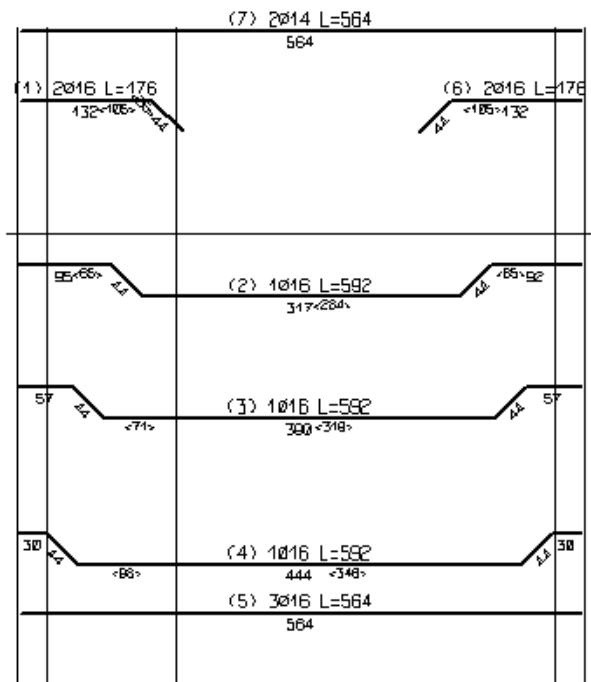
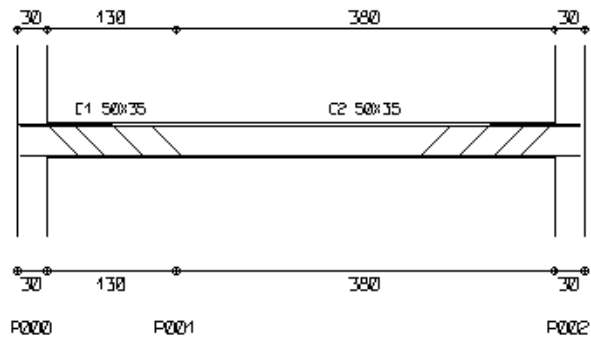


Figura 25: schema armature – schema momenti resistenti [kg-cm]

### 6.3. Considerazioni sulla statica locale del solaio

Alla luce dei calcoli svolti in precedenza si nota come

- a) Generalmente le travi di piano sono dimensionate in modo sufficiente per assorbire i carichi reali del solaio, precedentemente sottostimati dal progettista originario
- b) I travetti del solaio appaiono più deficitari per delle carenze costruttive in termini di disposizione di armatura, inoltre la notevole luce del solaio porta delle frecce che, anche per effetti dei fenomeni lenti sviluppatasi, nel lungo periodo hanno portato a delle fessurazioni alle tramezze.
- c) L'intervento di presidio studiato ha il compito di riprendere eventuali futuri movimenti dell'opera e presidiare la sola statica locale. Esso si inquadra in un più ampio contesto di miglioramento complessivo prestazionale dell'immobile, anche, ma non solo, sotto il profilo statico.

## 7. Analisi della nuova struttura di sostegno

### 7.1. Descrizione dell'opera

L'opera di rinforzo si configura in modo differente ai due piani per esigenze funzionali: sul solaio del p. rialzato è una trave reticolare che, per effetto della propria rigidezza, è in grado di fornire un vincolo elastico ma sufficiente a ridurre le azioni interne nel solaio e la deformabilità. Al piano superiore, il sistema è costituito da una travata rompitratta impostata su mensole collocate sui pilastri di testata e due colonne che scaricano sulla trave reticolare.

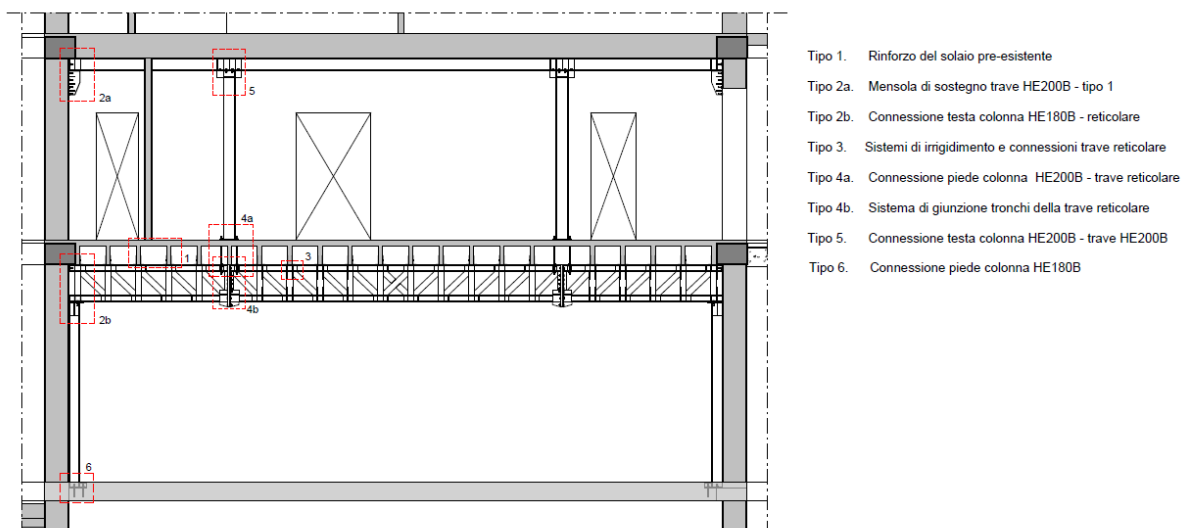


Figura 26: Schema di rinforzo dei solai

La nuova struttura non interagisce dinamicamente in modo significativo con l'edificio, essendo tutti i vincoli di imposta delle cerniere, pertanto la rigidezza di interpiano non è significativamente variata dalla presenza delle colonne.

Inoltre, come è immediato verificare dalle reazioni vincolari alla base delle nuove colonne in acciaio posta al piano semi-interrato, i carichi gravitazionali assorbiti dal nuovo sistema non incidono più del 50%, pertanto il nuovo sistema di opere in effetti non altera il comportamento complessivo dell'opera, e quindi può essere qualificato come intervento locale ai sensi del §8.4.1 delle NTC2018.

## 7.2. Modello di calcolo

Per considerare i relativi valori di rigidezza in modo corretto, come già accennato al §6.1 è stato impostato un modello di calcolo tramite il codice MIDAS Gen 2019.

Il modello prevede la presenza dei travetti, travi portanti e colonne in c.a., assieme alle carpenterie metalliche di rinforzo.

La vista del modello è riportata alla successiva figura:

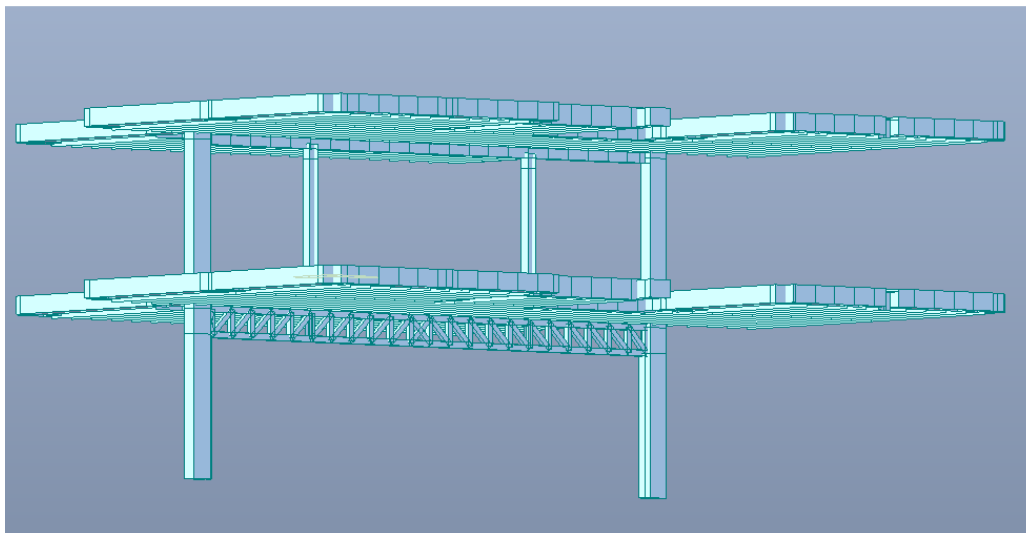


Figura 27: Modello di calcolo del sistema di rinforzo

Al modello sono stati applicati i carichi previsti al §0, ed in aggiunta si è considerato un carico appeso, per tenere conto degli eventuali futuri impianti ed elementi di controsoffittatura pari a 50kg/mq

I carichi sono stati applicati direttamente ai travetti del solaio:

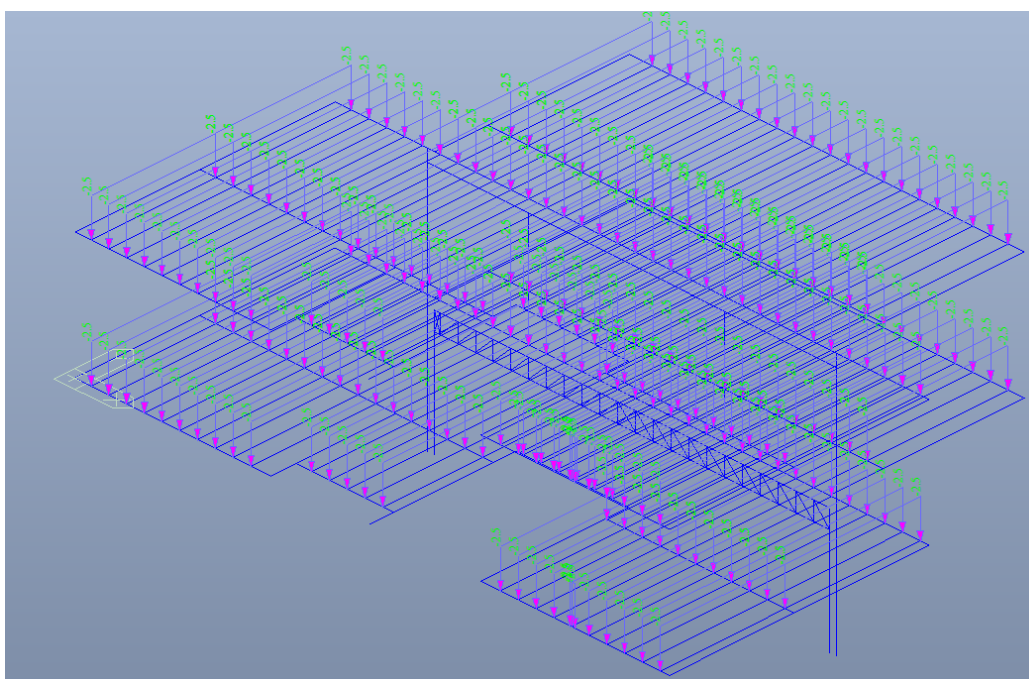


Figura 28: Applicazione dei carichi sul solaio ai travetti (caso del p.p. solaio)

### 7.3. Analisi sintetica dei risultati sul solaio

Per i due solai in esame, considerata su quello del piano rialzato anche l'incidenza del maggior carico impianti appesi, l'assetto delle sollecitazioni di flessione è di seguito riportato:

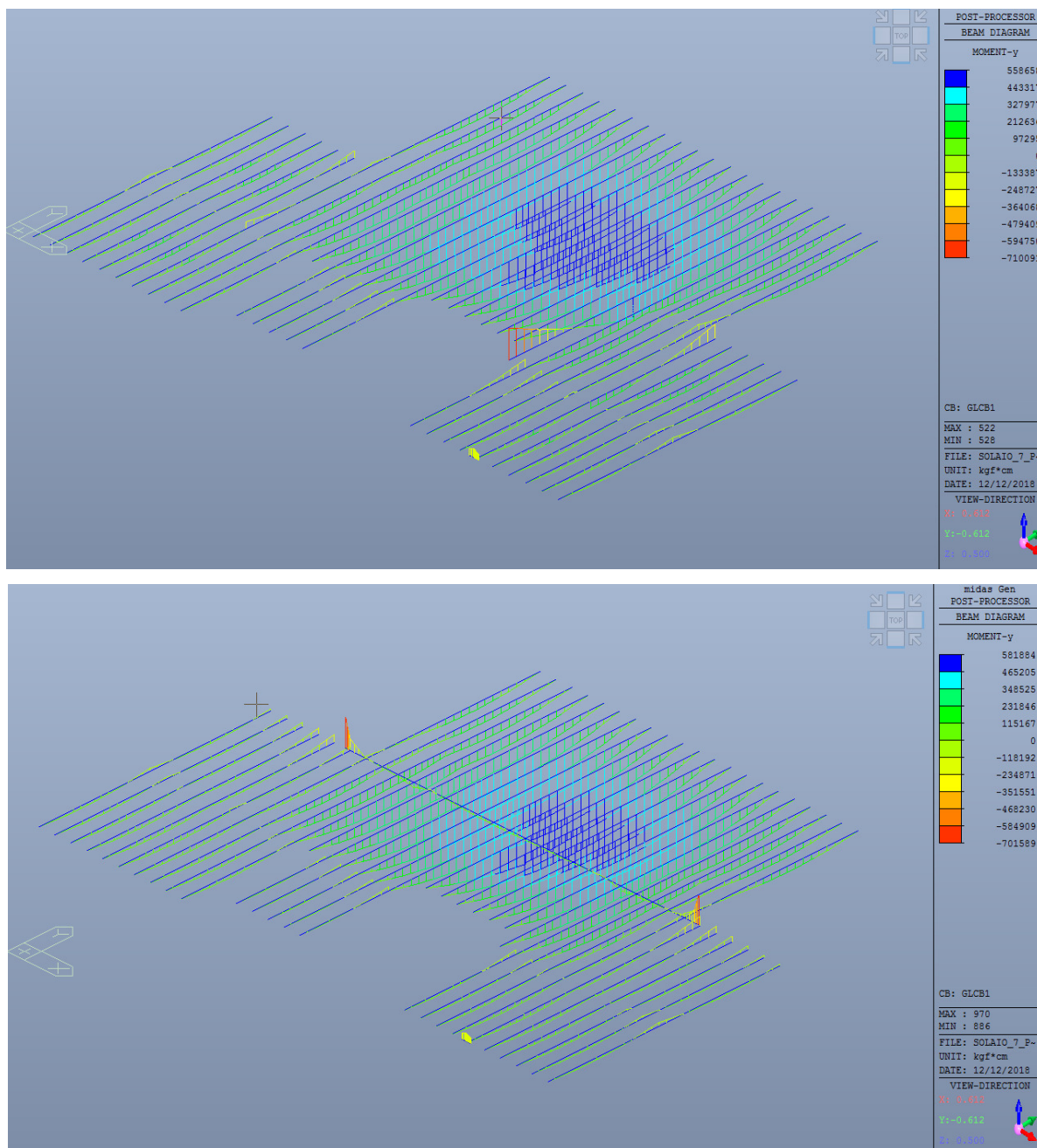


Figura 29: Momenti nei travetti (solaio 1 sopra; solaio 2 sotto)

In entrambi i solai il momento massimo nei travetti centrali è al disotto del momento che scaturisce dall'assunzione della resistenza a trazione minima di legge dell'acciaio FeB38k.

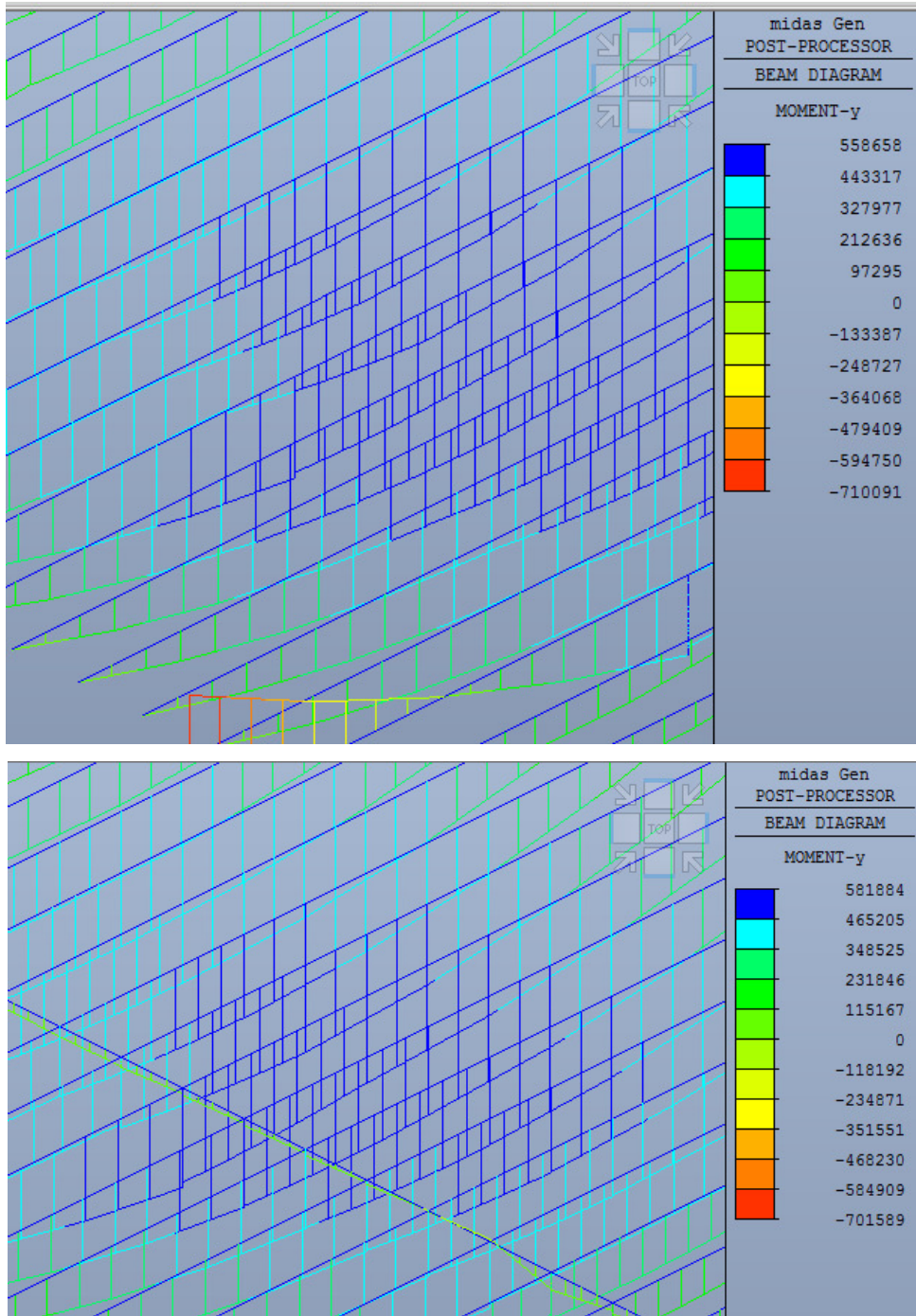


Figura 30: Dettaglio dei valori di momento (cfr. Figura 29)



## 7.4. Verifica sintetica delle carpenterie metalliche

Il successivo tabulato riporta la verifica di resistenza delle carpenterie metalliche di nuova costruzione, sia per la reticolare che per i profili posti sul piano rialzato (colonne e travi HEB):

-----  
midas Gen - Steel Code Checking [ Eurocode3:05 ] Gen 2019  
=====

\*. DEFINITION OF LOAD COMBINATIONS WITH SCALING UP FACTORS.

LCB	C	Loadcase Name(Factor)	+	Loadcase Name(Factor)	+	Loadcase Name(Factor)
1	1	PP_Solaio( 1.300)	+	Perm_Sol( 1.300)	+	VAR_Sol( 1.500)
2	2	PP_Solaio( 1.000)	+	Perm_Sol( 1.000)	+	VAR_Sol( 1.000)
3	2	PP_Solaio( 1.000)	+	Perm_Sol( 1.000)	+	VAR_Sol( 0.500)
4	2	PP_Solaio( 1.000)	+	Perm_Sol( 1.000)	+	VAR_Sol( 0.300)

-----  
midas Gen - Steel Code Checking [ Eurocode3:05 ] Gen 2019  
=====

\*.PROJECT :  
\*.UNIT SYSTEM : kgf, cm

[ Eurocode3:05 ] CODE CHECKING SUMMARY SHEET --- SELECTED MEMBERS IN ANALYSIS MODEL.																
CHK	MEMB	SECT	Section	Fy	LCB	Len	Ly	Bmy	N,Ed	My,Ed	My,Ed	Mz,Ed	Vy,Ed	Vz,Ed	T,Ed	Def
	COM	SHR	Material			Lu	Lz	Bmz	N,Rd	Mb,Rd	My,Rd	Mz,Rd	Vy,Rd	Vz,Rd	T,Rd	Defa
OK	745	11	RHS-CF 100X100X5 UNI7~	2396.33	1	50.0000	50.0000	1.00	-14023	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000	-
	0.34	0.00	S235						41399.5	0.00000	121277	121277	0.00000	0.00000	106781	-
OK	746	11	RHS-CF 100X100X5 UNI7~	2396.33	1	50.0000	50.0000	1.00	1000.96	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000	-
	0.02	0.00	S235						41399.5	0.00000	121277	121277	0.00000	0.00000	106781	-
OK	747	11	RHS-CF 100X100X5 UNI7~	2396.33	1	50.0000	50.0000	1.00	8458.26	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000	-
	0.20	0.00	S235						41399.5	0.00000	121277	121277	0.00000	0.00000	106781	-
OK	748	11	RHS-CF 100X100X5 UNI7~	2396.33	1	50.0000	50.0000	1.00	8227.89	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000	-
	0.20	0.00	S235						41399.5	0.00000	121277	121277	0.00000	0.00000	106781	-
OK	749	11	RHS-CF 100X100X5 UNI7~	2396.33	1	50.0000	50.0000	1.00	7395.84	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000	-
	0.18	0.00	S235						41399.5	0.00000	121277	121277	0.00000	0.00000	106781	-
OK	750	11	RHS-CF 100X100X5 UNI7~	2396.33	1	50.0000	50.0000	1.00	945.676	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000	-
	0.02	0.00	S235						41399.5	0.00000	121277	121277	0.00000	0.00000	106781	-

-----  
midas Gen - Steel Code Checking [ Eurocode3:05 ] Gen 2019  
=====

\*.PROJECT :  
\*.UNIT SYSTEM : kgf, cm

[ Eurocode3:05 ] CODE CHECKING SUMMARY SHEET --- SELECTED MEMBERS IN ANALYSIS MODEL.																
CHK	MEMB	SECT	Section	Fy	LCB	Len	Ly	Bmy	N,Ed	My,Ed	My,Ed	Mz,Ed	Vy,Ed	Vz,Ed	T,Ed	Def
	COM	SHR	Material			Lu	Lz	Bmz	N,Rd	Mb,Rd	My,Rd	Mz,Rd	Vy,Rd	Vz,Rd	T,Rd	Defa
OK	751	12	2-UPN120	2396.33	1	50.0000	50.0000	1.00	-382.04	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000	-	-
	0.00	0.00	S235						77778.1	0.00000	333898	213452	0.00000	0.00000	-	-
OK	752	11	RHS-CF 100X100X5 UNI7~	2396.33	1	50.0000	50.0000	1.00	3600.41	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000	-
	0.09	0.00	S235						41399.5	0.00000	121277	121277	0.00000	0.00000	106781	-
OK	753	11	RHS-CF 100X100X5 UNI7~	2396.33	1	50.0000	50.0000	1.00	1676.91	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000	-
	0.04	0.00	S235						41399.5	0.00000	121277	121277	0.00000	0.00000	106781	-
OK	754	11	RHS-CF 100X100X5 UNI7~	2396.33	1	50.0000	50.0000	1.00	730.833	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000	-
	0.02	0.00	S235						41399.5	0.00000	121277	121277	0.00000	0.00000	106781	-
OK	755	11	RHS-CF 100X100X5 UNI7~	2396.33	1	50.0000	50.0000	1.00	-370.68	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000	-
	0.01	0.00	S235						41399.5	0.00000	121277	121277	0.00000	0.00000	106781	-
OK	756	11	RHS-CF 100X100X5 UNI7~	2396.33	1	50.0000	50.0000	1.00	-266.89	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000	-
	0.01	0.00	S235						41399.5	0.00000	121277	121277	0.00000	0.00000	106781	-

\*.PROJECT :  
\*.UNIT SYSTEM : kgf, cm

[ Eurocode3:05 ] CODE CHECKING SUMMARY SHEET --- SELECTED MEMBERS IN ANALYSIS MODEL.

CHK	MEMB COM	SECT SHR	Section Material	Fy	LCB	Len Lu	Ly Lz	Bmy Bmz	N,Ed N,Rd	My,Ed Mb,Rd	My,Ed My,Rd	Mz,Ed Mz,Rd	Vy,Ed Vy,Rd	Vz,Ed Vz,Rd	T,Ed T,Rd	Def Defa
OK	757	0.04	11 RHS-CF S235	2396.33	1	50.0000	50.0000	1.00	1703.83	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000	-
OK	758	0.04	11 RHS-CF S235	2396.33	1	50.0000	50.0000	1.00	1814.41	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000	-
OK	759	0.05	11 RHS-CF S235	2396.33	1	50.0000	50.0000	1.00	1919.38	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000	-
OK	760	0.05	11 RHS-CF S235	2396.33	1	50.0000	50.0000	1.00	2081.14	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000	-
OK	761	0.08	11 RHS-CF S235	2396.33	1	50.0000	50.0000	1.00	3370.62	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000	-
OK	762	0.00	12 2-UPN120 S235	2396.33	1	50.0000	50.0000	1.00	-228.58	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000	-	-

\*.PROJECT :  
\*.UNIT SYSTEM : kgf, cm

[ Eurocode3:05 ] CODE CHECKING SUMMARY SHEET --- SELECTED MEMBERS IN ANALYSIS MODEL.

CHK	MEMB COM	SECT SHR	Section Material	Fy	LCB	Len Lu	Ly Lz	Bmy Bmz	N,Ed N,Rd	My,Ed Mb,Rd	My,Ed My,Rd	Mz,Ed Mz,Rd	Vy,Ed Vy,Rd	Vz,Ed Vz,Rd	T,Ed T,Rd	Def Defa
OK	763	0.03	11 RHS-CF S235	2396.33	1	50.0000	50.0000	1.00	1086.72	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000	-
OK	764	0.12	11 RHS-CF S235	2396.33	1	50.0000	50.0000	1.00	5003.64	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000	-
OK	765	0.15	11 RHS-CF S235	2396.33	1	50.0000	50.0000	1.00	6215.42	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000	-
OK	766	0.19	11 RHS-CF S235	2396.33	1	50.0000	50.0000	1.00	7822.69	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000	-
OK	767	0.16	11 RHS-CF S235	2396.33	1	50.0000	50.0000	1.00	6616.38	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000	-
OK	769	0.57	17 RHS-CF S235	2396.33	1	50.0000	50.0000	0.85	-14738	-82138	-82138	137.948	2.93902	-2548.5	-	0.15033
OK	769	0.57	17 RHS-CF S235	2396.33	1	50.0000	50.0000	0.85	67188.6	0.00000	232385	232385	21082.3	21082.3	-	0.16667

\*.PROJECT :  
\*.UNIT SYSTEM : kgf, cm

[ Eurocode3:05 ] CODE CHECKING SUMMARY SHEET --- SELECTED MEMBERS IN ANALYSIS MODEL.

CHK	MEMB COM	SECT SHR	Section Material	Fy	LCB	Len Lu	Ly Lz	Bmy Bmz	N,Ed N,Rd	My,Ed Mb,Rd	My,Ed My,Rd	Mz,Ed Mz,Rd	Vy,Ed Vy,Rd	Vz,Ed Vz,Rd	T,Ed T,Rd	Def Defa
OK	770	0.94	12 2-UPN120 S235	2396.33	1	0.00000	15.0000	1.00	-14704	-251408	-251408	0.00000	0.00000	-8428.5	-	0.00247
OK	771	0.46	12 2-UPN120 S235	2396.33	1	0.00000	50.0000	1.00	-11564	-103716	-103716	0.00000	0.00000	-2072.7	-	0.00774
OK	772	0.08	12 2-UPN120 S235	2396.33	1	0.00000	50.0000	1.00	-1086.3	20411.5	20411.5	0.00000	0.00000	-771.18	-	0.20000
OK	773	0.19	12 2-UPN120 S235	2396.33	1	0.00000	50.0000	1.00	8052.84	28818.7	28818.7	0.00000	0.00000	-588.31	-	0.20000
OK	774	0.33	12 2-UPN120 S235	2396.33	1	0.00000	50.0000	1.00	15819.0	43920.0	43920.0	0.00000	0.00000	-626.56	-	0.20000
OK	775	0.33	12 2-UPN120 S235	2396.33	1	0.00000	50.0000	1.00	17650.3	32854.8	32854.8	0.00000	0.00000	121.879	-	0.20000

\*.PROJECT :  
\*.UNIT SYSTEM : kgf, cm

[ Eurocode3:05 ] CODE CHECKING SUMMARY SHEET --- SELECTED MEMBERS IN ANALYSIS MODEL.

CHK	MEMB COM	SECT SHR	Section Material	Fy	LCB	Len Lu	Ly Lz	Bmy Bmz	N,Ed N,Rd	My,Ed Mb,Rd	My,Ed My,Rd	Mz,Ed Mz,Rd	Vy,Ed Vy,Rd	Vz,Ed Vz,Rd	T,Ed T,Rd	Def Defa
OK	776	0.28	12 2-UPN120	2396.33	1	50.0000	50.0000	1.00	17370.9	18572.0	18572.0	0.00000	0.00000	69.2237	-	-0.0024
			S235			0.00000	50.0000	1.00	77778.1	0.00000	333898	213452	0.00000	22136.4	-	0.20000
OK	777	0.37	12 2-UPN120	2396.33	1	50.0000	50.0000	1.00	20513.8	33929.0	33929.0	0.00000	0.00000	-541.61	-	-0.0030
			S235			0.00000	50.0000	1.00	77778.1	0.00000	333898	213452	0.00000	22136.4	-	0.20000
OK	778	0.39	12 2-UPN120	2396.33	1	50.0000	50.0000	1.00	22672.8	33748.4	33748.4	0.00000	0.00000	-204.10	-	-0.0042
			S235			0.00000	50.0000	1.00	77778.1	0.00000	333898	213452	0.00000	22136.4	-	0.20000
OK	779	0.40	12 2-UPN120	2396.33	1	50.0000	50.0000	1.00	23515.1	32580.9	32580.9	0.00000	0.00000	-136.75	-	-0.0043
			S235			0.00000	50.0000	1.00	77778.1	0.00000	333898	213452	0.00000	22136.4	-	0.20000
OK	780	0.38	12 2-UPN120	2396.33	1	50.0000	50.0000	1.00	23267.7	26343.4	26343.4	0.00000	0.00000	-0.8498	-	-0.0038
			S235			0.00000	50.0000	1.00	77778.1	0.00000	333898	213452	0.00000	22136.4	-	0.20000
OK	781	0.36	12 2-UPN120	2396.33	1	50.0000	50.0000	1.00	22950.7	22717.0	22717.0	0.00000	0.00000	-43.328	-	-0.0032
			S235			0.00000	50.0000	1.00	77778.1	0.00000	333898	213452	0.00000	22136.4	-	0.20000

\*.PROJECT :  
\*.UNIT SYSTEM : kgf, cm

[ Eurocode3:05 ] CODE CHECKING SUMMARY SHEET --- SELECTED MEMBERS IN ANALYSIS MODEL.

CHK	MEMB COM	SECT SHR	Section Material	Fy	LCB	Len Lu	Ly Lz	Bmy Bmz	N,Ed N,Rd	My,Ed Mb,Rd	My,Ed My,Rd	Mz,Ed Mz,Rd	Vy,Ed Vy,Rd	Vz,Ed Vz,Rd	T,Ed T,Rd	Def Defa
OK	782	0.36	12 2-UPN120	2396.33	1	50.0000	50.0000	1.00	20819.7	31248.5	31248.5	0.00000	0.00000	268.991	-	-0.0036
			S235			0.00000	50.0000	1.00	77778.1	0.00000	333898	213452	0.00000	22136.4	-	0.20000
OK	783	0.32	12 2-UPN120	2396.33	1	50.0000	50.0000	1.00	18933.2	27058.7	27058.7	0.00000	0.00000	203.287	-	-0.0032
			S235			0.00000	50.0000	1.00	77778.1	0.00000	333898	213452	0.00000	22136.4	-	0.20000
OK	784	0.30	12 2-UPN120	2396.33	1	50.0000	50.0000	1.00	16848.8	26303.4	26303.4	0.00000	0.00000	202.319	-	-0.0031
			S235			0.00000	50.0000	1.00	77778.1	0.00000	333898	213452	0.00000	22136.4	-	0.20000
OK	785	0.26	12 2-UPN120	2396.33	1	50.0000	50.0000	1.00	14314.1	26118.4	26118.4	0.00000	0.00000	463.405	-	-0.0022
			S235			0.00000	50.0000	1.00	77778.1	0.00000	333898	213452	0.00000	22136.4	-	0.20000
OK	786	0.19	12 2-UPN120	2396.33	1	50.0000	50.0000	1.00	11309.2	13598.0	13598.0	0.00000	0.00000	-67.320	-	-0.0017
			S235			0.00000	50.0000	1.00	77778.1	0.00000	333898	213452	0.00000	22136.4	-	0.20000
OK	787	0.21	12 2-UPN120	2396.33	1	50.0000	50.0000	1.00	11356.8	22237.8	22237.8	0.00000	0.00000	-35.382	-	-0.0031
			S235			0.00000	50.0000	1.00	77778.1	0.00000	333898	213452	0.00000	22136.4	-	0.20000

\*.PROJECT :  
\*.UNIT SYSTEM : kgf, cm

[ Eurocode3:05 ] CODE CHECKING SUMMARY SHEET --- SELECTED MEMBERS IN ANALYSIS MODEL.

CHK	MEMB COM	SECT SHR	Section Material	Fy	LCB	Len Lu	Ly Lz	Bmy Bmz	N,Ed N,Rd	My,Ed Mb,Rd	My,Ed My,Rd	Mz,Ed Mz,Rd	Vy,Ed Vy,Rd	Vz,Ed Vz,Rd	T,Ed T,Rd	Def Defa
OK	788	0.22	12 2-UPN120	2396.33	1	50.0000	50.0000	1.00	9730.84	30239.1	30239.1	0.00000	0.00000	402.173	-	-0.0030
			S235			0.00000	50.0000	1.00	77778.1	0.00000	333898	213452	0.00000	22136.4	-	0.20000
OK	789	0.12	12 2-UPN120	2396.33	1	50.0000	50.0000	1.00	4411.98	22108.0	22108.0	0.00000	0.00000	412.160	-	-0.0018
			S235			0.00000	50.0000	1.00	77778.1	0.00000	333898	213452	0.00000	22136.4	-	0.20000
OK	790	0.08	12 2-UPN120	2396.33	1	50.0000	50.0000	1.00	-2368.3	17100.4	17100.4	0.00000	0.00000	450.433	-	-0.0009
			S235			0.00000	50.0000	1.00	77778.1	0.00000	333898	213452	0.00000	22136.4	-	0.20000
OK	791	0.20	12 2-UPN120	2396.33	1	50.0000	50.0000	1.00	-11016	-19792	-19792	0.00000	0.00000	633.018	-	0.00074
			S235			0.00000	50.0000	1.00	77778.1	0.00000	333898	213452	0.00000	22136.4	-	0.20000
OK	792	0.80	12 2-UPN120	2396.33	1	45.0000	45.0000	1.00	-21618	-175003	-175003	0.00000	0.00000	3847.22	-	0.01068
			S235			0.00000	45.0000	1.00	77778.1	0.00000	333898	213452	0.00000	22136.4	-	0.18000
OK	794	0.14	11 RHS-CF 100X100X5 UNI7~	2396.33	1	70.7107	70.7107	1.00	-2932.4	8531.53	8531.53	-2.6687	-0.2859	-81.181	2.37872	-
			S235			70.7107	70.7107	1.00	41399.5	0.00000	121277	121277	11950.7	11950.7	106781	-

\*.PROJECT :  
\*.UNIT SYSTEM : kgf, cm

[ Eurocode3:05 ] CODE CHECKING SUMMARY SHEET --- SELECTED MEMBERS IN ANALYSIS MODEL.

CHK	MEMB COM	SECT SHR	Section Material	Fy	LCB	Len Lu	Ly Lz	Bmy Bmz	N,Ed N,Rd	My,Ed Mb,Rd	My,Ed My,Rd	Mz,Ed Mz,Rd	Vy,Ed Vy,Rd	Vz,Ed Vz,Rd	T,Ed T,Rd	Def Defa
OK	795	0.06	11 RHS-CF S235	2396.33	1	70.7107	70.7107	1.00	442.902	6174.23	6174.23	22.8132	-0.2850	-5.3941	2.37160	-
OK	796	0.28	11 RHS-CF S235	2396.33	1	70.7107	70.7107	1.00	-6171.1	-15490	-15490	-24.234	-0.2934	-67.536	4.23157	-
OK	797	0.50	11 RHS-CF S235	2396.33	1	70.7107	70.7107	1.00	-14310	18064.4	18064.4	2.39055	-0.0140	507.832	2.95081	-
OK	798	0.47	11 RHS-CF S235	2396.33	1	70.7107	70.7107	1.00	-12410	21008.2	21008.2	8.39371	-0.0065	515.054	8.61155	-
OK	799	0.39	11 RHS-CF S235	2396.33	1	70.7107	70.7107	1.00	-10694	16226.5	16226.5	11.4428	-0.0034	288.914	11.5544	-
OK	800	0.15	11 RHS-CF S235	2396.33	1	70.7107	70.7107	1.00	-2492.8	11065.3	11065.3	12.9330	-0.0011	96.9818	12.9865	-

\*.PROJECT :  
\*.UNIT SYSTEM : kgf, cm

[ Eurocode3:05 ] CODE CHECKING SUMMARY SHEET --- SELECTED MEMBERS IN ANALYSIS MODEL.

CHK	MEMB COM	SECT SHR	Section Material	Fy	LCB	Len Lu	Ly Lz	Bmy Bmz	N,Ed N,Rd	My,Ed Mb,Rd	My,Ed My,Rd	Mz,Ed Mz,Rd	Vy,Ed Vy,Rd	Vz,Ed Vz,Rd	T,Ed T,Rd	Def Defa
OK	801	0.08	11 RHS-CF S235	2396.33	1	70.7107	70.7107	1.00	504.943	8188.77	8188.77	13.4935	0.00000	109.808	13.5115	-
OK	802	0.17	11 RHS-CF S235	2396.33	1	70.7107	70.7107	1.00	-4336.3	8262.26	8262.26	13.3607	0.00000	108.398	13.3506	-
OK	803	0.16	11 RHS-CF S235	2396.33	1	70.7107	70.7107	1.00	-2951.1	10385.7	10385.7	12.4786	0.00000	102.256	12.4358	-
OK	804	0.09	11 RHS-CF S235	2396.33	1	70.7107	70.7107	1.00	-1160.0	8005.22	8005.22	10.4730	0.00000	31.2071	10.3465	-
OK	805	0.07	11 RHS-CF S235	2396.33	1	70.7107	70.7107	1.00	340.971	6912.96	6912.96	22.6472	-0.2837	-8.9523	2.47729	-
OK	806	0.14	11 RHS-CF S235	2396.33	1	70.7107	70.7107	1.00	-2570.5	9259.74	9259.74	-2.5775	-0.2829	-97.444	2.46993	-

\*.PROJECT :  
\*.UNIT SYSTEM : kgf, cm

[ Eurocode3:05 ] CODE CHECKING SUMMARY SHEET --- SELECTED MEMBERS IN ANALYSIS MODEL.

CHK	MEMB COM	SECT SHR	Section Material	Fy	LCB	Len Lu	Ly Lz	Bmy Bmz	N,Ed N,Rd	My,Ed Mb,Rd	My,Ed My,Rd	Mz,Ed Mz,Rd	Vy,Ed Vy,Rd	Vz,Ed Vz,Rd	T,Ed T,Rd	Def Defa
OK	807	0.15	11 RHS-CF S235	2396.33	1	70.7107	70.7107	1.00	-2830.4	9409.03	9409.03	-10.380	0.00000	-117.36	10.2582	-
OK	808	0.17	11 RHS-CF S235	2396.33	1	70.7107	70.7107	1.00	-3448.6	9930.93	9930.93	-12.276	0.00000	-136.14	12.2406	-
OK	809	0.16	11 RHS-CF S235	2396.33	1	70.7107	70.7107	1.00	-4132.8	7283.90	7283.90	-12.963	0.00000	-116.62	12.9663	-
OK	810	0.06	11 RHS-CF S235	2396.33	1	70.7107	70.7107	1.00	172.679	6870.72	6870.72	-12.733	0.00000	-105.41	12.7761	-
OK	811	0.12	11 RHS-CF S235	2396.33	1	70.7107	70.7107	1.00	-2227.6	8001.29	8001.29	-11.489	-0.0031	-71.905	11.5900	-
OK	812	0.28	11 RHS-CF S235	2396.33	1	70.7107	70.7107	1.00	-7306.2	11977.5	11977.5	-8.7062	-0.0061	-215.83	8.90789	-

\*.PROJECT :  
\*.UNIT SYSTEM : kgf, cm

[ Eurocode3:05 ] CODE CHECKING SUMMARY SHEET --- SELECTED MEMBERS IN ANALYSIS MODEL.

CHK	MEMB COM	SECT SHR	Section Material	Fy	LCB	Len Lu	Ly Lz	Bmy Bmz	N,Ed N,Rd	My,Ed Mb,Rd	My,Ed My,Rd	Mz,Ed Mz,Rd	Vy,Ed Vy,Rd	Vz,Ed Vz,Rd	T,Ed T,Rd	Def Defa
OK	813	0.35	11 RHS-CF S235	2396.33	1	70.7107	70.7107	1.00	-9216.4	15600.4	15600.4	-3.2116	-0.0116	-372.37	3.59903	-
OK	814	0.43	11 RHS-CF S235	2396.33	1	70.7107	70.7107	1.00	-11775	17279.8	17279.8	7.32274	-0.0222	-454.16	6.57058	-
OK	815	0.52	11 RHS-CF S235	2396.33	1	70.7107	70.7107	1.00	-14448	-20640	-20640	24.4352	-0.0613	-545.24	25.4200	-
OK	1149	0.25	13 HEB200	2396.33	1	50.0000	50.0000	1.00	7072.84	-310704	-310704	-668.03	44.5355	20713.6	-0.00027	-0.06000
OK	1150	0.25	13 HEB200	2396.33	1	50.0000	50.0000	1.00	7072.84	-310704	-310704	-668.03	44.5355	-2868.3	-0.00449	-0.20000
OK	1151	0.16	13 HEB200	2396.33	1	50.0000	50.0000	1.00	7072.84	-167290	-167290	-2894.8	44.5355	-4656.5	-0.00107	-0.20000

\*.PROJECT :  
\*.UNIT SYSTEM : kgf, cm

[ Eurocode3:05 ] CODE CHECKING SUMMARY SHEET --- SELECTED MEMBERS IN ANALYSIS MODEL.

CHK	MEMB COM	SECT SHR	Section Material	Fy	LCB	Len Lu	Ly Lz	Bmy Bmz	N,Ed N,Rd	My,Ed Mb,Rd	My,Ed My,Rd	Mz,Ed Mz,Rd	Vy,Ed Vy,Rd	Vz,Ed Vz,Rd	T,Ed T,Rd	Def Defa
OK	1152	0.21	13 HEB200	2396.33	1	50.0000	50.0000	1.00	7072.84	232401	232401	-7348.4	44.5355	-3337.3	-0.0028	-0.20000
OK	1153	0.29	13 HEB200	2396.33	1	50.0000	50.0000	1.00	7072.84	350392	350392	-9575.1	44.5355	-2359.8	-0.0055	-0.20000
OK	1154	0.30	13 HEB200	2396.33	1	50.0000	50.0000	1.00	-7522.8	350392	350392	-9575.1	44.5355	2631.12	-0.0054	-0.20000
OK	1155	0.09	13 HEB200	2396.33	1	50.0000	50.0000	1.00	3350.93	70659.9	70659.9	-12612	19.3005	-2844.4	-0.0002	-0.20000
OK	1156	0.16	13 HEB200	2396.33	1	50.0000	50.0000	1.00	2596.53	178598	178598	-13577	19.3005	-2158.8	-0.0024	-0.20000
OK	1157	0.20	13 HEB200	2396.33	1	50.0000	50.0000	1.00	2596.53	240827	240827	-14542	19.3005	-1244.6	-0.0039	-0.20000

\*.PROJECT :  
\*.UNIT SYSTEM : kgf, cm

[ Eurocode3:05 ] CODE CHECKING SUMMARY SHEET --- SELECTED MEMBERS IN ANALYSIS MODEL.

CHK	MEMB COM	SECT SHR	Section Material	Fy	LCB	Len Lu	Ly Lz	Bmy Bmz	N,Ed N,Rd	My,Ed Mb,Rd	My,Ed My,Rd	Mz,Ed Mz,Rd	Vy,Ed Vy,Rd	Vz,Ed Vz,Rd	T,Ed T,Rd	Def Defa
OK	1158	0.22	13 HEB200	2396.33	1	50.0000	50.0000	1.00	2596.53	263287	263287	-15507	19.3005	-449.21	-0.0047	-0.20000
OK	1159	0.22	13 HEB200	2396.33	1	50.0000	50.0000	1.00	2596.53	263287	263287	-15507	19.3005	367.834	-0.0048	-0.20000
OK	1160	0.21	13 HEB200	2396.33	1	50.0000	50.0000	1.00	2596.53	244896	244896	-16472	19.3005	1176.85	-0.0040	-0.20000
OK	1161	0.17	13 HEB200	2396.33	1	50.0000	50.0000	1.00	2596.53	186053	186053	-17437	19.3005	704.157	-0.0032	-0.20000
OK	1162	0.14	13 HEB200	2396.33	1	50.0000	50.0000	1.00	2596.53	150846	150846	-18402	19.3005	578.668	-0.0026	-0.20000
OK	1163	0.13	13 HEB200	2396.33	1	50.0000	50.0000	1.00	2596.53	121912	121912	-19367	19.3005	912.163	-0.0019	-0.20000

\*.PROJECT :  
\*.UNIT SYSTEM : kgf, cm

[ Eurocode3:05 ] CODE CHECKING SUMMARY SHEET --- SELECTED MEMBERS IN ANALYSIS MODEL.

CHK	MEMB COM	SECT SHR	Section Material	Fy	LCB	Len Lu	Ly Lz	Bmy Bmz	N,Ed N,Rd	My,Ed Mb,Rd	My,Ed My,Rd	Mz,Ed Mz,Rd	Vy,Ed Vy,Rd	Vz,Ed Vz,Rd	T,Ed T,Rd	Def Defa
OK	1164	13	HEB200	2396.33	1	50.0000	50.0000	1.00	2596.53	76304.1	76304.1	-20332	19.3005	1484.93	-	-0.0008
	0.10	0.05	S235			1	0.00000	50.0000	1.00	178242	0.00000	1465187	692523	82747.9	32743.4	-0.20000
OK	1165	13	HEB200	2396.33	1	50.0000	50.0000	1.00	4343.22	-71637	-71637	-22262	19.3005	1473.90	-	-0.00066
	0.11	0.05	S235			1	0.00000	50.0000	1.00	178242	0.00000	1465187	692523	82747.9	32743.4	-0.20000
OK	1166	13	HEB200	2396.33	1	50.0000	50.0000	1.00	-4232.1	311125	311125	-18606	-75.943	-2846.6	-	-0.0045
	0.26	0.09	S235			1	0.00000	50.0000	1.00	178242	0.00000	1465187	692523	82747.9	32743.4	-0.20000
OK	1167	13	HEB200	2396.33	1	50.0000	50.0000	1.00	6337.19	311125	311125	-18606	-75.943	1202.33	-	-0.0053
	0.27	0.04	S235			1	0.00000	50.0000	1.00	178242	0.00000	1465187	692523	82747.9	32743.4	-0.20000
OK	1168	13	HEB200	2396.33	1	50.0000	50.0000	1.00	6337.19	251009	251009	-14809	-75.943	2275.83	-	-0.0036
	0.23	0.07	S235			1	0.00000	50.0000	1.00	178242	0.00000	1465187	692523	82747.9	32743.4	-0.20000
OK	1169	13	HEB200	2396.33	1	50.0000	50.0000	1.00	6337.19	137217	137217	-11012	-75.943	3034.60	-	-0.0012
	0.15	0.09	S235			1	0.00000	50.0000	1.00	178242	0.00000	1465187	692523	82747.9	32743.4	-0.20000

\*.PROJECT :  
\*.UNIT SYSTEM : kgf, cm

[ Eurocode3:05 ] CODE CHECKING SUMMARY SHEET --- SELECTED MEMBERS IN ANALYSIS MODEL.

CHK	MEMB COM	SECT SHR	Section Material	Fy	LCB	Len Lu	Ly Lz	Bmy Bmz	N,Ed N,Rd	My,Ed Mb,Rd	My,Ed My,Rd	Mz,Ed Mz,Rd	Vy,Ed Vy,Rd	Vz,Ed Vz,Rd	T,Ed T,Rd	Def Defa
OK	1170	13	HEB200	2396.33	1	50.0000	50.0000	1.00	6337.19	-232393	-232393	-3417.4	-75.943	4357.61	-	-0.00237
	0.20	0.13	S235			1	0.00000	50.0000	1.00	178242	0.00000	1465187	692523	82747.9	32743.4	-0.20000
OK	1171	13	HEB200	2396.33	1	30.0000	30.0000	1.00	6337.19	-272661	-272661	-1139.1	-75.943	1342.24	-	-0.00171
	0.22	0.04	S235			1	0.00000	30.0000	1.00	178242	0.00000	1465187	692523	82747.9	32743.4	-0.12000
OK	1172	13	HEB200	2396.33	1	15.0000	15.0000	1.00	6337.19	-272661	-272661	-1139.1	-75.943	-18177	-	-0.00024
	0.22	0.56	S235			1	0.00000	15.0000	1.00	178242	0.00000	1465187	692523	82747.9	32743.4	-0.06000
OK	1173	13	HEB200	2396.33	1	272.0000	272.0000	0.85	-1564.0	616608	616608	916.588	25.2350	-4476.3	-	-0.24512
	0.43	0.14	S235			1	272.0000	272.0000	0.85	178242	0.00000	1465187	692523	82747.9	32743.4	-0.90667
OK	1175	13	HEB200	2396.33	1	272.0000	272.0000	0.85	-1925.5	519768	519768	28926.1	95.2430	3740.66	-	-0.31136
	0.41	0.11	S235			1	272.0000	272.0000	0.85	178242	0.00000	1465187	692523	82747.9	32743.4	-0.90667
OK	1189	13	HEB200	2396.33	1	20.0000	20.0000	1.00	7072.84	-188417	-188417	890.710	44.5355	-9420.9	-	-0.00029
	0.17	0.29	S235			1	0.00000	20.0000	1.00	178242	0.00000	1465187	692523	82747.9	32743.4	-0.08000

\*.PROJECT :  
\*.UNIT SYSTEM : kgf, cm

[ Eurocode3:05 ] CODE CHECKING SUMMARY SHEET --- SELECTED MEMBERS IN ANALYSIS MODEL.

CHK	MEMB COM	SECT SHR	Section Material	Fy	LCB	Len Lu	Ly Lz	Bmy Bmz	N,Ed N,Rd	My,Ed Mb,Rd	My,Ed My,Rd	Mz,Ed Mz,Rd	Vy,Ed Vy,Rd	Vz,Ed Vz,Rd	T,Ed T,Rd	Def Defa
OK	1191	13	HEB200	2396.33	1	20.0000	20.0000	1.00	6337.19	-175254	-175254	-1518.9	-75.943	-8762.7	-	-0.00027
	0.16	0.27	S235			1	0.00000	20.0000	1.00	178242	0.00000	1465187	692523	82747.9	32743.4	-0.08000
OK	1199	13	HEB200	2396.33	1	30.0000	30.0000	0.85	-7219.1	-497692	-497692	3020.04	95.2430	-8575.4	-	-0.06161
	0.38	0.26	S235			1	30.0000	30.0000	0.85	178242	0.00000	1465187	692523	82747.9	32743.4	-0.10000
OK	1202	13	HEB200	2396.33	1	30.0000	30.0000	0.85	-9868.8	616608	616608	916.588	25.2350	10873.7	-	-0.07945
	0.48	0.33	S235			1	30.0000	30.0000	0.85	178242	0.00000	1465187	692523	82747.9	32743.4	-0.10000
OK	1204	16	HEB180	2396.33	1	282.0000	282.0000	0.85	-19641	265608	265608	721.954	-2.5601	-941.87	-	-0.05613
	0.37	0.04	S235			1	282.0000	282.0000	0.85	111932	0.00000	1100031	523874	69018.1	26734.9	-0.94000
OK	1205	16	HEB180	2396.33	1	282.0000	282.0000	0.85	-21266	-262767	-262767	329.317	-1.1678	931.796	-	-0.05928
	0.38	0.03	S235			1	282.0000	282.0000	0.85	111932	0.00000	1100031	523874	69018.1	26734.9	-0.94000

Tutte le aste sono verificate.

## 7.5. Verifica unione conci reticolare

Al presente paragrafo si esegue la verifica del sistema di unione della reticolare, considerando il momento interno della trave come quello prodotto dalla coppia trazione-compressione esplicabile dalla briglia inferiore e superiore della travatura.

Il calcolo è sicuramente a vantaggio di sicurezza, come evidenziato dalla successiva figura, che riporta le azioni interne, come sforzo normale nelle aste della reticolare nella condizione di SLU:

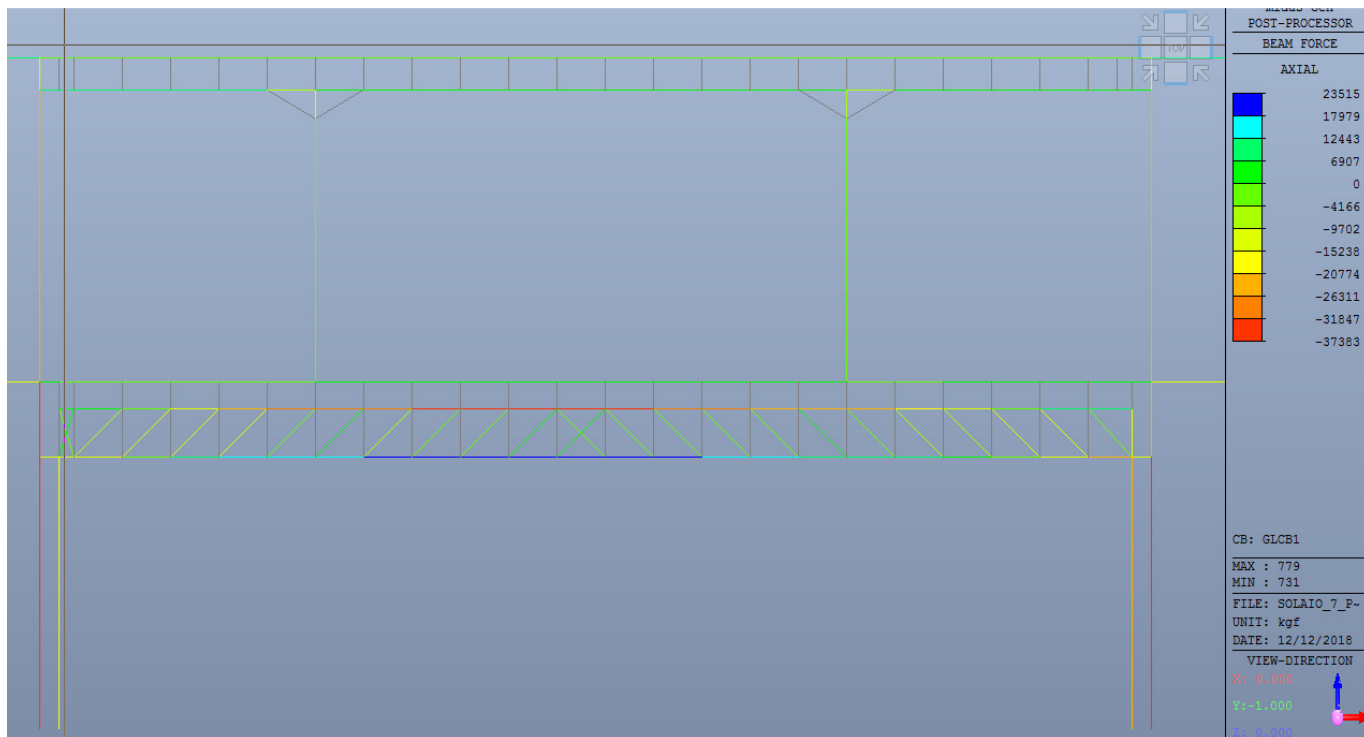


Figura 31: Azioni assiali nelle aste della reticolare

Il massimo momento interno è determinato di seguito

<b>Briglia sup/inf</b>	<b>Momento</b>		
Area UPN120x2	$A =$		34 cmq
Tensione di calcolo	$f_{sd} =$		2238 kg/cmq
Sforzo massimo	$F_d =$		76095 kg
Braccio di leva interno	$z =$		50 cm
Momento interno	$M_{Rd} =$		3804762 kg*cm

<b>Aste di parete</b>	<b>Taglio</b>		
Area montante	$A_w =$		19 cmq
Taglio dell'asta di parete	$N_b =$		42524 kg

Le azioni interne per il calcolo dell'unione saranno:

$$M_{sd} = 3804762 \text{ kg*cm}$$

$$V_{sd} = 42524 \text{ kg}$$

Lo schema dell'unione è riportato di seguito:

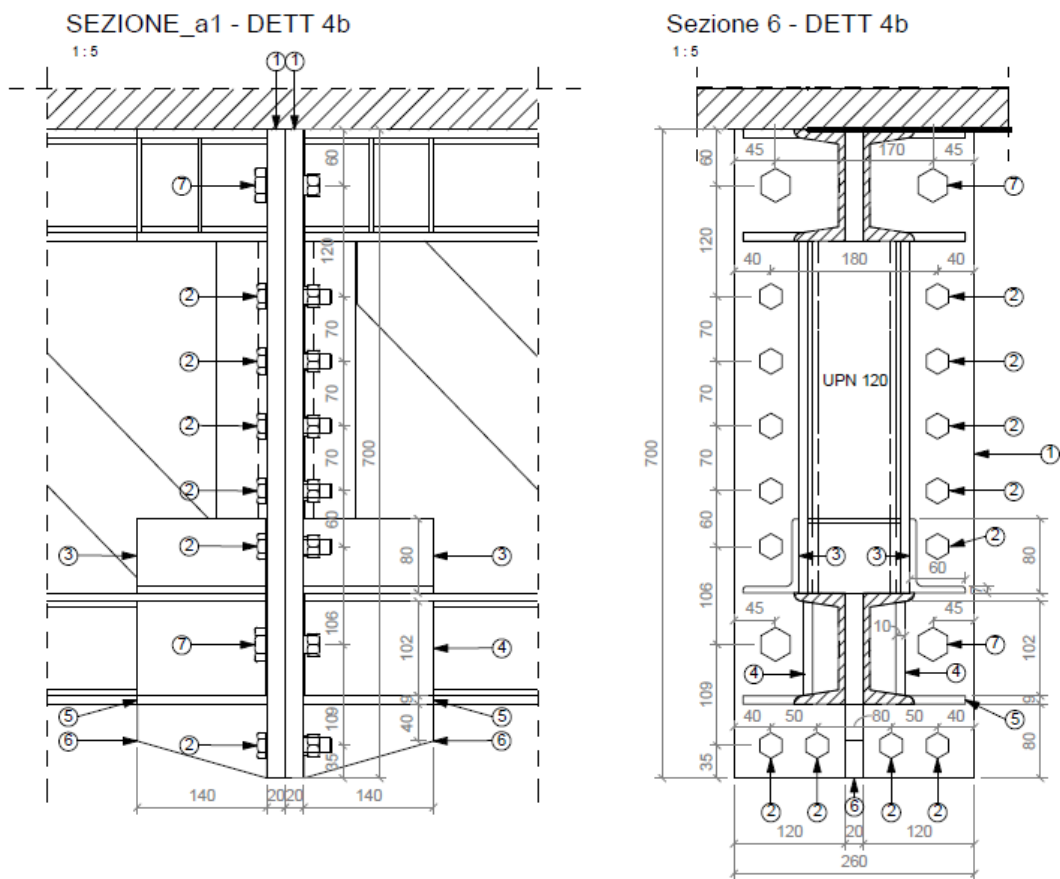


Figura 32: Schema di unione dei conci di reticolare

La verifica è riportata ai successivi tabulati.



## A) Calcolo tensioni assiali nei bulloni

Nome lavoro : CDM\_\_\_\_  
 Nome file : Varisella\_Nodo\_Reticolare\_2018\_12\_11.VSE  
 Tipo verifica : tensioni ammissibili - pressoflessione retta.  
 Unità di misura generiche: daN; cm; daNcm; daN/cm2; d in mm; deformazioni\*1000.  
 ferri : diametri in mm; aree in cm2.

Simboli:  
 Vert. = contorno\_vertice del CLS; d = diametro;  
 S = Sigma (tensioni sui materiali);  
 Ve = colonna che indica se la verifica e' soddisfatta.

### SEZIONE

L'asse Z e' rivolto verso destra, l'asse Y e' rivolto verso l'alto.  
 Tipo sezione: RETTANGOLARE

Cls:		Acciaio lento:					
vert.	Z	Y	ferro	Z	Y	d[mm]	Af[cm2]
1- 1	-12.	0.	1	2.8	3.5	14.14	1.5703
1- 2	-12.	70.	2	-2.8	3.5	14.14	1.5703
1- 3	12.	70.	3	-9.	14.1	17.6	2.4328
1- 4	12.	0.	4	9.	14.1	17.6	2.4328
			5	-9.	3.5	14.14	1.5703
			6	9.	3.5	14.14	1.5703
			7	-8.5	24.8	14.14	1.5703
			8	-8.5	32.2	14.14	1.5703
			9	-8.5	39.6	14.14	1.5703
			10	-8.5	47.	14.14	1.5703
			11	-8.5	54.4	14.14	1.5703
			12	8.5	24.8	14.14	1.5703
			13	8.5	32.2	14.14	1.5703
			14	8.5	39.6	14.14	1.5703
			15	8.5	47.	14.14	1.5703
			16	8.5	54.4	14.14	1.5703
			17	8.5	64.	17.6	2.4328
			18	-8.5	64.	17.6	2.4328

### SOLLECITAZIONI AGENTI

Sforzi normali applicati in y= 35. (baricentro CLS)  
 Convenzioni: N + trazione; Mz + fib.inferiori tese; My + fib.sinistra tese.  
 N.| N | Mz | My | Sollecitaz. ultima calcolata  
 1| | 0.| 3810000.| 0.|

### RISULTATI

Piani di equilibrio (eps= muz \* y +muy \* z + lam):

Sol.	muz	muy	lambda
1.	-.00027304065	0.	.01670835179

Tensioni sui materiali:

sol	vert.	S cls	Ve	ferro	S ferri	Ve
1	1- 1	0.	---	1	4757.4	---
1	1- 2	-726.2	---	2	4757.4	---
1	1- 3	-726.2	---	3	3883.3	---
1	1- 4	0.	---	4	3883.3	---
1				5	4757.4	---
1				6	4757.4	---
1				7	3001.	---
1				8	2390.8	---
1				9	1780.6	---
1				10	1170.4	---
1				11	560.2	---
1				12	3001.	---
1				13	2390.8	---
1				14	1780.6	---
1				15	1170.4	---
1				16	560.2	---
1				17	-231.4	---
1				18	-231.4	---

NOME SOCIETA' - INDIRIZZO  
 VERIFICA SEZIONE - 12/12/2018 16:09:14

DESCRIZIONI  
 Sezione in C.A.

Tipo sezione : RETTANGOLARE

Nome lavoro : CDM\_...

Nome file : Varisella\_Nodo\_Reticolare\_2018\_12\_11\_VSE

Tipo verifica: tensioni ammissibili

SOLLECITAZIONI AGENTI:

N in y: 35. (baricentro CLS)

N = 0.

Mz = 3810000.

verifica in pressoflessione retta

CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

Calcestruzzo: Rck = 250

E = 302000

Sarno: 85.

Acciaio tondo: Tipo: B450C

Sarno: 2550.

n = 4

PIANO DI RIFERIMENTO:

def: cm; defcm; defcm2

Ø in mm; defarrezioni\*1000.

SIMBOLI:

S=signe (tensioni sui materiali);

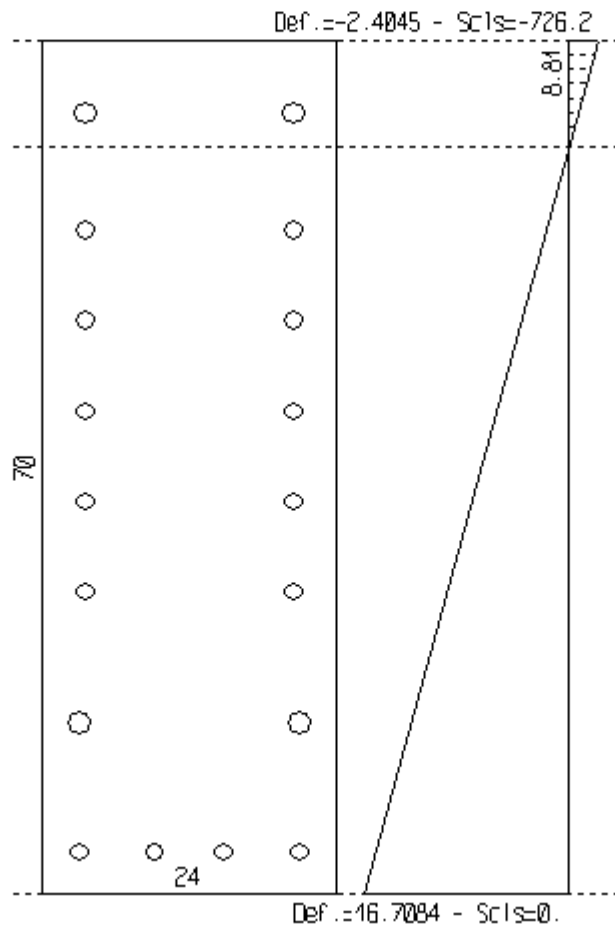
PIANO DI EQUILIBRIO:

aps: nu<sub>x</sub> \* y + nu<sub>y</sub> \* z + 1cm

nu<sub>x</sub> = -2.73040654710079E-04

nu<sub>y</sub> = 0

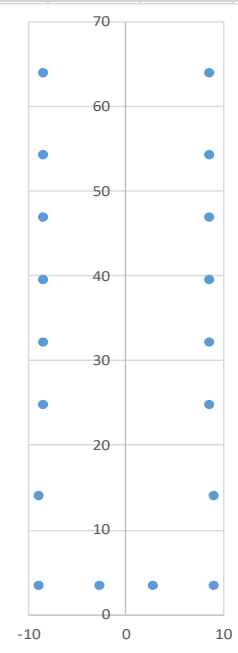
1cm = 1.07083517936035E-02



B) Verifica a taglio-trazione dei bulloni

La verifica per effetto combinato taglio-trazione dei bulloni è riportata al successivo foglio di calcolo

$f_{tbk} =$	800	N/mm <sup>2</sup>	$\gamma_{M2} =$	1.25														
$f_{td} =$	5760	kg/cm <sup>2</sup>																
$f_{vd} =$	3840	kg/cm <sup>2</sup>																
$V_{Ed} =$	42524	kg																
Bullone	Z	Y	d[mm]	Af[cm <sup>2</sup> ]	$\sigma$	$\tau$	$F_{VEd}/F_{VRd}$	$F_{tEd}/1.4F_{tRd}$	comb.									
1	2.8	3.5	14.14	1.570	4757	1504	0.59	0.39	0.98									
2	-2.8	3.5	14.14	1.570	4757	1504	0.59	0.39	0.98									
3	-9	14.1	14.14	2.450	3883	964	0.48	0.25	0.73									
4	9	14.1	14.14	2.450	3883	964	0.48	0.25	0.73									
5	-9	3.5	14.14	1.570	4757	1504	0.59	0.39	0.98									
6	9	3.5	14.14	1.570	4757	1504	0.59	0.39	0.98									
7	-8.5	24.8	14.14	1.570	3001	1504	0.37	0.39	0.76									
8	-8.5	32.2	14.14	1.570	2391	1504	0.30	0.39	0.69									
9	-8.5	39.6	14.14	1.570	1780	1504	0.22	0.39	0.61									
10	-8.5	47	14.14	1.570	1171	1504	0.15	0.39	0.54									
11	-8.5	54.4	14.14	1.570	560	1504	0.07	0.39	0.46									
12	8.5	24.8	14.14	1.570	3001	1504	0.37	0.39	0.76									
13	8.5	32.2	14.14	1.570	2391	1504	0.30	0.39	0.69									
14	8.5	39.6	14.14	1.570	1781	1504	0.22	0.39	0.61									
15	8.5	47	14.14	1.570	1170	1504	0.15	0.39	0.54									
16	8.5	54.4	14.14	1.570	560	1504	0.07	0.39	0.46									
17	8.5	64	14.14	2.450	-231	964	0.03	0.25	0.28									
18	-8.5	64	14.14	2.450	-231	964	0.03	0.25	0.28									



La bullonatura è verificata.

### C) Verifica flangia inferiore

La seguente figura riporta la verifica della flangia inferiore, soggetta alla trazione del registro più basso di bulloni. Per essa è stato impostato un modello FEM locale, i cui risultati in termini di tensione ideale sono illustrati nella successiva figura:

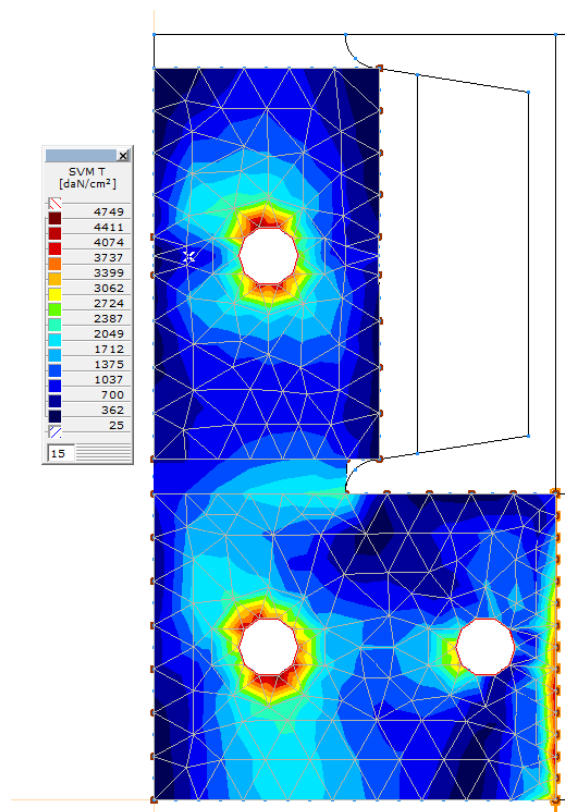


Figura 33: Tensioni ideali nella flangia inferior

Le tensioni, fatti salvi i picchi attorno alle zone di singolarità dei nodi sono contenute entri i limiti di

legge.

### 7.6. Verifica mensola metallica al piano rialzato

Le travi al piano rialzato sono sostenute da una mensola metallica installata con barre da carpenteria post-inserite con resina epossidica. Lo schema della mensola è il seguente:

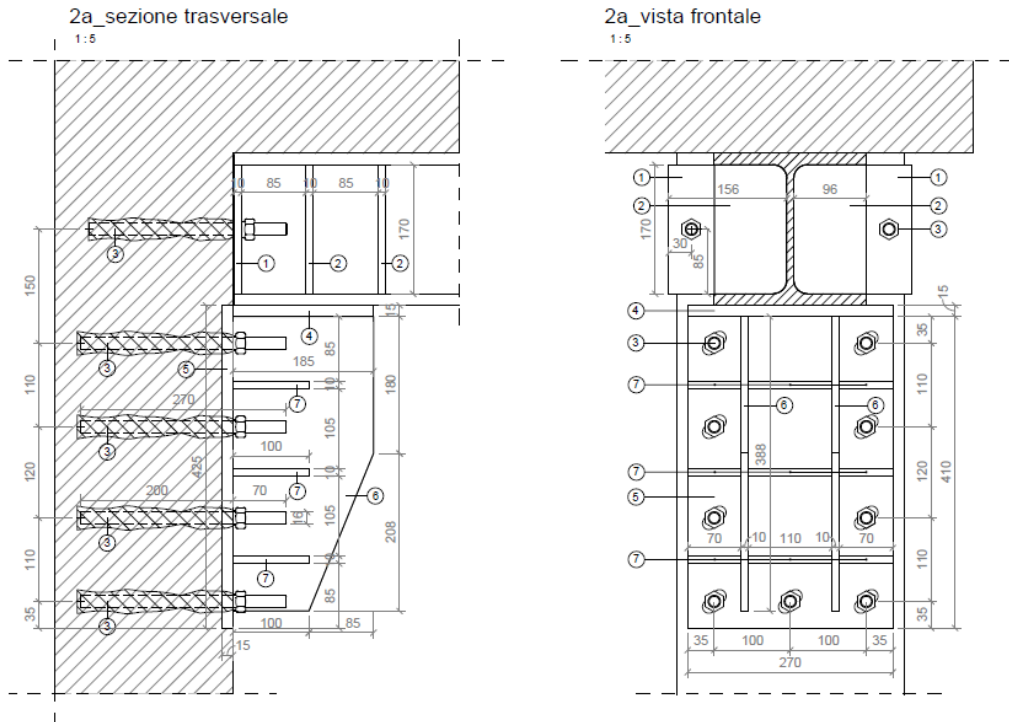


Figura 34: Mensola di sostegno delle travi al piano rialzato

La reazione di appoggio è dedotta dal modello di calcolo ed è riportata alla successiva figura:

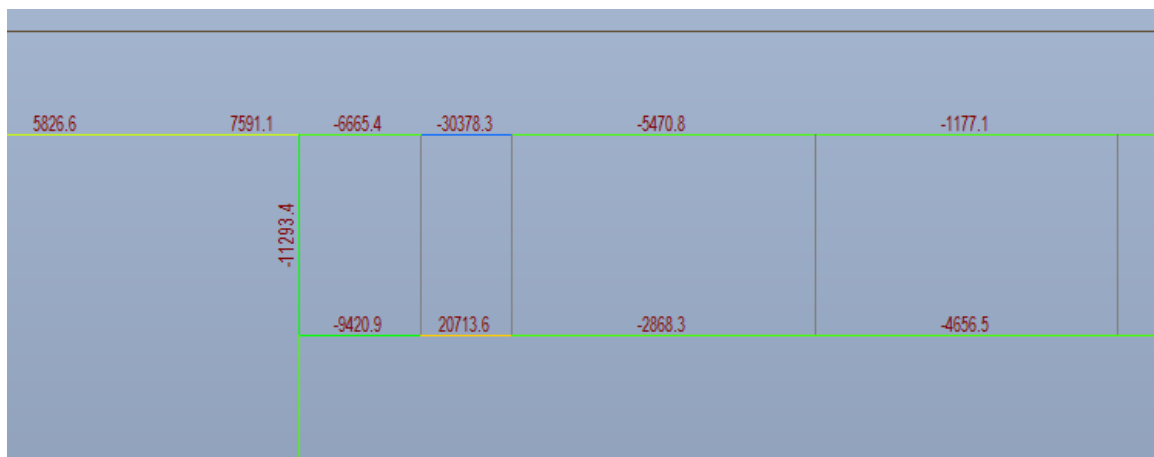


Figura 35: Reazione si appoggio sulle mensole delle travi HEB200

Si arrotonda il valore a

$$R_{sd} \sim 10000 \text{ kg } (=100 \text{ kN})$$

Si considera una eccentricità di

$$e = 10 \text{ cm } = 0.1 \text{ m}$$

Il momento parassita è

$$M_{sd} = 100 \cdot 0.1 = 10 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

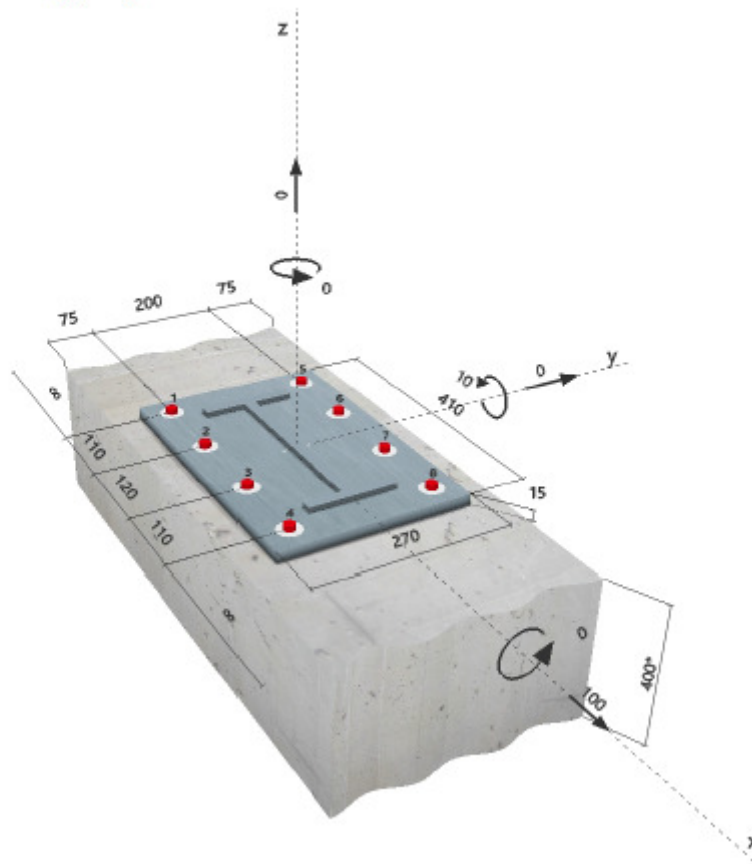
La verifica è riportata al successivo tabulato:

## 1 Dati da inserire

### Prevedere riempimento dello spazio anulare tra piastra e ancoranti

Profondità di posa effettiva:	$h_{ef,opt} = 251 \text{ mm}$ ( $h_{ef,limit} = 320 \text{ mm}$ )
Materiale:	8.8
Certificazione No.:	ETA 16/0143
Emesso l Validato:	28/07/2016   -
Prova:	Valutazione ingegneristica SOFA BOND dopo la campagna di test ETAG BOND
Fissaggio distanziato:	$e_p = 0 \text{ mm}$ (Senza distanziamento); $t = 15 \text{ mm}$
Piastra d'ancoraggio:	$l_x \times l_y \times t = 410 \text{ mm} \times 270 \text{ mm} \times 15 \text{ mm}$ ; (Spessore della piastra raccomandato: non calcolato)
Profilo:	Profilo a I; (L x W x T x FT) = 300 mm x 125 mm x 16 mm x 16 mm
Materiale base:	non fessurato calcestruzzo, C25/30, $f_c = 30.00 \text{ N/mm}^2$ ; $h = 400 \text{ mm}$ , Temp. Breve/Lungo: 0/0 °C
Installazione:	Foro eseguito con perforatore, Condizioni di installazione: asciutto
Armatura:	nessuna armatura o interasse tra le armature $\geq 150 \text{ mm}$ (qualunque $\emptyset$ ) o $\geq 100 \text{ mm}$ ( $\emptyset \leq 10 \text{ mm}$ ) con armatura di bordo longitudinale $d \geq 12$

Geometria [mm] & Carichi [kN, kNm]



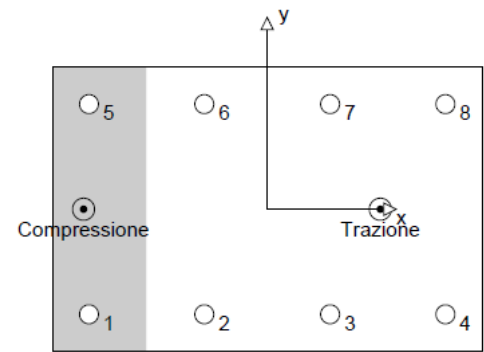
## 2 Condizione di carico/Carichi risultanti sull'ancorante

Condizione di carico: Carichi di progetto

### Carichi sull'ancorante [kN]

Trazione: (+ Trazione, - Compressione)

Ancorante	Trazione	Taglio	Taglio in dir. x	Taglio in dir. y
1	0.000	12.500	12.500	0.000
2	1.898	12.500	12.500	0.000
3	6.002	12.500	12.500	0.000
4	9.763	12.500	12.500	0.000
5	0.000	12.500	12.500	0.000
6	1.898	12.500	12.500	0.000
7	6.002	12.500	12.500	0.000
8	9.763	12.500	12.500	0.000



Compressione max. nel calcestruzzo: 0.10 [%]  
 Max. sforzi di compressione nel calcestruzzo: 2.92 [N/mm<sup>2</sup>]  
 risultante delle forze di trazione nel (x/y)=(108/0): 35.326 [kN]  
 risultante delle forze di compressione (x/y)=(-175/0): 35.326 [kN]

## 3 Carico di trazione (EOTA TR 029, Sezione 5.2.2)

	Carico [kN]	Resistenza [kN]	Utilizzo $\beta_N$ [%]	Stato
Rottura dell'acciaio*	9.763	83.733	12	OK
Rottura combinata conica del calcestruzzo e per sfilamento**	35.326	105.520	34	OK
Rottura conica del calcestruzzo**	35.326	59.511	60	OK
Fessurazione**	35.326	62.663	57	OK

\*ancorante più sollecitato \*\*gruppo di ancoranti (ancoranti sollecitati)

### 3.1 Rottura dell'acciaio

$N_{Rk,s}$ [kN]	$\gamma_{M,s}$	$N_{Rd,s}$ [kN]	$N_{Sd}$ [kN]
125.600	1.500	83.733	9.763

### 3.2 Rottura combinata conica del calcestruzzo e per sfilamento

$A_{p,N}$ [mm <sup>2</sup> ]	$A_{p,N}^0$ [mm <sup>2</sup> ]	$\tau_{Rk,ur,25}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	$S_{cr,Np}$ [mm]	$c_{cr,Np}$ [mm]	$c_{min}$ [mm]
244086	218453	16.00	467	234	75
$\psi_c$	$\tau_{Rk,ur}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	k	$\psi_{g,Np}^0$	$\psi_{g,Np}$	
1.018	16.29	3.200	1.131	1.055	
$e_{c1,N}$ [mm]	$\psi_{ec1,Np}$	$e_{c2,N}$ [mm]	$\psi_{ec2,Np}$	$\psi_{s,Np}$	$\psi_{re,Np}$
51	0.820	0	1.000	0.796	1.000
$N_{Rk,p}^0$ [kN]	$N_{Rk,p}$ [kN]	$\gamma_{M,p}$	$N_{Rd,p}$ [kN]	$N_{Sd}$ [kN]	
205.580	158.280	1.500	105.520	35.326	

### 3.3 Rottura conica del calcestruzzo

$A_{c,N}$ [mm <sup>2</sup> ]	$A_{c,N}^0$ [mm <sup>2</sup> ]	$c_{cr,N}$ [mm]	$S_{cr,N}$ [mm]		
344050	567009	377	753		
$e_{c1,N}$ [mm]	$\psi_{ec1,N}$	$e_{c2,N}$ [mm]	$\psi_{ec2,N}$	$\psi_{s,N}$	$\psi_{re,N}$
51	0.880	0	1.000	0.760	1.000
$k_1$	$N_{Rk,c}^0$ [kN]	$\gamma_{M,c}$	$N_{Rd,c}$ [kN]	$N_{Sd}$ [kN]	
10.100	219.985	1.500	59.511	35.326	

### 3.4 Fessurazione

$A_{c,N}$ [mm <sup>2</sup> ]	$A_{c,N}^0$ [mm <sup>2</sup> ]	$c_{cr,sp}$ [mm]	$S_{cr,sp}$ [mm]	$\psi_{h,sp}$		
384720	755509	435	869	1.248		
$e_{c1,N}$ [mm]	$\psi_{ec1,N}$	$e_{c2,N}$ [mm]	$\psi_{ec2,N}$	$\psi_{s,N}$	$\psi_{re,N}$	$k_1$
51	0.895	0	1.000	0.752	1.000	10.100
$N_{Rk,c}^0$ [kN]	$\gamma_{M,sp}$	$N_{Rd,sp}$ [kN]	$N_{Sd}$ [kN]			
219.985	1.500	62.663	35.326			

#### 4 Carico di taglio (EOTA TR 029, Sezione 5.2.3)

	Carico [kN]	Resistenza [kN]	Utilizzo $\beta_v$ [%]	Stato
Rottura dell'acciaio (senza braccio di leva)*	12.500	50.240	25	OK
Rottura dell'acciaio (con braccio di leva)*	N/A	N/A	N/A	N/A
Rottura per pryout**	100.000	150.351	67	OK
Rottura del bordo del calcestruzzo in direzione y+**	50.000	81.917	62	OK

\*ancorante più sollecitato \*\*gruppo di ancoranti (ancoranti specifici)

##### 4.1 Rottura dell'acciaio (senza braccio di leva)

$V_{Rk,s}$ [kN]	$\gamma_{M,s}$	$V_{Rd,s}$ [kN]	$V_{Sd}$ [kN]
62.800	1.250	50.240	12.500

##### 4.2 Rottura per pryout (cono del calcestruzzo)

$A_{c,N}$ [mm <sup>2</sup> ]	$A_{c,N}^0$ [mm <sup>2</sup> ]	$c_{cr,N}$ [mm]	$s_{cr,N}$ [mm]	k-factor	
382550	567009	377	753	2.000	
$e_{c1,v}$ [mm]	$\Psi_{ec1,N}$	$e_{c2,v}$ [mm]	$\Psi_{ec2,N}$	$\Psi_{s,N}$	$\Psi_{re,N}$
0	1.000	0	1.000	0.760	1.000
$N_{Rk,c}^0$ [kN]	$\gamma_{M,c,p}$	$V_{Rd,op}$ [kN]	$V_{Sd}$ [kN]		
219.985	1.500	150.351	100.000		

##### 4.3 Rottura del bordo del calcestruzzo in direzione y+

$l_f$ [mm]	$d_{nom}$ [mm]	$k_1$	$\alpha$	$\beta$	
192	16.0	2.400	0.160	0.073	
$c_1$ [mm]	$A_{c,v}$ [mm <sup>2</sup> ]	$A_{c,v}^0$ [mm <sup>2</sup> ]			
75	63563	25313			
$\Psi_{s,v}$	$\Psi_{h,v}$	$\Psi_{\alpha,v}$	$e_{c,v}$ [mm]	$\Psi_{ec,v}$	$\Psi_{re,v}$
1.000	1.000	2.500	0	1.000	1.000
$V_{Rk,c}^0$ [kN]	$\gamma_{M,c}$	$V_{Rd,c}$ [kN]	$V_{Sd}$ [kN]		
19.573	1.500	81.917	50.000		

#### 5 Carichi combinati di trazione e di taglio (EOTA TR 029, Sezione 5.2.4)

$\beta_N$	$\beta_v$	$\alpha$	Utilizzo $\beta_{N,v}$ [%]	Stato
0.594	0.665	1.500	100	OK

$$\beta_N^\alpha + \beta_v^\alpha \leq 1$$

L'ancoraggio risulta verificato!

#### 7.7. Verifica pressione di contatto colonne HEB180

La colonna è incernierata alla base. Essa sarà collocata, al piano semi-interrato, sulla testa del muro del cantinato, avente spessore risultante dai disegni dell'epoca di 40cm.

La reazione massima della colonna vale  $N_d = 21226$  kg

La piastra di base ha dimensioni  $axb = 30 \times 30 = 900$  cmq

La tensione media sul cls del muro è  $p = 21226/900 = 23.5$  kg/cm<sup>2</sup>

Per il muro si pone  $f_c = 18.3$  N/mm<sup>2</sup>

La tensione di calcolo varrà  $f_{cd} = 183/1.5/1.35 = 90$  kg/cm<sup>2</sup> > p.

La verifica è soddisfatta

Si osserva che la frazione id carico complessivamente scaricata sulla trave reticolari e sul portale semplice, può essere dedotta, in eccesso dalla somma delle reazioni vincolari. L'assumere in eccesso tale dato è a vantaggio del ragionamento previsto al §8.4.3 lett. d) della norma che mira a controllare l'aliquota di carico permanente assorbito da nuovi sistemi di opere in relazione alla necessità di adeguamento.

La reazione massima a SLU vale	$R = 21.2 \text{ t}$
Il totale è al valore caratteristico è	$G = 2*21.2/1.4 \sim 30 \text{ t}$
L'area di un solaio vale	$A \sim 190 \text{ mq}$
Il carico permanente incidente vale	$p_{\text{tot}} = (0.49+0.15)*190 = 122 \text{ t}$
I solaio in c.a. sono 3 quindi si ha	$G_{\text{sol}} = 3*122 = 366 \text{ t}$
Il tetto incide per	$P_{\text{tetto}} = 0.1*190 = 19 \text{ t}$
Il carico permanente totale è	$G_{\text{tot}} = 366+19 = 385 \text{ t}$

Pertanto il carico ripreso dal nuovo sistema di opere vale  $r = 30/385 \sim 8\% < 50\%$  e pertanto non rileva il disposto del citato §8.4.3 lett. d) della norma.