

# COMUNE di FERRARA



## RISTRUTTURAZIONE DELLA PALAZZINA DA ADIBIRE A DELEGAZIONE COMUNALE E UFFICI POLIZIA MUNICIPALE

Ferrara - Via Tassoni

### Titolare della progettazione



**ACER FERRARA**  
C.so V.Veneto, 7 - 44121 Ferrara

**Servizio Tecnico**  
Dirigente: ing. M.Cazzola



**Responsabile dell'ufficio progettazione**  
Arch. M.Cenacchi

### Responsabile unico del procedimento

ACER FERRARA Servizio: arch. M.Cenacchi

**Coordinamento generale progetto architettonico, strutturale e impianti**

ACER FERRARA Servizio: in. G.Addresso

**Progetto architettonico**

ACER FERRARA Servizio: ing. M.Cazzola

**Progetto strutture**

Archiving S.r.l. - Ing. G.Loffredo

**Progetto impianti**

Studio Paolazzi: Ing. G.Paolazzi

**Collaboratori**

Arch. B.Galante - Arch. G.Rondinelli - m.a. S. Benini

## PROGETTO ESECUTIVO

### titolo elaborato

RELAZIONE DI CALCOLO

### cod. commessa

1708

### scala

### codice elaborato

ST-E-D01-2

rev. 0	Emissione	19/04/2018
rev. 2	Modifiche richieste dal Comune	24/04/2018


**SOMMARIO**

1.	PREMESSA.....	2
1.1	Oggetto.....	2
1.2	Considerazioni sismiche e valutazione degli effetti di sito .....	4
1.2.1	Materiali.....	5
2.	ANALISI STRUTTURALI.....	6
2.1.1	Stati limite indagati .....	16
3.	VERIFICA DEGLI ELEMENTI STRUTTURALI .....	18
3.1	Verifica a pressoflessione deviata pilastri .....	18
3.2	Verifica flessione travi .....	19
3.3	Verifica presso/tenso flessione setti: .....	23
3.4	Verifica a taglio travi in spessore .....	27
3.5	Verifica a taglio setti .....	30
3.6	Taglio setti Sp.20cm .....	31
3.7	Taglio setti Sp.16cm rinforzo fibra .....	32
3.8	Taglio setti Sp.16cm rinforzo acciaio S355 .....	33
3.9	Verifica a flessione solai rinforzati .....	34
3.10	Verifica a taglio solai rinforzati .....	34
4.	CONCLUSIONI.....	36
	ALLEGATO .....	37



## **1. PREMESSA**

La presente relazione tecnica riguarda l'adeguamento strutturale della palazzina denominata "ex albergo" facente parte del Centro Polifunzionale Integrato di Via Tassoni in Ferrara Ex Palazzo degli specchi. Riportato in Catasto al Foglio n. 192 mappale n. 689.

L'adeguamento strutturale è necessario a seguito del cambio di destinazione d'uso che interesserà l'edificio. La struttura infatti, ospiterà gli uffici della polizia municipale e una biblioteca comunale, assumendo una funzione pubblica e strategica, che la inquadra in classe d'uso IV, come prescritto dalle NTC'08 al ¶2.4.2.

### **1.1 Oggetto**

Il presente documento riporta lo studio del comportamento statico e sismico dell'edificio denominato "ex albergo".

L'edificio, progettato e costruito nella seconda metà degli anni '80, è costituito da una struttura portante in calcestruzzo armato gettato in opera e solai prefabbricati di tipo predalles.

Il fabbricato, che ha dimensioni in pianta di 18,30x45,65 metri, presenta un piano interrato e quattro piani fuori terra per un'altezza complessiva di 14,50 metri circa. Le campate e gli interassi della maglia strutturale sono a luce variabile tra 415 e 830cm.

I solai degli impalcati sono del tipo predalles e presentano spessore di 42 cm al piano terra e di 32 cm ai piani superiori. Le travi principali, che risultano tutte ordite secondo la direzione corta dell'edificio, sono in spessore di solaio e quindi presentano dimensioni di 150x37 cm al piano terra e di 150x27 cm ai piani superiori, il fondello dei predalles è stato usato come cassero per le travi in spessore.

I setti e i nuclei in c.a. debolmente armati, presentano uno spessore di 30cm per i setti esterni e 15cm per i centrali.

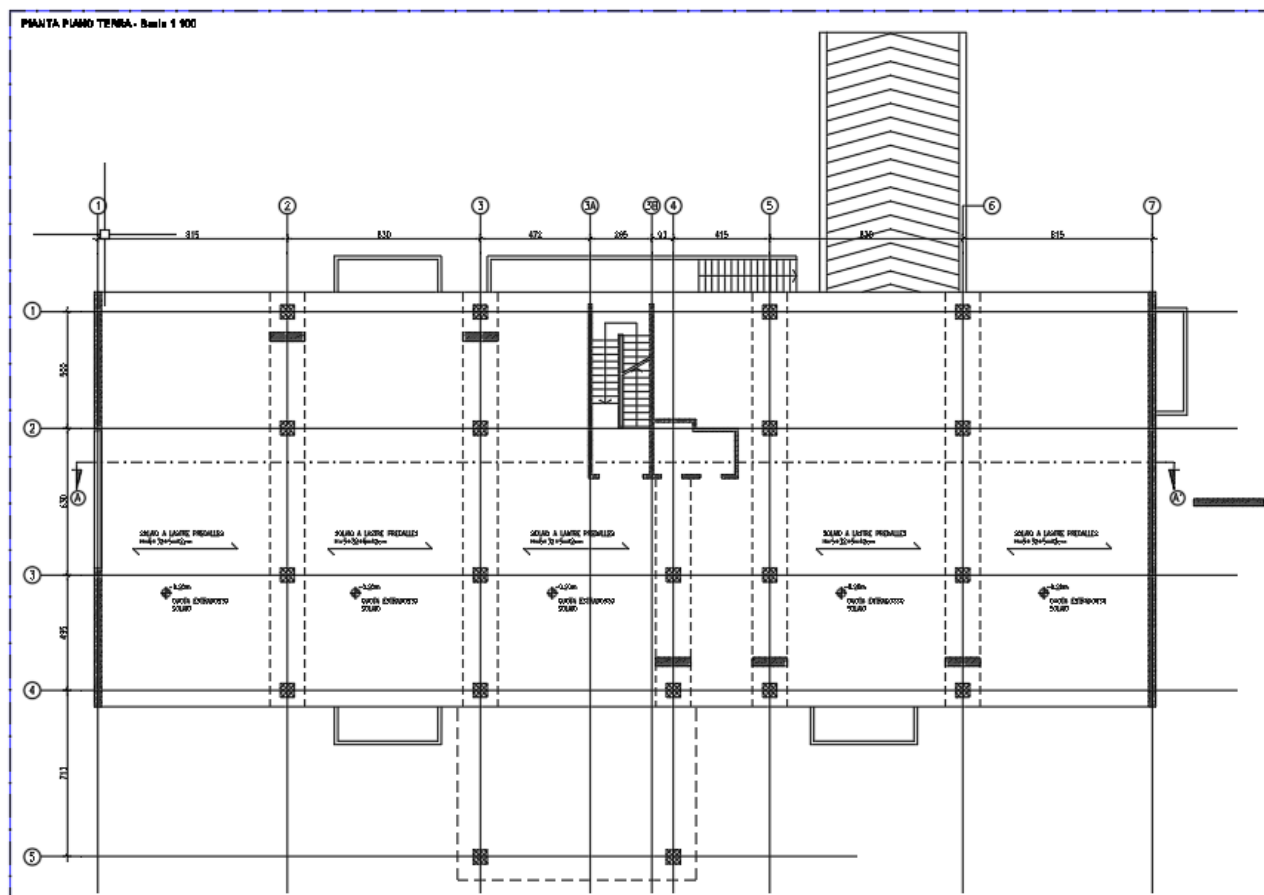
I pilastri, che si estendono dalla fondazione fino al solaio di copertura, presentano una sezione variabile di piano in piano:

- Da interrato a piano terra 70x70 cm
- Da piano terra a primo piano 60x60 cm
- Da primo piano a secondo piano 50x50 cm
- Da secondo a coperto 40x40 cm

L'edificio presenta una fondazione superficiale di tipo a platea dello spessore di 70 cm.



**Figura 1:** Vista aerea estratta da Google Maps con identificazione dell'edificio



**Figura 2:** Pianta piano terra SDF



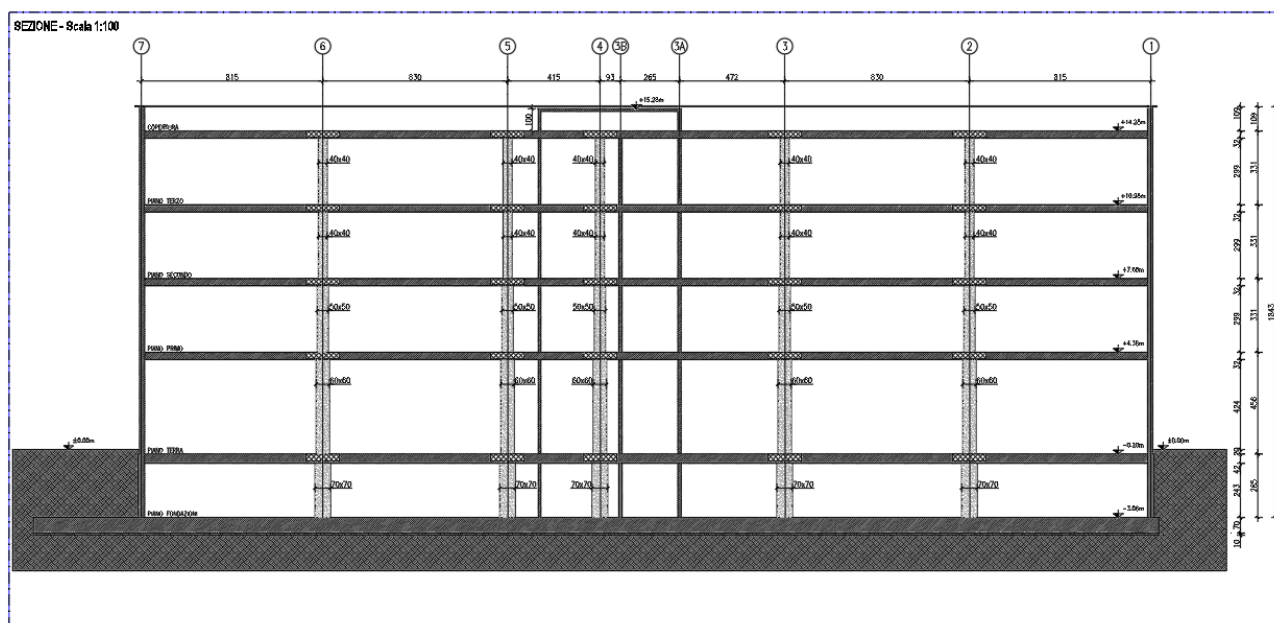


Figura 3: Sezioni SDF

## 1.2 Considerazioni sismiche e valutazione degli effetti di sito

Le strutture sono state realizzate in ottemperanza a normative tecniche superate, pertanto sono intuitivamente state concepite per sopportare carichi gravitazionali e sismici valutati e quantificati in misura ridotta rispetto a quanto prescritto dalle vigenti NTC2008.

Partendo da tale dato, è evidente che le strutture presentano in linea di principio una vulnerabilità strutturale a prescindere dall'accuratezza con cui esse sono state progettate e realizzate, per un evidente diverso impegno richiesto alle strutture per azioni di uso corrente (come i pesi cui sono chiamate a sopportare) e per le azioni sismiche che invece producono forze (di inerzia) dirette ortogonalmente ai pesi, in quanto orizzontali.

Occorre da un lato, quindi, calcolare – in funzione della pericolosità del sito in esame e delle caratteristiche intrinseche delle strutture - la **vulnerabilità** dell'edificio nei confronti delle azioni agli Stati limite ultimi, valutati in ottemperanza alle vigenti NTC.

**L'input sismico**, compiutamente descritto dagli spettri di risposta di progetto successivamente riportati dipende anche dagli **effetti di sito**, ovvero dalla filtrazione del segnale sismico attraverso lo strato di terreno più superficiale.

Essendo la struttura di tipo "strategico" è stata condotta una analisi di risposta sismica locale (RSL), la cui relazione, redatta dal Dott. Geol. Zanella Fabio, costituisce un elaborato del presente progetto definitivo. Dalla relazione di RSL si evince che l'input sismico è leggermente inferiore a quello ricavato con l'analisi semplificata per un terreno di tipo C.

Per ulteriori dettagli si rimanda alla relazione specialistica del geologo Zanella.

**1.2.1 Materiali**

Sono stati recuperati alcuni gli elaborati progettuali originari ed è stata condotta una ampia campagna di indagine, in parte eseguita nel 2013 ed ampiamente integrata in occasione della redazione del presente progetto definitivo.

Il livello di conoscenza minimo raggiunto risulta  $LC=2$  con relativo fattore di confidenza  $FC=1,2$ .

Le caratteristiche nominali dei materiali sono state dunque ridotte del fattore di confidenza, in particolare per rotture duttili, le proprietà nominali vengono divise per  $FC$ , mentre per rotture fragili vengono divise, oltre che per  $FC$ , anche per i relativi coefficienti gamma dei materiali (1,5 per il CLS e 1,15 per l'acciaio in barre).

Il calcestruzzo presenta un valore medio della resistenza a compressione di 51,93 MPa , pertanto la resistenza di calcolo risulta:

- ROTTURA DUTTILE:

$$f_{cd} = f_{cm} \cdot 0,85 / F.C. = 36,78 \text{ MPa}$$

- ROTTURA FRAGILE:

$$f_{cd} = f_{cm} \cdot 0,85 / (1,5 \cdot F.C.) = 24,52 \text{ MPa}$$

L'acciaio utilizzato per le armature delle strutture in elevazione è di tipo FeB44k o superiore. Di seguito si riportano i valori di calcolo della resistenza meccanica:

**Acciaio ( $f_{ym}=515 \text{ MPa}$  –  $f_{tm}=630 \text{ MPa}$ ):**

- ROTTURA DUTTILE:

$$f_{yd} = f_{ym} / F.C. = 429,44 \text{ MPa};$$

$$f_{td} = f_{tm} / F.C. = 525,51 \text{ MPa}$$

- ROTTURA FRAGILE:

- $f_{yd} = f_{ym} / (1,15 \cdot F.C.) = 373,43 \text{ MPa};$

$$f_{td} = f_{tm} / (1,15 \cdot F.C.) = 456,96 \text{ MPa}$$

Per i materiali costituenti gli elementi strutturali di nuova realizzazione si adottano i valori caratteristici di resistenza meccanica ridotti dei relativi coefficienti gamma.



## 2. ANALISI STRUTTURALI

Il peso proprio dei principali elementi strutturali (pilastri, setti, travi, etc.) viene automaticamente calcolato dal solutore di calcolo a partire dalla geometria assegnata; i carichi permanenti e i sovraccarichi accidentali vengono applicati direttamente sulle travi su cui insistono come carico uniformemente distribuito in funzione dell'area di influenza del carico stesso.

Le principali azioni unitarie considerate sono di seguito sintetizzate:

### ANALISI DEI CARICHI

#### ***Pesi permanenti strutturali***

*Travi, setti, pilastri e*

*solai*

G1 = automatico FEM

*Solaio PT*

G1=4,00 kN/mq

*Solai piani superiori*

G1=3,40kN/mq

#### ***Pesi permanenti non strutturali***

*Solaio PT*

G2 = 1,60 kN/mq

*Solaio piani superiori*

G2 = 1,20 kN/mq

*Solaio copertura (guaina + fotovoltaico)*

G2(cop) = 0,50 kN/mq

#### ***Carichi variabili***

*Uffici*

Q\_uff = 3,00 kN/mq

*Biblioteca*

Q\_biblio = 6,00 kN/mq

*Copertura*

Q\_cop = 0,50 kN/mq

*Neve*

Q\_neve=0,80 kN/mq

**Tabella 1:** Carichi unitari permanenti ed accidentali

**AZIONE SISMICA:**

L'azione sismica "E" è considerata come risultante della combinazione delle due diverse possibili direzioni, assumendo: Sisma lungo X SLV +30% Sisma lungo Y SLV (SLV\_X+0,3Y) e Sisma lungo Y SLV +30% Sisma lungo X SLV (SLV\_Y+0,3X).

Il grafico dell'accelerazione orizzontale è stato dunque ricavato in funzione dalle condizioni proprie relative alla struttura e dall'analisi di risposta sismica locale:

- Suolo di categoria T1 (superficie pianeggiante);
- Vita nominale della struttura di 50 anni (opere ordinarie);
- **Classe d'uso della struttura IV;**
- Smorzamento 5%;
- Fattore di struttura q

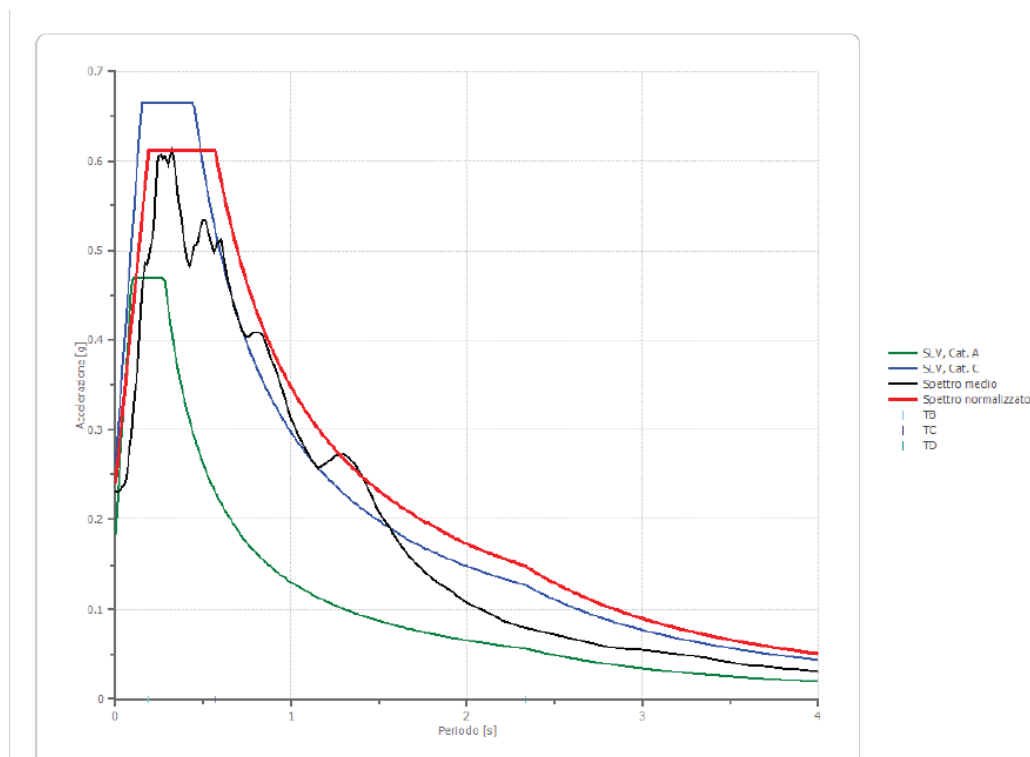
**FATTORE DI STRUTTURA q**

L'edificio si configura in una struttura mista equivalente a pareti debolmente armate, pertanto le norme tecniche delle costruzioni del 2008 attribuiscono al fattore di struttura q pari a 3:

**q=3.0**

Di seguito si riporta lo spettro di risposta in termini di accelerazioni orizzontali. Il grafico riporta diverse curve. Sull'asse delle ordinate ci sono i valori dell'accelerazione orizzontale ( $m/sec^2$ ), sull'asse delle ascisse ci sono i valori del periodo proprio di vibrazione della struttura (sec).

**SLV**



**Figura 4:** Spettro di risposta ELASTICO DA RSL

Essendo le strutture poste in zona sismica è necessario realizzare modelli di calcolo che simulino quanto più fedelmente possibile il comportamento reale delle strutture. A tale scopo vengono sviluppati modelli



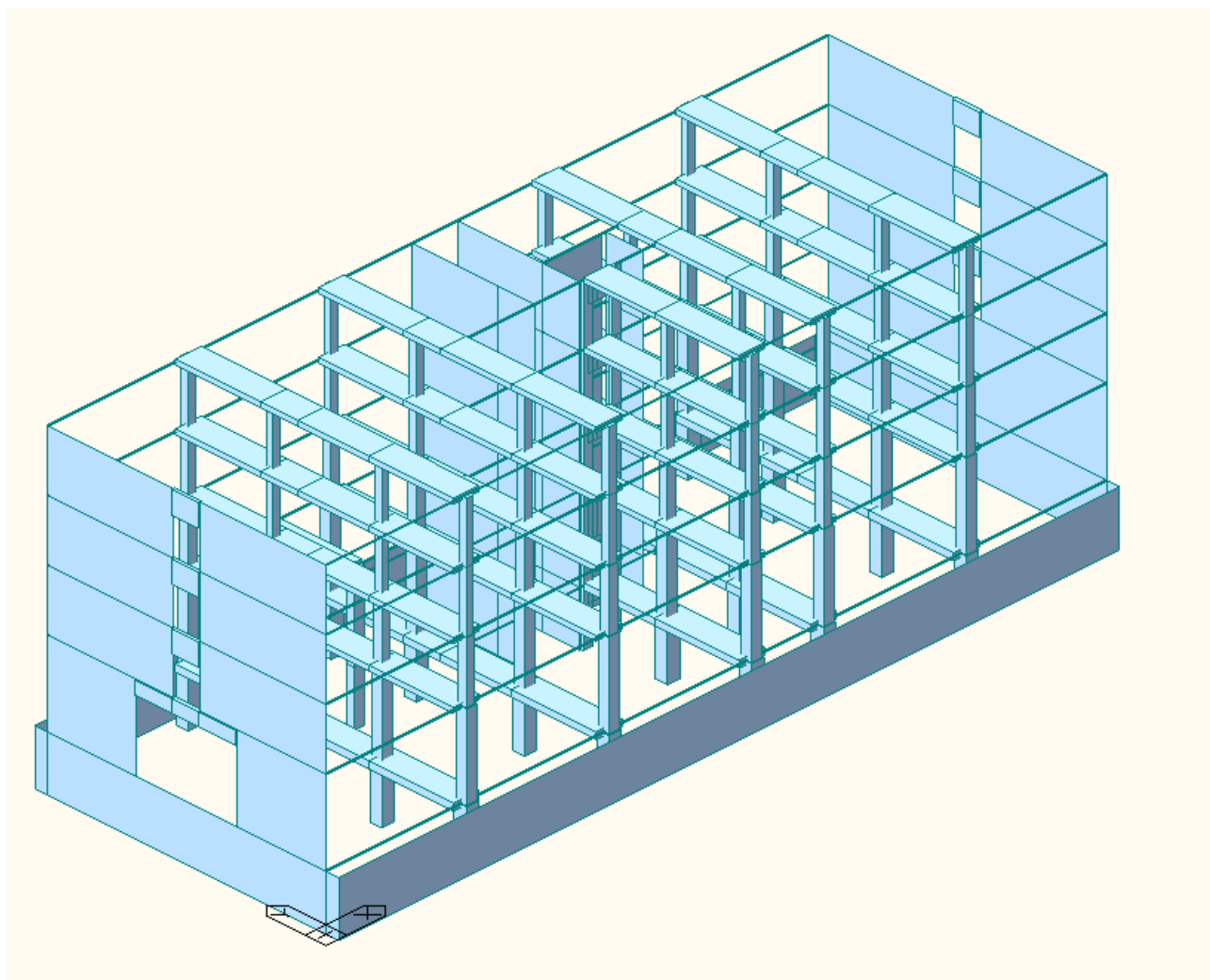


tridimensionali agli elementi finiti, tanto sotto l'effetto dei carichi gravitazionali quanto sotto l'effetto delle azioni sismiche.

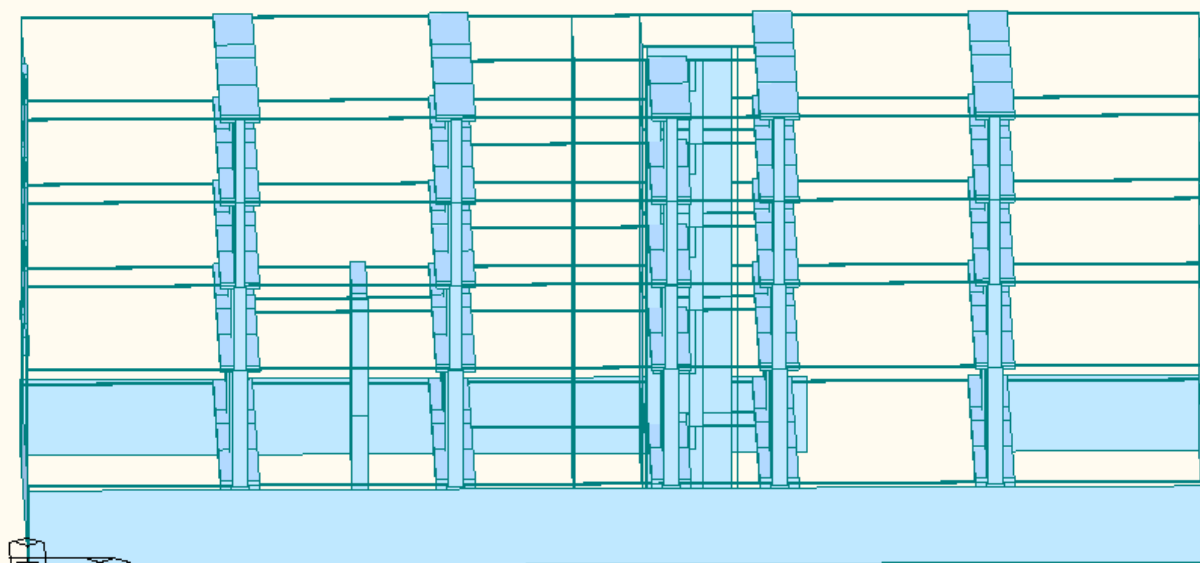
Attraverso un solutore di calcolo agli elementi finiti (*MIDAS GEN*), i pilastri e le travi sono modellati come elementi *frame* mentre i setti in c.a. sono modellati come elementi bidimensionali *wall*.

I carichi dei solai vengono applicati sulle travi su cui insistono come uniformemente distribuiti.

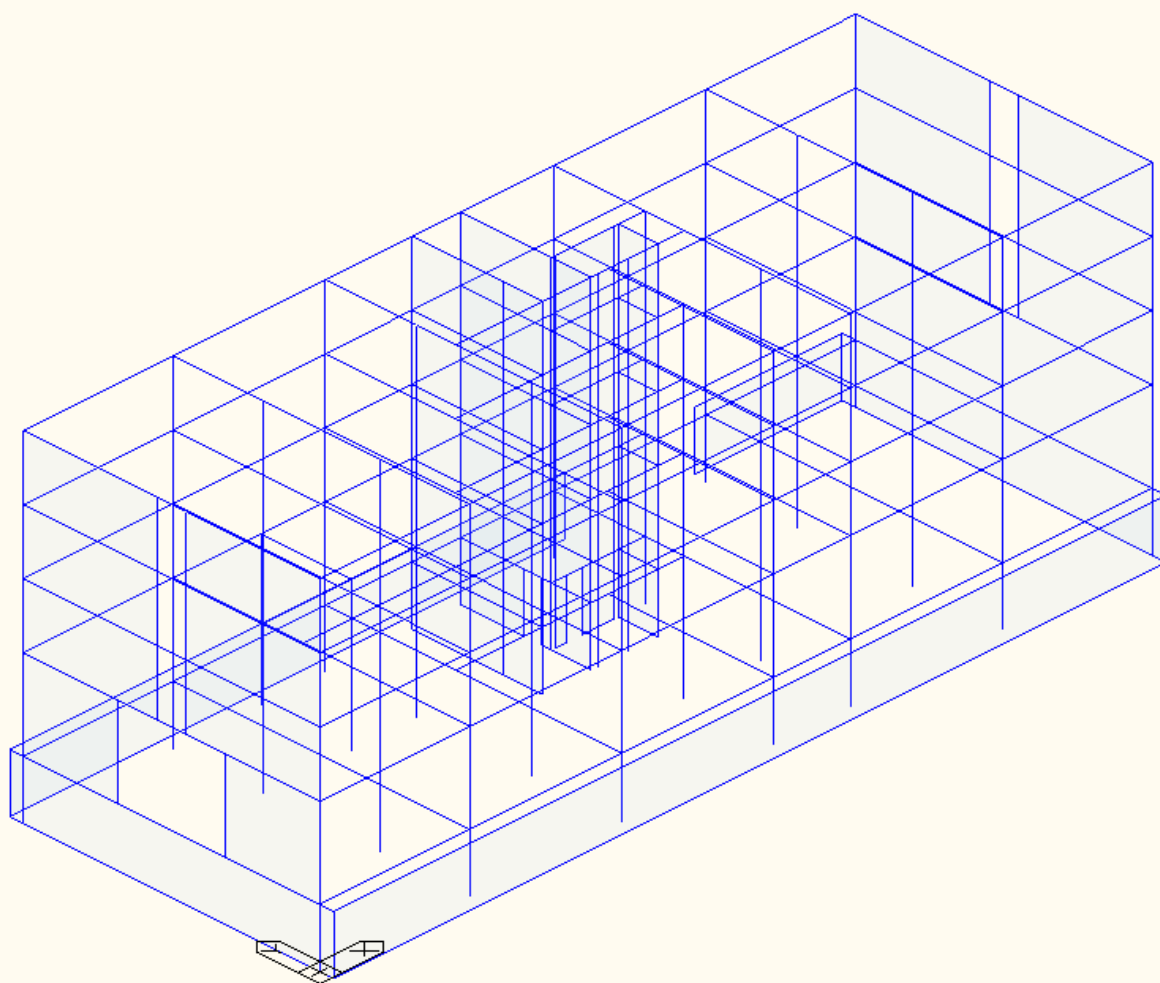
Nelle figure seguenti si riportano alcune immagini del modello utilizzato per l'analisi strutturale.



**Figura 5:** Vista 3D estrusa del modello strutturale agli elementi finiti



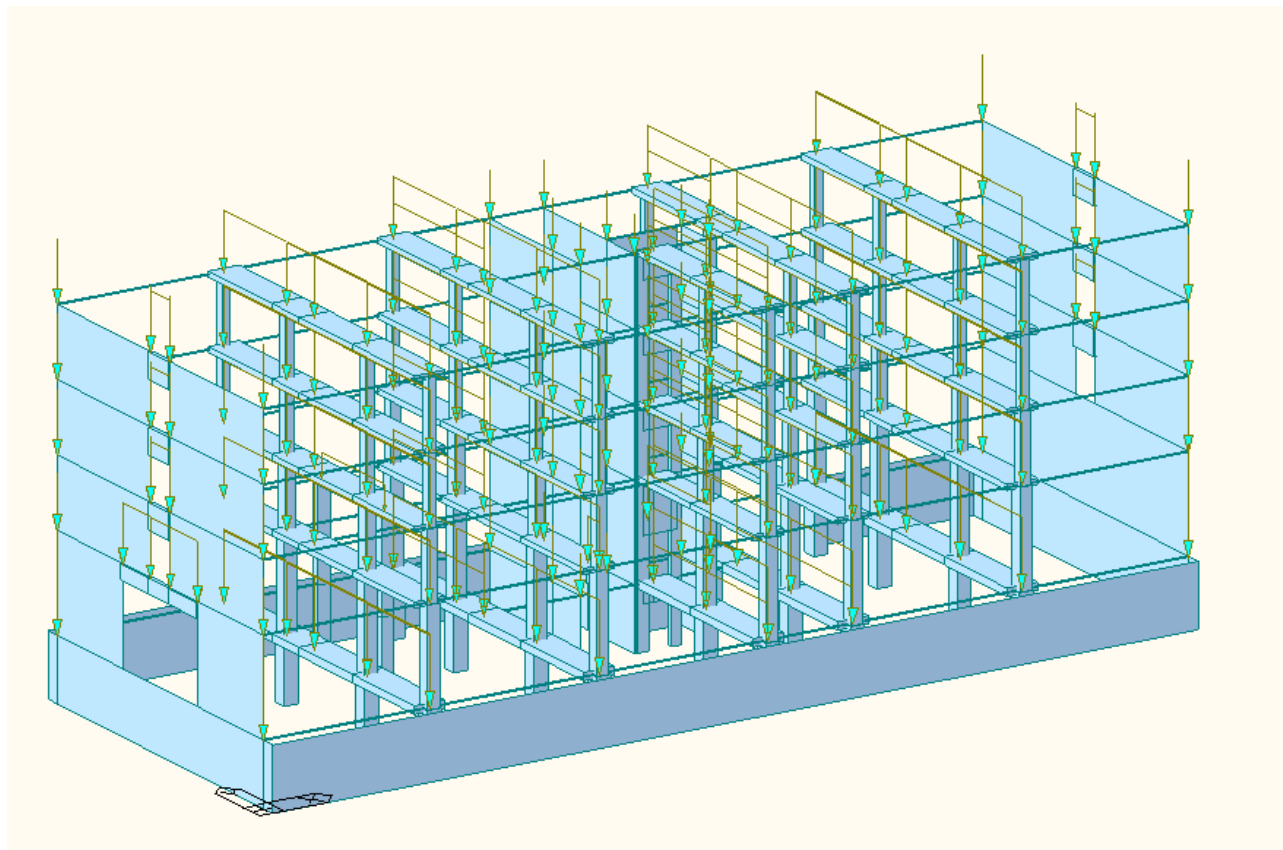
**Figura 6:** Vista prospettica estrusa del modello strutturale



**Figura 7:** Vista 3D modello agli elementi finiti – elementi *frame-wall*



ASSEGNAZIONE DEI CARICHI:

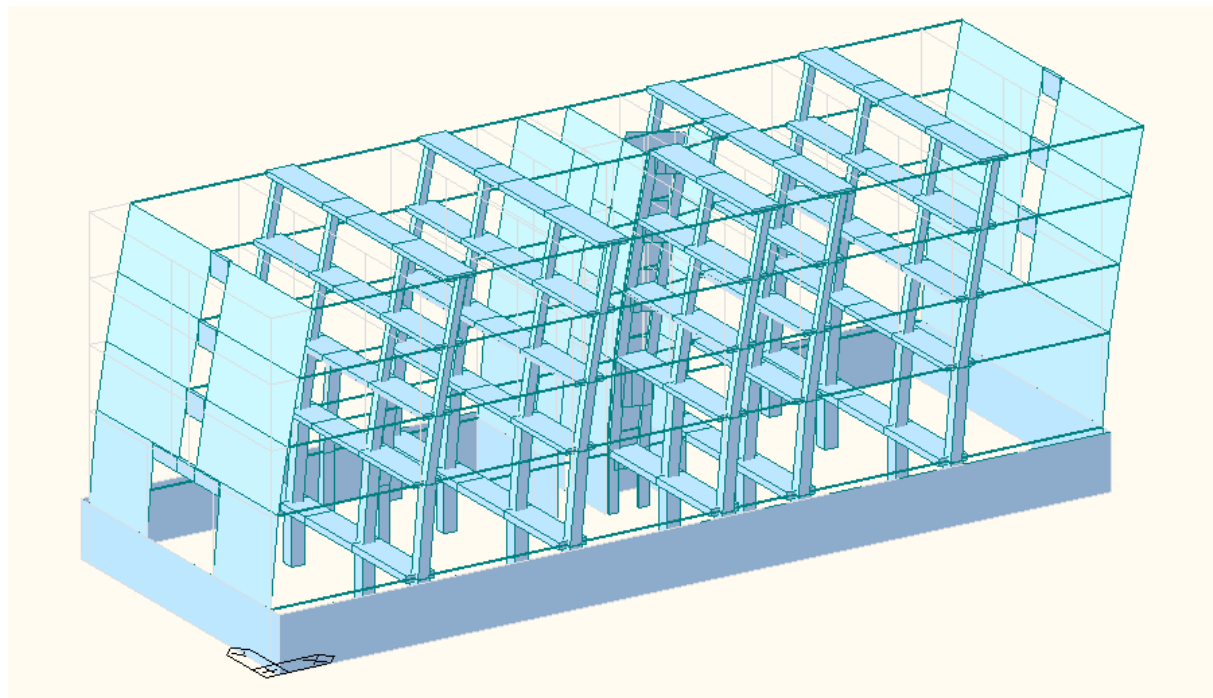


**Figura 8: Carichi distribuiti applicati sulle travi e sui setti**

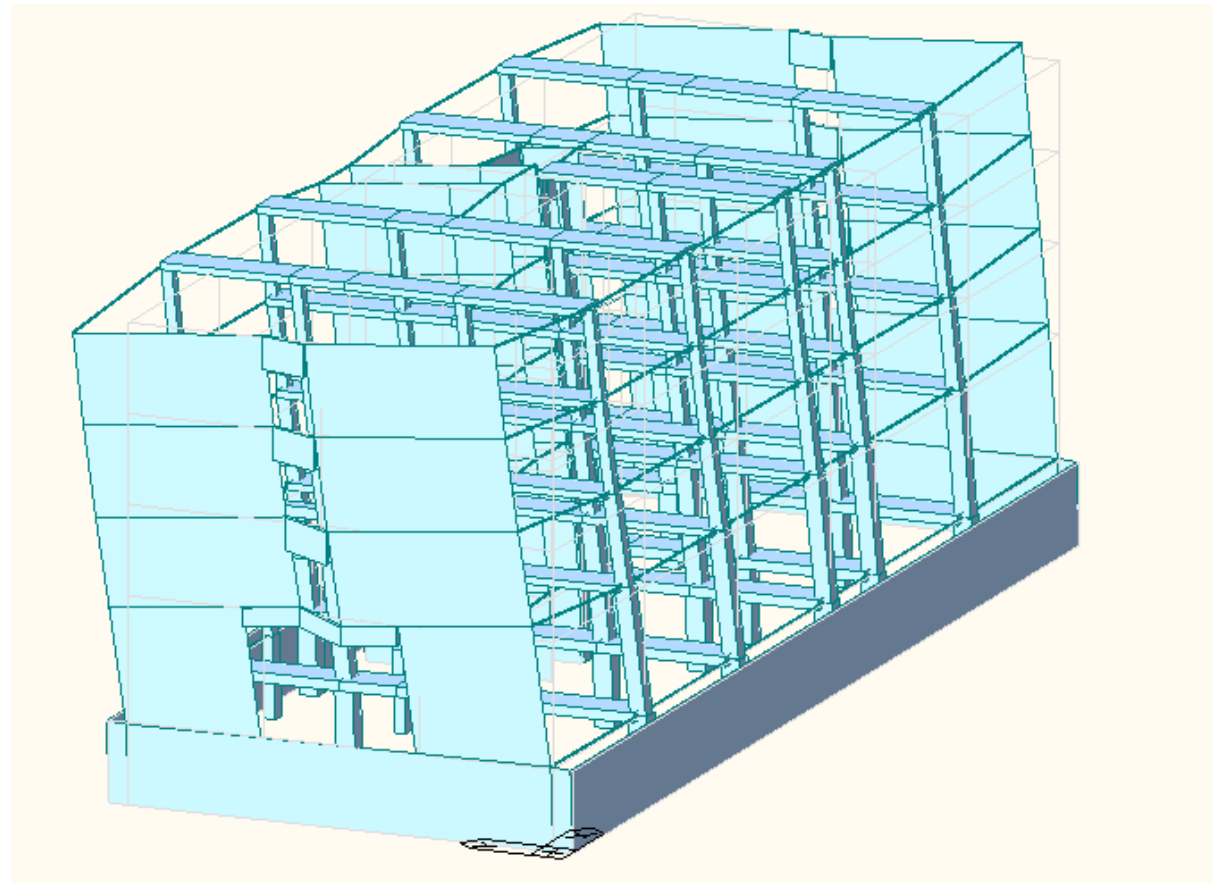


Nel seguito si mostrano le forme modali principali della struttura che interessano la maggior parte della massa totale della struttura.

Modo 1 - Dir. X



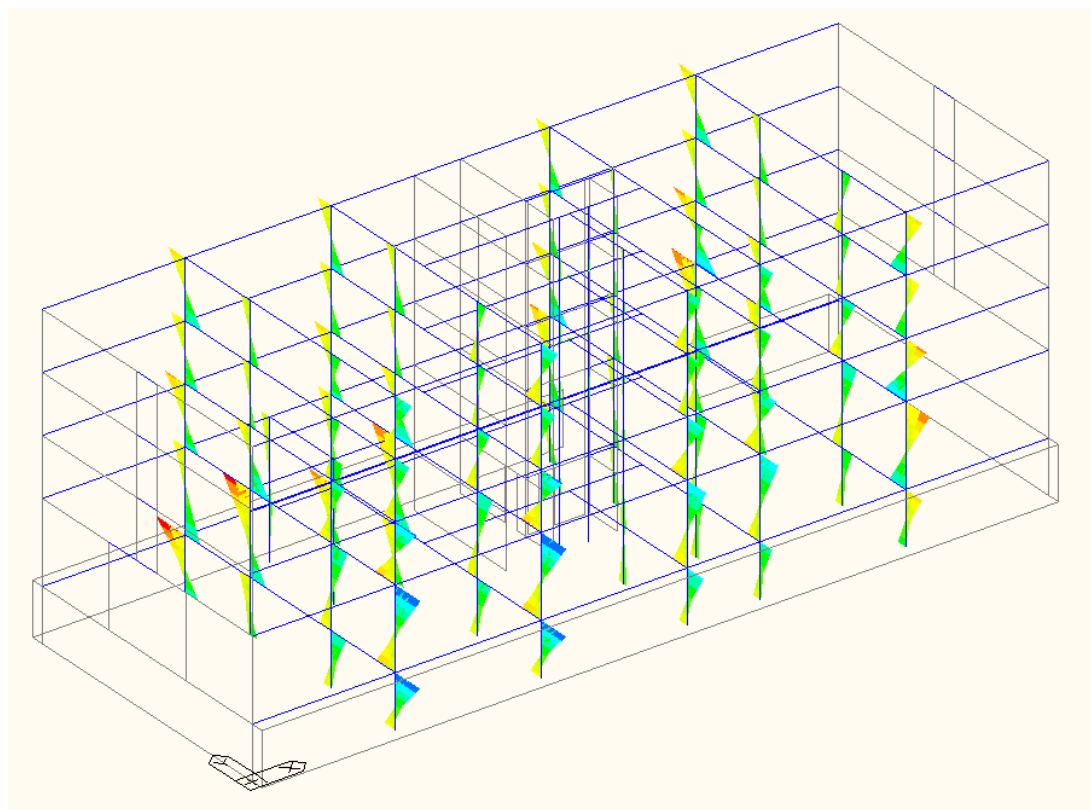
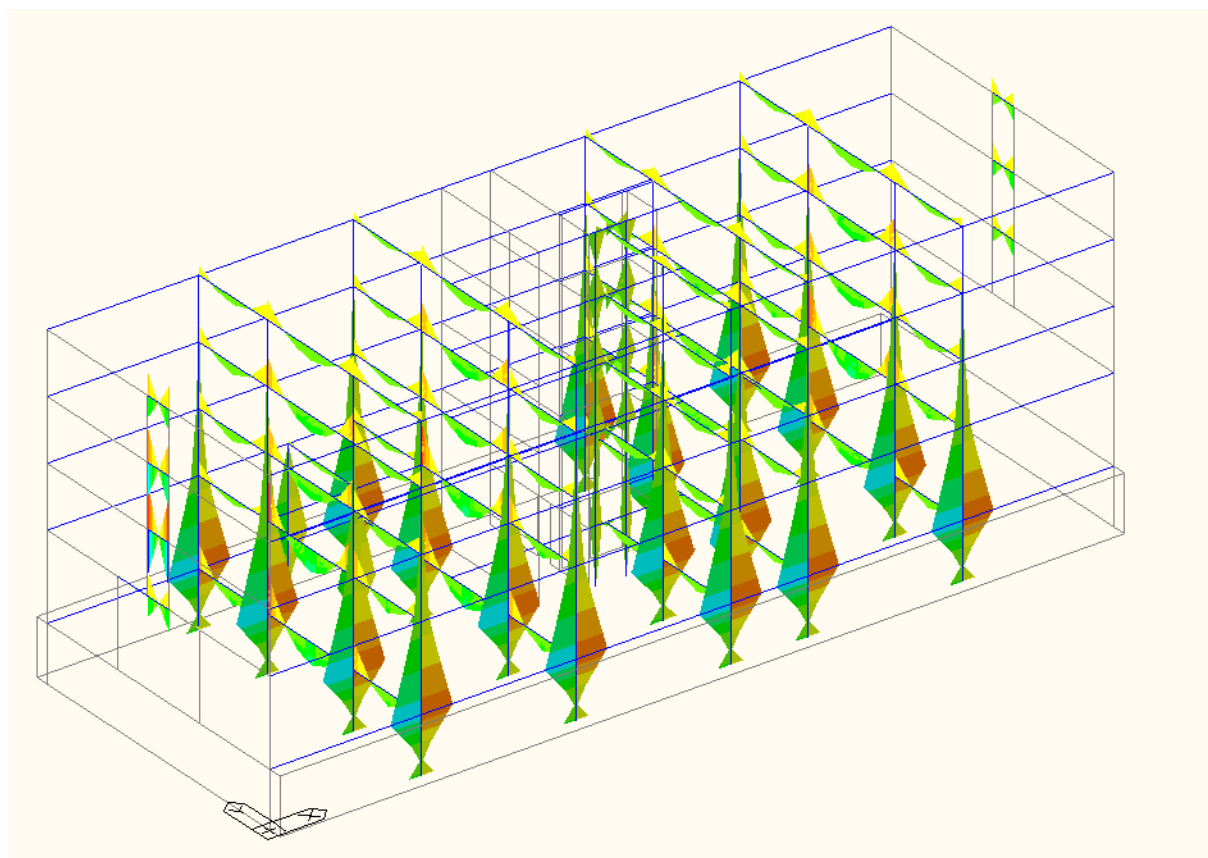
Modo 3 - Dir. Y



**Figura 9:** Forme modali principali 1-3



- DIAGRAMMI DEI MOMENTI



**Figura 10: Involuppo del momento flettente nelle 2 direzioni negli elementi beam**

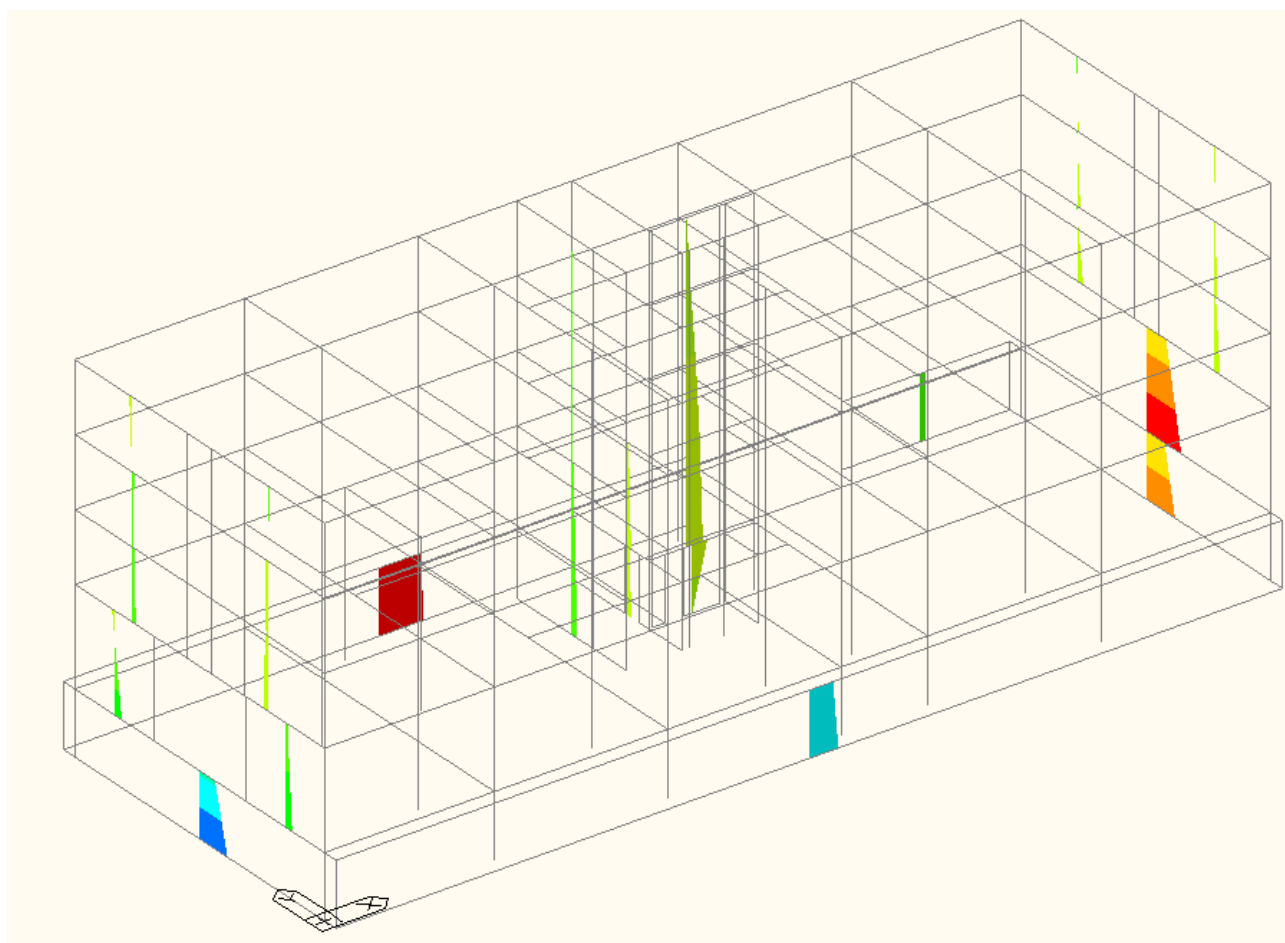


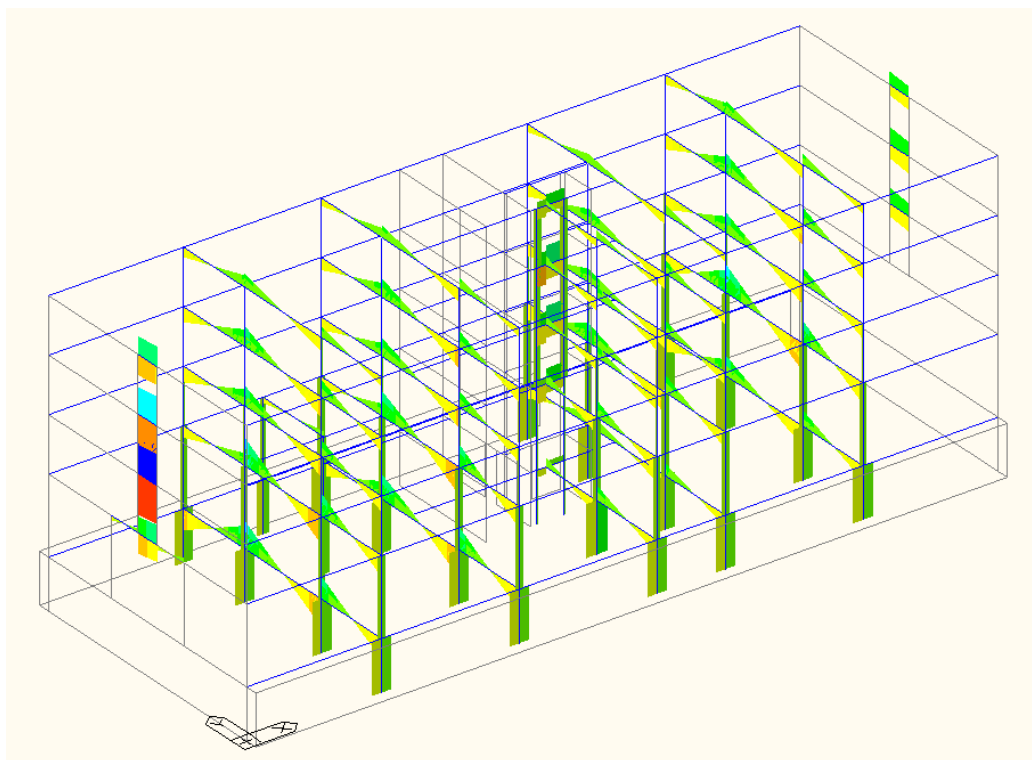
Figura 11: Diagramma dei momenti negli elementi wall





- DIAGRAMMI DEI TAGLI

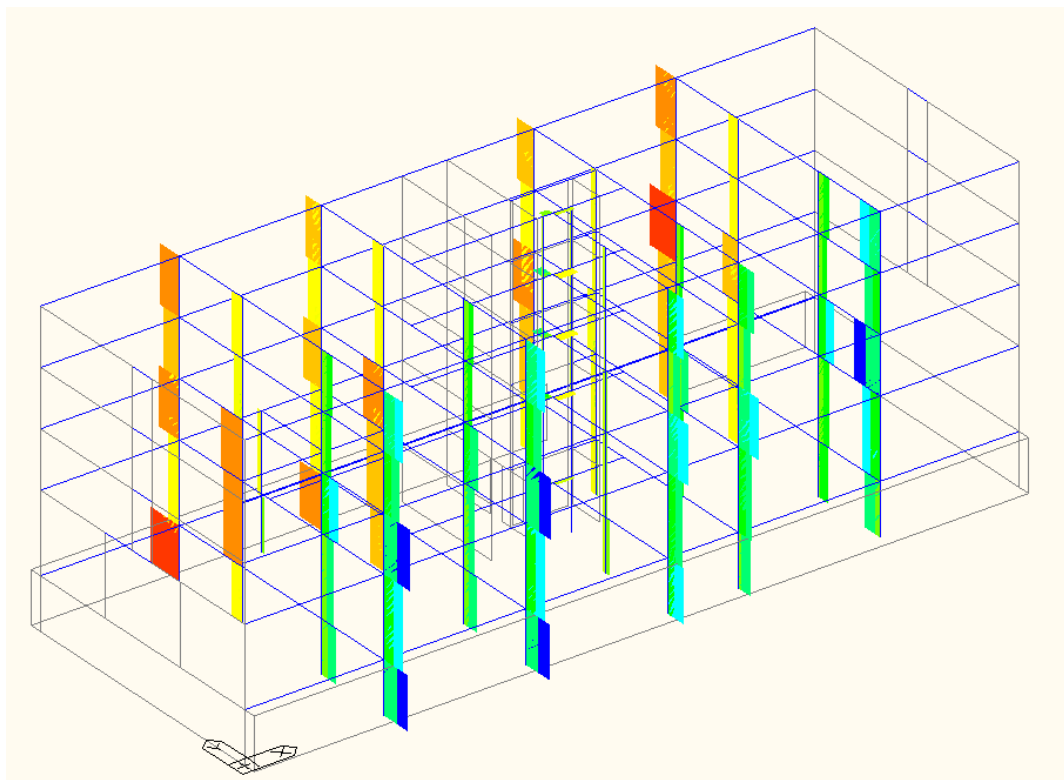
Direzione X



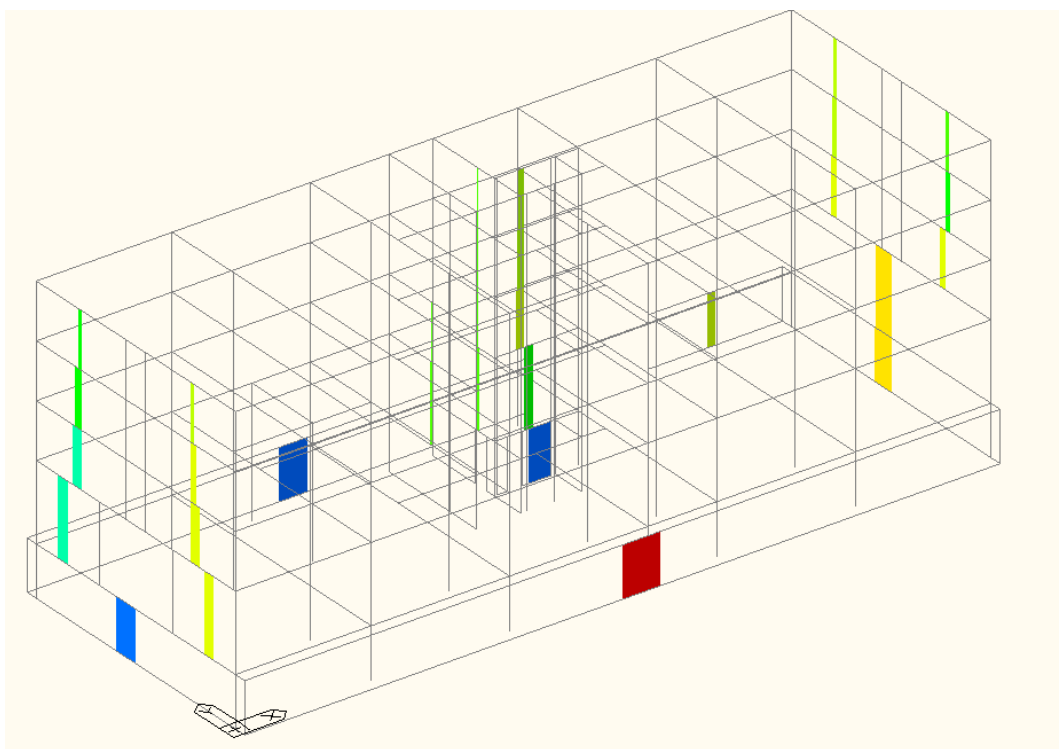
**Figura 12:** Diagrammi di taglio direzione X negli elementi beam

- DIAGRAMMI DEI TAGLI

Direzione Y

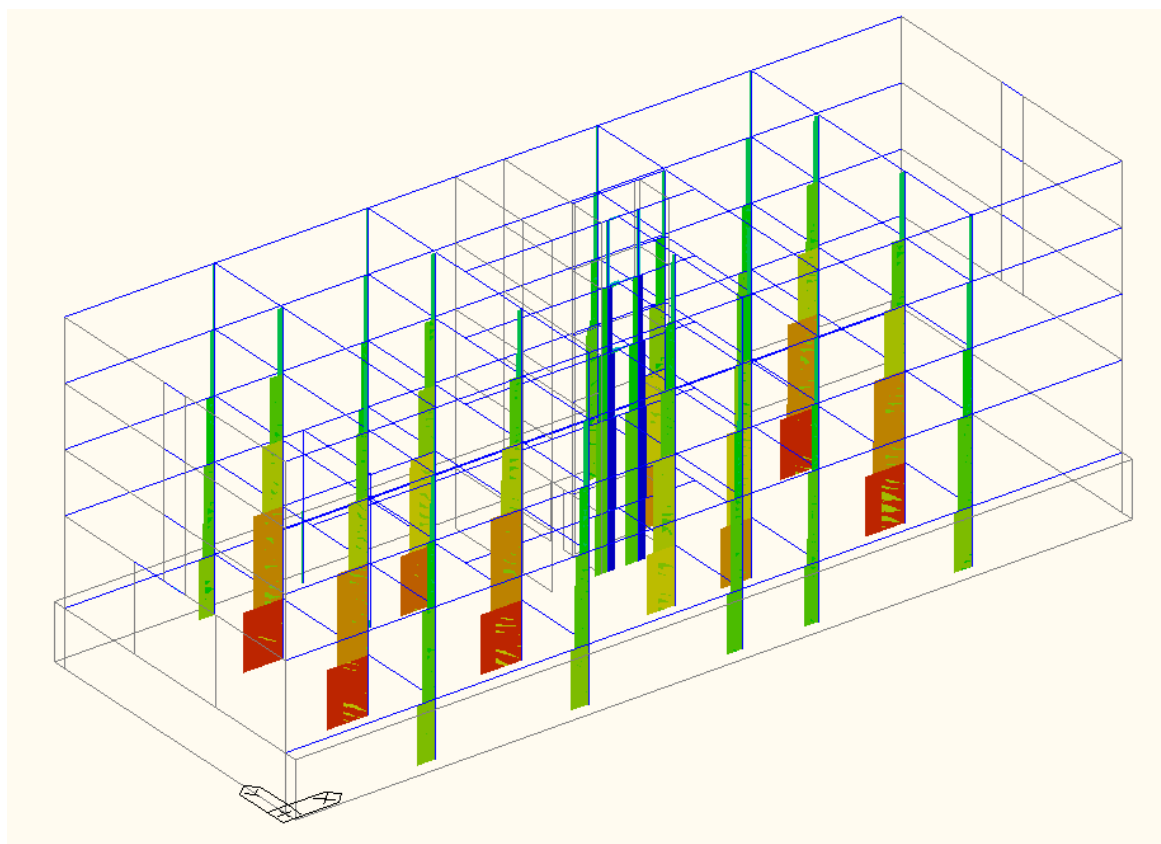


**Figura 13:** Taglio direzione Y negli elementi beam

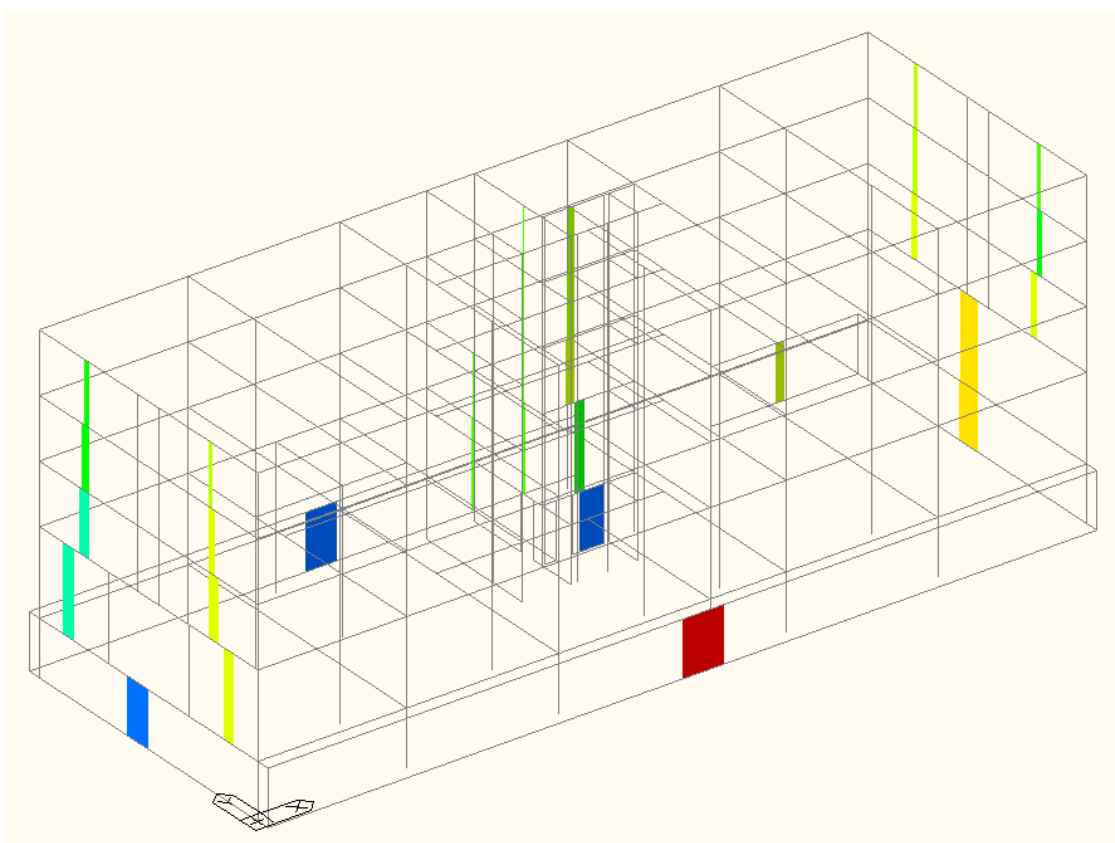


**Figura 14: Diagramma del taglio negli elementi wall**

- DIAGRAMMA DELLO SFORZO NORMALE



**Figura 15: Sforzo normale sui pilastri**

**Figura 16:** Sforzo normale sui setti

### 2.1.1 Stati limite indagati

Gli stati limiti indagati sono quelli relativi allo SLU per le verifiche di resistenza degli elementi strutturali. In particolare, l'azione sismica è stata considerata come risultante della combinazione delle tre diverse possibili direzioni, assumendo: Sisma lungo X SLV +30% Sisma lungo Y SLV+ 30% Sisma lungo Z SLV, Sisma lungo Y SLV +30% Sisma lungo X SLV+30% Sisma lungo Z SLV e Sisma lungo Z SLV +30% Sisma lungo X SLV+ 30% Sisma lungo Y SLV, considerando anche l'eccentricità accidentale dell'azione sismica previsto dalla norma.

Il calcolo strutturale è stato condotto analizzando tutte le azioni verticali e orizzontali, con le relative combinazioni, secondo quanto previsto dalla norma:

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

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

- Combinazione sismica, impiegata per gli stati limite ultimi e di esercizio connessi all'azione sismica E (v. § 3.2):

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



Tabella 2.5.I – Valori dei coefficienti di combinazione

Categoria/Azione variabile	$\Psi_{0i}$	$\Psi_{1j}$	$\Psi_{2j}$
Categoria A Ambienti ad uso residenziale	0,7	0,5	0,3
Categoria B Uffici	0,7	0,5	0,3
Categoria C Ambienti suscettibili di affollamento	0,7	0,7	0,6
Categoria D Ambienti ad uso commerciale	0,7	0,7	0,6
Categoria E Biblioteche, archivi, magazzini e ambienti ad uso industriale	1,0	0,9	0,8
Categoria F Rimesse e parcheggi (per autoveicoli di peso $\leq 30$ kN)	0,7	0,7	0,6
Categoria G Rimesse e parcheggi (per autoveicoli di peso $> 30$ kN)	0,7	0,5	0,3
Categoria H Coperture	0,0	0,0	0,0
Vento	0,6	0,2	0,0
Neve (a quota $\leq 1000$ m s.l.m.)	0,5	0,2	0,0
Neve (a quota $> 1000$ m s.l.m.)	0,7	0,5	0,2
Variazioni termiche	0,6	0,5	0,0

Tabella 2.6.I – Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni nelle verifiche SLU

		Coefficiente $\gamma_F$	EQU	A1 STR	A2 GEO
Carichi permanenti	favorevoli	$\gamma_{G1}$	0,9	1,0	1,0
	sfavorevoli		1,1	1,3	1,0
Carichi permanenti non strutturali <sup>(1)</sup>	favorevoli	$\gamma_{G2}$	0,0	0,0	0,0
	sfavorevoli		1,5	1,5	1,3
Carichi variabili	favorevoli	$\gamma_{Qi}$	0,0	0,0	0,0
	sfavorevoli		1,5	1,5	1,3

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



### 3. VERIFICA DEGLI ELEMENTI STRUTTURALI

Le verifiche vengono per meccanismi di rottura duttili vengono eseguite con spettro di risposta ridotto del fattore di struttura  $q=3$  mentre le verifiche di resistenza per meccanismi duttili vengono eseguite con spettro di risposta ridotto del fattore di struttura  $q=1.5$  come imposto dal cap.8 delle NTC'08 per edifici esistenti.

I valori adottati per la resistenza dei materiali sono riportati all'interno del paragrafo 1.2.1.

#### 3.1 Verifica a pressoflessione deviata pilastri

La verifica viene condotta con spettro di risposta ridotto del fattore di struttura  $q=3.0$ .

Eurocode2:04 RC-Column Checking Result Dialog												
Code : Eurocode2:04,NTC2008			Unit : kN , m			Primary Sorting Option						
Sorted by		<input type="radio"/> Member		Results		<input type="radio"/> SECT <input checked="" type="radio"/> MEMB						
		<input checked="" type="radio"/> Property				<input type="radio"/> Serviceability						
MEMB	SE	Section		fck	fyk	CHK	LC	V-Rebar	N_Rdma x	N_Ed	M_Edy	M_Edz
SECT	L	Bc	Hc	Height	fyw					Rat-N	Rat-My	Rat-Mz
0	<input type="checkbox"/>	50x50		36780.0	429440	OK	4	8-3-P16	9826.40	1569.35	39.2338	114.138
1	<input type="checkbox"/>	0.500	0.500	3.3000	429440					0.228	0.232	0.225
0	<input type="checkbox"/>	70x70		36780.0	429440	OK	34	8-3-P16	18653.6	636.968	332.883	35.4312
2	<input type="checkbox"/>	0.700	0.700	3.0000	429440					0.589	0.585	0.594
0	<input type="checkbox"/>	60x60		36780.0	429440	OK	24	8-3-P16	13872.2	503.307	331.516	42.3976
3	<input type="checkbox"/>	0.600	0.600	4.6000	429440					0.980	0.979	0.970
0	<input type="checkbox"/>	40x40		36780.0	429440	OK	6	8-3-P16	6516.20	152.531	3.05063	96.8735
4	<input type="checkbox"/>	0.400	0.400	3.3000	429440					0.571	0.588	0.565
0	<input type="checkbox"/>	PIL 60X40 N		25000.0	450000	OK	35	8-4-P20	9813.56	82.4384	209.544	8.37645
9	<input type="checkbox"/>	0.400	0.600	3.0000	450000					0.672	0.658	0.653
0	<input type="checkbox"/>	pilastrini x		36780.0	429440	OK	18	8-4-P12(P24)	4124.05	-429.85	119.463	10.1554
19	<input type="checkbox"/>	0.160	0.550	3.3000	429440					0.902	0.883	0.898

Figura 17: Verifica a pressoflessione deviata combinazione SLU

Tutti i pilastri esistenti e i pilastri di nuova realizzazione sono verificati a pressoflessione deviata per carichi combinati agli stati limite ultimi.

I pilastri esistenti 70x70 – 60x60 – 50x50 e 40x40 sono adeguati per carichi SLU pertanto non necessitano di interventi.

I pilastrini inseriti nel setto del vano ascensore necessitano invece di un rinforzo strutturale realizzato con piatti in acciaio S355 da 80x5mm incolati e imbullonati mediante barre passanti agli spigoli dei pilastri.

I piatti offrono una resistenza a pressoflessione che nel modello MIDAS è stata simulata mediante 4 barre Ø24mm, aventi una forza di snervamento ( $f_{yd} \cdot A$ ) equivalente ai piatti in S355, inserite negli spigoli dei pilastrini.

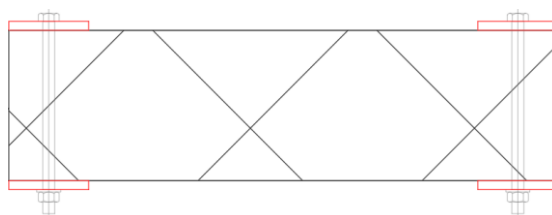


Figura 18: Rinforzo pilastrini 16x55 inseriti nel setto ascensore

LE VERIFICHE RISULTANO DUNQUE SODDISFATTE.



### 3.2 Verifica flessione travi

Le verifiche a flessione si eseguono con spettro di risposta ridotto del fattore di struttura  $q=3$ .

Si riportano le verifiche a flessione di tutte le travi:

Section	C	fck	POS	CHK	AsTop	AsBot	N(-) M_Ed	LCB	x/d	N(-) M_Rd	Rat-N	P(+)	M_Ed	LCB	x/d	P(+)	M_Rd	Rat-P
Bc	Hc	fyk																
bf	hf	fyw																
TR 150x27 Centro		36780	I	OK	0.0044	0.0028	342.224	1	0.14	429.916	0.8	422.138	4	0.1	281.139	0.15		
15.000	0.27	429440	M	OK	0.0013	0.0028	0	39	0.09	133.092	0	178.740	1	0.11	282.050	0.63		
0	0	429440	J	OK	0.0044	0.0028	332.762	1	0.14	429.916	0.77	516.687	1	0.1	281.139	0.18		
TR 150x37 Centro		36780	I	OK	0.0044	0.0028	441.682	2	0.1	618.292	0.71	487.149	4	0.07	401.602	0.12		
15.000	0.37	429440	M	OK	0.0013	0.0028	0	39	0.06	187.909	0	231.977	4	0.08	401.657	0.58		
0	0	429440	J	OK	0.0044	0.0028	449.153	2	0.1	618.292	0.73	595.289	4	0.07	401.602	0.15		
TR 60X40 NUOVA		25000	I	OK	0.0013	0.0013	463.256	4	0.14	186.171	0.25	328.547	2	0.14	186.171	0.18		
0.6	0.4	450000	M	OK	0.0013	0.0013	0	39	0.14	186.171	0	592.938	7	0.14	186.171	0.32		
0	0	450000	J	OK	0.0013	0.0013	460.298	2	0.14	186.171	0.25	330.026	4	0.14	186.171	0.18		
TR 150x27 Esterne		36780	I	OK	0.0013	0.0028	978.557	6	0.09	133.092	0.74	400.049	6	0.11	282.050	0.14		
15.000	0.27	429440	M	OK	0.0013	0.0028	0	39	0.09	133.092	0	755.181	6	0.11	282.050	0.27		
0	0	429440	J	OK	0.0044	0.0028	160.373	6	0.14	429.916	0.37	104.148	1	0.1	281.139	0.04		
TR 150x37 Esterne		36780	I	OK	0.0022	0.0019	252.888	4	0.07	315.470	0.8	509.202	2	0.06	273.621	0.19		
15.000	0.37	429440	M	OK	0.0013	0.0028	0	39	0.06	187.909	0	145.147	4	0.08	401.657	0.36		
0	0	429440	J	OK	0.0044	0.0019	293.756	2	0.1	618.179	0.48	305.288	4	0.07	272.711	0.11		
TR 150x27 Corta_INT		36780	I	OK	0.0028	0.0013	210.282	2	0.11	282.050	0.75	144.420	8	0.09	133.092	0.11		
15.000	0.27	429440	M	OK	0.0013	0.0013	535.935	25	0.08	132.826	0.04	105.411	6	0.08	132.826	0.79		
0	0	429440	J	OK	0.0019	0.0013	442.483	4	0.09	193.519	0.23	889.850	2	0.08	132.653	0.67		
TR 150x27 Corta_EST		36780	I	OK	0.0025	0.0013	205.164	4	0.1	252.959	0.81	361.348	1	0.08	133.816	0.27		
15.000	0.27	429440	M	OK	0.0013	0.0013	0	39	0.08	132.826	0	113.470	2	0.08	132.826	0.85		
0	0	429440	J	OK	0.0028	0.0013	216.701	2	0.11	282.050	0.77	296.639	4	0.09	133.092	0.22		
TR 150x37 Corta_INT		36780	I	OK	0.0031	0.0013	194.626	1	0.08	445.722	0.44	806.201	9	0.06	187.916	0.04		
15.000	0.37	429440	M	OK	0.0013	0.0019	684.499	25	0.06	186.960	0.04	959.267	4	0.06	272.773	0.35		
0	0	429440	J	OK	0.0019	0.0013	182.518	4	0.06	272.773	0.07	894.272	4	0.06	186.960	0.48		
TR 150x37 Corta_EST		36780	I	OK	0.0019	0.0013	176.395	4	0.06	272.773	0.65	318.619	1	0.06	186.960	0.17		
15.000	0.37	429440	M	OK	0.0013	0.0019	0	39	0.06	186.960	0	989.900	4	0.06	272.773	0.36		
0	0	429440	J	OK	0.0031	0.0013	189.924	1	0.08	445.722	0.43	250.998	4	0.06	187.916	0.13		
TR 150x27 EST-RINF		36780	I	OK	0.0028	0.0028	263.902	4	0.09	280.232	0.94	471.361	2	0.1	288.777	0.16		
15.000	0.27	429440	M	OK	0.0013	0.0028	101.055	39	0.07	130.526	0.01	144.144	2	0.11	288.919	0.5		
0	0	429440	J	OK	0.0044	0.0028	297.437	2	0.12	431.664	0.69	301.843	4	0.1	288.397	0.1		
TR 150x27 INT-RINF		36780	I	OK	0.0048	0.0028	455.547	1	0.15	472.542	0.96	473.676	6	0.1	283.586	0.17		
15.000	0.27	429440	M	OK	0.0013	0.0028	0	39	0.09	133.804	0	238.143	6	0.11	281.733	0.85		
0	0	429440	J	OK	0.0048	0.0028	451.657	1	0.15	472.542	0.96	691.373	6	0.1	283.586	0.24		

Figura 19: Verifica a flessione combinazione SLU

Tutte le travi risultano verificate a flessione per combinazioni SLU.

Le travi 150x27 nelle sezioni esterne e le estremità delle travi 150x27 (evidenziate in rosso) dell'allineamento centrale del piano prima sono state rinforzate all'estradosso rispettivamente con 2 strati e 1 strato di CFRP di larghezza pari a 100cm.

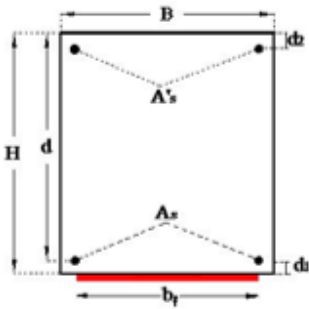
Il momento resistente degli elementi rinforzati è stata condotta con l'ausilio di autorevoli fogli di calcolo e riprodotto nel MIDAS per ottenere il confronto con le sollecitazioni agenti.





MOMENTO RESISTENTE TRAVI 150X27 ESTERNE:

Dati di Input Sezione		
Altezza (H)	270	mm
Base (B)	1500	mm
Area di acciaio in trazione $A_s$	1257	mm <sup>2</sup>
Area di acciaio in compressione	2827	mm <sup>2</sup>
Copri ferro ( $\delta_s = \delta_c$ )	25	mm
Altezza utile ( $d$ )	245	mm
Area di lamina $A_f$	658.0	mm <sup>2</sup>



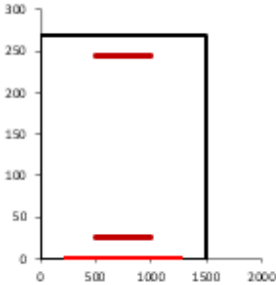
Materiali					
	Resistenze		Moduli elastici		
	Medie	Calcolo			
Calcestruzzo $f_{cm}$ [MPa]	44	36.78	34346	$f_{ctk}$	36.14 MPa
				$f_{ctm}$	3.28 MPa
Acciaio $f_{yk}$ [MPa]	515	429.2	210000	$\epsilon_{yk}$	0.00204

Fattore di confidenza  $\gamma$

Momento iniziale agente in sezione prima dell'applicazione delle fibre $M_i$	0
--	---

Materiale	Tipo di fibra	Esposizione
Map/May CURI-AX HM III	Carbonio	Interna

CARATTERISTICHE FRP	
$\sigma$ caratteristica di rottura	4410 MPa
$\epsilon$ caratteristica di rottura, $\epsilon_{tk}$	0.011
Modulo elastico	390000 MPa
Spessore equivalente tessuto secco ( $t_s$ )	0.329 mm
Coefficiente di sicurezza per distacco FR	1.2
Coefficiente parziale del materiale ( $\gamma_f$ )	1.10
Fattore di conversione ambientale ( $\eta_a$ )	0.95
$\sigma$ calcolo, $f_{e,d}$	3491 MPa



Larghezza rinforzo ( $b_f$ )	1000 mm
N° strati rinforzo ( $n$ )	2
Coefficiente per condizione di carico	Carico distribuito

$k_L$	1.00
$k_c$	0.037
$b_f / b$	0.67
$f_{e,d,2}$ Resist. di prog al distacco	908 MPa
$\epsilon_{e,d}$ Deformazione max di distacco	0.00233
$\epsilon_{yk}$ lembo teso CLS all'applicazione	0.00000
$\epsilon_{yk} - \epsilon_{yk}$	0.00204
$\Gamma_{f,d}$ Energia specifica di frattura	0.371 MPa
$f_{b,d}$ Resist. di prog. adesione FR	2.97 MPa
$l_{a,d}$ Lunghezza ottimale di ancora	200.0 mm
$f_{e,d}$ Resist. di prog. al distacco	553 MPa
$\epsilon$ calcolo, $\epsilon_{e,d}$	0.00233

$$\epsilon_{lim} = \frac{f_{e,d,2}}{E_f} \geq \epsilon_{yk} - \epsilon_{yk} \quad (4.7)$$
$$\epsilon_{yk} = \min \left\{ \eta_a \cdot \frac{\sigma_{yk}}{f_t}, \epsilon_{lim} \right\}$$

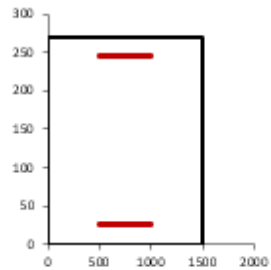
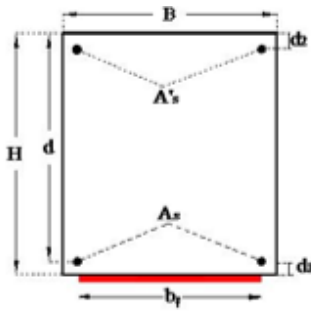
Output: calcolo dell'asse neutro a rottura e del momento ultimo ( $y_{cr}$ , $M_{u,d}$ )									
E' una procedura iterativa in cui si ipotizza un valore per $y_{cr}$ e si verifica che corrisponda $Nu=0$ (rottura in flessione semplice)									
$y_{cr}$	regione	$\psi$	$\lambda$	$\sigma'_s$	$\sigma_s$	$\sigma_c$	Risolvi	eq. Traslazione	$M_{u,d}$ kN m
mm		ad.	ad.	MPa	MPa	MPa			
25.68	1	0.80	0.416	1.36	429.17	908.48		0.00	281.37

Figura 20: Verifica rinforzo travi 150x27 esterne



MOMENTO RESISTENTE TRAVI 150X27 INTERNE PIANO PRIMO:

Dati di Input Sezione			
Altezza (H)	270	mm	
Base (B)	1500	mm	
Area di acciaio in trazione $A_s$	3770	mm <sup>2</sup>	
Area di acciaio in compressione	2827	mm <sup>2</sup>	
Copripetto ( $d_s = d'_s$ )	25	mm	
Altezza utile (d)	245	mm	
Area di lamina $A_s$	323.0	mm <sup>2</sup>	



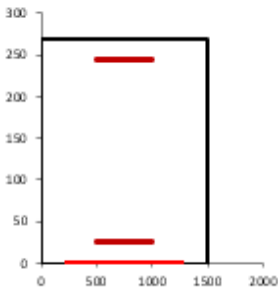
Materiali					
	Resistenze		Moduli elastici		
	Medie	Calcolo			
Calcestruzzo $f_{cm}$ [MPa]	44	36.78	34346	$f_{ctk}$	36.14 MPa
				$f_{ctd}$	3.28 MPa
Acciaio $f_{yk}$ [MPa]	515.33	429.4	210000	$\epsilon_{yk}$	0.00204

Fattore di confidenza  $\gamma$

Materiali	
Momento iniziale agente in sezione prima dell'applicazione delle fibre $M_i$	0

Materiali	Tipo di fibra	Esposizione
Haplitrap CUREX HM 888	Carbonio	Interna

CARATTERISTICHE FRP	
$\sigma$ caratteristica di rottura	4410 MPa
$\epsilon$ caratteristica di rottura, $\epsilon_{tk}$	0.011
Modulo elastico	390000 MPa
Spessore equivalente tessuto secco ( $t_s$ )	0.329 mm
Coefficiente di sicurezza per distacco FRP	1.2
Coefficiente parziale del materiale ( $\gamma_f$ )	1.10
Fattore di conversione ambientale ( $\eta_a$ )	0.95
$\sigma$ calcolo, $f_{t,k}$	3491 MPa



Larghezza rinforzo ( $b_f$ )	
Larghezza rinforzo ( $b_f$ )	1000 mm
N° strati rinforzo ( $n$ )	1
Coefficiente per condizione di ca	Cassa distribuita

Larghezza rinforzo ( $b_f$ )	
$k_1$	1.00
$k_2$	0.037
$b_f / b$	0.67
$f_{t,k,2}$ Resist. di prog al distacco	1285 MPa
$\epsilon_{t,k,2}$ Deformazione max di distacco	0.00329
$\epsilon_{t,k}$ lembo teso CLS all'applicazione	0.00000
$\epsilon_{t,k} - \epsilon_{t,k}$	0.00204
$\Gamma_{t,k}$ Energia specifica di frattura	0.371 MPa
$f_{t,k}$ Resist. di prog. adesione FRP	2.97 MPa
$l_{a,k}$ Lunghezza ottimale di ancora	200.0 mm
$f_{t,k}$ Resist. di prog. al distacco	782 MPa
$\epsilon$ calcolo, $\epsilon_{t,k}$	0.00329

$$\epsilon_{t,k} = \frac{f_{t,k,2}}{E_t} \geq \epsilon_{t,k} - \epsilon_{t,k} \quad (4.7)$$
$$\epsilon_{t,k} = \min \left\{ \eta_a \cdot \frac{\sigma_a}{f_t}, \epsilon_{t,k} \right\}$$

Output: calcolo dell'asse neutro a rottura e del momento ultimo ( $y_{cr}$ , $M_{Rd}$ )									
E' una procedura iterativa in cui si ipotizza un valore per $y_{cr}$ e si verifica che corrisponda $Nu=0$ (rottura in flessione semplice)									
$y_{cr}$	regione	$\eta$	$\lambda$	$\sigma'_s$	$\sigma_s$	$\sigma_c$	Risolvi	eq. Traslazione	$M_{Rd}$
mm		ad.	ad.	MPa	MPa	MPa			kNm
42.79	1	0.80	0.416	54.16	429.44	1284.79		0.00	473.34

Figura 21: Verifica rinforzo travi 150x27 interne primo piano

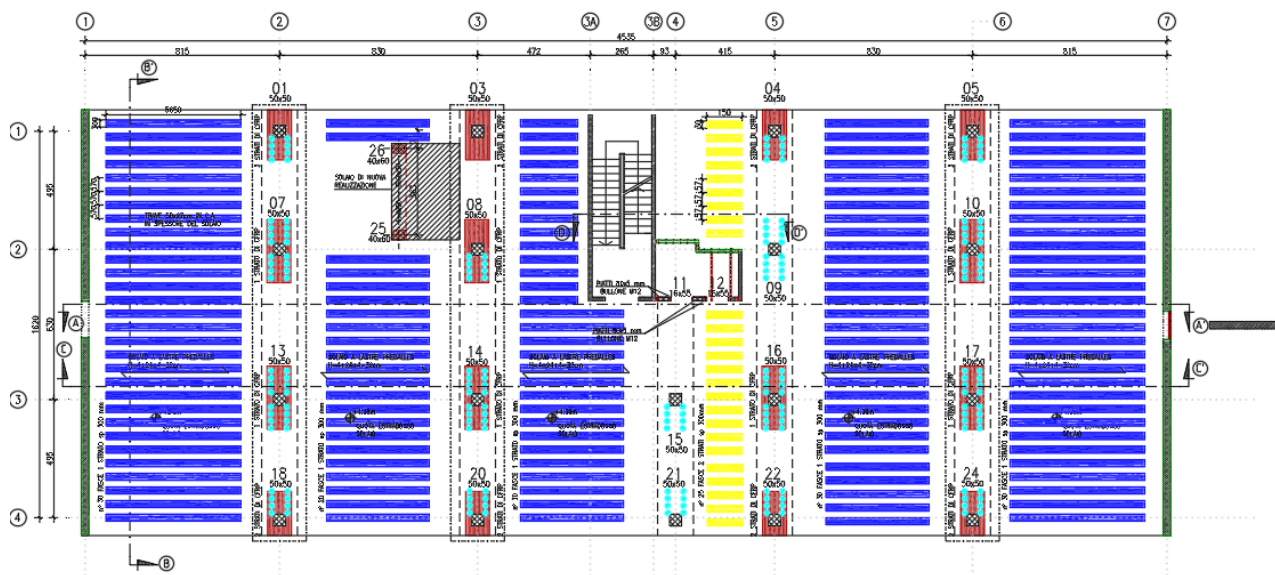


I momenti resistenti delle travi risultano identici a quelli riportati nella tabella estrapolata dal MIDAS.

Le travi, rinforzate con tessuti CFRP aventi larghezza pari a 100cm ed estese fino alla quota di inversione del momento flettente, risultano verificate.

Nelle immagini seguenti, vengono rappresentate in rosso le porzioni di travi rinforzate con CFRP per momento flettente negativo:

#### PIANTA PIANO PRIMO:



#### PIANTA PIANI SECONDO E TERZO:

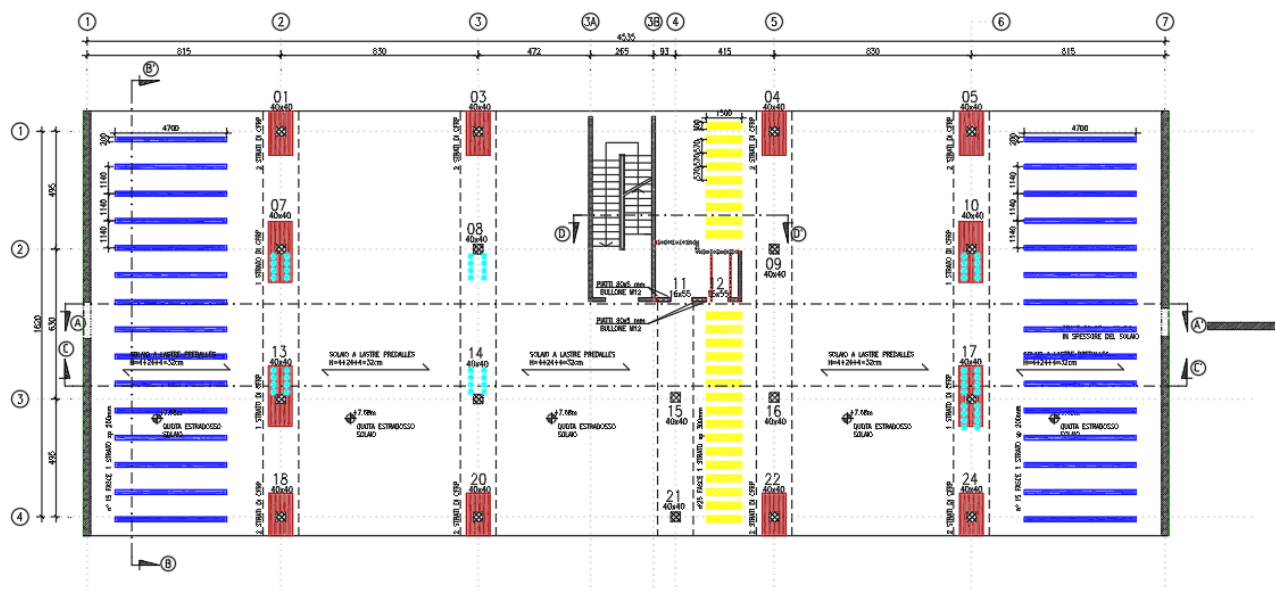


Figura 22: Piante rinforzo flessione travi



### 3.3 Verifica presso/tenso flessione setti:

Le verifiche si eseguono con spettro di risposta ridotto del fattore di struttura  $q=3$ .

Si riportano le verifiche a di tutti i setti in c.a.:

WID	fck	fyk	CHK	N_Rdmax	Rat-Ny	M_Edy	Rat-My
Story	hw	fyw	CHK	N_Ed	Rat-Nz	M_Edz	Rat-Mz
1	36780	429440	OK	197106	0.038	15105.5	0.038
Fond	0.3	429440	OK	2588.31	0	0	0
2	36780	429440	OK	506360	0.17	8295.8	0.169
Fond	0.3	429440	OK	-739.87	0	0	0
3	36780	429440	OK	337600	0.189	7070.18	0.19
Fond	0.3	429440	OK	-359.65	0	0	0
4	36780	429440	OK	90058	0.433	1976.73	0.423
Fond	0.3	429440	OK	-13.119	0	0	0
5	36780	429440	OK	197106	0.037	15948.2	0.037
Fond	0.3	429440	OK	3005.43	0	0	0
6	36780	429440	OK	39651.8	0.777	3874.89	0.759
PT	0.2	429440	OK	-34.087	0	0	0
7	36780	429440	OK	39651.8	0.786	3948.72	0.789
PT	0.2	429440	OK	-68.538	0	0	0
8	36780	429440	OK	54719.7	0.76	1760.56	0.758
1F	0.2	429440	OK	-359.6	0	0	0
9	36780	429440	OK	54719.7	0.8	1781.88	0.782
1F	0.2	429440	OK	-389.09	0	0	0
10	36780	429440	OK	124656	0.094	19308.8	0.093
PT	0.2	429440	OK	2721.26	0	0	0
11	36780	429440	OK	54719.7	0.468	3043.24	0.468
1F	0.2	429440	OK	338.746	0	0	0
12	36780	429440	OK	54719.7	0.513	3149.31	0.513
1F	0.2	429440	OK	317.399	0	0	0
13	36780	429440	OK	42724.5	0.081	2396.04	0.079
PT	0.16	429440	OK	855.660	0	0	0
14	36780	429440	OK	42724.5	0.077	2269.53	0.077
PT	0.16	429440	OK	769.316	0	0	0
15	36780	429440	OK	25777.4	0.894	7563.63	0.911
1F	0.16	429440	OK	139.788	0	0	0
16	36780	429440	OK	12966.4	0.026	869.872	0.025
Fond	0.16	429440	OK	187.410	0	0	0
17	36780	429440	OK	54719.7	0.532	1508.45	0.527
2F	0.2	429440	OK	-171	0	0	0
18	36780	429440	OK	54719.7	0.544	1528.28	0.551
2F	0.2	429440	OK	-188.77	0	0	0
19	36780	429440	OK	54719.7	0.17	1382.13	0.167
2F	0.2	429440	OK	212.432	0	0	0
20	36780	429440	OK	54719.7	0.19	1436.92	0.19
2F	0.2	429440	OK	197.484	0	0	0
21	36780	429440	OK	27436	0.951	9832.97	0.93
PT	0.16	429440	OK	204.740	0	0	0

Figura 23: Verifica a flessione setti

Tutti i setti risultano verificati a flessione per combinazioni SLU.

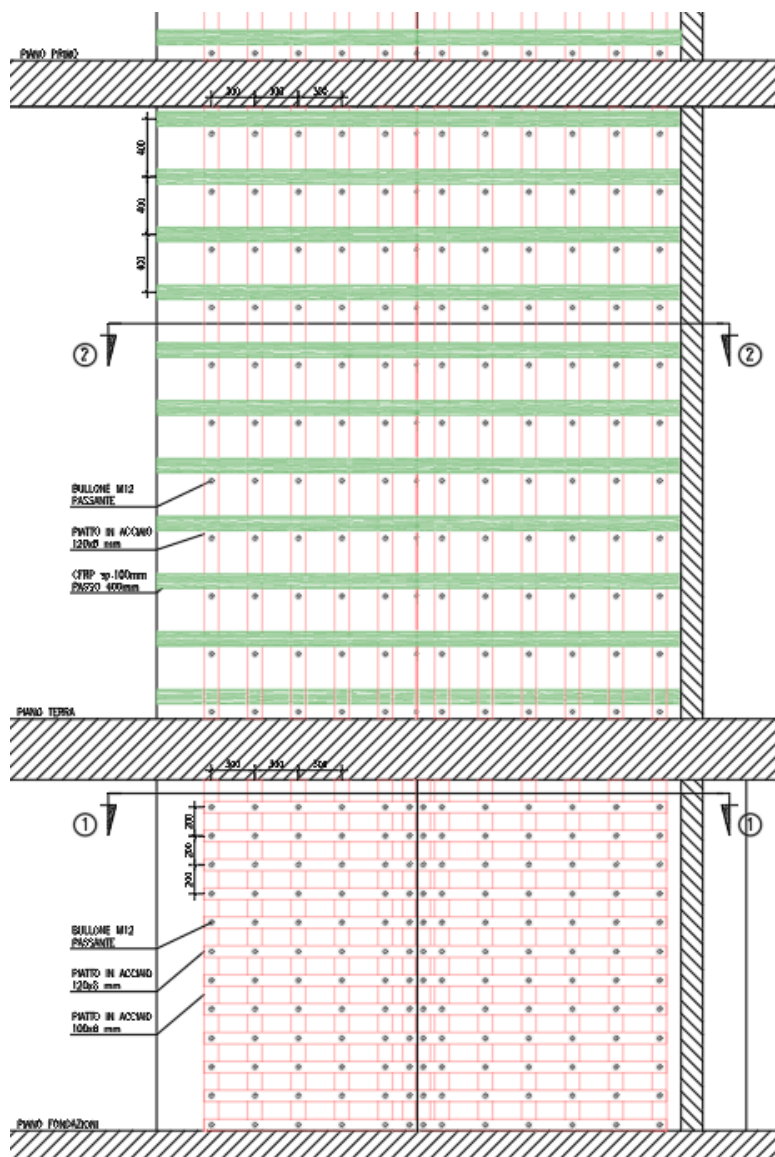
I setti appartenenti al vano ascensore ID 15 e 21, evidenziati in rosso, sono stati rinforzati a flessione mediante piatti di acciaio S355 da 120x8mm dalla fondazione al primo piano e da piatti 120x5mm dal primo piano alla copertura. I piatti verticali vengono incollati e imbullonati al setto con passo 300mm.

I piatti offrono una resistenza a pressoflessione che nel modello MIDAS è stata simulata mediante barre Ø30/300mm, aventi una forza di snervamento ( $f_{yd} \cdot A$ ) equivalente ai piatti in S355 applicati verticalmente su ambo le facce del setto.

I setti ID 6 – 7 e 10 appartenenti al setto esterno PT lato nord, sono rinforzati mediante l'applicazione di fasce in CFRP che offrono una resistenza, implementata nel modello MIDAS come area equivalente di ferro.

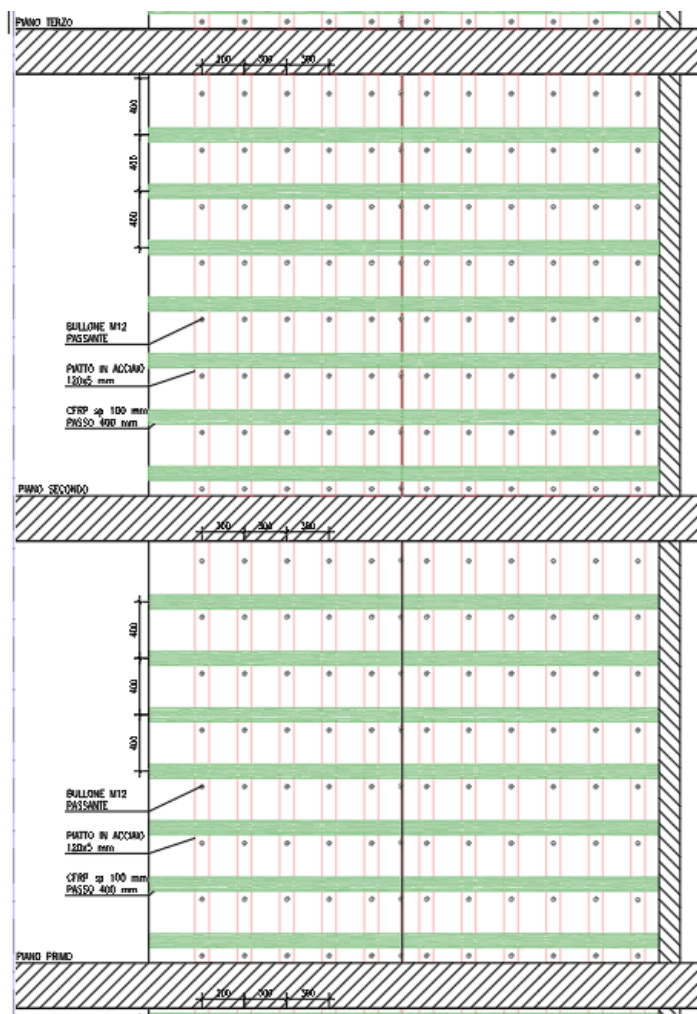


SETTO RINFORZATO DA FONDAZIONE A 1°P:





SETTO RINFORZATO DA 1°P A COPERTURA:



RINFORZO SETTO – VISTA IN PIANTA:

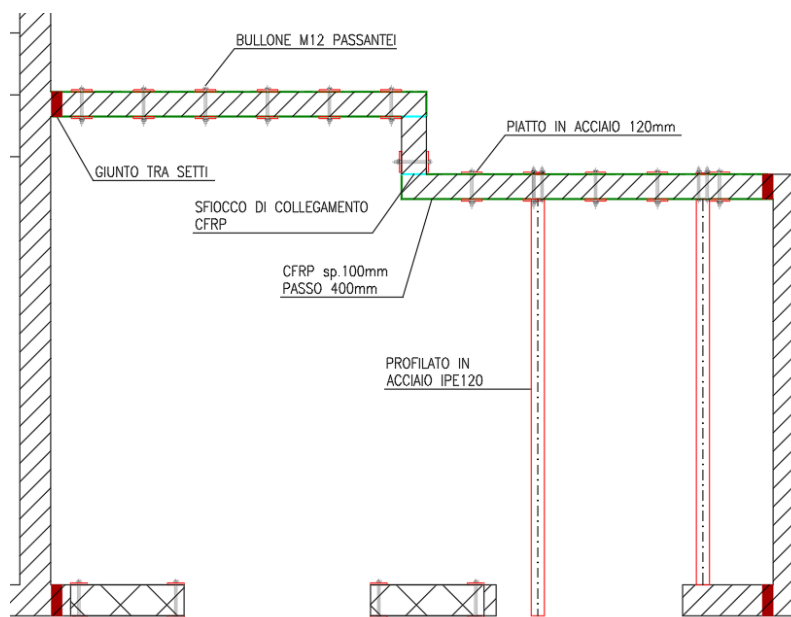


Figura 24: Rinforzo setto ascensore





## RINFORZO SETTI ESTERNI:

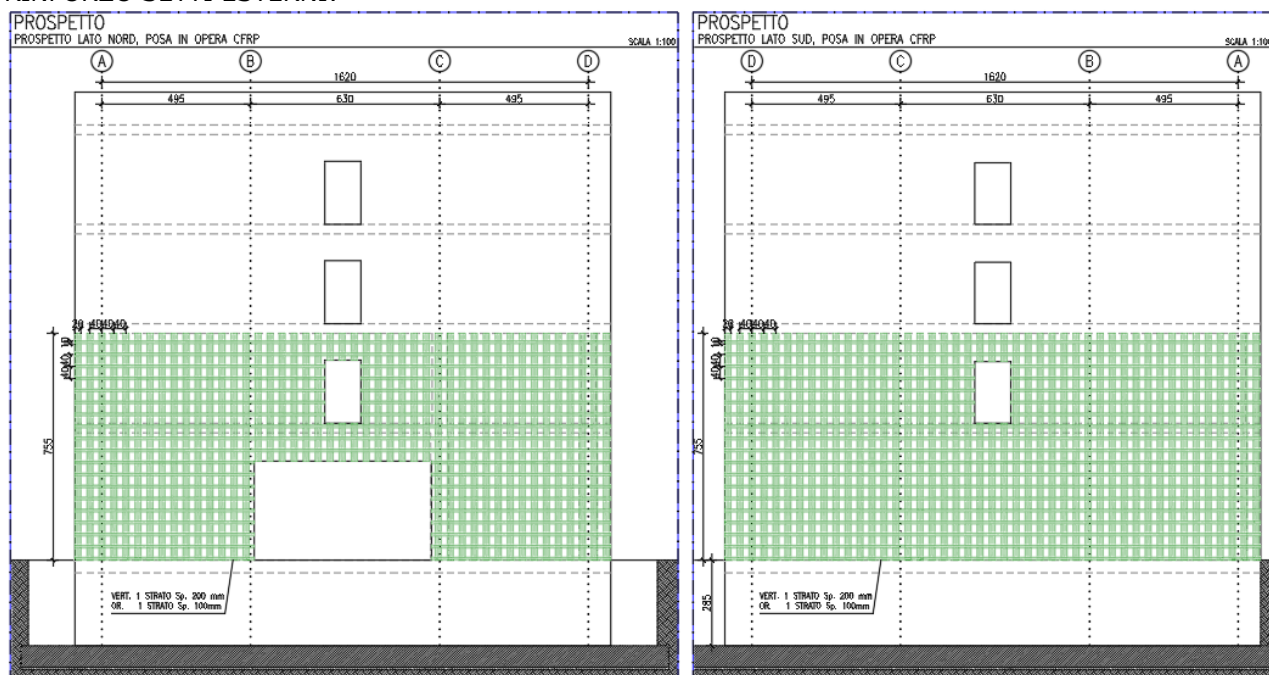


Figura 25: Rinforzo setti esterni

Calcolo area equivalente fibra sp.100/400mm:

MECCANISMO DI DELAMINAZIONE PER MODO:			MODO 2		MODO 1	
			Distacco centrale		Distacco di estremità	
$\gamma_{f,d}$	1.20	[-]	ffdd,2	1.575.78 Mpa	ffdd	766.81 Mpa
$\eta$	0.95	[-]	$\epsilon_{fdd}$	0.0040 [-]	$\epsilon_{fdd,1}$	0.0020 [-]
Ef	390.000.00	MPa	A equivalente X Midas		A equivalente X Midas	
n.	1.00	[-]	2.42 cmq		1.18 cmq	
Pt	600.00	g/mq	A equivalente per metro		A equivalente per metro	
p_fib	1.82	g/cmc	6.05 cmq/ml		2.94 cmq/ml	
bf	200.00	mm	A ferro esistente		A tot	
Afib	65.93	mmq	1.50 cmq/ml		4.44 cmq/ml	
tf	0.330	mm	A tot		4.44 cmq/ml	
$\Gamma_{fd}$	0.397	MPa	7.55 cmq/ml		4.44 cmq/ml	
b	400.00	mm			Condizione dominante	
h	200.00	mm			4,44 cmq/m = Ø12/250 mm	
FC	1.20	[-]				
Kb	1.00	[-]				
fcm	44.14	Mpa				
fctm	3.75	Mpa				
KG	0.037	[-]				
KG,2	0.10	[-]				
kq	1.25	[-]				
Afibra	65.93	mmq				
f <sub>yd, midas</sub>	429.44	MPa				

Figura 26: Calcolo area equivalente alla fibra



### 3.4 Verifica a taglio travi in spessore

Le verifiche si eseguono con spettro di risposta ridotto del fattore di struttura  $q=1.5$

Le travi che nello SDF presentano un taglio resistente minore del taglio agente per carichi SLU, vengono rinforzate mediante barre da 8mm di CFRP sfioccate alle estremità.

La tensione di snervamento è data dalla rottura del supporto in CLS in prossimità dello sfiocco.

Si riportano le verifiche delle travi rinforzate con barre in CFRP e sfiochi alle estremità inghisate in fori inclinati a 45°, nella condizione peggiore.

TRAVE 150X37:

Verifica a taglio			
<b>4.1.2.1.3.1 Elementi senza armature trasversali resistenti a taglio</b>			
È consentito l'impiego di solai, piastre e membrature a comportamento analogo, sprovviste di armature trasversali resistenti a taglio. La resistenza a taglio $V_{Rd}$ di tali elementi deve essere valutata, utilizzando formule di comprovata affidabilità, sulla base della resistenza a trazione del calcestruzzo.			
La verifica di resistenza (SLU) si pone con			
$V_{Rd} \geq V_{Ed}$			(4.1.13)
dove $V_{Ed}$ è il valore di calcolo dello sforzo di taglio agente.			
Con riferimento all'elemento fessurato da momento flettente, la resistenza al taglio si valuta con			
$V_{Rd} = \{0,18 \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_1 \cdot f_{ck})^{1/3} / \gamma_c + 0,15 \cdot \sigma_{cp}\} \cdot b_w \cdot d \geq (v_{min} + 0,15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d$			(4.1.14)
<b>CARATTERISTICHE</b>		$d$ è l'altezza utile della sezione (in mm); $\rho_1 = A_{sl} / (b_w \cdot d)$ è il rapporto geometrico di armatura longitudinale ( $\leq 0,02$ ); $\sigma_{cp} = N_{Ed} / A_c$ è la tensione media di compressione nella sezione ( $\leq 0,2 f_{cd}$ ); $b_w$ è la larghezza minima della sezione (in mm).	
CLS DA	Elem. Esist. Fra.		
F DA PR	LC2 FC=1,20		
$k =$	1,76	con $k = 1 + (200/d)^{1/2} \leq 2$ $v_{min} = 0,035 k^{3/2} f_{ck}^{1/2}$	$d =$ 345 mm
$v_{min} =$	0,50		$b_w =$ 1500 mm
$\rho_1 =$	0,002		$f_{cd} / FC =$ 44,0 N/mm <sup>2</sup>
$\sigma_{cp} =$	0,00	Altezza H Coprifer.	$f_{cd} =$ 24,9 N/mm <sup>2</sup>
$\gamma_c =$	1,5	370 25	$N_{Ed} =$ 0 kg
$\gamma_f =$	1,15	Arm. Tesa cm <sup>2</sup> 12,57	$A_c =$ 555000 mm <sup>2</sup>
$V_{Ed} =$	43977	kg	$V_{Rd} =$ IF termine
$V_{Rd} =$	25639	kg	Armare a taglio
<b>4.1.2.1.3.2 Elementi con armature trasversali resistenti al taglio</b>			
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 $\theta$ dei puntoni di calcestruzzo rispetto all'asse della trave deve rispettare i limiti seguenti:			
$1 \leq \text{ctg } \theta \leq 2,5$			(4.1.16)
La verifica di resistenza (SLU) si pone con			
$V_{Rd} \geq V_{Ed}$			(4.1.17)
dove $V_{Ed}$ è il valore di calcolo dello sforzo di taglio agente.			
Con riferimento all'armatura trasversale, la resistenza di calcolo a "taglio trazione" si calcola con:			
$V_{Rsd} = 0,9 \cdot d \cdot \frac{A_{sw}}{s} \cdot f_{yd} \cdot (\text{ctg } \alpha + \text{ctg } \theta) \cdot \sin \alpha$			(4.1.18)
$A_{sw}$	area dell'armatura trasversale;		
$s$	interasse tra due armature trasversali consecutive;		
$\alpha$	angolo di inclinazione dell'armatura trasversale rispetto all'asse della trave;		
$f'_{cd}$	resistenza a compressione ridotta del calcestruzzo d'anima ( $f'_{cd} = 0,5 \cdot f_{cd}$ );		
$s =$	250 mm	$f_{yd} =$	371,01 N/mm <sup>2</sup>
$\alpha \text{ staffe} =$	90 gradi	$d =$	345 mm
$\phi \text{ staffe} =$	8 mm	$\theta^\circ =$	0,7853982 rad
$n^\circ \text{ braccia} =$	4	$\theta^\circ =$	45,0 gradi
$A_{sw} =$	201 mm <sup>2</sup>	$1 \leq \text{ctg } \theta \leq 2,5 =$	1,0000
<b>STAFFE ESISTENTI</b>		$V_{Rsd} =$	9260 kg
<b>Taglio Trazione</b>			
$s =$	250 mm	$f_{yd} =$	2925 N/mm <sup>2</sup>
$\alpha \text{ staffe} =$	45 gradi	$d =$	345 mm
$\phi \text{ staffe} =$	8 mm	$\theta^\circ =$	0,7853982 rad
$n^\circ \text{ braccia} =$	2	$\theta^\circ =$	45,0 gradi
$A_{sw} =$	100 mm <sup>2</sup>	$1 \leq \text{ctg } \theta \leq 2,5 =$	1,0000
<b>STAFFE INTEGRATE</b>		$V_{Rsd} =$	51623 kg
<b>Taglio Trazione</b>			
$V_{Rsd} \text{ TOTALE} =$ 60883			
Con riferimento al calcestruzzo d'anima, la resistenza di calcolo a "taglio compressione" si calcola con			
$V_{Rcd} = 0,9 \cdot d \cdot b_w \cdot \alpha_c \cdot f'_{cd} \cdot (\text{ctg } \alpha + \text{ctg } \theta) / (1 + \text{ctg }^2 \theta)$			
$\alpha_c$	coefficiente maggiorativo pari a		
	1	per membrature non compresse	
	$1 + \sigma_{cp} / f_{cd}$	per $0 \leq \sigma_{cp} < 0,25 f_{cd}$	
	1,25	per $0,25 f_{cd} \leq \sigma_{cp} \leq 0,5 f_{cd}$	
	$2,5(1 - \sigma_{cp} / f_{cd})$	per $0,5 f_{cd} < \sigma_{cp} < f_{cd}$	
$f_{cd} =$	12,47 N/mm <sup>2</sup>	$\alpha_c =$	1
$b_w =$	1500 mm	$d =$	345 mm
<b>Considerare VRd</b>		$V_{Rcd} =$	290318 kg
		$V_{Ed} =$	43977 kg
		<b>Taglio Compressione</b>	
		<b>Taglio di Progetto</b>	
$V = V_{Rsd} + V_{Rcd} =$		86522 kg	<b>Taglio resistente C.S.</b> 1,97

Figura 27: Verifica a taglio travi 150x37 rinforzate



## Verifica a taglio

## 4.1.2.1.3.1 Elementi senza armature trasversali resistenti a taglio

È consentito l'impiego di solai, piastre e membrature a comportamento analogo, sprovviste di armature trasversali resistenti a taglio. La resistenza a taglio  $V_{Rd}$  di tali elementi deve essere valutata, utilizzando formule di comprovata affidabilità, sulla base della resistenza a trazione del calcestruzzo.

La verifica di resistenza (SLU) si pone con

$$V_{Rd} \geq V_{Ed} \quad (4.1.13)$$

dove  $V_{Ed}$  è il valore di calcolo dello sforzo di taglio agente.

Con riferimento all'elemento fessurato da momento flettente, la resistenza al taglio si valuta con

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

CARATTERISTICHE		d	
CLS DA	Elem. Esist. Fra.	d è l'altezza utile della sezione (in mm);	
F DA PR	LC2 FC=1.20	$\rho_l = A_{sl} / (b_w \cdot d)$ è il rapporto geometrico di armatura longitudinale ( $\leq 0,02$ );	
		$\sigma_{cp} = N_{Ed} / A_c$ è la tensione media di compressione nella sezione ( $\leq 0,2 f_{cd}$ );	
		$b_w$ è la larghezza minima della sezione (in mm).	
k =	1.90	con	d = 245 mm
$v_{min} =$	0.56	$k = 1 + (200/d)^{1/2} \leq 2$	$b_w =$ 1500 mm
$\rho_l =$	0.003	$v_{min} = 0,035 k^{3/2} f_{ck}^{1/2}$	$f_{ck}/F_{CT} =$ 44.0 N/mm <sup>2</sup>
$\sigma_{cp} =$	0.00	Altezza H	$f_{cd} =$ 24.9 N/mm <sup>2</sup>
$\gamma_c =$	1.5	Copriifer.	$N_{Ed} =$ 0 kg
$\gamma_f =$	1.15	Arm.Tesa cm <sup>2</sup>	$A_c =$ 405000 mm <sup>2</sup>
$V_{Ed} =$	44677 kg		$V_{Rd} = F' \text{ termine}$
$V_{Rd} =$	20725 kg		Armare a taglio

## 4.1.2.1.3.2 Elementi con armature trasversali resistenti al taglio

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  $\theta$  dei puntoni di calcestruzzo rispetto all'asse della trave deve rispettare i limiti seguenti:

$$1 \leq \text{ctg } \theta \leq 2,5 \quad (4.1.16)$$

La verifica di resistenza (SLU) si pone con

$$V_{Rd} \geq V_{Ed} \quad (4.1.17)$$

dove  $V_{Ed}$  è il valore di calcolo dello sforzo di taglio agente.

Con riferimento all'armatura trasversale, la resistenza di calcolo a "taglio trazione" si calcola con:

$$V_{Rsd} = 0,9 \cdot d \cdot \frac{A_{sw}}{s} \cdot f_{yd} \cdot (\text{ctg } \alpha + \text{ctg } \theta) \cdot \sin \alpha \quad (4.1.18)$$

$A_{sw}$	area dell'armatura trasversale;
s	interasse tra due armature trasversali consecutive;
$\alpha$	angolo di inclinazione dell'armatura trasversale rispetto all'asse della trave;
$f'_{cd}$	resistenza a compressione ridotta del calcestruzzo d'anima ( $f'_{cd} = 0,5 \cdot f_{cd}$ );

s =	250 mm	$f_{yd} =$	371.01 N/mm <sup>2</sup>
$\alpha$ staffe =	90 gradi	d =	245 mm
$\phi$ staffe =	8 mm	$\theta^\circ =$	0.7853982 rad
n° braccia =	4	$\theta^\circ =$	45.0 gradi
$A_{sw} =$	201 mm <sup>2</sup>	$1 \leq \text{ctg } \theta \leq 2,5 =$	1.0000
STAFFE ESISTENTI		$V_{Rsd} =$	6576 kg
		Taglio Trazione	
s =	250 mm	$f_{yd} =$	2925 N/mm <sup>2</sup>
$\alpha$ staffe =	45 gradi	d =	245 mm
$\phi$ staffe =	8 mm	$\theta^\circ =$	0.7853982 rad
n° braccia =	2	$\theta^\circ =$	45.0 gradi
$A_{sw} =$	100 mm <sup>2</sup>	$1 \leq \text{ctg } \theta \leq 2,5 =$	1.0000
STAFFE INTEGRATE		$V_{Rsd} =$	36660 kg
		Taglio Trazione	
$V_{Rsd} \text{ TOTALE} =$		43236	

Con riferimento al calcestruzzo d'anima, la resistenza di calcolo a "taglio compressione" si calcola con

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

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

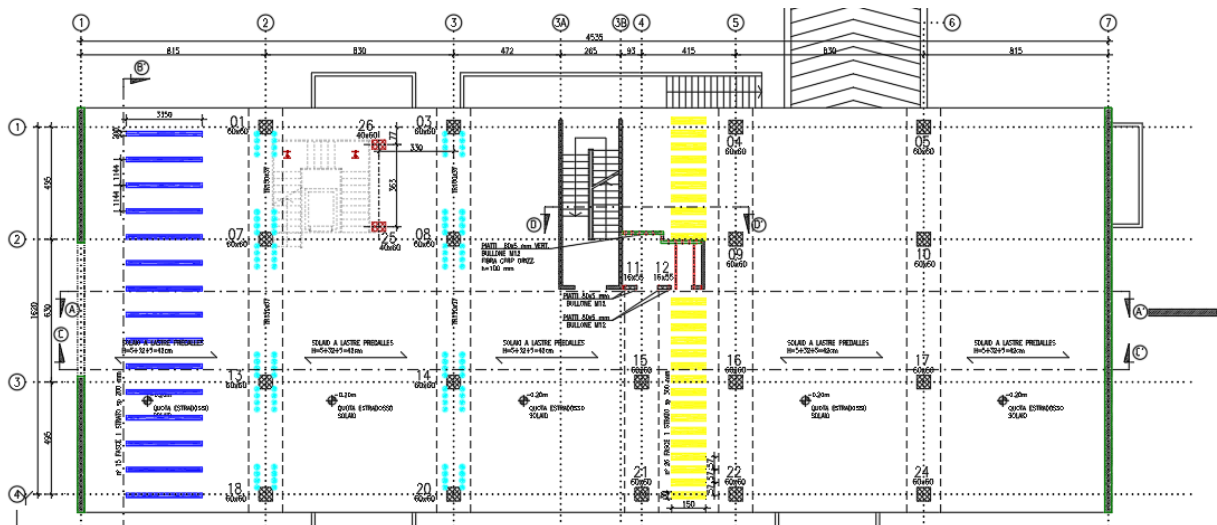
$f_{cd} =$	12.47 N/mm <sup>2</sup>	$\alpha_c =$	1
$b_w =$	1500 mm	d =	245 mm
Considerare VRd		$V_{Rcd} =$	206168 kg
		$V_{Ed} =$	44677 kg
		Taglio Compressione	
		Taglio di Progetto	
$V = V_{Rsd} + V_{Rd} =$		63961 kg	
		Taglio resistente C.S.	
		1.43	

Figura 28: Verifica a taglio travi 150x27

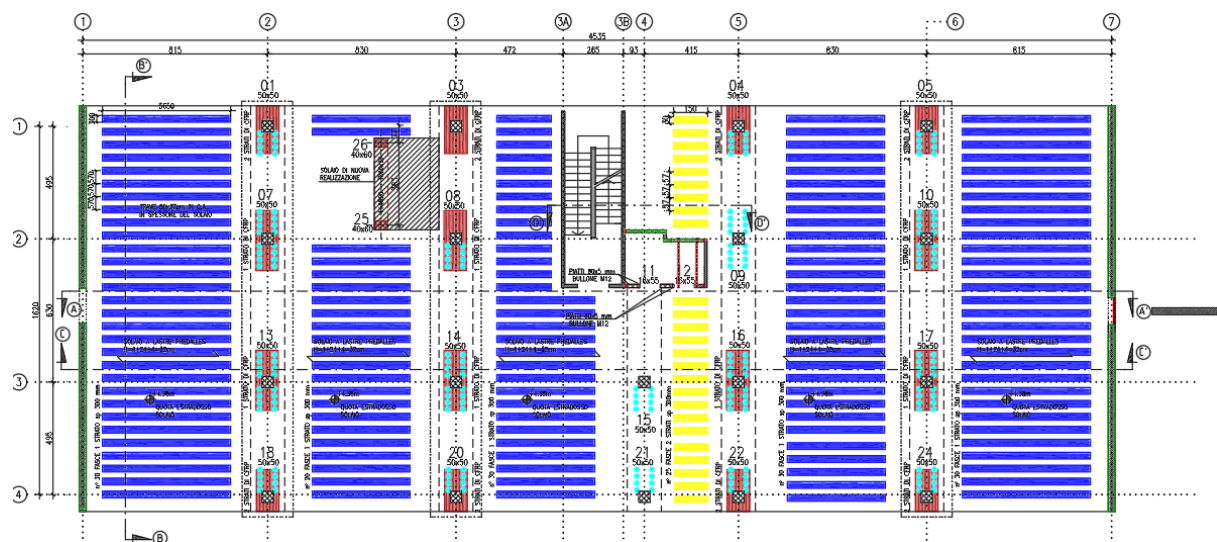
Le travi, rinforzate con barre di CFRP integrative innestate a 45° con passo 250mm risultano verificate.



IL RINFORZO A TAGLIO DELLE TRAVI E' RAPPRESENTATO MEDIANTE FIOCCHI DI CFRP IN COLOR CIANO:  
PIANO TERRA



PIANO PRIMO



PIANO SECONDO E TERZO

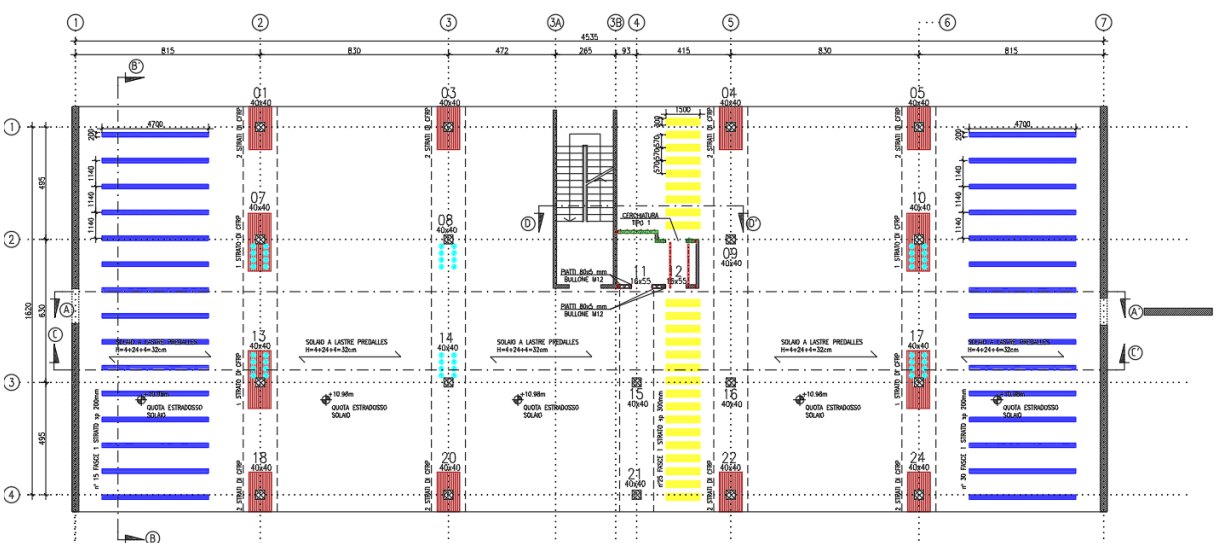


Figura 29: In ciano i rinforzi a taglio delle travi



### 3.5 Verifica a taglio setti

Le verifiche si eseguono con spettro di risposta ridotto del fattore di struttura  $q=1.5$

I setti che nello SDF presentano un taglio resistente minore del taglio agente per carichi SLU, vengono rinforzate mediante fasce di fibra di carbonio aventi  $sp.100mm$  e passo  $400mm$ .

Il contributo della fibra è stato valutato con un area del ferro equivalente integrativa:

MECCANISMO DI DELAMINAZIONE PER MODO:			MODO 2	MODO 1
			Distacco centrale	Distacco di estremità
$\gamma_{f,d}$	1.20	[-]	ffdd,2	ffdd
$\eta$	0.85	[-]	1.533.64	746.30
$E_f$	390.000.00	MPa	Mpa	Mpa
$n$	1.00	[-]	ffdd	ffdd,1
$P_t$	600.00	g/mq	0.0039	0.0019
$p_{fib}$	1.82	g/cmc	[-]	[-]
$bf$	100.00	mm	A equivalente	A equivalente X Midas
$A_{fib}$	32.97	mmq	1.13	0.55
$t_f$	0.330	mm	cmq	cmq
$\Gamma_{Fd}$	0.469	MPa	$\varnothing 12/400mm$	La condizione non si innesca
$b$	400.00	mm		
$h$	160.00	mm		
FC	1.20	[-]		
Kb	1.18	[-]		
fcm	44.14	Mpa		
fctm	3.75	Mpa		
K <sub>G</sub>	0.037	[-]		
K <sub>G,2</sub>	0.10	[-]		
kq	1.25	[-]		
A <sub>fibra</sub>	32.97	mmq		
f <sub>yd, equivalente</sub>	447.00	MPa		

**Figura 30: Calcolo fibra orizzontale chiusa**

Il setto ascensore del piano interrato è stato rinforzato a taglio mediante piatti in acciaio S355 da  $80 \times 5mm$  passo  $200mm$ .



## 3.6 Taglio setti Sp.20cm

Verifica a taglio			
<b>4.1.2.1.3.1 Elementi senza armature trasversali resistenti a taglio</b>			
È consentito l'impiego di solai, piastre e membrature a comportamento analogo, sprovviste di armature trasversali resistenti a taglio. La resistenza a taglio $V_{Rd}$ di tali elementi deve essere valutata, utilizzando formule di comprovata affidabilità, sulla base della resistenza a trazione del calcestruzzo.			
La verifica di resistenza (SLU) si pone con			
$V_{Rd} \geq V_{Ed} \quad (4.1.13)$			
dove $V_{Ed}$ è il valore di calcolo dello sforzo di taglio agente.			
Con riferimento all'elemento fessurato da momento flettente, la resistenza al taglio si valuta con			
$V_{Rd} = \left\{ 0,18 \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_1 \cdot f_{ck})^{1/3} / \gamma_c + 0,15 \cdot \sigma_{cp} \right\} \cdot b_w \cdot d \geq (v_{min} + 0,15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d \quad (4.1.14)$			
<b>CARATTERISTICHE</b>			
CLS DA	Elem. Esist. Fra.		
F DA PR	LC2 FC=1.20		
$d$ è l'altezza utile della sezione (in mm);			
$\rho_1 = A_s / (b_w \cdot d)$ è il rapporto geometrico di armatura longitudinale ( $\leq 0,02$ );			
$\sigma_{cp} = N_{Ed} / A_c$ è la tensione media di compressione nella sezione ( $\leq 0,2 f_{cd}$ );			
$b_w$ è la larghezza minima della sezione (in mm).			
$k = 1,45$	con	$d = 975$ mm	
$v_{min} = 0,37$	$k = 1 + (200/d)^{1/2} \leq 2$	$b_w = 200$ mm	
$\rho_1 = 0,000$	$v_{min} = 0,035 k^{3/2} f_{ck}^{1/2}$	$f_{ck}/FC = 44,0$ N/mm <sup>2</sup>	
$\sigma_{cp} = 0,00$	Altezza H	$f_{cd} = 24,9$ N/mm <sup>2</sup>	
$\gamma_c = 1,5$	Copriifer.	$N_{Ed} = 0$ kg	
$\gamma_f = 1,15$	Arm.Tesa cm <sup>2</sup>	$A_c = 200000$ mm <sup>2</sup>	
$V_{Ed} = 27899$ kg		<b>Vrd = II° termine</b>	
$V_{Rd} = 7238$ kg		<b>Armare a taglio</b>	
<b>4.1.2.1.3.2 Elementi con armature trasversali resistenti al taglio</b>			
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 $\theta$ dei puntoni di calcestruzzo rispetto all'asse della trave deve rispettare i limiti seguenti:			
$1 \leq \text{ctg } \theta \leq 2,5 \quad (4.1.16)$			
La verifica di resistenza (SLU) si pone con			
$V_{Rd} \geq V_{Ed} \quad (4.1.17)$			
dove $V_{Ed}$ è il valore di calcolo dello sforzo di taglio agente.			
Con riferimento all'armatura trasversale, la resistenza di calcolo a "taglio trazione" si calcola con:			
$V_{Rsd} = 0,9 \cdot d \cdot \frac{A_{sw}}{s} \cdot f_{yd} \cdot (\text{ctg } \alpha + \text{ctg } \theta) \cdot \sin \alpha \quad (4.1.18)$			
$A_{sw}$ area dell'armatura trasversale;			
$s$ interasse tra due armature trasversali consecutive;			
$\alpha$ angolo di inclinazione dell'armatura trasversale rispetto all'asse della trave;			
$f'_{cd}$ resistenza a compressione ridotta del calcestruzzo d'anima ( $f'_{cd} = 0,5 \cdot f_{cd}$ );			
$s = 150$ mm	$f_{yd} = 371,01$ N/mm <sup>2</sup>	$d = 975$ mm	
$\alpha \text{ staffe} = 90$ gradi	$\theta = 0,7853982$ rad	$\theta = 45,0$ gradi	
$\phi \text{ staffe} = 5$ mm			
$n^\circ \text{ braccia} = 2$			
$A_{sw} = 39$ mm <sup>2</sup>	$1 \leq \text{ctg } \theta \leq 2,5 = 1,0000$		
<b>STAFFE ESISTENTI</b>	$V_{Rsd} = 8519$ kg	<b>Taglio Trazione</b>	
$s = 400$ mm	$f_{yd} = 447$ N/mm <sup>2</sup>	$d = 975$ mm	
$\alpha \text{ staffe} = 90$ gradi	$\theta = 0,7853982$ rad	$\theta = 45,0$ gradi	
$\phi \text{ staffe} = 12$ mm			
$n^\circ \text{ braccia} = 2$			
$A_{sw} = 226$ mm <sup>2</sup>	$1 \leq \text{ctg } \theta \leq 2,5 = 1,0000$		
<b>STAFFE INTEGRATE</b>	$V_{Rsd} = 22170$ kg	<b>Taglio Trazione</b>	
<b><math>V_{Rsd} \text{ TOTALE} = 30689</math></b>			
Con riferimento al calcestruzzo d'anima, la resistenza di calcolo a "taglio compressione" si calcola con			
$V_{Rcd} = 0,9 \cdot d \cdot b_w \cdot \alpha_c \cdot f'_{cd} \cdot (\text{ctg } \alpha + \text{ctg } \theta) / (1 + \text{ctg }^2 \theta)$			
$\alpha_c$ coefficiente maggiorativo pari a			
1 per membrature non compresse			
$1 + \sigma_{cp}/f_{cd}$ per $0 \leq \sigma_{cp} < 0,25 f_{cd}$			
1,25 per $0,25 f_{cd} \leq \sigma_{cp} \leq 0,5 f_{cd}$			
$2,5(1 - \sigma_{cp}/f_{cd})$ per $0,5 f_{cd} < \sigma_{cp} < f_{cd}$			
$f_{cd} = 12,47$ N/mm <sup>2</sup>	$\alpha_c = 1$	$d = 975$ mm	
$b_w = 200$ mm			
Considerare VRd	$V_{Rcd} = 109395$ kg	<b>Taglio Compressione</b>	
	$V_{Ed} = 27899$ kg	<b>Taglio di Progetto</b>	
	$V = V_{Rsd} + V_{Rcd} = 37926$ kg	<b>Taglio resistente C.S.</b>	<b>1.36</b>

Figura 31: Verifica a taglio setti rinforzati

I setti sp.20 sono verificati nella peggiore condizione di carico SLU.





## 3.7 Taglio setti Sp.16cm rinforzo fibra

Verifica a taglio			
<b>4.1.2.1.3.1 Elementi senza armature trasversali resistenti a taglio</b>			
È consentito l'impiego di solai, piastre e membrature a comportamento analogo, sprovviste di armature trasversali resistenti a taglio. La resistenza a taglio $V_{Rd}$ di tali elementi deve essere valutata, utilizzando formule di comprovata affidabilità, sulla base della resistenza a trazione del calcestruzzo.			
La verifica di resistenza (SLU) si pone con			
$V_{Rd} \geq V_{Ed}$		(4.1.13)	
dove $V_{Ed}$ è il valore di calcolo dello sforzo di taglio agente.			
Con riferimento all'elemento fessurato da momento flettente, la resistenza al taglio si valuta con			
$V_{Rd} = \left\{ 0,18 \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_1 \cdot f_{ck})^{1/3} / \gamma_c + 0,15 \cdot \sigma_{cp} \right\} \cdot b_w \cdot d \geq (v_{min} + 0,15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d$		(4.1.14)	
<b>CARATTERISTICHE</b>			
CLS DA	Elem. Esist. Fra.	d è l'altezza utile della sezione (in mm);	
F DA PR	LC2 FC=1.20	$\rho_1 = A_{sl} / (b_w \cdot d)$ è il rapporto geometrico di armatura longitudinale ( $\leq 0,02$ );	
		$\sigma_{cp} = N_{Ed} / A_c$ è la tensione media di compressione nella sezione ( $\leq 0,2 f_{cd}$ );	
		$b_w$ è la larghezza minima della sezione (in mm).	
k =	1.45	con $k = 1 + (200/d)^{1/2} \leq 2$	d = 975 mm
$v_{min} =$	0.37	$v_{min} = 0,035 k^{3/2} f_{ck}^{1/2}$	$b_w =$ 160 mm
$\rho_1 =$	0.000		$f_{ck}/FC =$ 44.0 N/mm <sup>2</sup>
$\sigma_{cp} =$	0.00	Altezza H Coprifer.	$f_{cd} =$ 24.9 N/mm <sup>2</sup>
$\gamma_c =$	1.5	1000 25	$N_{Ed} =$ 0 kg
$\gamma_f =$	1.15	Arm.Tesa cm <sup>2</sup>	$A_c =$ 160000 mm <sup>2</sup>
$V_{Ed} =$	27683 kg		<b>Vrd = II° termine</b>
$V_{Rd} =$	5790 kg		<b>Armare a taglio</b>
<b>4.1.2.1.3.2 Elementi con armature trasversali resistenti al taglio</b>			
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 $\theta$ dei puntoni di calcestruzzo rispetto all'asse della trave deve rispettare i limiti seguenti:			
$1 \leq \text{ctg } \theta \leq 2,5$		(4.1.16)	
La verifica di resistenza (SLU) si pone con			
$V_{Rd} \geq V_{Ed}$		(4.1.17)	
dove $V_{Ed}$ è il valore di calcolo dello sforzo di taglio agente.			
Con riferimento all'armatura trasversale, la resistenza di calcolo a "taglio trazione" si calcola con:			
$V_{Rsd} = 0,9 \cdot d \cdot \frac{A_{sw}}{s} \cdot f_{yd} \cdot (\text{ctg } \alpha + \text{ctg } \theta) \cdot \sin \alpha$		(4.1.18)	
$A_{sw}$	area dell'armatura trasversale;		
s	interasse tra due armature trasversali consecutive;		
$\alpha$	angolo di inclinazione dell'armatura trasversale rispetto all'asse della trave;		
$f'_{cd}$	resistenza a compressione ridotta del calcestruzzo d'anima ( $f'_{cd} = 0,5 \cdot f_{cd}$ );		
s =	150 mm	$f_{yd} =$	371.01 N/mm <sup>2</sup>
$\alpha$ staffe =	90 gradi	d =	975 mm
$\phi$ staffe =	5 mm	$\theta^\circ =$	0.7853982 rad
n° braccia =	2	$\theta^\circ =$	45.0 gradi
$A_{sw} =$	39 mm <sup>2</sup>	$1 \leq \text{ctg } \theta \leq 2,5 =$	1.0000
<b>STAFFE ESISTENTI</b>		$V_{Rsd} =$	8519 kg
		<b>Taglio Trazione</b>	
s =	400 mm	$f_{yd} =$	447 N/mm <sup>2</sup>
$\alpha$ staffe =	90 gradi	d =	975 mm
$\phi$ staffe =	12 mm	$\theta^\circ =$	0.7853982 rad
n° braccia =	2	$\theta^\circ =$	45.0 gradi
$A_{sw} =$	226 mm <sup>2</sup>	$1 \leq \text{ctg } \theta \leq 2,5 =$	1.0000
<b>STAFFE INTEGRATE</b>		$V_{Rsd} =$	22170 kg
		<b>Taglio Trazione</b>	
$V_{Rsd} \text{ TOTALE} =$		30689	
Con riferimento al calcestruzzo d'anima, la resistenza di calcolo a "taglio compressione" si calcola con			
$V_{Rcd} = 0,9 \cdot d \cdot b_w \cdot \alpha_c \cdot f'_{cd} \cdot (\text{ctg } \alpha + \text{ctg } \theta) / (1 + \text{ctg }^2 \theta)$			
$\alpha_c$	coefficiente maggiorativo pari a		
	1	per membrature non compresse	
	$1 + \sigma_{cp}/f_{cd}$	per $0 \leq \sigma_{cp} < 0,25 f_{cd}$	
	1,25	per $0,25 f_{cd} \leq \sigma_{cp} \leq 0,5 f_{cd}$	
	$2,5(1 - \sigma_{cp}/f_{cd})$	per $0,5 f_{cd} < \sigma_{cp} < f_{cd}$	
$f'_{cd} =$	12.47 N/mm <sup>2</sup>	$\alpha_c =$	1
$b_w =$	160 mm	d =	975 mm
Considerare VRd		$V_{Rcd} =$	87516 kg
		$V_{Ed} =$	27683 kg
		<b>Taglio Compressione</b>	
		<b>Taglio di Progetto</b>	
$V = V_{Rsd} + V_{Rcd} =$		36479 kg	
		<b>Taglio resistente C.S.</b>	
		1.32	

Figura 32: Verifica a taglio setti rinforzati

I setti sp.16 rinforzati con fibra sono verificati nella peggiore condizione di carico SLU.



## 3.8 Taglio setti Sp.16cm rinforzo acciaio S355

## Verifica a taglio

## 4.1.2.1.3.1 Elementi senza armature trasversali resistenti a taglio

È consentito l'impiego di solai, piastre e membrature a comportamento analogo, sprovviste di armature trasversali resistenti a taglio. La resistenza a taglio  $V_{Rd}$  di tali elementi deve essere valutata, utilizzando formule di comprovata affidabilità, sulla base della resistenza a trazione del calcestruzzo.

La verifica di resistenza (SLU) si pone con

$$V_{Rd} \geq V_{Ed} \quad (4.1.13)$$

dove  $V_{Ed}$  è il valore di calcolo dello sforzo di taglio agente.

Con riferimento all'elemento fessurato da momento flettente, la resistenza al taglio si valuta con

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

## CARATTERISTICHE

CLS DA	Elem. Esist. Fra.	d	è l'altezza utile della sezione (in mm);
F DA PR	LC2 FC=1,20	$\rho_l = A_{sl} / (b_w \cdot d)$	è il rapporto geometrico di armatura longitudinale ( $\leq 0,02$ );
		$\sigma_{cp} = N_{Ed} / A_c$	è la tensione media di compressione nella sezione ( $\leq 0,2 f_{cd}$ );
		$b_w$	è la larghezza minima della sezione (in mm).

k =	1.45	<div>con</div> <div><math>k = 1 + (200/d)^{1/2} \leq 2</math></div> <div><math>v_{min} = 0,035k^{3/2}f_{ck}^{1/2}</math></div>		d =	975	mm
$v_{min} =$	0.37			$b_w =$	160	mm
$\rho_l =$	0.000			$f_{ck}/FC =$	44.0	N/mm <sup>2</sup>
$\sigma_{cp} =$	0.00	Altezza H	Coprijer.	$f_{cd} =$	24.9	N/mm <sup>2</sup>
$\gamma_c =$	1.5	1000	25	$N_{Ed} =$	0	kg
$\gamma_f =$	1.15	Arm.Tesa cm <sup>2</sup>	0.00	$A_c =$	160000	mm <sup>2</sup>
$V_{Ed} =$	136540	kg		$V_{Rd} =$	Vrd = II° termine	
$V_{Rd} =$	5790	kg			Armare a taglio	

## 4.1.2.1.3.2 Elementi con armature trasversali resistenti al taglio

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  $\theta$  dei puntoni di calcestruzzo rispetto all'asse della trave deve rispettare i limiti seguenti:

$$1 \leq \text{ctg } \theta \leq 2,5 \quad (4.1.16)$$

La verifica di resistenza (SLU) si pone con

$$V_{Rd} \geq V_{Ed} \quad (4.1.17)$$

dove  $V_{Ed}$  è il valore di calcolo dello sforzo di taglio agente.

Con riferimento all'armatura trasversale, la resistenza di calcolo a "taglio trazione" si calcola con:

$$V_{Rsd} = 0,9 \cdot d \cdot \frac{A_{sw}}{s} \cdot f_{yd} \cdot (\text{ctg } \alpha + \text{ctg } \theta) \cdot \sin \alpha \quad (4.1.18)$$

$A_{sw}$	area dell'armatura trasversale;
s	interasse tra due armature trasversali consecutive;
$\alpha$	angolo di inclinazione dell'armatura trasversale rispetto all'asse della trave;
$f'_{cd}$	resistenza a compressione ridotta del calcestruzzo d'anima ( $f'_{cd} = 0,5 \cdot f_{cd}$ );

s =	150	mm	$f_{yd} =$	371.01	N/mm <sup>2</sup>
$\alpha$ staffe =	90	gradi	d =	975	mm
$\phi$ staffe =	5	mm	$\theta^\circ =$	0.7853982	rad
n° braccia =	2		$\theta^\circ =$	45.0	gradi
$A_{sw} =$	39	mm <sup>2</sup>	$1 \leq \text{ctg } \theta \leq 2,5 =$	1.0000	

**STAFFE ESISTENTI**  $V_{Rsd} =$  **8519** kg **Taglio Trazione**

s =	200	mm	$f_{yd} =$	355	N/mm <sup>2</sup>
$\alpha$ staffe =	90	gradi	d =	975	mm
$\phi$ staffe =	400	mm	$\theta^\circ =$	0.7853982	rad
n° braccia =	2		$\theta^\circ =$	45.0	gradi
$A_{sw} =$	800	mm <sup>2</sup>	$1 \leq \text{ctg } \theta \leq 2,5 =$	1.0000	

**STAFFE INTEGRATE**  $V_{Rsd} =$  **124605** kg **Taglio Trazione**

**$V_{Rsd}$  TOTALE= 133124**

Con riferimento al calcestruzzo d'anima, la resistenza di calcolo a "taglio compressione" si calcola con

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

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

$f_{cd} =$	12.47	N/mm <sup>2</sup>	$\alpha_c =$	1	
$b_w =$	160	mm	$d =$	975	mm

**Considerare VRd**  $V_{Rcd} =$  **87516** kg **Taglio Compressione**  
 $V_{Ed} =$  **136540** kg **Taglio di Progetto**

**$V = V_{Rsd} + V_{Rcd} =$  138914 kg **Taglio resistente C.S.** **1.02****

Figura 33: Verifica a taglio setti rinforzati

I setti sp.16 rinforzati con acciaio S355 sono verificati nella peggiore condizione di carico SLU.



### 3.9 Verifica a flessione solai rinforzati

Si riporta la verifica dei solai rinforzati a flessione con CFRP:

SDF	MEZZERIA				RINFORZO		APPOGGI				RINFORZO	
	Med+	Med-	Mrd+	Mrd-	M+	M-	Med+	Med-	Mrd+	Mrd-	M+	M-
Solaio P.T.	105.0	-57.0	98.1	-21.9	SI	SI	0.0	-125.2	98.1	-166.8	NO	NO
Solaio 1°P	103.8	-58.0	56.2	-17.2	SI	SI	0.0	-151.1	56.2	-153.8	NO	NO
Solaio 2°P-3°P	70.8	-36.0	56.2	-17.2	SI	SI	0.0	-104.9	56.2	-153.8	NO	NO
Solaio Copertura	51.8	-16.0	56.2	-17.2	NO	NO	0.0	-76.3	56.2	-153.8	NO	NO

SDP	MEZZERIA				RINFORZO		APPOGGI				RINFORZO	
	Med+	Med-	Mrd+	Mrd-	M+	M-	Med+	Med-	Mrd+	Mrd-	M+	M-
Solaio P.T.	105.0	-57.0	<b>119.0</b>	<b>-73.9</b>	15x200/1140	15x300/570	0.0	-125.2	98.1	-166.8	NO	NO
Solaio 1°P	103.8	-58.0	<b>104.1</b>	<b>-62.9</b>	15x300/570	15x300/570	0.0	-151.1	56.2	-153.8	NO	NO
Solaio 2°P-3°P	70.8	-36.0	<b>73.7</b>	<b>-48.9</b>	15x200/1140	15x200/570	0.0	-104.9	56.2	-153.8	NO	NO
Solaio Copertura	51.8	-16.0	<b>55.9</b>	<b>-32.5</b>	NO	15x200/1140	0.0	-76.3	56.2	-153.8	NO	NO

**Figura 34:** Verifica a flessione combinazione SLU

Le verifiche dei solai vengono condotte considerando l'involuppo SLU nelle varie combinazioni di carico agente sui campi di solaio per massimizzare tagli e momenti.

I solai, rinforzati con tessuti monodirezionali CFRP, la cui geometria del rinforzo è riportata in tabella, risultano verificati.

### 3.10 Verifica a taglio solai rinforzati

Si riporta la verifica dei solai rinforzati con fasce semipiene di CLS nella condizione peggiore:

TAGLIO SOLAIO 32cm - 1P			TAGLIO SOLAIO 42cm		
FASCIA SEMIPIENA			FASCIA SEMIPIENA		
Ved=	69.96	kN	Ved=	69.96	kN
d=	300.00	mm	d=	400.00	mm
Asl=	1079.00	mmq	Asl=	1079.00	mmq
bw=	690.00	mm	bw=	690.00	mm
fck=	36.83	Mpa	fck=	36.83	Mpa
K=	1.82		K=	1.71	
rho=	0.01		rho=	0.00	
<b>Vrd=</b>	<b>120.82</b>	<b>kN</b>	<b>Vrd=</b>	<b>137.55</b>	<b>kN</b>
Vmin=	0.00	kN	Vmin=	0.00	kN
Vrd>Vmin	OK		Vrd>Vmin	OK	
ESITO VERIFICA	<b>VERIFICATO</b>		ESITO VERIFICA	<b>VERIFICATO</b>	

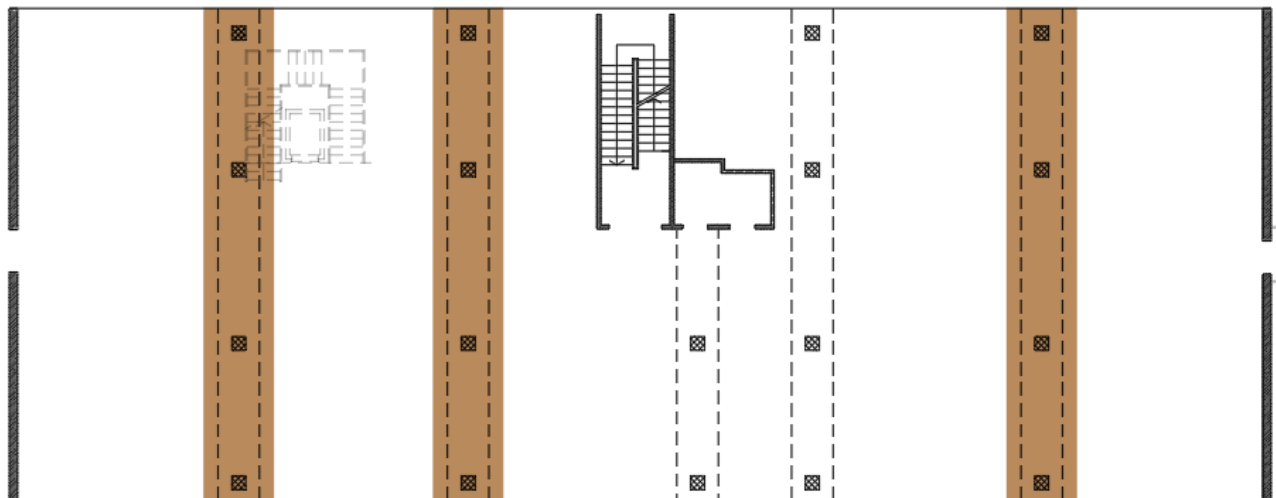
**Figura 35:** Verifica a taglio combinazione SLU

I solai, rinforzati con la sostituzione degli alleggerimenti con fasce semipiene di calcestruzzo armato inghisate ai travetti adiacenti, risultano verificati.



DI SEGUITO SI RIPORANO I KEY PLAN CON L'INDIVIDUAZIONE DEI RINFORZI A TAGLIO DEI SOLAI.

PIANO TERRA:



PIANO PRIMO:

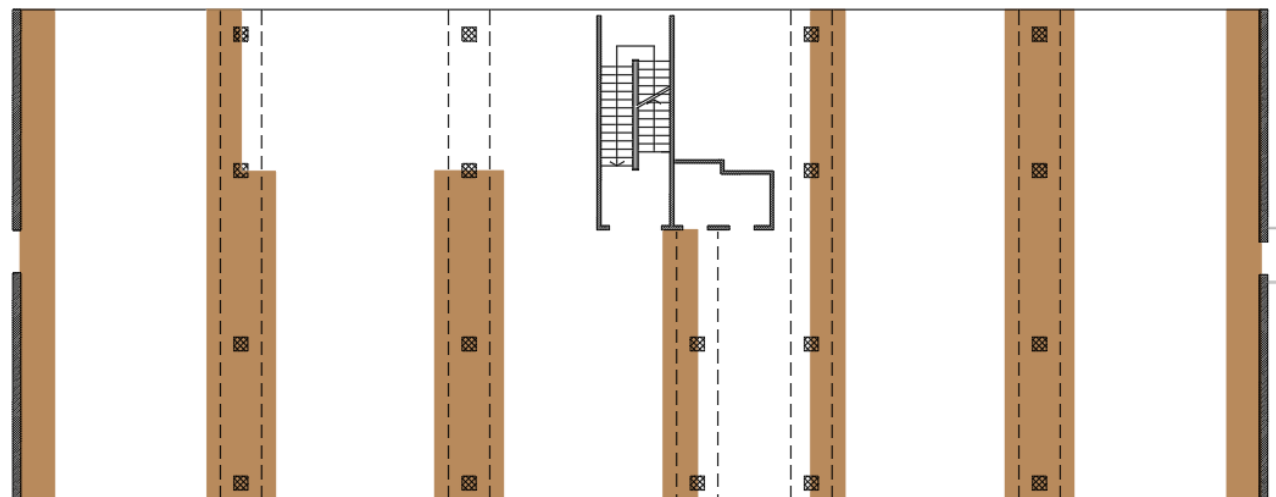


Figura 36: KEY PLAN RINFORZI A TAGLIO SOLAI



#### **4. CONCLUSIONI**

La struttura allo stato di fatto, presenta prevalentemente, vulnerabilità nei confronti di carichi verticali per travi e solai e di azioni sismiche per i setti.

Lo stato di progetto prevede l'adeguamento di tutti gli elementi strutturali che non risultano verificati allo stato di fatto, in particolare si prevedono i seguenti interventi:

- Rinforzo a taglio di alcune le travi in spessore,
- Rinforzo a momento flettente di alcune travi appartenenti al primo, secondo e terzo impalcato,
- Rinforzo a momento flettente positivo di alcuni campi di solaio del piano terra, primo e secondo;
- Rinforzo a momento flettente negativo del campo di solaio a luce inferiore a tutti i piani;
- Rinforzo a taglio di alcuni campi di solaio del piano terra e primo mediante la realizzazione di fasce semipiene di calcestruzzo in sostituzione degli alleggerimenti dei predalles,
- Rinforzo dei setti esterni e del setto del vano ascensore a flessione e taglio;
- Rinforzo pilastri inseriti nel setto del vano ascensore a pressoflessione;
- Rinforzo a flessione e taglio scala esterna in c.a.;
- Predisposizione platea per scala antincendio lato nord (non oggetto di appalto);
- Predisposizione per scala e ascensore a servizio della biblioteca (non oggetto di appalto).

Gli elementi di nuova realizzazione sono dimensionati per sopportare le azioni statiche e sismiche agli SLU, in accordo con le norme tecniche per le costruzioni del 2008.

**In definitiva la struttura, nello stato di progetto, risulta adeguata sia per azioni sismiche che per carichi verticali, valutati con il metodo semiprobabilistico degli stati limite ultimi, imposti dalle vigenti NTC'08.**

Ferrara, 22/02/2018

Il Tecnico Progettista

Ing. Gianluca Loffredo



**ALLEGATO**

TABULATI