

R.T.P.

**STUDIO DI INGEGNERIA ING. MARCO POLI - STUDIO INGEGNERIA GUIDETTI-SERRI
STUDIO DI INGEGNERIA ING. FAUSTO VIESI - GEOL. ARRIGO GIUSTI**



Provincia di Reggio Emilia

Corso Garibaldi n. 59 - 42121 Reggio nell'Emilia



LAVORI DI ADEGUAMENTO SISMICO DELLA SCUOLA SUPERIORE DI 2° GRADO "I.T.L. EINAUDI" DI CORREGGIO - 1° LOTTO

CUP: C46F19000150001



Finanziato dall'Unione europea - NextGenerationEU

PROGETTO ESECUTIVO

Responsabile unico procedimento:
Arch. Raffaele Aliperti

Progettisti:

R.T.P.

**STUDIO DI INGEGNERIA ING. MARCO POLI - STUDIO INGEGNERIA GUIDETTI-SERRI
STUDIO DI INGEGNERIA ING. FAUSTO VIESI - GEOL. ARRIGO GIUSTI**

ELABORATO ST.01.01

RELAZIONE ILLUSTRATIVA SINTETICA DEGLI ELEMENTI
ESSENZIALI DEL PROGETTO STRUTTURALE

AGOSTO 2022

REV.	DATA	DESCRIZIONE	ELABORAZIONE	CONTROLLATO	APPROVATO
00	AGO. 2022	PROGETTO ESECUTIVO	ING. M. GIACOPELLI	ING. FAUSTO VIESI	ING. MARCO POLI

INDICE

a) Descrizione del contesto edilizio.....	2
b) Descrizione generale della struttura e degli interventi in progetto	3
c) Normativa tecnica e riferimenti tecnici utilizzati.....	12
d) Definizione dei parametri di progetto.....	12
e) Descrizione dei materiali	26
f) Criteri di progettazione e di modellazione	33
g) Principali combinazioni delle azioni	40
h) Metodo di analisi seguito	53
i) Criteri di verifica agli Stati Limite	54
j) Configurazioni deformate e caratteristiche di sollecitazione.....	54
j.1) DEFORMATE	54
j.2) CARATTERISTICHE DI SOLLECITAZIONE	60
j.3) VERIFICHE	66
k) Caratteristiche e affidabilità del Codice di Calcolo	100
l) Strutture geotecniche o di fondazione.....	107
2 RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE.....	109
2.1 Premessa	109
2.2 ES Analisi storico-critica ed esito del rilievo geometrico-strutturale	109
2.3 Descrizione generale dell’opera e criteri generali di progettazione, analisi e verifica	109
2.4 Quadro normativo di riferimento adottato.....	109
2.5 ES Livelli di conoscenza e fattori di confidenza.....	109
2.6 Azioni di progetto sulle costruzioni.....	109
2.7 Fattore di struttura	109
2.8 Modello numerico	110
2.8.1 Metodologia di modellazione ed analisi.....	110
2.9 Principali risultati	110
2.10 Giudizio motivato di accettabilità dei risultati	110
2.11 Verifiche agli stati limite ultimi	110
2.12 Altri risultati significativi.....	110
2.12.1) VERIFICA SOLAIO ESISTENTE.....	110
2.12.2) RELAZIONE DI CALCOLO NODO TIPO CONTROVENTATURA METALLICA	138
2.12.3) ELEMENTI COSTRUTTIVI NON STRUTTURALI – STABILITA’ DEI TAMPONAMENTI	149
2.12.4) ELEMENTI COSTRUTTIVI NON STRUTTURALI – STABILITA’ DEI CONTROSOFFITTI	165
2.12.5) ELEMENTI COSTRUTTIVI NON STRUTTURALI – STABILITA’ DEGLI IMPIANTI.....	168
3 RELAZIONE SUI MATERIALI	168
4 ELABORATI GRAFICI ESECUTIVI E PARTICOLARI COSTRUTTIVI.....	168
5 PIANO DI MANUTENZIONE DELL’OPERA.....	168
6 RELAZIONI SPECIALISTICHE.....	168
6.1 Relazione geologica	168
6.2 Relazione geotecnica	168
6.3 ES Relazione sulla caratterizzazione meccanica dei materiali.....	168
6.4 Relazione sulle fondazioni	168

ILLUSTRAZIONE SINTETICA DEGLI ELEMENTI ESSENZIALI DEL PROGETTO STRUTTURALE

a) Descrizione del contesto edilizio

L'edificio scolastico oggetto del presente intervento di adeguamento sismico è l'Istituto Tecnico “L. Einaudi”, ubicato in via Prati, 2 a Correggio (RE). Il complesso scolastico, rappresentato nella vista aerea della figura sottostante, è caratterizzato da lotti adiacenti realizzati in diversi periodi :

- Lotto I edificato nell'anno 1966 (Concessione Edilizia 175/66 e Agibilità 146/66 del 20/06/1967);
- Lotto II edificato nell'anno 1976 (Concessione Edilizia 194/76 e Agibilità 189/76 del 30/12/1977);
- Ampliamento Lotto II edificato nell'anno 1981 (Concessione Edilizia 67/81 e Agibilità 48/81);
- Lotto III edificato nel 2002 (Concessione Edilizia 2002/05985 e Agibilità 2005/04740).

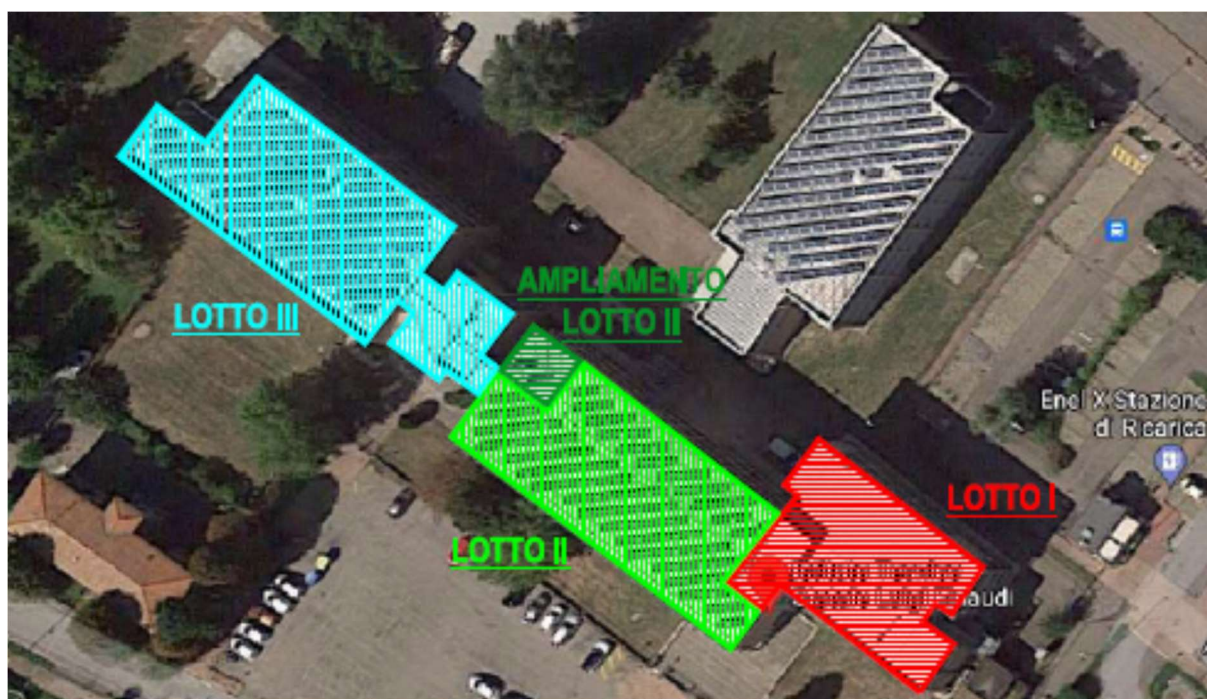


Figura 1: Vista Aerea con Identificazione degli Edifici.

Il progetto definitivo di adeguamento sismico è relativo ai soli fabbricati Lotto I (evidenziato in rosso in **Figura 1**), al fabbricato Lotto II (evidenziato in verde) e al suo Ampliamento (evidenziato in verde scuro).

L'edificio Lotto I e l'edificio Lotto II sono stati oggetto di verifica di vulnerabilità sismica nel Luglio 2016 da parte del CAIREPRO - Cooperativa Architetti e Ingegneri a firma del Dott. Ing. Alberto Calza.

Nella presente relazione verrà esplicitato il modello di calcolo rappresentativo dello stato di progetto del Lotto I con la descrizione in dettaglio degli interventi da eseguire per il raggiungimento dell'adeguamento sismico dell'edificio.

b) Descrizione generale della struttura e degli interventi in progetto

La struttura oggetto d'intervento è costituita da un unico corpo di fabbrica, affiancato e separato con un giunto di dilatazione dello spessore di 2 cm dal fabbricato di più recente realizzazione (Lotto II).

L'edificio è costituito da tre piani fuori terra con altezza netta di interpiano di 320 cm. La pianta è rettangolare ed organizzata con un corridoio centrale che mette in comunicazione le aule e i laboratori.

La copertura è a due falde; la pendenza è minima e realizzata con muricci in laterizio con manto superficiale in elementi autoportanti di lamiera in acciaio zincato (colmo a quota +11,55 metri).

Il vano scale è realizzato nell'angolo Nord-Ovest e presenta una copertura più alta a quota +13,30 metri.

L'organismo strutturale è costituito da:

- strutture fondali di tipo diretto, ovvero superficiali, con un graticcio di travi di fondazione;
- telai portanti di travi e pilastri gettati in opera nelle due direzioni;
- solai piani di impalcato in laterocemento di spessore 24 cm (quota di intradosso +3,20 metri e +6,75 metri) e solaio piano di copertura di spessore 20 cm (quota di intradosso +10,30 metri).

Per una più completa descrizione dell'edificio esistente si rimanda agli elaborati allegati al presente progetto definitivo.

Sull'edificio in oggetto è stata eseguita una campagna di indagini finalizzata a definire le proprietà meccaniche degli elementi strutturali. Gli esecutivi originali riportano infatti solamente le carpenterie degli elementi in c.a. senza fornire indicazioni sulle armature e sulla qualità dei materiali. La campagna sperimentale del Novembre 2016 da parte del Laboratorio Geotecnologico Emiliano S.r.l. di Parma (PR) per la verifica di vulnerabilità sismica è stata ulteriormente incrementata con ulteriori prove eseguite da LIFE Laboratori Ingegneria Ferrara s.r.l. . A corredo di queste prove in situ, sono state eseguite anche :

- Saggio per definire la tipologia e la dimensione degli elementi di fondazione e l'armatura di travi e pilastri in c.a. in elevazione;
- Indagini sclerometriche sui pilastri e sulle travi in c.a.;
- Rilevamento armature mediante pacometro.

Sulla base di queste premesse, valutate le risultanze ottenute e di comune accordo con la committenza, si è adottato per i materiali esistenti un livello di conoscenza LC3 a cui corrisponde un FC = 1,00.

Il progetto di adeguamento sismico del Lotto I prevede i seguenti interventi strutturali:

- Creazione di un giunto sismico a livello del vano scale che viene così "staccato" dal corpo originale e collegato all'adiacente Lotto II con lo scopo di regolarizzare i due fabbricati per quanto riguarda la distribuzione delle masse e delle rigidezze ed avere due strutture non deformabili torsionalmente e non più soggette a fenomeni di martellamento durante l'evento sismico;
- Consolidamento delle strutture fondali esistenti mediante la realizzazione di sottofondazioni profonde (micropali di fondazione di lunghezza 15 m) realizzati con interasse di circa 1,00 m, disposti internamente ed esternamente "a quinconce" e adeguatamente connessi alla trave rovescia esistente di fondazione;

- Inserimento all'interno dei telai perimetrali di setti sismo resistenti in cemento armato di spessore 30 cm nelle due direzioni in modo da irrigidire la struttura (principalmente nella direzione più sfavorevole trasversale a quella dei telai principali) e da sgravare i pilastri esistenti dalle sollecitazioni sismiche;
- Intervento di consolidamento dei primi due impalcati (solaio piano terra - piano primo e solaio piano primo – piano secondo) mediante la realizzazione di una cappa collaborante a BASSO spessore di 4 cm, ovvero una malta strutturale fibrorinforzata con fibre di acciaio di tecnologia FRC (Fibre Reinforced Concrete) ad elevatissime prestazioni meccaniche, con lo scopo di conferire un rinforzo estradossale ai solai in latero cemento e di garantire un comportamento membranale nel proprio piano;
- Intervento di irrigidimento dell'impalcato di copertura con una controventatura metallica all'intradosso composta da travi principali IPE240, travi secondarie IPE220 e controventi di piano realizzati con profilo angolare LU 80x8 mm con lo scopo di conferire un comportamento membranale nel proprio piano;

Di seguito si riporta una vista tridimensionale del modello di calcolo dello stato di progetto.

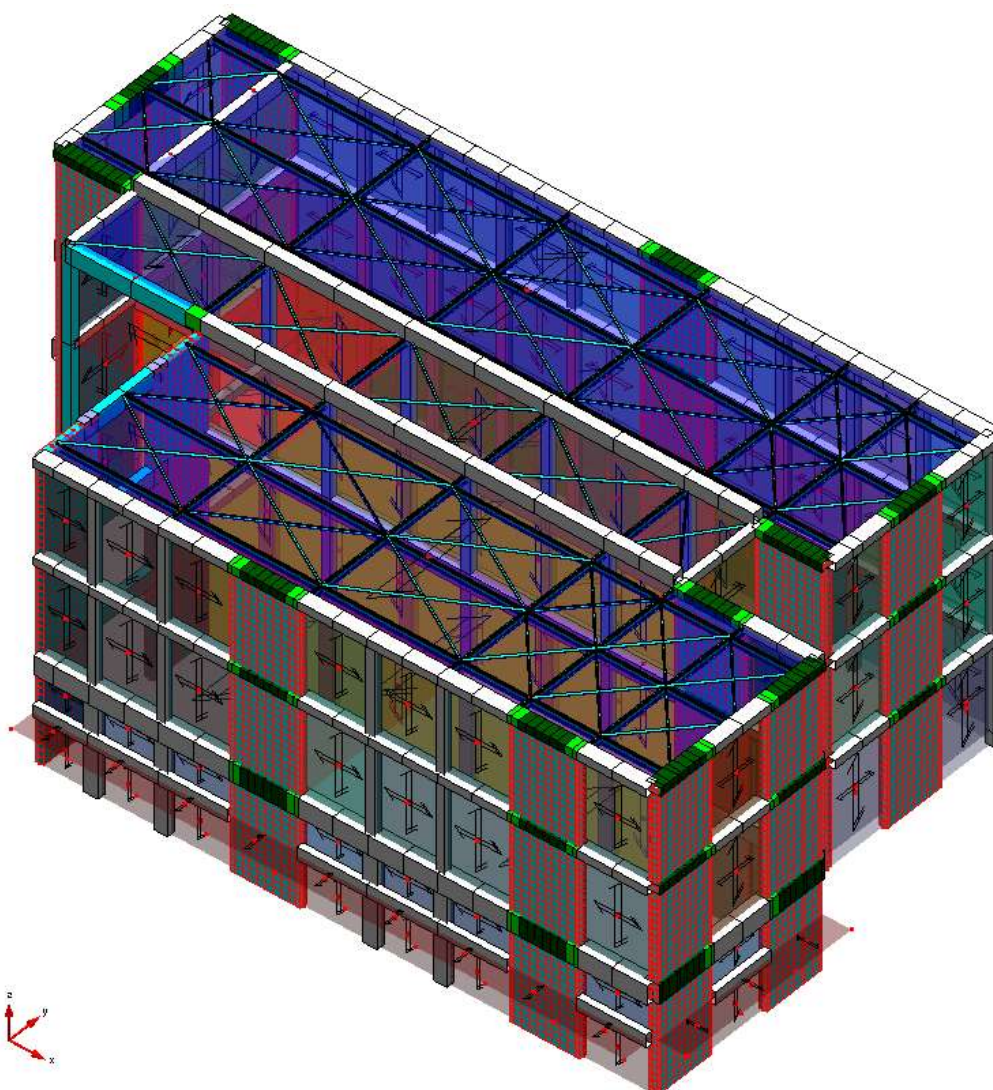


Figura 2 – Vista in prospettiva 3D del modello di calcolo.

Il progetto di adeguamento sismico dell'unità strutturale è stato sviluppato raggiungendo un valore di ζ_E (rapporto tra l'azione sismica massima sopportabile dalla struttura e l'azione sismica massima che si utilizzerebbe nel progetto di una nuova costruzione) pari a 0.80 .

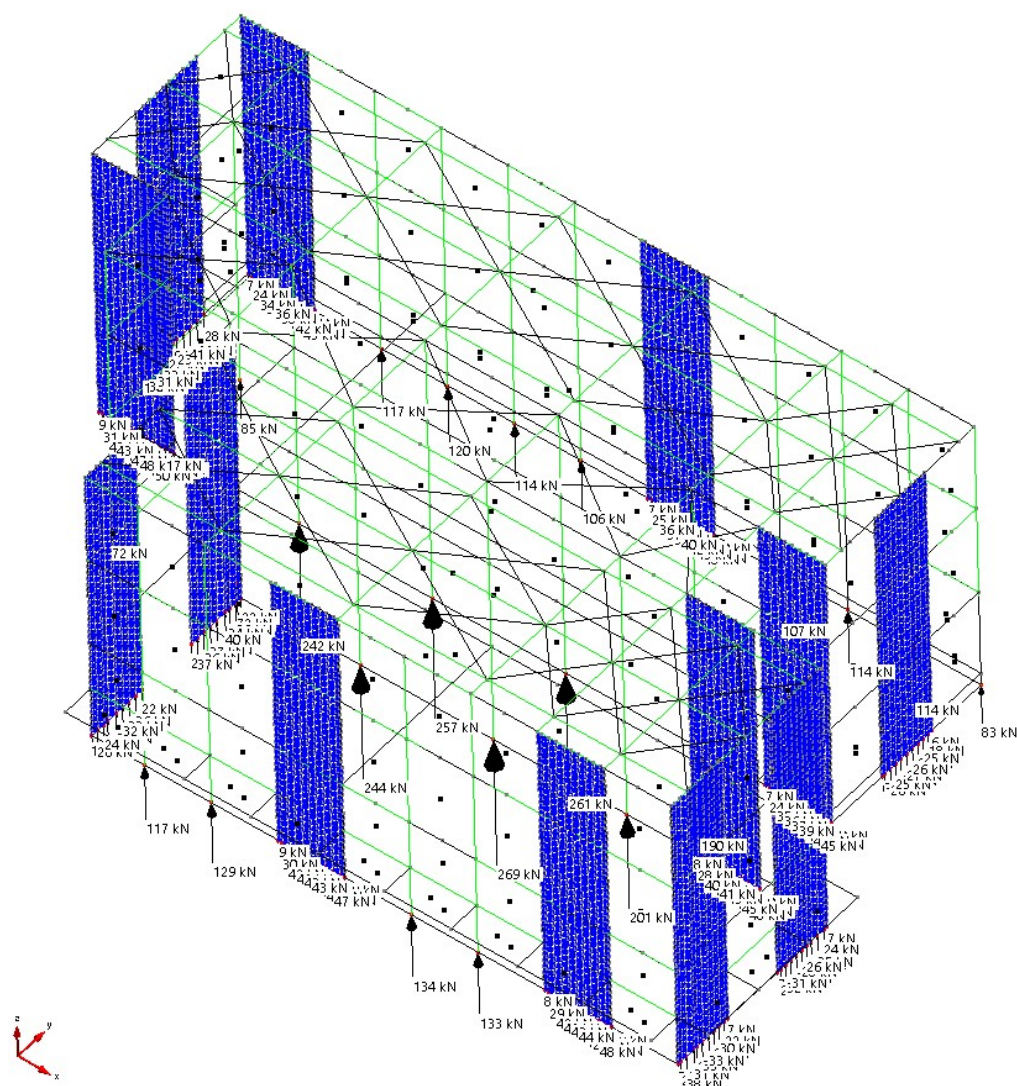
Al paragrafo 8.4.3 delle NTC2018 per gli interventi di adeguamento sismico si può assumere un $\zeta_E \geq 0.80$ qualora l'intervento di adeguamento della costruzione :

- c) apporti variazioni di destinazione d'uso che comportino incrementi dei carichi globali verticali in fondazione superiori al 10%, valutati secondo la combinazione caratteristica di cui alla equazione 2.5.2 del § 2.5.3, includendo i soli carichi gravitazionali. Resta comunque fermo l'obbligo di procedere alla verifica locale delle singole parti e/o elementi della struttura, anche se interessano porzioni limitate della costruzione;
- e) apporti modifiche di classe d'uso che conducano a costruzioni di classe III ad uso scolastico o di classe IV.

E' quindi nella logica delle nuove norme tecniche (NTC 2018) premiare interventi di adeguamento verso costruzioni di classe III ad uso scolastico. Se si volesse inoltre tradurre gli indicatori di rischio sismico in termini di classe d'uso, la classe d'uso dell'unità strutturale sarebbe sicuramente inferiore alla classe III adottata nel presente progetto, per cui (come indicato nelle NTC 2018) il progetto di adeguamento sismico effettua implicitamente un aumento di classe d'uso dallo stato attuale allo stato di progetto.

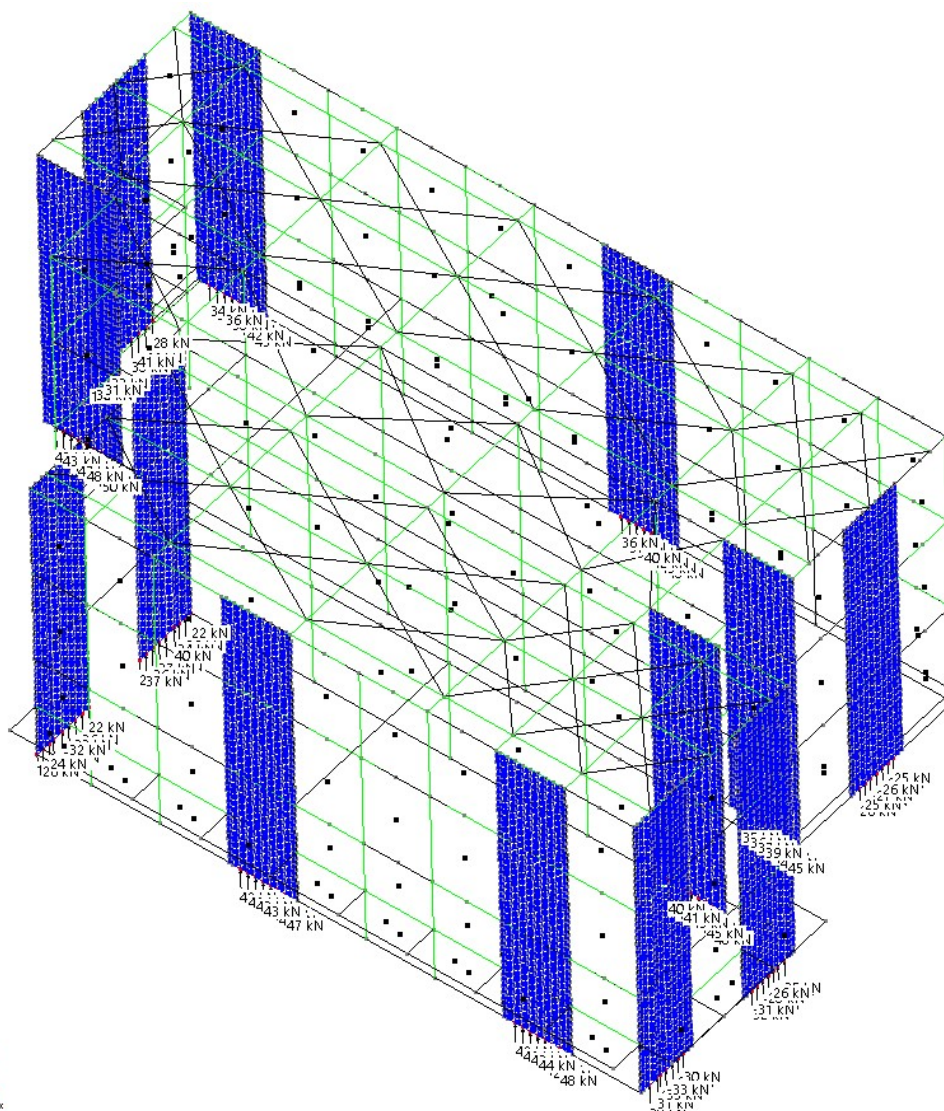
L'intervento di adeguamento sismico della costruzione non ricade inoltre nelle altre casistiche elencate al paragrafo 8.4.3, in quanto :

- a) non c'è sopraelevazione della costruzione;
- b) non c'è ampliamento della costruzione mediante opere ad essa strutturalmente connesse;
- d) non si effettuano interventi strutturali che trasformano il sistema strutturale mediante l'impiego di nuovi elementi verticali portanti su cui grava almeno il 50% dei carichi gravitazionali complessivi riferiti ai singoli piani. Di seguito si riporta dimostrazione analitica :



CDC	N(kN)	M12(kNm)	M13(kNm)	T12(kN)	T13(kN)	MT(kNm)
1S Strutturali G1	-9823.04	76439.8	89269.5	-1.09E-06	-4.70E-06	-7.36E-06
2S Non Strutturali G2	-3462.07	26107.6	32236.3	1.30E-07	3.36E-08	5.12E-06
3S Tamponamenti	-1560.85	13236.8	15290	1.16E-07	4.37E-07	8.15E-08
4S Variabili Utilizzo	-2601.59	20525.3	23454.6	1.62E-08	-1.53E-07	7.91E-07
Totale SLV (kN)	-16406.91					

Figura 3 – Reazioni Vincolari nella combinazione sismica dei carichi SLV.



CDC	N(kN)	M12(kNm)	M13(kNm)	T12(kN)	T13(kN)	MT(kNm)
1S Strutturali G1	-4001.51	29389.6	32263.9	12.9136	-0.28408	142.068
2S Non Strutturali G2	-1014.3	7430.3	8011.1	10.5289	0.094474	113.043
3S Tamponamenti	-322.15	2354.85	2698.36	1.55767	0.010424	21.4091
4S Variabili Utilizzo	-764.113	6227.49	5650.85	8.23319	0.184754	90.6601
Totale SLV (kN)	-5796.43					

La percentuale dei carichi gravitazionali sui nuovi elementi verticali portanti (setti in c.a. di progetto) è pari al 35% ed è pertanto inferiore al 50%.

Di seguito la rappresentazione grafica e in tabella della posizione dei baricentri delle masse e delle rigidità ai vari impalcati nella struttura rispettivamente nello stato di fatto e di progetto :

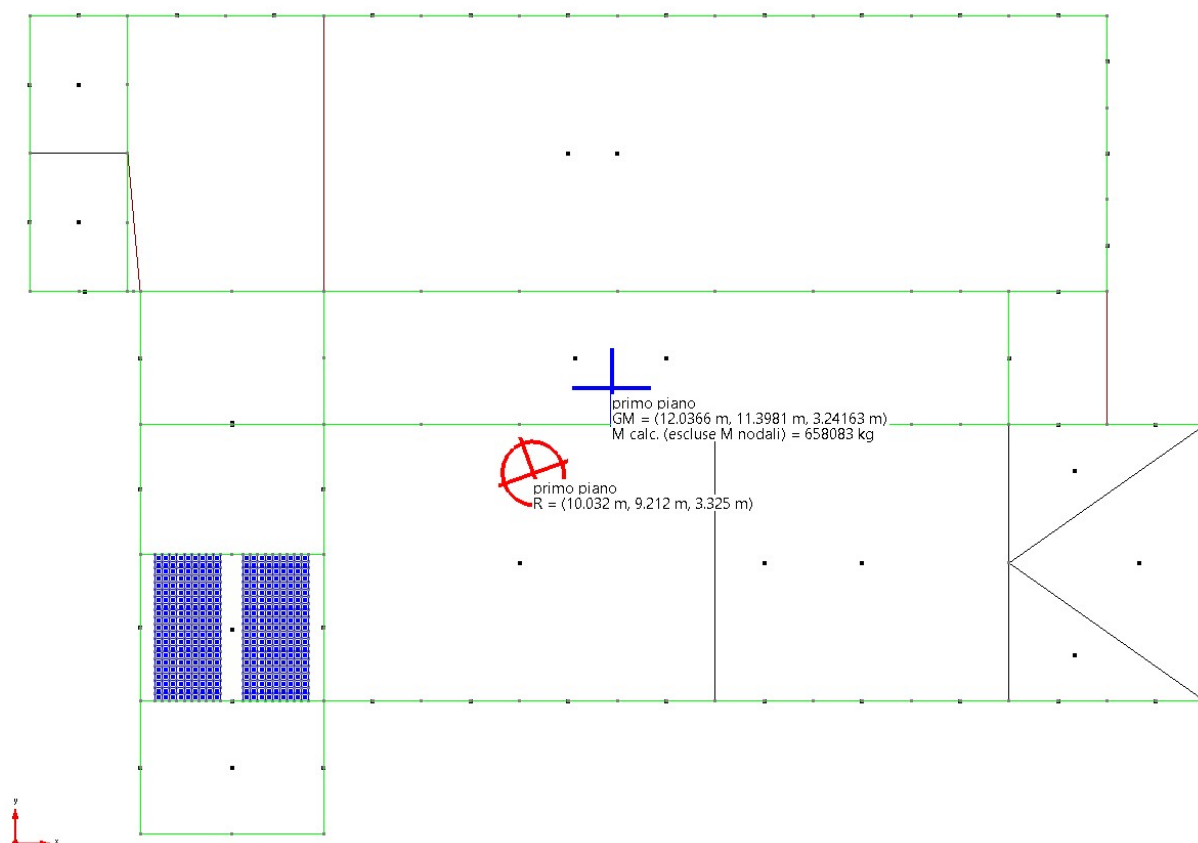


Figura 5 – Stato di Fatto : posizione del baricentro delle masse G e delle rigidezze R al primo impalcato.

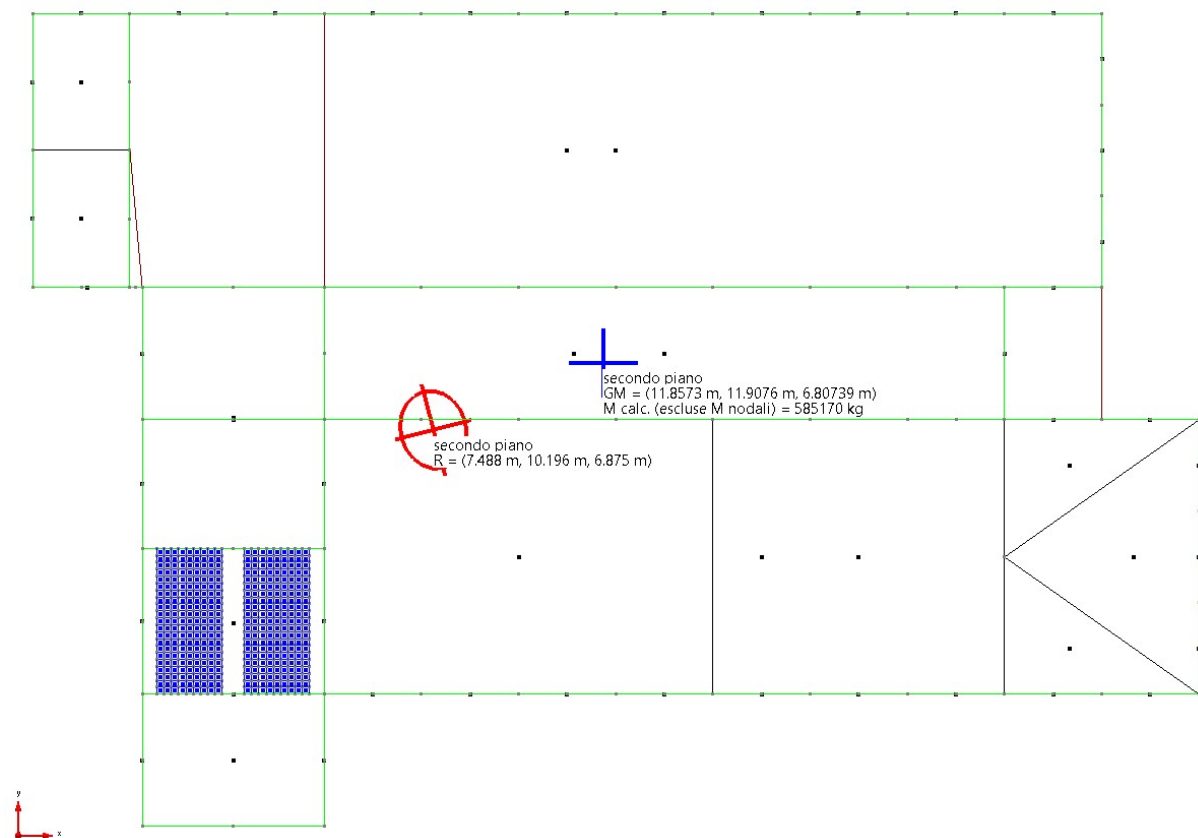


Figura 6 – Stato di Fatto : posizione del baricentro delle masse G e delle rigidezze R al secondo impalcato.

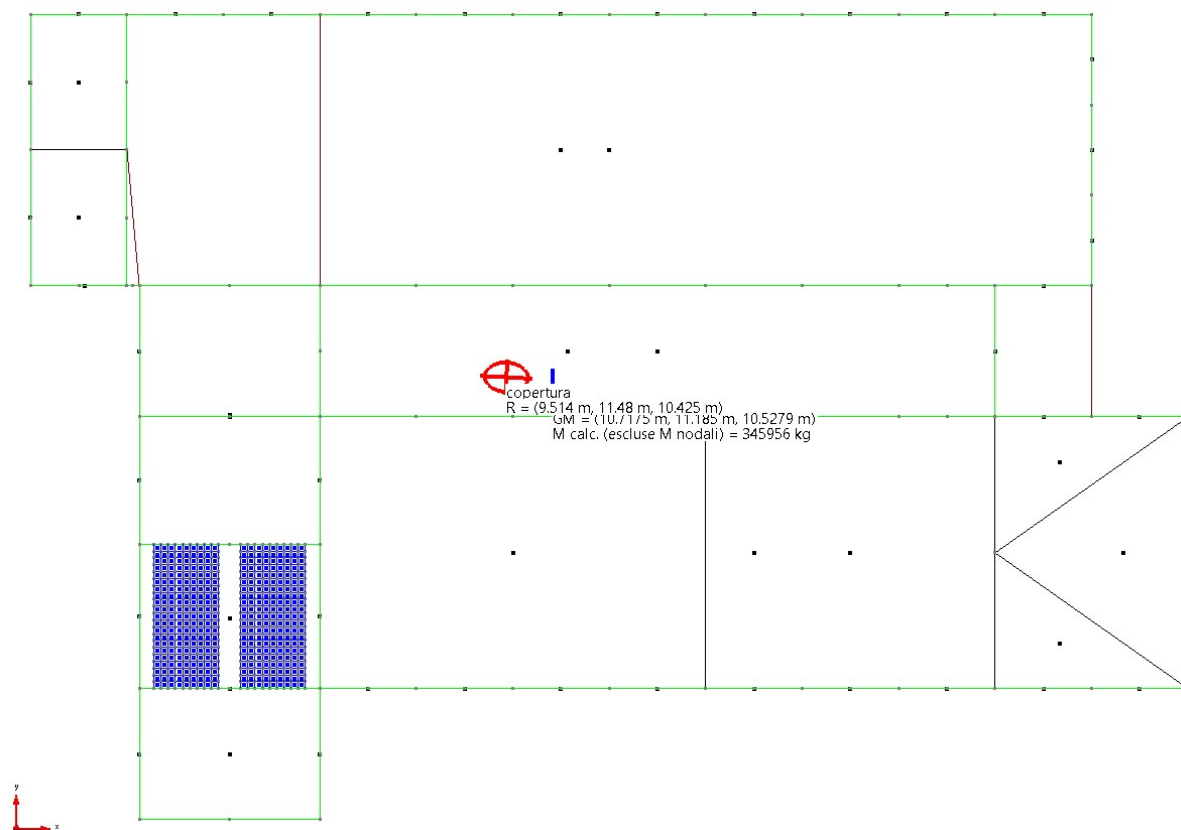


Figura 7 – Stato di Fatto : posizione del baricentro delle masse G e delle rigidezze R in copertura.

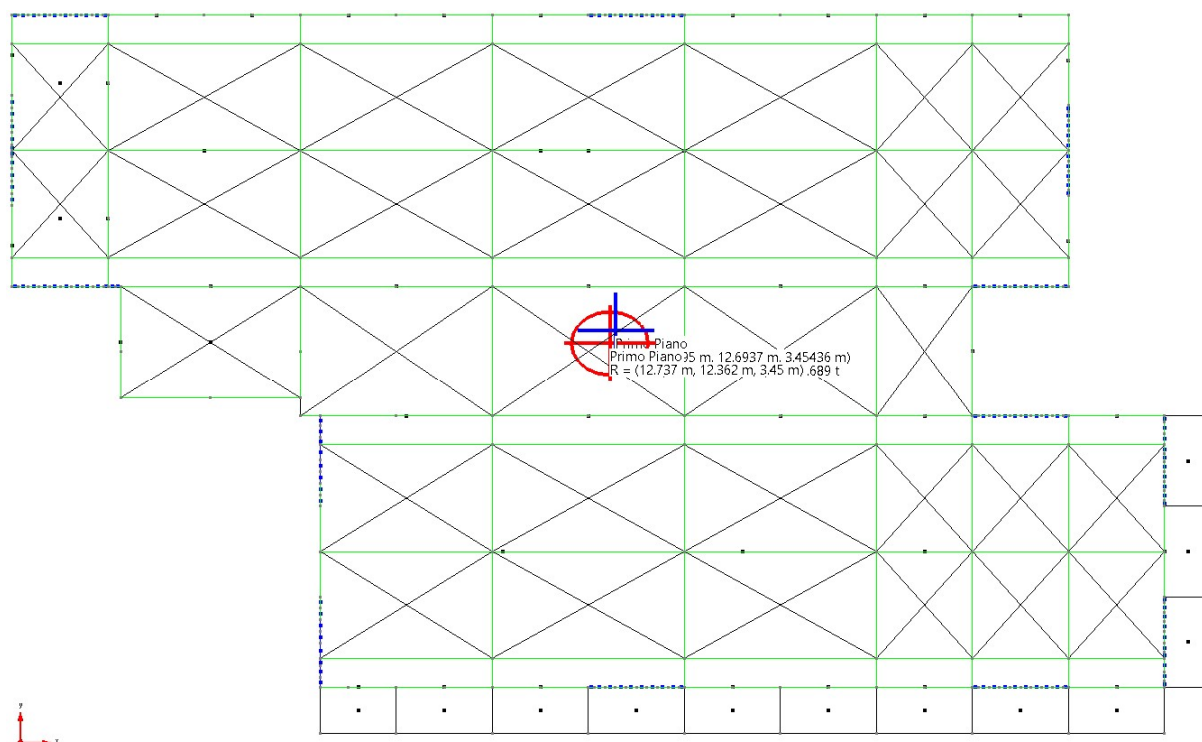


Figura 8 – Stato di Progetto : posizione del baricentro delle masse G e delle rigidezze R al primo impalcato.

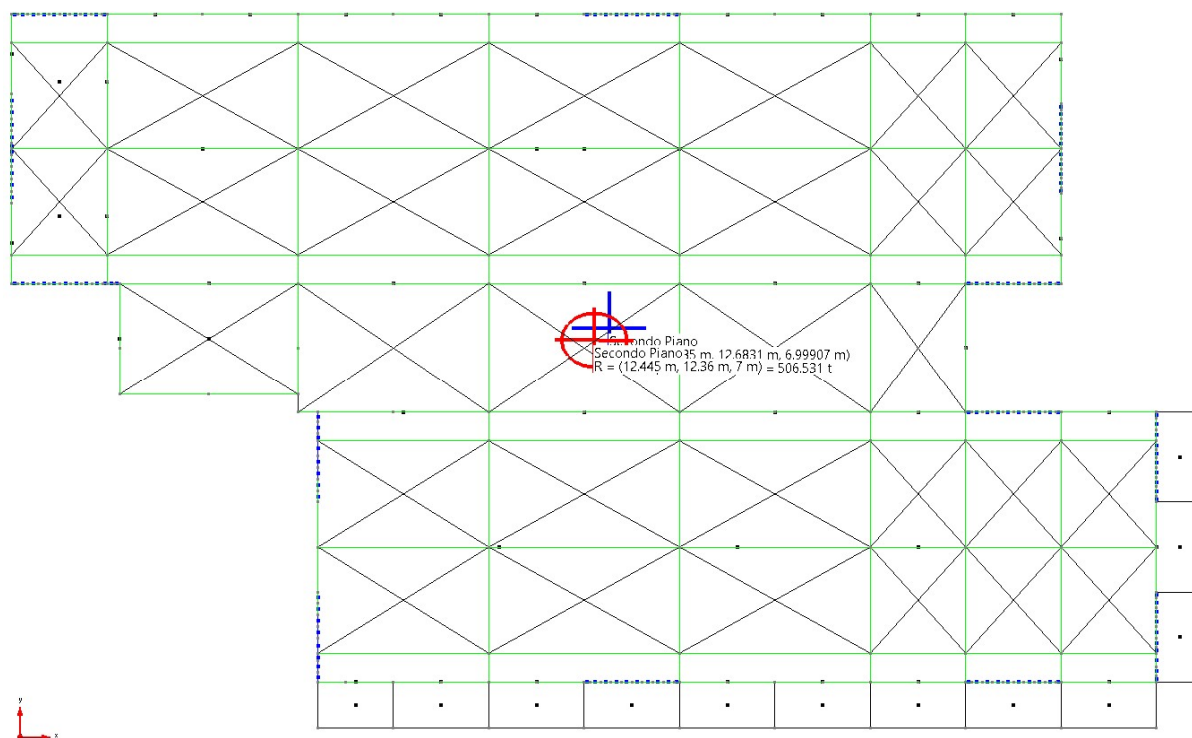


Figura 9 – Stato di Progetto : posizione del baricentro delle masse G e delle rigidezze R al secondo impalcato.

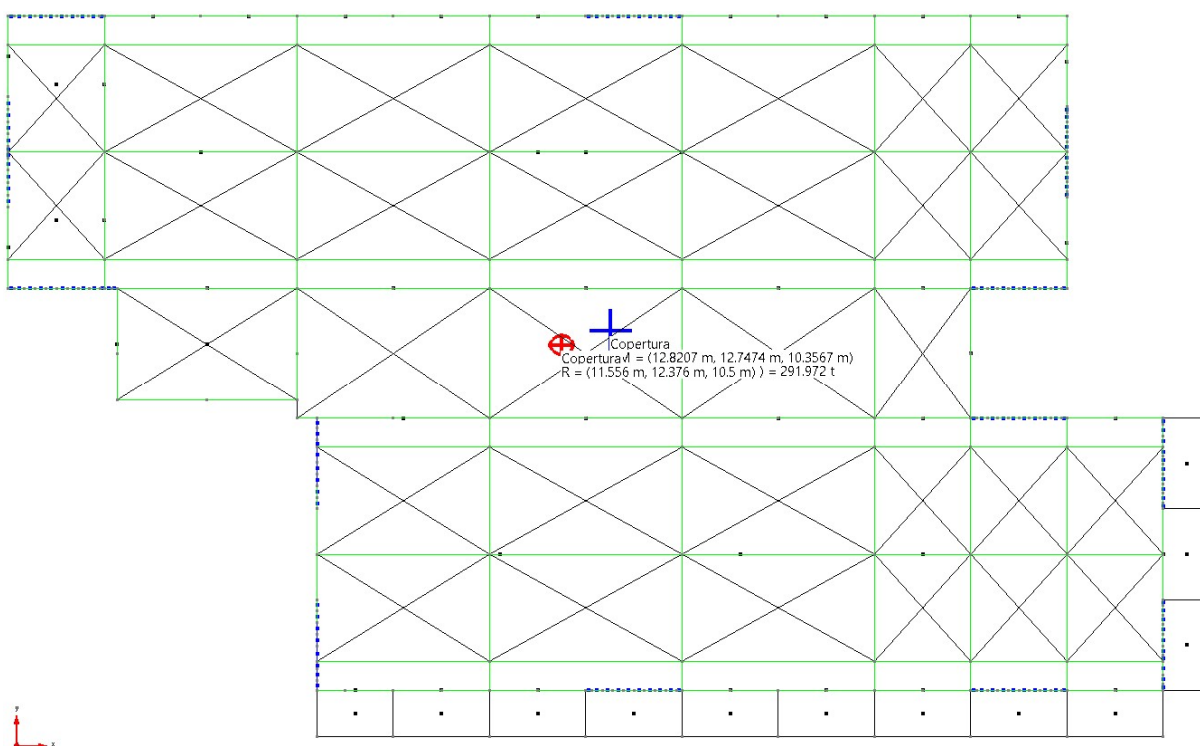


Figura 10 – Stato di Progetto : posizione del baricentro delle masse G e delle rigidezze R in copertura.

PRIMO IMPALCATO		X_G (m)	X_R (m)	Δ (m)	Y_G (m)	Y_R (m)	Δ (m)
	<u>Stato di Fatto</u>	12.037	10.032	2.005	11.398	9.212	2.186
	<u>Stato di Progetto</u>	12.895	12.737	0.158	12.694	12.362	0.332

SECONDO IMPALCATO		X_G (m)	X_R (m)	Δ (m)	Y_G (m)	Y_R (m)	Δ (m)
	<u>Stato di Fatto</u>	11.857	7.488	4.369	11.908	10.196	1.712
	<u>Stato di Progetto</u>	12.829	12.445	0.384	12.683	12.36	0.323

COPERTURA		X_G (m)	X_R (m)	Δ (m)	Y_G (m)	Y_R (m)	Δ (m)
	<u>Stato di Fatto</u>	10.718	9.514	1.204	11.185	11.48	-0.295
	<u>Stato di Progetto</u>	12.821	11.556	1.265	12.747	12.376	0.371

Gli interventi in progetto di adeguamento sismico comportano pertanto una minor eccentricità tra la posizione del baricentro delle masse e delle rigidezze ai vari impalcati e una conseguente riduzione degli effetti torsionali della struttura soggetta all'azione sismica.

c) Normativa tecnica e riferimenti tecnici utilizzati

Nella progettazione delle strutture indicate, si sono osservate le seguenti disposizioni normative:

- a) **D.M.14.01.08** "Norme tecniche per le costruzioni"
- b) **Circolare n° 617 del 02.02.09** "Istruzioni relative alle norme tecniche di cui al D.M. 14.01.08"
- c) **Legge Regionale n° 19 del 30.10.2008** "Norme per la riduzione del rischio sismico"
- d) **Legge Regionale n° 6 del 06.07.2009** "Governare e riqualificazione solidale del territorio"
- e) **D.M.17.01.18** Aggiornamento delle "Norme tecniche per le costruzioni"
- f) **Circolare n° 7 del 21.01.2019** "Istruzioni per l'applicazione dell'«Aggiornamento delle "Norme tecniche per le costruzioni"» di cui al decreto ministeriale 17 gennaio 2018"
- g) **D.G.R. 2272/2016**: "Atto di indirizzo recante l'individuazione degli INTERVENTI PRIVI DI RILEVANZA PER LA PUBBLICA INCOLUMITÀ' AI FINI SISMICI (IPRiPI) e delle VARIANTI IN CORSO D'OPERA, riguardanti parti strutturali, che non rivestono carattere sostanziale, ai sensi dell'articolo 9, comma 4, della L.R. n°19 del 2008"

d) Definizione dei parametri di progetto

Di seguito si definiscono i parametri necessari per la valutazione delle sollecitazioni sia orizzontali che verticali sollecitanti la struttura. Le azioni che vengono considerate per la verifica sismica dello stato di progetto sono le seguenti:

- Pesi propri;
- Carichi permanenti NON strutturali;
- Carichi permanenti dovuti ai tamponamenti (rientrano fra i carichi permanenti non strutturali);
- Azione accidentale per ambienti suscettibili di affollamento (scuole) Cat. C1;
- Azione accidentale della neve (azione non prevista in combinazione con l'azione sismica);
- Azione accidentale del vento (azione non prevista in combinazione con l'azione sismica);
- Azione sismica.

DETERMINAZIONE DELL'AZIONE SISMICA

In conformità con quanto indicato dal D.M. 17/01/2018, il progetto di adeguamento sismico della struttura può essere eseguito adottando un fattore ζ_E compreso fra 0.8 e 1 (dove ζ_E indica il rapporto fra azione sismica massima sopportabile dalla struttura e azione sismica massima che si utilizzerebbe nel progetto di una nuova costruzione). Il valore minimo dell'azione orizzontale massima adottabile per lo stato di progetto è quindi pari a: $a_g/g = 80\% \cdot 0.1794 = 0.14352$.

Nel caso in esame si è adottato un valore di a_g/g pari a 0.1439, corrispondente ad una probabilità di superamento del 16.5% e ad un tempo di ritorno di circa 416 anni.

Via Prati, 2 - Comune di Correggio (RE) – Zona sismica 3

Coordinate geografiche del sito:

Latitudine	44.7746576°
Longitudine	10.7793711°

$V_R = 75$ anni (periodo di riferimento per $V_N = 50$ anni e Classe d'uso III)

$P_{VR} = 10\%$ (probabilità di superamento nel periodo di riferimento, per lo SLV con $\zeta_E=100\%$)

$T_R = -\frac{V_R}{\ln(1 - P_{VR})} = 712$ anni (periodo di ritorno dell'azione sismica, per lo SLV con $\zeta_E=100\%$)

$P_{VR} = 16.5\%$ (probabilità di superamento nel periodo di riferimento, per lo SLV con $\zeta_E=80\%$)

$T_R = -\frac{V_R}{\ln(1 - P_{VR})} = 416$ anni (periodo di ritorno dell'azione sismica, per lo SLV con $\zeta_E=80\%$)

Parametri di definizione dell'input sismico:

Categoria del suolo : "C – Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fine mediamente consistenti"

Dati di microzonazione sismica (NTC'18 - $T_R = 416$ anni):

$a_g/g = 0.1439$

$F_o = 2.5287$

$T_C^* = 0.2733$ sec

$S_T = 1.0$ (coefficiente di amplificazione topografica)

$S_s = 1.4817$ Analisi II Livello
(coeff. di amplificazione stratigrafica, suolo "C") (NTC'18 § 3.2.3.2.1, tab. 3.2.v)

Spettro elastico (accelerazione orizzontale, $S_e(T)$, in m/s^2 , in funzione del periodo, T , in s):

$$\begin{aligned} 0 \leq T < T_B & \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o \cdot \left[\frac{T}{T_B} + \frac{1}{\eta \cdot F_o} \left(1 - \frac{T}{T_B} \right) \right] \\ T_B \leq T < T_C & \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o \\ T_C \leq T < T_D & \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o \cdot \left(\frac{T_C}{T} \right) \\ T_D \leq T & \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o \cdot \left(\frac{T_C T_D}{T^2} \right) \end{aligned}$$

Spettro di progetto: identico al precedente, ove si sostituisca η con $1/q$.

Sisma verticale: non considerato in quanto non sono presenti elementi che rientrano nella casistica del D.M. 2018 (cfr. NTC'18 §7.2.2)

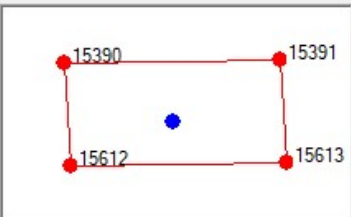
Attraverso una procedura implementata all'interno del programma di calcolo è possibile ricostruire gli spettri di progetto relativi ai calcoli sismici ed i relativi parametri di pericolosità sismica per la zona in esame.

Parametri spettri di risposta automatici

Par.3.2 DM 14/1/2008

☒ Reticolo
☐ Isole
☐ Interpolaz. con media pond. (DM '08)
☒ Interpolaz. con superf. rigata

Lon (°) 10.77937 Lat (°) 44.77465



SLE

SLO

☒ Auto PVR = 81 % TR = 45 anni
☒ Auto ag/g = 0.0518 Fo = 2.5057 Tc* = 0.2625 s

SLD

☒ Auto PVR = 63 % TR = 75 anni
☒ Auto ag/g = 0.0645 Fo = 2.5026 Tc* = 0.2726 s

SLU

SLV

☐ Auto PVR = 16.5 % TR = 415.919C anni
☐ Auto ag/g = 0.1439 Fo = 2.5287 Tc* = 0.2733 s

☒ SLC

☒ Auto PVR = 5 % TR = 1462 anni
☒ Auto ag/g = 0.2374 Fo = 2.4851 Tc* = 0.2843 s

OK Annulla

Figura 11: Parametri azione sismica del programma di calcolo utilizzato

Dal calcolo del fattore θ effettuato sull'edificio esistente si ottengono i seguenti valori:

Verticale	Impalcato	Nodo rif.	Orig. theta (m)	Metodo calc.	h (m)
a	Primo Piano	77	(12.895; 12.6937)	Ordinario	3.95
dir. Theta	Comb.	Val. Theta	P (kN)	dr (m)	H (kN)
theta X	12	0.00015	-244.9994	0.01138	4732.1803
theta Y	16	0.00008	-125.5727	0.01086	4494.3668
Verticale	Impalcato	Nodo rif.	Orig. theta (m)	Metodo calc.	h (m)
a	Secondo Piano	125	(12.8285; 12.6831)	Ordinario	3.55
dir. Theta	Comb.	Val. Theta	P (kN)	dr (m)	H (kN)
theta X	12	0.00111	-759.9762	0.02071	3980.8054
theta Y	16	0.00036	-243.7013	0.02000	3785.4579
Verticale	Impalcato	Nodo rif.	Orig. theta (m)	Metodo calc.	h (m)
a	Copertura	274	(12.8207; 12.7474)	Ordinario	3.5
dir. Theta	Comb.	Val. Theta	P (kN)	dr (m)	H (kN)
theta X	11	0.00026	-86.58514	0.02181	2071.3374
theta Y	6	0.00051	-56.24419	0.06638	2078.8767

Figura 12: Calcolo del Fattore Theta

Il fattore θ risulta inferiore a 0.1 in entrambe le direzioni e su tutti gli impalcati; è possibile trascurare l'effetto delle non linearità geometriche sulla struttura.

AZIONE DEL VENTO

La valutazione della pressione del vento da applicare nelle verifiche statiche è stata effettuata in riferimento al Paragrafo 3.3 del D.M. 17/01/18.

3.3.4. PRESSIONE DEL VENTO

La pressione del vento è data dall'espressione:

$$P = q_r \cdot c_e \cdot c_p \cdot c_d \quad [3.3.4]$$

dove

q_r è la pressione cinetica di riferimento di cui al § 3.3.6;

c_e è il coefficiente di esposizione di cui al § 3.3.7;

c_p è il coefficiente di pressione di cui al § 3.3.8;

c_d è il coefficiente dinamico di cui al § 3.3.9.

Figura 13 Prescrizione del D.M. 17/01/18 per la valutazione della pressione del vento.

La pressione agente alle varie quote del fabbricato dipende per il coefficiente di esposizione c_e dall'altezza z_i del punto considerato. Si elencano e si calcolano i termini necessari per valutare la pressione del vento nel punto più alto della costruzione oggetto di valutazione:

- La pressione cinetica di riferimento q_b si ottiene dall'espressione $q_b = \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot v_b^2$, dove ρ , densità dell'aria, si assume pari a 1,25 kN/m³ e v_b , velocità di riferimento, dalla Tabelle 3.3.I del D.M. 17/01/18, uguale a 25 m/s, trovandosi in Zona 2 (Emilia Romagna) e ad una quota sul livello del mare di 31 m, minore di $a_0 = 750$ m.

- I parametri del coefficiente di esposizione c_e pari a:

$$c_e(z) = k_r^2 \cdot c_t \cdot \ln\left(\frac{z}{z_0}\right) \cdot \left[7 + c_t \cdot \ln\left(\frac{z}{z_0}\right)\right] \quad \text{per } z \geq z_{\min}$$

$$c_e(z) = c_e(z_{\min}) \quad \text{per } z < z_{\min}$$

- Essendo le costruzioni ubicate in Zona 2 (Emilia Romagna) in un'area caratterizzata da una classe di rugosità del terreno B (aree urbane – non di classe A – suburbane, industriali e boschive) e trovandosi a più di 30 km dal mare e ad una altitudine sopra il livello del mare minore di 500 m, la categoria di esposizione del sito è la IV e dalla Tabella 3.3.II si ricavano i seguenti valori:

$$k_r = 0,22$$

$$z_0 = 0,3 \text{ m}$$

$$z_{\min} = 8 \text{ m}$$

- Il coefficiente di topografia c_t viene assunto, come indicato nel § 3.3.7, pari a $c_t = 1$.
- Il coefficiente di forma c_p è pari al coefficiente di forma per pressione esterna c_{pe} e vale rispettivamente in pressione $c_p = c_{pe} = +0.8$ e in depressione $c_p = c_{pe} = -0.4$.
- Il coefficiente dinamico c_d , come indica la normativa, è stato assunto cautelativamente pari a 1.

Pertanto la massima pressione del vento al primo piano sarà :

$$q = q_b \cdot c_e \cdot c_p \cdot c_d = 51.07 \text{ daN/m}^2 \text{ quando il vento agisce in pressione sulla struttura}$$

$$= 25.53 \text{ daN/m}^2 \text{ quando il vento agisce in depressione sulla struttura}$$

Si ricorda che tale azione non è prevista in combinazione con l'azione sismica ($\psi_{2j}=0$), per cui essa non verrà considerata nel progetto sismico dell'edificio.

Secondo la modellazione delle azioni previste nel modello di calcolo, coerentemente a quanto previsto per il vincolamento dei tamponamenti agli elementi strutturali principali dell'edificio in progetto, l'azione del vento viene trasmessa attraverso gli elementi di solaio verticali e si esplicita sugli elementi strutturali tipo “beam” che modellano i pilastri della struttura. Di seguito un estratto del programma di calcolo con l'individuazione dei parametri di calcolo appena definiti.

Figura 14 - Parametri per la determinazione delle azioni del vento in CMP.

AZIONE DELLA NEVE

Per la valutazione dell'azione di progetto per il carico della neve si è seguito il § 3.4.1 del D.M.17/01/18.

3.4.1. CARICO DELLA NEVE SULLE COPERTURE

Il carico provocato dalla neve sulle coperture sarà valutato mediante la seguente espressione:

$$q_s = q_{sk} \cdot \mu_i \cdot C_E \cdot C_t \quad [3.4.1]$$

dove:

q_{sk} è il valore di riferimento del carico della neve al suolo, di cui al § 3.4.2;

μ_i è il coefficiente di forma della copertura, di cui al § 3.4.3;

C_E è il coefficiente di esposizione di cui al § 3.4.4;

C_t è il coefficiente termico di cui al § 3.4.5.

Si assume che il carico della neve agisca in direzione verticale e lo si riferisce alla proiezione orizzontale della superficie della copertura.

Figura 15 Prescrizione del D.M. 14/01/08 per la valutazione del carico provocato dalla neve.

Il coefficiente di forma della copertura μ_i , essendo l'inclinazione massima della copertura minore di 30° , è pari a 0,8. Poiché la provincia di Reggio Emilia secondo Normativa fa parte della zona I – Mediterranea:

- Gli edifici si trovano a 31 m sopra il livello del mare e, di conseguenza, il valore caratteristico di riferimento del carico neve al suolo q_{sk} risulta pari a $1,5 \text{ kN/m}^2$.
- Secondo la Tabella 3.4.I. del D.M. 17/01/18, l'edificio in oggetto è situato in un' area dove la classe di topografia è definita normale, si assume come valore di C_E 1.
- In assenza di opportuni studi e documentazioni si utilizza come valore di C_t 1.

Di conseguenza, il carico della neve sulla copertura q_s risulta:

Il valore di q_s utilizzato nei calcoli risulta quindi:

$$q_s = 150 * 1,0 * 0,8 = 120 \text{ daN/m}^2$$

Si ricorda peraltro che tale azione non è prevista in combinazione con l'azione sismica ($\psi_2=0$), per cui essa non verrà considerata nel progetto sismico dell'edificio.

ANALISI DEI CARICHI

Di seguito analisi dei carichi adottata nella modellazione dello Stato di Progetto:

- *Solaio Aule h 24+4 cm:*

Peso Proprio	210 daN/m ²
Trazzette (par. 3.1.3 delle NTC 17/01/18)	80 daN/m ²
Pavimento	20 daN/m ²
Massetto di Allettamento ($\gamma = 2000 \text{ kg/mc}$ e sp. 3 cm)	60 daN/m ²
Massetto Alleggerito ($\gamma = 600 \text{ kg/mc}$ e sp. 10 cm)	60 daN/m ²
Cappa Collaborante di Rinforzo (sp. 4 cm)	70 daN/m ²
Intonaco	20 daN/m ²
Controsoffitto Antisfondellamento	15 daN/m ²

Sovraccarico Accidentale (Scuola Cat. C1)	300 daN/m ²
	<hr/> 835 daN/m ²

Ai fini delle combinazioni delle azioni per le verifiche degli stati limite si considereranno:

- Carichi permanenti	210 daN/m ²
- Carichi permanenti non strutturali	325 daN/m ²
- Carichi variabili	300 daN/m ²

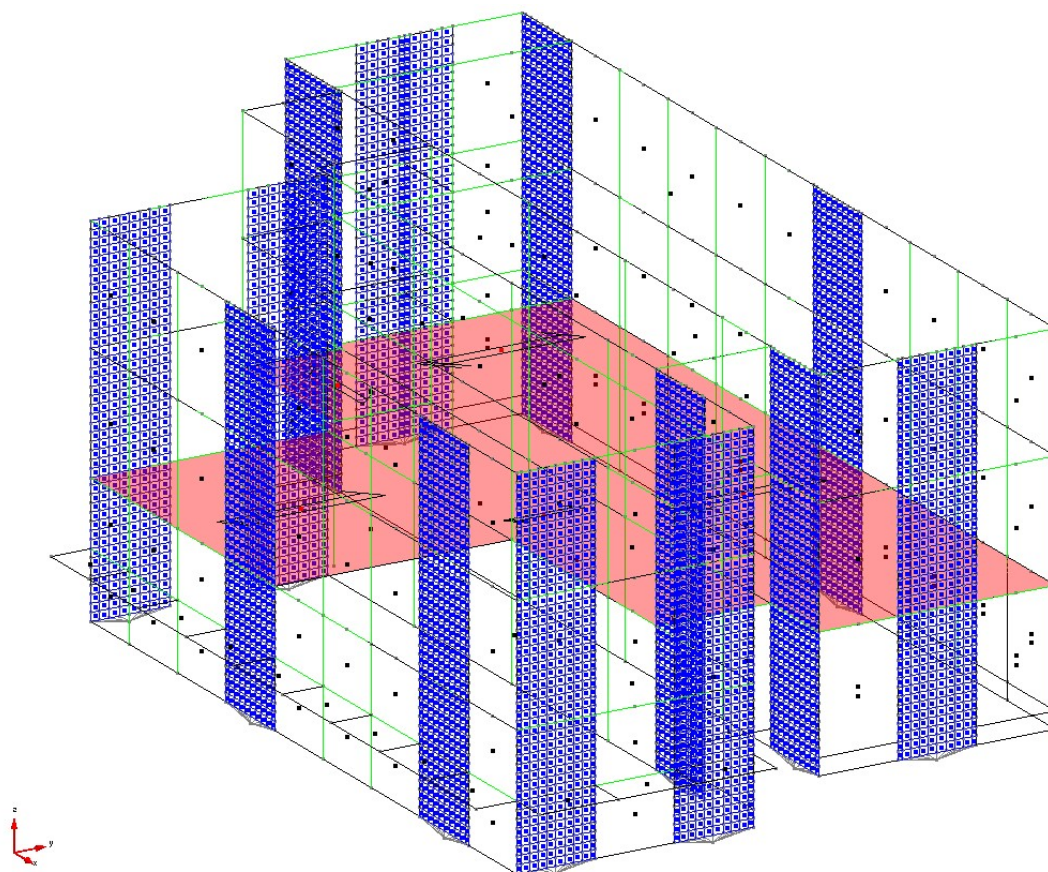


Figura 16: Modello SdP – Primo Impalcato

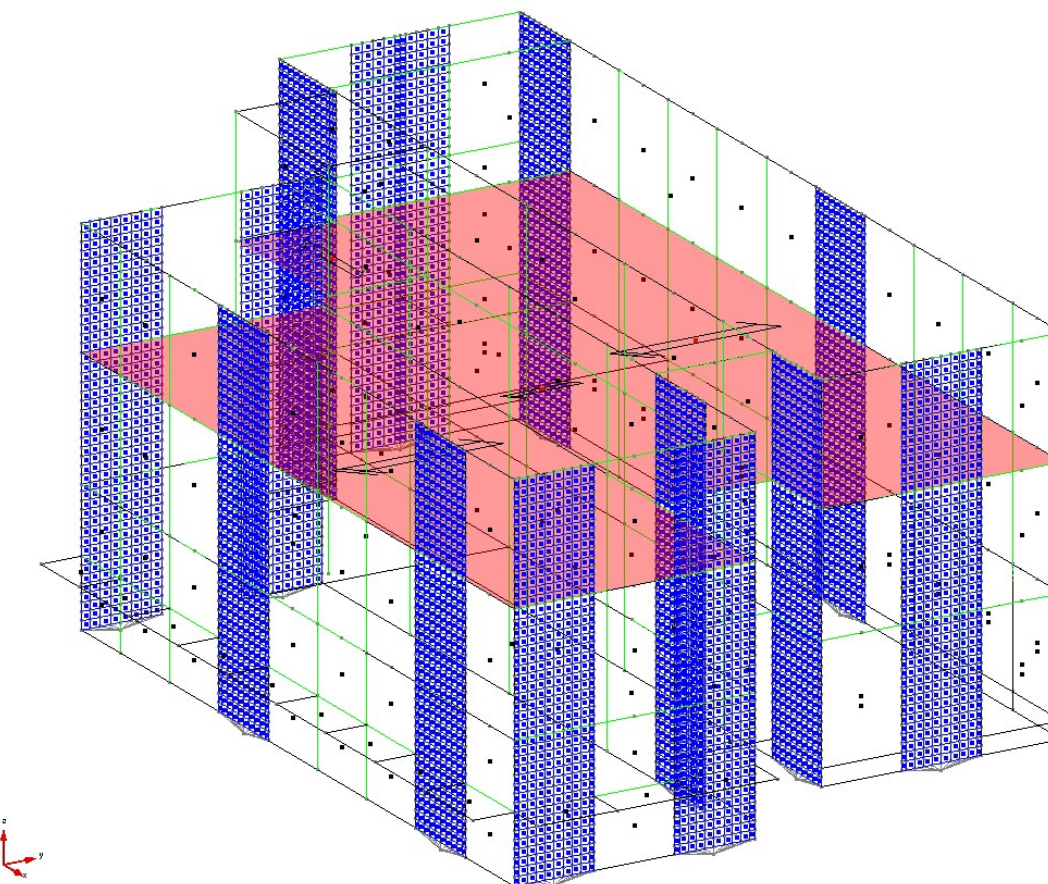


Figura 17: Modello SdP – Secondo Impalcato

➤ **Solaio Aule h 24+4 cm (Ex Centrale Termica):**

Peso Proprio Soletta in c.a. Inferiore (sp. 4 cm)	100 daN/m ²
Peso Proprio (sp. 20 cm)	160 daN/m ²
 Tramezze (par. 3.1.3 delle NTC 17/01/18)	 80 daN/m ²
Pavimento	20 daN/m ²
Massetto di Allettamento ($\gamma = 2000$ kg/mc e sp. 3 cm)	60 daN/m ²
Massetto Alleggerito ($\gamma = 600$ kg/mc e sp. 10 cm)	60 daN/m ²
Cappa Collaborante di Rinforzo (sp. 4 cm)	70 daN/m ²
Controsoffitto Antisfondellamento	15 daN/m ²

Sovraccarico Accidentale (Scuola Cat. C1)	300 daN/m ²
	<hr/> 865 daN/m ²

Ai fini delle combinazioni delle azioni per le verifiche degli stati limite si considereranno:

- Carichi permanenti	260 daN/m ²
- Carichi permanenti non strutturali	305 daN/m ²
- Carichi variabili	300 daN/m ²

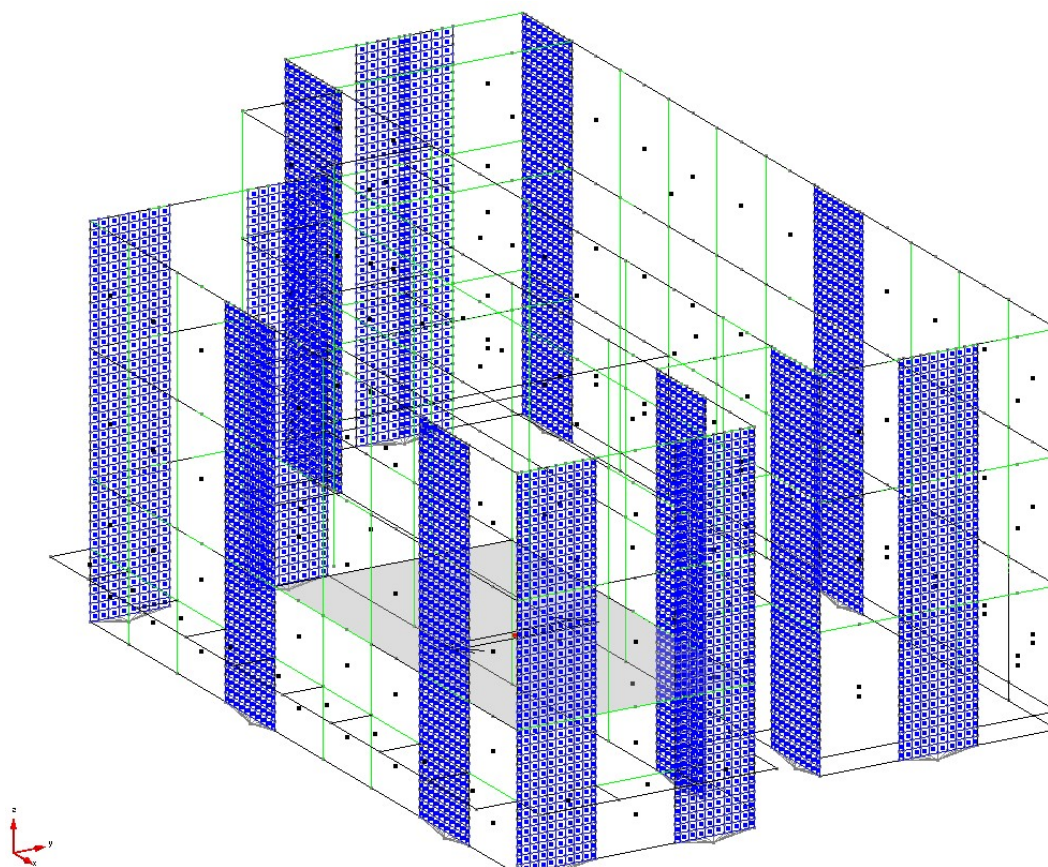


Figura 18: Modello SdP – Primo Impalcato.

➤ **Solaio Bagni h 24+4 cm:**

Peso Proprio (sp. 24 cm)	210 daN/m ²
 Tramezze (par. 3.1.3 delle NTC 17/01/18)	 120 daN/m ²
Pavimento	20 daN/m ²

Massetto di Allettamento ($\gamma = 2000 \text{ kg/mc}$ e sp. 3 cm)	60 daN/m ²
Massetto Alleggerito ($\gamma = 600 \text{ kg/mc}$ e sp. 10 cm)	60 daN/m ²
Cappa Collaborante di Rinforzo (sp. 4 cm)	70 daN/m ²
Tavellonato	35 daN/m ²
Muricci e Passaggio Impianti	30 daN/m ²
Intonaco	20 daN/m ²
Controsoffitto Antisfondellamento	15 daN/m ²

Sovraccarico Accidentale (Scuola Cat. C1)	300 daN/m ²
	<u>940 daN/m²</u>

Ai fini delle combinazioni delle azioni per le verifiche degli stati limite si considereranno:

- Carichi permanenti	210 daN/m ²
- Carichi permanenti non strutturali	430 daN/m ²
- Carichi variabili	300 daN/m ²

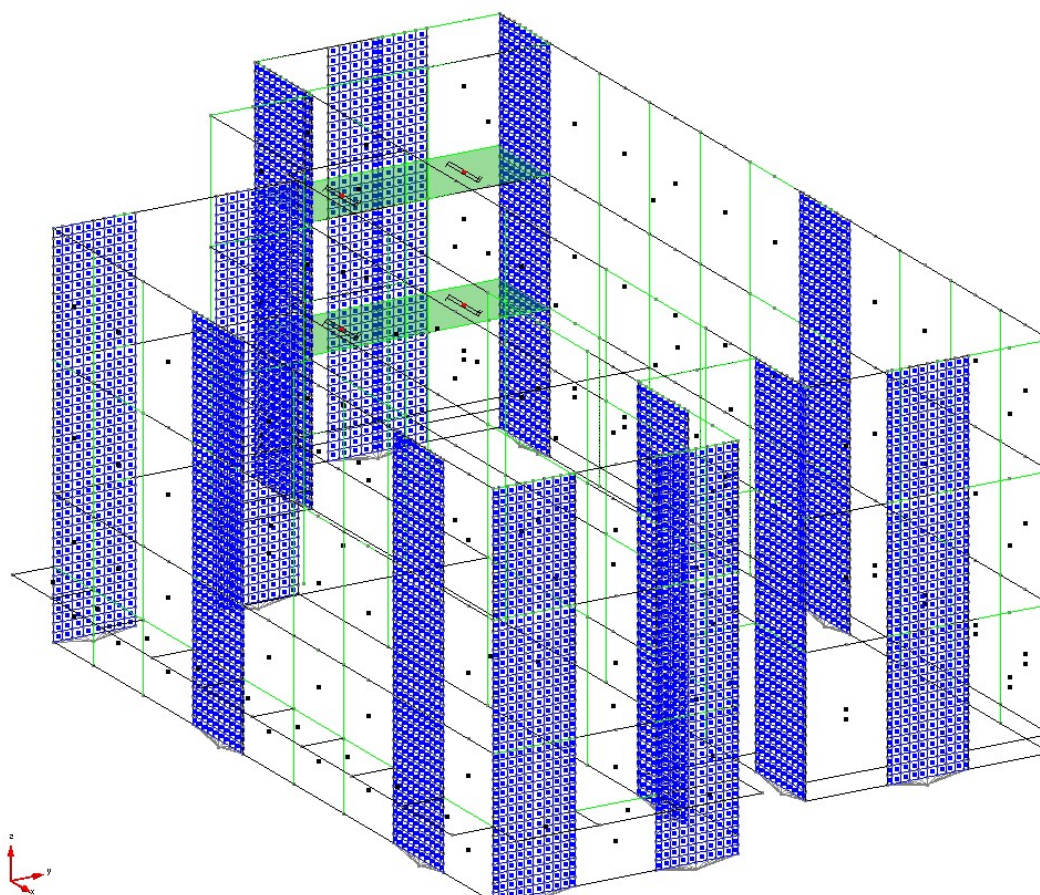


Figura 19: Modello SdP – Primo e Secondo Impalcato.

➤ **Solaio Copertura h 20 cm:**

Peso Proprio	160 daN/m ²
Fotovoltaico	15 daN/m ²
Lamiera in acciaio	30 daN/m ²
Muricci	30 daN/m ²
Isolamento	10 daN/m ²
Spolvero (sp. 1 cm)	20 daN/m ²
Intonaco	20 daN/m ²

Controventatura metallica	25 daN/m ²
Controsoffitto Antisfondellamento	15 daN/m ²
Sovraccarico Accidentale (Neve Cat. H)	120 daN/m ²
	<u>445 daN/m²</u>

Ai fini delle combinazioni delle azioni per le verifiche degli stati limite si considereranno:

- Carichi permanenti	160 daN/m ²
- Carichi permanenti non strutturali	165 daN/m ²
- Carichi variabili	120 daN/m ²

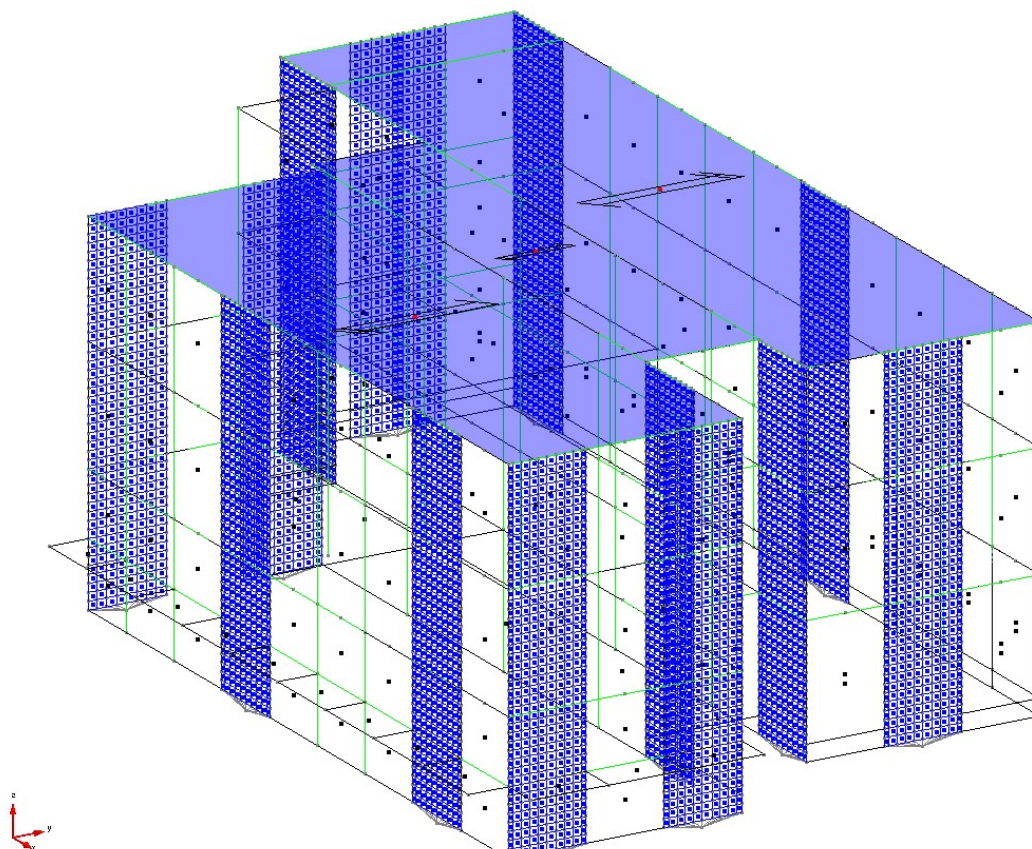


Figura 20: Modello SdP – Terzo Impalcato.

➤ **Marciapiede:**

Peso Proprio (soletta in c.a. sp. 10 cm)	250 daN/m ²
Carichi Appesi	20 daN/m ²
Sovraccarico Accidentale (Neve Cat. H)	400 daN/m ²
	<u>670 daN/m²</u>

Ai fini delle combinazioni delle azioni per le verifiche degli stati limite si considereranno:

- Carichi permanenti	250 daN/m ²
- Carichi permanenti non strutturali	20 daN/m ²
- Carichi variabili	400 daN/m ²

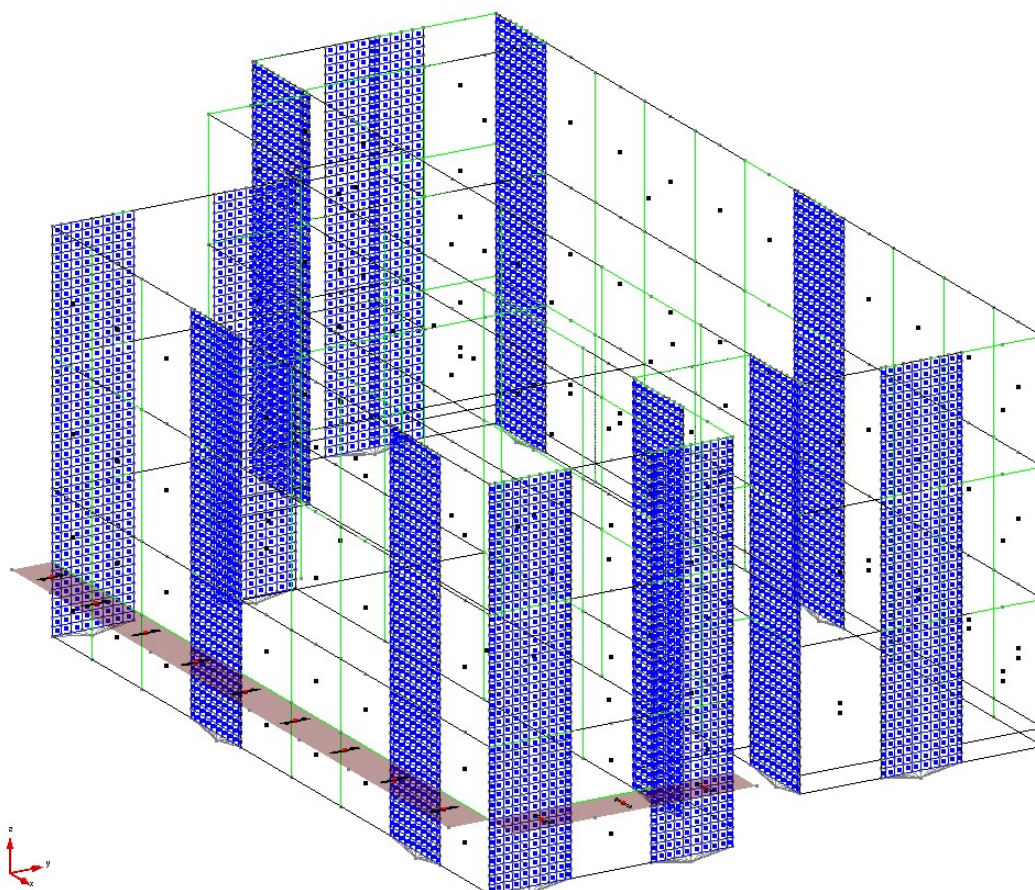


Figura 21: Modello SdP – Lato Sud e Angolo Sud-Est.

➤ **Tramezze Interne :**

Intonaco	20 daN/m ²
Mattone Forato (sp. 10 cm)	60 daN/m ²
Intonaco	20 daN/m ²
	<hr/>
	100 daN/m ²

Ai fini delle combinazioni delle azioni per le verifiche degli stati limite si considereranno:

- Carichi permanenti	0 daN/m ²
- Carichi permanenti non strutturali	100 daN/m ²
- Carichi variabili	0 daN/m ²

Nella modellazione è stato inserito un carico ridotto di 90 daN/m² in virtù della minor superficie di tamponamento reale rispetto a quella che si ricava dagli elementi bidimensionali “solai”.

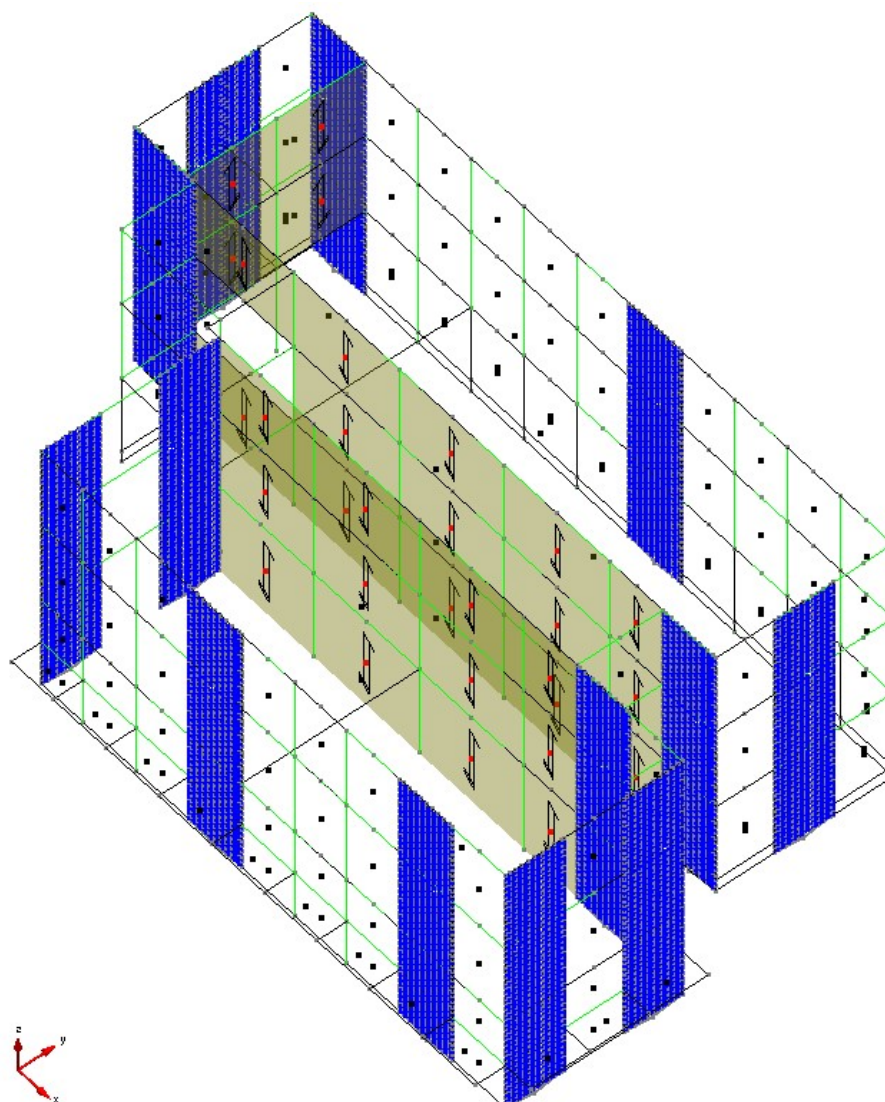


Figura 22: Modello SdP – Tramezze Interne.

- *Uscite di Sicurezza / Finestratura a tutta altezza (Carichi Permanenti NON Strutturali):*

Vetrata

30 daN/m²



30 daN/m²

- *Vetrata con Inferriata – Piano Terra (Carichi Permanenti NON Strutturali):*

Vetrata

30 daN/m²

Inferriata

20 daN/m²



50 daN/m²

- *Tamponamento Scannafosso lato Sud e angolo Sud-Est (Carichi Permanenti NON Strutturali):*

Mattone Pieno ($\gamma = 1800 \text{ kg/mc}$ e sp. 25 cm)

450 daN/m²

Intonaco


20 daN/m²



470 daN/m²


➤ *Tamponamento Aule (Carichi Permanenti NON Strutturali):*

Mattone Doppio UNI Esterno ($\gamma = 1200 \text{ kg/mc}$ e sp. 12 cm)	145 daN/m ²
Mattone Forato Interno ($\gamma = 1100 \text{ kg/mc}$ e sp. 12 cm)	130 daN/m ²
Intonaco	20 daN/m ²
Vetrata	30 daN/m ²
	<hr/> <hr/> 325 daN/m ²

Nella modellazione è stato inserito un carico ridotto di 160 daN/m² che considera le reali superfici di tamponamento, di finestra, di davanzale ed architravi in c.a. presenti nella specchiatura. 


➤ *Tamponamento Bagni (Carichi Permanenti NON Strutturali):*

Mattone Doppio UNI Esterno ($\gamma = 1200 \text{ kg/mc}$ e sp. 12 cm)	145 daN/m ²
Mattone Forato Interno ($\gamma = 1100 \text{ kg/mc}$ e sp. 12 cm)	130 daN/m ²
Intonaco	20 daN/m ²
Vetrata	30 daN/m ²
	<hr/> <hr/> 325 daN/m ²

Nella modellazione è stato inserito un carico ridotto di 190 daN/m² che considera le reali superfici di tamponamento, di finestra, di davanzale ed architravi in c.a. presenti nella specchiatura. 


➤ *Tamponamento Piano Terra lato Nord (Carichi Permanenti NON Strutturali):*

Setto in c.a. ($\gamma = 2500 \text{ kg/mc}$ e sp. 12 cm)	300 daN/m ²
Mattone Forato Interno ($\gamma = 1100 \text{ kg/mc}$ e sp. 12 cm)	130 daN/m ²
Intonaco	20 daN/m ²
Vetrata	30 daN/m ²
	<hr/> <hr/> 480 daN/m ²

Nella modellazione è stato inserito un carico ridotto di 200 daN/m² che considera le reali superfici di tamponamento, di finestra, di davanzale ed architravi in c.a. presenti nella specchiatura. 

➤ *Tamponamento Cieco al Piano Primo e Piano Secondo (Carichi Permanenti NON Strutturali):*

Mattone Doppio UNI Esterno ($\gamma = 1200 \text{ kg/mc}$ e sp. 12 cm)	145 daN/m ²
Mattone Forato Interno ($\gamma = 1100 \text{ kg/mc}$ e sp. 12 cm)	130 daN/m ²
Intonaco	20 daN/m ²
	<hr/> <hr/> 295 daN/m ²

Nella modellazione è stato inserito un carico ridotto di 240 daN/m² che considera le reali superfici di tamponamento presenti nella specchiatura. 

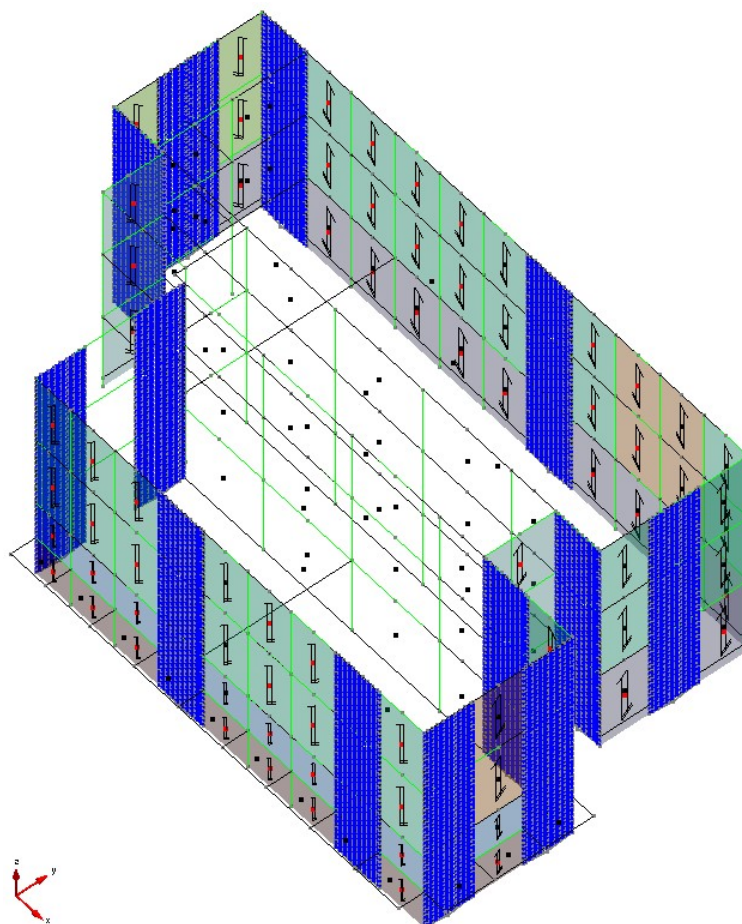


Figura 23: Modello SdP – Tamponamenti Perimetrali.

➤ ***Veletta in Copertura (Carichi Permanenti Strutturali):***

Veletta ($\gamma = 2500 \text{ kg/mc}$, sp. 8 cm e h 90 cm)

180 daN/m

Sporto di gronda in c.a.

124 daN/m

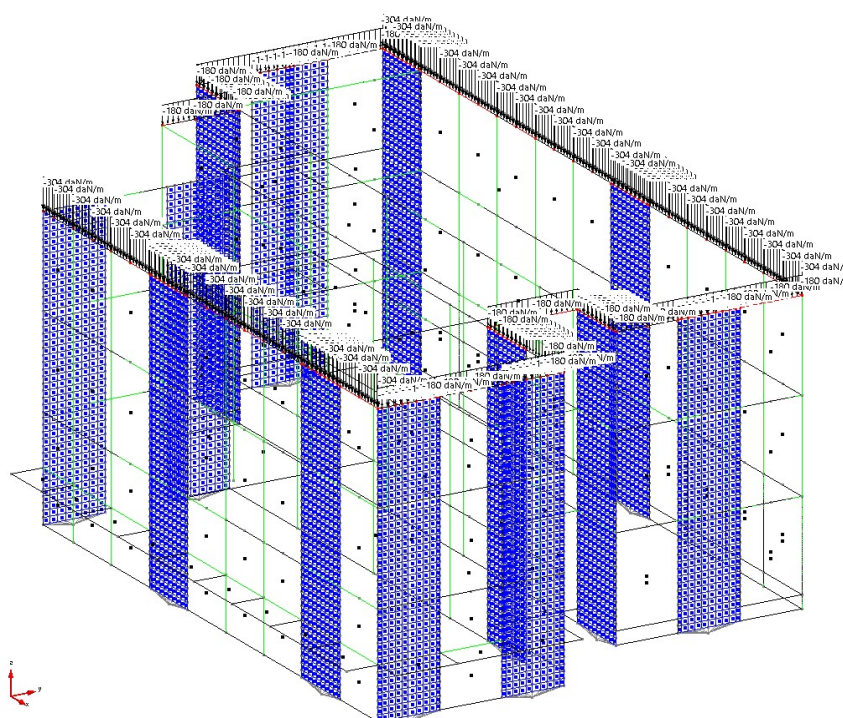


Figura 24: Veletta / Spporto in c.a..

e) Descrizione dei materiali

Di seguito sono indicati i materiali adottati per l'esecuzione degli interventi sull'edificio.

MATERIALI IN PROGETTO:

➤ Calcestruzzo per fondazioni

C25/30

Classe strutturale
 Classe di esposizione:
 Classe di resistenza minima del c.l.s.:
 Contenuto minimo di cemento:
 Rapporto massimo a/c:
 Massimo diametro inerti:
 Lavorabilità, Slump Pali di Fondazione:
 Lavorabilità, Slump:

S4
 XC2
 C25/30;
 300 kg/m³;
 0.60;
 20 mm;
 S5;
 S4/S5;

Caratteristiche meccaniche del c.l.s. :

Resistenza Caratteristica Cubica a Compressione
 Resistenza Caratteristica Cilindrica a Compressione Teorica
 Resistenza Caratteristica Cilindrica a Compressione di Calcolo
 Resistenza media a trazione
 Resistenza Caratteristica a Trazione
 Modulo Elastico
 Coefficiente di Poisson
 Coefficiente di dilatazione termica
 Resistenza di calcolo a compressione del cls
 $\alpha_{cc} = 0.85$, coeff. riduttivo per le resistenze di lunga durata;
 $\gamma_c = 1.50$, coeff. parziale di sicurezza relativo al cls.

$R_{ck} = 30 \text{ N/mm}^2$;
 $f_{ck} = 24.90 \text{ N/mm}^2$;
 $f_{ck} = 25 \text{ N/mm}^2$;
 $f_{ctm} = 2.56 \text{ N/mm}^2$;
 $f_{ctk} = 1.79 \text{ N/mm}^2$;
 $E = 31'475.8 \text{ N/mm}^2$;
 $\nu = 0.20$;
 $\alpha = 1 \times 10^{-5}$;
 $f_{cd} = \alpha_{cc} f_{ck} / \gamma_c$;

Resistenza di calcolo a trazione del cls
 $\gamma_c = 1.50$, coeff. parziale di sicurezza relativo al cls.

$f_{cd} = 14.11 \text{ N/mm}^2$;
 $f_{ctd} = f_{ctk} / \gamma_c$;

Tensione tangenziale di aderenza acciaio-cls

$f_{ctd} = 1.19 \text{ N/mm}^2$;
 $f_{bd} = f_{bk} / \gamma_c$;
 $f_{bk} = 2.25 \eta f_{ctk}$;

$\eta = 1$ per $\phi \leq 32 \text{ mm}$;

$f_{bk} = 4.02 \text{ N/mm}^2$;
 $f_{bd} = 2.685 \text{ N/mm}^2$;
 In zona di cls teso od armature molto addensate la resistenza di aderenza va ridotta ulteriormente di
 1.5:
 $f_{bd}^{red} = 1.79 \text{ N/mm}^2$

➤ Calcestruzzo in elevazione

C32/40

Classe strutturale
 Classe di esposizione:
 Classe di resistenza minima del c.l.s.:
 Contenuto minimo di cemento:
 Rapporto massimo a/c:
 Massimo diametro inerti:
 Lavorabilità, Slump:

S4
 XC4
 C32/40;
 300 – 340 kg/m³;
 0.50;
 22 mm;
 S4/S5.

Caratteristiche meccaniche del c.l.s. :

Resistenza Caratteristica Cubica a Compressione
 Resistenza Caratteristica Cilindrica a Compressione di Calcolo
 Resistenza media a trazione
 Resistenza Caratteristica a Trazione
 Modulo Elastico
 Coefficiente di Poisson

$R_{ck} = 40 \text{ N/mm}^2$;
 $f_{ck} = 32 \text{ N/mm}^2$;
 $f_{ctm} = 3.024 \text{ N/mm}^2$;
 $f_{ctk} = 2.117 \text{ N/mm}^2$;
 $E = 33346 \text{ N/mm}^2$;
 $\nu = 0.20$;

Coefficiente di dilatazione termica	$\alpha = 1 \times 10^{-5}$;
Resistenza di calcolo a compressione del cls	$f_{cd} = \alpha_{cc} f_{ck} / \gamma_c$;
$\alpha_{cc} = 0.85$, coeff. riduttivo per le resistenze di lunga durata;	
$\gamma_c = 1.50$, coeff. parziale di sicurezza relativo al cls.	
Resistenza di calcolo a trazione del cls	$f_{ctd} = 18.13 \text{ N/mm}^2$;
$\gamma_c = 1.50$, coeff. parziale di sicurezza relativo al cls.	$f_{ctd} = f_{ctk} / \gamma_c$;
Tensione tangenziale di aderenza acciaio-cls	$f_{ctd} = 1.41 \text{ N/mm}^2$;
	$f_{bd} = f_{bk} / \gamma_c$;
	$f_{bk} = 2.25 \eta f_{ctk}$;
	$f_{bk} = 4.763 \text{ N/mm}^2$;
	$f_{bd} = 3.176 \text{ N/mm}^2$;
In zona di cls teso od armature molto addensate la resistenza di aderenza	va ridotta ulteriormente di
1.5:	$f_{bd} = 2.117 \text{ N/mm}^2$
➤ <u>Acciaio per armature da cemento armato</u>	<u>B450C</u>
<i>Caratteristiche meccaniche dell'acciaio :</i>	
Tipo di acciaio	B450C;
Tensione nominale di snervamento	$f_{y, nom.} = 450 \text{ N/mm}^2$;
Tensione nominale di rottura	$f_{t, nom.} = 540 \text{ N/mm}^2$;
Tensione caratteristica di snervamento	$f_{y, k.} \geq f_{y, nom.}$;
Tensione caratteristica di rottura	$f_{t, k.} \geq f_{t, nom.}$
Rapporto $(f_t/f_y)_k$	$1.15 \leq (f_t/f_y)_k \leq 1.35$;
Rapporto $(f_y/f_{y, nom.})_k$	$(f_y/f_{y, nom.})_k \leq 1.25$;
Allungamento	$(A_{gt})_k \geq 7.5\%$;
Tensione di calcolo dell'acciaio	$f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s$;
$\gamma_c = 1.15$, coeff. parziale di sicurezza relativo all'acciaio	$f_{yd} = 391.3 \text{ N/mm}^2$
➤ <u>Acciaio per carpenteria metallica</u>	<u>S275J0</u>
<i>Caratteristiche meccaniche dell'acciaio :</i>	
Tipo di acciaio	S275J0;
Tensione caratteristica di snervamento	$f_{y, k.} 275 \text{ N/mm}^2$;
Tensione caratteristica di rottura	$f_{t, k.} 430 \text{ N/mm}^2$
Modulo elastico	$E = 2.1 \times 10^5 \text{ (N/mm}^2)$
Coefficiente di Poisson	$\nu = 0.300$
Modulo di elasticità tangenziale	$G = 80769 \text{ (N/mm}^2)$
Peso specifico	$P_s = 78.5 \text{ (kN/m}^3)$
Coefficiente di dilatazione termica	$\alpha = 1.2 \times 10^{-5} \text{ (1/}^\circ\text{C)}$
Coefficienti parziali di sicurezza	$\gamma_{M0} = 1.05$
	$\gamma_{M1} = 1.05$
	$\gamma_{M2} = 1.25$
➤ <u>Bulloneria:</u>	<u>Classe 8.8</u>
➤ <u>Ancoraggio Chimico:</u>	<u>Resina Epossidica tipo HILTI HIT-RE 500 V3</u>

Tutti i materiali di nuova fornitura devono rispondere ai requisiti di cui al D.M. 17/01/18.

MATERIALI ESISTENTI:

Ai sensi del paragrafo § C8A.1.B.3 le proprietà dei materiali esistenti sono state modellate tenendo in considerazione il “Livello di Conoscenza - LC” adottato in relazione alle informazioni ad oggi in possesso. In stretto accordo con la Committenza, al fine di ottemperare a quanto richiesto dalla vigente normativa in merito alle costruzioni esistenti, è stata eseguita anche una campagna di indagine sugli elementi strutturali esistenti. La campagna sperimentale è stata eseguita dal laboratorio LIFE Laboratori Ingegneria Ferrara s.r.l. (relazione dettagliata contenente i risultati delle prove effettuate allegata alla relazione di calcolo) e va ad integrare i risultati del Laboratorio Geotecnologico Emiliano S.r.l. di Parma (PR) per la fase di valutazione della vulnerabilità sismica del Novembre 2016.

Per la valutazione del LC idoneo si è fatto riferimento alla tabella di seguito riportata:

Tabella C8A.1.2 – Livelli di conoscenza in funzione dell'informazione disponibile e conseguenti metodi di analisi ammessi e valori dei fattori di confidenza per edifici in calcestruzzo armato o in acciaio

Livello di Conoscenza	Geometria (carpenterie)	Dettagli strutturali	Proprietà dei materiali	Metodi di analisi	FC
LC1	Da disegni di carpenteria originali con rilievo visivo a campione oppure rilievo ex-novo completo	Progetto simulato in accordo alle norme dell'epoca e <i>limitate</i> verifiche in-situ	Valori usuali per la pratica costruttiva dell'epoca e <i>limitate</i> prove in-situ	Analisi lineare statica o dinamica	1.35
LC2		Disegni costruttivi incompleti con <i>limitate</i> verifiche in situ oppure estese verifiche in-situ	Dalle specifiche originali di progetto o dai certificati di prova originali con <i>limitate</i> prove in-situ oppure estese prove in-situ	Tutti	1.20
LC3		Disegni costruttivi completi con <i>limitate</i> verifiche in situ oppure <i>esaustive</i> verifiche in-situ	Dai certificati di prova originali o dalle specifiche originali di progetto con estese prove in situ oppure <i>esaustive</i> prove in-situ	Tutti	1.00

La geometria è stata definita attraverso disegni di carpenteria e un rilievo ex novo completo mentre si sono eseguite “*esaustive verifiche in-situ*” per quanto riguarda i dettagli costruttivi ed “*esaustive prove in situ*” per quanto riguarda le proprietà dei materiali.

Come riportato nella verifica di vulnerabilità sismica, per l'individuazione e identificazione degli elementi resistenti, sono stati classificati n°20 elementi primari pilastri e n°14 elementi primari travi.

Di seguito un riassunto del numero di indagini in situ e di prove sui materiali necessari per ricavare il livello di conoscenza LC3.

		DEFINITI NELLA VERIFICA SISMICA			VERIFICA SISMICA (PROVE GIA' ESEGUITE)					Tab. C8.5.IV - Tab. C.8.5.V ESAUSTIVE VERIFICHE IN SITU (50%)			Tab. C8.5.IV - Tab. C.8.5.V PROVE ESTESE IN SITU	
Lotto I (anno 1966)	Elemento Primario Pilastrì (n°)	Elemento Primario Travi (n°)	Sup. Piano (m²)	Saggi Pilastrì (n°)	Saggi Travi (n°)	Carote Cls (n°)	Spezzoni (n°)		Elemento Primario Pilastrì (n°)	Elemento Primario Travi (n°)		Carote Cls (n°)	Spezzoni (n°)	
Piano Terra	20	14	500	0	4	1	1		10	7		6	3	
Piano Primo	20	14	500	2	2	1	1		10	7		6	3	
Piano Secondo	20	14	500	1	1	1	1		10	7		6	3	
TOTALE				3	7	3	3		30	21		18	9	
					Prove Progetto - Prove Verifica Sismica (n°)				27	14		15	6	
					*** Riduzione 50%							7	3	
					Prove da Eseguire (n°)				27	14		8	3	
***	come da C8.5.4.2 delle NTC18, le prove distruttive sui materiali possono essere sostituite, non più del 50%, con almeno il triplo di prove NON distruttive													

Nel definire l'esatto numero di indagini si è tenuto conto di quanto già eseguito durante la valutazione di vulnerabilità sismica. Le prove in situ sono state sostituite in parte con almeno il triplo di prove NON distruttive (indagini sclerometriche, rilievo paco metrico).

Il livello di confidenza adottato per i materiali esistenti è quindi LC3 a cui corrisponde un FC=1,00.

I risultati delle prove di laboratorio eseguiti nella fase di verifica di vulnerabilità sismica da parte del Laboratorio Geotecnologico Emiliano S.r.l. di Parma (PR) sono stati uniti e mediati insieme a quelli ricavati da LIFE Laboratori Ingegneria Ferrara s.r.l. nella fase di progetto di adeguamento sismico :

LOTTO I					
V E R I F I C A S I S M I C A	Sigla	Posizione	CALCESTRUZZO		
	C1	Piano Terra	f _{c1}	20.1	Mpa
	C2	Piano 1°	f _{c2}	15.3	Mpa
	C3	Piano 2°	f _{c3}	19.1	Mpa
			ACCIAIO		
	B1	Piano Terra	f _{y1}	377	Mpa
			f _{u1}	497.9	Mpa
	B2	Piano 1°	f _{y2}	416.3	Mpa
			f _{u2}	572.4	Mpa
	B3	Piano 2°	f _{y3}	379.6	Mpa
			f _{u3}	532.6	Mpa
LABORATORIO GEOTECNOLOGICO EMILIANO s.r.l.					
A D E G U A M E N T O S I S M I C O	Sigla	Posizione	CALCESTRUZZO		
	101	Piano Terra	f _{c1}	16.8	Mpa
	102	Piano Terra	f _{c2}	16.5	Mpa
	103	Piano 1°	f _{c3}	8.1	Mpa
	104	Piano 1°	f _{c4}	17	Mpa
	105	Piano 2°	f _{c5}	8.4	Mpa
	106	Piano 2°	f _{c6}	10.1	Mpa
	107	Piano 1°	f _{c7}	9.4	Mpa
	108	Piano Terra	f _{c8}	18.9	Mpa
			ACCIAIO		
	102	Piano Terra	f _{y1}	317.8	Mpa
			f _{u1}	457.6	Mpa
	102	Piano Terra	f _{y2}	406.7	Mpa
			f _{u2}	548.2	Mpa
	103	Piano 1°	f _{y3}	291	Mpa
			f _{u3}	434.7	Mpa
LIFE - LABORATORI INGEGNERIA FERRARA s.r.l.					

LOTTO I		
CALCESTRUZZO		
f _{cm}	14.5	Mpa
E _{calcolo}	24603.47	Mpa
E _{calcolo} / 2	12301.73	Mpa
E _{fessurato}	17500	Mpa
G _{fessurato}	7292	Mpa
incremento	29.70	%
ACCIAIO		
f _{y1}	364.7	Mpa
f _{u1}	507.2	Mpa



I valori sperimentali di f_c, f_y e f_u
vengono mediati tra di loro.

L'analisi svolta è di tipo lineare e, non avendo svolto delle specifiche analisi, risulta logico considerare il cls fessurato nella condizione sismica di Stato Limite di Salvaguardia della Vita SLV vista la notevole entità dell'evento sismico di progetto. In definitiva, applicando quanto indicato nelle NTC, potremmo considerare un modulo elastico E_{SLV} del cls in fase fessurata al minimo pari a ½*24603MPa cioè 12301MPa. Considerare un E di valore basso non risulta cautelativo in quanto la struttura subisce delle azioni sismiche inferiori al caso di un E elevato. La maggior deformabilità infatti porta ad avere un periodo più elevato con un'ordinata dello spettro di risposta presumibilmente più bassa, conseguentemente diminuiscono anche le azioni sismiche sulla struttura e sui vari elementi resistenti. Si riscontra che il modulo di elasticità determinato sulla base di carichi applicati a velocità non trascurabile (quale quelli derivanti da azioni sismiche) è mediamente più elevato di quello determinato sotto azioni quasi-statiche.

In particolare la formula $E_{cm}=22000 \cdot (f_{cm}/10)^{0.3}$, fornisce valori in genere sottovalutati dell'ordine del 30-40%. Nel caso SLV il calcestruzzo si considera in fase fessurata, partendo da un valore di $E=12301\text{MPa}$ si decide di considerare un E_{SLV} pari a 17500MPa . In pratica si considera un incremento di E del 30% in modo da tenere in conto la velocità di applicazione delle azioni sismiche.

➤ Calcestruzzo esistente

Cls Lotto I

Caratteristiche meccaniche del cls :

Resistenza Cilindrica Media
 Resistenza Media a Trazione
 Resistenza a Trazione Caratteristica $f_{ct,k} = 0,7 \cdot f_{ctm}$
 Modulo Elastico

$f_{cm} = 14,50 \text{ N/mm}^2$;
 $f_{ct,m} = 0,828 \text{ N/mm}^2$;
 $f_{ct,k} = 0,5796 \text{ N/mm}^2$;
 $E = 24603,47 \text{ N/mm}^2$;

nella modellazione si farà riferimento al modulo elastico

$E_{SLV} = 17500 \text{ N/mm}^2$;

Coefficiente di Poisson

$\nu = 0.20$;

Coefficiente di dilatazione termica

$\alpha = 1 \times 10^{-5}$;

Resistenza di calcolo a compressione del cls

$f_{cd} = \alpha_{cc} f_{ck} / \gamma_c$;

α_{cc} = coeff. riduttivo per le resistenze di lunga durata = 1.00;

γ_c = coeff. parziale di sicurezza relativo al cls = 1.00 per le verifiche sui meccanismi duttili;
 = 1.50 per le verifiche sui meccanismi fragili.

Resistenza di calcolo meccanismi duttili:

$f_{cd} = 14.5 \text{ N/mm}^2$;

Resistenza di calcolo meccanismi fragili:

$f_{cd} = 9.67 \text{ N/mm}^2$;

Resistenza di calcolo a trazione del cls

$f_{ct,d} = f_{ct,k} / \gamma_c$;

γ_c = coeff. parziale di sicurezza relativo al cls = 1.00 per le verifiche sui meccanismi duttili;
 = 1.50 per le verifiche sui meccanismi fragili.

Resistenza di calcolo meccanismi duttili:

$f_{ct,d} = 0.5796 \text{ N/mm}^2$;

Resistenza di calcolo meccanismi fragili:

$f_{ct,d} = 0.3864 \text{ N/mm}^2$;

Per le verifiche degli elementi/meccanismi duttili: valore di calcolo $f_{c,d_duttile} = \frac{f_{cm}}{FC} = f_{cm}$

The screenshot displays a software window titled 'Tipo di materiale: Cls 1966 (D.R.1939)'. It contains several tabs: 'Generale', 'Calcestruzzo', 'Acciaio da Carpenteria', 'Acciaio per Armature', 'Legno', and 'XLam'. The 'Calcestruzzo' tab is active, showing input fields for various material properties. On the left, a 'Materiali' window is open, showing the selected material 'Cls 1966 (D.R.1939)' and its properties: 'mod. Elas' (175000 daN/cm²), 'Alfa' (1e-05 1/°C), 'v' (0.2), 'G' (72916.666666 daN/cm²), and 'Peso Specif.' (2500 daN/m³). The main window has fields for f_c (145 daN/cm²), f_{ctm} (8.2800557 daN/cm²), $f_{ct,k}$ (0.5796389 daN/cm²), f_m (145 daN/cm²), and FC (1). It also includes a 'Legame costitutivo' section with a graph of σ vs ϵ and a 'Verifiche SLE' section with checkboxes for 'No resist. comp', 'No resist. traz', and 'Aggiorna prop. meccaniche'. The 'Parametri verifiche DM'18' section is also visible.

Per le verifiche degli elementi/meccanismi fragili: valore di calcolo $f_{c,d_fragile} = \frac{f_{cm}}{FC \cdot \gamma_M} = \frac{f_{cm}}{1.00 \cdot 1.5}$

➤ Acciaio per armature da c.a.

Acciaio Lotto I

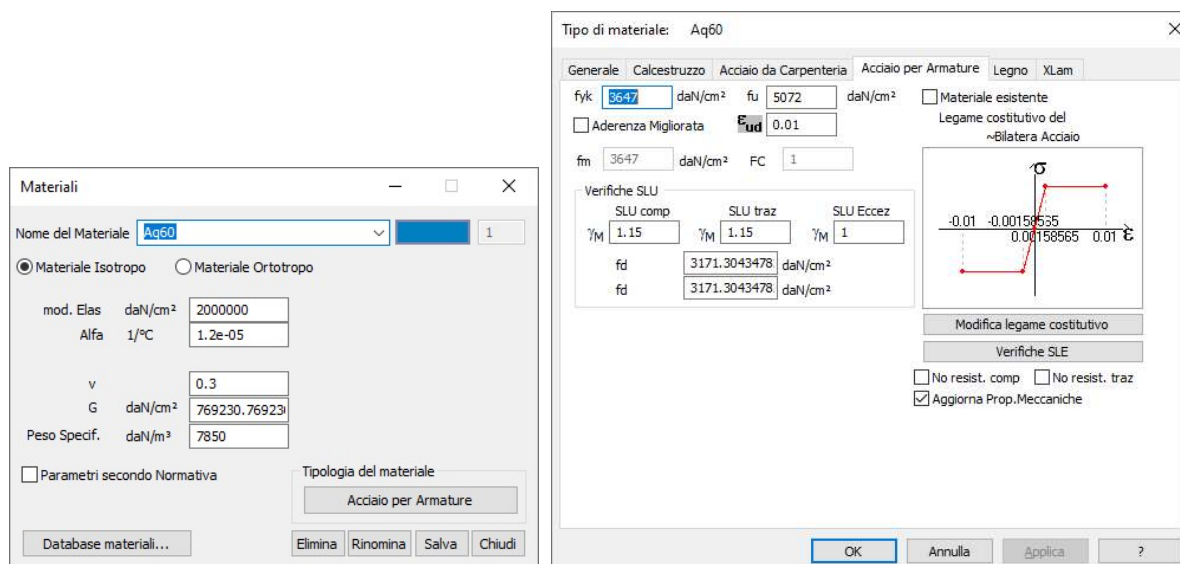
Caratteristiche meccaniche dell'acciaio :

Tensione media di snervamento
 Tensione nominale di rottura
 Tensione di calcolo dell'acciaio
 Coeff. parziale di sicurezza relativo all'acciaio
 Tensione di calcolo meccanismi duttili:
 Tensione di calcolo meccanismi fragili:

$f_{ym} = 364.7 \text{ N/mm}^2$;
 $f_{tm} = 507.2 \text{ N/mm}^2$;
 $f_{ym,d} = f_{ym} / (\gamma_s \cdot FC)$;
 $\gamma_c = 1.15$;
 $f_{ym,d} = 364.7 \text{ N/mm}^2$;
 $f_{ym,d} = 317.1 \text{ N/mm}^2$;

Per le verifiche degli elementi/meccanismi duttili: valore di calcolo $f_{y,d_duttile} = \frac{f_{ym}}{FC} = f_{ym}$

Per le verifiche degli elementi/meccanismi fragili: valore di calcolo $f_{y,d_fragile} = \frac{f_{ym}}{FC \cdot \gamma_M} = \frac{f_{ym}}{1.00 \cdot 1.15}$



f) Criteri di progettazione e di modellazione

Per la valutazione del fattore di struttura da utilizzare nella modellazione di calcolo si considera il fatto che si tratta di un edificio esistente progettato prima dell'entrata in vigore della vigente normativa in materia sismica. In primis è valutata la regolarità strutturale dell'edificio facendo riferimento a quanto specificato al paragrafo 7.2.1 delle “Norme tecniche per le costruzioni” del 17-01-18:

Regolarità in elevazione

Punto d) – tutti i sistemi resistenti alle azioni orizzontali si estendono per tutta l'altezza della costruzione o, se sono presenti parti aventi differenti altezze, fino alla sommità della rispettiva parte dell'edificio.

Punto e) – massa e rigidezza rimangono costanti o variano gradualmente, senza bruschi cambiamenti, dalla base alla sommità della costruzione.

Punto f) – il rapporto tra la capacità e la domanda allo SLV non è significativamente diverso, in termini di resistenza, per orizzontamenti successivi.

Punto g) – eventuali restringimenti della sezione orizzontale della costruzione avvengono con continuità da un orizzontamento al successivo.

Tutti i requisiti sono soddisfatti e pertanto l'edificio è regolare in altezza.

Deformabilità torsionale

La struttura è da ritenersi deformabile torsionalmente se ad ogni piano non è verificata la condizione $r/l_s > 1$. Di seguito si riporta la verifica, eseguita con il programma di calcolo CMP:

Calcolo delle rigidezze di piano

Visualizzare in tabella:

☒ dettagli impalcato

☒ opzioni di calcolo

☒ pulsanti di visualizzazione

☒ dettagli del calcolo

Opzioni:

☒ Incastra fondazioni alla base

☒ Cancella fase di calcolo rigidezze all'uscita

Molt. visualizz. centri:

10

Verticali da calcolare:

a

Avvisi / resoconti del calcolo:

- Struttura non deformabile torsionalmente;

Nome Impalcato	Verticali	Quota (cm)	GM	R	Piano rigido	Nodo rif.	Shear type	Calcolo La	xR-GM (cm)	yR-GM (cm)	Kx (N/cm)	Ky (N/cm)	Ktor (Ncm/rad)	xR (cm)	yR (cm)	Is ² (cm ²)	rx / Is	ry / Is
Primo Piano	a	345.0	<input checked="" type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	77	<input type="checkbox"/>	Geometrico	-16.035	-33.145	8.303E+1	6.844E+1	1.410E+14	1273.465	1236.225	1005208.3	1.300	1.432
Secondo Piano	a	700.0	<input checked="" type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	125	<input type="checkbox"/>	Geometrico	-38.425	-32.223	7.140E+1	5.873E+1	1.210E+14	1244.423	1236.085	1005208.3	1.298	1.431
Copertura	a	1050.0	<input checked="" type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	179	<input type="checkbox"/>	Geometrico	-125.989	-37.122	2.430E+1	2.036E+1	4.047E+13	1156.081	1237.619	1005208.3	1.287	1.406

Cancella dati di calcolo

Applica

Calcola rigidezze

Chiudi

Figura 25: Riepilogo risultati del calcolo della rigidezza torsionale eseguita dal programma di calcolo

Ad ogni piano $r/I_s > 1$, pertanto l'edificio non è deformabile torsionalmente.

Come riportato al par. 7.4.3.1 delle NTC18, la struttura è a pareti quando la resistenza alle azioni sia verticali che orizzontali è affidata principalmente alle pareti, aventi resistenza a taglio alla base $\geq 65\%$ della resistenza a taglio totale.

Di seguito le azioni di taglio sollecitante ai vari piani tra i pilastri esistenti e i setti in progetto :

PIANO TERRA - PILASTRI							% TAGLIO	PIANO TERRA - SETTI							% TAGLIO
CDC	N(daN)	M12(daNm)	M13(daNm)	Tx(daN)	Ty(daN)	MT(daNm)		CDC	N(daN)	M12(daNm)	M13(daNm)	Tx(daN)	Ty(daN)	MT(daNm)	
15 Strutturali G1	-328217	1.66E+06	3.26E+06	-319.835	87.958	-3415.26		15 Strutturali G1	-398099	3.26E+06	3.21E+06	834.622	-137.573	9324.33	
25 Non Strutturali G2	-225892	1.18E+06	2.26E+06	-320.384	89.748	-2962.42		25 Non Strutturali G2	-110931	908014	883752	553.889	-107.468	5638.35	
35 Tamponamenti G2	-58683	347082	648668	-33.659	6.41357	-454.242		35 Tamponamenti G2	-36341.6	349901	301464	84.243	-52.502	1848.61	
45 Variabili Utilizzo	-169458	897174	1.67E+06	-269.516	83.1586	-2430.85		45 Variabili Utilizzo	-83708.8	758483	621549	431.626	-93.3586	4394.81	
55 Neve	-32451.1	175376	323161	-15.8784	3.73737	-200.564		55 Neve	-16740.5	140878	132382	51.5384	-9.1661	593.829	
65 Vento +x	79.9956	-5757.04	2401.5	-441.559	-0.476553	-4844.14		65 Vento +x	981.958	57404.7	-12351.5	-8612.32	-45.1518	-92748.7	
75 Vento -x	-130.721	7104.85	-2473.12	476.934	-2.25679	5679.27		75 Vento -x	-1117.82	-69022.4	14632.9	10325.7	28.1175	98277.1	
85 Vento +y	512.661	104.147	1189.78	35.5974	-1169.55	6447.76		85 Vento +y	-591.443	419.448	117394	-60.0576	-19899.8	169903	
95 Vento -y	-504.842	-191.631	-2267.36	-28.856	1842.95	-9876.12		95 Vento -y	571.689	-340.198	-124471	49.5019	21216.3	-167766	
1D-1L Sisma SLO X Dx	6662.28	-213648	40235.1	-7009.63	171.709	-80003.8		1D-1L Sisma SLO X Dx	24417.9	1.63E+06	-343590	-161216	2307.41	-1.32E+06	
2D-2L Sisma SLO X Sx	-24.5466	-184854	86867.2	-6897.2	-242.844	-80414.3		2D-2L Sisma SLO X Sx	14235.2	1.58E+06	-97091.8	-147113	-18736.5	-1.88E+06	
3D-3L Sisma SLO Y Dx	5523.05	-177384	33439.5	-5811.9	152.265	-66407.8		3D-3L Sisma SLO Y Dx	20310.3	1.35E+06	-285300	-134342	1936.53	-1.09E+06	
4D-4L Sisma SLO Y Sx	-39.8888	153530	71679.4	-5720.25	-196.674	-66638.6		4D-4L Sisma SLO Y Sx	11808.3	1.31E+06	-80556.9	-122541	-15511.3	-1.57E+06	
5D-5L Sisma SLO X Dx	7437.17	2542.89	-13552.6	837.464	-3694.24	28978.5		5D-5L Sisma SLO X Dx	-9327.79	-41334.7	1.18E+06	1329.66	-144418	1.60E+06	
6D-2L Sisma SLD X Sx	6027.89	9759.49	-2356.46	60.1833	-3911.36	15040.4		6D-2L Sisma SLD X Sx	-4680.93	140546	1.19E+06	2452.77	-149510	948988	
7D-3L Sisma SLD Y Dx	6137.17	2018.75	-10716.4	693.721	-3246.84	25205.5		7D-3L Sisma SLD Y Dx	-7736.37	-34288.4	976274	1103.49	-119834	1.13E+06	
8D-4L Sisma SLD Y Sx	4180.38	14071.7	3910.8	48.9617	-3408.52	13510.2		8D-4L Sisma SLD Y Sx	-3886.17	116741	990118	2406.93	-124038	790988	
9D-1L Sisma SLV X Dx	12296.4	-394904	74443	-12939.4	338.298	-147843		9D-1L Sisma SLV X Dx	45213.2	3.02E+06	-635151	-299044	4304.87	-2.44E+06	
10D-2L Sisma SLV X Sx	-87.1655	-341795	159615	-12735.3	-438.208	-148364		10D-2L Sisma SLV X Sx	26289.1	2.92E+06	-179345	-272778	-34535.7	-3.49E+06	
11D-3L Sisma SLV Y Dx	18108.6	-581657	109667	-19058.3	498.93	-217760		11D-3L Sisma SLV Y Dx	66594.4	4.44E+06	-935509	-440490	6342.38	-3.59E+06	
12D-4L Sisma SLV Y Sx	-127.974	-503423	235065	-18757.6	644.993	-218521		12D-4L Sisma SLV Y Sx	38720.9	4.30E+06	-264157	-401788	50866.2	-5.13E+06	
13D-1L Sisma SLC Y Dx	13665.7	4501.32	-23896.9	1544.54	-7215.55	56032.7		13D-1L Sisma SLC Y Dx	-17223.8	-76337.6	2.17E+06	2456.71	-266788	2.95E+06	
14D-2L Sisma SLC X Sx	9309.15	31324.7	8684.98	109.081	-7576.79	30004.5		14D-2L Sisma SLC X Sx	-8651.65	259892	2.20E+06	3358.66	-276149	1.76E+06	
15D-3L Sisma SLC Y Dx	20124.6	6624.73	-35154.8	2275.23	-10639.8	82611.2		15D-3L Sisma SLC Y Dx	-25367.3	-112441	3.20E+06	3618.56	-392927	4.35E+06	
16D-4L Sisma SLC Y Sx	13712.1	46134.6	12793.7	160.749	-11170.9	44265.1		16D-4L Sisma SLC Y Sx	-12742.6	382787	3.25E+06	7891.56	-406724	2.59E+06	
Sisma SLV X				12837.35			4%					285911.00			96%
Sisma SLV Y				571.96			2%					28604.29			98%

PIANO PRIMO - PILASTRI							% TAGLIO	PIANO PRIMO - SETTI							% TAGLIO
CDC	N(daN)	M12(daNm)	M13(daNm)	Tx (daN)	Ty (daN)	MT(daNm)		CDC	N(daN)	M12(daNm)	M13(daNm)	Tx (daN)	Ty (daN)	MT(daNm)	
15 Strutturali G1	-205629	1.02E+06	2.10E+06	-395.557	351.655	-3519.89		15 Strutturali G1	-272745	2.17E+06	2.25E+06	1380.4	121.201	11251.9	
25 Non Strutturali G2	-134972	711675	1.34E+06	-368.867	367.998	-3011.94		25 Non Strutturali G2	-81191.1	661021	658014	1225.93	96.8695	7899.96	
35 Tamponamenti G2	-28641.4	166927	320726	-75.4548	35.9239	-945.494		35 Tamponamenti G2	-23672.4	219960	202452	384.909	88.0056	3699.68	
45 Variabili Utilizzo	-82421.8	432773	821708	-307.349	310.284	-2386.54		45 Variabili Utilizzo	-52223.6	446774	415439	871.164	47.0898	4784.08	
55 Neve	-32927.8	178256	325996	-21.8853	27.1469	-247.925		55 Neve	-17017.2	140817	135680	186.313	-18.3599	1568.32	
65 Vento +x	15.1328	-3494.57	1340.71	-522.525	4.40288	-5613.54		65 Vento +x	42.9347	22807.1	-1721.02	-4954.19	-30.0733	-57353.7	
75 Vento -x	-43.6972	4323.38	-1279.02	582.429	-5.23989	6634.81		75 Vento -x	-26.9231	-27560.1	1914.93	5927.79	36.9037	60273.9	
85 Vento +y	207.294	146.375	817.59	56.112	-1681.21	10273.3		85 Vento +y	-265.905	80.9262	51097.9	121.318	-13098.8	115663	
95 Vento -y	-199.47	-210.896	-1421.29	-58.8902	2078.25	-11962.8		95 Vento -y	253.689	20.1171	-53669.1	-95.6512	13620.1	-111387	
1D-1L Sisma SLO X Dx	3651.43	-137873	16754.4	-10358.7	305.748	-103875		1D-1L Sisma SLO X Dx	-93.4719	779649	-45145.1	-116048	1489.57	-1.06E+06	
2D-2L Sisma SLO X Sx	-13.8971	-93683.4	53376.3	-9793.14	210.404	-114216		2D-2L Sisma SLO X Sx	-9371.67	884503	84260.1	-107292	-16502.8	-1.47E+06	
3D-3L Sisma SLO Y Dx	3040.23	-114631	13883.6	-8586.72	257.361	-86111.7		3D-3L Sisma SLO Y Dx	-79.9816	646761	-37298	-96609.5	1065.39	-880052	
4D-4L Sisma SLO Y Sx	-47.4649	-77515	44384	-8117	175.312	-94680.2		4D-4L Sisma SLO Y Sx	-7742.27	733631	69805.8	-89153.7	-13676.6	-1.22E+06	
5D-1L Sisma SLD X Dx	3235.58	4045.59	-12057.9	1523.93	2068.95	5967.56		5D-1L Sisma SLD X Dx	-3244.09	-25542.5	665127	4034.7	-127440	1.46E+06	
6D-2L Sisma SLD X Sx	3249.71	6273.8	-7885.96	1147.6	1824.24	-9507.96		6D-2L Sisma SLD X Sx	-3526.91	50758.2	697479	1409.39	-130587	917298	
7D-3L Sisma SLD Y Dx	2655.51	3310.05	-9618.39	1265.74	1717.45	4940.34		7D-3L Sisma SLD Y Dx	-2796.79	-21952.3	552686	3560.4	-105686	1.21E+06	
8D-4L Sisma SLD Y Sx	2381.47	8707.84	5182.58	952.597	1514.92	-7901.64		8D-4L Sisma SLD Y Sx	-2923.64	4217.6	578354	1980.02	-108289	769650	
9D-1L Sisma SLV X Dx	6767.73	-255188	30910.2	-19117.3	572.69	-191717		9D-1L Sisma SLV X Dx	-177.888	1.44E+06	-83049.1	-215059	2368.04	-1.96E+06	
10D-2L Sisma SLV X Sx	-102.819	-172588	98803.3	-18071.6	390.245	-210794		10D-2L Sisma SLV X Sx	-17239.2	1.63E+06	155417	-198475	-30449.6	-2.73E+06	
11D-3L Sisma SLV Y Dx	9967.3	-375876	45534.5	-28157.7	843.568	-282377		11D-3L Sisma SLV Y Dx	-262.68	2.12E+06	-122313	-316765	3489.26	-2.89E+06	
12D-4L Sisma SLV Y Sx	-151.969	-254186	145519	-26617.5	574.825	-310476		12D-4L Sisma SLV Y Sx	-25390	2.41E+06	228907	-292335	-44848.8	-4.02E+06	
13D-1L Sisma SLC X Dx	5914.14	7372.84	-21442	2817.8	3823.58	10999.6		13D-1L Sisma SLC X Dx	-6226.88	-48870.1	1.23E+06	7927.14	-235293	2.69E+06	
14D-2L Sisma SLC X Sx	5302.38	19387.8	-11538.2	2120.74	3372.6	-17590.4		14D-2L Sisma SLC X Sx	-6509.14	93884.9	1.29E+06	4407.03	-241090	1.71E+06	
15D-3L Sisma SLC Y Dx	8708.39	10857.6	-11556.4	4149.06	5633.73	16199.7		15D-3L Sisma SLC Y Dx	-9171.14	-71978.5	1.81E+06	11671.8	-346546	3.97E+06	
16D-4L Sisma SLC Y Sx	7810.76	28552.6	-17001.6	3123.36	4967.9	-25904.5		16D-4L Sisma SLC Y Sx	-9587.15	138284	1.90E+06	6489.28	-355089	2.52E+06	
Sisma SLV X			18594.45			8%						206767.00			92%
Sisma SLV Y				709.20		3%							24169.03		97%

PIANO SECONDO - PILASTRI							% TAGLIO
CDC	N(kN)	M12(kNm)	M13(kNm)	Tx (daN)	Ty (daN)	MT(kNm)	
1S Strutturali G1	-101558	505459	1.04E+06	-642.446	157.639	-7048.34	
2S Non Strutturali G2	-44047.4	241766	435416	-505.68	94.6824	-5738.08	
3S Tamponamenti G2	821.93	-2533.57	-8112.12	-75.239	11.644	-924.83	
4S Variabili Utilizzo	2000.87	-11522.7	-18378.4	-281.315	76.63	-3139.19	
5S Neve	-33654.8	184346	331901	-141.307	10.1625	-1631.53	
6S Vento +x	-16.3455	-946.335	968.214	-636.383	-0.875116	-6676.07	
7S Vento -x	5.40834	1244.71	-972.561	686.946	-6.45248	7664.54	
8S Vento +y	121.117	357.064	1318.03	3.31126	-2323.32	13427.4	
9S Vento -y	-104.552	-337.779	-2042.16	12.6123	2864.4	-15314.6	
1D-1L Sisma SLO X Dx	839.604	-45538.6	19850.2	-14364.4	226.104	-138544	
2D-2L Sisma SLO X Sx	-1096.59	-29147.5	41465.2	-13872.7	-1466.6	-153313	
3D-3L Sisma SLO Y Dx	677.726	-37851.8	16735.4	-11918.4	190.307	-115019	
4D-4L Sisma SLO Y Sx	-1379.3	-18354.5	42122.5	-11510.2	-1216.84	-127193	
5D-1L Sisma SLD X Dx	2217.99	6319.22	-850.139	209.002	-5962.38	42855.6	
6D-2L Sisma SLD X Sx	2152.26	13156.1	5516.27	-1206.22	-7490.45	4561.75	
7D-3L Sisma SLD Y Dx	1857.58	5197.69	-902.226	169.257	-4948.07	35513.1	
8D-4L Sisma SLD Y Sx	1786.88	10911.1	4397.78	-1002.23	-6213.95	3781.98	
9D-1L Sisma SLV X Dx	1510.21	-84264.7	37238.6	-26534.2	423.913	-256069	
10D-2L Sisma SLV X Sx	-3063.97	-40874.2	93706.5	-25625.4	-2709.06	-283173	
11D-3L Sisma SLV Y Dx	2222.63	-124115	54867.4	-39081.9	624.417	-377164	
12D-4L Sisma SLV Y Sx	-4514.49	-60197	138036	-37743.2	-3989.94	-417081	
13D-1L Sisma SLC Y Dx	4134.3	11574.9	-1994.41	377.21	-11015.8	79067.3	
14D-2L Sisma SLC X Sx	3978.07	24292	9792.44	-2231.16	-13834.2	8420.09	
15D-3L Sisma SLC Y Dx	6090.13	17042.5	-2952.64	557.766	-16221.7	116470	
16D-4L Sisma SLC Y Sx	5859.44	35777	14419.3	-3285.7	-20374.7	12402.5	
Sisma SLV X				26079.80			25%
Sisma SLV Y					2307.18		9%

PIANO SECONDO - SETTI							% TAGLIO
CDC	N(kN)	M12(kNm)	M13(kNm)	Tx (daN)	Ty (daN)	MT(kNm)	
1S Strutturali G1	-146974	1.20E+06	1.22E+06	3107.28	560.364	24566.4	
2S Non Strutturali G2	-39652.8	353242	321039	2489.69	373.913	18355.5	
3S Tamponamenti G2	-8022.4	85391	65659.7	338.357	190.792	1802.54	
4S Variabili Utilizzo	-14998.9	148389	120655	1492.72	283.799	9544.52	
5S Neve	-16883.1	141618	135892	624.176	-12.6886	5416.51	
6S Vento +x	-187.648	11964.1	602.706	-1768.73	-21.1444	-22005.7	
7S Vento -x	237.727	-14574.2	-908.35	2123.17	36.4448	22098.7	
8S Vento +y	-165.36	-626.772	12303.4	88.7742	-5077.9	48200.5	
9S Vento -y	153.839	702.239	-12488.1	-87.8504	4987.15	-44492.9	
1D-1L Sisma SLO X Dx	2715.23	337334	-2006.62	-42480.9	17.5147	-391819	
2D-2L Sisma SLO X Sx	-6600.45	400783	45217.6	-40184.2	-17691.8	-363553	
3D-3L Sisma SLO Y Dx	1593.11	267243	-5789.21	-35640	105.899	-330145	
4D-4L Sisma SLO Y Sx	-13520.8	470909	94336.6	-33662.5	-14676.7	-304767	
5D-1L Sisma SLD X Dx	-1255.14	-13540.9	207564	2322.41	-71601	853182	
6D-2L Sisma SLD X Sx	-3487.39	-26422.2	215802	619.235	-70790.9	563850	
7D-3L Sisma SLD Y Dx	-1040.69	-11303.9	172192	2398.26	-59415.3	707825	
8D-4L Sisma SLD Y Sx	-2885.01	-21895.3	178920	477.568	-58747.3	467415	
9D-1L Sisma SLV X Dx	3499.73	595457	-12629.9	-79315.5	231.684	-734662	
10D-2L Sisma SLV X Sx	-30055.1	1.05E+06	209687	-74918.8	-32675.1	-678265	
11D-3L Sisma SLV Y Dx	5175.37	876790	-18687.9	-116840	342.075	-1.08E+06	
12D-4L Sisma SLV Y Sx	-44285.7	1.54E+06	308965	-110356	-48126.5	-999106	
13D-1L Sisma SLC Y Dx	-2316.98	-25161.1	383356	5340.36	-132277	1.58E+06	
14D-2L Sisma SLC X Sx	-6423.57	-48748.2	398342	1066.68	-130789	1.04E+06	
15D-3L Sisma SLC Y Dx	-3413.22	-37069.8	564680	7862.55	-194829	2.32E+06	
16D-4L Sisma SLC Y Sx	-9460.6	-71796.4	586690	1572.67	-192629	1.53E+06	
Sisma SLV X				77117.15			75%
Sisma SLV Y					24234.29		91%

Il confronto evidenzia come la quasi totalità delle sollecitazioni sismiche di taglio risulta affidata ai setti in progetto e pertanto l'edificio è classificato come struttura a pareti.

Come riportato al par. 7.3.1 delle NTC18 per prevenirne il collasso fragile, qualora nella costruzione siano presenti pareti di calcestruzzo armato, i valori di q_0 devono essere ridotti per strutture a pareti mediante il fattore k_w pari a $0,5 \leq \frac{(1+\alpha_0)}{3} \leq 1$. Il valore di α_0 è il valore assunto dal rapporto tra l'altezza totale e la lunghezza della parete e nel caso in esame è pari $\alpha_0=5$ e pertanto $\frac{(1+\alpha_0)}{3} = 2$ e $k_w = 1$.

- Fattore di struttura per strutture in calcestruzzo a pareti non accoppiate in direzione X

$$q_X = q_0 \cdot K_R \cdot K_w \quad \rightarrow \quad q_X = 3,00 \cdot 1,00 \cdot 1,00 = 3,00$$

- Fattore di struttura per strutture in calcestruzzo a pareti non accoppiate in direzione Y

$$q_Y = q_0 \cdot K_R \cdot K_w \quad \rightarrow \quad q_Y = 3,00 \cdot 1,00 \cdot 1,00 = 3,00$$

Figura 26: Fattore di struttura in direzione x e y (schermata del software di calcolo).

Come riporta la normativa “Norme tecniche per le costruzioni” del 17-01-18 al paragrafo 8.3 : “ La valutazione della sicurezza e la progettazione degli interventi sulle costruzioni esistenti potranno essere eseguite con riferimento ai soli SLU ”. Per cui sono stati indagati solamente gli Stati Limite Ultimi (SLU) ed in particolare lo Stato Limite di Salvaguardia della Vita (SLV).

Il dimensionamento strutturale del fabbricato è stato effettuato attraverso la modellazione tridimensionale ad elementi finiti dell'edificio. Il programma utilizzato per l'analisi agli elementi finiti è CMP versione 32.0.1.8 commercializzato dalla NAMIRIAL S.p.a., con solutore agli elementi finiti XFinest commercializzato dalla Ce.A.S. S.p.a. La modellazione dell'edificio riguarda le sole strutture in elevazione, ipotizzate incastrate a livello dell'estradosso delle travi di fondazione. Gli elementi in c.a. sono stati armati con un quantitativo di barre longitudinali e trasversali desunto dalla documentazione progettuale originaria. La struttura sismoresistente dell'edificio è costituita da telai di travi / pilastri in c.a. e setti in entrambe le direzioni.

Da un punto di vista grafico il modello implementato, che rappresenta con significativa conformità la struttura che caratterizza l'edificio oggetto della presente relazione è riportato nelle seguenti figure.

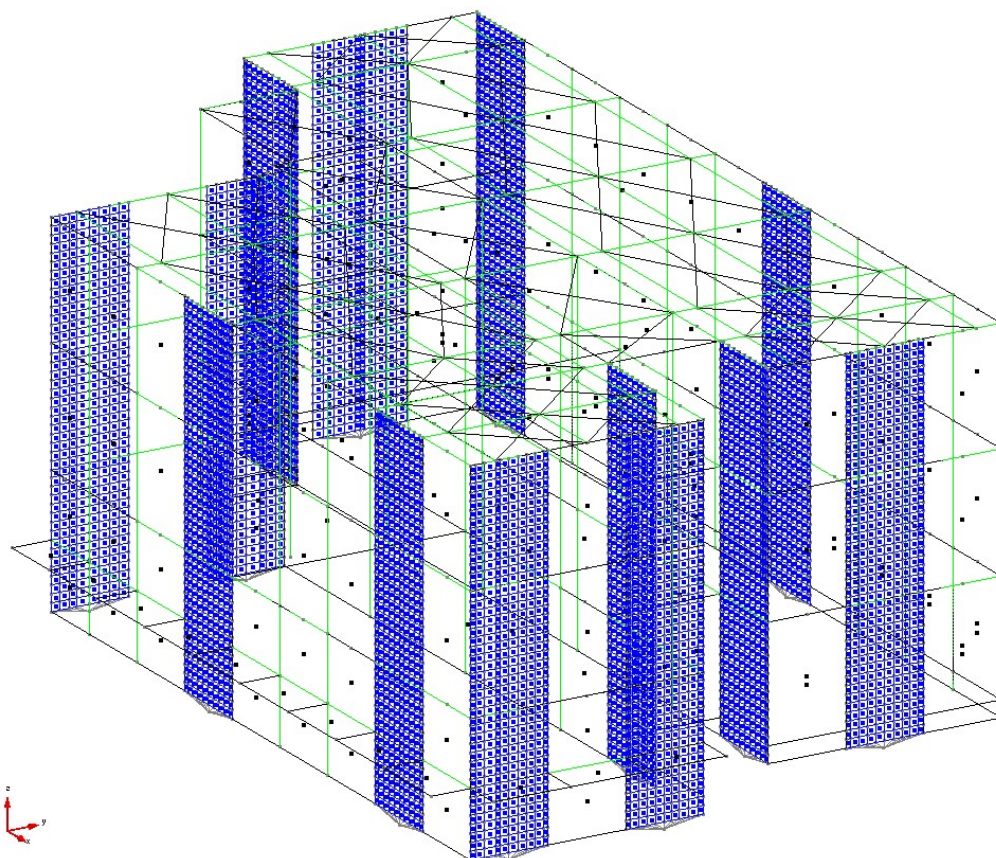


Figura 27: Assonometria del modello di calcolo nello stato di progetto.

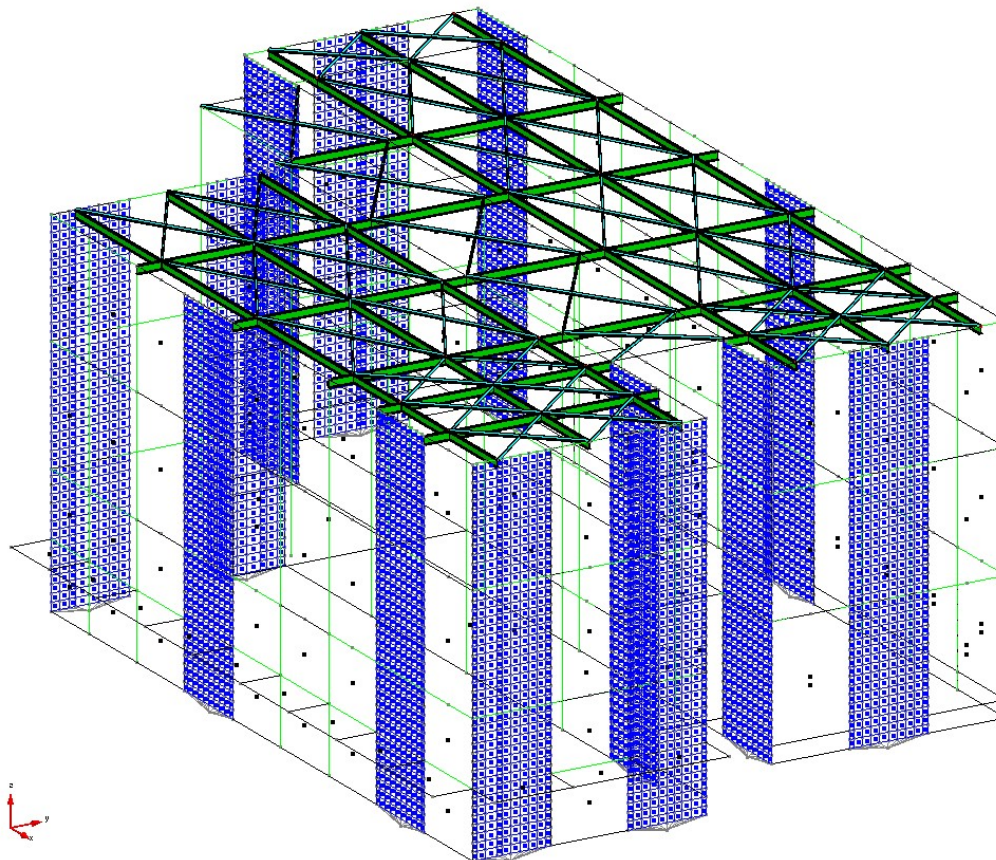


Figura 28: Assonometria della controventatura metallica in copertura.

Le verifiche sono state effettuate in base ai dati di progetto ed ai carichi previsti, conformemente alle Norme vigenti, utilizzando le regole della Scienza delle Costruzioni per la risoluzione degli schemi statici ed il metodo degli Stati Limite per le verifiche delle strutture e procedendo in favore di sicurezza con schemi di calcolo semplificati in grado di involuppare sempre le situazioni più gravose. Negli edifici in esame sono stati modellati tutti gli elementi che compongono le strutture per cui non sono previsti, nel modello di calcolo, elementi significativi classificati come NON strutturali. I tamponamenti in opera sono stati considerati solo come carico gravitazionale (peso) e massa sismica sulle strutture su cui si appoggiano senza fornire alcun contributo in termini di rigidità. I carichi sono stati assegnati principalmente tramite elementi solaio (elementi bidimensionali privi di rigidità) o sotto forma di carico linearmente distribuito sulle travi; le membrature orizzontali (travi) e i pilastri sono stati considerati con il loro peso, che è calcolato in via automatica dal programma di calcolo.

Gli impalcati di piano primo e piano secondo sono stati considerati nella modellazione infinitamente rigidi. Sul solaio di piano primo e piano secondo è previsto in progetto un intervento di rinforzo estradossale con cappa collaborante a BASSO spessore di 4 cm, ovvero una malta strutturale fibrorinforzata con fibre di acciaio di tecnologia FRC (Fibre Reinforced Concrete) ad elevatissime prestazioni meccaniche connessa alle travi perimetrali in c.a. di solaio.

Il solaio di copertura è stato considerato invece come impalcato deformabile ed è stato modellato l'intervento di irrigidimento con controventatura metallica caratterizzata da un orditura primaria di IPE240, un orditura secondaria di IPE220 e controventi di piano con angolari LU80x8 mm.

Gli elementi di controvento (angolari LU80x8 mm) costituiti da diagonali incrociate reagenti a sola trazione (Croci di S.Andrea in acciaio) sono state modellate come elementi finiti di tipo truss a due nodi che posseggono esclusivamente i gradi di libertà relativi agli spostamenti assiali e pertanto possono essere soggetti solamente a sollecitazioni lungo l'asse dell'elemento stesso. Il comportamento di tali elementi è evidentemente NON lineare, e pertanto per coglierlo in maniera corretta sarebbe necessario fare ricorso ad un solutore NON lineare, in quanto l'analisi dinamica multimodale a spettro di risposta (metodo di riferimento per l'analisi sismica) è un'analisi LINEARE, e non può tenere conto di tale comportamento degli elementi. Esistono numerosi approcci per affrontare il problema rimanendo nel campo dell'analisi lineare; nella presente verifica è stato ritenuto opportuno utilizzare il metodo del modulo elastico dimezzato. Sono state pertanto inserite nel modello di calcolo entrambe le diagonali con la loro sezione reale; è stato poi definito per esse un materiale con modulo elastico dimezzato: in tal modo la rigidità della croce per le azioni orizzontali è uguale a quella della singola diagonale tesa/compressa con modulo elastico "intero", e la variazione di azione assiale in travi e pilastri è "ripartita" tra i due lati del campo controventato. Operando in questo modo il comportamento "globale" della struttura in condizioni sismiche è considerato in maniera adeguatamente approssimata.

Lo stato di sollecitazione nelle diagonali prevederà trazione in una diagonale e compressione nell'altra: per determinare la reale azione di verifica per la singola diagonale attiva, a valle del calcolo si sommeranno le azioni assiali nelle due diagonali in valore assoluto, e le si affideranno interamente alla sola diagonale attiva.

Le fondazioni esistenti sono di tipo diretto, costituite da un reticolo di travi rovesce poggianti ma, come descritto precedentemente, nel modello i pilastri sono stati incastrati alla base dal momento che si è studiato solamente il comportamento della sovrastruttura. Le fondazioni in progetto, realizzate tramite consolidamento con micropali delle travi rovesce, sono state calcolate separatamente dal modello dell'elevazione, utilizzando le sollecitazioni alla base dei pilastri esistenti e dei setti in progetto in c.a. .

Come riportato nel par. 7.2.6 delle NTC18, la rigidezza flessionale e a taglio di elementi in calcestruzzo armato può essere ridotta sino al 50% della rigidezza dei corrispondenti elementi non fessurati per tener conto della fessurazione. Per tale motivo nella modellazione del materiale calcestruzzo esistente è stato preso in considerazione un valore fessurato del modulo elastico.

Il codice di calcolo agli elementi finiti utilizzato è in grado di eseguire l'analisi statica e dinamica di strutture generiche disposte nello spazio, considerando il comportamento elastico lineare di un sistema ad elementi finiti. Per la modellazione della struttura esaminata si è utilizzato un elemento finito monodimensionale tipo "beam", che può essere soggetto a tutte le possibili deformazioni nello spazio e alle corrispondenti sei sollecitazioni determinate ai nodi di estremità; è possibile applicare all'elemento tipo "beam" carichi in luce in tutte le direzioni, del tipo distribuito e concentrato (forze e momenti) e carichi termici con effetto estensionale e flettente. L'elemento può essere genericamente svincolato ai nodi di estremità; può essere composto con qualsiasi materiale e avere sezione generica. All'elemento "beam" il programma applica, se previsto, automaticamente i carichi inerziali di tipo sismico previsti dalla vigente normativa per il calcolo statico equivalente e possono essere inoltre applicati carichi nodali.

Per l'esecuzione delle analisi agli SLV, in conformità con quanto prescritto dalla attuale normativa per gli edifici esistenti, si sono rese necessarie due differenti analisi modali:

- 1) Analisi dinamica modale con fattore di struttura $q = 3.00$
 - verifica meccanismi duttili (flessione sulle travi e pressoflessione sui pilastri), della controventatura metallica e delle fondazioni in progetto;
 - resistenze dei materiali ottenute dividendo i valori medi per FC.
- 2) Analisi dinamica modale con fattore di struttura $q = 1.50$
 - verifica meccanismi fragili (taglio sulle travi e sui pilastri);
 - resistenze dei materiali ottenute dividendo i valori medi per FC e per i coefficienti parziali di sicurezza dei materiali.

g) Principali combinazioni delle azioni

Di seguito si illustrano dunque le principali combinazioni fra le differenti CdC elementari utilizzate per l'esecuzione delle verifiche.

Descrizione inviluppo “~SL18 Default SL18 FOND GEO”

Agisce su tutte le entità del modello.
 Condizioni di inviluppo automatiche

n°CdC o Inviluppo	Nome CdC o Inviluppo	Tipologia	Gruppo	Molt.Min	Molt.Max
CdC elem. 1St	Strutturali G1	Non Considerata		0	0
CdC elem. 2St	Non Strutturali G2	Non Considerata		0	0
CdC elem. 3St	Tamponamenti	Non Considerata		0	0
CdC elem. 4St	Variabili Utilizzo	Non Considerata		0	0
CdC elem. 5St	Neve	Non Considerata		0	0
CdC elem. 6St	Vento +x	Non Considerata		0	0
CdC elem. 7St	Vento -x	Non Considerata		0	0
CdC elem. 8St	Vento +y	Non Considerata		0	0
CdC elem. 9St	Vento -y	Non Considerata		0	0
CdC elem. 1Dy	Sisma SLO X Dx	Non Considerata		0	0
CdC elem. 2Dy	Sisma SLO X Sx	Non Considerata		0	0
CdC elem. 3Dy	Sisma SLO Y Dx	Non Considerata		0	0
CdC elem. 4Dy	Sisma SLO Y Sx	Non Considerata		0	0
CdC elem. 5Dy	Sisma SLD X Dx	Non Considerata		0	0
CdC elem. 6Dy	Sisma SLD X Sx	Non Considerata		0	0
CdC elem. 7Dy	Sisma SLD Y Dx	Non Considerata		0	0
CdC elem. 8Dy	Sisma SLD Y Sx	Non Considerata		0	0
CdC elem. 9Dy	Sisma SLV X Dx	Non Considerata		0	0
CdC elem. 10Dy	Sisma SLV X Sx	Non Considerata		0	0
CdC elem. 11Dy	Sisma SLV Y Dx	Non Considerata		0	0
CdC elem. 12Dy	Sisma SLV Y Sx	Non Considerata		0	0
CdC elem. 13Dy	Sisma SLC X Dx	Non Considerata		0	0
CdC elem. 14Dy	Sisma SLC X Sx	Non Considerata		0	0
CdC elem. 15Dy	Sisma SLC Y Dx	Non Considerata		0	0
CdC elem. 16Dy	Sisma SLC Y Sx	Non Considerata		0	0
Inviluppo	~SL18 Default_SL18 FOND GEO_1	Perm.non Contemp.	1	1	1
Inviluppo	~SL18 Default_SL18 FOND GEO_2	Perm.non Contemp.	1	1	1
Inviluppo	~SL18 Default_SL18 FOND GEO_3	Perm.non Contemp.	1	1	1
Inviluppo	~SL18 Default_SL18 FOND SLU Sism. Orizz. 1	Perm.non Contemp.	1	1	1
Inviluppo	~SL18 Default_SL18 FOND SLU Sism. Orizz. 2	Perm.non Contemp.	1	1	1

Descrizione degli inviluppi contenuti nell'inviluppo “~SL18 Default_SL18 FOND GEO”
 Descrizione inviluppo “~SL18 Default_SL18 FOND GEO_1”:

n°CdC o Inviluppo	Nome CdC o Inviluppo	Tipologia	Gruppo	Molt.Min	Molt.Max
CdC elem. 1St	Strutturali G1	Permanente		1	1.3
CdC elem. 2St	Non Strutturali G2	Permanente		0.8	1.5
CdC elem. 3St	Tamponamenti	Permanente		0.8	1.5
CdC elem. 4St	Variabili Utilizzo	Variabile		0	1.5
CdC elem. 5St	Neve	Variabile		0	0.75
CdC elem. 6St	Vento +x	Var.non Contemp.	3	0	0.9
CdC elem. 7St	Vento -x	Var.non Contemp.	3	0	0.9
CdC elem. 8St	Vento +y	Var.non Contemp.	3	0	0.9
CdC elem. 9St	Vento -y	Var.non Contemp.	3	0	0.9
CdC elem. 1Dy	Sisma SLO X Dx	Non Considerata		0	0
CdC elem. 2Dy	Sisma SLO X Sx	Non Considerata		0	0
CdC elem. 3Dy	Sisma SLO Y Dx	Non Considerata		0	0
CdC elem. 4Dy	Sisma SLO Y Sx	Non Considerata		0	0
CdC elem. 5Dy	Sisma SLD X Dx	Non Considerata		0	0
CdC elem. 6Dy	Sisma SLD X Sx	Non Considerata		0	0
CdC elem. 7Dy	Sisma SLD Y Dx	Non Considerata		0	0
CdC elem. 8Dy	Sisma SLD Y Sx	Non Considerata		0	0
CdC elem. 9Dy	Sisma SLV X Dx	Non Considerata		0	0
CdC elem. 10Dy	Sisma SLV X Sx	Non Considerata		0	0
CdC elem. 11Dy	Sisma SLV Y Dx	Non Considerata		0	0
CdC elem. 12Dy	Sisma SLV Y Sx	Non Considerata		0	0
CdC elem. 13Dy	Sisma SLC X Dx	Non Considerata		0	0
CdC elem. 14Dy	Sisma SLC X Sx	Non Considerata		0	0
CdC elem. 15Dy	Sisma SLC Y Dx	Non Considerata		0	0
CdC elem. 16Dy	Sisma SLC Y Sx	Non Considerata		0	0

Descrizione inviluppo “~SL18 Default_SL18 FOND GEO_2”:

n°CdC o Inviluppo	Nome CdC o Inviluppo	Tipologia	Gruppo	Molt.Min	Molt.Max
CdC elem. 1St	Strutturali G1	Permanente		1	1.3
CdC elem. 2St	Non Strutturali G2	Permanente		0.8	1.5
CdC elem. 3St	Tamponamenti	Permanente		0.8	1.5
CdC elem. 4St	Variabili Utilizzo	Variabile		0	1.05
CdC elem. 5St	Neve	Variabile		0	1.5
CdC elem. 6St	Vento +x	Var.non Contemp.	3	0	0.9
CdC elem. 7St	Vento -x	Var.non Contemp.	3	0	0.9
CdC elem. 8St	Vento +y	Var.non Contemp.	3	0	0.9
CdC elem. 9St	Vento -y	Var.non Contemp.	3	0	0.9
CdC elem. 1Dy	Sisma SLO X Dx	Non Considerata		0	0
CdC elem. 2Dy	Sisma SLO X Sx	Non Considerata		0	0
CdC elem. 3Dy	Sisma SLO Y Dx	Non Considerata		0	0
CdC elem. 4Dy	Sisma SLO Y Sx	Non Considerata		0	0
CdC elem. 5Dy	Sisma SLD X Dx	Non Considerata		0	0
CdC elem. 6Dy	Sisma SLD X Sx	Non Considerata		0	0

CdC elem. 7Dy	Sisma SLD Y Dx	Non Considerata		0	0
CdC elem. 8Dy	Sisma SLD Y Sx	Non Considerata		0	0
CdC elem. 9Dy	Sisma SLV X Dx	Non Considerata		0	0
CdC elem. 10Dy	Sisma SLV X Sx	Non Considerata		0	0
CdC elem. 11Dy	Sisma SLV Y Dx	Non Considerata		0	0
CdC elem. 12Dy	Sisma SLV Y Sx	Non Considerata		0	0
CdC elem. 13Dy	Sisma SLC X Dx	Non Considerata		0	0
CdC elem. 14Dy	Sisma SLC X Sx	Non Considerata		0	0
CdC elem. 15Dy	Sisma SLC Y Dx	Non Considerata		0	0
CdC elem. 16Dy	Sisma SLC Y Sx	Non Considerata		0	0

Descrizione inviluppo “~SL18 Default_SL18 FOND GEO_3”:

n°CdC o Involuppo	Nome CdC o Involuppo	Tipologia	Gruppo	Molt.Min	Molt.Max
CdC elem. 1St	Strutturali G1	Permanente		1	1.3
CdC elem. 2St	Non Strutturali G2	Permanente		0.8	1.5
CdC elem. 3St	Tamponamenti	Permanente		0.8	1.5
CdC elem. 4St	Variabili Utilizzo	Variabile		0	1.05
CdC elem. 5St	Neve	Variabile		0	0.75
CdC elem. 6St	Vento +x	Var.non Contemp.	3	0	1.5
CdC elem. 7St	Vento -x	Var.non Contemp.	3	0	1.5
CdC elem. 8St	Vento +y	Var.non Contemp.	3	0	1.5
CdC elem. 9St	Vento -y	Var.non Contemp.	3	0	1.5
CdC elem. 1Dy	Sisma SLO X Dx	Non Considerata		0	0
CdC elem. 2Dy	Sisma SLO X Sx	Non Considerata		0	0
CdC elem. 3Dy	Sisma SLO Y Dx	Non Considerata		0	0
CdC elem. 4Dy	Sisma SLO Y Sx	Non Considerata		0	0
CdC elem. 5Dy	Sisma SLD X Dx	Non Considerata		0	0
CdC elem. 6Dy	Sisma SLD X Sx	Non Considerata		0	0
CdC elem. 7Dy	Sisma SLD Y Dx	Non Considerata		0	0
CdC elem. 8Dy	Sisma SLD Y Sx	Non Considerata		0	0
CdC elem. 9Dy	Sisma SLV X Dx	Non Considerata		0	0
CdC elem. 10Dy	Sisma SLV X Sx	Non Considerata		0	0
CdC elem. 11Dy	Sisma SLV Y Dx	Non Considerata		0	0
CdC elem. 12Dy	Sisma SLV Y Sx	Non Considerata		0	0
CdC elem. 13Dy	Sisma SLC X Dx	Non Considerata		0	0
CdC elem. 14Dy	Sisma SLC X Sx	Non Considerata		0	0
CdC elem. 15Dy	Sisma SLC Y Dx	Non Considerata		0	0
CdC elem. 16Dy	Sisma SLC Y Sx	Non Considerata		0	0

Descrizione inviluppo “~SL18 Default_SL18 FOND SLU Sism. Orizz._1”:

n°CdC o Involuppo	Nome CdC o Involuppo	Tipologia	Gruppo	Molt.Min	Molt.Max
CdC elem. 1St	Strutturali G1	Permanente		1	1
CdC elem. 2St	Non Strutturali G2	Permanente		0.8	1
CdC elem. 3St	Tamponamenti	Permanente		0.8	1
CdC elem. 4St	Variabili Utilizzo	Variabile		0.6	0.6
CdC elem. 5St	Neve	Variabile		0	0
CdC elem. 6St	Vento +x	Non Considerata		0	0
CdC elem. 7St	Vento -x	Non Considerata		0	0
CdC elem. 8St	Vento +y	Non Considerata		0	0
CdC elem. 9St	Vento -y	Non Considerata		0	0
CdC elem. 1Dy	Sisma SLO X Dx	Non Considerata		0	0
CdC elem. 2Dy	Sisma SLO X Sx	Non Considerata		0	0
CdC elem. 3Dy	Sisma SLO Y Dx	Non Considerata		0	0
CdC elem. 4Dy	Sisma SLO Y Sx	Non Considerata		0	0
CdC elem. 5Dy	Sisma SLD X Dx	Non Considerata		0	0
CdC elem. 6Dy	Sisma SLD X Sx	Non Considerata		0	0
CdC elem. 7Dy	Sisma SLD Y Dx	Non Considerata		0	0
CdC elem. 8Dy	Sisma SLD Y Sx	Non Considerata		0	0
CdC elem. 9Dy	Sisma SLV X Dx	Var.non Contemp.	4	-1.1	1.1
CdC elem. 10Dy	Sisma SLV X Sx	Var.non Contemp.	4	-1.1	1.1
CdC elem. 11Dy	Sisma SLV Y Dx	Var.non Contemp.	5	-0.33	0.33
CdC elem. 12Dy	Sisma SLV Y Sx	Var.non Contemp.	5	-0.33	0.33
CdC elem. 13Dy	Sisma SLC X Dx	Non Considerata		0	0
CdC elem. 14Dy	Sisma SLC X Sx	Non Considerata		0	0
CdC elem. 15Dy	Sisma SLC Y Dx	Non Considerata		0	0
CdC elem. 16Dy	Sisma SLC Y Sx	Non Considerata		0	0

Descrizione inviluppo “~SL18 Default_SL18 FOND SLU Sism. Orizz._2”:

n°CdC o Involuppo	Nome CdC o Involuppo	Tipologia	Gruppo	Molt.Min	Molt.Max
CdC elem. 1St	Strutturali G1	Permanente		1	1
CdC elem. 2St	Non Strutturali G2	Permanente		0.8	1
CdC elem. 3St	Tamponamenti	Permanente		0.8	1
CdC elem. 4St	Variabili Utilizzo	Variabile		0.6	0.6
CdC elem. 5St	Neve	Variabile		0	0
CdC elem. 6St	Vento +x	Non Considerata		0	0
CdC elem. 7St	Vento -x	Non Considerata		0	0
CdC elem. 8St	Vento +y	Non Considerata		0	0
CdC elem. 9St	Vento -y	Non Considerata		0	0
CdC elem. 1Dy	Sisma SLO X Dx	Non Considerata		0	0
CdC elem. 2Dy	Sisma SLO X Sx	Non Considerata		0	0
CdC elem. 3Dy	Sisma SLO Y Dx	Non Considerata		0	0
CdC elem. 4Dy	Sisma SLO Y Sx	Non Considerata		0	0
CdC elem. 5Dy	Sisma SLD X Dx	Non Considerata		0	0
CdC elem. 6Dy	Sisma SLD X Sx	Non Considerata		0	0
CdC elem. 7Dy	Sisma SLD Y Dx	Non Considerata		0	0
CdC elem. 8Dy	Sisma SLD Y Sx	Non Considerata		0	0
CdC elem. 9Dy	Sisma SLV X Dx	Var.non Contemp.	4	-0.33	0.33
CdC elem. 10Dy	Sisma SLV X Sx	Var.non Contemp.	4	-0.33	0.33
CdC elem. 11Dy	Sisma SLV Y Dx	Var.non Contemp.	5	-1.1	1.1
CdC elem. 12Dy	Sisma SLV Y Sx	Var.non Contemp.	5	-1.1	1.1
CdC elem. 13Dy	Sisma SLC X Dx	Non Considerata		0	0
CdC elem. 14Dy	Sisma SLC X Sx	Non Considerata		0	0
CdC elem. 15Dy	Sisma SLC Y Dx	Non Considerata		0	0
CdC elem. 16Dy	Sisma SLC Y Sx	Non Considerata		0	0

Descrizione inviluppo “~SL18 Default SL18 FOND SLE caratt.”

Agisce su tutte le entità del modello.
 Condizioni di inviluppo automatiche

n°CdC o Inviluppo	Nome CdC o Inviluppo	Tipologia	Gruppo	Molt.Min	Molt.Max
CdC elem. 1St	Strutturali G1	Non Considerata		0	0
CdC elem. 2St	Non Strutturali G2	Non Considerata		0	0
CdC elem. 3St	Tamponamenti	Non Considerata		0	0
CdC elem. 4St	Variabili Utilizzo	Non Considerata		0	0
CdC elem. 5St	Neve	Non Considerata		0	0
CdC elem. 6St	Vento +x	Non Considerata		0	0
CdC elem. 7St	Vento -x	Non Considerata		0	0
CdC elem. 8St	Vento +y	Non Considerata		0	0
CdC elem. 9St	Vento -y	Non Considerata		0	0
CdC elem. 1Dy	Sisma SLO X Dx	Non Considerata		0	0
CdC elem. 2Dy	Sisma SLO X Sx	Non Considerata		0	0
CdC elem. 3Dy	Sisma SLO Y Dx	Non Considerata		0	0
CdC elem. 4Dy	Sisma SLO Y Sx	Non Considerata		0	0
CdC elem. 5Dy	Sisma SLD X Dx	Non Considerata		0	0
CdC elem. 6Dy	Sisma SLD X Sx	Non Considerata		0	0
CdC elem. 7Dy	Sisma SLD Y Dx	Non Considerata		0	0
CdC elem. 8Dy	Sisma SLD Y Sx	Non Considerata		0	0
CdC elem. 9Dy	Sisma SLV X Dx	Non Considerata		0	0
CdC elem. 10Dy	Sisma SLV X Sx	Non Considerata		0	0
CdC elem. 11Dy	Sisma SLV Y Dx	Non Considerata		0	0
CdC elem. 12Dy	Sisma SLV Y Sx	Non Considerata		0	0
CdC elem. 13Dy	Sisma SLC X Dx	Non Considerata		0	0
CdC elem. 14Dy	Sisma SLC X Sx	Non Considerata		0	0
CdC elem. 15Dy	Sisma SLC Y Dx	Non Considerata		0	0
CdC elem. 16Dy	Sisma SLC Y Sx	Non Considerata		0	0
Inviluppo	~SL18 Default_SL18 FOND SLE caratt. 1	Perm.non Contemp.	1	1	1
Inviluppo	~SL18 Default_SL18 FOND SLE caratt. 2	Perm.non Contemp.	1	1	1
Inviluppo	~SL18 Default_SL18 FOND SLE caratt. 3	Perm.non Contemp.	1	1	1

Descrizione degli inviluppi contenuti nell'inviluppo “~SL18 Default_SL18 FOND SLE caratt.”

Descrizione inviluppo “~SL18 Default_SL18 FOND SLE caratt. 1”:

n°CdC o Inviluppo	Nome CdC o Inviluppo	Tipologia	Gruppo	Molt.Min	Molt.Max
CdC elem. 1St	Strutturali G1	Permanente		1	1
CdC elem. 2St	Non Strutturali G2	Permanente		1	1
CdC elem. 3St	Tamponamenti	Permanente		1	1
CdC elem. 4St	Variabili Utilizzo	Variabile		1	1
CdC elem. 5St	Neve	Variabile		0.5	0.5
CdC elem. 6St	Vento +x	Var.non Contemp.	3	0.6	0.6
CdC elem. 7St	Vento -x	Var.non Contemp.	3	0.6	0.6
CdC elem. 8St	Vento +y	Var.non Contemp.	3	0.6	0.6
CdC elem. 9St	Vento -y	Var.non Contemp.	3	0.6	0.6
CdC elem. 1Dy	Sisma SLO X Dx	Non Considerata		0	0
CdC elem. 2Dy	Sisma SLO X Sx	Non Considerata		0	0
CdC elem. 3Dy	Sisma SLO Y Dx	Non Considerata		0	0
CdC elem. 4Dy	Sisma SLO Y Sx	Non Considerata		0	0
CdC elem. 5Dy	Sisma SLD X Dx	Non Considerata		0	0
CdC elem. 6Dy	Sisma SLD X Sx	Non Considerata		0	0
CdC elem. 7Dy	Sisma SLD Y Dx	Non Considerata		0	0
CdC elem. 8Dy	Sisma SLD Y Sx	Non Considerata		0	0
CdC elem. 9Dy	Sisma SLV X Dx	Non Considerata		0	0
CdC elem. 10Dy	Sisma SLV X Sx	Non Considerata		0	0
CdC elem. 11Dy	Sisma SLV Y Dx	Non Considerata		0	0
CdC elem. 12Dy	Sisma SLV Y Sx	Non Considerata		0	0
CdC elem. 13Dy	Sisma SLC X Dx	Non Considerata		0	0
CdC elem. 14Dy	Sisma SLC X Sx	Non Considerata		0	0
CdC elem. 15Dy	Sisma SLC Y Dx	Non Considerata		0	0
CdC elem. 16Dy	Sisma SLC Y Sx	Non Considerata		0	0

Descrizione inviluppo “~SL18 Default_SL18 FOND SLE caratt. 2”:

n°CdC o Inviluppo	Nome CdC o Inviluppo	Tipologia	Gruppo	Molt.Min	Molt.Max
CdC elem. 1St	Strutturali G1	Permanente		1	1
CdC elem. 2St	Non Strutturali G2	Permanente		1	1
CdC elem. 3St	Tamponamenti	Permanente		1	1
CdC elem. 4St	Variabili Utilizzo	Variabile		0.7	0.7
CdC elem. 5St	Neve	Variabile		1	1
CdC elem. 6St	Vento +x	Var.non Contemp.	3	0.6	0.6
CdC elem. 7St	Vento -x	Var.non Contemp.	3	0.6	0.6
CdC elem. 8St	Vento +y	Var.non Contemp.	3	0.6	0.6
CdC elem. 9St	Vento -y	Var.non Contemp.	3	0.6	0.6
CdC elem. 1Dy	Sisma SLO X Dx	Non Considerata		0	0
CdC elem. 2Dy	Sisma SLO X Sx	Non Considerata		0	0
CdC elem. 3Dy	Sisma SLO Y Dx	Non Considerata		0	0
CdC elem. 4Dy	Sisma SLO Y Sx	Non Considerata		0	0
CdC elem. 5Dy	Sisma SLD X Dx	Non Considerata		0	0
CdC elem. 6Dy	Sisma SLD X Sx	Non Considerata		0	0
CdC elem. 7Dy	Sisma SLD Y Dx	Non Considerata		0	0
CdC elem. 8Dy	Sisma SLD Y Sx	Non Considerata		0	0
CdC elem. 9Dy	Sisma SLV X Dx	Non Considerata		0	0
CdC elem. 10Dy	Sisma SLV X Sx	Non Considerata		0	0
CdC elem. 11Dy	Sisma SLV Y Dx	Non Considerata		0	0
CdC elem. 12Dy	Sisma SLV Y Sx	Non Considerata		0	0
CdC elem. 13Dy	Sisma SLC X Dx	Non Considerata		0	0
CdC elem. 14Dy	Sisma SLC X Sx	Non Considerata		0	0
CdC elem. 15Dy	Sisma SLC Y Dx	Non Considerata		0	0
CdC elem. 16Dy	Sisma SLC Y Sx	Non Considerata		0	0

Descrizione involucro “~SL18 Default_SL18 FOND SLE caratt._3”:

n°CdC o Involuppo	Nome CdC o Involuppo	Tipologia	Gruppo	Molt.Min	Molt.Max
CdC elem. 1St	Strutturali G1	Permanente		1	1
CdC elem. 2St	Non Strutturali G2	Permanente		1	1
CdC elem. 3St	Tamponamenti	Permanente		1	1
CdC elem. 4St	Variabili Utilizzo	Variabile		0.7	0.7
CdC elem. 5St	Neve	Variabile		0.5	0.5
CdC elem. 6St	Vento +x	Var.non Contemp.	3	1	1
CdC elem. 7St	Vento -x	Var.non Contemp.	3	1	1
CdC elem. 8St	Vento +y	Var.non Contemp.	3	1	1
CdC elem. 9St	Vento -y	Var.non Contemp.	3	1	1
CdC elem. 1Dy	Sisma SLO X Dx	Non Considerata		0	0
CdC elem. 2Dy	Sisma SLO X Sx	Non Considerata		0	0
CdC elem. 3Dy	Sisma SLO Y Dx	Non Considerata		0	0
CdC elem. 4Dy	Sisma SLO Y Sx	Non Considerata		0	0
CdC elem. 5Dy	Sisma SLD X Dx	Non Considerata		0	0
CdC elem. 6Dy	Sisma SLD X Sx	Non Considerata		0	0
CdC elem. 7Dy	Sisma SLD Y Dx	Non Considerata		0	0
CdC elem. 8Dy	Sisma SLD Y Sx	Non Considerata		0	0
CdC elem. 9Dy	Sisma SLV X Dx	Non Considerata		0	0
CdC elem. 10Dy	Sisma SLV X Sx	Non Considerata		0	0
CdC elem. 11Dy	Sisma SLV Y Dx	Non Considerata		0	0
CdC elem. 12Dy	Sisma SLV Y Sx	Non Considerata		0	0
CdC elem. 13Dy	Sisma SLC X Dx	Non Considerata		0	0
CdC elem. 14Dy	Sisma SLC X Sx	Non Considerata		0	0
CdC elem. 15Dy	Sisma SLC Y Dx	Non Considerata		0	0
CdC elem. 16Dy	Sisma SLC Y Sx	Non Considerata		0	0

Descrizione involucro “~SL18 Default SL18 FOND SLE freq.”

Agisce su tutte le entità del modello.

Condizioni di involucro automatiche

n°CdC o Involuppo	Nome CdC o Involuppo	Tipologia	Gruppo	Molt.Min	Molt.Max
CdC elem. 1St	Strutturali G1	Non Considerata		0	0
CdC elem. 2St	Non Strutturali G2	Non Considerata		0	0
CdC elem. 3St	Tamponamenti	Non Considerata		0	0
CdC elem. 4St	Variabili Utilizzo	Non Considerata		0	0
CdC elem. 5St	Neve	Non Considerata		0	0
CdC elem. 6St	Vento +x	Non Considerata		0	0
CdC elem. 7St	Vento -x	Non Considerata		0	0
CdC elem. 8St	Vento +y	Non Considerata		0	0
CdC elem. 9St	Vento -y	Non Considerata		0	0
CdC elem. 1Dy	Sisma SLO X Dx	Non Considerata		0	0
CdC elem. 2Dy	Sisma SLO X Sx	Non Considerata		0	0
CdC elem. 3Dy	Sisma SLO Y Dx	Non Considerata		0	0
CdC elem. 4Dy	Sisma SLO Y Sx	Non Considerata		0	0
CdC elem. 5Dy	Sisma SLD X Dx	Non Considerata		0	0
CdC elem. 6Dy	Sisma SLD X Sx	Non Considerata		0	0
CdC elem. 7Dy	Sisma SLD Y Dx	Non Considerata		0	0
CdC elem. 8Dy	Sisma SLD Y Sx	Non Considerata		0	0
CdC elem. 9Dy	Sisma SLV X Dx	Non Considerata		0	0
CdC elem. 10Dy	Sisma SLV X Sx	Non Considerata		0	0
CdC elem. 11Dy	Sisma SLV Y Dx	Non Considerata		0	0
CdC elem. 12Dy	Sisma SLV Y Sx	Non Considerata		0	0
CdC elem. 13Dy	Sisma SLC X Dx	Non Considerata		0	0
CdC elem. 14Dy	Sisma SLC X Sx	Non Considerata		0	0
CdC elem. 15Dy	Sisma SLC Y Dx	Non Considerata		0	0
CdC elem. 16Dy	Sisma SLC Y Sx	Non Considerata		0	0
Involuppo	~SL18 Default SL18 FOND SLE freq. 1	Perm.non Contemp.	1	1	1
Involuppo	~SL18 Default SL18 FOND SLE freq. 2	Perm.non Contemp.	1	1	1
Involuppo	~SL18 Default SL18 FOND SLE freq. 3	Perm.non Contemp.	1	1	1

Descrizione degli involucri contenuti nell'involuppo “~SL18 Default_SL18 FOND SLE freq.”

Descrizione involucro “~SL18 Default_SL18 FOND SLE freq._1”:

n°CdC o Involuppo	Nome CdC o Involuppo	Tipologia	Gruppo	Molt.Min	Molt.Max
CdC elem. 1St	Strutturali G1	Permanente		1	1
CdC elem. 2St	Non Strutturali G2	Permanente		1	1
CdC elem. 3St	Tamponamenti	Permanente		1	1
CdC elem. 4St	Variabili Utilizzo	Variabile		0.7	0.7
CdC elem. 5St	Neve	Variabile		0	0
CdC elem. 6St	Vento +x	Var.non Contemp.	3	0	0
CdC elem. 7St	Vento -x	Var.non Contemp.	3	0	0
CdC elem. 8St	Vento +y	Var.non Contemp.	3	0	0
CdC elem. 9St	Vento -y	Var.non Contemp.	3	0	0
CdC elem. 1Dy	Sisma SLO X Dx	Non Considerata		0	0
CdC elem. 2Dy	Sisma SLO X Sx	Non Considerata		0	0
CdC elem. 3Dy	Sisma SLO Y Dx	Non Considerata		0	0
CdC elem. 4Dy	Sisma SLO Y Sx	Non Considerata		0	0
CdC elem. 5Dy	Sisma SLD X Dx	Non Considerata		0	0
CdC elem. 6Dy	Sisma SLD X Sx	Non Considerata		0	0
CdC elem. 7Dy	Sisma SLD Y Dx	Non Considerata		0	0
CdC elem. 8Dy	Sisma SLD Y Sx	Non Considerata		0	0
CdC elem. 9Dy	Sisma SLV X Dx	Non Considerata		0	0
CdC elem. 10Dy	Sisma SLV X Sx	Non Considerata		0	0
CdC elem. 11Dy	Sisma SLV Y Dx	Non Considerata		0	0
CdC elem. 12Dy	Sisma SLV Y Sx	Non Considerata		0	0
CdC elem. 13Dy	Sisma SLC X Dx	Non Considerata		0	0
CdC elem. 14Dy	Sisma SLC X Sx	Non Considerata		0	0
CdC elem. 15Dy	Sisma SLC Y Dx	Non Considerata		0	0
CdC elem. 16Dy	Sisma SLC Y Sx	Non Considerata		0	0

Descrizione involucro “~SL18 Default_SL18 FOND SLE freq._2”:

n°CdC o Involuppo	Nome CdC o Involuppo	Tipologia	Gruppo	Molt.Min	Molt.Max
CdC elem. 1St	Strutturali G1	Permanente		1	1
CdC elem. 2St	Non Strutturali G2	Permanente		1	1
CdC elem. 3St	Tamponamenti	Permanente		1	1
CdC elem. 4St	Variabili Utilizzo	Variabile		0.6	0.6
CdC elem. 5St	Neve	Variabile		0.2	0.2
CdC elem. 6St	Vento +x	Var.non Contemp.	3	0	0
CdC elem. 7St	Vento -x	Var.non Contemp.	3	0	0
CdC elem. 8St	Vento +y	Var.non Contemp.	3	0	0
CdC elem. 9St	Vento -y	Var.non Contemp.	3	0	0
CdC elem. 1Dy	Sisma SLO X Dx	Non Considerata		0	0
CdC elem. 2Dy	Sisma SLO X Sx	Non Considerata		0	0
CdC elem. 3Dy	Sisma SLO Y Dx	Non Considerata		0	0
CdC elem. 4Dy	Sisma SLO Y Sx	Non Considerata		0	0
CdC elem. 5Dy	Sisma SLD X Dx	Non Considerata		0	0
CdC elem. 6Dy	Sisma SLD X Sx	Non Considerata		0	0
CdC elem. 7Dy	Sisma SLD Y Dx	Non Considerata		0	0
CdC elem. 8Dy	Sisma SLD Y Sx	Non Considerata		0	0
CdC elem. 9Dy	Sisma SLV X Dx	Non Considerata		0	0
CdC elem. 10Dy	Sisma SLV X Sx	Non Considerata		0	0
CdC elem. 11Dy	Sisma SLV Y Dx	Non Considerata		0	0
CdC elem. 12Dy	Sisma SLV Y Sx	Non Considerata		0	0
CdC elem. 13Dy	Sisma SLC X Dx	Non Considerata		0	0
CdC elem. 14Dy	Sisma SLC X Sx	Non Considerata		0	0
CdC elem. 15Dy	Sisma SLC Y Dx	Non Considerata		0	0
CdC elem. 16Dy	Sisma SLC Y Sx	Non Considerata		0	0

Descrizione involucro “~SL18 Default_SL18 FOND SLE freq._3”:

n°CdC o Involuppo	Nome CdC o Involuppo	Tipologia	Gruppo	Molt.Min	Molt.Max
CdC elem. 1St	Strutturali G1	Permanente		1	1
CdC elem. 2St	Non Strutturali G2	Permanente		1	1
CdC elem. 3St	Tamponamenti	Permanente		1	1
CdC elem. 4St	Variabili Utilizzo	Variabile		0.6	0.6
CdC elem. 5St	Neve	Variabile		0	0
CdC elem. 6St	Vento +x	Var.non Contemp.	3	0.2	0.2
CdC elem. 7St	Vento -x	Var.non Contemp.	3	0.2	0.2
CdC elem. 8St	Vento +y	Var.non Contemp.	3	0.2	0.2
CdC elem. 9St	Vento -y	Var.non Contemp.	3	0.2	0.2
CdC elem. 1Dy	Sisma SLO X Dx	Non Considerata		0	0
CdC elem. 2Dy	Sisma SLO X Sx	Non Considerata		0	0
CdC elem. 3Dy	Sisma SLO Y Dx	Non Considerata		0	0
CdC elem. 4Dy	Sisma SLO Y Sx	Non Considerata		0	0
CdC elem. 5Dy	Sisma SLD X Dx	Non Considerata		0	0
CdC elem. 6Dy	Sisma SLD X Sx	Non Considerata		0	0
CdC elem. 7Dy	Sisma SLD Y Dx	Non Considerata		0	0
CdC elem. 8Dy	Sisma SLD Y Sx	Non Considerata		0	0
CdC elem. 9Dy	Sisma SLV X Dx	Non Considerata		0	0
CdC elem. 10Dy	Sisma SLV X Sx	Non Considerata		0	0
CdC elem. 11Dy	Sisma SLV Y Dx	Non Considerata		0	0
CdC elem. 12Dy	Sisma SLV Y Sx	Non Considerata		0	0
CdC elem. 13Dy	Sisma SLC X Dx	Non Considerata		0	0
CdC elem. 14Dy	Sisma SLC X Sx	Non Considerata		0	0
CdC elem. 15Dy	Sisma SLC Y Dx	Non Considerata		0	0
CdC elem. 16Dy	Sisma SLC Y Sx	Non Considerata		0	0

Descrizione involucro “~SL18 Default SL18 FOND SLE q.perm.”

Agisce su tutte le entità del modello.

Condizioni di involucro automatiche

n°CdC o Involuppo	Nome CdC o Involuppo	Tipologia	Gruppo	Molt.Min	Molt.Max
CdC elem. 1St	Strutturali G1	Permanente		1	1
CdC elem. 2St	Non Strutturali G2	Permanente		1	1
CdC elem. 3St	Tamponamenti	Permanente		1	1
CdC elem. 4St	Variabili Utilizzo	Variabile		0.6	0.6
CdC elem. 5St	Neve	Variabile		0	0
CdC elem. 6St	Vento +x	Var.non Contemp.	3	0	0
CdC elem. 7St	Vento -x	Var.non Contemp.	3	0	0
CdC elem. 8St	Vento +y	Var.non Contemp.	3	0	0
CdC elem. 9St	Vento -y	Var.non Contemp.	3	0	0
CdC elem. 1Dy	Sisma SLO X Dx	Non Considerata		0	0
CdC elem. 2Dy	Sisma SLO X Sx	Non Considerata		0	0
CdC elem. 3Dy	Sisma SLO Y Dx	Non Considerata		0	0
CdC elem. 4Dy	Sisma SLO Y Sx	Non Considerata		0	0
CdC elem. 5Dy	Sisma SLD X Dx	Non Considerata		0	0
CdC elem. 6Dy	Sisma SLD X Sx	Non Considerata		0	0
CdC elem. 7Dy	Sisma SLD Y Dx	Non Considerata		0	0
CdC elem. 8Dy	Sisma SLD Y Sx	Non Considerata		0	0
CdC elem. 9Dy	Sisma SLV X Dx	Non Considerata		0	0
CdC elem. 10Dy	Sisma SLV X Sx	Non Considerata		0	0
CdC elem. 11Dy	Sisma SLV Y Dx	Non Considerata		0	0
CdC elem. 12Dy	Sisma SLV Y Sx	Non Considerata		0	0
CdC elem. 13Dy	Sisma SLC X Dx	Non Considerata		0	0
CdC elem. 14Dy	Sisma SLC X Sx	Non Considerata		0	0
CdC elem. 15Dy	Sisma SLC Y Dx	Non Considerata		0	0
CdC elem. 16Dy	Sisma SLC Y Sx	Non Considerata		0	0

Descrizione involucro “~SL18 Default SL18 FOND STR SLV”

Agisce su tutte le entità del modello.

Condizioni di involucro automatiche

n°CdC o Involuppo	Nome CdC o Involuppo	Tipologia	Gruppo	Molt.Min	Molt.Max
CdC elem. 1St	Strutturali G1	Non Considerata		0	0

CdC elem. 2St	Non Strutturali G2	Non Considerata		0	0
CdC elem. 3St	Tamponamenti	Non Considerata		0	0
CdC elem. 4St	Variabili Utilizzo	Non Considerata		0	0
CdC elem. 5St	Neve	Non Considerata		0	0
CdC elem. 6St	Vento +x	Non Considerata		0	0
CdC elem. 7St	Vento -x	Non Considerata		0	0
CdC elem. 8St	Vento +y	Non Considerata		0	0
CdC elem. 9St	Vento -y	Non Considerata		0	0
CdC elem. 1Dy	Sisma SLO X Dx	Non Considerata		0	0
CdC elem. 2Dy	Sisma SLO X Sx	Non Considerata		0	0
CdC elem. 3Dy	Sisma SLO Y Dx	Non Considerata		0	0
CdC elem. 4Dy	Sisma SLO Y Sx	Non Considerata		0	0
CdC elem. 5Dy	Sisma SLD X Dx	Non Considerata		0	0
CdC elem. 6Dy	Sisma SLD X Sx	Non Considerata		0	0
CdC elem. 7Dy	Sisma SLD Y Dx	Non Considerata		0	0
CdC elem. 8Dy	Sisma SLD Y Sx	Non Considerata		0	0
CdC elem. 9Dy	Sisma SLV X Dx	Non Considerata		0	0
CdC elem. 10Dy	Sisma SLV X Sx	Non Considerata		0	0
CdC elem. 11Dy	Sisma SLV Y Dx	Non Considerata		0	0
CdC elem. 12Dy	Sisma SLV Y Sx	Non Considerata		0	0
CdC elem. 13Dy	Sisma SLC X Dx	Non Considerata		0	0
CdC elem. 14Dy	Sisma SLC X Sx	Non Considerata		0	0
CdC elem. 15Dy	Sisma SLC Y Dx	Non Considerata		0	0
CdC elem. 16Dy	Sisma SLC Y Sx	Non Considerata		0	0
Inviluppo	~SL18 Default_SL18 FOND STR SLV_1	Perm.non Contemp.	1	1	1
Inviluppo	~SL18 Default_SL18 FOND STR SLV_2	Perm.non Contemp.	1	1	1
Inviluppo	~SL18 Default_SL18 FOND STR SLV_3	Perm.non Contemp.	1	1	1
Inviluppo	~SL18 Default_SL18 FOND SLU Sism. Orizz_1	Perm.non Contemp.	1	1	1
Inviluppo	~SL18 Default_SL18 FOND SLU Sism. Orizz_2	Perm.non Contemp.	1	1	1

Descrizione degli involuppi contenuti nell'involuppo “~SL18 Default_SL18 FOND STR SLV”
 Descrizione involuppo “~SL18 Default_SL18 FOND STR SLV_1”:

n°CdC o Involuppo	Nome CdC o Involuppo	Tipologia	Gruppo	Molt.Min	Molt.Max
CdC elem. 1St	Strutturali G1	Permanente		1	1.3
CdC elem. 2St	Non Strutturali G2	Permanente		0.8	1.5
CdC elem. 3St	Tamponamenti	Permanente		0.8	1.5
CdC elem. 4St	Variabili Utilizzo	Variabile		0	1.5
CdC elem. 5St	Neve	Variabile		0	0.75
CdC elem. 6St	Vento +x	Var.non Contemp.	3	0	0.9
CdC elem. 7St	Vento -x	Var.non Contemp.	3	0	0.9
CdC elem. 8St	Vento +y	Var.non Contemp.	3	0	0.9
CdC elem. 9St	Vento -y	Var.non Contemp.	3	0	0.9
CdC elem. 1Dy	Sisma SLO X Dx	Non Considerata		0	0
CdC elem. 2Dy	Sisma SLO X Sx	Non Considerata		0	0
CdC elem. 3Dy	Sisma SLO Y Dx	Non Considerata		0	0
CdC elem. 4Dy	Sisma SLO Y Sx	Non Considerata		0	0
CdC elem. 5Dy	Sisma SLD X Dx	Non Considerata		0	0
CdC elem. 6Dy	Sisma SLD X Sx	Non Considerata		0	0
CdC elem. 7Dy	Sisma SLD Y Dx	Non Considerata		0	0
CdC elem. 8Dy	Sisma SLD Y Sx	Non Considerata		0	0
CdC elem. 9Dy	Sisma SLV X Dx	Non Considerata		0	0
CdC elem. 10Dy	Sisma SLV X Sx	Non Considerata		0	0
CdC elem. 11Dy	Sisma SLV Y Dx	Non Considerata		0	0
CdC elem. 12Dy	Sisma SLV Y Sx	Non Considerata		0	0
CdC elem. 13Dy	Sisma SLC X Dx	Non Considerata		0	0
CdC elem. 14Dy	Sisma SLC X Sx	Non Considerata		0	0
CdC elem. 15Dy	Sisma SLC Y Dx	Non Considerata		0	0
CdC elem. 16Dy	Sisma SLC Y Sx	Non Considerata		0	0

Descrizione involuppo “~SL18 Default_SL18 FOND STR SLV_2”:

n°CdC o Involuppo	Nome CdC o Involuppo	Tipologia	Gruppo	Molt.Min	Molt.Max
CdC elem. 1St	Strutturali G1	Permanente		1	1.3
CdC elem. 2St	Non Strutturali G2	Permanente		0.8	1.5
CdC elem. 3St	Tamponamenti	Permanente		0.8	1.5
CdC elem. 4St	Variabili Utilizzo	Variabile		0	1.05
CdC elem. 5St	Neve	Variabile		0	1.5
CdC elem. 6St	Vento +x	Var.non Contemp.	3	0	0.9
CdC elem. 7St	Vento -x	Var.non Contemp.	3	0	0.9
CdC elem. 8St	Vento +y	Var.non Contemp.	3	0	0.9
CdC elem. 9St	Vento -y	Var.non Contemp.	3	0	0.9
CdC elem. 1Dy	Sisma SLO X Dx	Non Considerata		0	0
CdC elem. 2Dy	Sisma SLO X Sx	Non Considerata		0	0
CdC elem. 3Dy	Sisma SLO Y Dx	Non Considerata		0	0
CdC elem. 4Dy	Sisma SLO Y Sx	Non Considerata		0	0
CdC elem. 5Dy	Sisma SLD X Dx	Non Considerata		0	0
CdC elem. 6Dy	Sisma SLD X Sx	Non Considerata		0	0
CdC elem. 7Dy	Sisma SLD Y Dx	Non Considerata		0	0
CdC elem. 8Dy	Sisma SLD Y Sx	Non Considerata		0	0
CdC elem. 9Dy	Sisma SLV X Dx	Non Considerata		0	0
CdC elem. 10Dy	Sisma SLV X Sx	Non Considerata		0	0
CdC elem. 11Dy	Sisma SLV Y Dx	Non Considerata		0	0
CdC elem. 12Dy	Sisma SLV Y Sx	Non Considerata		0	0
CdC elem. 13Dy	Sisma SLC X Dx	Non Considerata		0	0
CdC elem. 14Dy	Sisma SLC X Sx	Non Considerata		0	0
CdC elem. 15Dy	Sisma SLC Y Dx	Non Considerata		0	0
CdC elem. 16Dy	Sisma SLC Y Sx	Non Considerata		0	0

Descrizione involuppo “~SL18 Default_SL18 FOND STR SLV_3”:

n°CdC o Involuppo	Nome CdC o Involuppo	Tipologia	Gruppo	Molt.Min	Molt.Max
CdC elem. 1St	Strutturali G1	Permanente		1	1.3
CdC elem. 2St	Non Strutturali G2	Permanente		0.8	1.5

CdC elem. 3St	Tamponamenti	Permanente		0.8	1.5
CdC elem. 4St	Variabili Utilizzo	Variabile		0	1.05
CdC elem. 5St	Neve	Variabile		0	0.75
CdC elem. 6St	Vento +x	Var.non Contemp.	3	0	1.5
CdC elem. 7St	Vento -x	Var.non Contemp.	3	0	1.5
CdC elem. 8St	Vento +y	Var.non Contemp.	3	0	1.5
CdC elem. 9St	Vento -y	Var.non Contemp.	3	0	1.5
CdC elem. 1Dy	Sisma SLO X Dx	Non Considerata		0	0
CdC elem. 2Dy	Sisma SLO X Sx	Non Considerata		0	0
CdC elem. 3Dy	Sisma SLO Y Dx	Non Considerata		0	0
CdC elem. 4Dy	Sisma SLO Y Sx	Non Considerata		0	0
CdC elem. 5Dy	Sisma SLD X Dx	Non Considerata		0	0
CdC elem. 6Dy	Sisma SLD X Sx	Non Considerata		0	0
CdC elem. 7Dy	Sisma SLD Y Dx	Non Considerata		0	0
CdC elem. 8Dy	Sisma SLD Y Sx	Non Considerata		0	0
CdC elem. 9Dy	Sisma SLV X Dx	Non Considerata		0	0
CdC elem. 10Dy	Sisma SLV X Sx	Non Considerata		0	0
CdC elem. 11Dy	Sisma SLV Y Dx	Non Considerata		0	0
CdC elem. 12Dy	Sisma SLV Y Sx	Non Considerata		0	0
CdC elem. 13Dy	Sisma SLC X Dx	Non Considerata		0	0
CdC elem. 14Dy	Sisma SLC X Sx	Non Considerata		0	0
CdC elem. 15Dy	Sisma SLC Y Dx	Non Considerata		0	0
CdC elem. 16Dy	Sisma SLC Y Sx	Non Considerata		0	0

Descrizione inviluppo “~SL18 Default_SL18 FOND SLU Sism. Orizz. _1”:

n°CdC o Involuppo	Nome CdC o Involuppo	Tipologia	Gruppo	Molt.Min	Molt.Max
CdC elem. 1St	Strutturali G1	Permanente		1	1
CdC elem. 2St	Non Strutturali G2	Permanente		0.8	1
CdC elem. 3St	Tamponamenti	Permanente		0.8	1
CdC elem. 4St	Variabili Utilizzo	Variabile		0.6	0.6
CdC elem. 5St	Neve	Variabile		0	0
CdC elem. 6St	Vento +x	Non Considerata		0	0
CdC elem. 7St	Vento -x	Non Considerata		0	0
CdC elem. 8St	Vento +y	Non Considerata		0	0
CdC elem. 9St	Vento -y	Non Considerata		0	0
CdC elem. 1Dy	Sisma SLO X Dx	Non Considerata		0	0
CdC elem. 2Dy	Sisma SLO X Sx	Non Considerata		0	0
CdC elem. 3Dy	Sisma SLO Y Dx	Non Considerata		0	0
CdC elem. 4Dy	Sisma SLO Y Sx	Non Considerata		0	0
CdC elem. 5Dy	Sisma SLD X Dx	Non Considerata		0	0
CdC elem. 6Dy	Sisma SLD X Sx	Non Considerata		0	0
CdC elem. 7Dy	Sisma SLD Y Dx	Non Considerata		0	0
CdC elem. 8Dy	Sisma SLD Y Sx	Non Considerata		0	0
CdC elem. 9Dy	Sisma SLV X Dx	Var.non Contemp.	4	-1.1	1.1
CdC elem. 10Dy	Sisma SLV X Sx	Var.non Contemp.	4	-1.1	1.1
CdC elem. 11Dy	Sisma SLV Y Dx	Var.non Contemp.	5	-0.33	0.33
CdC elem. 12Dy	Sisma SLV Y Sx	Var.non Contemp.	5	-0.33	0.33
CdC elem. 13Dy	Sisma SLC X Dx	Non Considerata		0	0
CdC elem. 14Dy	Sisma SLC X Sx	Non Considerata		0	0
CdC elem. 15Dy	Sisma SLC Y Dx	Non Considerata		0	0
CdC elem. 16Dy	Sisma SLC Y Sx	Non Considerata		0	0

Descrizione inviluppo “~SL18 Default_SL18 FOND SLU Sism. Orizz. _2”:

n°CdC o Involuppo	Nome CdC o Involuppo	Tipologia	Gruppo	Molt.Min	Molt.Max
CdC elem. 1St	Strutturali G1	Permanente		1	1
CdC elem. 2St	Non Strutturali G2	Permanente		0.8	1
CdC elem. 3St	Tamponamenti	Permanente		0.8	1
CdC elem. 4St	Variabili Utilizzo	Variabile		0.6	0.6
CdC elem. 5St	Neve	Variabile		0	0
CdC elem. 6St	Vento +x	Non Considerata		0	0
CdC elem. 7St	Vento -x	Non Considerata		0	0
CdC elem. 8St	Vento +y	Non Considerata		0	0
CdC elem. 9St	Vento -y	Non Considerata		0	0
CdC elem. 1Dy	Sisma SLO X Dx	Non Considerata		0	0
CdC elem. 2Dy	Sisma SLO X Sx	Non Considerata		0	0
CdC elem. 3Dy	Sisma SLO Y Dx	Non Considerata		0	0
CdC elem. 4Dy	Sisma SLO Y Sx	Non Considerata		0	0
CdC elem. 5Dy	Sisma SLD X Dx	Non Considerata		0	0
CdC elem. 6Dy	Sisma SLD X Sx	Non Considerata		0	0
CdC elem. 7Dy	Sisma SLD Y Dx	Non Considerata		0	0
CdC elem. 8Dy	Sisma SLD Y Sx	Non Considerata		0	0
CdC elem. 9Dy	Sisma SLV X Dx	Var.non Contemp.	4	-0.33	0.33
CdC elem. 10Dy	Sisma SLV X Sx	Var.non Contemp.	4	-0.33	0.33
CdC elem. 11Dy	Sisma SLV Y Dx	Var.non Contemp.	5	-1.1	1.1
CdC elem. 12Dy	Sisma SLV Y Sx	Var.non Contemp.	5	-1.1	1.1
CdC elem. 13Dy	Sisma SLC X Dx	Non Considerata		0	0
CdC elem. 14Dy	Sisma SLC X Sx	Non Considerata		0	0
CdC elem. 15Dy	Sisma SLC Y Dx	Non Considerata		0	0
CdC elem. 16Dy	Sisma SLC Y Sx	Non Considerata		0	0

Descrizione inviluppo “~SL18 GEO”

Agisce su tutte le entità del modello.
 Condizioni di inviluppo automatiche

n°CdC o Involuppo	Nome CdC o Involuppo	Tipologia	Gruppo	Molt.Min	Molt.Max
CdC elem. 1St	Strutturali G1	Non Considerata		0	0
CdC elem. 2St	Non Strutturali G2	Non Considerata		0	0
CdC elem. 3St	Tamponamenti	Non Considerata		0	0
CdC elem. 4St	Variabili Utilizzo	Non Considerata		0	0
CdC elem. 5St	Neve	Non Considerata		0	0
CdC elem. 6St	Vento +x	Non Considerata		0	0
CdC elem. 7St	Vento -x	Non Considerata		0	0
CdC elem. 8St	Vento +y	Non Considerata		0	0
CdC elem. 9St	Vento -y	Non Considerata		0	0

CdC elem. 1Dy	Sisma SLO X Dx	Non Considerata		0	0
CdC elem. 2Dy	Sisma SLO X Sx	Non Considerata		0	0
CdC elem. 3Dy	Sisma SLO Y Dx	Non Considerata		0	0
CdC elem. 4Dy	Sisma SLO Y Sx	Non Considerata		0	0
CdC elem. 5Dy	Sisma SLD X Dx	Non Considerata		0	0
CdC elem. 6Dy	Sisma SLD X Sx	Non Considerata		0	0
CdC elem. 7Dy	Sisma SLD Y Dx	Non Considerata		0	0
CdC elem. 8Dy	Sisma SLD Y Sx	Non Considerata		0	0
CdC elem. 9Dy	Sisma SLV X Dx	Non Considerata		0	0
CdC elem. 10Dy	Sisma SLV X Sx	Non Considerata		0	0
CdC elem. 11Dy	Sisma SLV Y Dx	Non Considerata		0	0
CdC elem. 12Dy	Sisma SLV Y Sx	Non Considerata		0	0
CdC elem. 13Dy	Sisma SLC X Dx	Non Considerata		0	0
CdC elem. 14Dy	Sisma SLC X Sx	Non Considerata		0	0
CdC elem. 15Dy	Sisma SLC Y Dx	Non Considerata		0	0
CdC elem. 16Dy	Sisma SLC Y Sx	Non Considerata		0	0
Inviluppo	~SL18 GEO_1	Perm.non Contemp.	1	1	1
Inviluppo	~SL18 GEO_2	Perm.non Contemp.	1	1	1
Inviluppo	~SL18 GEO_3	Perm.non Contemp.	1	1	1
Inviluppo	~SL18 SLU Sism. Orizz. 1	Perm.non Contemp.	1	1	1
Inviluppo	~SL18 SLU Sism. Orizz. 2	Perm.non Contemp.	1	1	1

Descrizione degli inviluppi contenuti nell'inviluppo “~SL18 GEO”

Descrizione inviluppo “~SL18 GEO_1”:

n°CdC o Inviluppo	Nome CdC o Inviluppo	Tipologia	Gruppo	Molt.Min	Molt.Max
CdC elem. 1St	Strutturali G1	Permanente		1	1.3
CdC elem. 2St	Non Strutturali G2	Permanente		0.8	1.5
CdC elem. 3St	Tamponamenti	Permanente		0.8	1.5
CdC elem. 4St	Variabili Utilizzo	Variabile		0	1.5
CdC elem. 5St	Neve	Variabile		0	0.75
CdC elem. 6St	Vento +x	Var.non Contemp.	3	0	0.9
CdC elem. 7St	Vento -x	Var.non Contemp.	3	0	0.9
CdC elem. 8St	Vento +y	Var.non Contemp.	3	0	0.9
CdC elem. 9St	Vento -y	Var.non Contemp.	3	0	0.9
CdC elem. 1Dy	Sisma SLO X Dx	Non Considerata		0	0
CdC elem. 2Dy	Sisma SLO X Sx	Non Considerata		0	0
CdC elem. 3Dy	Sisma SLO Y Dx	Non Considerata		0	0
CdC elem. 4Dy	Sisma SLO Y Sx	Non Considerata		0	0
CdC elem. 5Dy	Sisma SLD X Dx	Non Considerata		0	0
CdC elem. 6Dy	Sisma SLD X Sx	Non Considerata		0	0
CdC elem. 7Dy	Sisma SLD Y Dx	Non Considerata		0	0
CdC elem. 8Dy	Sisma SLD Y Sx	Non Considerata		0	0
CdC elem. 9Dy	Sisma SLV X Dx	Non Considerata		0	0
CdC elem. 10Dy	Sisma SLV X Sx	Non Considerata		0	0
CdC elem. 11Dy	Sisma SLV Y Dx	Non Considerata		0	0
CdC elem. 12Dy	Sisma SLV Y Sx	Non Considerata		0	0
CdC elem. 13Dy	Sisma SLC X Dx	Non Considerata		0	0
CdC elem. 14Dy	Sisma SLC X Sx	Non Considerata		0	0
CdC elem. 15Dy	Sisma SLC Y Dx	Non Considerata		0	0
CdC elem. 16Dy	Sisma SLC Y Sx	Non Considerata		0	0

Descrizione inviluppo “~SL18 GEO_2”:

n°CdC o Inviluppo	Nome CdC o Inviluppo	Tipologia	Gruppo	Molt.Min	Molt.Max
CdC elem. 1St	Strutturali G1	Permanente		1	1.3
CdC elem. 2St	Non Strutturali G2	Permanente		0.8	1.5
CdC elem. 3St	Tamponamenti	Permanente		0.8	1.5
CdC elem. 4St	Variabili Utilizzo	Variabile		0	1.05
CdC elem. 5St	Neve	Variabile		0	1.5
CdC elem. 6St	Vento +x	Var.non Contemp.	3	0	0.9
CdC elem. 7St	Vento -x	Var.non Contemp.	3	0	0.9
CdC elem. 8St	Vento +y	Var.non Contemp.	3	0	0.9
CdC elem. 9St	Vento -y	Var.non Contemp.	3	0	0.9
CdC elem. 1Dy	Sisma SLO X Dx	Non Considerata		0	0
CdC elem. 2Dy	Sisma SLO X Sx	Non Considerata		0	0
CdC elem. 3Dy	Sisma SLO Y Dx	Non Considerata		0	0
CdC elem. 4Dy	Sisma SLO Y Sx	Non Considerata		0	0
CdC elem. 5Dy	Sisma SLD X Dx	Non Considerata		0	0
CdC elem. 6Dy	Sisma SLD X Sx	Non Considerata		0	0
CdC elem. 7Dy	Sisma SLD Y Dx	Non Considerata		0	0
CdC elem. 8Dy	Sisma SLD Y Sx	Non Considerata		0	0
CdC elem. 9Dy	Sisma SLV X Dx	Non Considerata		0	0
CdC elem. 10Dy	Sisma SLV X Sx	Non Considerata		0	0
CdC elem. 11Dy	Sisma SLV Y Dx	Non Considerata		0	0
CdC elem. 12Dy	Sisma SLV Y Sx	Non Considerata		0	0
CdC elem. 13Dy	Sisma SLC X Dx	Non Considerata		0	0
CdC elem. 14Dy	Sisma SLC X Sx	Non Considerata		0	0
CdC elem. 15Dy	Sisma SLC Y Dx	Non Considerata		0	0
CdC elem. 16Dy	Sisma SLC Y Sx	Non Considerata		0	0

Descrizione inviluppo “~SL18 GEO_3”:

n°CdC o Inviluppo	Nome CdC o Inviluppo	Tipologia	Gruppo	Molt.Min	Molt.Max
CdC elem. 1St	Strutturali G1	Permanente		1	1.3
CdC elem. 2St	Non Strutturali G2	Permanente		0.8	1.5
CdC elem. 3St	Tamponamenti	Permanente		0.8	1.5
CdC elem. 4St	Variabili Utilizzo	Variabile		0	1.05
CdC elem. 5St	Neve	Variabile		0	0.75
CdC elem. 6St	Vento +x	Var.non Contemp.	3	0	1.5
CdC elem. 7St	Vento -x	Var.non Contemp.	3	0	1.5
CdC elem. 8St	Vento +y	Var.non Contemp.	3	0	1.5
CdC elem. 9St	Vento -y	Var.non Contemp.	3	0	1.5
CdC elem. 1Dy	Sisma SLO X Dx	Non Considerata		0	0
CdC elem. 2Dy	Sisma SLO X Sx	Non Considerata		0	0
CdC elem. 3Dy	Sisma SLO Y Dx	Non Considerata		0	0

CdC elem. 4Dy	Sisma SLO Y Sx	Non Considerata	0	0
CdC elem. 5Dy	Sisma SLD X Dx	Non Considerata	0	0
CdC elem. 6Dy	Sisma SLD X Sx	Non Considerata	0	0
CdC elem. 7Dy	Sisma SLD Y Dx	Non Considerata	0	0
CdC elem. 8Dy	Sisma SLD Y Sx	Non Considerata	0	0
CdC elem. 9Dy	Sisma SLV X Dx	Non Considerata	0	0
CdC elem. 10Dy	Sisma SLV X Sx	Non Considerata	0	0
CdC elem. 11Dy	Sisma SLV Y Dx	Non Considerata	0	0
CdC elem. 12Dy	Sisma SLV Y Sx	Non Considerata	0	0
CdC elem. 13Dy	Sisma SLC X Dx	Non Considerata	0	0
CdC elem. 14Dy	Sisma SLC X Sx	Non Considerata	0	0
CdC elem. 15Dy	Sisma SLC Y Dx	Non Considerata	0	0
CdC elem. 16Dy	Sisma SLC Y Sx	Non Considerata	0	0

Descrizione inviluppo “~SL18 SLU Sism. Orizz._1”:

n°CdC o Inviluppo	Nome CdC o Inviluppo	Tipologia	Gruppo	Molt.Min	Molt.Max
CdC elem. 1St	Strutturali G1	Permanente		1	1
CdC elem. 2St	Non Strutturali G2	Permanente		0.8	1
CdC elem. 3St	Tamponamenti	Permanente		0.8	1
CdC elem. 4St	Variabili Utilizzo	Variabile		0.6	0.6
CdC elem. 5St	Neve	Variabile		0	0
CdC elem. 6St	Vento +x	Non Considerata		0	0
CdC elem. 7St	Vento -x	Non Considerata		0	0
CdC elem. 8St	Vento +y	Non Considerata		0	0
CdC elem. 9St	Vento -y	Non Considerata		0	0
CdC elem. 1Dy	Sisma SLO X Dx	Non Considerata		0	0
CdC elem. 2Dy	Sisma SLO X Sx	Non Considerata		0	0
CdC elem. 3Dy	Sisma SLO Y Dx	Non Considerata		0	0
CdC elem. 4Dy	Sisma SLO Y Sx	Non Considerata		0	0
CdC elem. 5Dy	Sisma SLD X Dx	Non Considerata		0	0
CdC elem. 6Dy	Sisma SLD X Sx	Non Considerata		0	0
CdC elem. 7Dy	Sisma SLD Y Dx	Non Considerata		0	0
CdC elem. 8Dy	Sisma SLD Y Sx	Non Considerata		0	0
CdC elem. 9Dy	Sisma SLV X Dx	Var.non Contemp.	4	-1	1
CdC elem. 10Dy	Sisma SLV X Sx	Var.non Contemp.	4	-1	1
CdC elem. 11Dy	Sisma SLV Y Dx	Var.non Contemp.	5	-0.3	0.3
CdC elem. 12Dy	Sisma SLV Y Sx	Var.non Contemp.	5	-0.3	0.3
CdC elem. 13Dy	Sisma SLC X Dx	Non Considerata		0	0
CdC elem. 14Dy	Sisma SLC X Sx	Non Considerata		0	0
CdC elem. 15Dy	Sisma SLC Y Dx	Non Considerata		0	0
CdC elem. 16Dy	Sisma SLC Y Sx	Non Considerata		0	0

Descrizione inviluppo “~SL18 SLU Sism. Orizz._2”:

n°CdC o Inviluppo	Nome CdC o Inviluppo	Tipologia	Gruppo	Molt.Min	Molt.Max
CdC elem. 1St	Strutturali G1	Permanente		1	1
CdC elem. 2St	Non Strutturali G2	Permanente		0.8	1
CdC elem. 3St	Tamponamenti	Permanente		0.8	1
CdC elem. 4St	Variabili Utilizzo	Variabile		0.6	0.6
CdC elem. 5St	Neve	Variabile		0	0
CdC elem. 6St	Vento +x	Non Considerata		0	0
CdC elem. 7St	Vento -x	Non Considerata		0	0
CdC elem. 8St	Vento +y	Non Considerata		0	0
CdC elem. 9St	Vento -y	Non Considerata		0	0
CdC elem. 1Dy	Sisma SLO X Dx	Non Considerata		0	0
CdC elem. 2Dy	Sisma SLO X Sx	Non Considerata		0	0
CdC elem. 3Dy	Sisma SLO Y Dx	Non Considerata		0	0
CdC elem. 4Dy	Sisma SLO Y Sx	Non Considerata		0	0
CdC elem. 5Dy	Sisma SLD X Dx	Non Considerata		0	0
CdC elem. 6Dy	Sisma SLD X Sx	Non Considerata		0	0
CdC elem. 7Dy	Sisma SLD Y Dx	Non Considerata		0	0
CdC elem. 8Dy	Sisma SLD Y Sx	Non Considerata		0	0
CdC elem. 9Dy	Sisma SLV X Dx	Var.non Contemp.	4	-0.3	0.3
CdC elem. 10Dy	Sisma SLV X Sx	Var.non Contemp.	4	-0.3	0.3
CdC elem. 11Dy	Sisma SLV Y Dx	Var.non Contemp.	5	-1	1
CdC elem. 12Dy	Sisma SLV Y Sx	Var.non Contemp.	5	-1	1
CdC elem. 13Dy	Sisma SLC X Dx	Non Considerata		0	0
CdC elem. 14Dy	Sisma SLC X Sx	Non Considerata		0	0
CdC elem. 15Dy	Sisma SLC Y Dx	Non Considerata		0	0
CdC elem. 16Dy	Sisma SLC Y Sx	Non Considerata		0	0

Descrizione inviluppo “~SL18 SLE caratt.”

Agisce su tutte le entità del modello.

Condizioni di inviluppo automatiche

n°CdC o Inviluppo	Nome CdC o Inviluppo	Tipologia	Gruppo	Molt.Min	Molt.Max
CdC elem. 1St	Strutturali G1	Non Considerata		0	0
CdC elem. 2St	Non Strutturali G2	Non Considerata		0	0
CdC elem. 3St	Tamponamenti	Non Considerata		0	0
CdC elem. 4St	Variabili Utilizzo	Non Considerata		0	0
CdC elem. 5St	Neve	Non Considerata		0	0
CdC elem. 6St	Vento +x	Non Considerata		0	0
CdC elem. 7St	Vento -x	Non Considerata		0	0
CdC elem. 8St	Vento +y	Non Considerata		0	0
CdC elem. 9St	Vento -y	Non Considerata		0	0
CdC elem. 1Dy	Sisma SLO X Dx	Non Considerata		0	0
CdC elem. 2Dy	Sisma SLO X Sx	Non Considerata		0	0
CdC elem. 3Dy	Sisma SLO Y Dx	Non Considerata		0	0
CdC elem. 4Dy	Sisma SLO Y Sx	Non Considerata		0	0
CdC elem. 5Dy	Sisma SLD X Dx	Non Considerata		0	0
CdC elem. 6Dy	Sisma SLD X Sx	Non Considerata		0	0
CdC elem. 7Dy	Sisma SLD Y Dx	Non Considerata		0	0
CdC elem. 8Dy	Sisma SLD Y Sx	Non Considerata		0	0
CdC elem. 9Dy	Sisma SLV X Dx	Non Considerata		0	0
CdC elem. 10Dy	Sisma SLV X Sx	Non Considerata		0	0

CdC elem. 11Dy	Sisma SLV Y Dx	Non Considerata		0	0
CdC elem. 12Dy	Sisma SLV Y Sx	Non Considerata		0	0
CdC elem. 13Dy	Sisma SLC X Dx	Non Considerata		0	0
CdC elem. 14Dy	Sisma SLC X Sx	Non Considerata		0	0
CdC elem. 15Dy	Sisma SLC Y Dx	Non Considerata		0	0
CdC elem. 16Dy	Sisma SLC Y Sx	Non Considerata		0	0
Inviluppo	~SL18 SLE caratt. 1	Perm.non Contemp.	1	1	1
Inviluppo	~SL18 SLE caratt. 2	Perm.non Contemp.	1	1	1
Inviluppo	~SL18 SLE caratt. 3	Perm.non Contemp.	1	1	1

Descrizione degli inviluppi contenuti nell'inviluppo “~SL18 SLE caratt.”

Descrizione inviluppo “~SL18 SLE caratt._1”:

n°CdC o Inviluppo	Nome CdC o Inviluppo	Tipologia	Gruppo	Molt.Min	Molt.Max
CdC elem. 1St	Strutturali G1	Permanente		1	1
CdC elem. 2St	Non Strutturali G2	Permanente		1	1
CdC elem. 3St	Tamponamenti	Permanente		1	1
CdC elem. 4St	Variabili Utilizzo	Variabile		1	1
CdC elem. 5St	Neve	Variabile		0.5	0.5
CdC elem. 6St	Vento +x	Var.non Contemp.	3	0.6	0.6
CdC elem. 7St	Vento -x	Var.non Contemp.	3	0.6	0.6
CdC elem. 8St	Vento +y	Var.non Contemp.	3	0.6	0.6
CdC elem. 9St	Vento -y	Var.non Contemp.	3	0.6	0.6
CdC elem. 1Dy	Sisma SLO X Dx	Non Considerata		0	0
CdC elem. 2Dy	Sisma SLO X Sx	Non Considerata		0	0
CdC elem. 3Dy	Sisma SLO Y Dx	Non Considerata		0	0
CdC elem. 4Dy	Sisma SLO Y Sx	Non Considerata		0	0
CdC elem. 5Dy	Sisma SLD X Dx	Non Considerata		0	0
CdC elem. 6Dy	Sisma SLD X Sx	Non Considerata		0	0
CdC elem. 7Dy	Sisma SLD Y Dx	Non Considerata		0	0
CdC elem. 8Dy	Sisma SLD Y Sx	Non Considerata		0	0
CdC elem. 9Dy	Sisma SLV X Dx	Non Considerata		0	0
CdC elem. 10Dy	Sisma SLV X Sx	Non Considerata		0	0
CdC elem. 11Dy	Sisma SLV Y Dx	Non Considerata		0	0
CdC elem. 12Dy	Sisma SLV Y Sx	Non Considerata		0	0
CdC elem. 13Dy	Sisma SLC X Dx	Non Considerata		0	0
CdC elem. 14Dy	Sisma SLC X Sx	Non Considerata		0	0
CdC elem. 15Dy	Sisma SLC Y Dx	Non Considerata		0	0
CdC elem. 16Dy	Sisma SLC Y Sx	Non Considerata		0	0

Descrizione inviluppo “~SL18 SLE caratt._2”:

n°CdC o Inviluppo	Nome CdC o Inviluppo	Tipologia	Gruppo	Molt.Min	Molt.Max
CdC elem. 1St	Strutturali G1	Permanente		1	1
CdC elem. 2St	Non Strutturali G2	Permanente		1	1
CdC elem. 3St	Tamponamenti	Permanente		1	1
CdC elem. 4St	Variabili Utilizzo	Variabile		0.7	0.7
CdC elem. 5St	Neve	Variabile		1	1
CdC elem. 6St	Vento +x	Var.non Contemp.	3	0.6	0.6
CdC elem. 7St	Vento -x	Var.non Contemp.	3	0.6	0.6
CdC elem. 8St	Vento +y	Var.non Contemp.	3	0.6	0.6
CdC elem. 9St	Vento -y	Var.non Contemp.	3	0.6	0.6
CdC elem. 1Dy	Sisma SLO X Dx	Non Considerata		0	0
CdC elem. 2Dy	Sisma SLO X Sx	Non Considerata		0	0
CdC elem. 3Dy	Sisma SLO Y Dx	Non Considerata		0	0
CdC elem. 4Dy	Sisma SLO Y Sx	Non Considerata		0	0
CdC elem. 5Dy	Sisma SLD X Dx	Non Considerata		0	0
CdC elem. 6Dy	Sisma SLD X Sx	Non Considerata		0	0
CdC elem. 7Dy	Sisma SLD Y Dx	Non Considerata		0	0
CdC elem. 8Dy	Sisma SLD Y Sx	Non Considerata		0	0
CdC elem. 9Dy	Sisma SLV X Dx	Non Considerata		0	0
CdC elem. 10Dy	Sisma SLV X Sx	Non Considerata		0	0
CdC elem. 11Dy	Sisma SLV Y Dx	Non Considerata		0	0
CdC elem. 12Dy	Sisma SLV Y Sx	Non Considerata		0	0
CdC elem. 13Dy	Sisma SLC X Dx	Non Considerata		0	0
CdC elem. 14Dy	Sisma SLC X Sx	Non Considerata		0	0
CdC elem. 15Dy	Sisma SLC Y Dx	Non Considerata		0	0
CdC elem. 16Dy	Sisma SLC Y Sx	Non Considerata		0	0

Descrizione inviluppo “~SL18 SLE caratt._3”:

n°CdC o Inviluppo	Nome CdC o Inviluppo	Tipologia	Gruppo	Molt.Min	Molt.Max
CdC elem. 1St	Strutturali G1	Permanente		1	1
CdC elem. 2St	Non Strutturali G2	Permanente		1	1
CdC elem. 3St	Tamponamenti	Permanente		1	1
CdC elem. 4St	Variabili Utilizzo	Variabile		0.7	0.7
CdC elem. 5St	Neve	Variabile		0.5	0.5
CdC elem. 6St	Vento +x	Var.non Contemp.	3	1	1
CdC elem. 7St	Vento -x	Var.non Contemp.	3	1	1
CdC elem. 8St	Vento +y	Var.non Contemp.	3	1	1
CdC elem. 9St	Vento -y	Var.non Contemp.	3	1	1
CdC elem. 1Dy	Sisma SLO X Dx	Non Considerata		0	0
CdC elem. 2Dy	Sisma SLO X Sx	Non Considerata		0	0
CdC elem. 3Dy	Sisma SLO Y Dx	Non Considerata		0	0
CdC elem. 4Dy	Sisma SLO Y Sx	Non Considerata		0	0
CdC elem. 5Dy	Sisma SLD X Dx	Non Considerata		0	0
CdC elem. 6Dy	Sisma SLD X Sx	Non Considerata		0	0
CdC elem. 7Dy	Sisma SLD Y Dx	Non Considerata		0	0
CdC elem. 8Dy	Sisma SLD Y Sx	Non Considerata		0	0
CdC elem. 9Dy	Sisma SLV X Dx	Non Considerata		0	0
CdC elem. 10Dy	Sisma SLV X Sx	Non Considerata		0	0
CdC elem. 11Dy	Sisma SLV Y Dx	Non Considerata		0	0
CdC elem. 12Dy	Sisma SLV Y Sx	Non Considerata		0	0
CdC elem. 13Dy	Sisma SLC X Dx	Non Considerata		0	0
CdC elem. 14Dy	Sisma SLC X Sx	Non Considerata		0	0
CdC elem. 15Dy	Sisma SLC Y Dx	Non Considerata		0	0
CdC elem. 16Dy	Sisma SLC Y Sx	Non Considerata		0	0

Descrizione inviluppo “~SL18 SLE freq.”

Agisce su tutte le entità del modello.
 Condizioni di inviluppo automatiche

n°CdC o Inviluppo	Nome CdC o Inviluppo	Tipologia	Gruppo	Molt.Min	Molt.Max
CdC elem. 1St	Strutturali G1	Non Considerata		0	0
CdC elem. 2St	Non Strutturali G2	Non Considerata		0	0
CdC elem. 3St	Tamponamenti	Non Considerata		0	0
CdC elem. 4St	Variabili Utilizzo	Non Considerata		0	0
CdC elem. 5St	Neve	Non Considerata		0	0
CdC elem. 6St	Vento +x	Non Considerata		0	0
CdC elem. 7St	Vento -x	Non Considerata		0	0
CdC elem. 8St	Vento +y	Non Considerata		0	0
CdC elem. 9St	Vento -y	Non Considerata		0	0
CdC elem. 1Dy	Sisma SLO X Dx	Non Considerata		0	0
CdC elem. 2Dy	Sisma SLO X Sx	Non Considerata		0	0
CdC elem. 3Dy	Sisma SLO Y Dx	Non Considerata		0	0
CdC elem. 4Dy	Sisma SLO Y Sx	Non Considerata		0	0
CdC elem. 5Dy	Sisma SLD X Dx	Non Considerata		0	0
CdC elem. 6Dy	Sisma SLD X Sx	Non Considerata		0	0
CdC elem. 7Dy	Sisma SLD Y Dx	Non Considerata		0	0
CdC elem. 8Dy	Sisma SLD Y Sx	Non Considerata		0	0
CdC elem. 9Dy	Sisma SLV X Dx	Non Considerata		0	0
CdC elem. 10Dy	Sisma SLV X Sx	Non Considerata		0	0
CdC elem. 11Dy	Sisma SLV Y Dx	Non Considerata		0	0
CdC elem. 12Dy	Sisma SLV Y Sx	Non Considerata		0	0
CdC elem. 13Dy	Sisma SLC X Dx	Non Considerata		0	0
CdC elem. 14Dy	Sisma SLC X Sx	Non Considerata		0	0
CdC elem. 15Dy	Sisma SLC Y Dx	Non Considerata		0	0
CdC elem. 16Dy	Sisma SLC Y Sx	Non Considerata		0	0
Inviluppo	~SL18 SLE freq. _1	Perm.non Contemp.	1	1	1
Inviluppo	~SL18 SLE freq. _2	Perm.non Contemp.	1	1	1
Inviluppo	~SL18 SLE freq. _3	Perm.non Contemp.	1	1	1

Descrizione degli inviluppi contenuti nell'inviluppo “~SL18 SLE freq.”

Descrizione inviluppo “~SL18 SLE freq. _1”:

n°CdC o Inviluppo	Nome CdC o Inviluppo	Tipologia	Gruppo	Molt.Min	Molt.Max
CdC elem. 1St	Strutturali G1	Permanente		1	1
CdC elem. 2St	Non Strutturali G2	Permanente		1	1
CdC elem. 3St	Tamponamenti	Permanente		1	1
CdC elem. 4St	Variabili Utilizzo	Variabile		0,7	0,7
CdC elem. 5St	Neve	Variabile		0	0
CdC elem. 6St	Vento +x	Var.non Contemp.	3	0	0
CdC elem. 7St	Vento -x	Var.non Contemp.	3	0	0
CdC elem. 8St	Vento +y	Var.non Contemp.	3	0	0
CdC elem. 9St	Vento -y	Var.non Contemp.	3	0	0
CdC elem. 1Dy	Sisma SLO X Dx	Non Considerata		0	0
CdC elem. 2Dy	Sisma SLO X Sx	Non Considerata		0	0
CdC elem. 3Dy	Sisma SLO Y Dx	Non Considerata		0	0
CdC elem. 4Dy	Sisma SLO Y Sx	Non Considerata		0	0
CdC elem. 5Dy	Sisma SLD X Dx	Non Considerata		0	0
CdC elem. 6Dy	Sisma SLD X Sx	Non Considerata		0	0
CdC elem. 7Dy	Sisma SLD Y Dx	Non Considerata		0	0
CdC elem. 8Dy	Sisma SLD Y Sx	Non Considerata		0	0
CdC elem. 9Dy	Sisma SLV X Dx	Non Considerata		0	0
CdC elem. 10Dy	Sisma SLV X Sx	Non Considerata		0	0
CdC elem. 11Dy	Sisma SLV Y Dx	Non Considerata		0	0
CdC elem. 12Dy	Sisma SLV Y Sx	Non Considerata		0	0
CdC elem. 13Dy	Sisma SLC X Dx	Non Considerata		0	0
CdC elem. 14Dy	Sisma SLC X Sx	Non Considerata		0	0
CdC elem. 15Dy	Sisma SLC Y Dx	Non Considerata		0	0
CdC elem. 16Dy	Sisma SLC Y Sx	Non Considerata		0	0

Descrizione inviluppo “~SL18 SLE freq. _2”:

n°CdC o Inviluppo	Nome CdC o Inviluppo	Tipologia	Gruppo	Molt.Min	Molt.Max
CdC elem. 1St	Strutturali G1	Permanente		1	1
CdC elem. 2St	Non Strutturali G2	Permanente		1	1
CdC elem. 3St	Tamponamenti	Permanente		1	1
CdC elem. 4St	Variabili Utilizzo	Variabile		0,6	0,6
CdC elem. 5St	Neve	Variabile		0,2	0,2
CdC elem. 6St	Vento +x	Var.non Contemp.	3	0	0
CdC elem. 7St	Vento -x	Var.non Contemp.	3	0	0
CdC elem. 8St	Vento +y	Var.non Contemp.	3	0	0
CdC elem. 9St	Vento -y	Var.non Contemp.	3	0	0
CdC elem. 1Dy	Sisma SLO X Dx	Non Considerata		0	0
CdC elem. 2Dy	Sisma SLO X Sx	Non Considerata		0	0
CdC elem. 3Dy	Sisma SLO Y Dx	Non Considerata		0	0
CdC elem. 4Dy	Sisma SLO Y Sx	Non Considerata		0	0
CdC elem. 5Dy	Sisma SLD X Dx	Non Considerata		0	0
CdC elem. 6Dy	Sisma SLD X Sx	Non Considerata		0	0
CdC elem. 7Dy	Sisma SLD Y Dx	Non Considerata		0	0
CdC elem. 8Dy	Sisma SLD Y Sx	Non Considerata		0	0
CdC elem. 9Dy	Sisma SLV X Dx	Non Considerata		0	0
CdC elem. 10Dy	Sisma SLV X Sx	Non Considerata		0	0
CdC elem. 11Dy	Sisma SLV Y Dx	Non Considerata		0	0
CdC elem. 12Dy	Sisma SLV Y Sx	Non Considerata		0	0
CdC elem. 13Dy	Sisma SLC X Dx	Non Considerata		0	0
CdC elem. 14Dy	Sisma SLC X Sx	Non Considerata		0	0
CdC elem. 15Dy	Sisma SLC Y Dx	Non Considerata		0	0
CdC elem. 16Dy	Sisma SLC Y Sx	Non Considerata		0	0

Descrizione inviluppo “~SL18 SLE freq. _3”:

n°CdC o Inviluppo	Nome CdC o Inviluppo	Tipologia	Gruppo	Molt.Min	Molt.Max
CdC elem. 1St	Strutturali G1	Permanente		1	1
CdC elem. 2St	Non Strutturali G2	Permanente		1	1

CdC elem. 3St	Tamponamenti	Permanente		1	1
CdC elem. 4St	Variabili Utilizzo	Variabile		0.6	0.6
CdC elem. 5St	Neve	Variabile		0	0
CdC elem. 6St	Vento +x	Var.non Contemp.	3	0.2	0.2
CdC elem. 7St	Vento -x	Var.non Contemp.	3	0.2	0.2
CdC elem. 8St	Vento +y	Var.non Contemp.	3	0.2	0.2
CdC elem. 9St	Vento -y	Var.non Contemp.	3	0.2	0.2
CdC elem. 1Dy	Sisma SLO X Dx	Non Considerata		0	0
CdC elem. 2Dy	Sisma SLO X Sx	Non Considerata		0	0
CdC elem. 3Dy	Sisma SLO Y Dx	Non Considerata		0	0
CdC elem. 4Dy	Sisma SLO Y Sx	Non Considerata		0	0
CdC elem. 5Dy	Sisma SLD X Dx	Non Considerata		0	0
CdC elem. 6Dy	Sisma SLD X Sx	Non Considerata		0	0
CdC elem. 7Dy	Sisma SLD Y Dx	Non Considerata		0	0
CdC elem. 8Dy	Sisma SLD Y Sx	Non Considerata		0	0
CdC elem. 9Dy	Sisma SLV X Dx	Non Considerata		0	0
CdC elem. 10Dy	Sisma SLV X Sx	Non Considerata		0	0
CdC elem. 11Dy	Sisma SLV Y Dx	Non Considerata		0	0
CdC elem. 12Dy	Sisma SLV Y Sx	Non Considerata		0	0
CdC elem. 13Dy	Sisma SLC X Dx	Non Considerata		0	0
CdC elem. 14Dy	Sisma SLC X Sx	Non Considerata		0	0
CdC elem. 15Dy	Sisma SLC Y Dx	Non Considerata		0	0
CdC elem. 16Dy	Sisma SLC Y Sx	Non Considerata		0	0

Descrizione involucro “~SL18 SLE q.perm.”

Agisce su tutte le entità del modello.

Condizioni di involucro automatiche

n°CdC o Involucro	Nome CdC o Involucro	Tipologia	Gruppo	Molt.Min	Molt.Max
CdC elem. 1St	Strutturali G1	Permanente		1	1
CdC elem. 2St	Non Strutturali G2	Permanente		1	1
CdC elem. 3St	Tamponamenti	Permanente		1	1
CdC elem. 4St	Variabili Utilizzo	Variabile		0.6	0.6
CdC elem. 5St	Neve	Variabile		0	0
CdC elem. 6St	Vento +x	Var.non Contemp.	3	0	0
CdC elem. 7St	Vento -x	Var.non Contemp.	3	0	0
CdC elem. 8St	Vento +y	Var.non Contemp.	3	0	0
CdC elem. 9St	Vento -y	Var.non Contemp.	3	0	0
CdC elem. 1Dy	Sisma SLO X Dx	Non Considerata		0	0
CdC elem. 2Dy	Sisma SLO X Sx	Non Considerata		0	0
CdC elem. 3Dy	Sisma SLO Y Dx	Non Considerata		0	0
CdC elem. 4Dy	Sisma SLO Y Sx	Non Considerata		0	0
CdC elem. 5Dy	Sisma SLD X Dx	Non Considerata		0	0
CdC elem. 6Dy	Sisma SLD X Sx	Non Considerata		0	0
CdC elem. 7Dy	Sisma SLD Y Dx	Non Considerata		0	0
CdC elem. 8Dy	Sisma SLD Y Sx	Non Considerata		0	0
CdC elem. 9Dy	Sisma SLV X Dx	Non Considerata		0	0
CdC elem. 10Dy	Sisma SLV X Sx	Non Considerata		0	0
CdC elem. 11Dy	Sisma SLV Y Dx	Non Considerata		0	0
CdC elem. 12Dy	Sisma SLV Y Sx	Non Considerata		0	0
CdC elem. 13Dy	Sisma SLC X Dx	Non Considerata		0	0
CdC elem. 14Dy	Sisma SLC X Sx	Non Considerata		0	0
CdC elem. 15Dy	Sisma SLC Y Dx	Non Considerata		0	0
CdC elem. 16Dy	Sisma SLC Y Sx	Non Considerata		0	0

Descrizione involucro “~SL18 STR SLV”

Agisce su tutte le entità del modello.

Condizioni di involucro automatiche

n°CdC o Involucro	Nome CdC o Involucro	Tipologia	Gruppo	Molt.Min	Molt.Max
CdC elem. 1St	Strutturali G1	Non Considerata		0	0
CdC elem. 2St	Non Strutturali G2	Non Considerata		0	0
CdC elem. 3St	Tamponamenti	Non Considerata		0	0
CdC elem. 4St	Variabili Utilizzo	Non Considerata		0	0
CdC elem. 5St	Neve	Non Considerata		0	0
CdC elem. 6St	Vento +x	Non Considerata		0	0
CdC elem. 7St	Vento -x	Non Considerata		0	0
CdC elem. 8St	Vento +y	Non Considerata		0	0
CdC elem. 9St	Vento -y	Non Considerata		0	0
CdC elem. 1Dy	Sisma SLO X Dx	Non Considerata		0	0
CdC elem. 2Dy	Sisma SLO X Sx	Non Considerata		0	0
CdC elem. 3Dy	Sisma SLO Y Dx	Non Considerata		0	0
CdC elem. 4Dy	Sisma SLO Y Sx	Non Considerata		0	0
CdC elem. 5Dy	Sisma SLD X Dx	Non Considerata		0	0
CdC elem. 6Dy	Sisma SLD X Sx	Non Considerata		0	0
CdC elem. 7Dy	Sisma SLD Y Dx	Non Considerata		0	0
CdC elem. 8Dy	Sisma SLD Y Sx	Non Considerata		0	0
CdC elem. 9Dy	Sisma SLV X Dx	Non Considerata		0	0
CdC elem. 10Dy	Sisma SLV X Sx	Non Considerata		0	0
CdC elem. 11Dy	Sisma SLV Y Dx	Non Considerata		0	0
CdC elem. 12Dy	Sisma SLV Y Sx	Non Considerata		0	0
CdC elem. 13Dy	Sisma SLC X Dx	Non Considerata		0	0
CdC elem. 14Dy	Sisma SLC X Sx	Non Considerata		0	0
CdC elem. 15Dy	Sisma SLC Y Dx	Non Considerata		0	0
CdC elem. 16Dy	Sisma SLC Y Sx	Non Considerata		0	0
Involucro	~SL18 STR SLV_1	Perm.non Contemp.	1	1	1
Involucro	~SL18 STR SLV_2	Perm.non Contemp.	1	1	1
Involucro	~SL18 STR SLV_3	Perm.non Contemp.	1	1	1
Involucro	~SL18 SLU Sism. Orizz. _1	Perm.non Contemp.	1	1	1
Involucro	~SL18 SLU Sism. Orizz. _2	Perm.non Contemp.	1	1	1

Descrizione degli involucri contenuti nell'involucro “~SL18 STR SLV”

Descrizione involucro “~SL18 STR SLV_1”:

n°CdC o Involucro	Nome CdC o Involucro	Tipologia	Gruppo	Molt.Min	Molt.Max
CdC elem. 1St	Strutturali G1	Permanente		1	1.3
CdC elem. 2St	Non Strutturali G2	Permanente		0.8	1.5

CdC elem. 3St	Tamponamenti	Permanente		0.8	1.5
CdC elem. 4St	Variabili Utilizzo	Variabile		0	1.5
CdC elem. 5St	Neve	Variabile		0	0.75
CdC elem. 6St	Vento +x	Var.non Contemp.	3	0	0.9
CdC elem. 7St	Vento -x	Var.non Contemp.	3	0	0.9
CdC elem. 8St	Vento +y	Var.non Contemp.	3	0	0.9
CdC elem. 9St	Vento -y	Var.non Contemp.	3	0	0.9
CdC elem. 1Dy	Sisma SLO X Dx	Non Considerata		0	0
CdC elem. 2Dy	Sisma SLO X Sx	Non Considerata		0	0
CdC elem. 3Dy	Sisma SLO Y Dx	Non Considerata		0	0
CdC elem. 4Dy	Sisma SLO Y Sx	Non Considerata		0	0
CdC elem. 5Dy	Sisma SLD X Dx	Non Considerata		0	0
CdC elem. 6Dy	Sisma SLD X Sx	Non Considerata		0	0
CdC elem. 7Dy	Sisma SLD Y Dx	Non Considerata		0	0
CdC elem. 8Dy	Sisma SLD Y Sx	Non Considerata		0	0
CdC elem. 9Dy	Sisma SLV X Dx	Non Considerata		0	0
CdC elem. 10Dy	Sisma SLV X Sx	Non Considerata		0	0
CdC elem. 11Dy	Sisma SLV Y Dx	Non Considerata		0	0
CdC elem. 12Dy	Sisma SLV Y Sx	Non Considerata		0	0
CdC elem. 13Dy	Sisma SLC X Dx	Non Considerata		0	0
CdC elem. 14Dy	Sisma SLC X Sx	Non Considerata		0	0
CdC elem. 15Dy	Sisma SLC Y Dx	Non Considerata		0	0
CdC elem. 16Dy	Sisma SLC Y Sx	Non Considerata		0	0

Descrizione involucro “~SL18 STR SLV_2”:

n°CdC o Involuppo	Nome CdC o Involuppo	Tipologia	Gruppo	Molt.Min	Molt.Max
CdC elem. 1St	Strutturali G1	Permanente		1	1.3
CdC elem. 2St	Non Strutturali G2	Permanente		0.8	1.5
CdC elem. 3St	Tamponamenti	Permanente		0.8	1.5
CdC elem. 4St	Variabili Utilizzo	Variabile		0	1.05
CdC elem. 5St	Neve	Variabile		0	1.5
CdC elem. 6St	Vento +x	Var.non Contemp.	3	0	0.9
CdC elem. 7St	Vento -x	Var.non Contemp.	3	0	0.9
CdC elem. 8St	Vento +y	Var.non Contemp.	3	0	0.9
CdC elem. 9St	Vento -y	Var.non Contemp.	3	0	0.9
CdC elem. 1Dy	Sisma SLO X Dx	Non Considerata		0	0
CdC elem. 2Dy	Sisma SLO X Sx	Non Considerata		0	0
CdC elem. 3Dy	Sisma SLO Y Dx	Non Considerata		0	0
CdC elem. 4Dy	Sisma SLO Y Sx	Non Considerata		0	0
CdC elem. 5Dy	Sisma SLD X Dx	Non Considerata		0	0
CdC elem. 6Dy	Sisma SLD X Sx	Non Considerata		0	0
CdC elem. 7Dy	Sisma SLD Y Dx	Non Considerata		0	0
CdC elem. 8Dy	Sisma SLD Y Sx	Non Considerata		0	0
CdC elem. 9Dy	Sisma SLV X Dx	Non Considerata		0	0
CdC elem. 10Dy	Sisma SLV X Sx	Non Considerata		0	0
CdC elem. 11Dy	Sisma SLV Y Dx	Non Considerata		0	0
CdC elem. 12Dy	Sisma SLV Y Sx	Non Considerata		0	0
CdC elem. 13Dy	Sisma SLC X Dx	Non Considerata		0	0
CdC elem. 14Dy	Sisma SLC X Sx	Non Considerata		0	0
CdC elem. 15Dy	Sisma SLC Y Dx	Non Considerata		0	0
CdC elem. 16Dy	Sisma SLC Y Sx	Non Considerata		0	0

Descrizione involucro “~SL18 STR SLV_3”:

n°CdC o Involuppo	Nome CdC o Involuppo	Tipologia	Gruppo	Molt.Min	Molt.Max
CdC elem. 1St	Strutturali G1	Permanente		1	1.3
CdC elem. 2St	Non Strutturali G2	Permanente		0.8	1.5
CdC elem. 3St	Tamponamenti	Permanente		0.8	1.5
CdC elem. 4St	Variabili Utilizzo	Variabile		0	1.05
CdC elem. 5St	Neve	Variabile		0	0.75
CdC elem. 6St	Vento +x	Var.non Contemp.	3	0	1.5
CdC elem. 7St	Vento -x	Var.non Contemp.	3	0	1.5
CdC elem. 8St	Vento +y	Var.non Contemp.	3	0	1.5
CdC elem. 9St	Vento -y	Var.non Contemp.	3	0	1.5
CdC elem. 1Dy	Sisma SLO X Dx	Non Considerata		0	0
CdC elem. 2Dy	Sisma SLO X Sx	Non Considerata		0	0
CdC elem. 3Dy	Sisma SLO Y Dx	Non Considerata		0	0
CdC elem. 4Dy	Sisma SLO Y Sx	Non Considerata		0	0
CdC elem. 5Dy	Sisma SLD X Dx	Non Considerata		0	0
CdC elem. 6Dy	Sisma SLD X Sx	Non Considerata		0	0
CdC elem. 7Dy	Sisma SLD Y Dx	Non Considerata		0	0
CdC elem. 8Dy	Sisma SLD Y Sx	Non Considerata		0	0
CdC elem. 9Dy	Sisma SLV X Dx	Non Considerata		0	0
CdC elem. 10Dy	Sisma SLV X Sx	Non Considerata		0	0
CdC elem. 11Dy	Sisma SLV Y Dx	Non Considerata		0	0
CdC elem. 12Dy	Sisma SLV Y Sx	Non Considerata		0	0
CdC elem. 13Dy	Sisma SLC X Dx	Non Considerata		0	0
CdC elem. 14Dy	Sisma SLC X Sx	Non Considerata		0	0
CdC elem. 15Dy	Sisma SLC Y Dx	Non Considerata		0	0
CdC elem. 16Dy	Sisma SLC Y Sx	Non Considerata		0	0

Descrizione involucro “~SL18 SLU Sism. Orizz._1”:

n°CdC o Involuppo	Nome CdC o Involuppo	Tipologia	Gruppo	Molt.Min	Molt.Max
CdC elem. 1St	Strutturali G1	Permanente		1	1
CdC elem. 2St	Non Strutturali G2	Permanente		0.8	1
CdC elem. 3St	Tamponamenti	Permanente		0.8	1
CdC elem. 4St	Variabili Utilizzo	Variabile		0.6	0.6
CdC elem. 5St	Neve	Variabile		0	0
CdC elem. 6St	Vento +x	Non Considerata		0	0
CdC elem. 7St	Vento -x	Non Considerata		0	0
CdC elem. 8St	Vento +y	Non Considerata		0	0
CdC elem. 9St	Vento -y	Non Considerata		0	0
CdC elem. 1Dy	Sisma SLO X Dx	Non Considerata		0	0
CdC elem. 2Dy	Sisma SLO X Sx	Non Considerata		0	0
CdC elem. 3Dy	Sisma SLO Y Dx	Non Considerata		0	0

CdC elem. 4Dy	Sisma SLO Y Sx	Non Considerata		0	0
CdC elem. 5Dy	Sisma SLD X Dx	Non Considerata		0	0
CdC elem. 6Dy	Sisma SLD X Sx	Non Considerata		0	0
CdC elem. 7Dy	Sisma SLD Y Dx	Non Considerata		0	0
CdC elem. 8Dy	Sisma SLD Y Sx	Non Considerata		0	0
CdC elem. 9Dy	Sisma SLV X Dx	Var.non Contemp.	4	-1	1
CdC elem. 10Dy	Sisma SLV X Sx	Var.non Contemp.	4	-1	1
CdC elem. 11Dy	Sisma SLV Y Dx	Var.non Contemp.	5	-0.3	0.3
CdC elem. 12Dy	Sisma SLV Y Sx	Var.non Contemp.	5	-0.3	0.3
CdC elem. 13Dy	Sisma SLC X Dx	Non Considerata		0	0
CdC elem. 14Dy	Sisma SLC X Sx	Non Considerata		0	0
CdC elem. 15Dy	Sisma SLC Y Dx	Non Considerata		0	0
CdC elem. 16Dy	Sisma SLC Y Sx	Non Considerata		0	0

Descrizione inviluppo "~SL18 SLU Sism. Orizz._2":

n°CdC o Inviluppo	Nome CdC o Inviluppo	Tipologia	Gruppo	Molt.Min	Molt.Max
CdC elem. 1St	Strutturali G1	Permanente		1	1
CdC elem. 2St	Non Strutturali G2	Permanente		0.8	1
CdC elem. 3St	Tamponamenti	Permanente		0.8	1
CdC elem. 4St	Variabili Utilizzo	Variabile		0.6	0.6
CdC elem. 5St	Neve	Variabile		0	0
CdC elem. 6St	Vento +x	Non Considerata		0	0
CdC elem. 7St	Vento -x	Non Considerata		0	0
CdC elem. 8St	Vento +y	Non Considerata		0	0
CdC elem. 9St	Vento -y	Non Considerata		0	0
CdC elem. 1Dy	Sisma SLO X Dx	Non Considerata		0	0
CdC elem. 2Dy	Sisma SLO X Sx	Non Considerata		0	0
CdC elem. 3Dy	Sisma SLO Y Dx	Non Considerata		0	0
CdC elem. 4Dy	Sisma SLO Y Sx	Non Considerata		0	0
CdC elem. 5Dy	Sisma SLD X Dx	Non Considerata		0	0
CdC elem. 6Dy	Sisma SLD X Sx	Non Considerata		0	0
CdC elem. 7Dy	Sisma SLD Y Dx	Non Considerata		0	0
CdC elem. 8Dy	Sisma SLD Y Sx	Non Considerata		0	0
CdC elem. 9Dy	Sisma SLV X Dx	Var.non Contemp.	4	-0.3	0.3
CdC elem. 10Dy	Sisma SLV X Sx	Var.non Contemp.	4	-0.3	0.3
CdC elem. 11Dy	Sisma SLV Y Dx	Var.non Contemp.	5	-1	1
CdC elem. 12Dy	Sisma SLV Y Sx	Var.non Contemp.	5	-1	1
CdC elem. 13Dy	Sisma SLC X Dx	Non Considerata		0	0
CdC elem. 14Dy	Sisma SLC X Sx	Non Considerata		0	0
CdC elem. 15Dy	Sisma SLC Y Dx	Non Considerata		0	0
CdC elem. 16Dy	Sisma SLC Y Sx	Non Considerata		0	0

h) Metodo di analisi seguito

L'edificio in oggetto è stato sottoposto ad ANALISI LINEARE DINAMICA (analisi dinamica modale), prendendo in considerazione n. 50 modi di vibrare (e relative masse sismiche movimentate); il programma di calcolo utilizzato effettua n. 4 analisi modali differenti, assegnando di volta in volta l'eccentricità al baricentro delle masse in direzione $\pm X$ e $\pm Y$ (l'analisi per il sisma verticale in questo caso è stato trascurato in quanto l'edificio non ricade nelle tipologie specificate nel §7.2.2 del D.M. 18/01/2018).

Il metodo di combinazione modale è il cosiddetto metodo CQC (combinazione quadratica completa) così definita:

- I contributi derivanti dai singoli modi sono combinati tenendo conto del segno delle singole componenti modali. La generica componente U_i delle risposta sismica è data da una combinazione quadratica delle componenti U_{ij} ($j=1, N.\text{modi}$) in cui i coefficienti di combinazione fra due modi distinti dipendono dai coefficienti di smorzamento dei due modi e dal rapporto fra le due frequenze. Se non vengono assegnati smorzamenti modali, i risultati forniti da questo metodo coincidono con quelli del metodo RMS.

La massa movimentata è calcolata in % sulla massa totale applicata ai gradi di libertà dei nodi non vincolati e si raggiunge un valore superiore all'85% della massa movimentabile considerando i primi 50 modi di vibrare. L'analisi modale ha evidenziato un comportamento uniforme in entrambe le direzioni, con un modo di vibrare principale rispetto agli altri per entrambe le direzioni di azione dell'evento sismico.

Di seguito un riepilogo dei risultati dell'analisi modale, con evidenziate la percentuale di massa partecipante totale e i periodi propri della struttura, per ogni direzione di azione dell'azione sismica.

Riepilogo Risultati Analisi Modale

☒ Riepilogo
☐ Periodo
☐ Hz
☐ Mx%
☐ My%
☐ Mz%
☐ MxTot%
☐ MyTot%
☐ MzTot%

	L1	L2	L3	L4
MxTot%	89.7056	86.0795	89.4713	88.4527
MyTot%	85.7535	85.0813	85.3257	84.6535
MzTot%	44.4199	43.6356	42.3216	44.5727

Periodi Fondamentali Struttura:

Sisma x: T = 0.27066 s, Lancio n°1, Modo n°2

Sisma y: T = 0.33913 s, Lancio n°4, Modo n°1

Sisma z: T = 0.068247 s, Lancio n°4, Modo n°32

Chiudi

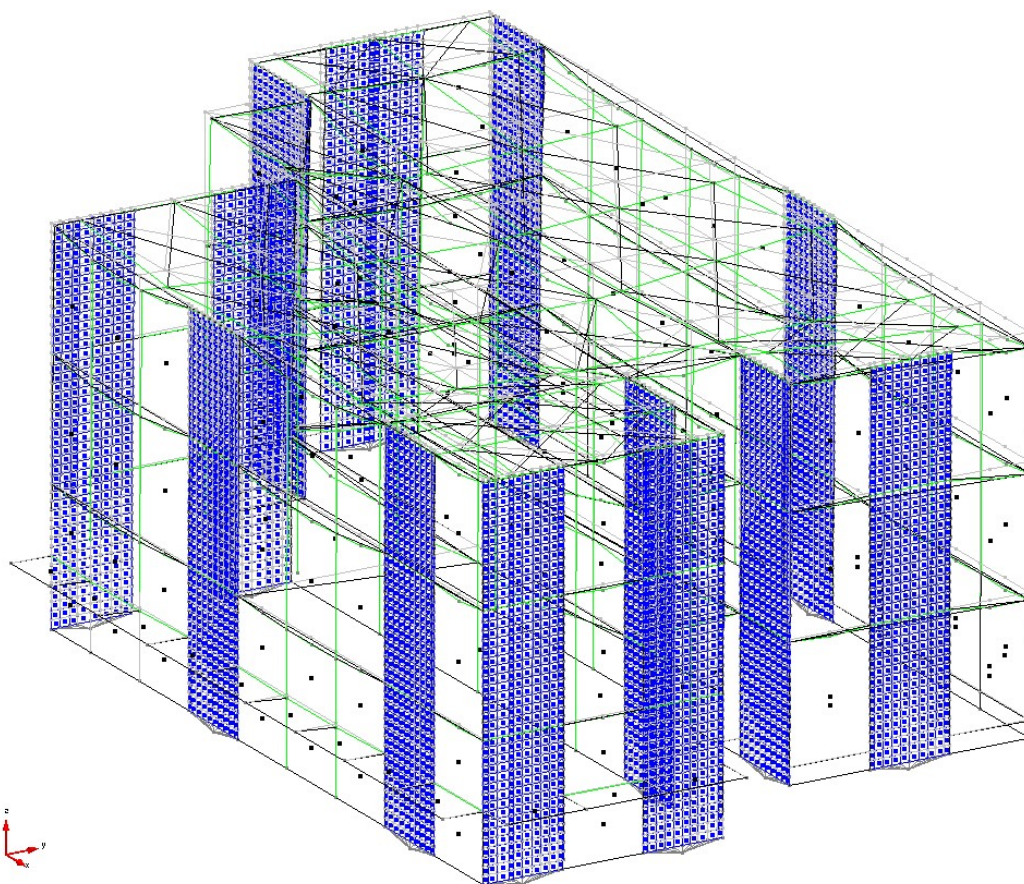


Figura 29: Deformata sotto pesi propri degli elementi strutturali.

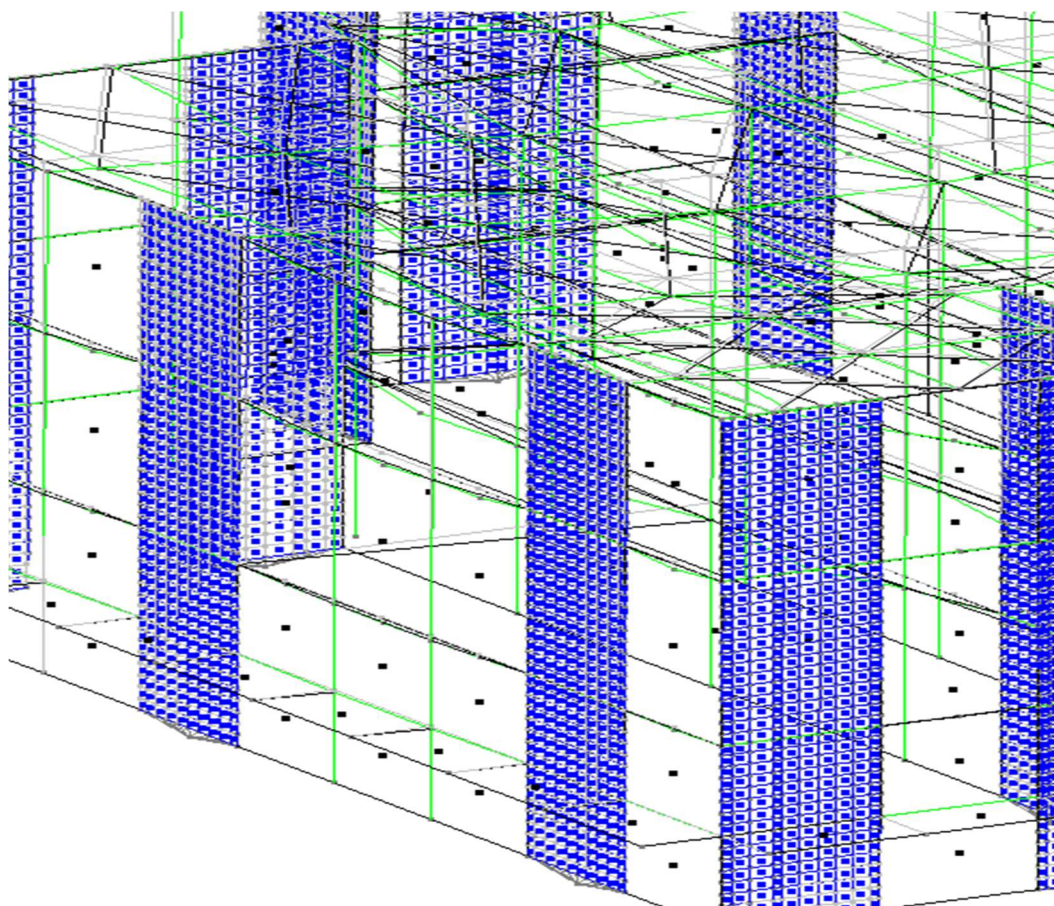


Figura 30: Deformata sotto pesi degli elementi NON strutturali.

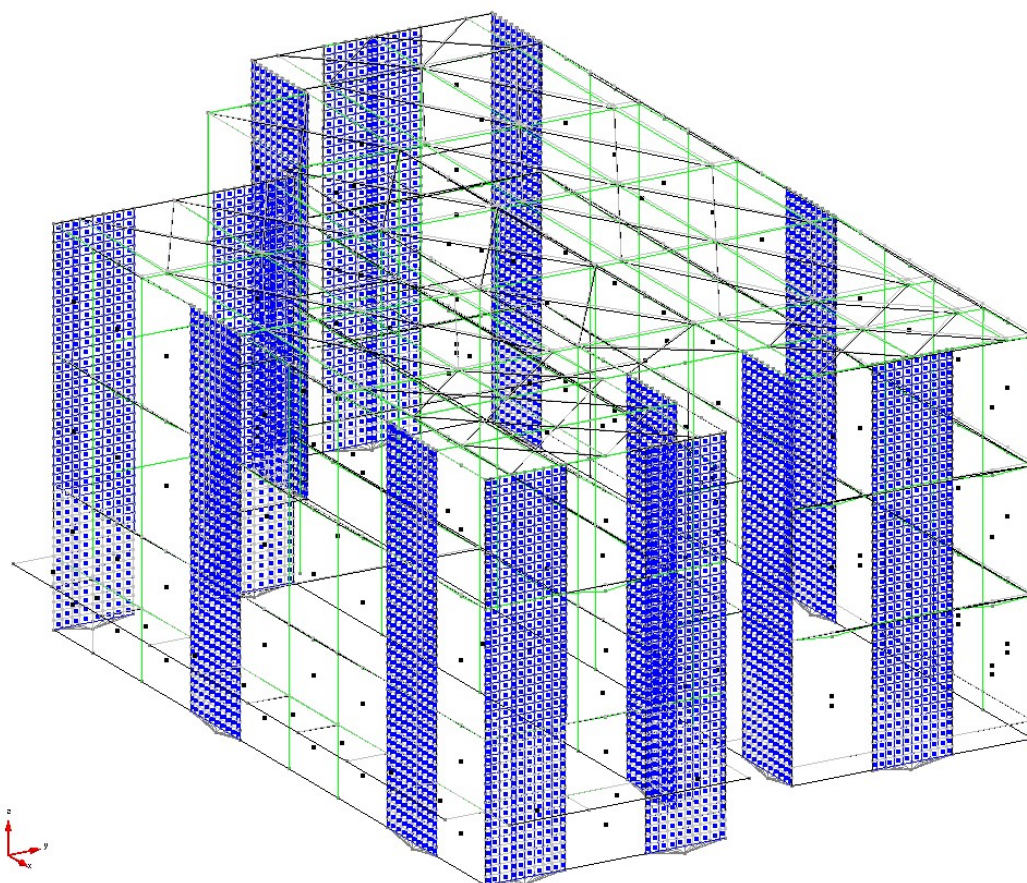


Figura 31 : Deformata sotto azioni permanenti degli elementi non strutturali (tamponamenti).

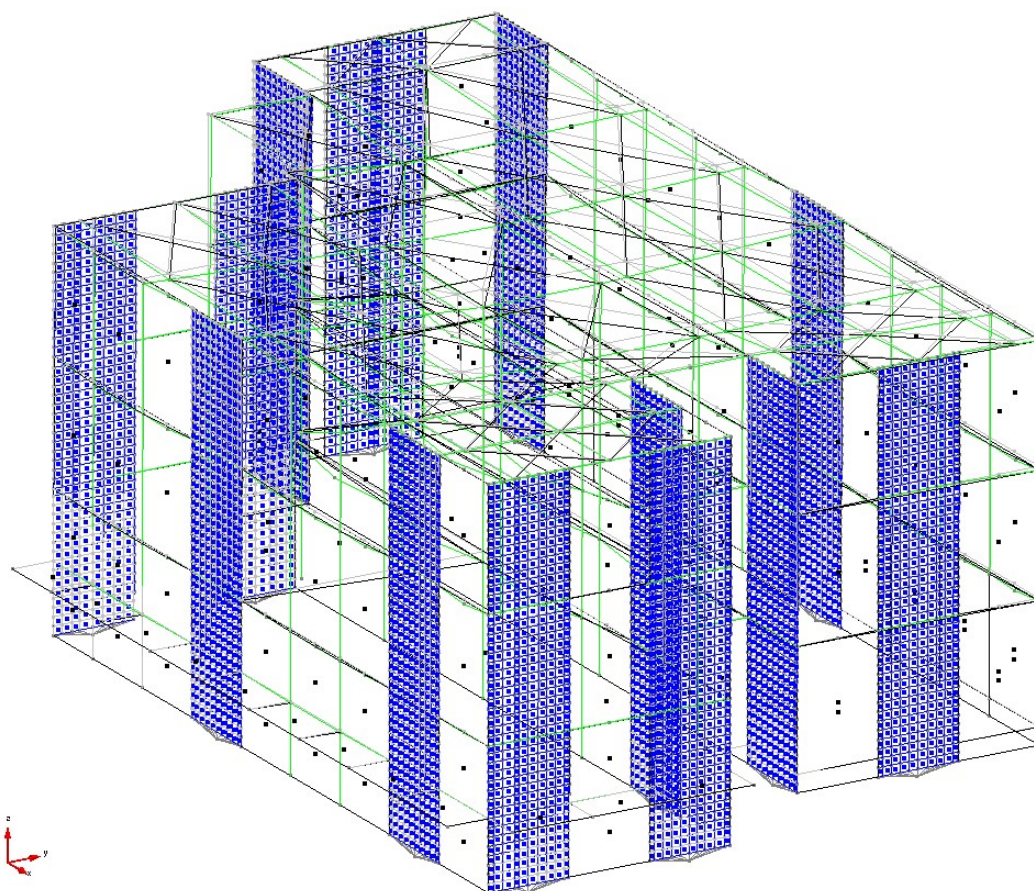


Figura 32 : Deformata sotto azione accidentale per ambienti suscettibili di affollamento (scuole) Cat. C1.

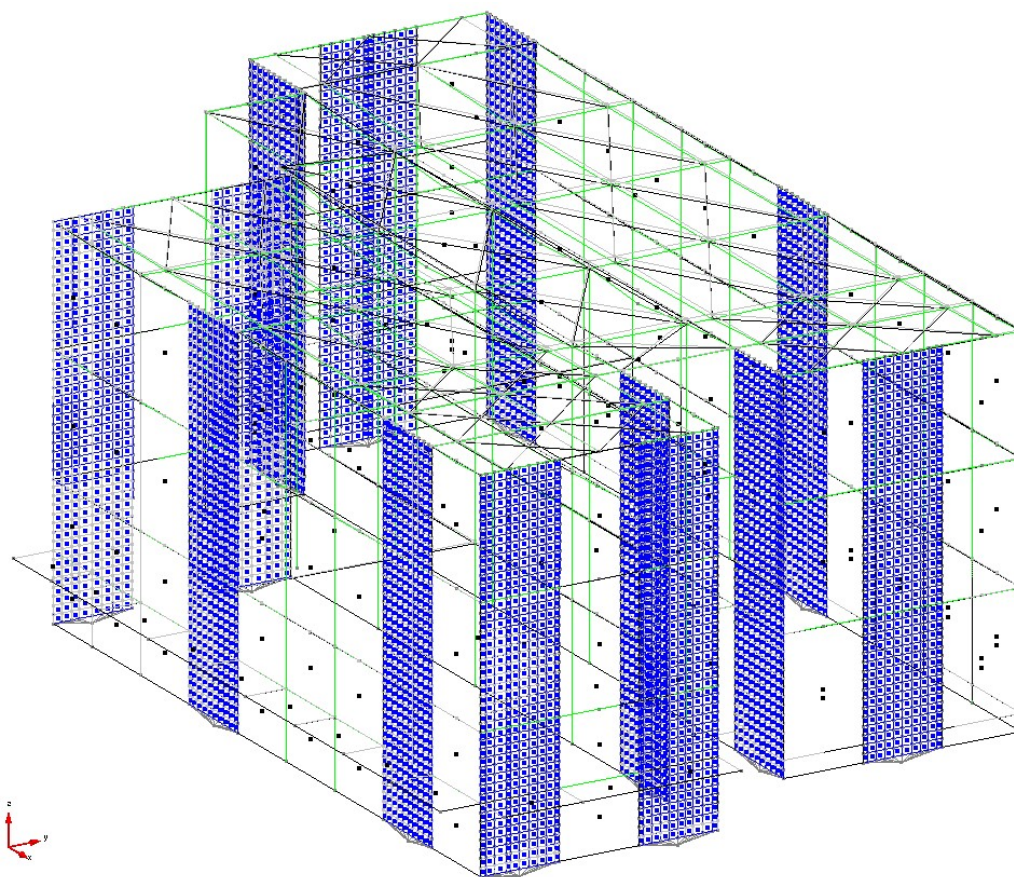


Figura 33 : Deformata sotto azione della neve.

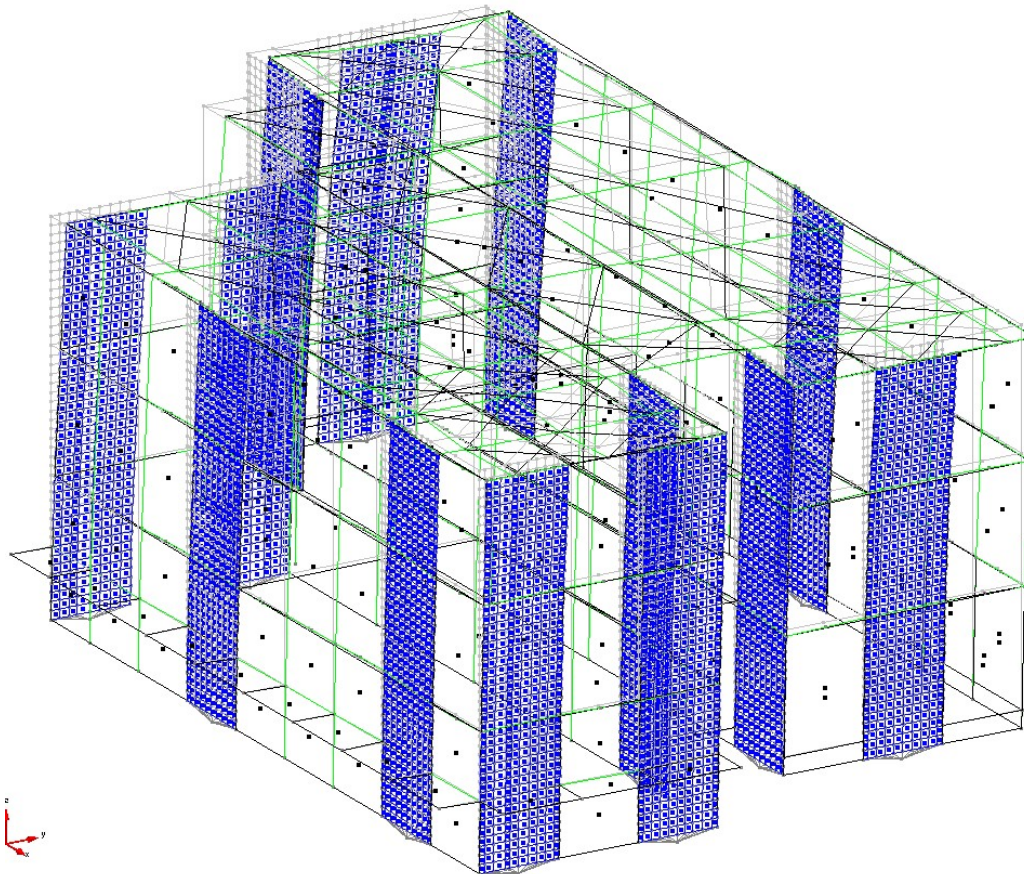


Figura 34 : Deformata causata dall'azione del vento in direzione +X.

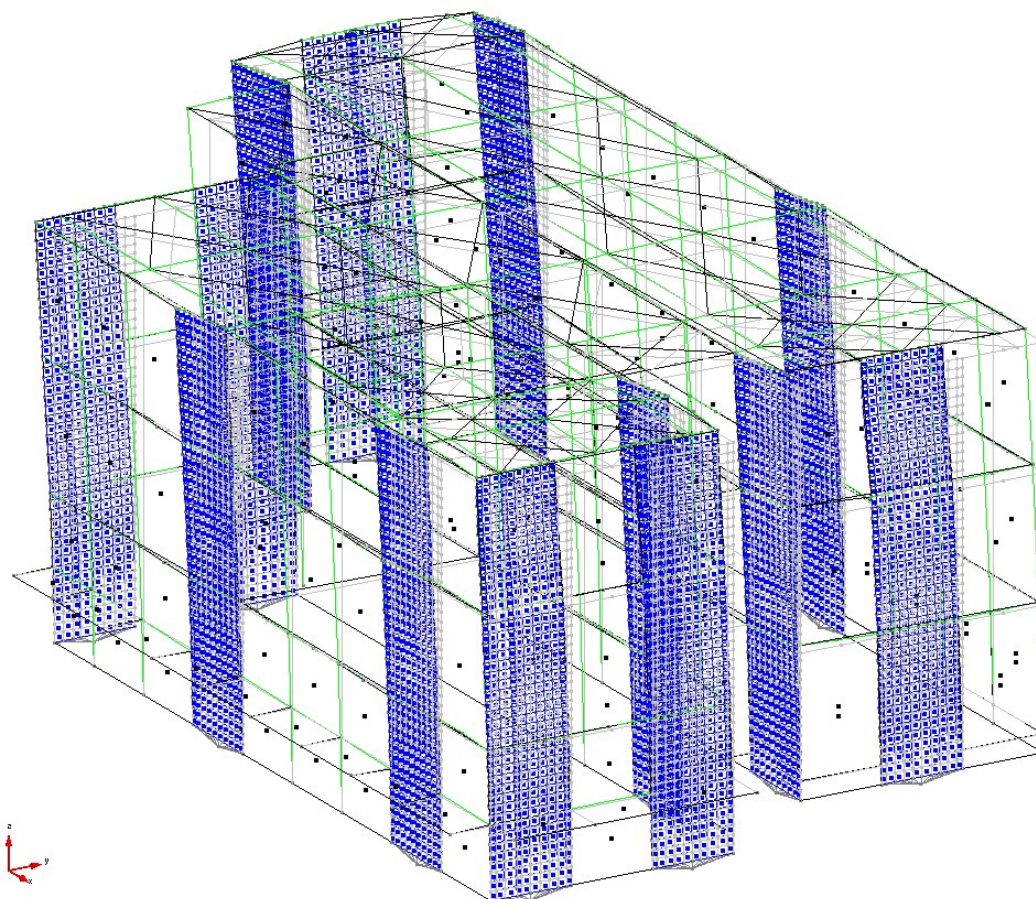


Figura 35 : Deformata causata dall'azione del vento in direzione -X.

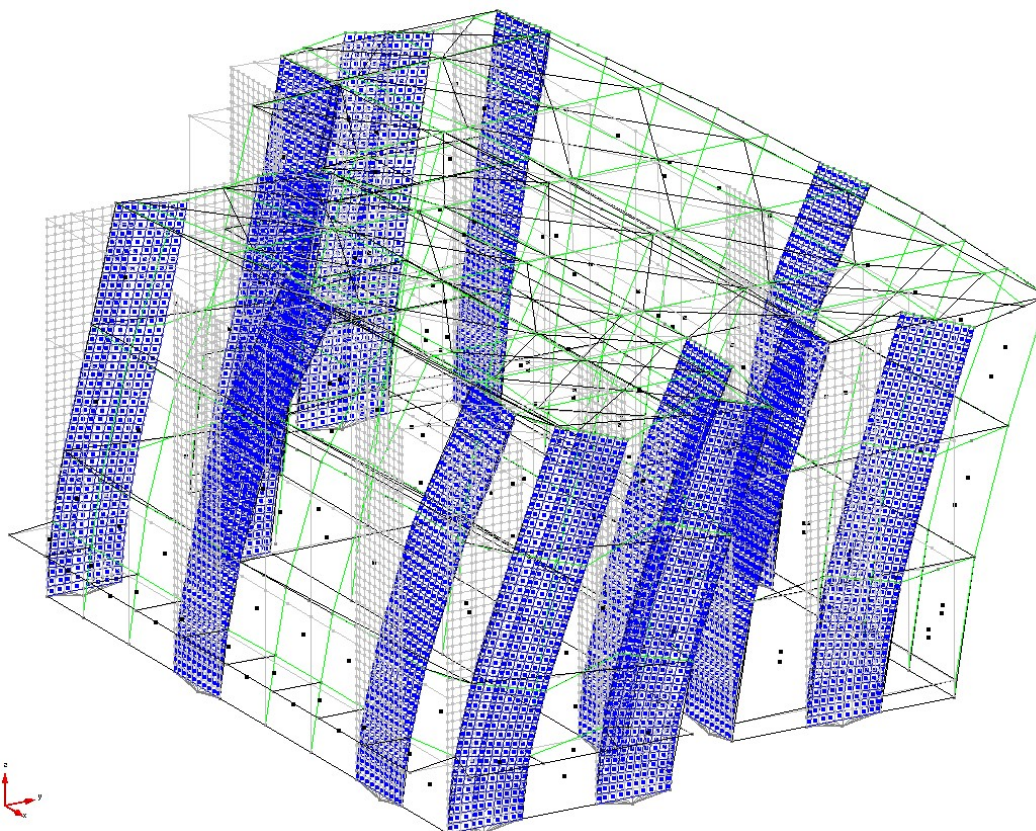


Figura 36 : Deformata causata dall'azione del vento in direzione +Y.

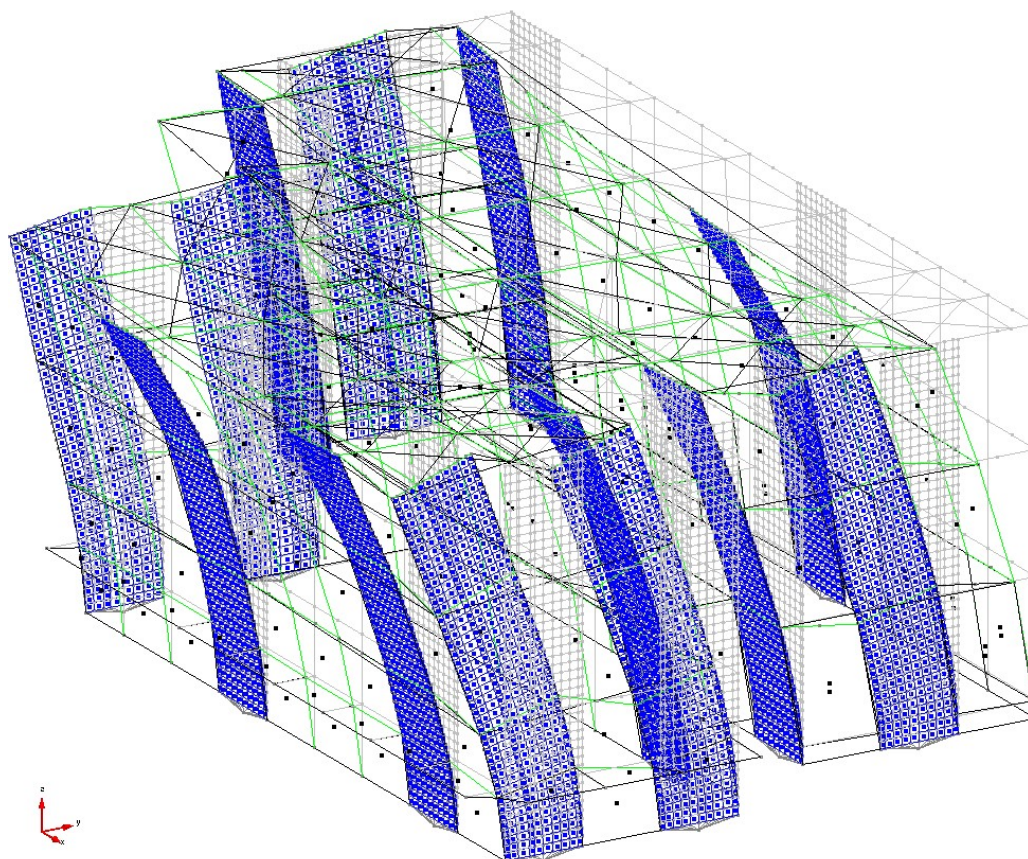


Figura 37 : Deformata causata dall'azione del vento in direzione -Y.

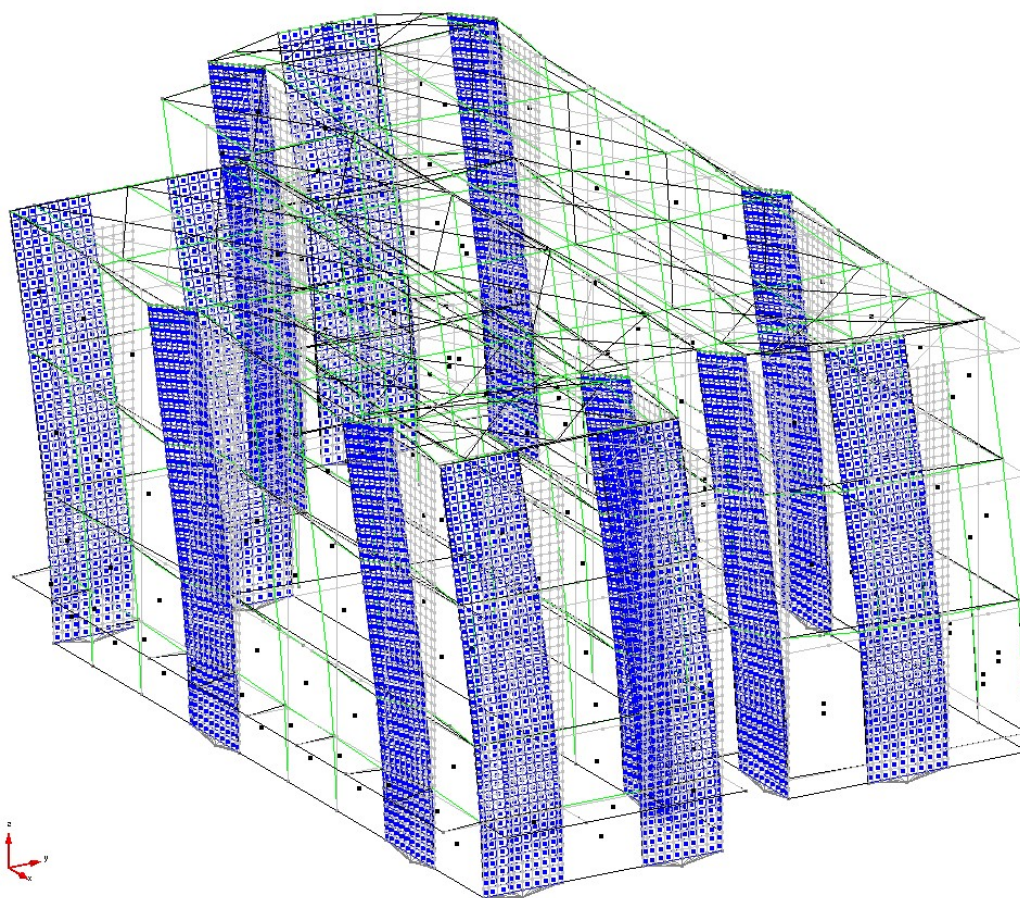


Figura 38 : Deformata causata dall'azione del sisma agente in direzione X ($T_x=0.27066s$ e $M_x=69.77\%$).

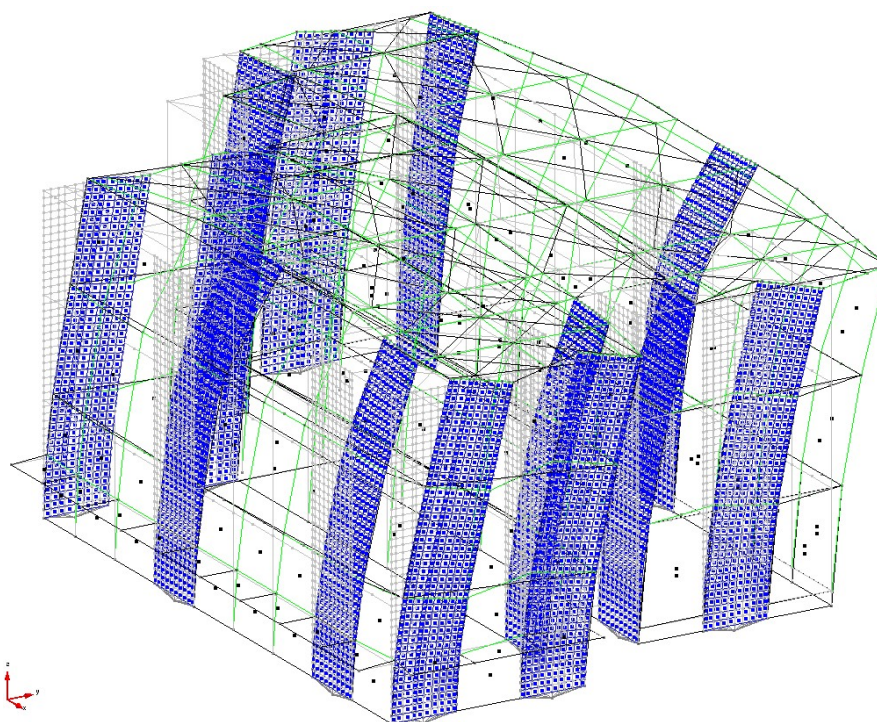


Figura 39 : Deformata causata dall'azione del sisma agente in direzione Y ($T_y=0.33913s$ e $M_y=55.91\%$).

j.2) CARATTERISTICHE DI SOLLECITAZIONE

Di seguito si riportano le sollecitazioni nella combinazione delle azioni allo SLU (i diagrammi di involucro riportano i valori peggiori di sollecitazione tra la combinazione statica e sismica dei carichi).

TRAVI

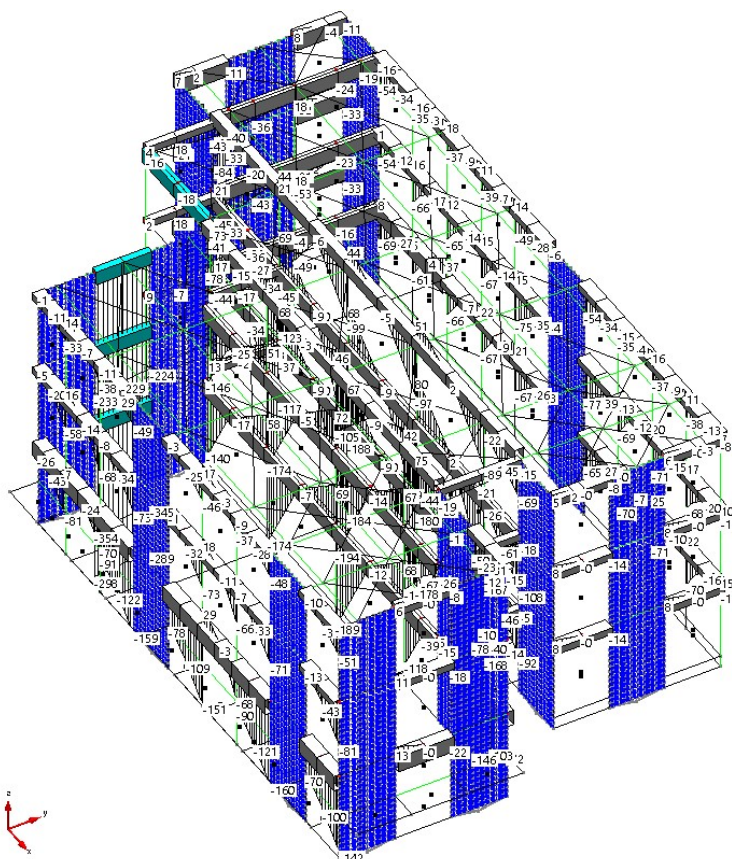


Figura 40 : Minime sollecitazioni di taglio in dir. T13 [kN] → modello fragile $q=1.50$.

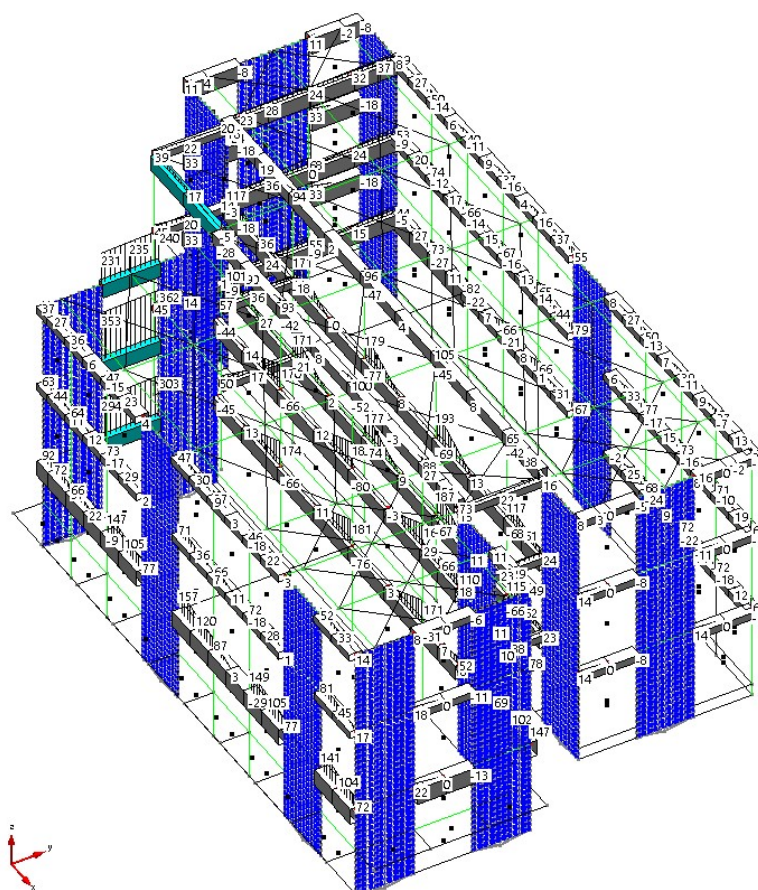


Figura 41 : Massime sollecitazioni di taglio in dir. T13 [kN] → modello fragile $q=1.50$.

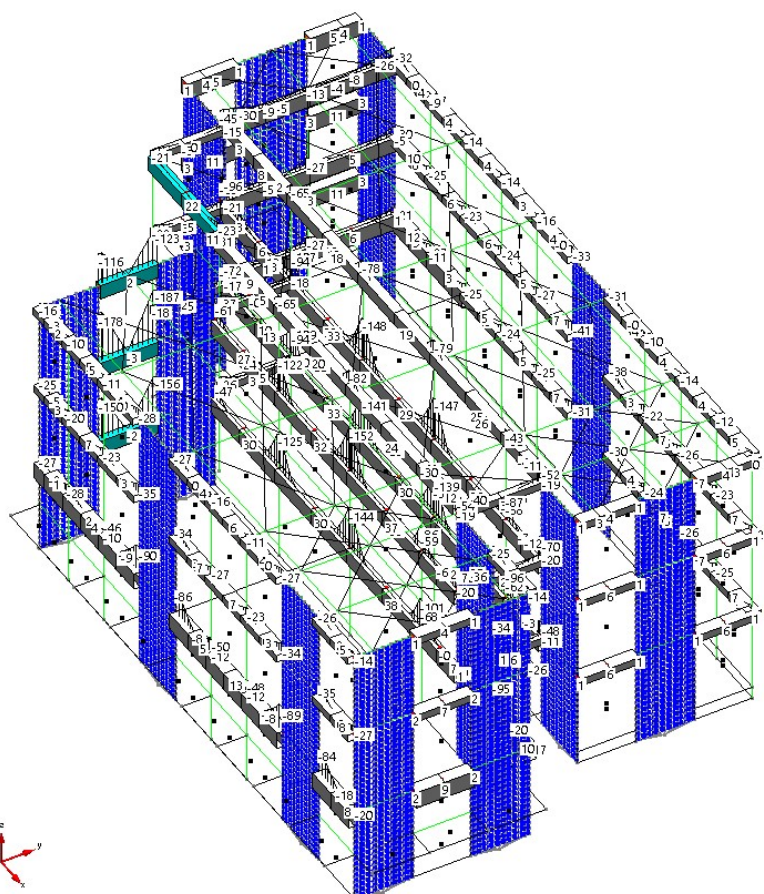


Figura 42 : Max sollecitazioni flettenti in direzione M13 agli appoggi (massimo momento negativo) [kN m] → modello duttile $q=3.00$

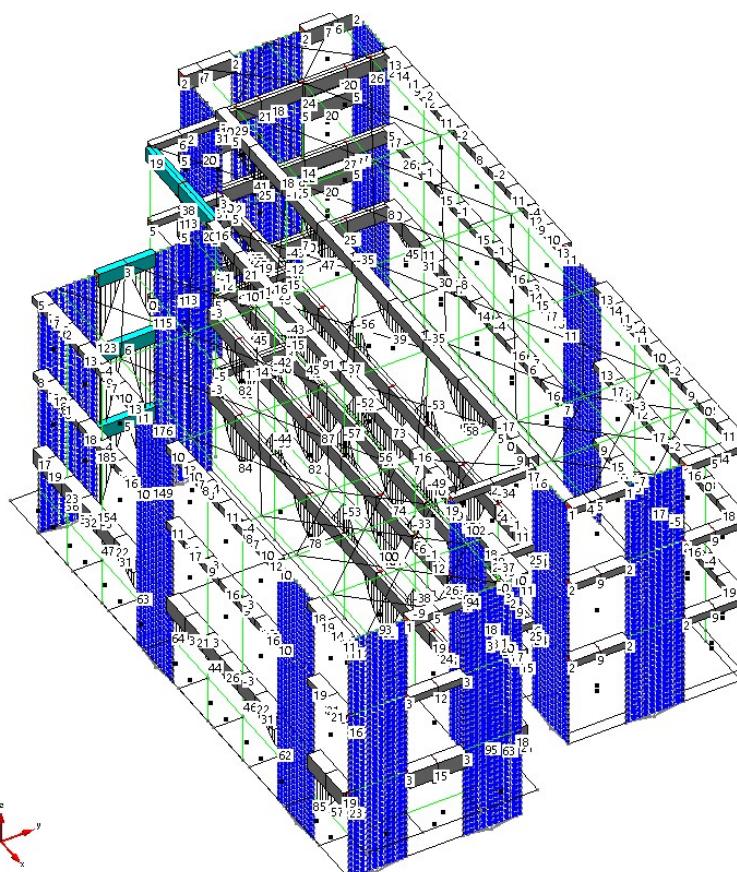


Figura 43 : Massime sollecitazioni flettenti in direzione M13 in campata (massimo momento positivo) [kN m] → modello duttile q=3.00

PILASTRI

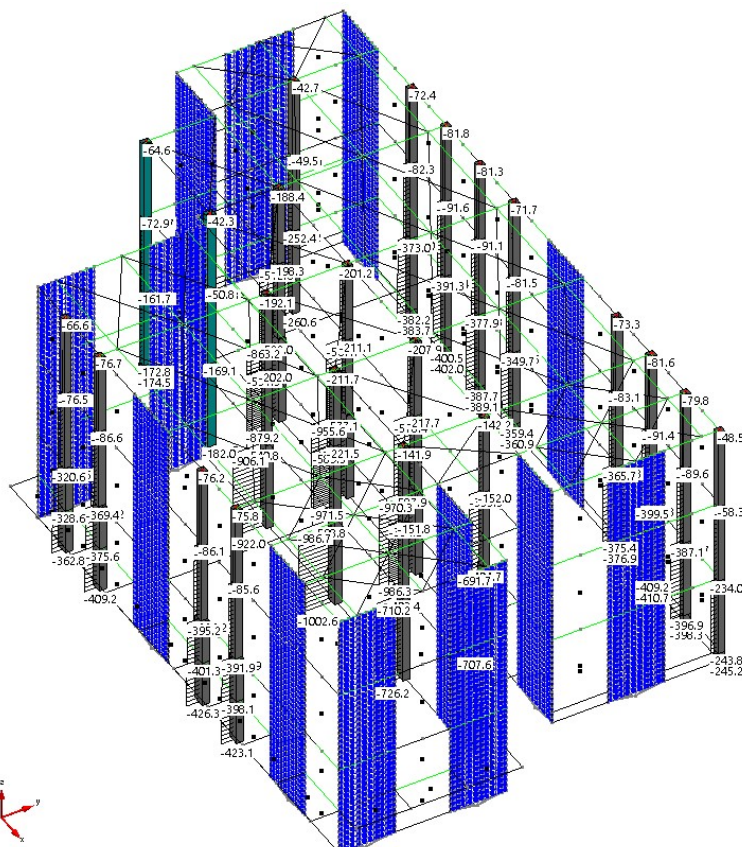


Figura 44 : Sforzo assiale massimo (compressione massima) sui pilastri in c.a. [kN] → modello duttile q=3.00

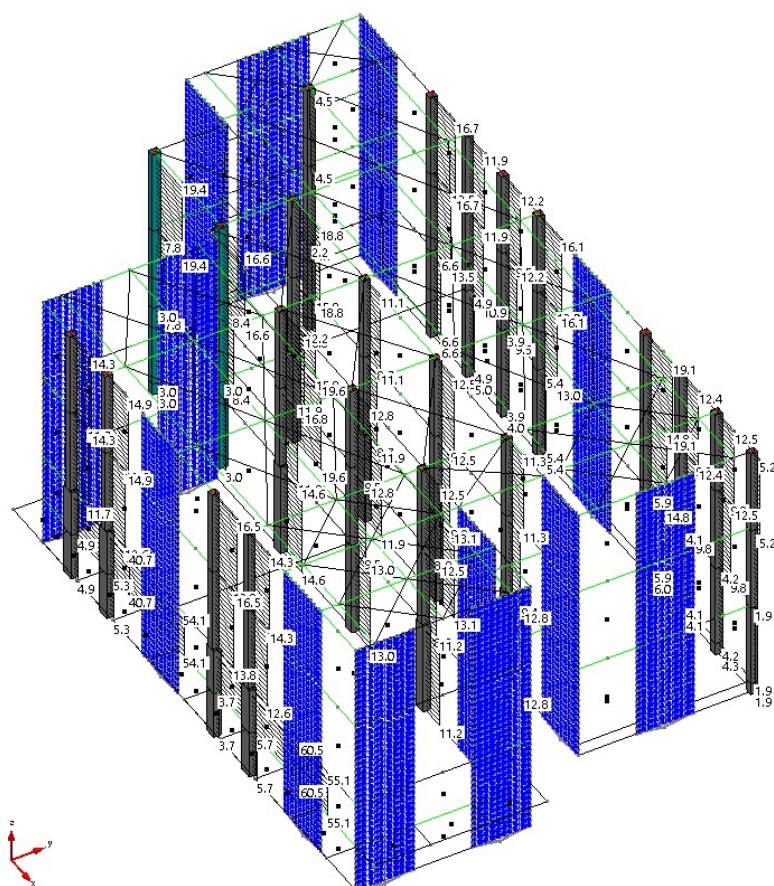


Figura 45 : Massime sollecitazioni di taglio in dir. X sui pilastri in c.a. [kN] → modello fragile $q=1.50$.

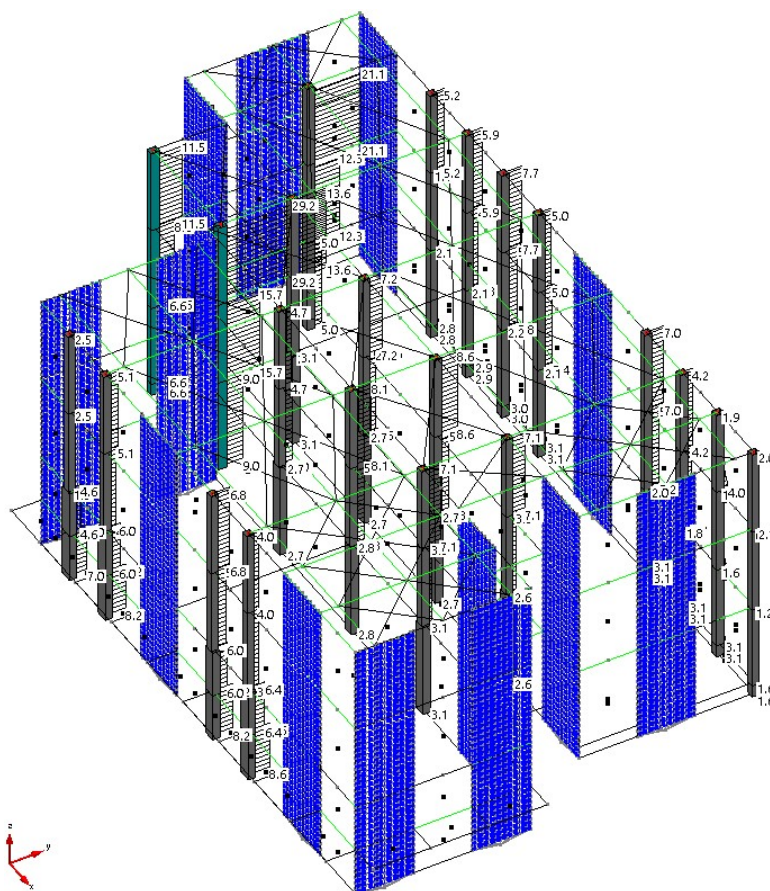


Figura 46 : Massime sollecitazioni di taglio in dir. Y sui pilastri in c.a. [kN] → modello fragile $q=1.50$

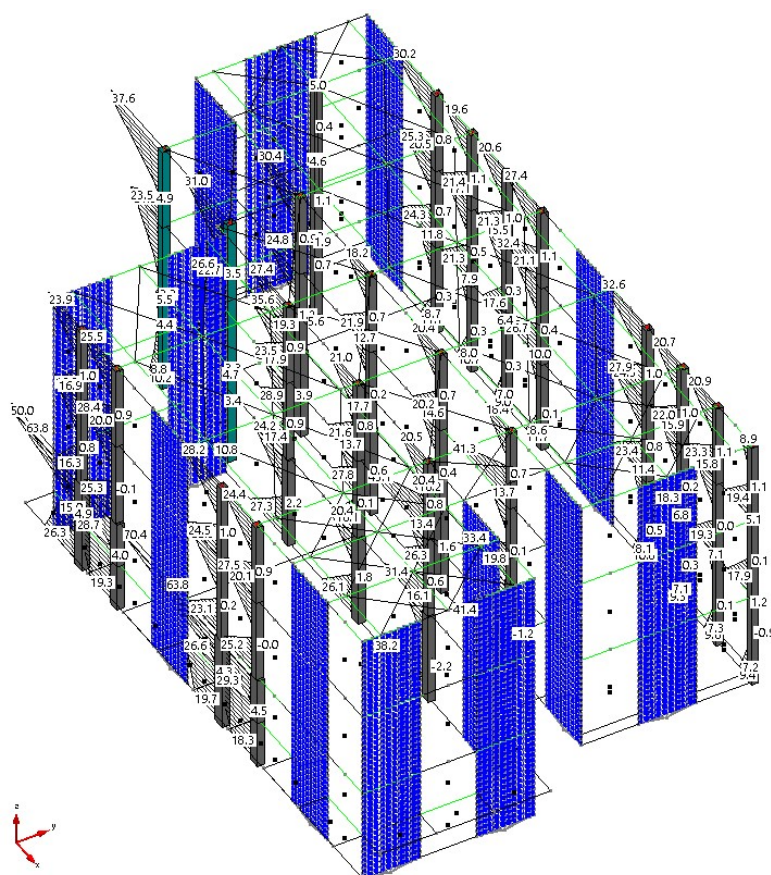


Figura 47 : Massime sollecitazioni flettenti con asse vettore Y sui pilastri in c.a. [kN m] → modello duttile $q=3.00$

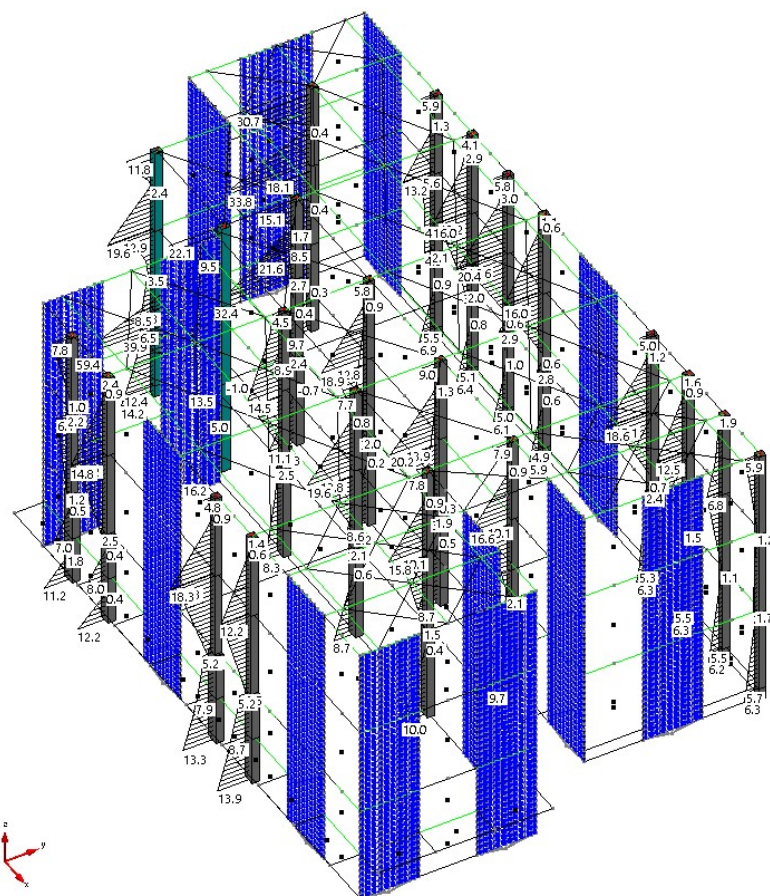


Figura 48 : Massime sollecitazioni flettenti con asse vettore X sui pilastri in c.a. [kN m] → modello duttile $q=3.00$

SETTI

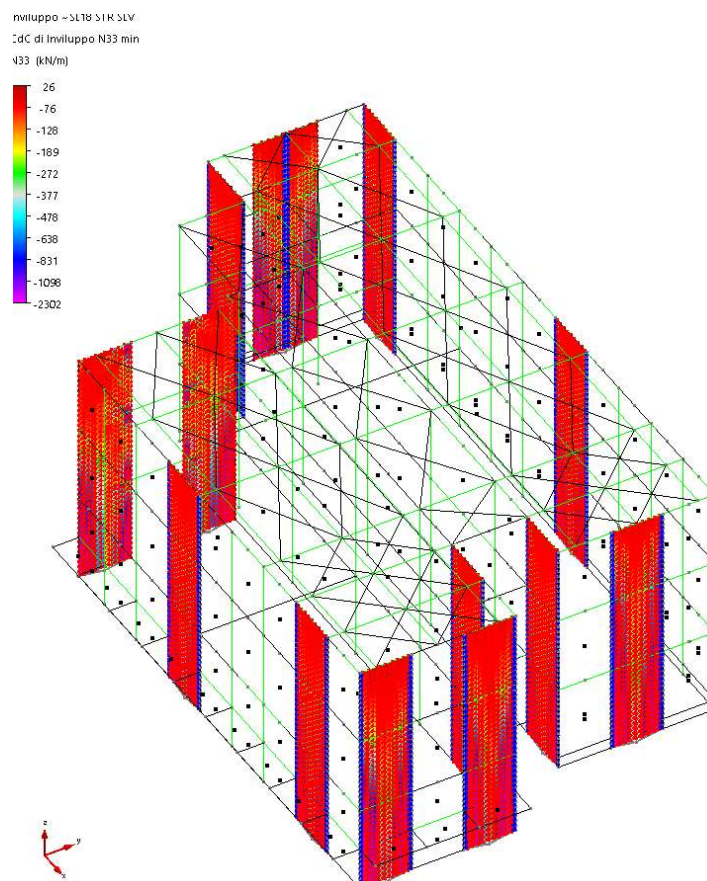


Figura 49 : Sforzo assiale massimo (compressione massima) sui setti in c.a. [kN] → modello duttile $q=3.00$.

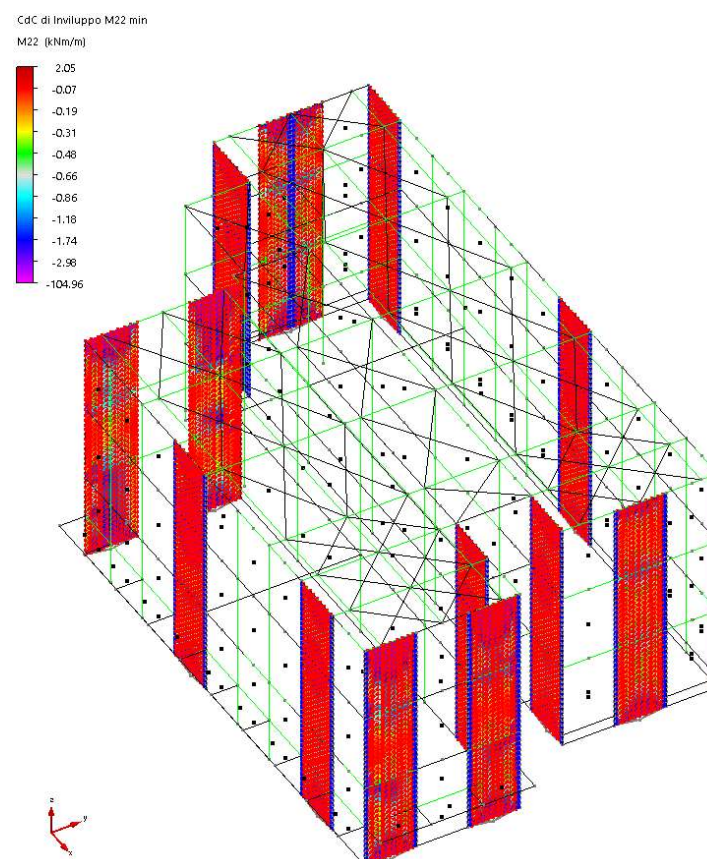


Figura 50 : Massime sollecitazioni flettenti con asse vettore Y sui pilastri in c.a. [kN m] → modello duttile $q=3.00$.

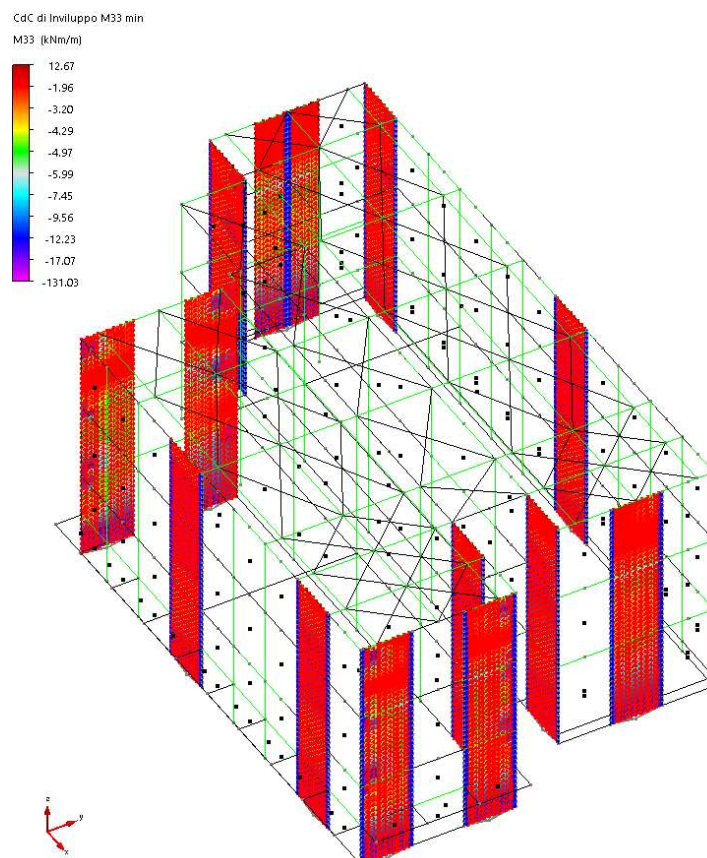


Figura 51 : Massime sollecitazioni flettenti con asse vettore X sui pilastri in c.a. [kN m] → modello duttile $q=3.00$.

j.3) VERIFICHE TRAVI

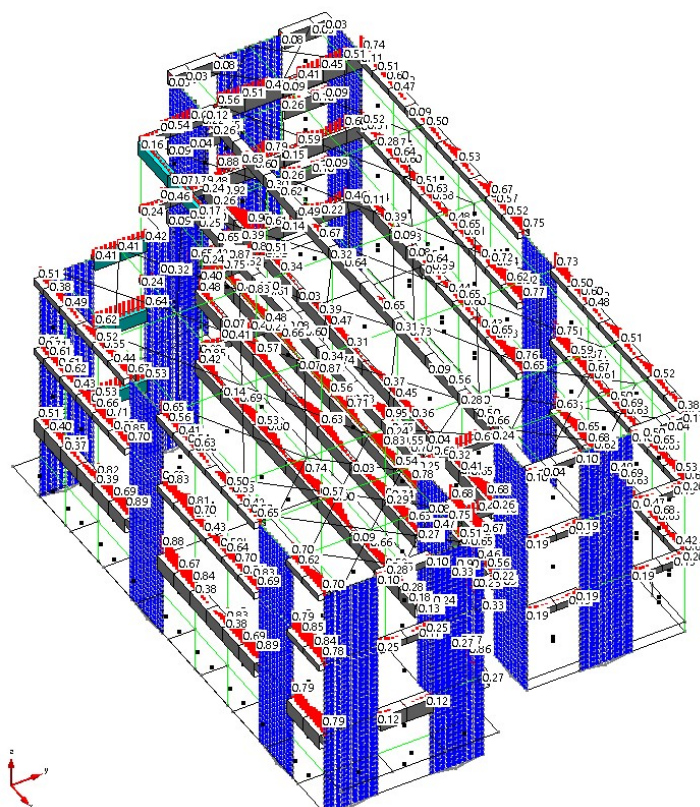


Figura 52 : Verifiche di resistenza: coefficiente T13 sulle travi del primo impalcato allo SLU → modello fragile $q=1.50$

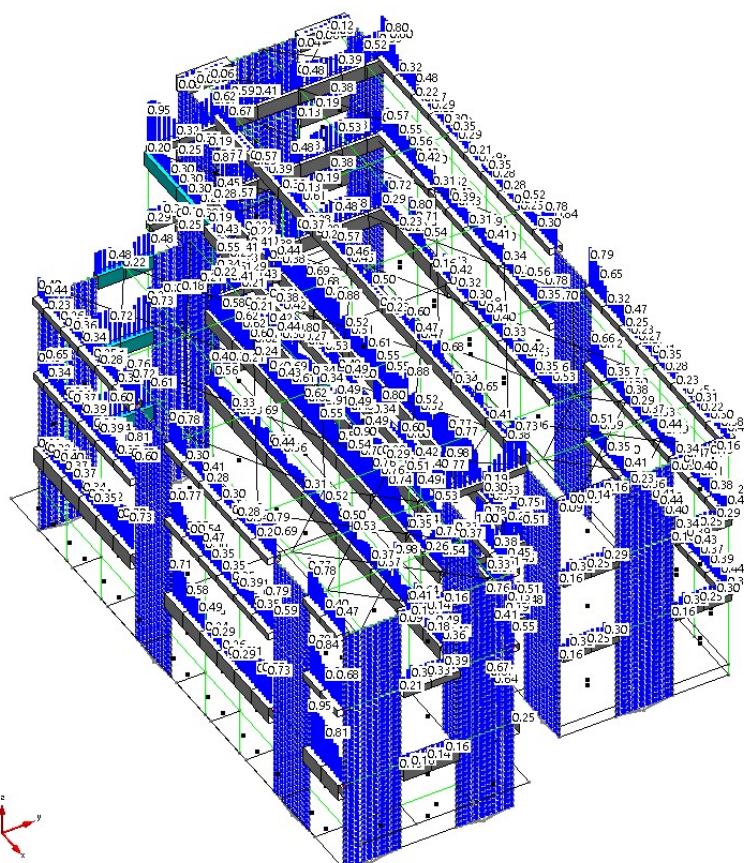


Figura 53 : Verifiche di resistenza: coefficiente NM sulle travi del primo impalcato allo SLU → modello duttile $q=3.00$

PILASTRI

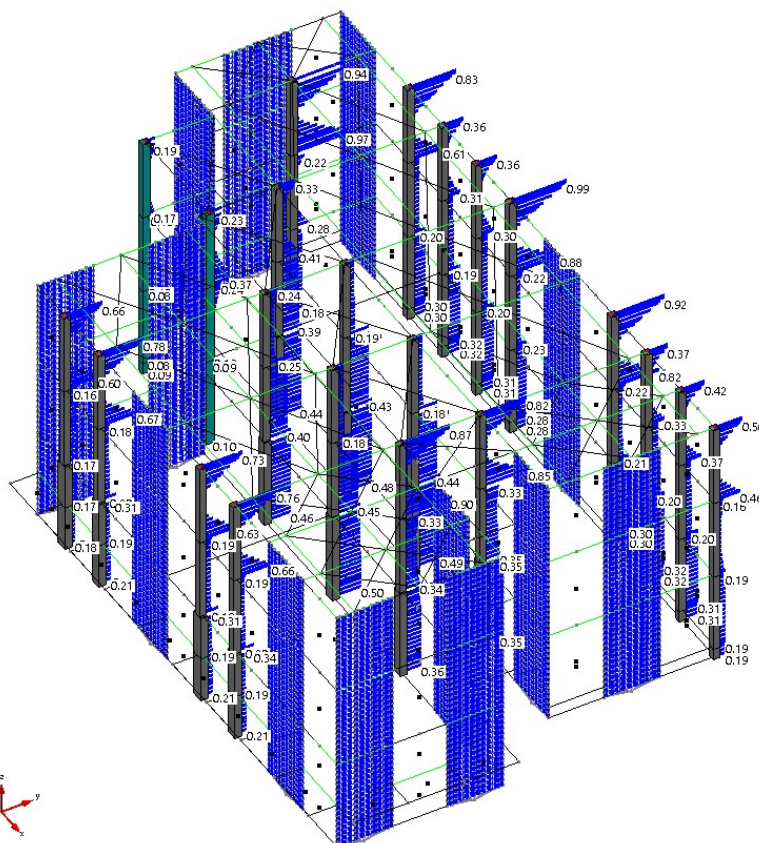


Figura 54 : Verifiche di resistenza: coefficiente NM sui pilastri in c.a. allo SLU → modello duttile $q=3.00$

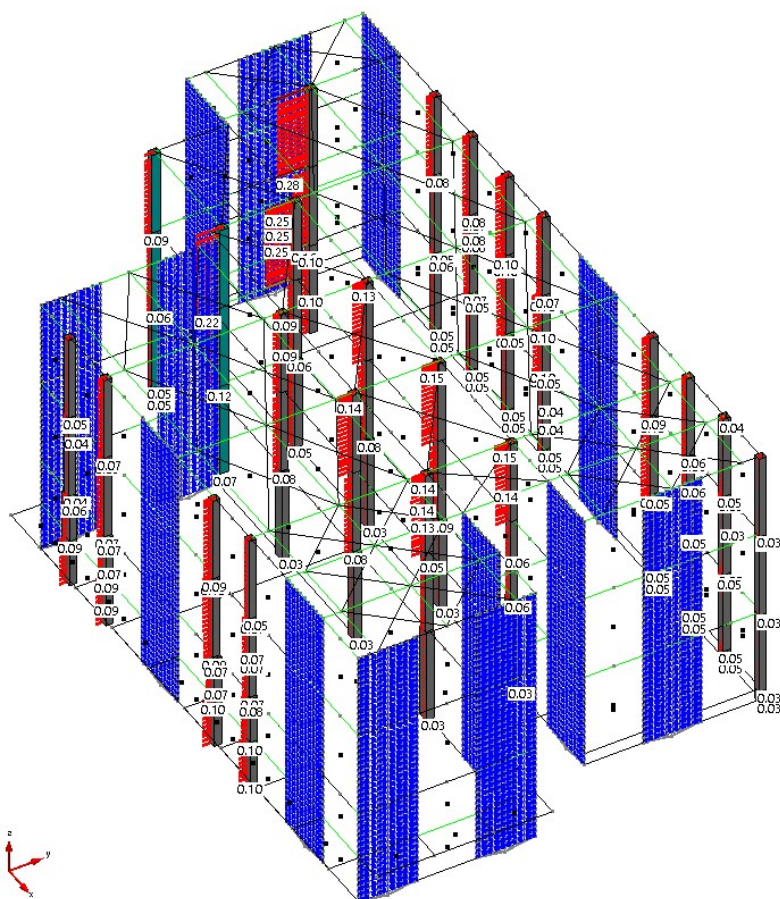


Figura 55 : Verifiche di resistenza: coefficiente T_{13} sui pilastri in c.a. allo SLU → modello fragile $q=1.50$

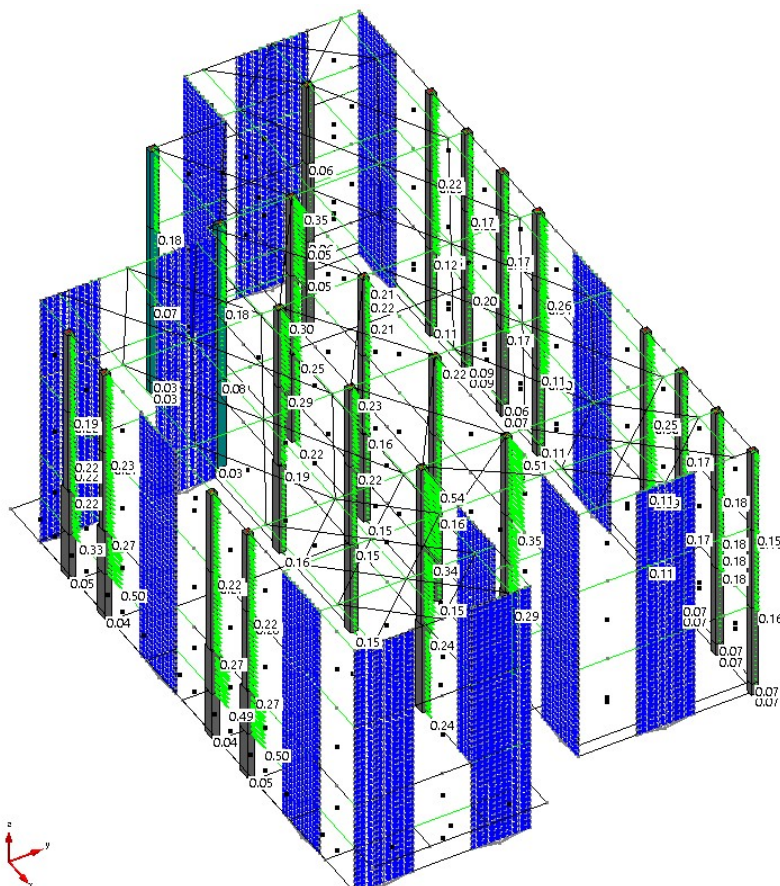


Figura 56 : Verifiche di resistenza: coefficiente T_{12} sui pilastri in c.a. allo SLU → modello fragile $q=1.50$

SETTI

Per prima cosa sono state definite dal punto di vista geometrico le pareti, il programma di calcolo adottato (CMP, distribuito da Namirial S.p.A.) elabora automaticamente, per ogni quota indicata, i diagrammi di sollecitazione secondo quanto indicato al §7.4.4.5 delle NTC18. Il fattore di sovrarresistenza γ_{Rd} adottato per l'amplificazione delle sollecitazioni è pari a 1.20 (Tabella 7.2.I). A questo punto la verifica può essere eseguita dalla finestra “Verifica sezione singola” del programma e questa risulta positiva per ciascuna sollecitazione agente sulla struttura (semaforo verde) sia a presso-flessione che a taglio nelle due direzioni.

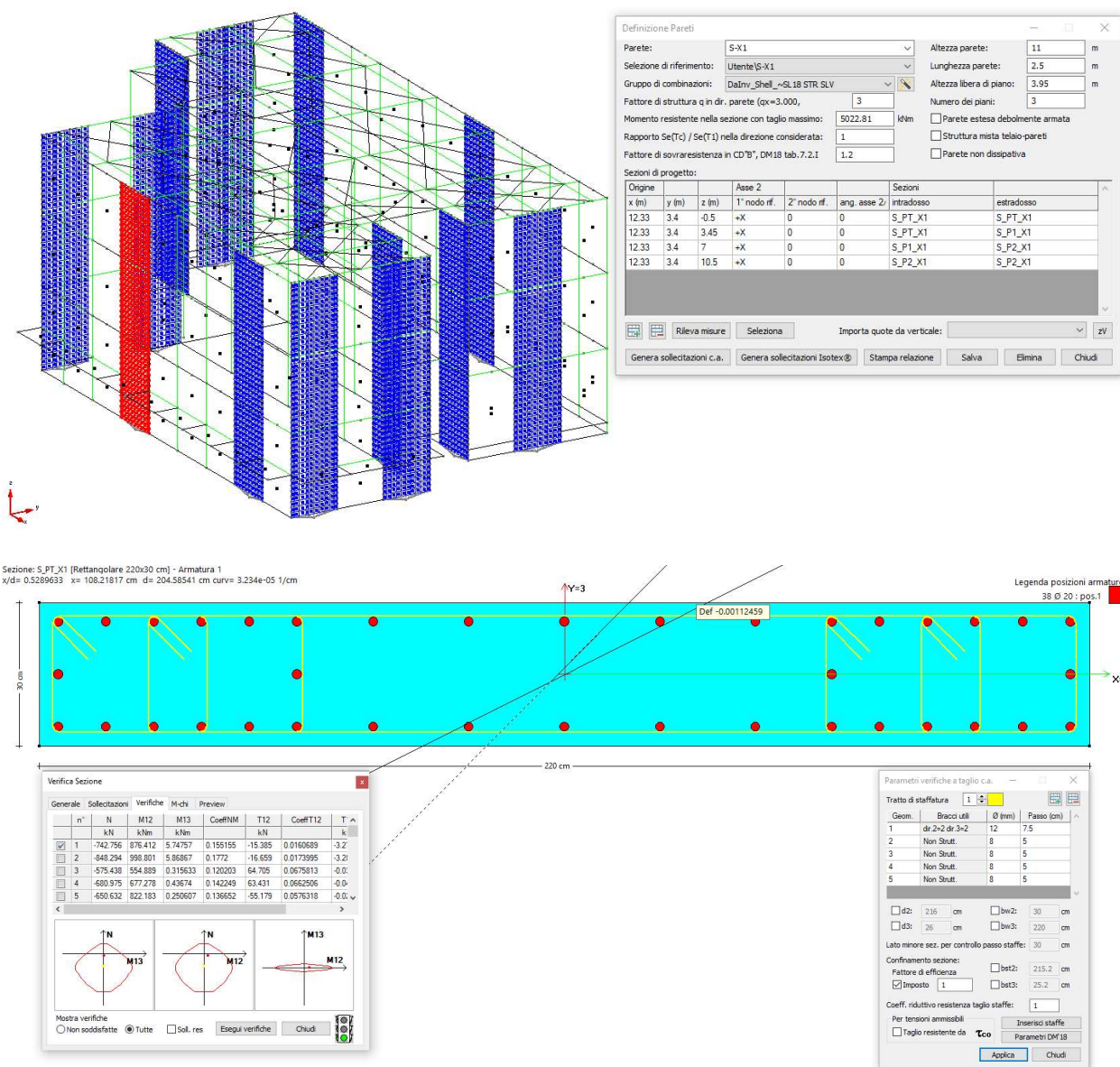


Figura 57 : Setto X1 – Piano Terra

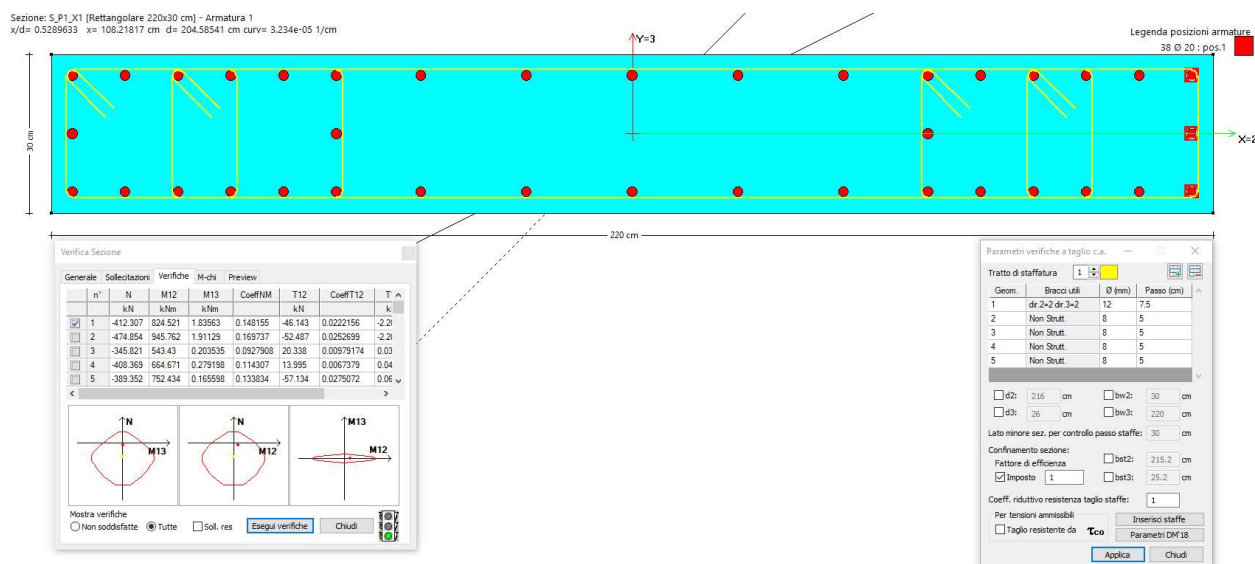


Figura 58 : Setto X1 – Piano Primo

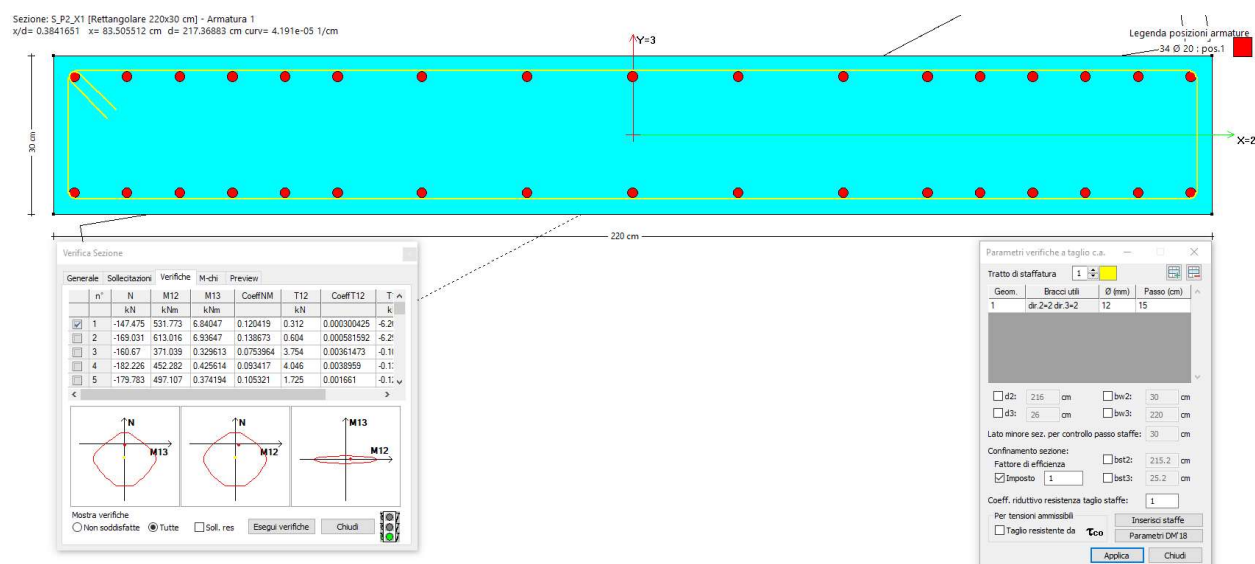
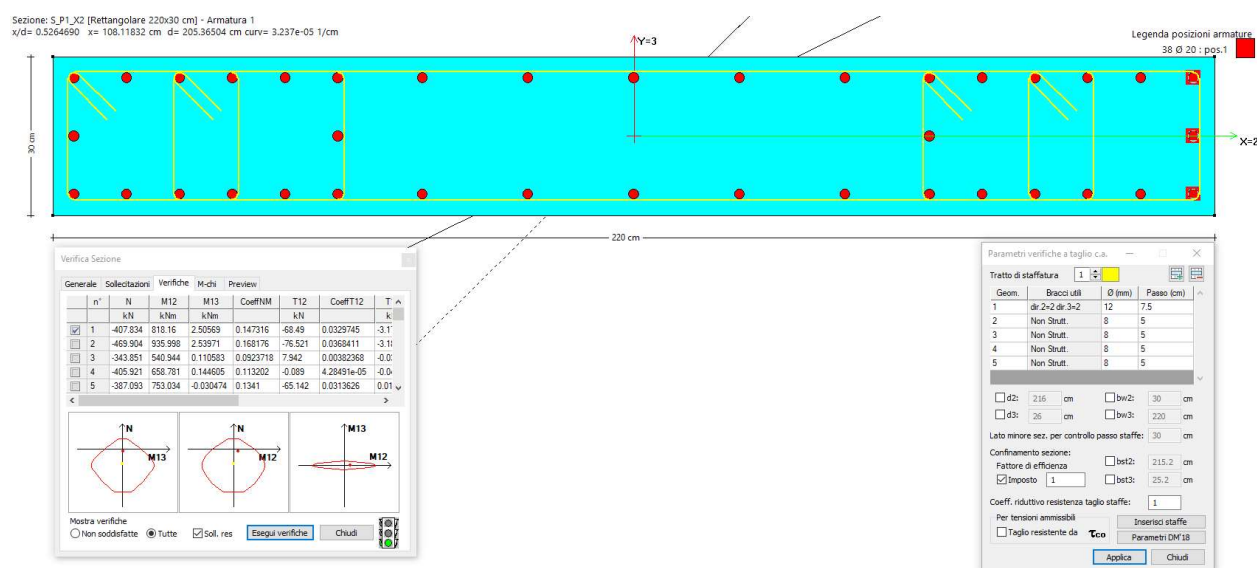
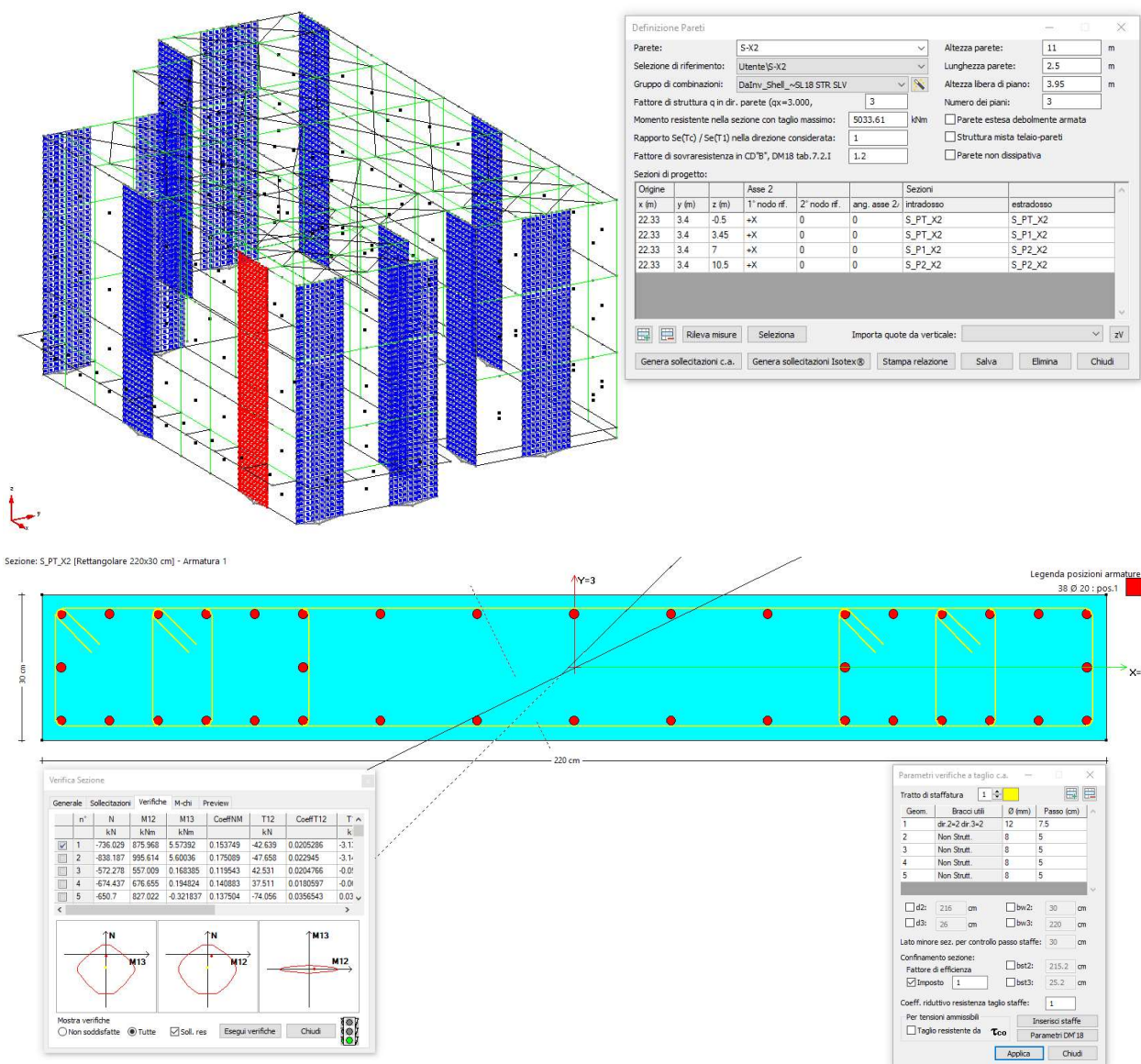


Figura 59 : Setto X1 – Piano Secondo

Le verifiche di duttilità si possono ritenere soddisfatte se, nelle zone dissipative di base delle pareti primarie, il rapporto volumetrico di armatura trasversale soddisfa la limitazione di formula 7.4.32 delle NTC18. Di seguito si propone la verifica soddisfatta :

L	2200	mm	lunghezza totale setto				
n	14		numero totale di barre longitudinali contenute da staffe				
b _i	100	mm					
s	75	mm	passo delle staffe				
c	36	mm	asse medio staffe				
h _c	300	mm	profondità sezione trasversale lorda				
h ₀	228	mm	profondità nucleo confinato				
b _c	580	mm	larghezza minima sezione trasversale lorda				
b ₀	508	mm	larghezza nucleo confinato				
n staffa integr.	2						
b _i staffa integr.	328	mm					
L staffa integr.	1112	mm					
φ _s staffa integr.	8	mm					
A _s staffa integr.	50.24	mm ²					
α _n	0.80						
α _s	0.77						
α	0.62		coefficiente di efficacia del confinamento				
A	115824	mm ³	area nucleo confinato				
E _s	200000	N/mm ²	modulo elastico acciaio				
f _{yd}	391.3	N/mm ²	resistenza a snervamento acciaio				
f _{cd}	18.13	N/mm ²	resistenza a compressione calcestruzzo				
ω _{wd}	0.28		rapporto meccanico dell'armatura trasversale				
ξ _{SY,d}	0.0019565		deformazione di snervamento dell'acciaio				
T _c	0.44029	s					
T ₁	0.27066	s	periodo proprio struttura in direzione X				
q ₀	3						
μ _d	9.01		domanda in duttilità di curvatura allo SLC per T ₁ < T _c				
n barre	10		armatura al di fuori elementi di bordo				
φ barre	20		armatura al di fuori elementi di bordo				
ρ _v	0.01		rapporto geometrico				
ω _v	0.22						
N _{ED}	673340	N	combinazione sismica SLV				
V _d	0.06		forza assiale adimensionalizzata				
DOMANDA	0.13						
CAPACITA'	0.17						
	VERIFICATO						



Sezione: S_P2_X2 [Rettangolare 220x30 cm] - Armatura 1

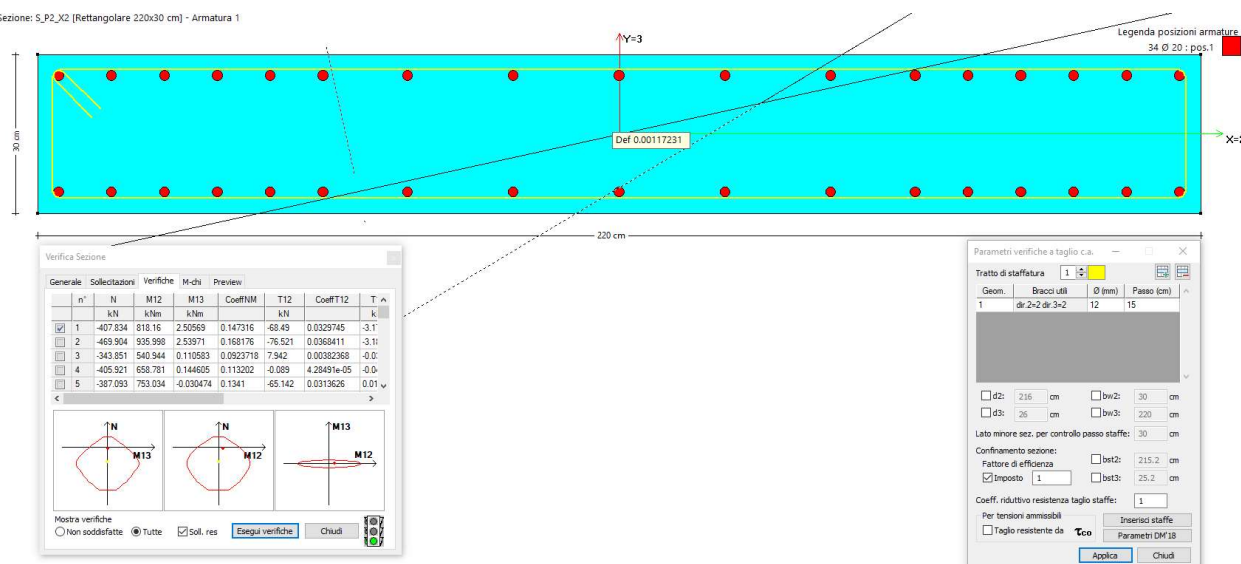


Figura 62 : Setto X2 – Piano Secondo

Le verifiche di duttilità si possono ritenere soddisfatte se, nelle zone dissipative di base delle pareti primarie, il rapporto volumetrico di armatura trasversale soddisfa la limitazione di formula 7.4.32 delle NTC18. Di seguito si propone la verifica soddisfatta :

L	2200 mm	lunghezza totale setto			
n	14	numero totale di barre longitudinali contenute da staffe			
b _i	100 mm				
s	75 mm	passo delle staffe			
asse medio staffe	36 mm				
h _c	300 mm	profondità sezione trasversale lorda			
h ₀	228 mm	profondità nucleo confinato			
b _c	580 mm	larghezza minima sezione trasversale lorda			
b ₀	508 mm	larghezza nucleo confinato			
n staffa integr.	2				
b _i staffa integr.	328 mm				
L staffa integr.	1112 mm				
φ _s staffa integr.	8 mm				
A _s staffa integr.	50.24 mm ²				
α _n	0.80				
α _s	0.77				
α	0.62	coefficiente di efficacia del confinamento			
A	115824 mm ³	area nucleo confinato			
E _s	200000 N/mm ²	modulo elastico acciaio			
f _{yd}	391.3 N/mm ²	resistenza a snervamento acciaio			
f _{cd}	18.13 N/mm ²	resistenza a compressione calcestruzzo			
ω _{wd}	0.28	rapporto meccanico dell'armatura trasversale			
ξ _{SV,d}	0.0019565	deformazione di snervamento dell'acciaio			
T _c	0.44029 s				
T ₁	0.27066 s	periodo proprio struttura in direzione X			
q ₀	3				
μ _d	9.01	domanda in duttilità di curvatura allo SLC per T ₁ < T _c			
n barre	10	armatura al di fuori elementi di bordo			
φ barre	20	armatura al di fuori elementi di bordo			
ρ _v	0.01	rapporto geometrico			
ω _v	0.22				
N _{ED}	707340 N	combinazione sismica SLV			
V _d	0.06	forza assiale adimensionalizzata			
DOMANDA	0.13				
CAPACITA'	0.17				
	VERIFICATO				

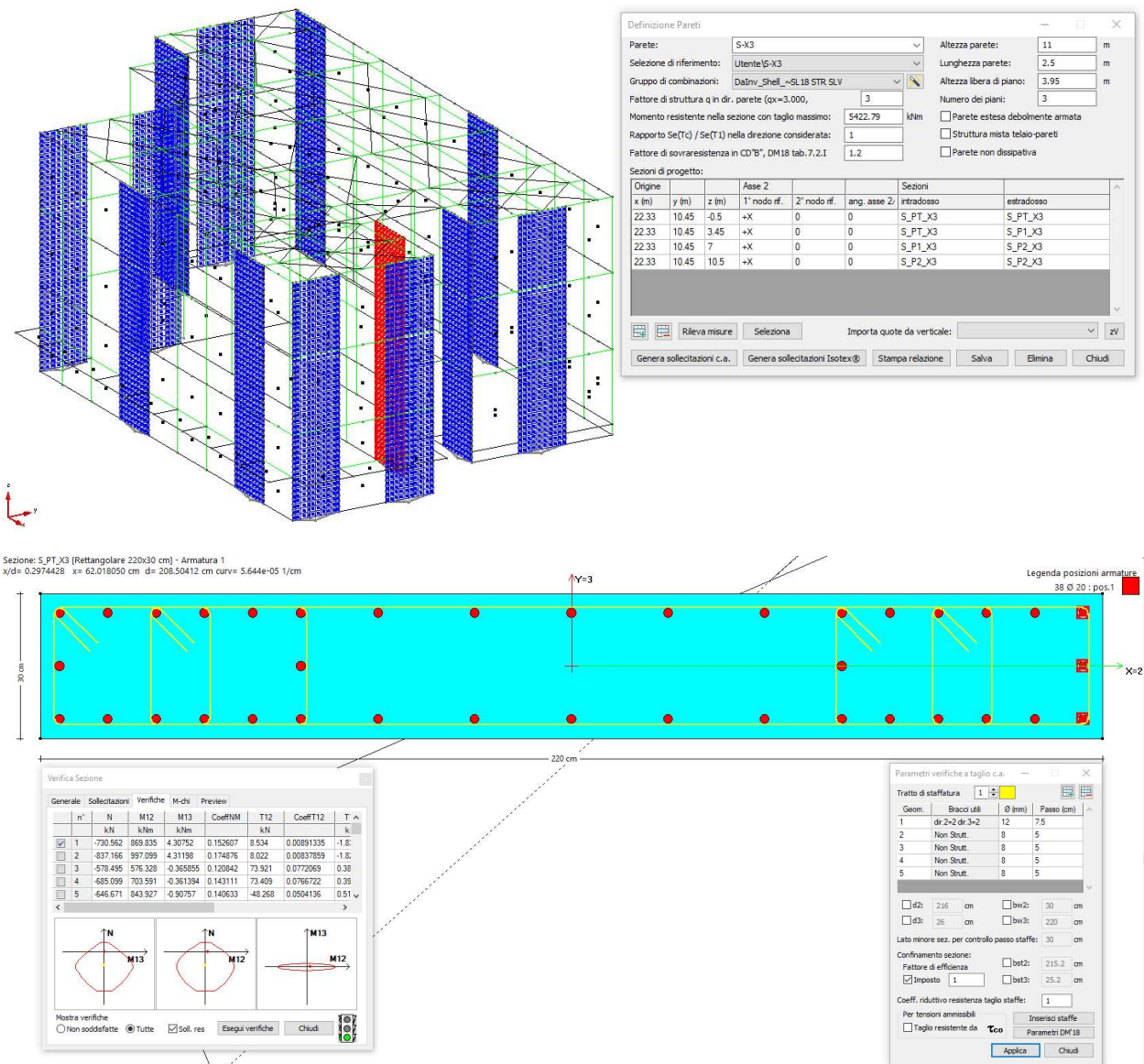


Figura 63 : Setto X3 – Piano Terra

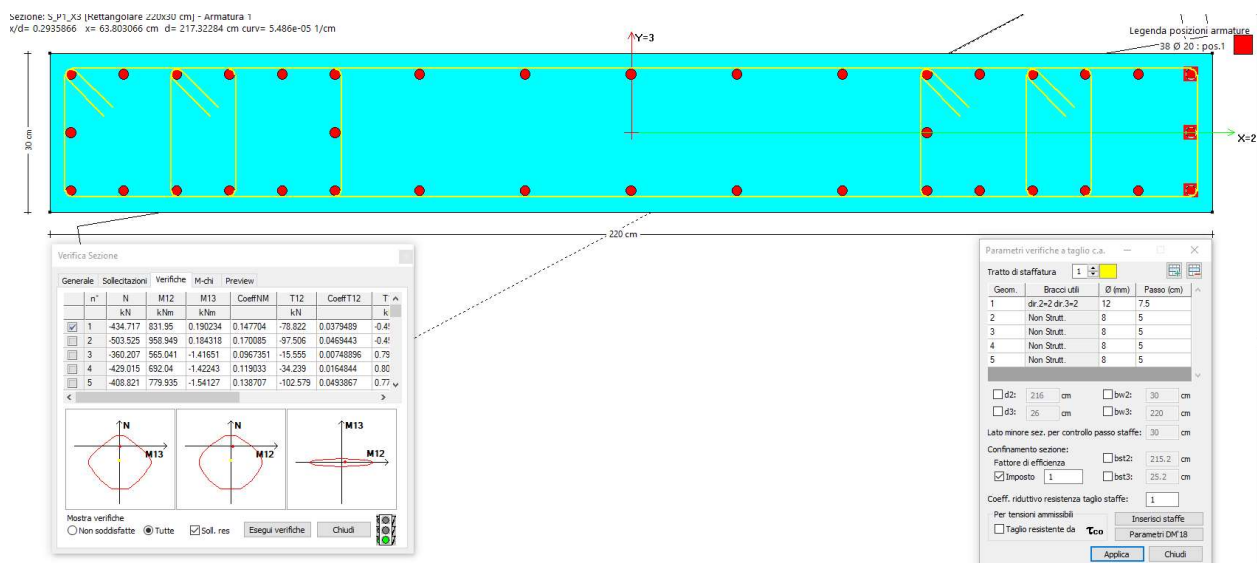


Figura 64 : Setto X3 – Piano Primo

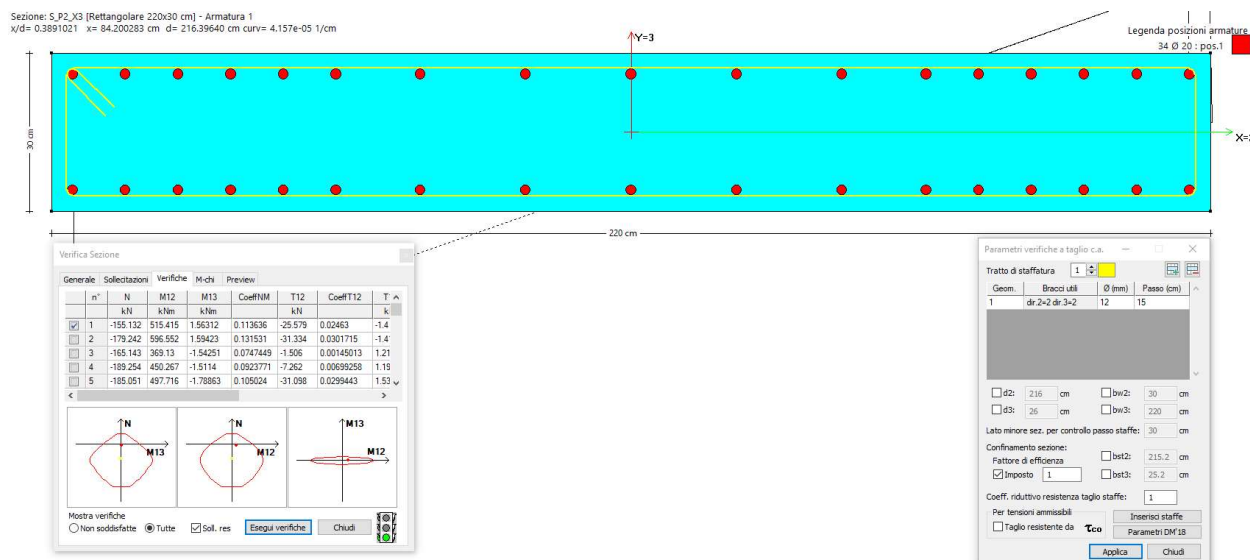


Figura 65 : Setto X3 – Piano Secondo

Le verifiche di duttilità si possono ritenere soddisfatte se, nelle zone dissipative di base delle pareti primarie, il rapporto volumetrico di armatura trasversale soddisfa la limitazione di formula 7.4.32 delle NTC18. Di seguito si propone la verifica soddisfatta :

L	2200 mm	lunghezza totale setto			
n	14	numero totale di barre longitudinali contenute da staffe			
b _l	100 mm				
s	75 mm	passo delle staffe			
asse medio staffe	36 mm				
h _c	300 mm	profondità sezione trasversale lorda			
h ₀	228 mm	profondità nucleo confinato			
b _c	580 mm	larghezza minima sezione trasversale lorda			
b ₀	508 mm	larghezza nucleo confinato			
n staffa integr.	2				
b _l staffa integr.	328 mm				
L staffa integr.	1112 mm				
φ _s staffa integr.	8 mm				
A _s staffa integr.	50.24 mm ²				
α _n	0.80				
α _s	0.77				
α	0.62	coefficiente di efficacia del confinamento			
A	115824 mm ³	area nucleo confinato			
E _s	200000 N/mm ²	modulo elastico acciaio			
f _{yd}	391.3 N/mm ²	resistenza a snervamento acciaio			
f _{cd}	18.13 N/mm ²	resistenza a compressione calcestruzzo			
ω _{wd}	0.28	rapporto meccanico dell'armatura trasversale			
ξ _{SV,d}	0.0019565	deformazione di snervamento dell'acciaio			
T _c	0.44029 s				
T ₁	0.27066 s	periodo proprio struttura in direzione X			
q ₀	3				
μ _d	9.01	domanda in duttilità di curvatura allo SLC per T ₁ < T _c			
n barre	10	armatura al di fuori elementi di bordo			
φ barre	20	armatura al di fuori elementi di bordo			
ρ _v	0.01	rapporto geometrico			
ω _v	0.22				
N _{ED}	670010 N	combinazione sismica SLV			
V _d	0.06	forza assiale adimensionalizzata			
DOMANDA	0.13				
CAPACITA'	0.17				
	VERIFICATO				

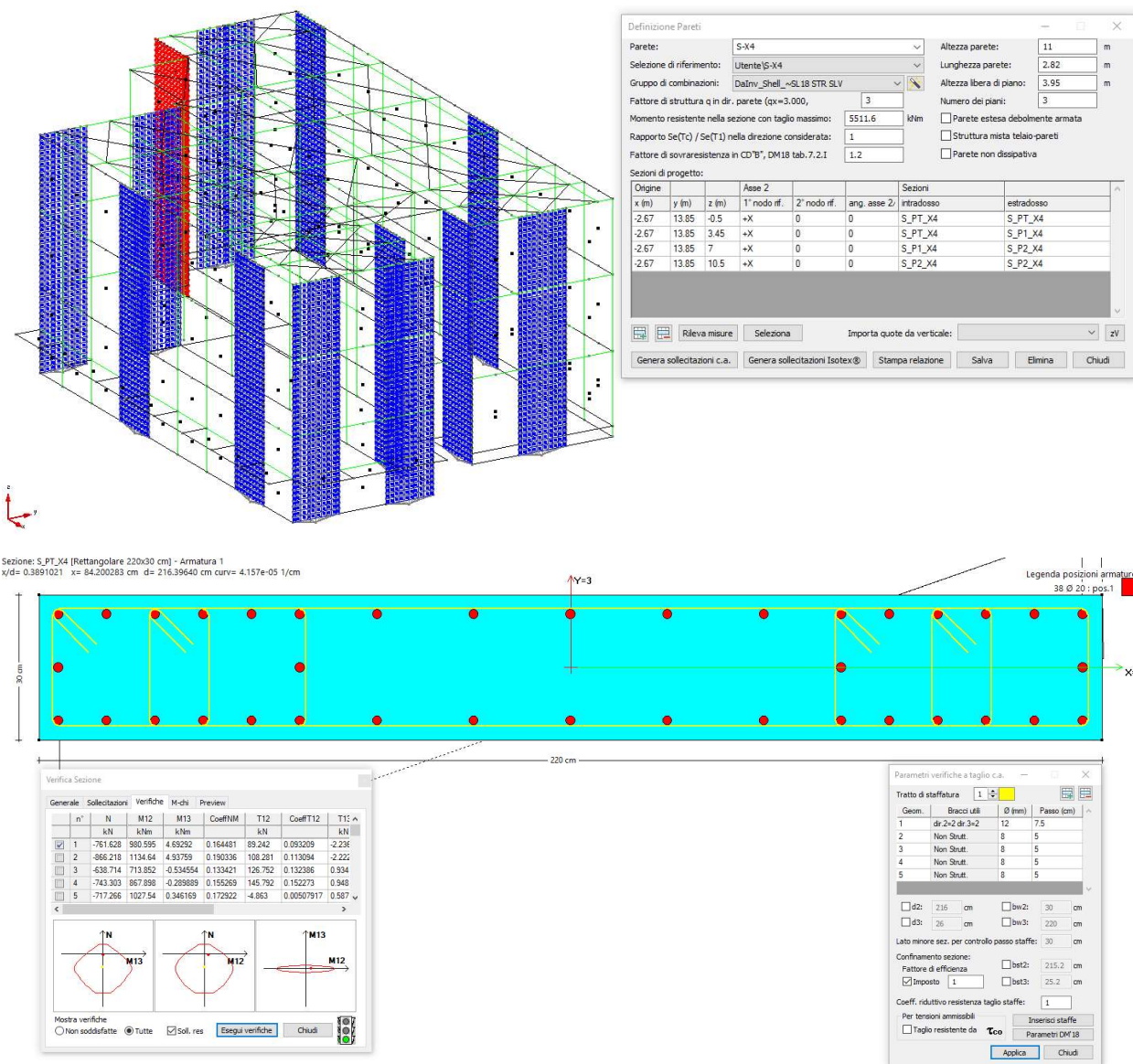


Figura 66 : Setto X4 – Piano Terra

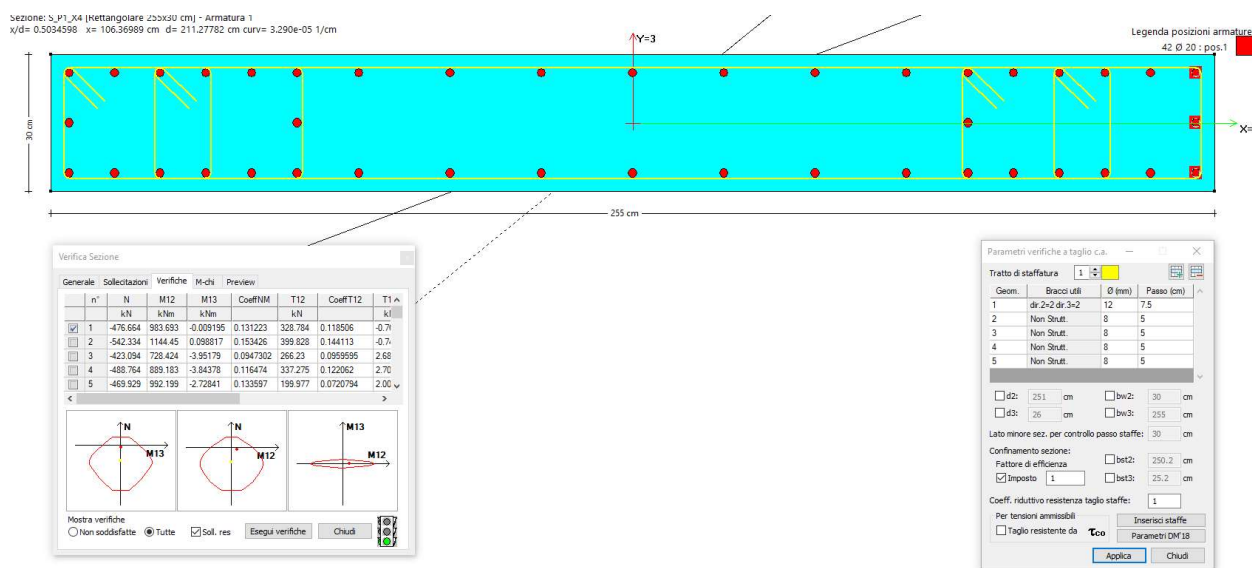


Figura 67 : Setto X4 – Piano Primo

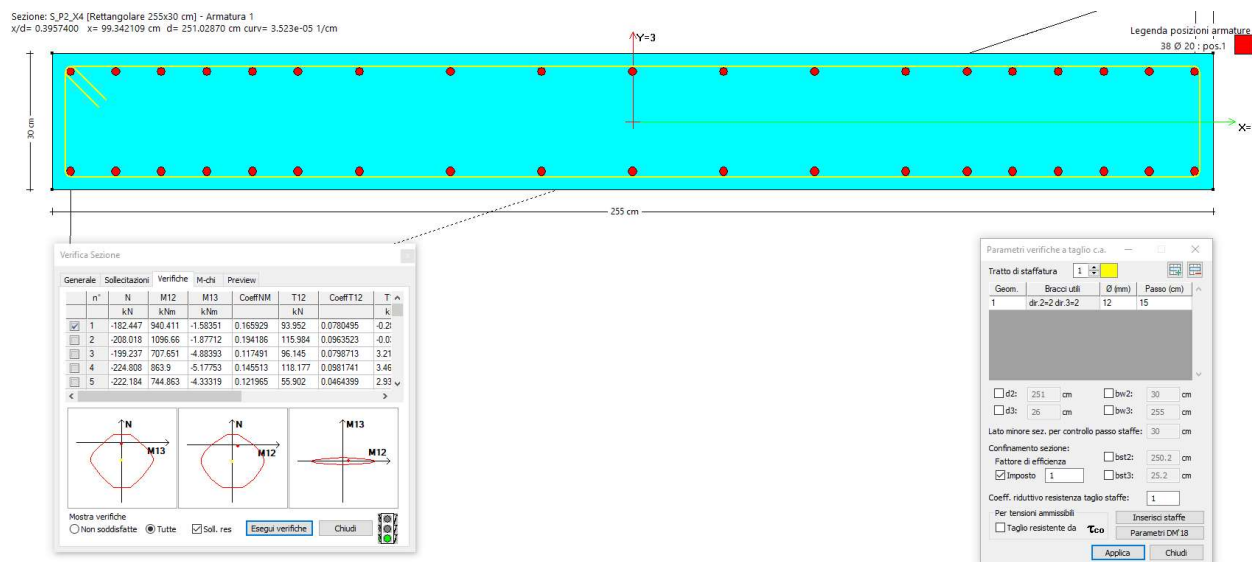


Figura 68 : Setto X4 – Piano Secondo

Le verifiche di duttilità si possono ritenere soddisfatte se, nelle zone dissipative di base delle pareti primarie, il rapporto volumetrico di armatura trasversale soddisfa la limitazione di formula 7.4.32 delle NTC18. Di seguito si propone la verifica soddisfatta :

L	2200 mm	lunghezza totale setto			
n	14	numero totale di barre longitudinali contenute da staffe			
b _i	100 mm				
s	75 mm	passo delle staffe			
asse medio staffe	36 mm				
h _c	300 mm	profondità sezione trasversale lorda			
h ₀	228 mm	profondità nucleo confinato			
b _c	580 mm	larghezza minima sezione trasversale lorda			
b ₀	508 mm	larghezza nucleo confinato			
n staffa integr.	2				
b _i staffa integr.	328 mm				
L staffa integr.	1112 mm				
φ _s staffa integr.	8 mm				
A _s staffa integr.	50.24 mm ²				
α _n	0.80				
α _s	0.77				
α	0.62	coefficiente di efficacia del confinamento			
A	115824 mm ³	area nucleo confinato			
E _s	200000 N/mm ²	modulo elastico acciaio			
f _{yd}	391.3 N/mm ²	resistenza a snervamento acciaio			
f _{cd}	18.13 N/mm ²	resistenza a compressione calcestruzzo			
ω _{wd}	0.28	rapporto meccanico dell'armatura trasversale			
ξ _{SY,d}	0.0019565	deformazione di snervamento dell'acciaio			
T _c	0.44029 s				
T ₁	0.27066 s	periodo proprio struttura in direzione X			
q ₀	3				
μ _d	9.01	domanda in duttilità di curvatura allo SLC per T ₁ < T _c			
n barre	10	armatura al di fuori elementi di bordo			
φ barre	20	armatura al di fuori elementi di bordo			
ρ _v	0.01	rapporto geometrico			
ω _v	0.22				
N _{ED}	780430 N	combinazione sismica SLV			
V _d	0.07	forza assiale adimensionalizzata			
DOMANDA	0.14				
CAPACITA'	0.17				
	VERIFICATO				

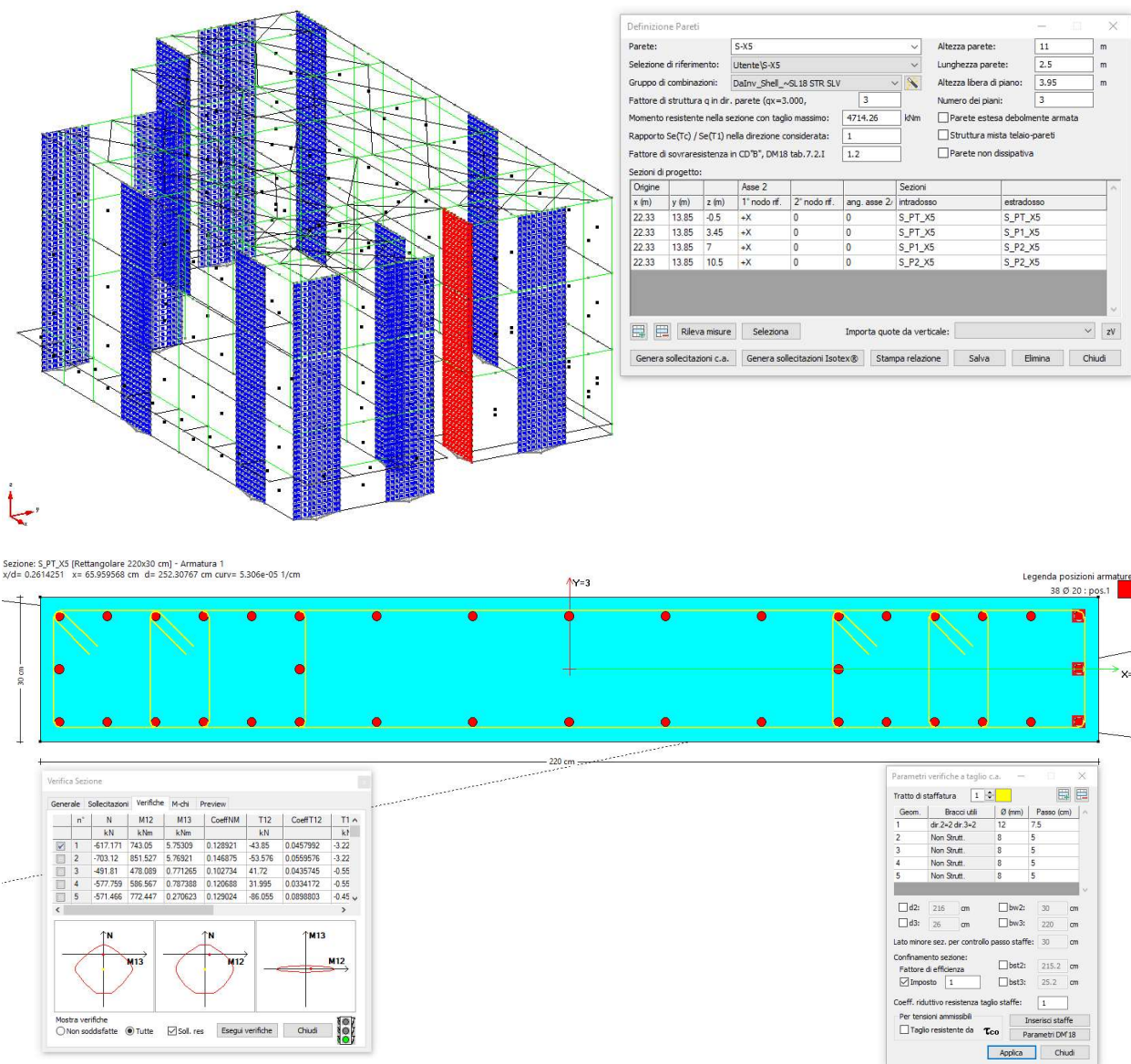


Figura 69 : Setto X5 – Piano Terra

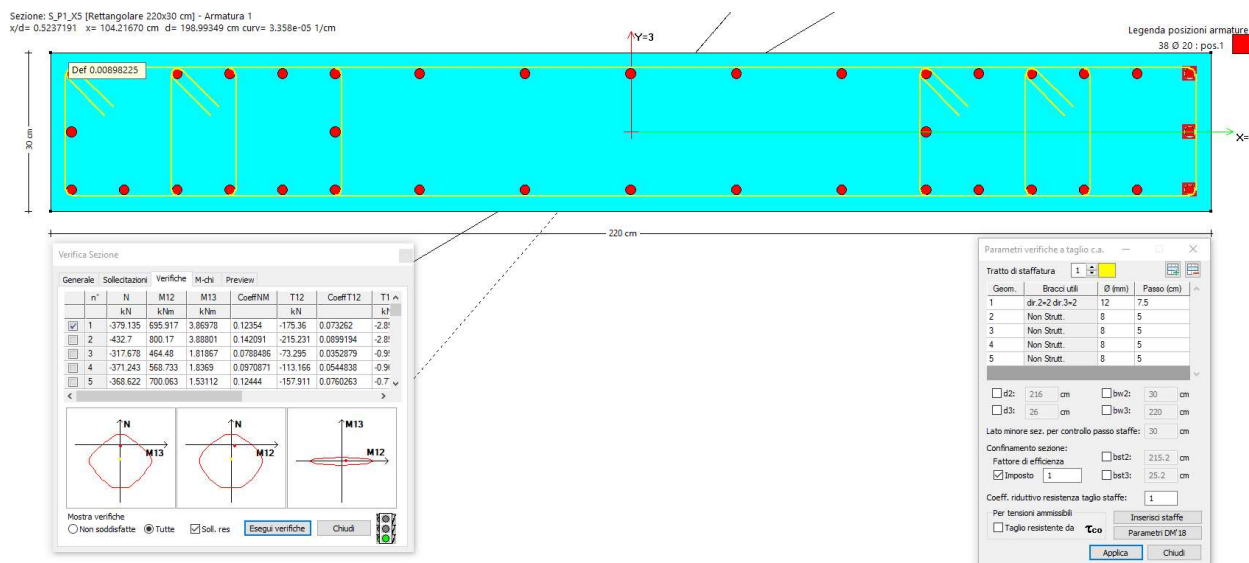


Figura 70 : Setto X5 – Piano Primo

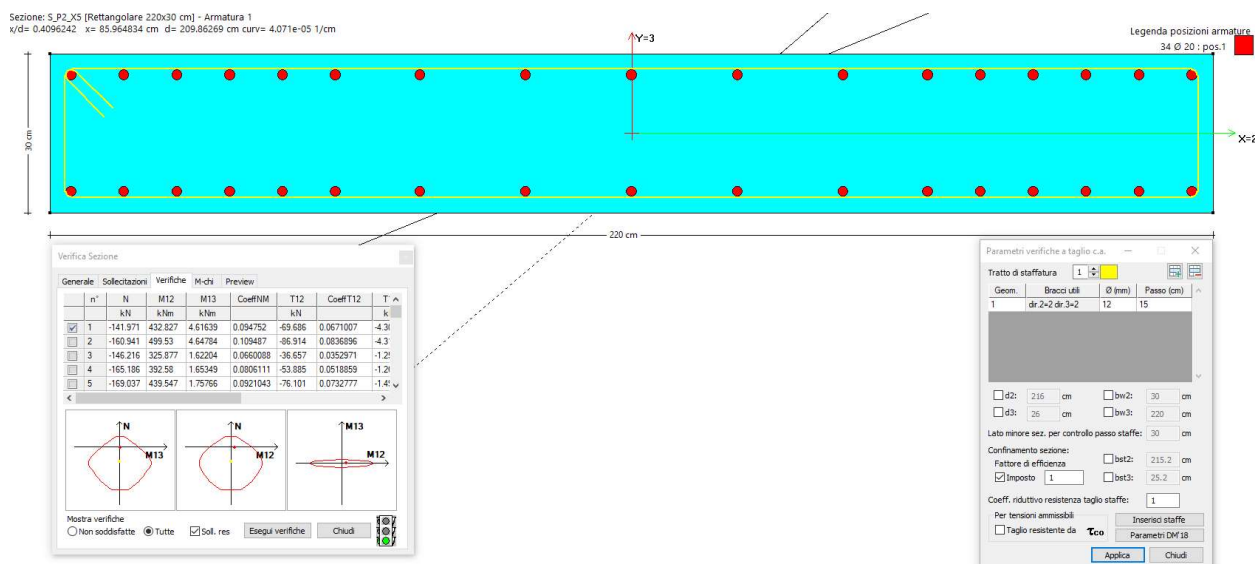


Figura 71 : Setto X5 – Piano Secondo

Le verifiche di duttilità si possono ritenere soddisfatte se, nelle zone dissipative di base delle pareti primarie, il rapporto volumetrico di armatura trasversale soddisfa la limitazione di formula 7.4.32 delle NTC18. Di seguito si propone la verifica soddisfatta :

L	2200 mm	lunghezza totale setto			
n	14	numero totale di barre longitudinali contenute da staffe			
b _l	100 mm				
s	75 mm	passo delle staffe			
asse medio staffe	36 mm				
h _c	300 mm	profondità sezione trasversale lorda			
h ₀	228 mm	profondità nucleo confinato			
b _c	580 mm	larghezza minima sezione trasversale lorda			
b ₀	508 mm	larghezza nucleo confinato			
n staffa integr.	2				
b _l staffa integr.	328 mm				
L staffa integr.	1112 mm				
φ _s staffa integr.	8 mm				
A _s staffa integr.	50.24 mm ²				
α _n	0.80				
α _s	0.77				
α	0.62	coefficiente di efficacia del confinamento			
A	115824 mm ³	area nucleo confinato			
E _s	200000 N/mm ²	modulo elastico acciaio			
f _{yd}	391.3 N/mm ²	resistenza a snervamento acciaio			
f _{cd}	18.13 N/mm ²	resistenza a compressione calcestruzzo			
ω _{wd}	0.28	rapporto meccanico dell'armatura trasversale			
ξ _{SV,d}	0.0019565	deformazione di snervamento dell'acciaio			
T _c	0.44029 s				
T ₁	0.27066 s	periodo proprio struttura in direzione X			
q ₀	3				
μ _d	9.01	domanda in duttilità di curvatura allo SLC per T ₁ < T _c			
n barre	10	armatura al di fuori elementi di bordo			
φ barre	20	armatura al di fuori elementi di bordo			
ρ _v	0.01	rapporto geometrico			
ω _v	0.22				
N _{ED}	640150 N	combinazione sismica SLV			
V _d	0.05	forza assiale adimensionalizzata			
DOMANDA	0.13				
CAPACITA'	0.17				
	VERIFICATO				

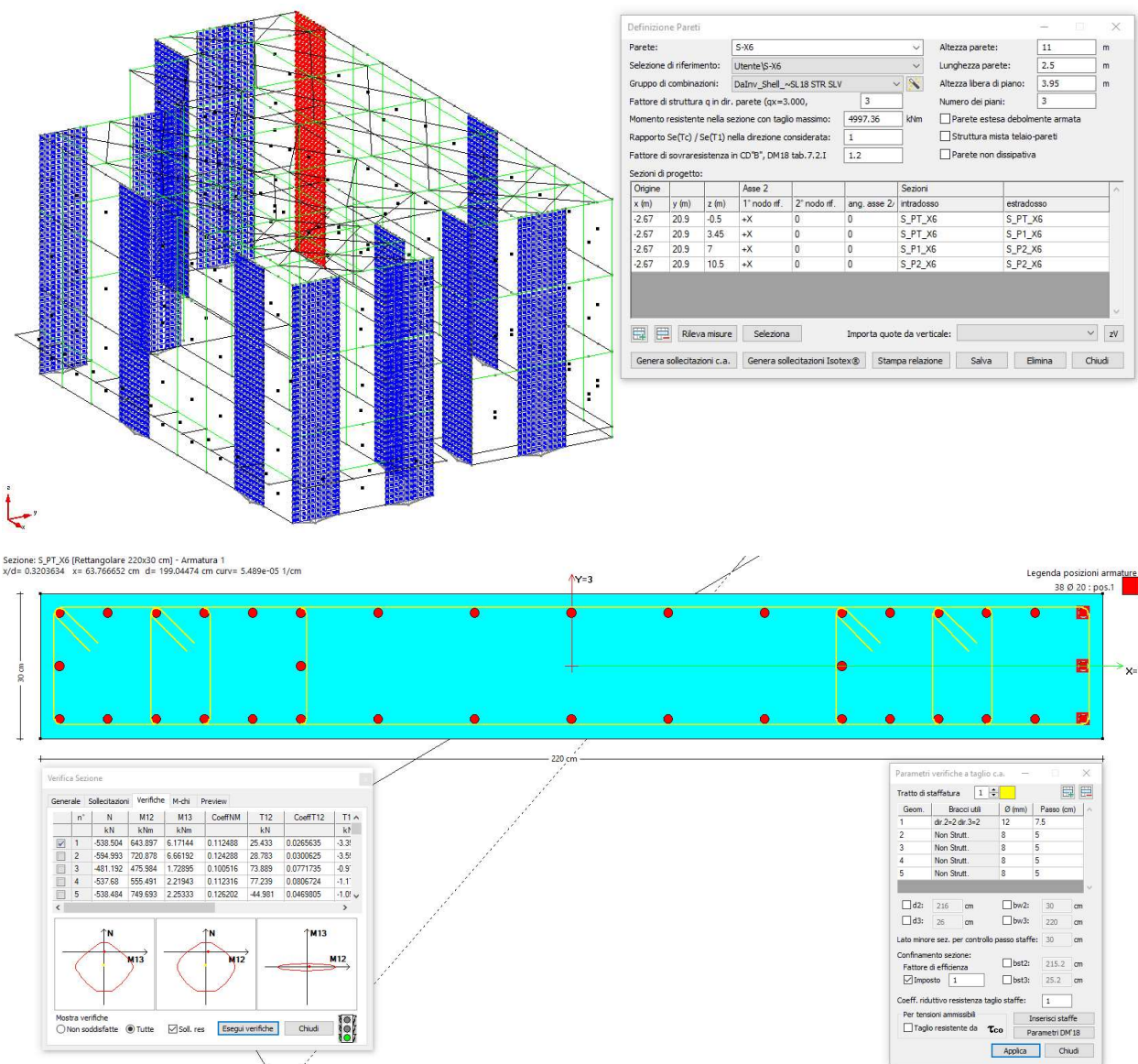


Figura 72 : Setto X6 – Piano Terra

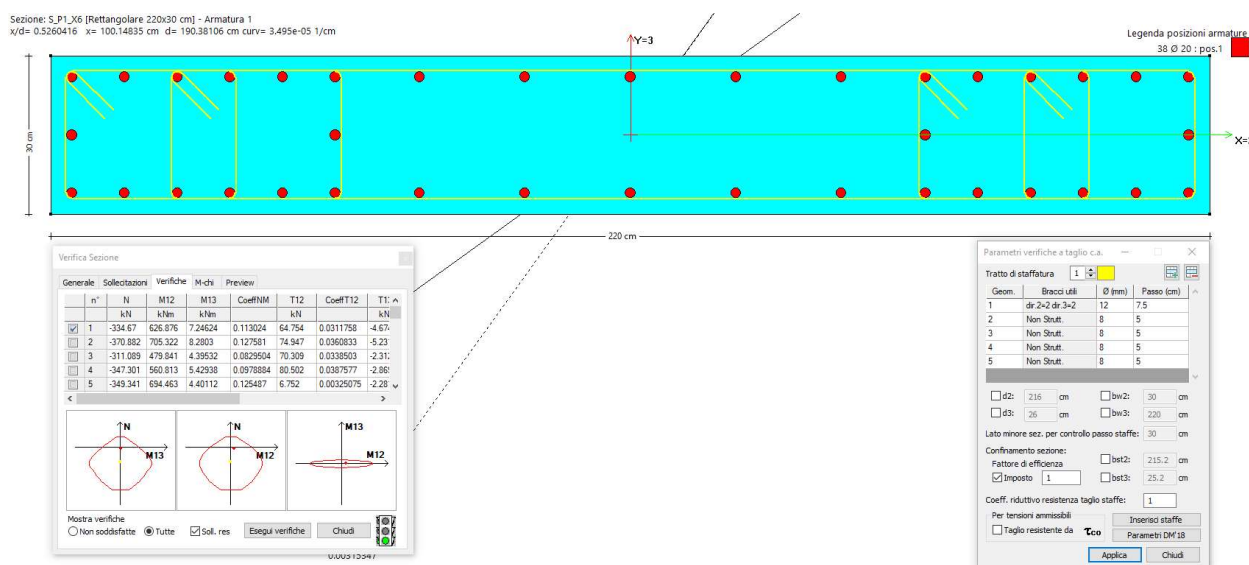


Figura 73 : Setto X6 – Piano Primo

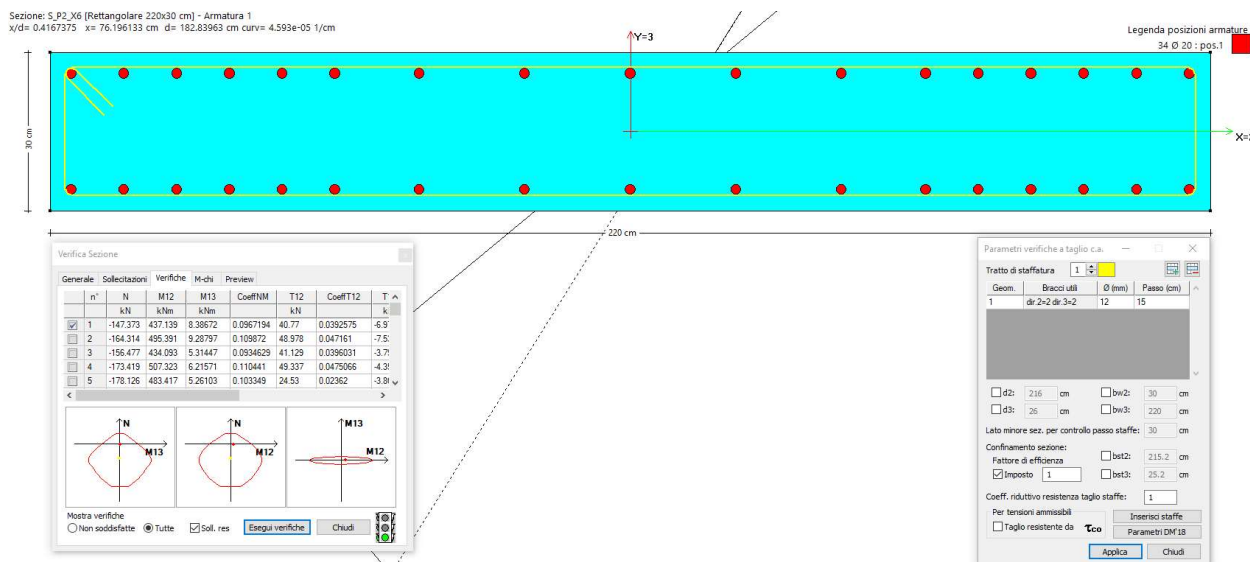


Figura 74 : Setto X6 – Piano Secondo

Le verifiche di duttilità si possono ritenere soddisfatte se, nelle zone dissipative di base delle pareti primarie, il rapporto volumetrico di armatura trasversale soddisfa la limitazione di formula 7.4.32 delle NTC18. Di seguito si propone la verifica soddisfatta :

L	2200 mm	lunghezza totale setto			
n	14	numero totale di barre longitudinali contenute da staffe			
b _l	100 mm				
s	75 mm	passo delle staffe			
asse medio staffe	36 mm				
h _c	300 mm	profondità sezione trasversale lorda			
h ₀	228 mm	profondità nucleo confinato			
b _c	580 mm	larghezza minima sezione trasversale lorda			
b ₀	508 mm	larghezza nucleo confinato			
n staffa integr.	2				
b _l staffa integr.	328 mm				
L staffa integr.	1112 mm				
φ _s staffa integr.	8 mm				
A _s staffa integr.	50.24 mm ²				
α _n	0.80				
α _s	0.77				
α	0.62	coefficiente di efficacia del confinamento			
A	115824 mm ³	area nucleo confinato			
E _s	200000 N/mm ²	modulo elastico acciaio			
f _{yd}	391.3 N/mm ²	resistenza a snervamento acciaio			
f _{cd}	18.13 N/mm ²	resistenza a compressione calcestruzzo			
ω _{wd}	0.28	rapporto meccanico dell'armatura trasversale			
ξ _{SV,d}	0.0019565	deformazione di snervamento dell'acciaio			
T _c	0.44029 s				
T ₁	0.27066 s	periodo proprio struttura in direzione X			
q ₀	3				
μ _d	9.01	domanda in duttilità di curvatura allo SLC per T ₁ < T _c			
n barre	10	armatura al di fuori elementi di bordo			
φ barre	20	armatura al di fuori elementi di bordo			
ρ _v	0.01	rapporto geometrico			
ω _v	0.22				
N _{ED}	567290 N	combinazione sismica SLV			
V _d	0.05	forza assiale adimensionalizzata			
DOMANDA	0.12				
CAPACITA'	0.17				
	VERIFICATO				

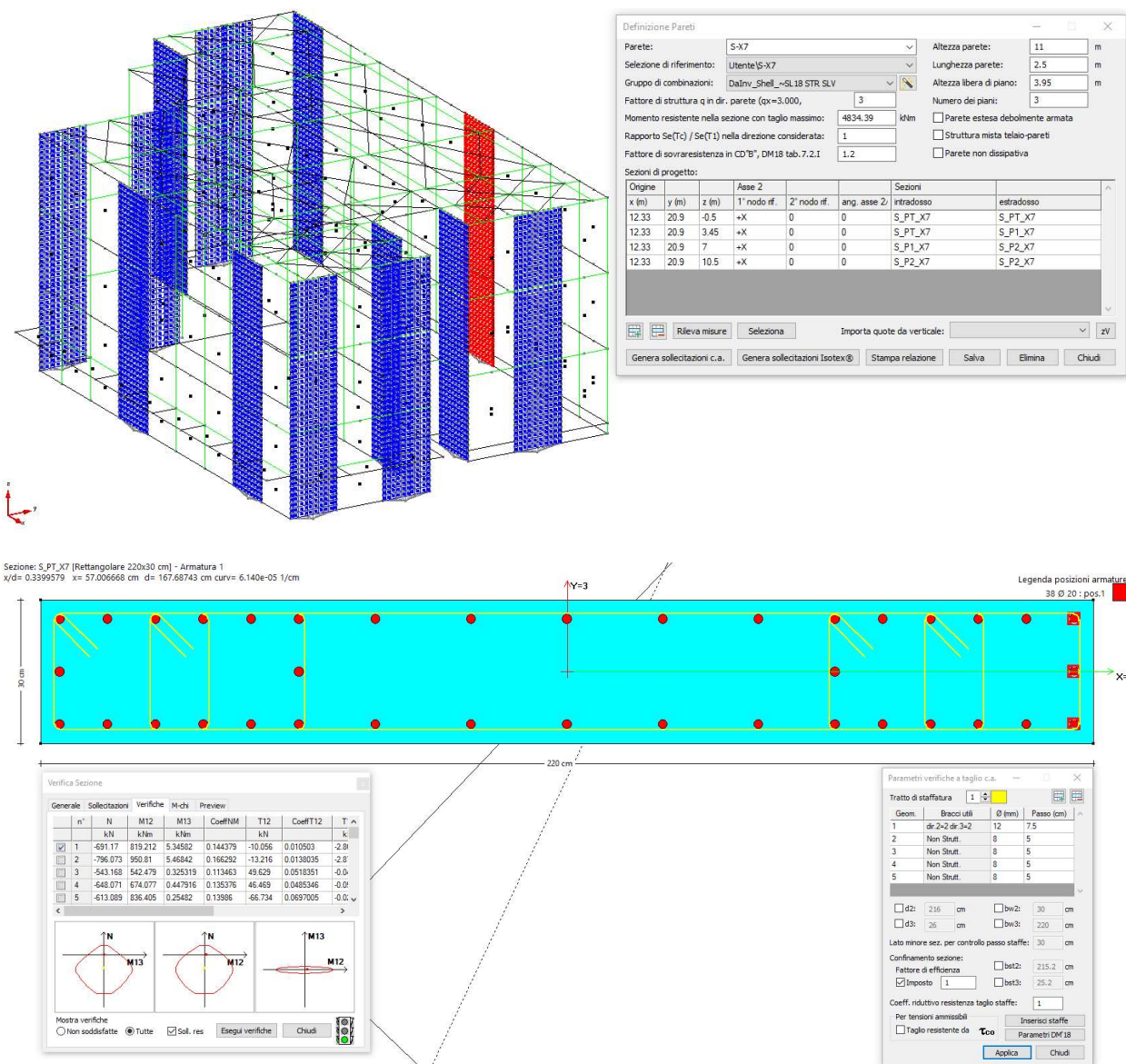


Figura 75 : Setto X7 – Piano Terra

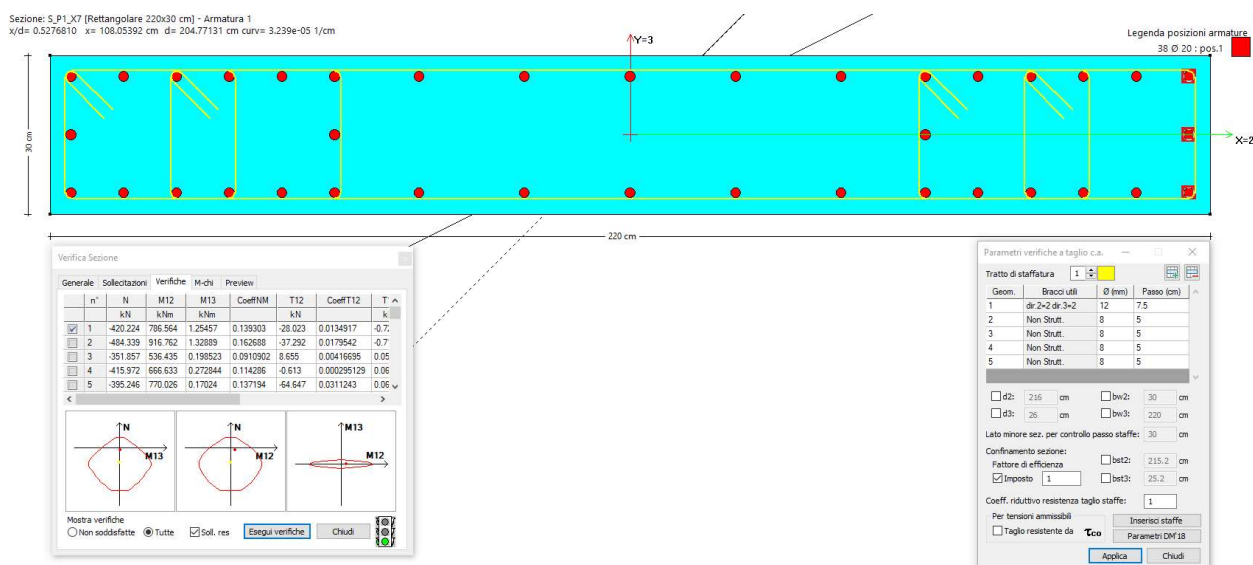


Figura 76 : Setto X7 – Piano Primo

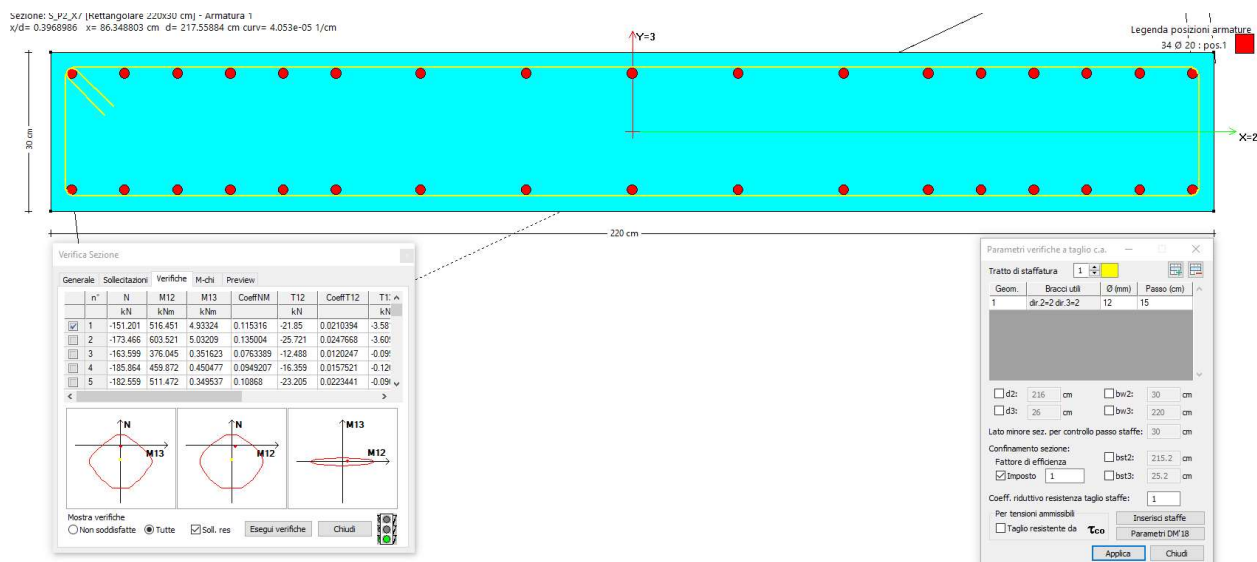


Figura 77 : Setto X7 – Piano Secondo

Le verifiche di duttilità si possono ritenere soddisfatte se, nelle zone dissipative di base delle pareti primarie, il rapporto volumetrico di armatura trasversale soddisfa la limitazione di formula 7.4.32 delle NTC18. Di seguito si propone la verifica soddisfatta :

L	2200 mm	lunghezza totale setto			
n	14	numero totale di barre longitudinali contenute da staffe			
b _l	100 mm				
s	75 mm	passo delle staffe			
asse medio staffe	36 mm				
h _c	300 mm	profondità sezione trasversale lorda			
h ₀	228 mm	profondità nucleo confinato			
b _c	580 mm	larghezza minima sezione trasversale lorda			
b ₀	508 mm	larghezza nucleo confinato			
n staffa integr.	2				
b _l staffa integr.	328 mm				
L staffa integr.	1112 mm				
φ _s staffa integr.	8 mm				
A _s staffa integr.	50.24 mm ²				
α _n	0.80				
α _s	0.77				
α	0.62	coefficiente di efficacia del confinamento			
A	115824 mm ³	area nucleo confinato			
E _s	200000 N/mm ²	modulo elastico acciaio			
f _{yd}	391.3 N/mm ²	resistenza a snervamento acciaio			
f _{cd}	18.13 N/mm ²	resistenza a compressione calcestruzzo			
ω _{wd}	0.28	rapporto meccanico dell'armatura trasversale			
ξ _{SV,d}	0.0019565	deformazione di snervamento dell'acciaio			
T _c	0.44029 s				
T ₁	0.27066 s	periodo proprio struttura in direzione X			
q ₀	3				
μ _d	9.01	domanda in duttilità di curvatura allo SLC per T ₁ < T _c			
n barre	10	armatura al di fuori elementi di bordo			
φ barre	20	armatura al di fuori elementi di bordo			
ρ _v	0.01	rapporto geometrico			
ω _v	0.22				
N _{ED}	630690 N	combinazione sismica SLV			
v _d	0.05	forza assiale adimensionalizzata			
DOMANDA	0.13				
CAPACITA'	0.17				
	VERIFICATO				

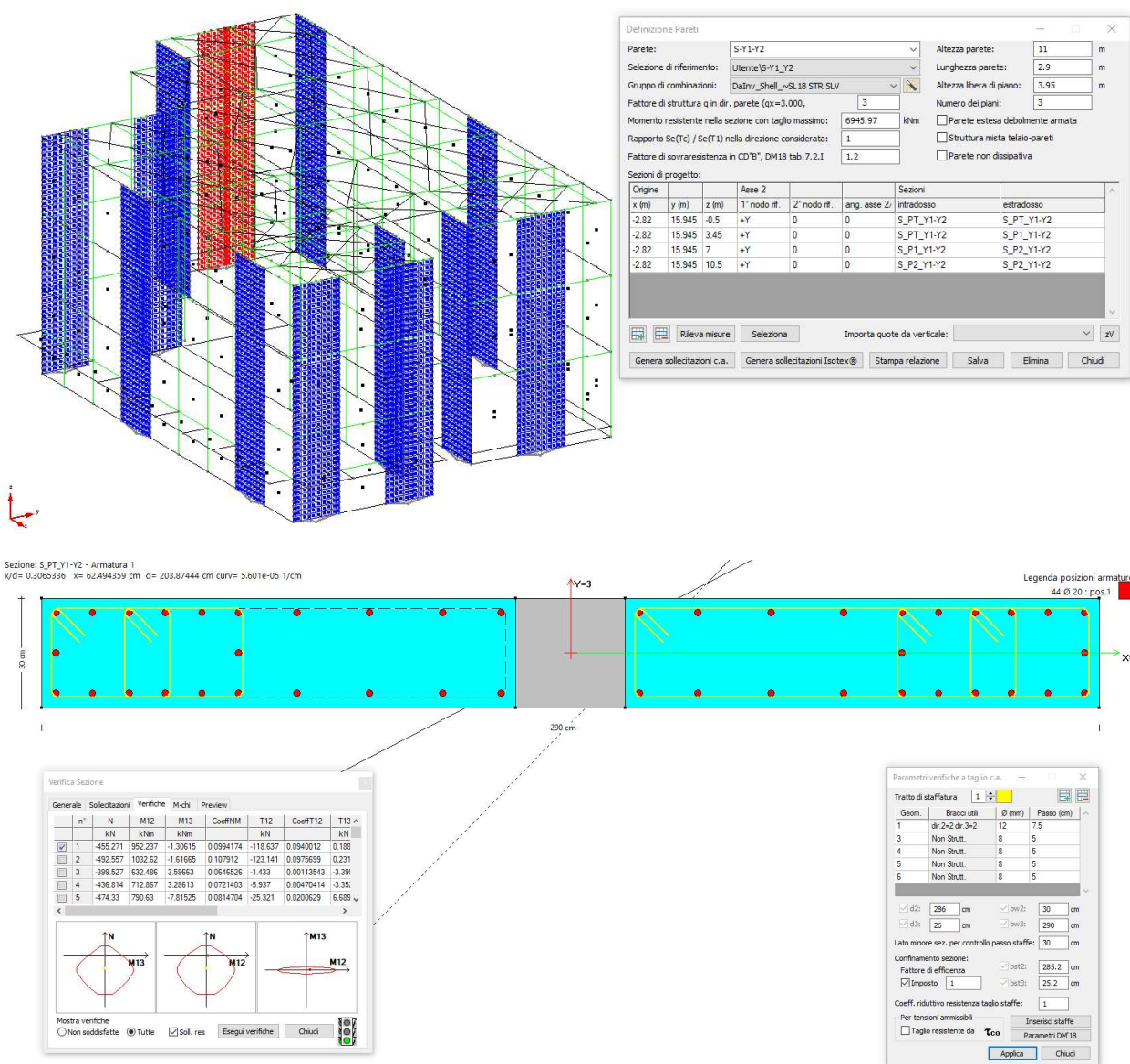


Figura 78 : Setto Y1 Y2 – Piano Terra

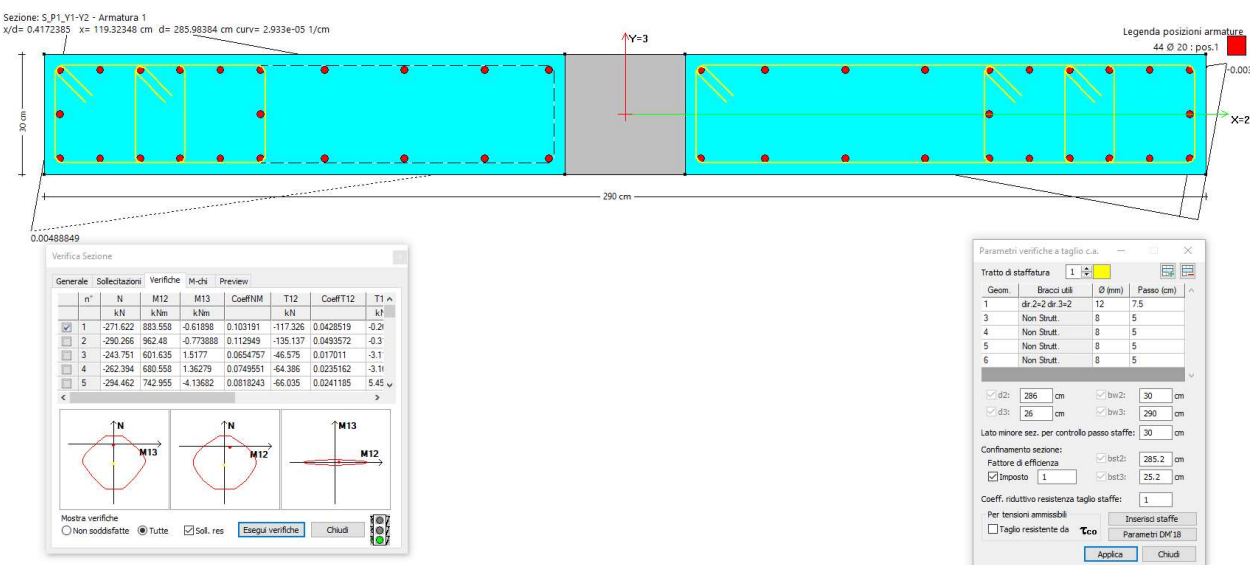


Figura 79 : Setto Y1 Y2 – Piano Primo

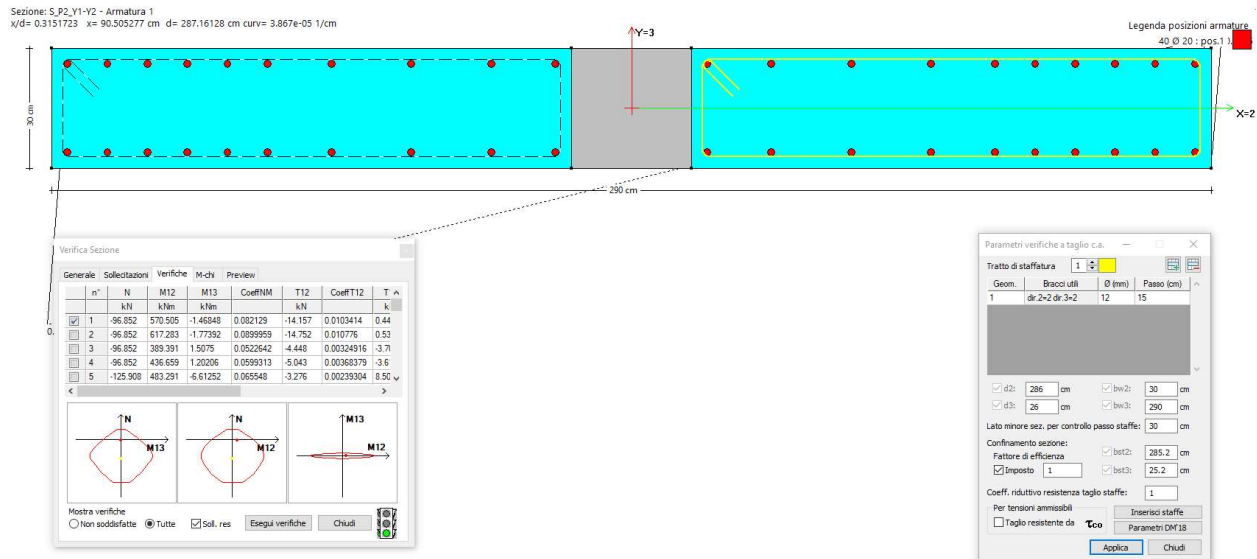


Figura 80 : Setto Y1 Y2 – Piano Secondo

Le verifiche di duttilità si possono ritenere soddisfatte se, nelle zone dissipative di base delle pareti primarie, il rapporto volumetrico di armatura trasversale soddisfa la limitazione di formula 7.4.32 delle NTC18. Di seguito si propone la verifica soddisfatta :

L	2900 mm	lunghezza totale setto			
n	14	numero totale di barre longitudinali contenute da staffe			
b _l	100 mm				
s	75 mm	passo delle staffe			
asse medio staffe	36 mm				
h _c	300 mm	profondità sezione trasversale lorda			
h ₀	228 mm	profondità nucleo confinato			
b _c	580 mm	larghezza minima sezione trasversale lorda			
b ₀	508 mm	larghezza nucleo confinato			
n staffa integr.	2				
b _l staffa integr.	328 mm				
L staffa integr.	1112 mm				
φ _s staffa integr.	8 mm				
A _s staffa integr.	50.24 mm ²				
α _n	0.80				
α _s	0.77				
α	0.62	coefficiente di efficacia del confinamento			
A	115824 mm ³	area nucleo confinato			
E _s	200000 N/mm ²	modulo elastico acciaio			
f _{yd}	391.3 N/mm ²	resistenza a snervamento acciaio			
f _{cd}	18.13 N/mm ²	resistenza a compressione calcestruzzo			
ω _{wd}	0.28	rapporto meccanico dell'armatura trasversale			
ξ _{SY,d}	0.0019565	deformazione di snervamento dell'acciaio			
T _c	0.44029 s				
T ₁	0.33913 s	periodo proprio struttura in direzione Y			
q ₀	3				
μ _d	7.43	domanda in duttilità di curvatura allo SLC per T ₁ < T _c			
n barre	16	armatura al di fuori elementi di bordo			
φ barre	20	armatura al di fuori elementi di bordo			
ρ _v	0.01	rapporto geometrico			
ω _v	0.21				
N _{ED}	439800 N	combinazione sismica SLV			
V _d	0.03	forza assiale adimensionalizzata			
DOMANDA	0.08				
CAPACITA'	0.17				
	VERIFICATO				

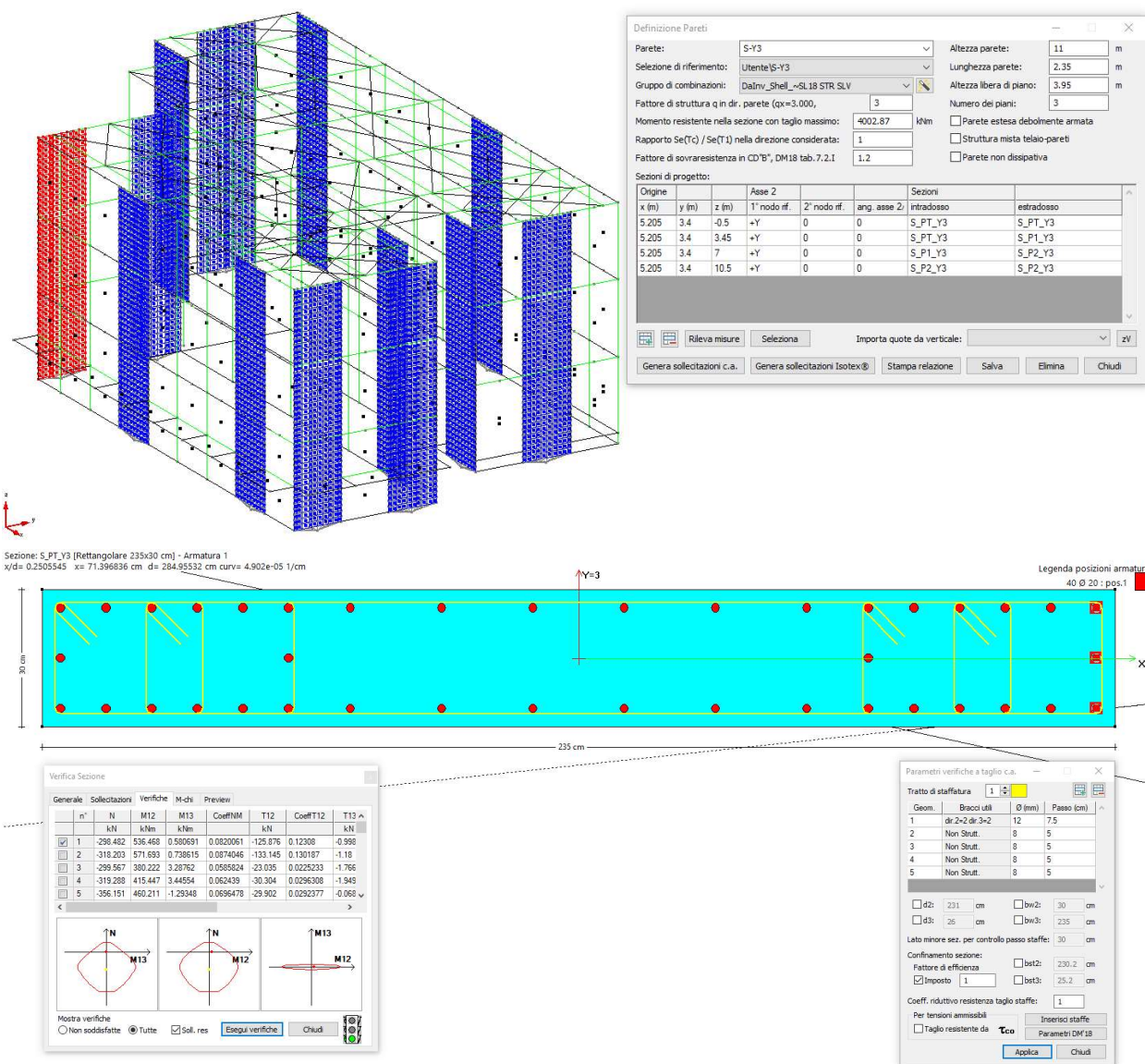


Figura 81 : Setto Y3 – Piano Terra

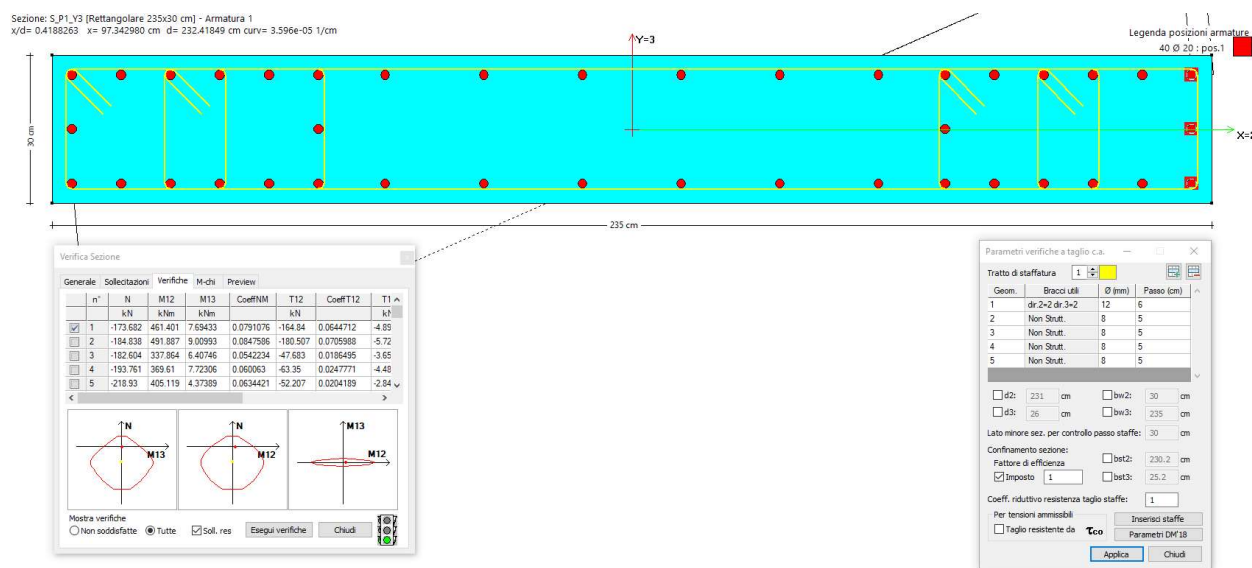


Figura 82 : Setto Y3 – Piano Primo

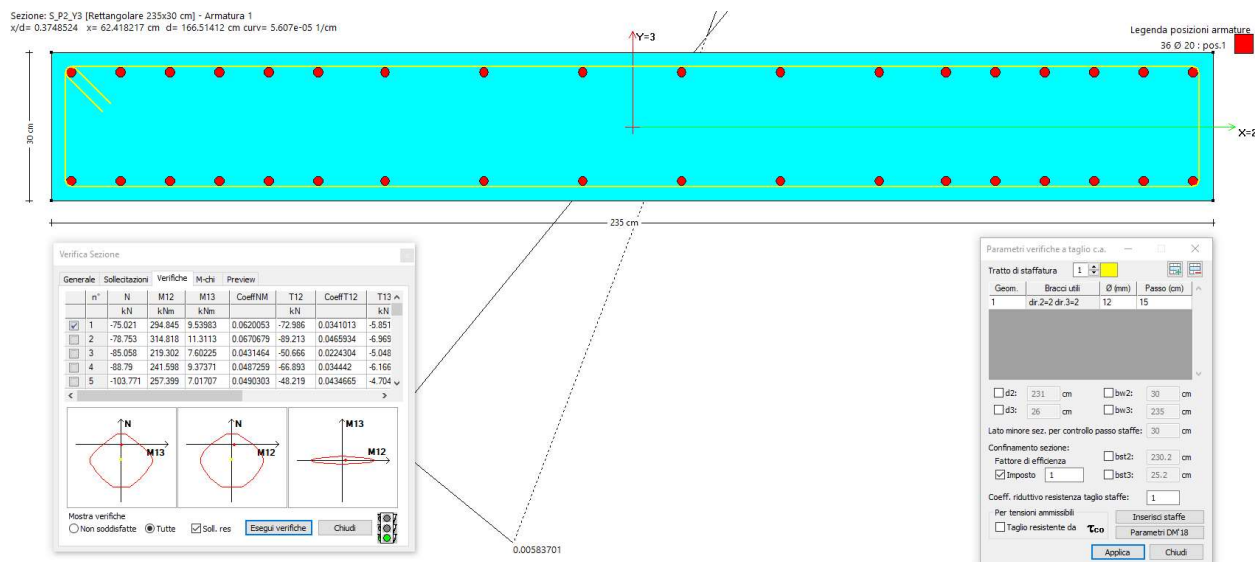


Figura 83 : Setto Y3 – Piano Secondo

Le verifiche di duttilità si possono ritenere soddisfatte se, nelle zone dissipative di base delle pareti primarie, il rapporto volumetrico di armatura trasversale soddisfa la limitazione di formula 7.4.32 delle NTC18. Di seguito si propone la verifica soddisfatta :

L	2350 mm	lunghezza totale setto			
n	14	numero totale di barre longitudinali contenute da staffe			
b _i	100 mm				
s	75 mm	passo delle staffe			
asse medio staffe	36 mm				
h _c	300 mm	profondità sezione trasversale lorda			
h ₀	228 mm	profondità nucleo confinato			
b _c	580 mm	larghezza minima sezione trasversale lorda			
b ₀	508 mm	larghezza nucleo confinato			
n staffa integr.	2				
b _i staffa integr.	328 mm				
L staffa integr.	1112 mm				
φ _s staffa integr.	8 mm				
A _s staffa integr.	50.24 mm ²				
α _n	0.80				
α _s	0.77				
α	0.62	coefficiente di efficacia del confinamento			
A	115824 mm ³	area nucleo confinato			
E _s	200000 N/mm ²	modulo elastico acciaio			
f _{yd}	391.3 N/mm ²	resistenza a snervamento acciaio			
f _{cd}	18.13 N/mm ²	resistenza a compressione calcestruzzo			
ω _{wd}	0.28	rapporto meccanico dell'armatura trasversale			
ξ _{SY,d}	0.0019565	deformazione di snervamento dell'acciaio			
T _c	0.44029 s				
T ₁	0.33913 s	periodo proprio struttura in direzione Y			
q ₀	3				
μ _d	7.43	domanda in duttilità di curvatura allo SLC per T ₁ < T _c			
n barre	10	armatura al di fuori elementi di bordo			
φ barre	20	armatura al di fuori elementi di bordo			
ρ _v	0.01	rapporto geometrico			
ω _v	0.19				
N _{ED}	727330 N	combinazione sismica SLV			
v _d	0.06	forza assiale adimensionalizzata			
DOMANDA	0.09				
CAPACITA'	0.17				
	VERIFICATO				

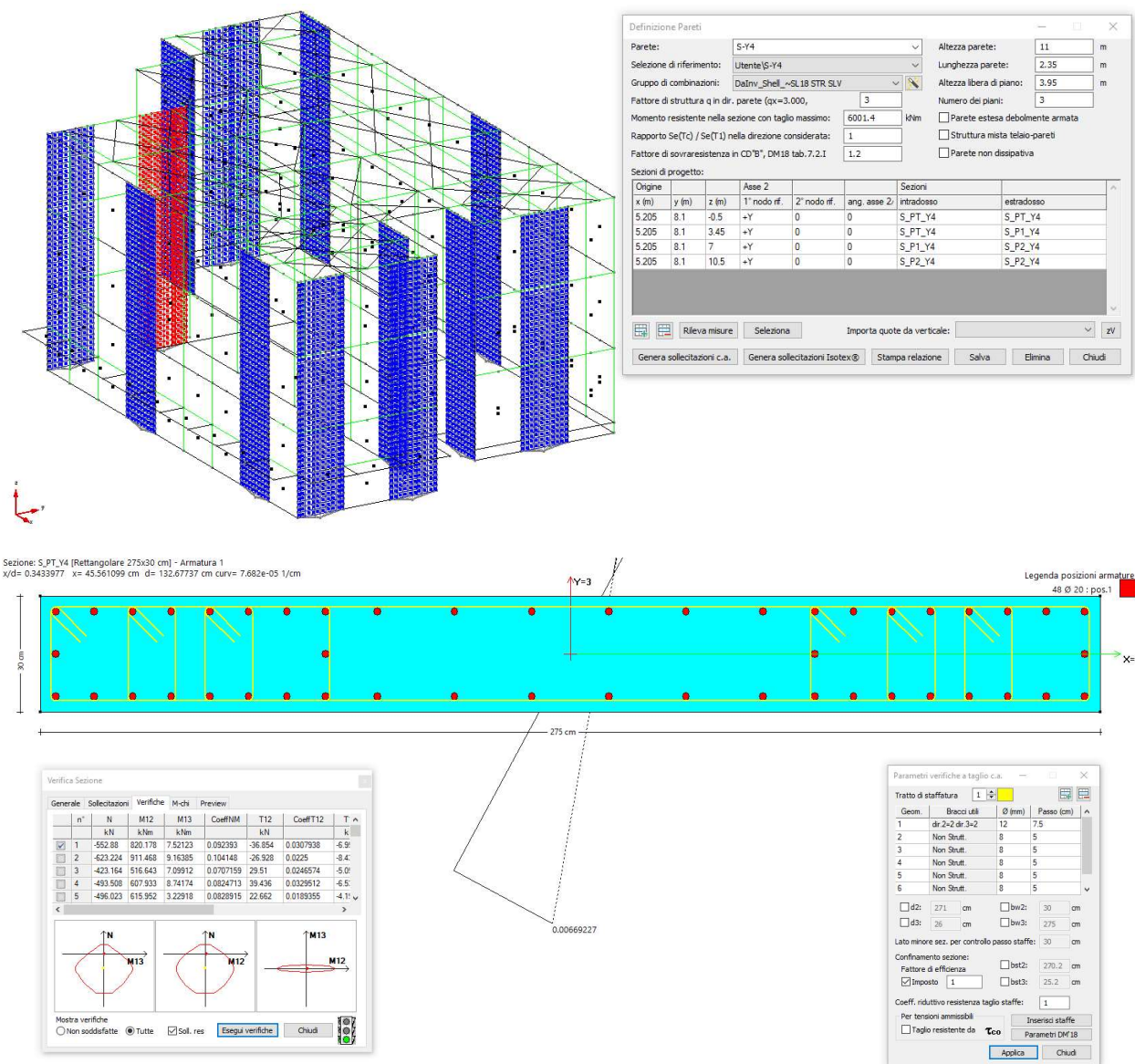


Figura 84 : Setto Y4 – Piano Terra

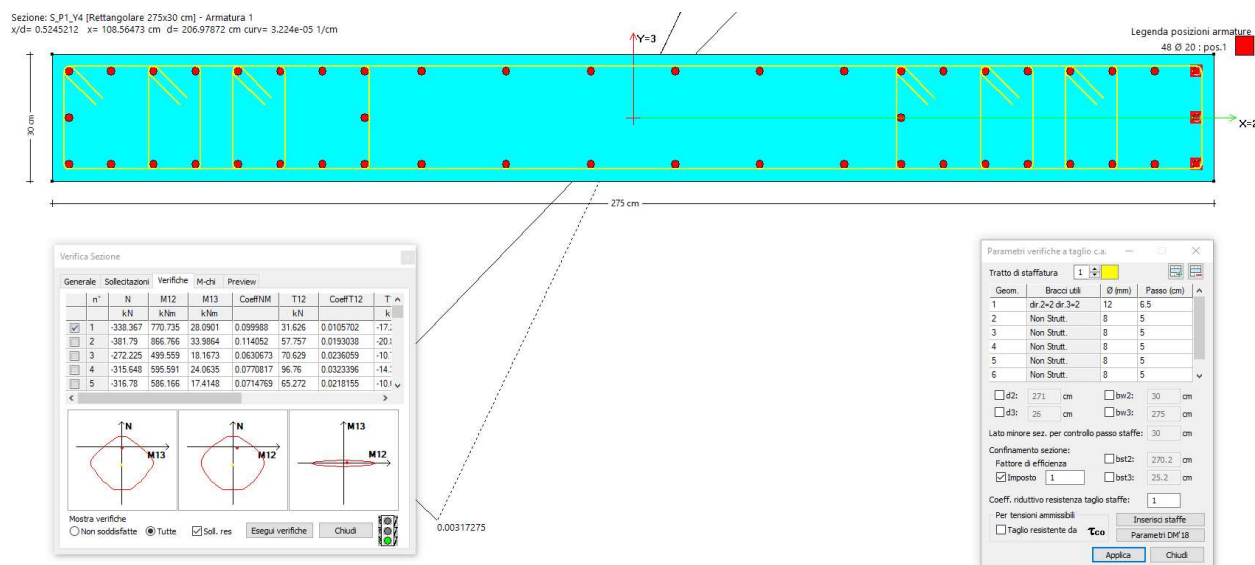


Figura 85 : Setto Y4 – Piano Primo

Sezione: S_P2_Y4 (Rettangolare 275x30 cm) - Armatura 1
 x/d= 0.4512012 x= 45.451311 cm d= 100.73403 cm curv= 7.701e-05 1/cm

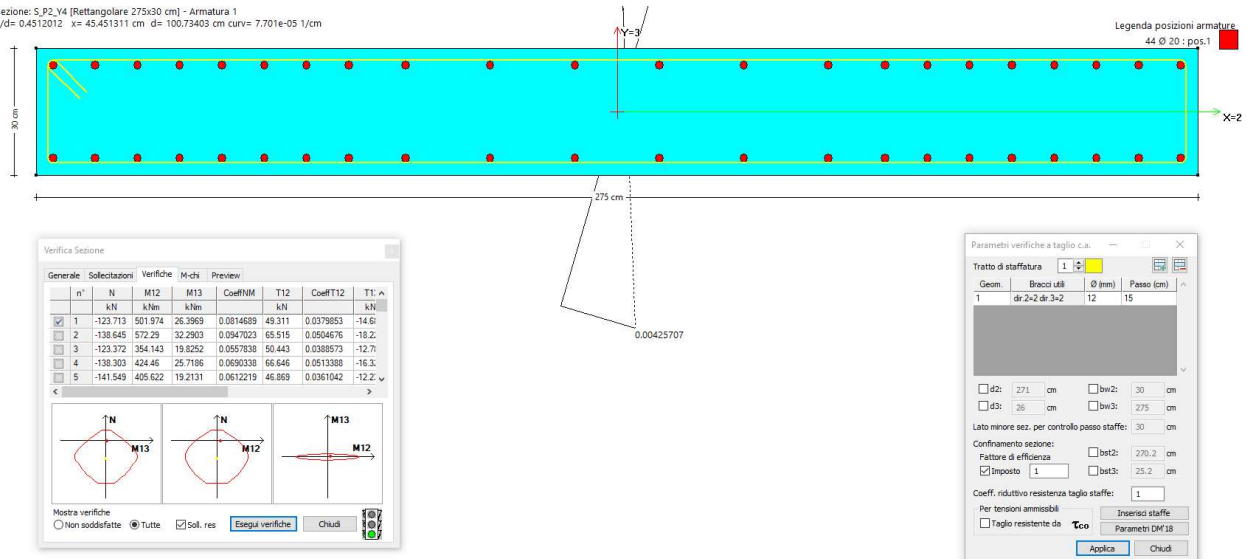


Figura 86 : Setto Y4 – Piano Secondo

Le verifiche di duttilità si possono ritenere soddisfatte se, nelle zone dissipative di base delle pareti primarie, il rapporto volumetrico di armatura trasversale soddisfa la limitazione di formula 7.4.32 delle NTC18. Di seguito si propone la verifica soddisfatta :

L	2750 mm	lunghezza totale setto			
n	18	numero totale di barre longitudinali contenute da staffe			
b _i	100 mm				
s	75 mm	passo delle staffe			
asse medio staffe	36 mm				
h _c	300 mm	profondità sezione trasversale lorda			
h ₀	228 mm	profondità nucleo confinato			
b _c	780 mm	larghezza minima sezione trasversale lorda			
b ₀	708 mm	larghezza nucleo confinato			
n staffa integr.	2				
b _i staffa integr.	328 mm				
L staffa integr.	1112 mm				
φ _s staffa integr.	8 mm				
A _s staffa integr.	50.24 mm ²				
α _n	0.81				
α _s	0.79				
α	0.64	coefficiente di efficacia del confinamento			
A	161424 mm ³	area nucleo confinato			
E _s	200000 N/mm ²	modulo elastico acciaio			
f _{yd}	391.3 N/mm ²	resistenza a snervamento acciaio			
f _{cd}	18.13 N/mm ²	resistenza a compressione calcestruzzo			
ω _{wd}	0.20	rapporto meccanico dell'armatura trasversale			
ξ _{SV,d}	0.0019565	deformazione di snervamento dell'acciaio			
T _c	0.44029 s				
T ₁	0.33913 s	periodo proprio struttura in direzione Y			
q ₀	3				
μ _d	7.43	domanda in duttilità di curvatura allo SLC per T ₁ < T _c			
n barre	12	armatura al di fuori elementi di bordo			
φ barre	20	armatura al di fuori elementi di bordo			
ρ _v	0.01	rapporto geometrico			
ω _v	0.23				
N _{ED}	913140 N	combinazione sismica SLV			
V _d	0.06	forza assiale adimensionalizzata			
DOMANDA	0.10				
CAPACITA'	0.13				
	VERIFICATO				

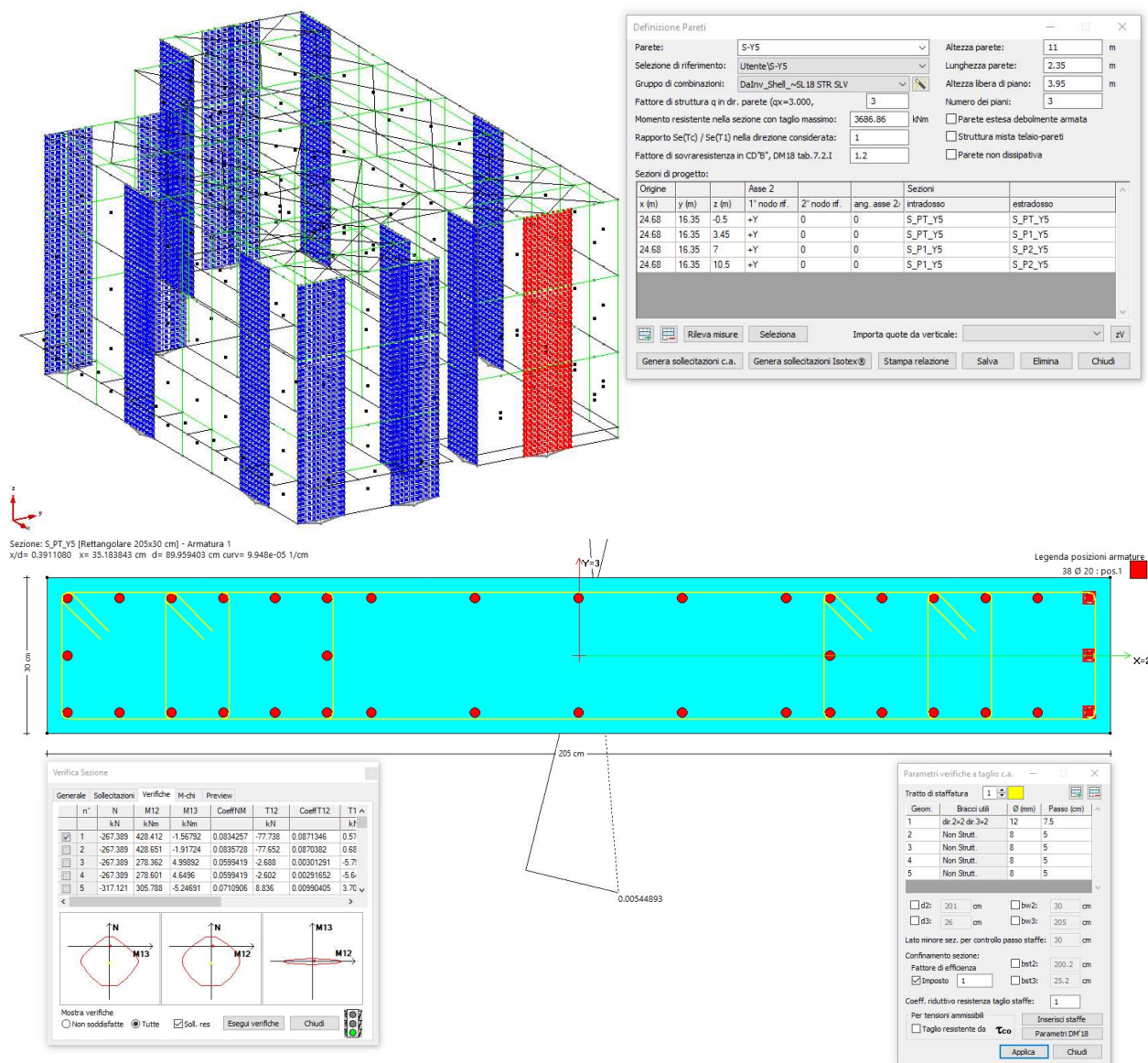


Figura 87 : Setto Y5 – Piano Terra

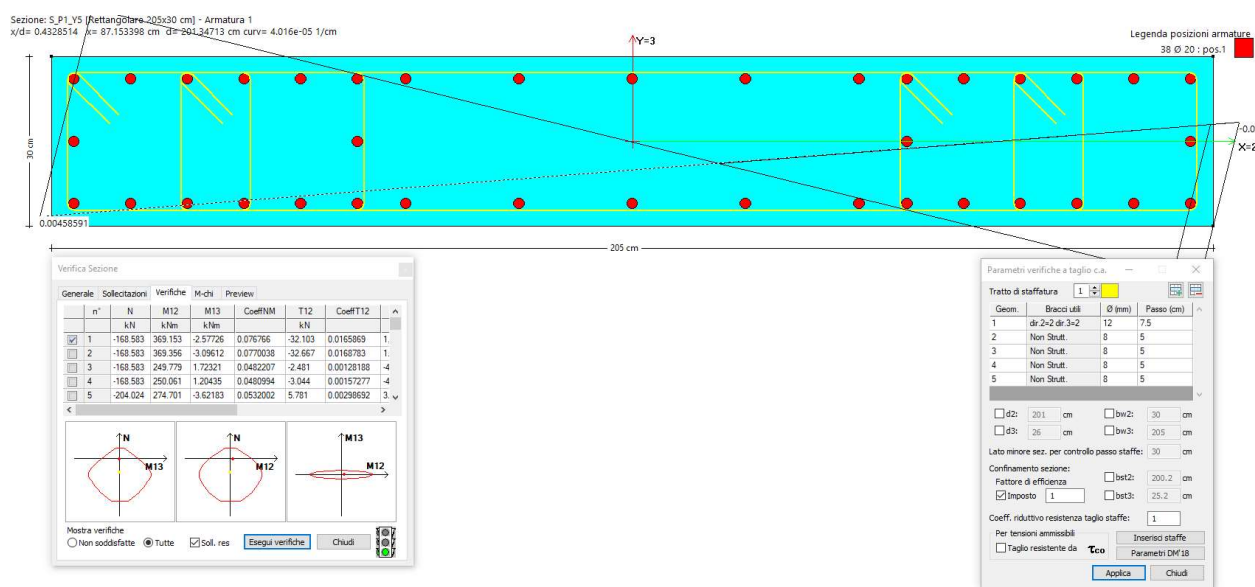


Figura 88 : Setto Y5 – Piano Primo

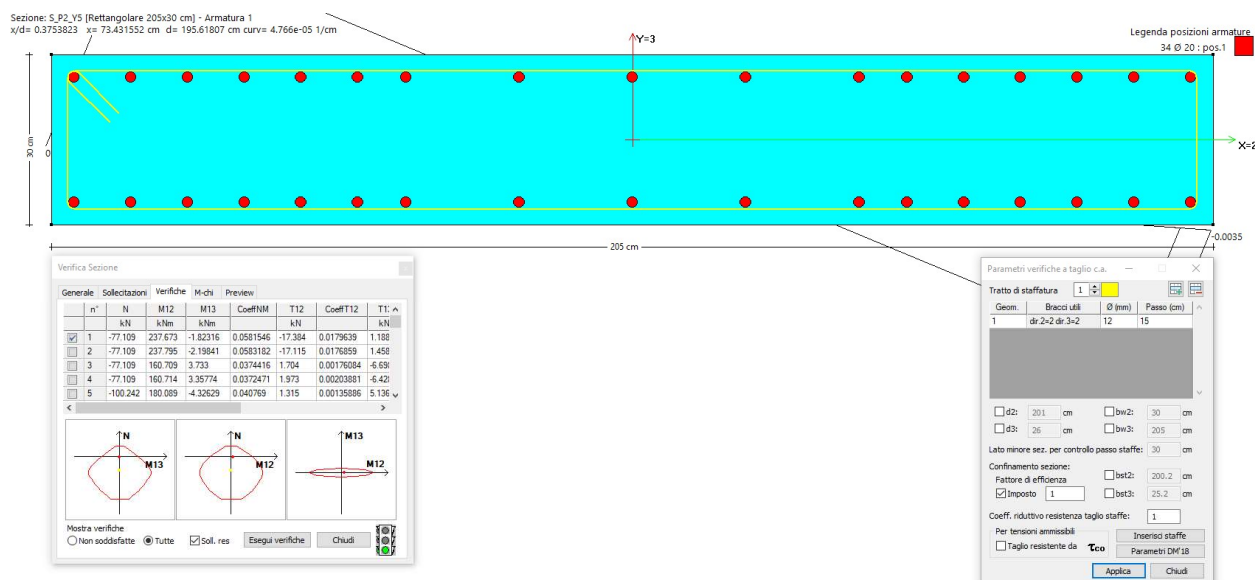


Figura 89 : Setto Y5 – Piano Secondo

Le verifiche di duttilità si possono ritenere soddisfatte se, nelle zone dissipative di base delle pareti primarie, il rapporto volumetrico di armatura trasversale soddisfa la limitazione di formula 7.4.32 delle NTC18. Di seguito si propone la verifica soddisfatta :

L	2050 mm	lunghezza totale setto			
n	14	numero totale di barre longitudinali contenute da staffe			
b _i	100 mm				
s	75 mm	passo delle staffe			
asse medio staffe	36 mm				
h _c	300 mm	profondità sezione trasversale lorda			
h ₀	228 mm	profondità nucleo confinato			
b _c	580 mm	larghezza minima sezione trasversale lorda			
b ₀	508 mm	larghezza nucleo confinato			
n staffa integr.	2				
b _i staffa integr.	328 mm				
L staffa integr.	1112 mm				
φ _s staffa integr.	8 mm				
A _s staffa integr.	50.24 mm ²				
α _n	0.80				
α _s	0.77				
α	0.62	coefficiente di efficacia del confinamento			
A	115824 mm ³	area nucleo confinato			
E _s	200000 N/mm ²	modulo elastico acciaio			
f _{yd}	391.3 N/mm ²	resistenza a snervamento acciaio			
f _{cd}	18.13 N/mm ²	resistenza a compressione calcestruzzo			
ω _{wd}	0.28	rapporto meccanico dell'armatura trasversale			
ξ _{SV,d}	0.0019565	deformazione di snervamento dell'acciaio			
T _c	0.44029 s				
T ₁	0.33913 s	periodo proprio struttura in direzione Y			
q ₀	3				
μ _d	7.43	domanda in duttilità di curvatura allo SLC per T ₁ < T _c			
n barre	10	armatura al di fuori elementi di bordo			
φ barre	20	armatura al di fuori elementi di bordo			
ρ _v	0.01	rapporto geometrico			
ω _v	0.25				
N _{ED}	275520 N	combinazione sismica SLV			
v _d	0.02	forza assiale adimensionalizzata			
DOMANDA	0.10				
CAPACITA'	0.17				
	VERIFICATO				

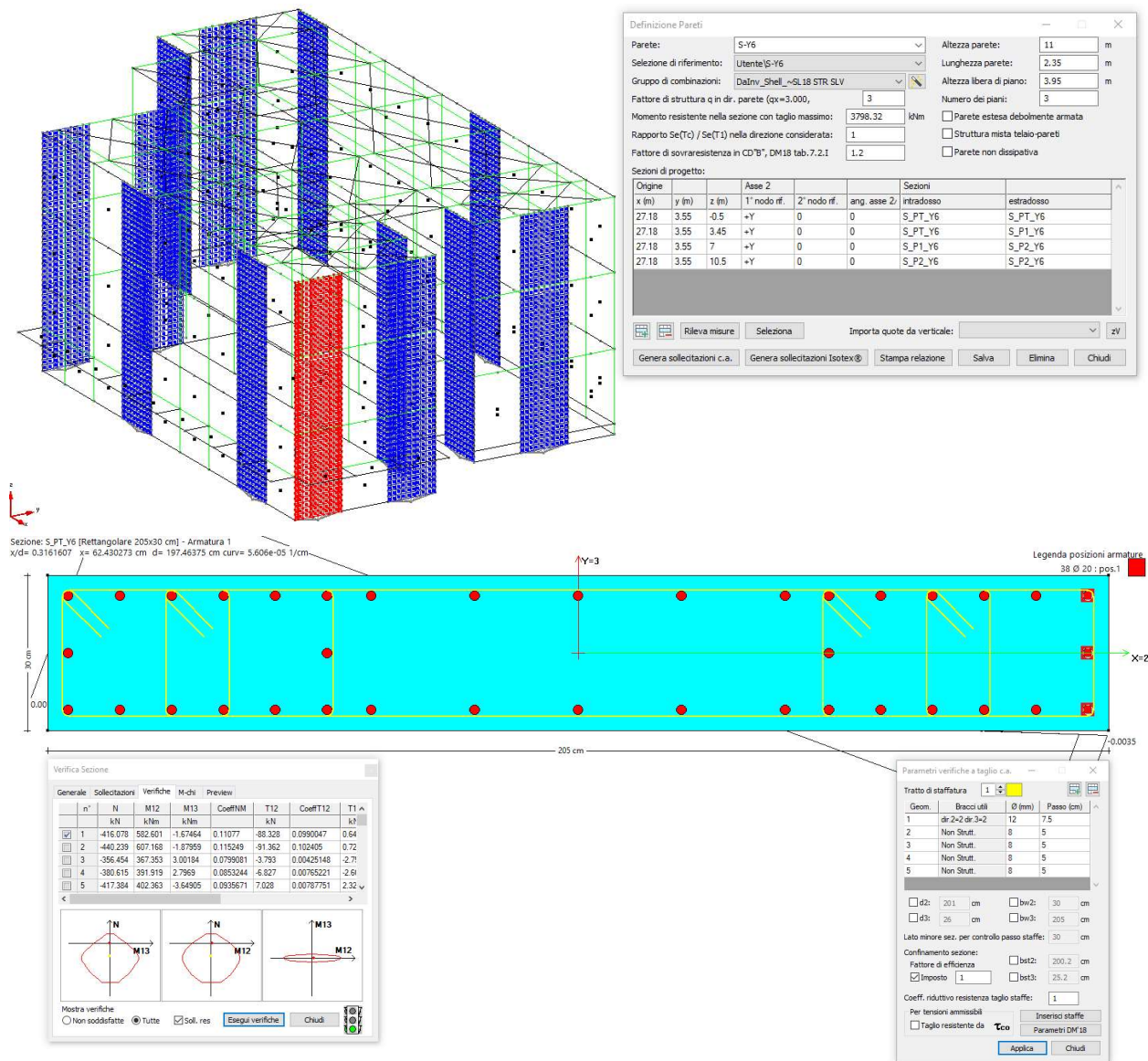


Figura 90 : Setto Y6 – Piano Terra

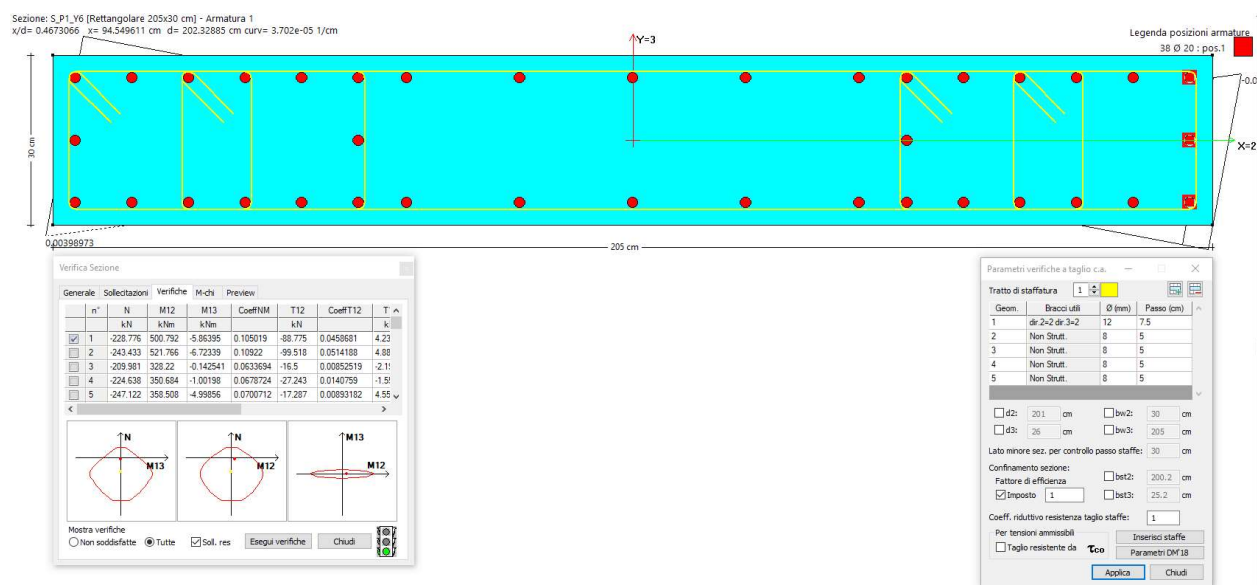


Figura 91 : Setto Y6 – Piano Primo

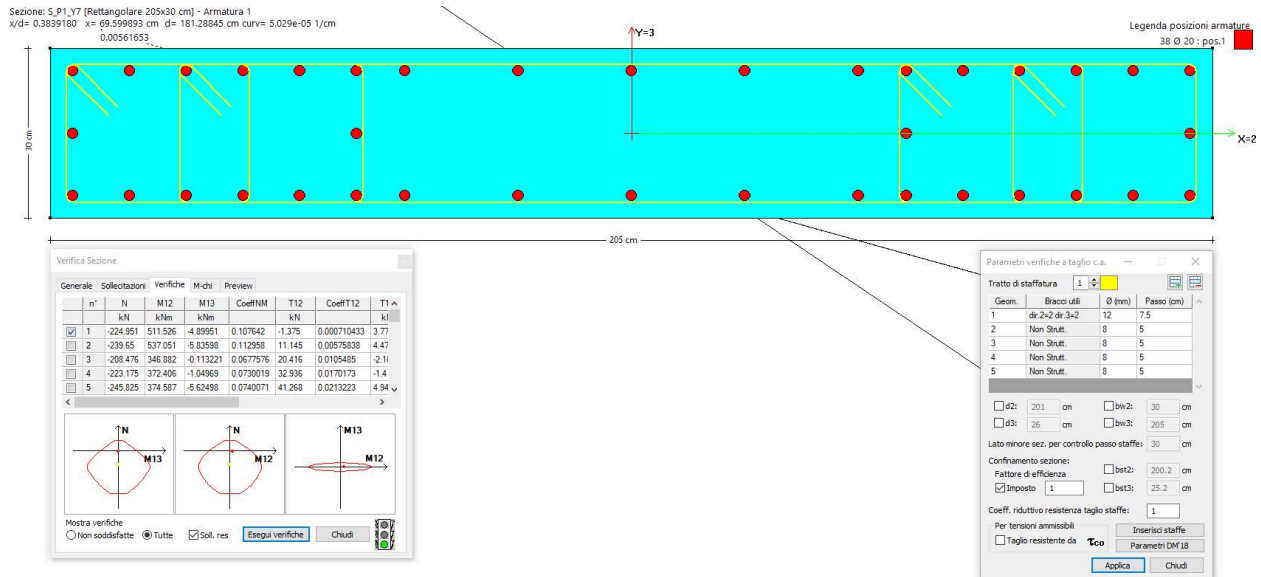


Figura 92 : Setto Y6 – Piano Secondo

Le verifiche di duttilità si possono ritenere soddisfatte se, nelle zone dissipative di base delle pareti primarie, il rapporto volumetrico di armatura trasversale soddisfa la limitazione di formula 7.4.32 delle NTC18. Di seguito si propone la verifica soddisfatta :

L	2050 mm	lunghezza totale setto				
n	14	numero totale di barre longitudinali contenute da staffe				
b _i	100 mm					
s	75 mm	passo delle staffe				
asse medio staffe	36 mm					
h _c	300 mm	profondità sezione trasversale lorda				
h ₀	228 mm	profondità nucleo confinato				
b _c	580 mm	larghezza minima sezione trasversale lorda				
b ₀	508 mm	larghezza nucleo confinato				
n staffa integr.	2					
b _i staffa integr.	328 mm					
L staffa integr.	1112 mm					
φ _s staffa integr.	8 mm					
A _s staffa integr.	50.24 mm ²					
α _n	0.80					
α _s	0.77					
α	0.62	coefficiente di efficacia del confinamento				
A	115824 mm ³	area nucleo confinato				
E _s	200000 N/mm ²	modulo elastico acciaio				
f _{yd}	391.3 N/mm ²	resistenza a snervamento acciaio				
f _{cd}	18.13 N/mm ²	resistenza a compressione calcestruzzo				
ω _{wd}	0.28	rapporto meccanico dell'armatura trasversale				
ξ _{SV,d}	0.0019565	deformazione di snervamento dell'acciaio				
T _c	0.44029 s					
T ₁	0.33913 s	periodo proprio struttura in direzione Y				
q ₀	3					
μ _d	7.43	domanda in duttilità di curvatura allo SLC per T ₁ < T _c				
n barre	10	armatura al di fuori elementi di bordo				
φ barre	20	armatura al di fuori elementi di bordo				
ρ _v	0.01	rapporto geometrico				
ω _v	0.25					
N _{ED}	481760 N	combinazione sismica SLV				
v _d	0.04	forza assiale adimensionalizzata				
DOMANDA	0.11					
CAPACITA'	0.17					
	VERIFICATO					

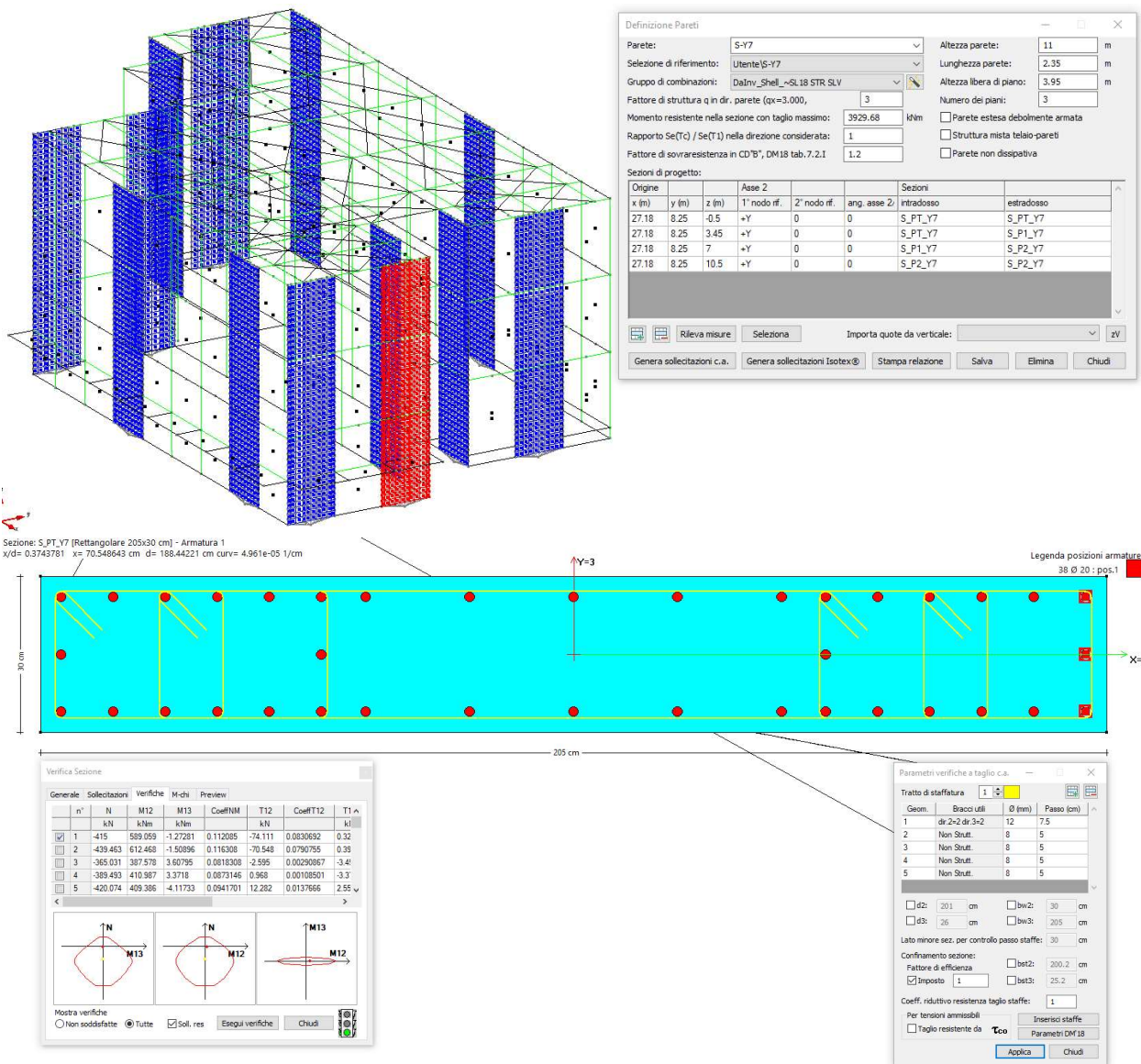


Figura 93 : Setto Y7 – Piano Terra

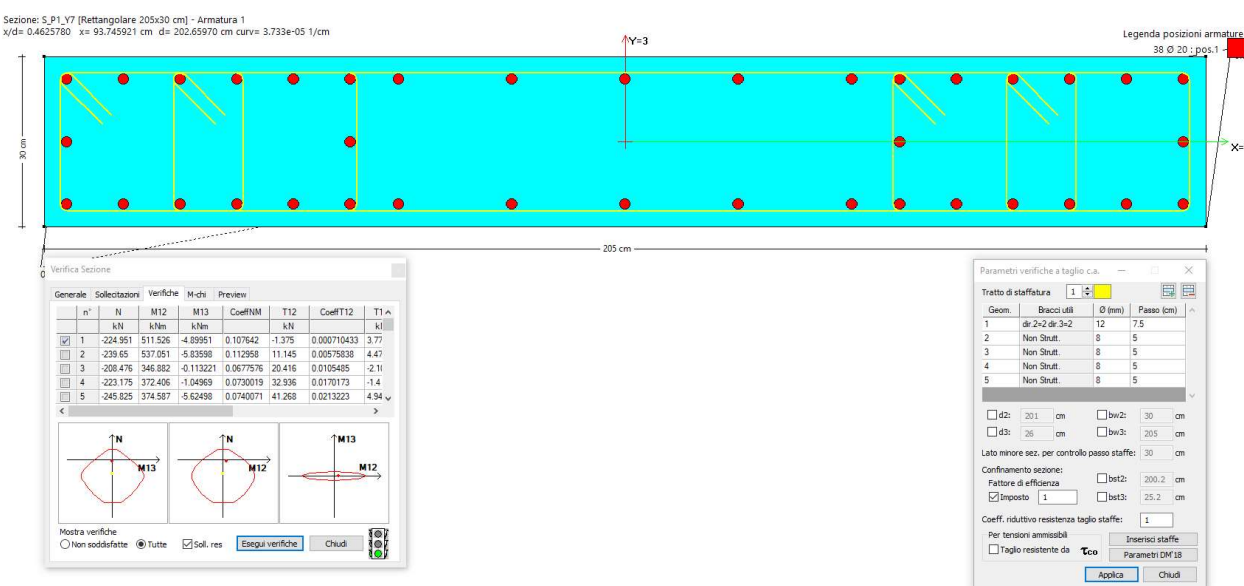


Figura 94 : Setto Y7 – Piano Primo

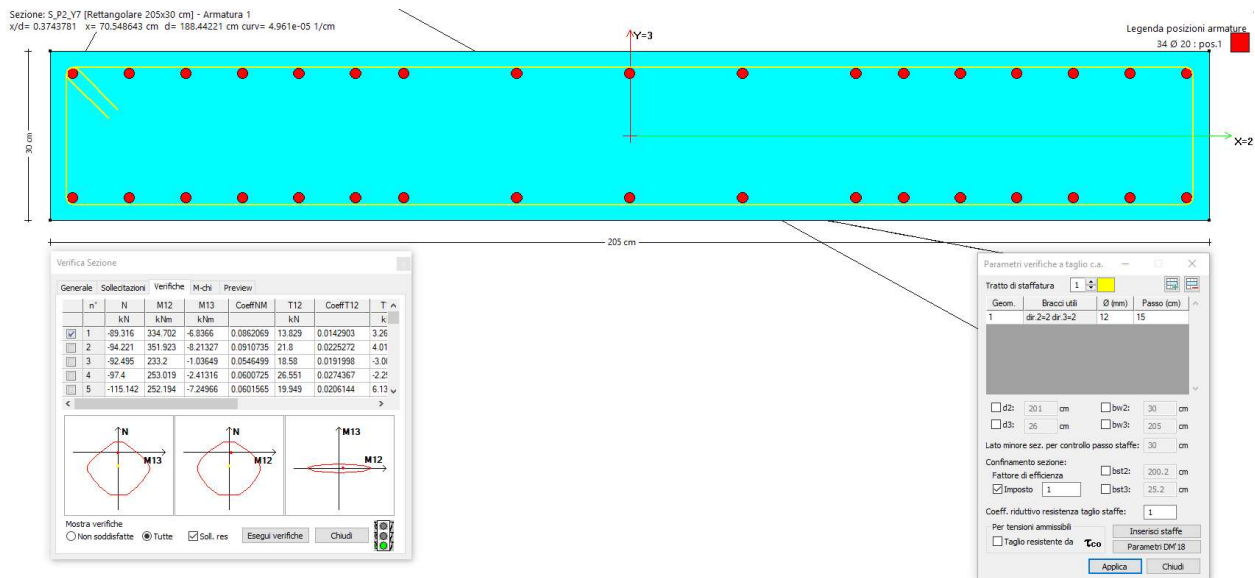


Figura 95 : Setto Y7 – Piano Secondo

Le verifiche di duttilità si possono ritenere soddisfatte se, nelle zone dissipative di base delle pareti primarie, il rapporto volumetrico di armatura trasversale soddisfa la limitazione di formula 7.4.32 delle NTC18. Di seguito si propone la verifica soddisfatta :

L	2050	mm	lunghezza totale setto				
n	14		numero totale di barre longitudinali contenute da staffe				
b _i	100	mm					
s	75	mm	passo delle staffe				
asse medio staffe	36	mm					
h _c	300	mm	profondità sezione trasversale lorda				
h ₀	228	mm	profondità nucleo confinato				
b _c	580	mm	larghezza minima sezione trasversale lorda				
b ₀	508	mm	larghezza nucleo confinato				
n staffa integr.	2						
b _i staffa integr.	328	mm					
L staffa integr.	1112	mm					
φ _s staffa integr.	8	mm					
A _s staffa integr.	50.24	mm ²					
α _n	0.80						
α _s	0.77						
α	0.62		coefficiente di efficacia del confinamento				
A	115824	mm ³	area nucleo confinato				
E _s	200000	N/mm ²	modulo elastico acciaio				
f _{yd}	391.3	N/mm ²	resistenza a snervamento acciaio				
f _{cd}	18.13	N/mm ²	resistenza a compressione calcestruzzo				
ω _{wd}	0.28		rapporto meccanico dell'armatura trasversale				
ξ _{SV,d}	0.0019565		deformazione di snervamento dell'acciaio				
T _c	0.44029	s					
T ₁	0.33913	s	periodo proprio struttura in direzione Y				
q ₀	3						
μ _d	7.43		domanda in duttilità di curvatura allo SLC per T ₁ < T _c				
n barre	10		armatura al di fuori elementi di bordo				
φ barre	20		armatura al di fuori elementi di bordo				
ρ _v	0.01		rapporto geometrico				
ω _v	0.25						
N _{ED}	472640	N	combinazione sismica SLV				
V _d	0.04		forza assiale adimensionalizzata				
DOMANDA	0.11						
CAPACITA'	0.17						
	VERIFICATO						

CONTROVENTATURA METALLICA

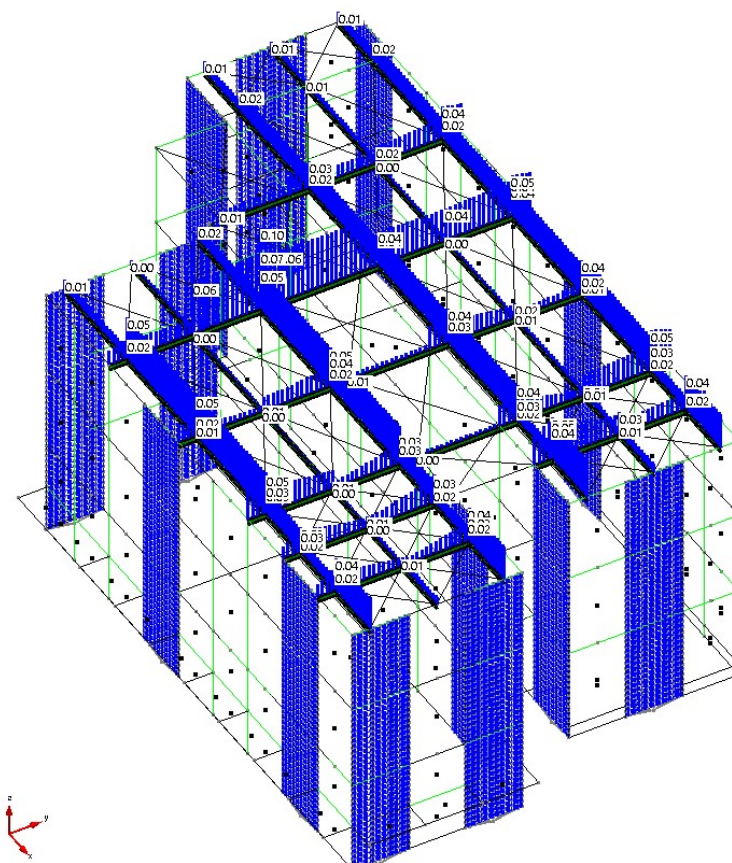


Figura 96 : Verifiche di resistenza allo SLU : Profili IPE240 e IPE220 → coeff. <1.0 → verificato.

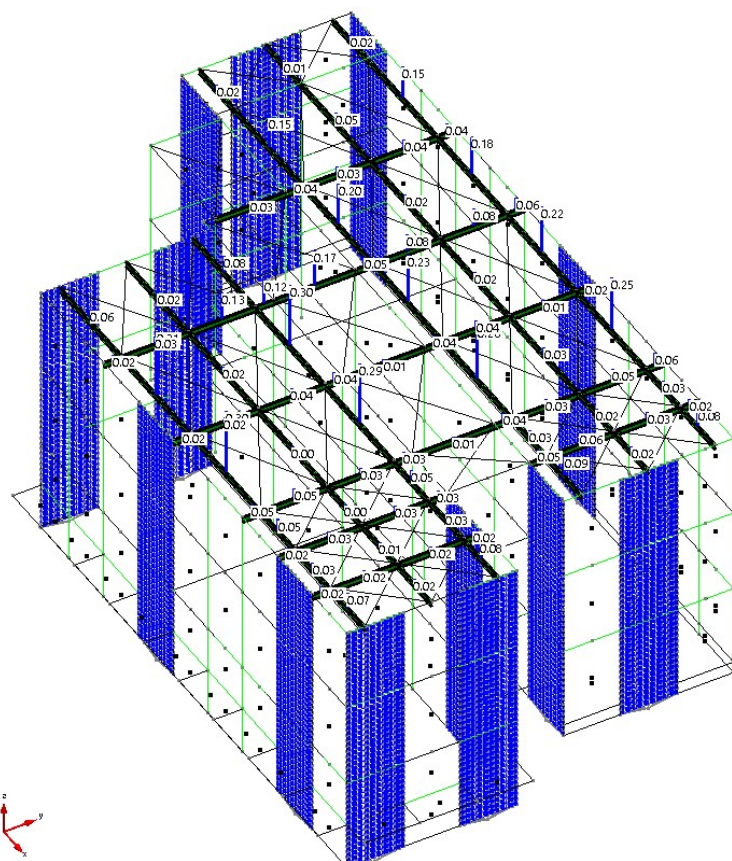


Figura 97 : Verifiche di instabilità allo SLU : Profili IPE240 e IPE220 → coeff. <1.0 → verificato.

I controventi sono stati modellati con materiale con modulo elastico dimezzato per considerare agente solo l'elemento teso. La reale sollecitazione agente sull'elemento teso è pari al doppio di quella di calcolo e, considerati i coefficienti che si ricavano, la verifica è soddisfatta.

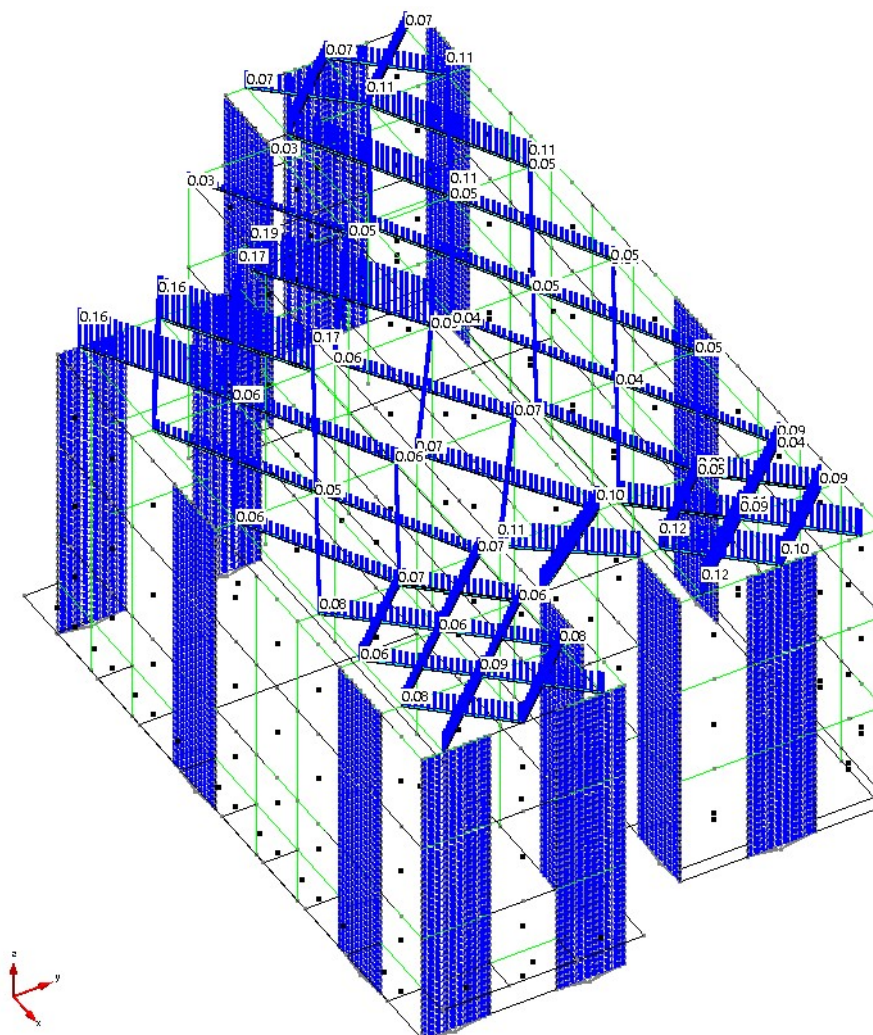
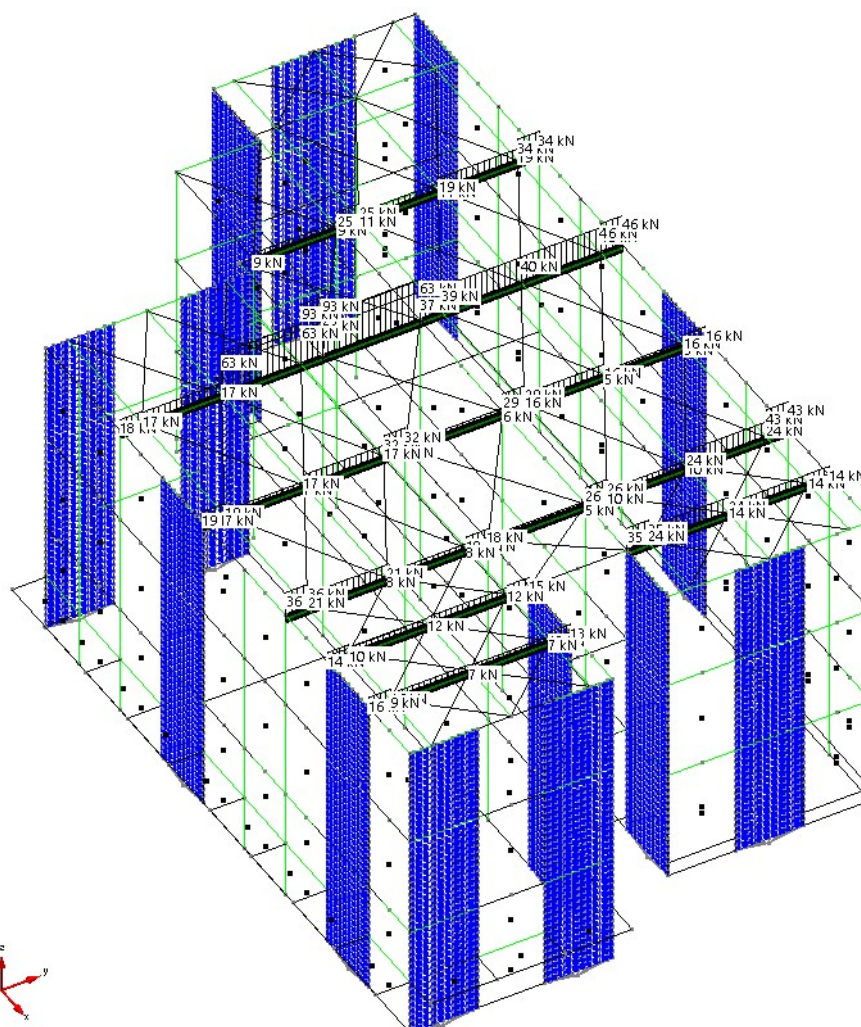


Figura 98 : Verifiche di resistenza allo SLU : Profili LU80x8 mm \rightarrow coeff. $< 0.5 \rightarrow$ verificato.



Considerata l'azione assiale pari a circa 4600 daN, il vincolo di attacco al pilastro è realizzato con n°6 barre passanti M16. La piastra di contrasto esterna ha dimensioni 30x35 cm; pertanto la tensione di contatto è pari a 4.38 daN/cm² e risulta molto minore della resistenza a compressione del calcestruzzo.

Come evidenziato al paragrafo *f) Criteri di progettazione e di modellazione*, il confronto numerico delle azioni di taglio ai vari piani evidenzia come la quasi totalità delle sollecitazioni sismiche di taglio risulta ora affidata ai setti in progetto. I pilastri esistenti non sono più quindi i principali meccanismi sismoresistenti e pertanto si ritiene superflua la verifica di resistenza dei nodi trave – pilastro secondo il paragrafo C8.7.2.3.5 delle NTC18.

Di seguito si riporta una tabella riepilogativa delle verifiche effettuate con indicazione dei peggiori coefficienti di sfruttamento (verifica soddisfatta se il coeff. < 1.0) in funzione dei diversi elementi strutturali dell'edificio scolastico :

	<i>Flessione / Pressoflessione</i>	<i>Taglio</i>
<i>Travi Esistenti</i>	0,99	0,98
<i>Pilastrì Esistenti</i>	0,99	0,54
<i>Setti in Progetto</i>	0,67	1,00
<i>Controventatura Metallica</i>	0,40	
<i>Fondazioni</i>	0,97	

I coefficienti di sfruttamento delle diverse verifiche sugli elementi strutturali evidenziano come il progetto di adeguamento sismico dell'unità strutturale è stato sviluppato raggiungendo un valore di ζ_E (rapporto tra l'azione sismica massima sopportabile dalla struttura e l'azione sismica massima che si utilizzerebbe nel progetto di una nuova costruzione) pari a 0,80 (parametro ζ_E di capacità dell'edificio).

k) Caratteristiche e affidabilità del Codice di Calcolo



Mod. EDILNAM000 Rev.01

Codice di calcolo

CMP
Analisi Strutturale

DICHIARAZIONE DI AFFIDABILITÀ

FASE: STUDIO			DOCUMENTO: DICHIARAZIONE AFFIDABILITÀ		
DATA: 31 luglio 2013			PRATICA: 1814	FILE: 1814-00 - Dichiarazione di affidabilità- 02.docx	ELAB N° : S-ST-00-00
rev. 4					
rev. 3					
rev. 2	02/01/16	Rev02	Cmr	Lbr	Rssc
rev. 1	31/07/13	Rev01	Lbr	Lbr	Rssc
rev. 0	06/05/10	EMISSIONE	Lbr	Rvz	Rssc
revisione	data	motivo della revisione:	redatto da:	controllato da:	approvato da:



Mod. EDILNAM000 Rev.01

ORIGINE DEL CODICE DI CALCOLO

Titolo: CMP Analisi Strutturale

Produttore: Namirial S.p.a

Via Caduti sul Lavoro 4 – 60019 SENIGALLIA (AN)

Distributore: Namirial S.p.a

Via Caduti sul Lavoro 4 – 60019 SENIGALLIA (AN)

COMPONENTI DI TERZE PARTI

Solutore FEM

Titolo: XFinest

Produttore: Ce.A.S. S.r.l. – Viale Giustiniano, 10 – 20129 MILANO

Distributore: Harpaceas S.r.l. – V.le Richard, 1 – 20143 MILANO

CARATTERISTICHE DEL CODICE DI CALCOLO

CMP Analisi Strutturale è un pre/post-processore grafico per analisi ad elementi finiti, che consente di eseguire tutte le operazioni inerenti la modellazione agli elementi finiti e la relativa analisi dei risultati: costruire il modello geometrico della struttura, assegnare proprietà, carichi, vincoli e tutti i dati di completamento necessari per l'esecuzione di analisi statiche e dinamiche; visualizzare graficamente i risultati dell'analisi (sollecitazioni, deformate ecc.); progettare le sezioni e le armature per travi, pilastri, solette, pareti; fornire le proprietà statiche di sezioni di forma qualsiasi composte da differenti materiali e armate in modo generico; eseguire, anche in automatico su tutta la struttura, le verifiche di resistenza a presso/tenso-flessione deviata e di stabilità per le aste in calcestruzzo, acciaio e altri materiali; visualizzare i risultati delle verifiche anche in modo aggregato sulla struttura analizzata.

Sono supportati elementi finiti monodimensionali, bidimensionali, tridimensionali (brick) ed elementi denominati "Solaio" ed aventi funzione di aree di carico.

L'analisi del problema ad elementi finiti è svolta mediante codice di calcolo di terze parti (XFinest).

Le verifiche di resistenza possono essere svolte secondo i metodi alle tensioni ammissibili e semiprobabilistico agli stati limite, secondo le seguenti normative:

- DM 09/01/1996
- DM 16/01/1996
- Ordinanza P.C.M. n. 3274 e ss.mm.ii.
- DM 14/09/2005

Pagina n. 2



NAMIRIAL S.p.A.

Codice fiscale e iscriz. al Reg. Imprese Ancona n. 02046570426
Partita Iva IT02046570426
Capitale sociale € 6.500.000,00 i.v.

Sede legale, direzione e amministrazione
60019 Senigallia (AN) – Via Caduti sul Lavoro, 4
Tel. 071.63484 tel.autom. – 199.418016

Email info@namirial.com – Sito: www.namirial.com

Namirial, Microsoftware e BM Sistemi sono marchi registrati di Namirial S.p.A.

Sede distaccata

REGGIO EMILIA

Sviluppo e assistenza
Software Strutturale
42123 Reggio Emilia (RE)
Via Ruini, 6
Tel. 0522.1873995
Fax 199.401027

Sede distaccata

MODICA

Sviluppo, area commerciale
e assistenza
97013 Modica (RG)
Via Sacro Cuore, 114/C
Tel. 0932.763691
Fax 199.401027

Sede principale

ANCONA

Sviluppo, area commerciale
e assistenza
60131 Ancona (AN)
Via Brezze Bianche, 158/A
Tel. 071.205380
Fax 199.401027

Email: info@edilizianamirial.it PEC: edilizianamirial@sicurezzapostale.it
Sito: www.edilizianamirial.it



Mod.EDILNAM000 Rev.01

- DM 14/01/2008
- Eurocodici

In caso di utilizzo di procedure, criteri, valori di riferimento non prescritti delle normative sopra indicate, si è fatto riferimento alle relative circolari applicative o ad altri documenti e bibliografia di comprovata validità.

CMP Analisi Strutturale può essere collegato come post-processor ai seguenti programmi di calcolo:

- **SAP 2000** prodotto da Computer and Structures Inc. – Berkeley, California 94704, USA, distribuito in Italia da C.S.I Italia S.r.l. – Galleria San Marco 4, 33170 Pordenone;
- **Straus7** prodotto da Strand7 Pty Ltd - 65 York Street, Sydney, NSW 2000, Australia, distribuito in Italia da HSH srl - Via N.Tommaseo, 13 - 35131 Padova;
- **PC.M.** prodotto e distribuito in Italia da Aedes Software s.n.c. – Via Ferrante Aporti, 32 - 56028 San Miniato Basso (PI).

DICHIARAZIONE DI AFFIDABILITÀ

CMP Analisi Strutturale viene corredato da documentazione in formato digitale che ne illustra il funzionamento, i limiti di applicazione e le basi teoriche.

Sono disponibili casi prova risolti per via indipendente dal codice di calcolo o desunti da letteratura di settore, facendo riferimento ad autori di chiara fama ovvero a documenti di comprovata validità.

Sono stati inoltre eseguiti confronti con i risultati di altri software di analisi strutturale.

Le procedure e gli algoritmi vengono controllati e sottoposti a test da tecnici qualificati del settore strutture, appartenenti alla società produttrice ma che non concorrono direttamente allo sviluppo del software.

Il componente **XFinest**, dedicato alla soluzione del problema a elementi finiti, è corredato anch'esso di manuali d'uso, teorico e di qualifica, con confronti fra i risultati reperibili in casi noti in letteratura e quelli ottenuti dal solutore stesso.

I componenti di terze parti sono sottoposti a controlli e verifiche interne prima del loro utilizzo e commercializzazione.

Pagina n. 3



NAMIRIAL S.p.A.

Codice fiscale e iscriz. al Reg.Imprese Ancona n. 02046570426
Partita Iva IT02046570426
Capitale sociale € 6.500.000,00 i.v.

Sede legale, direzione e amministrazione
60019 Senigallia (AN) – Via Caduti sul Lavoro, 4
Tel. 071.63494 del.autom. – 199.418016

Email info@namirial.com – Sito: www.namirial.com

Namirial, Microsoftware e BM Sistemi sono marchi registrati di Namirial S.p.A.

Sede distaccata

REGGIO EMILIA

Sviluppo e assistenza
Software Strutturale
42123 Reggio Emilia (RE)
Via Ruini, 6
Tel. 0522.1873995
Fax 199.401027

Sede distaccata

MODICA

Sviluppo, area commerciale
e assistenza
97015 Modica (RG)
Via Sacro Cuore, 114/C
Tel. 0932.763691
Fax 199.401027

Sede principale

ANCONA

Sviluppo, area commerciale
e assistenza
60131 Ancona (AN)
Via Breccie Bianche, 158/A
Tel. 071.205380
Fax 199.401027

Email: info@edilizianamirial.it PEC: edilizianamirial@sicurezzapostale.it
Sito: www.edilizianamirial.it

Ai fini della validazione dei calcoli eseguiti con il programma di calcolo si procede ad effettuare controlli manuali su alcuni aspetti del progetto al fine di verificare la correttezza dei risultati (output) del programma di calcolo; si è provveduto quindi a calcolare manualmente il taglio alla base della struttura, calcolato a partire dalla valutazione delle sollecitazioni derivanti da una ipotetica analisi statica lineare secondo quanto disposto dal capitolo § 7.3.3.2 del D.M. 17/01/2018. Tale valore di taglio alla base è stato poi paragonato (come ordine di grandezza) allo stesso che si ottiene direttamente dal programma di calcolo, come azione tagliante alla base della struttura modellata derivante dall'analisi dinamica modale. Ovviamente si sono prese in considerazioni le azioni taglianti in entrambe le direzioni convenzionali di azione del sisma, derivanti dall'analisi sismica dinamica modale effettuata dal programma di calcolo, nella condizione sismica allo SLV. Dal programma di calcolo il taglio alla base è il seguente :

CDC	F1(kN)	F2(kN)	F3(kN)	M1(kNm)	M2(kNm)	M3(kNm)
1S Strutturali G1	-7579.82	-2.12102e-07	2.81586e-07	-0.0242389	-67428.9	58351.4
2S Non Strutturali G2	-3462.07	1.15729e-08	1.03886e-07	-0.0311335	-32234.9	26106
3S Tamponamenti	-985.237	-1.63107e-07	1.73727e-08	-0.00308304	-9801.04	8498.49
4S Variabili Utilizzo	-2601.59	-3.79789e-09	3.68624e-08	-0.0291181	-23453.7	20524
5S Neve	-506.385	4.84816e-10	5.02743e-09	-0.00012091	-4678.85	3914.61
6S Vento +x	-1.17675e-06	100.892	2.32707e-08	-1091.52	-0.0698786	569.928
7S Vento -x	-1.5031e-06	-120.445	-1.69625e-08	1165.31	0.0223435	-683.609
8S Vento +y	2.0106e-08	-7.14427e-08	223.536	2013.64	-1308.15	0.100777
9S Vento -y	-1.24086e-06	1.6053e-08	-244.009	-2040.53	1393.52	-0.0866503
1D-1L SISMA SLO X Dx	27.8053	1918.61	-25.3097	-16109.9	232.307	15716.6
2D-2L SISMA SLO X Sx	-114.662	1760.21	168.446	-22467.3	-2173.79	15212.8
3D-1L SISMA SLD X Dx	23.5534	1597.78	-21.3713	-13381.3	194.871	13037.5
4D-2L SISMA SLD X Sx	-95.3072	1465.34	139.393	-18706.5	-1799.27	12614.8
5D-3L SISMA SLO Y Dx	5.60371	-30.7182	1594.16	18949.9	-12847.5	-470.025
6D-4L SISMA SLO Y Sx	26.1421	-22.8632	1627.28	11433	-12938.4	1750.78
7D-3L SISMA SLD Y Dx	4.33491	-25.4699	1324.56	15738.7	-10657.5	-390.187
8D-4L SISMA SLD Y Sx	13.4606	-22.6642	1351.66	9534.53	-10786.2	1530.27
9D-1L SISMA SLV X Dx	6.18557	1810.52	-15.0261	-15077.3	45.9692	14675.3
10D-2L SISMA SLV X Sx	-76.7985	1657.94	154.09	-21178.9	-1772.62	13917.7
11D-1L SISMA SLC X Dx	9.15966	2669	-22.2893	-22226.3	67.9828	21618.3
12D-2L SISMA SLC X Sx	-113.057	2443.9	226.882	-31220	-2609.09	20499.3
13D-3L SISMA SLV Y Dx	3.54047	-28.3433	1486	17631.5	-11889.8	-436.883
14D-4L SISMA SLV Y Sx	14.3592	-35.3332	1514.61	10784	-12010.9	1710.95
15D-3L SISMA SLC Y Dx	5.12822	-41.7443	2189.53	25976.7	-17514.3	-643.669
16D-4L SISMA SLC Y Sx	21.0569	-52.1119	2231.54	15888.6	-17691.8	2521.29

Figura 100 - Risultante su piano di taglio ottenuta dal programma di calcolo CMP.

$$V_{Ed,X} = 173423 \text{ daN}$$

$$V_{Ed,Y} = 150030 \text{ daN}$$

Il taglio alla base di un elementi verticale può essere calcolato manualmente tramite l'analisi statica lineare attraverso la formulazione seguente:

$$V_{Ed} = S_d(T_1) \cdot W \cdot \frac{\lambda}{g} \quad \text{con} \quad T_1 = C_1 \cdot H^{\frac{3}{4}}$$

dove: $C_1 = 0,075$ per costruzioni con struttura a telaio in calcestruzzo;

$H = 11,0$ m (altezza della costruzione in metri)

Si ottiene quindi: $T_1 = 0,075 \cdot 11^{\frac{3}{4}} = 0,453079$ sec

$W = \sum_{i=1}^n W_i$ = peso complessivo della costruzione;

$\lambda = 0,85$ in quanto $T_1 < 2 T_C$ e la costruzione presenta tre orizzontamenti;

$S_d(T_1)$ = ordinata dello spettro di progetto con fattore di comportamento $q=3$;

Lo spettro di risposta di progetto viene calcolato a partire dallo spettro di risposta elastico definito nel § 3.2.3.2.1 del D.M. 17/01/2018 dividendo l'ordinata ottenuta per il fattore di struttura competente alla direzione considerata. Il valore di $S_d(T)$ si calcola come:

$$S_d(T_1) = \frac{a_g}{g} \frac{S_s S_T F_0 T_C}{q T_1}$$

dove:

$S_s = 1,481672$ come definito nella Tab. 3.2.IV del paragrafo § 3.2.3.2.1 del D.M. 17/01/2018 per un sottosuolo di categoria C;

$S_T = 1,00$ come definito nella Tab. 3.2.V del paragrafo § 3.2.3.2.1 del D.M. 17/01/2018 per terreni pianeggianti;

Sulla base dei fattori di struttura definiti nel § "F) CRITERI DI PROGETTAZIONE E DI MODELLAZIONE" della presente relazione si ricavano i valori dello spettro di progetto per le due direzioni convenzionali di azione del sisma, ovvero:

$$\frac{S_d(T_1)}{g} = 0,1745564$$

Per il calcolo del peso complessivo della struttura W si fa riferimento all'analisi dei carichi illustrata nel paragrafo § "D) DEFINIZIONE DEI PARAMETRI DI PROGETTO" della presente relazione e alle aree di carico di competenza. I carichi in gioco sono quindi:

PIANO	TIPOLOGIA CARICO	PESO (daN)
Copertura	permanenti	(385*(160+165)) = 125125
	accidentali	(385*120) = 46200
Secondo Solaio	permanenti	(405*(210+325)) = 216675
	permanenti bagni	(17.5*(210+430)) = 11200
	accidentali	(422.5*300) = 126750
Primo Solaio	permanenti	(317*(210+325)) = 169595
	permanenti bagni	(17.5*(210+430)) = 11200
	permanenti soletta	(88*(260+325)) = 51480
	accidentali	(422.5*300) = 126750
Piano terra	pilastrini / travi in c.a.	(da esecutivi) = 212612
	sporti	(da esecutivi) = 21845
	setti in c.a.	(da esecutivi) = 206710
	controventatura metallica	(da esecutivi) = 9385
	tamponamenti	(da esecutivi) = 80155
		<u>530707 daN</u>

Il peso complessivo della sovrastruttura $W = \sum_{i=1}^n W_i$ deve essere calcolato sulla base della combinazione sismica delle condizioni di carico elementari, riportata nel § 2.5.3 del D.M. 17/01/2018, e al netto del peso di metà pilastrini, setti e tamponamenti, ovvero:

$$W = G_1 + G_2 + G_2^{TAMPONAMENTI} + \varphi_{2i} Q_i = 125125 + 216675 + 11200 + 169595 + 11200 + 51480 + 530707 + 126750 \times 0.6 + 126750 \times 0.6 + 46200 \times 0.0 = 1268082 \text{ daN}$$

Tab. 2.5.I – Valori dei coefficienti di combinazione

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

Figura 101- Tabella 2.5.I NTC2018

Il taglio alla base risulta quindi essere calcolato mediante la formulazione precedentemente proposta, ovvero:

$$V_{Ed,X} = V_{Ed,Y} = 0.1745564 \times 1268082 \times 0.85 = 188149 \text{ daN}$$

L'errore percentuale tra il taglio ricavato dall'analisi FEM e quello calcolato manualmente è quindi pari a:

- in direzione X: $(173423 / 188149 - 1) \times 100 = 7.8 \%$
- in direzione Y: $(150030 / 188149 - 1) \times 100 = 20.3 \%$

Alla luce dei risultati ottenuti dal calcolo manuale e dal calcolo con il programma di calcolo, tenendo conto delle incertezze relative all'approssimazione insita nella modellazione geometrica agli elementi finiti della struttura oggetto di calcolo, si ritiene ragionevole confermare l'attendibilità e la completezza dei risultati ottenuti dal programma di calcolo, anche in considerazione dei possibili effetti torsionali che vengono presi in considerazione all'interno del modello di calcolo e che manualmente non è possibile valutare.

l) Strutture geotecniche o di fondazione

La tipologia di intervento previsto in fondazione data la realizzazione dei nuovi setti di controvento in c.a. è ricaduta su strutture fondali di tipo profondo come appunto i micropali.

A differenza del 2° lotto dove la presenza del piano rialzato permette di realizzare significativi ampliamenti fondali del tipo a platea senza creare eccessive interferenze con gli ambienti della scuola, nel 1° lotto invece l'impossibilità di intervenire senza eseguire estese opere di demolizione di pavimenti e massetti obbliga alla scelta di realizzare delle micropalificate continue disposte a quinconce e inclinate.

Vista la scelta di non effettuare demolizioni al piano terra necessariamente i micropali dovranno essere inclinati e attraversare previo carotaggio la nervatura del cordolo di fondazione della trave rovescia.

Il ridotto diametro dei micropali previsti del tipo tubfix a iniezioni ripetute a pressione IRS (Iniezione Ripetuta Selettiva) nel caso in oggetto di sezione Ø114,3 mm di spessore 6,3 mm ne favorisce un'applicazione adeguata alla loro messa in opera.

I micropali possono essere inseriti con qualsiasi angolo di inclinazione rispetto all'orizzontale per cui una loro messa in opera come da progetto non costituisce un problema operativo e inoltre non ne riduce significativamente la capacità portante.

A sostegno di quest'ultimo passo si cita il seguente articolo contenuto nel riferimento bibliografico "Pali inclinati isolati ed in gruppo immersi in un mezzo elastico", Evangelista A., Rivista Italiana di Geotecnica, del 1976 dove si giunge a conclusione che l'inclinazione del palo, purché inferiore a 30°, non modifica significativamente il comportamento del palo stesso.

Le principali modalità esecutive dei pali tubfix sono le seguenti:

- Carotaggio della nervatura della trave rovescia di fondazione di diametro minimo di 140 mm con angolo di inclinazione non superiore a 20°;
- Perforazione del terreno fino ad una profondità di 15 m;
- Inserzione del tubo valvolato con sacchi otturatori in geotessuto montati su una o più valvole in modo che ci siano delle valvole a manchette "libere" tra un sacco otturatore e il successivo;
- Iniezione di miscela o boiaccia cementizia di resistenza minima ≥ 30 MPa attraverso la valvola posta a maggiore profondità
- Iniezione a più riprese a pressione compresa tra i 20-80 bar a volumi controllati attraverso il tubo valvolato per la creazione dei bulbi dopo che la miscela iniettata inizialmente ha fatto presa. L'otturatore può essere adottato all'interno del tubo di iniezione al fine di procedere con ulteriori iniezioni ripetute in corrispondenza di specifici intervalli stratigrafici.

A seguito dell'intervento di realizzazione dei micropali la tipologia fondale cambia da superficiale a profonda in quanto si va a modificare il comportamento globale delle fondazioni. In corrispondenza dei setti di controvento si è ridotto il passo dei micropali dimezzandolo rispetto agli scarichi fondali posti nelle zone dei pilastri.

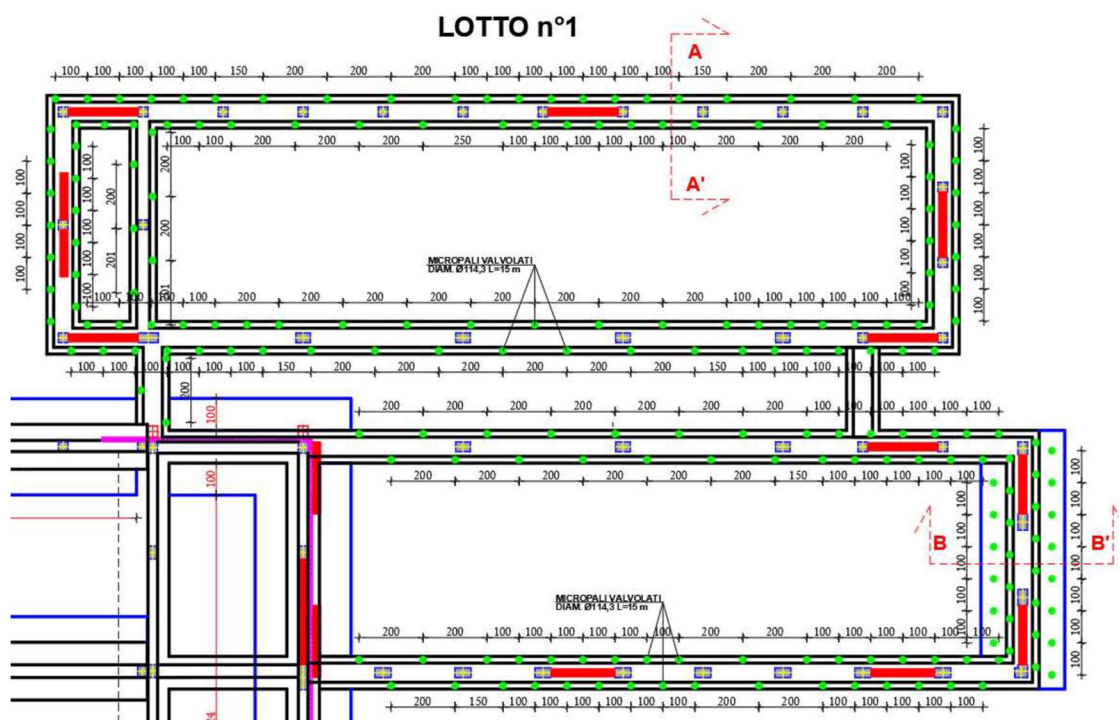


Figura 102 - Schema micropali di fondazione lotto 1

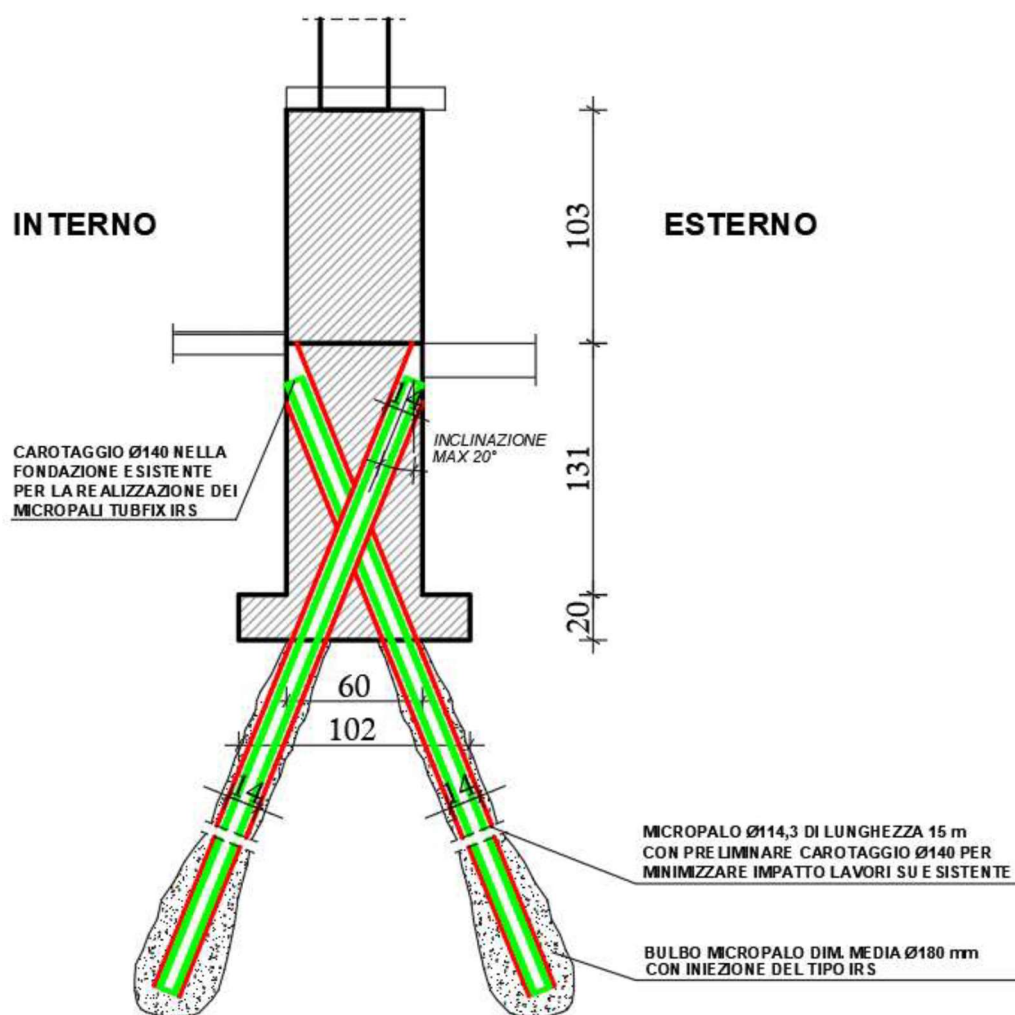


Figura 103 - Tipologia di consolidamento delle fondazioni

2 RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE

2.1 Premessa

Nella presente relazione di calcolo verranno riportati, suddivisi nei rispettivi paragrafi e in linea con quanto riportato nella “ILLUSTRAZIONE SINTETICA DEGLI ELEMENTI ESSENZIALI DEL PROGETTO STRUTTURALE” precedente, tutti i dati significativi derivanti dal modello di calcolo inerenti le azioni e le verifiche sugli elementi del modello di calcolo.

2.2 ES Analisi storico-critica ed esito del rilievo geometrico-strutturale

Per quanto concerne la descrizione generale dell'opera e i criteri generali di progettazione, analisi e verifica, si faccia riferimento al paragrafo § a) riportato nella illustrazione sintetica.

2.3 Descrizione generale dell'opera e criteri generali di progettazione, analisi e verifica

Per quanto concerne la descrizione generale dell'opera e i criteri generali di progettazione, analisi e verifica, si faccia riferimento ai paragrafi § a), b) e f) riportati nella illustrazione sintetica.

2.4 Quadro normativo di riferimento adottato

Per quanto concerne il quadro Normativo di Riferimento, si faccia riferimento al paragrafo § c) “Normativa tecnica e riferimenti tecnici utilizzati” riportato nella illustrazione sintetica.

2.5 ES Livelli di conoscenza e fattori di confidenza

Per quanto concerne la descrizione generale dell'opera e i criteri generali di progettazione, analisi e verifica, si faccia riferimento al paragrafo § b) “Descrizione generale della struttura e degli interventi in progetto” riportato nella illustrazione sintetica.

2.6 Azioni di progetto sulle costruzioni

Per quanto concerne le azioni di progetto agenti sulla struttura si faccia riferimento al paragrafo § d) “Definizione dei parametri di progetto” dell'illustrazione sintetica.

2.7 Fattore di struttura

Per quanto riguarda il fattore di struttura adottato, si rimanda all'analisi di regolarità dell'edificio già riportata nel paragrafo § f) “Criteri di progettazione e di modellazione” dell'illustrazione sintetica.

2.8 Modello numerico

2.8.1 Metodologia di modellazione ed analisi

Si rimanda al paragrafo § f) *Criteri di progettazione e di modellazione.*

2.9 Principali risultati

Si rimanda al paragrafo § j) *Configurazioni deformate e caratteristiche di sollecitazione.*

2.10 Giudizio motivato di accettabilità dei risultati

Si faccia riferimento al paragrafo § k) *“Caratteristiche e affidabilità del Codice di Calcolo”* riportato nella Illustrazione Sintetica.

2.11 Verifiche agli stati limite ultimi

Si rimanda al paragrafo § j) *Configurazioni deformate e caratteristiche di sollecitazione.*

2.12 Altri risultati significativi

2.12.1) VERIFICA SOLAIO ESISTENTE

Di seguito si riporta l’analisi dei carichi del solaio oggetto di verifica (è stato scelto il più gravoso in termini di peso al mq a parità di luce). Il solaio è stato rinforzato con una cappa collaborante di 4 cm e pertanto la dimensione del travetto in progetto è pari a 12x28 cm.

➤ *Solaio Aule h 24+4 cm:*

Peso Proprio	210 daN/m ²
Tramesse (par. 3.1.3 delle NTC 17/01/18)	80 daN/m ²
Pavimento	20 daN/m ²
Massetto di Allettamento ($\gamma = 2000$ kg/mc e sp. 3 cm)	60 daN/m ²
Massetto Alleggerito ($\gamma = 600$ kg/mc e sp. 10 cm)	60 daN/m ²
Cappa Collaborante di Rinforzo (sp. 4 cm)	70 daN/m ²
Intonaco	20 daN/m ²
Controsoffitto Antisfondellamento	15 daN/m ²

Sovraccarico Accidentale (Scuola Cat. C1)	300 daN/m ²
	<hr/> 835 daN/m ²

Ai fini delle combinazioni delle azioni per le verifiche degli stati limite si considereranno:

- Carichi permanenti	210 daN/m ²
- Carichi permanenti non strutturali	325 daN/m ²
- Carichi variabili	300 daN/m ²

Si considera una luce di calcolo pari a 6.70 m e i seguenti carichi :

- Carichi permanenti	210 daN/m ²
- Carichi permanenti non strutturali	325 daN/m ²
- Carichi variabili	300 daN/m ²

Calcolo sollecitazioni:

Si considera lo schema statico di trave sottoposta a carico uniformemente distribuito e un interasse dei travetti di 45 cm. Per la combinazione fondamentale allo Stato Limite Ultimo il carico agente risulta:

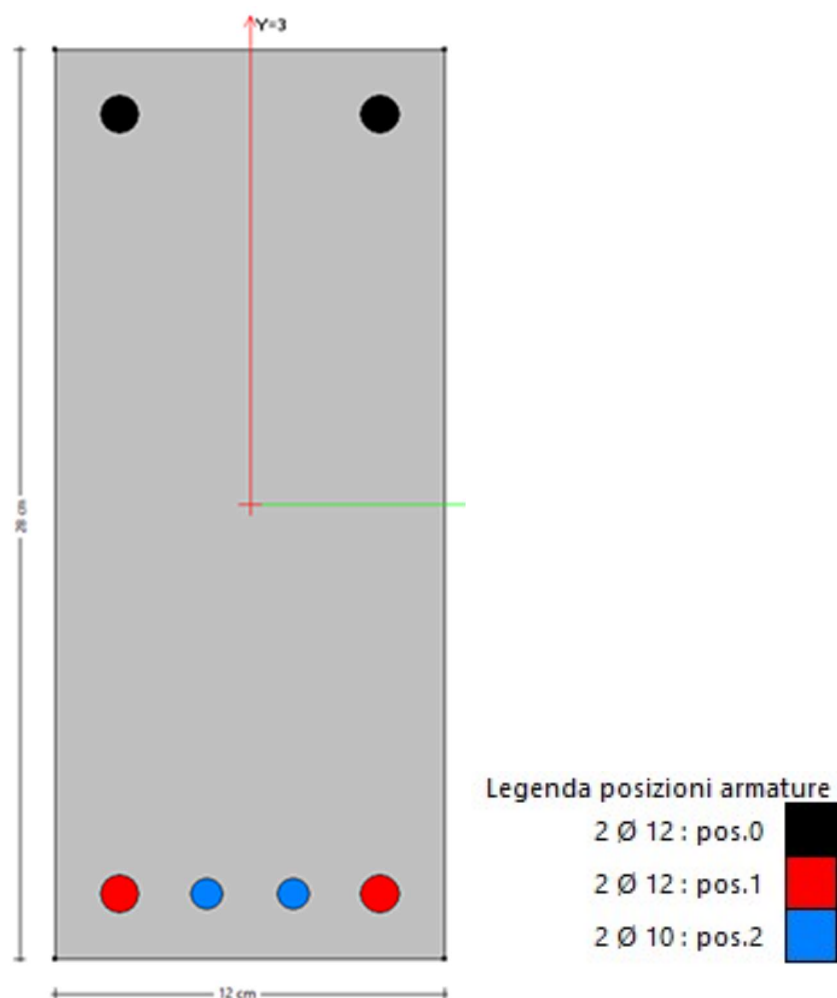
$$p = 0.45 \cdot (1.30 \cdot 210 + 1.50 \cdot 325 + 1.50 \cdot 300) = 545.725 \text{ daN/m}$$

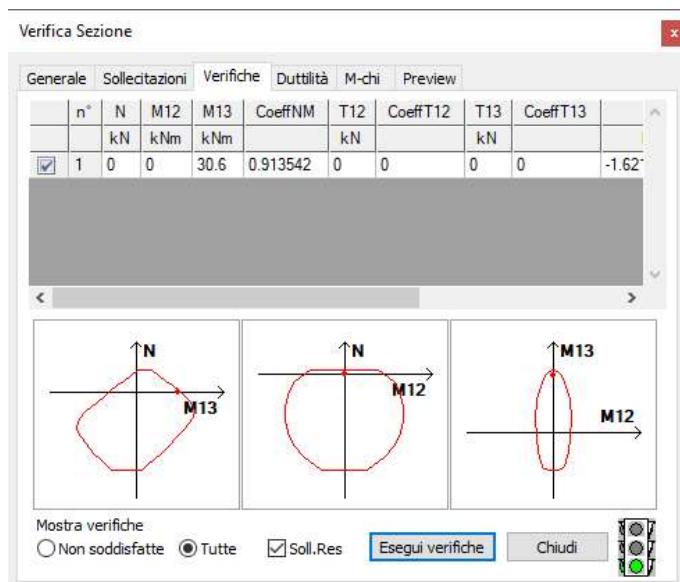
$$M_{sd} = pl^2/8 = 545.725 \cdot 6.70^2/8 = 3060 \text{ daNm (schema statico di trave semplicemente appoggiata)}$$

$$V_{sd} = pl/2 = 545.725 \cdot 6.70/2 = 1825 \text{ daN}$$

Verifica a flessione:

La verifica dell'armatura a flessione si esegue con il codice di calcolo agli elementi finiti denominato "CMP versione 32.0.1.8".





Per questa verifica è stata considerata solo l'armatura all'intradosso (posizione 1 e 2).

Si ottiene un coefficiente di verifica a flessione $MN=0.91$. La verifica è quindi soddisfatta.

Verifica a taglio:

Di seguito si calcola la resistenza a taglio V_{Rd} secondo il par. 4.1.2.1.3.5.1 del D.M. 17.01.2018 per elementi senza armatura trasversale a taglio.

Il taglio resistente è $V_{Rd} = [0.18 \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{1/3} / \gamma_c + 0.15 \cdot \sigma_{cp}] \cdot b_w \cdot d$

essendo: d è l'altezza utile della sezione in mm= 270 mm;

b_w è la larghezza minima della sezione in mm= 120 mm

$k = 1 + (200/d)^{1/2} = 1,860663 \leq 2$;

$A_{sl} = 383.27 \text{ mm}^2$ ($2\emptyset 12 + 2\emptyset 10$);

ρ_l è il rapporto geometrico dell'armatura longitudinale= $A_{sl} / (b_w \cdot d) = 383.27 / (120 \cdot 270) = 0.0118295$;

σ_{cp} è la tensione media di compressione nella sezione= 0;

da cui

$V_{Rd} = [0.18 \cdot 1,860663 \cdot (100 \cdot 0.0118295 \cdot 14.5)^{1/3} / 1.5] \cdot 120 \cdot 270 = 1866 \text{ daN} > (0.035 k^{3/2} \cdot f_{ck}^{1/2}) \cdot b_w \cdot d = 655 \text{ daN}$

Si ottiene quindi un coefficiente di verifica a taglio $V_{sd} / V_{Rd} = 0.98$. La verifica è quindi soddisfatta.

Verifica di deformabilità:

Per la combinazione quasi permanente allo Stato Limite di Esercizio, il carico agente sul singolo travetto risulta:

$p = 0.45 \cdot (1.00 \cdot 210 + 1.00 \cdot 325 + 0.6 \cdot 300) = 321.75 \text{ daN/m}$

$f = 5/384 \cdot (p l^4 / EJ) = 1.13 \text{ cm}$ ($J = 37225.1 \text{ cm}^4$) (schema statico di trave semplicemente appoggiata)

Secondo il par. C4.1.2.2.2 del D.M. 17.01.2018, per l'integrità delle pareti divisorie e di tamponamento portate, le frecce di travi e solai non devono superare il limite di 1/500 della luce. Pertanto:

$f = 1.30 \text{ cm} < 1/500 \text{ luce di calcolo} = 1,34 \text{ cm}$

La verifica di deformabilità è pertanto soddisfatta.


Il sistema scelto di rinforzo a flessione e irrigidimento estradosale di solaio in laterocemento mediante getto di geomalta colabile fibrorinforzata ad elevata duttilità e altissima prestazione (tipo Geolite® FRC – GeoLite® Magma Xenon & Steel Fiber della Kerakoll) non necessita di connettori a taglio.

Prima dell'applicazione del sistema, il substrato dovrà essere bonificato e irruvidito mediante scarifica meccanica o idrodemolizione, provvedendo all'asportazione in profondità dell'eventuale calcestruzzo ammalorato. Successivamente è necessario rimuovere la ruggine dai ferri d'armatura, che dovranno essere puliti mediante spazzolatura (manuale o meccanica) o sabbiatura. Si procederà quindi alla pulizia della superficie trattata, con aria compressa o idropulitrice e alla bagnatura a rifiuto fino ad ottenere un substrato saturo, ma privo di acqua liquida in superficie. In alternativa alla bagnatura con acqua, su superfici orizzontali in calcestruzzo, l'applicazione di GeoLite® Base su supporto asciutto, garantisce un regolare assorbimento e favorisce la naturale cristallizzazione della geomalta.

Di seguito si riporta il "Certificato di Valutazione Tecnica" da parte del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici e la Relazione Tecnica da parte di Kerakoll :

Certificato di Valutazione Tecnica

M INF.CSLP.REG ATTI INT CONSUP.R.0000434.23-12-2020

Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici Servizio Tecnico Centrale Div. 2°	CERTIFICATO DI VALUTAZIONE TECNICA ai sensi del Cap.11, punto 11.1 lett. c) del D.M. 17.1.2018	
	Denominazione commerciale del Prodotto	Sistemi GeoLite FRC: - “GeoLite Magma & Steel Fiber” - “GeoLite Magma Xenon & Steel Fiber”
	Oggetto della certificazione e campo di impiego	FRC (Fiber Reinforced Concrete) - <i>malte fibrorinforzate per il rinforzo esterno di strutture esistenti in c.a., c.a.p. e solai di qualsiasi natura.</i>
	Titolare del Certificato	KERAKOLL SpA Via dell'Artigianato, 9 41049 – Sassuolo (MO)
	Centro di distribuzione e Stabilimento di produzione	KERAKOLL 1: Via dell'Artigianato, 9 41049 – Sassuolo (MO) KERAKOLL 2: Via Pedemontana, 25 41049 Sassuolo (MO) KERAKOLL 3: Via Corradini, 6 42048 Rubiera (RE)
	Validità del Certificato	Anni 5 a decorrere dalla data di protocollo sopraindicata
Il presente Certificato è emesso in formato digitale ed è riproducibile solo nella sua interezza		
<div style="display: flex; justify-content: space-between; align-items: center;">  <div> VIA Nomentana 2 – 00161 ROMA TEL. 06.4412.5430 www.csip.it </div> </div>		



Servizio Tecnico Centrale– Divisione II

Pagina 1 di 9



IL PRESIDENTE DEL CONSIGLIO SUPERIORE DEI LAVORI PUBBLICI

Vista la legge 5 novembre 1971 n.1086;

Vista la legge 2 febbraio 1974 n.64;

Visto il D.P.R. 6 giugno 2001 n.380, che tra l'altro riordina e armonizza il disposto delle Leggi n.1086/1971 e n.64/1974;

Visto il Regolamento (UE) 305/2011 concernente i prodotti da costruzione, che sostituisce la Direttiva 89/106/CEE ed il relativo Regolamento di attuazione di cui al D.P.R. n.246/1993;

Visto il D.M. 14 gennaio 2008 (Norme Tecniche per le Costruzioni) ed in particolare il p.to 11.1 lett. C);

Visto il D.M. 17 gennaio 2018 (Approvazione delle nuove Norme Tecniche per le Costruzioni) ed in particolare il punto 11.1 lett. C), con il quale il Certificato di Idoneità Tecnica (CIT) è stato sostituito dal Certificato di Valutazione Tecnica (CVT);

Vista il decreto n.208 del 9 aprile 2019 che approva la “Linea Guida per la identificazione, la qualificazione, la certificazione di valutazione tecnica ed il controllo di accettazione dei calcestruzzi fibrorinforzati FRC (Fiber Reinforced Concrete)” (di seguito chiamata “Linea Guida”);

Vista l'istanza prot. 7077 del 6 agosto 2019, presentata dalla Società KERAKOLL SpA di Sassuolo (MO), finalizzata al rilascio del Certificato di Valutazione Tecnica per malte fibrorinforzate (FRC) con fibre in acciaio, da impiegare per rinforzo esterno di strutture esistenti in c.a., c.a.p. e solai di qualsiasi natura, denominate:

- GeoLite Magma & Steel Fiber

- GeoLite Magma Xenon & Steel Fiber

Vista la documentazione tecnica trasmessa dalla società, a corredo dell'istanza di cui sopra;

Vista e valutata positivamente la documentazione tecnica depositata presso il STC;

Visto il parere favorevole, con prescrizioni, reso al riguardo dalla Prima Sezione del Consiglio Superiore dei lavori pubblici con voto n. 57/2020;

Vista e valutata positivamente la documentazione tecnica trasmessa dalla società, su richiesta del STC, riguardo le osservazioni rese dalla Prima Sezione del Consiglio Superiore dei lavori pubblici con il citato voto n.57/2020;

PREMESSO

1 Definizione di prodotto

Il presente Certificato di Valutazione Tecnica (di seguito CVT) si riferisce alla produzione di malte fibrorinforzate (FRC) con fibre in acciaio da impiegare per rinforzo esterno di strutture esistenti in c.a., c.a.p. e solai di qualsiasi natura, denominate:

- GeoLite Magma & Steel Fiber

- GeoLite Magma Xenon & Steel Fiber

I prodotti sono commercializzati dalla società KERAKOLL SpA (di seguito chiamata “Fabbricante”), con sede legale in Via dell'Artigianato, 9 - 41049 Sassuolo (MO), e stabilimenti produttivi in Via dell'Artigianato, 9 - 41049 Sassuolo (MO), in Via Pedemontana, 25 - 41049 Sassuolo (MO) e in Via Corradini, 6 - 42048 Rubiera (RE).



Servizio Tecnico Centrale – Divisione II

Pagina 2 di 9

Il presente CVT è rilasciato sulla base dei documenti depositati dal suddetto Fabbrikante presso il STC.

2 Prodotto “GeoLite Magma & Steel Fiber”

2.1 Campo di impiego

Il prodotto GeoLite Magma & Steel Fiber è una malta fibrorinforzata, composta da matrice inorganica minerale (“GeoLite Magma”) in abbinamento a fibra in acciaio corta discontinua (“Steel Fiber”), da impiegarsi per il rinforzo di strutture esistenti in c.a., c.a.p. e solai di qualsiasi natura.

2.2 Caratteristiche delle fibre

Proprietà	Unità di misura	Valore	Metodo di prova Normativa di riferimento
Nome commerciale fibra	-	Steel Fiber	
Produttore	-	La Matassina Srl	
Forma	-	rettilinea	
Rapporto d'aspetto	-	65	
Materiale	-	acciaio	
Densità materiale	g/cm ³	7,85	EN 14889
Lunghezza	mm	13	EN 14889
Diametro equivalente	mm	0,20	EN 14889
Resistenza a trazione	MPa	3100	EN 14889
Modulo elastico	GPa	200	EN 14889
Allungamento a rottura	%	1	EN 14889
Coefficiente di viscosità (fibre polimeriche)	-	ND	
Temperatura di fusione dei cristalli (fibre polimeriche)	°C	ND	ISO 11357-3-2013
Temperatura di transizione vetrosa (fibre polimeriche)	°C	ND	ISO 11357-2-2014

2.3 Caratteristiche della matrice

Proprietà	Unità di misura	Valore	Metodo di prova Normativa di riferimento
Nome commerciale matrice		GeoLite Magma	
Produttore		KERAKOLL S.p.A.	
Tipo di matrice		malta inorganica minerale a prestazione garantita	
Dimensione massima aggregato	mm	2,5	

2.4 Caratteristiche del sistema composito

Proprietà	Unità di misura	Valore	Metodo di prova Normativa di riferimento
Comportamento meccanico	-	Non incrudente	



Servizio Tecnico Centrale– Divisione II

Pagina 3 di 9

Densità	g/cm ³	2,23	EN 12390-7
Contenuto delle fibre in volume	%	1,58	
Contenuto delle fibre in peso	%	6,5	
Classe di consistenza		S5	EN 12350 - 2
		SF3	EN 12350 - 8
Classe di resistenza a compressione	MPa	C 70/85	EN 12350 -1,2,3
Modulo elastico	GPa	41,2	NTC 2018 § 11.2.10.3
Coefficiente di Poisson	-	0-0,2 (a seconda dello stato di sollecitazione)	NTC 2018 § 11.2.10.4
Coefficiente di dilatazione termica lineare	°C ⁻¹	10 · 10 ⁻⁶	NTC 2018 § 11.2.10.5
Classe di tenacità		8b	EN 14651
Resistenza al limite di proporzionalità (valore medio) $f_{ct, Lm}$	MPa	7,29	EN 14651
Resistenza al limite di proporzionalità (valore caratteristico) $f_{ct, Lk}$	MPa	4,82	EN 14651
Rapporto $f_{R, 1k} / f_{ct, Lk}$		1,94	EN 14651
Rapporto $f_{R, 3k} / f_{R, 1k}$		0,76	EN 14651
Resistenza a trazione f_{ctm} (valore medio)	MPa	5,72	NTC 2018 § 11.2.10.2
Resistenza a trazione $f_{ctk, inf}$ (valore caratteristico)	MPa	3,67	NTC 2018 § 11.2.10.2
Classe di esposizione	-	X0 XC1, XC2, XC3, XC4 XD1, XD2, XD3 XS1, XS2, XS3 XF1, XA1	EN 206
Classe di reazione al fuoco	-	A1	EN 13501-1
Temperatura estrema di utilizzo	°C	ND	
Resistenza a gelo e disgelo	n.	ND	EN 12390-9
Resistenza alle alte temperature	%, °C	ND	

3 Prodotto “GeoLite Magma Xenon & Steel Fiber”

3.1 Campo di impiego

Il prodotto GeoLite Magma Xenon & Steel Fiber è una malta fibrorinforzata, composta da matrice inorganica minerale (“GeoLite Magma Xenon”) in abbinamento a fibra in acciaio corta discontinua (“Steel Fiber”), da impiegarsi per il rinforzo di strutture esistenti in c.a., c.a.p. e solai di qualsiasi natura. Il prodotto in fibra di acciaio impiegato nel sistema è il medesimo utilizzato nel sistema denominato “GeoLite Magma & Steel Fiber”.



Servizio Tecnico Centrale– Divisione II

Pagina 4 di 9

3.2 Caratteristiche delle fibre

Proprietà	Unità di misura	Valore	Metodo di prova Normativa di riferimento
Nome commerciale fibra	-	Steel Fiber	
Produttore	-	La Matassina Srl	
Forma	-	rettilinea	
Rapporto d'aspetto	-	65	
Materiale	-	acciaio	
Densità materiale	g/cm ³	7,85	EN 14889
Lunghezza	mm	13	EN 14889
Diametro equivalente	mm	0,20	EN 14889
Resistenza a trazione	MPa	3100	EN 14889
Modulo elastico	GPa	200	EN 14889
Allungamento a rottura	%	1	EN 14889
Coefficiente di viscosità (fibre polimeriche)	-	ND	
Temperatura di fusione dei cristalli (fibre polimeriche)	°C	ND	ISO 11357-3-2013
Temperatura di transizione vetrosa (fibre polimeriche)	°C	ND	ISO 11357-2-2014

3.3 Caratteristiche della matrice

Proprietà	Unità di misura	Valore	Metodo di prova Normativa di riferimento
Nome commerciale matrice		GeoLite Magma Xenon	
Produttore		KERAKOLL S.p.A.	
Tipo di matrice		malta inorganica minerale a prestazione garantita	
Dimensione massima aggregato	mm	1,5	

3.4 Caratteristiche del sistema composito

Proprietà	Unità di misura	Valore	Metodo di prova Normativa di riferimento
Comportamento meccanico	-	Non incedente	
Densità	g/cm ³	2,25	EN 12390-7
Contenuto delle fibre in volume	%	1,66	
Contenuto delle fibre in peso	%	6,5	
Classe di consistenza		S5	EN 12350 - 2
		SF3	EN 12350 - 8
Classe di resistenza a compressione	MPa	C 80/95	EN 12350 -1,2,3
Modulo elastico	GPa	43,41	NTC 2018 § 11.2.10.3
Coefficiente di Poisson	-	0-0,2 (a seconda dello stato)	NTC 2018 § 11.2.10.4

		di sollecitazione)	
Coefficiente di dilatazione termica lineare	$^{\circ}\text{C}^{-1}$	$10 \cdot 10^{-6}$	NTC 2018 § 11.2.10.5
Classe di tenacità		8b	EN 14651
Resistenza al limite di proporzionalità (valore medio) $f_{ct, Lm}$	MPa	6,95	EN 14651
Resistenza al limite di proporzionalità (valore caratteristico) $f_{ct, Lk}$	MPa	5,91	EN 14651
Rapporto $f_{R, 1k} / f_{ct, Lk}$		1,37	EN 14651
Rapporto $f_{R, 3k} / f_{R, 1k}$		0,768	EN 14651
Resistenza a trazione f_{ctm} (valore medio)	MPa	7,40	NTC 2018 § 11.2.10.2
Resistenza a trazione $f_{ctk, inf}$ (valore caratteristico)	MPa	5,32	NTC 2018 § 11.2.10.2
Classe di esposizione	-	X0 XC1, XC2, XC3, XC4 XD1, XD2, XD3 XS1, XS2, XS3 XF1, XF2, XF3, XF4 XA1	EN 206
Classe di reazione al fuoco	-	A1	EN 13501-1
Temperatura estrema di utilizzo	$^{\circ}\text{C}$	+100 $^{\circ}\text{C}$	
Resistenza a gelo e disgelo	n.	20	EN 12390-9
Resistenza alle alte temperature	%, $^{\circ}\text{C}$	1%, 100 $^{\circ}\text{C}$	

4 Attuazione del sistema di verifica della prestazione

4.1 Sistema di gestione della qualità aziendale

Il Fabbricante del sistema dispone di una certificazione di Sistema di Qualità Aziendale conforme alle norme UNI EN 9001, come si riscontra dal Manuale della Qualità e dalle Certificazioni rilasciate dagli Enti di sorveglianza, allegati alla documentazione presentata al Servizio Tecnico Centrale, ai fini del rilascio del CVT.

4.2 Obblighi per il Fabbricante connessi con il sistema di verifica della prestazione del prodotto

Per tutti i prodotti, il Fabbricante deve eseguire, sui singoli componenti dei sistemi commercializzati, controlli di accettazione secondo il proprio Sistema di Qualità Aziendale.

Secondo la Linea Guida, il Fabbricante, deve eseguire con frequenza annuale prove finalizzate a verificare la corrispondenza dei valori delle proprietà fisico meccaniche dei prodotti.

Gli esiti delle predette prove sono annotati sul registro produzione, e trasmessi al STC su eventuale richiesta.

Il Fabbricante ha l'obbligo di dichiarare, oltre alle prestazioni dei prodotti forniti, anche le potenziali criticità cui essi possono essere soggetti, sia per ciò che riguarda la loro integrità e funzionalità, sia per ciò che concerne la sicurezza dell'opera in cui saranno inglobati, indicando i conseguenti necessari

accorgimenti da adottare ai fini della salvaguardia della pubblica incolumità, in particolare l'intervallo delle temperature minima e massima per la messa in opera e l'intervallo delle temperature di esercizio.

5 Aspetti generali

5.1 Imballaggio, trasporto e stoccaggio

Ogni sistema di rinforzo deve essere identificato attraverso una specifica marcatura e deve rispettare le condizioni di stoccaggio delle materie prime, imballaggio e stoccaggio, come descritto nella documentazione depositata presso il STC.

Inoltre ogni fornitura deve essere accompagnata da un documento di trasporto riportante i dati del Fabbrikante, tipologia del sistema, codice univoco dei componenti del sistema e quantità.

5.2 Installazione, monitoraggio e controllo del prodotto

Alla documentazione di accompagnamento di ogni lotto di spedizione del sistema, il Fabbrikante deve allegare il Manuale di preparazione dei prodotti, dove sono fornite le istruzioni operative per la corretta preparazione in opera dei componenti del sistema, nonché il Manuale di installazione dei prodotti, in cui sono fornite le istruzioni operative per la completa e corretta posa in opera dei sistemi di rinforzo, con particolare riguardo ad eventuali trattamenti da eseguire preliminarmente all'installazione.

Le schede tecniche ed i Manuali di preparazione ed installazione devono essere resi disponibili sul sito internet del Fabbrikante. E' responsabilità del Fabbrikante assicurare che tutte le informazioni necessarie riportate nel presente Certificato siano sottoposte ai responsabili dell'utilizzatore del prodotto.

5.3 Controlli di accettazione in cantiere

I materiali componenti i sistemi di cui al presente certificato sono soggetti ai controlli di accettazione in cantiere a cura del Direttore dei Lavori, secondo le procedure e le finalità previste dalla Linea Guida.

Resta facoltà del Direttore dei Lavori, oltre alle prove di accettazione obbligatorie, eseguire anche prove in situ, i cui risultati potranno essere messi in relazione con quanto accertato nella procedura di qualificazione dei sistemi e con i valori di progetto assunti nel calcolo.

5.4 Dichiarazione di corretta installazione

Il Direttore dei Lavori è tenuto a richiedere all'installatore una dichiarazione di conformità dell'installazione dei sistemi oggetto del presente CVT alle indicazioni riportate nel Manuale di Installazione, restando inteso che la posa in opera dei sistemi deve essere eseguito da parte di personale specializzato.

La dichiarazione di conformità dell'installazione dovrà attestare la veridicità delle dichiarazioni in essa contenute e dovrà essere sottoscritta ai sensi e per gli effetti del D.P.R. 28 dicembre 2000 n.445; essa dovrà essere riportata nella Relazione a Strutture Ultimate, unitamente al resoconto dei controlli di accettazione eseguiti e richiamata nell'atto di Collaudo Statico nonché, quando richiesto, nel Collaudo Tecnico-Amministrativo.

Tutto ciò premesso il Presidente del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici

CERTIFICA

Che, ai sensi del p.to 11.1, lett. c), del D.M. 17.01.2018, i sistemi

- *"GeoLite Magma & Steel Fiber"*
- *"GeoLite Magma Xenon & Steel Fiber"*

Sono idonei all'impiego come ripristino e rinforzo strutturale, nei limiti e con le prestazioni sopra indicate, fatte salve le responsabilità del Progettista, del Direttore dei Lavori e del Collaudatore, con la stretta osservanza delle allegate Precisazioni ed Avvertenze.

IL PRESIDENTE
Ing Massimo SESSA



MASSIMO SESSA
MINISTERO DELLE
INFRASTRUTTURE E
DEI TRASPORTI
22.12.2020 15:43:39
UTC

Documento verificato dal
Dirigente Divisione II – STC



ANTONIO
LUCCHESI
MINISTERO DELLE
INFRASTRUTTURE
E DEI TRASPORTI
21.12.2020
14:32:07 UTC

stc

Servizio Tecnico Centrale – Divisione II

Pagina 8 di 9

Precisazioni ed avvertenze

- Il presente Certificato si riferisce esclusivamente ai materiali ed ai componenti ivi richiamati e descritti in maniera completa nella documentazione depositata presso il Servizio Tecnico Centrale.
- Qualsiasi modifica dei materiali e dei componenti proposta dal titolare del presente Certificato deve essere preventivamente autorizzata dal Servizio Tecnico Centrale. Eventuali modifiche al processo di produzione dei prodotti, devono essere notificate a STC prima della loro introduzione.
- Il corretto impiego dei sistemi sopra citati è illustrato nei documenti predisposti dal titolare del presente Certificato e depositati presso il Servizio Tecnico Centrale.
- Per ogni applicazione dei prodotti richiamati nel presente Certificato, da parte dei Soggetti che a vario titolo sono responsabili della progettazione, realizzazione e collaudo degli interventi, deve essere svolta specifica progettazione e condotta espressa valutazione preventiva, anche attraverso prove di laboratorio e prove in sito, della loro sicurezza e durabilità, in conformità alla “Linea Guida per la identificazione, la qualificazione, la certificazione di valutazione tecnica ed il controllo di accettazione dei calcestruzzi fibrerforzati FRC (Fiber Reinforced Concrete)” predisposta dal STC ed approvata dal Presidente del Consiglio Superiore con decreto n. 208 del 9 aprile 2019, nonché a quanto espressamente indicato e prescritto nel presente Certificato;
- Il presente Certificato non è trasferibile a fabbricanti o mandatari né a stabilimenti che non siano quelli indicati nella pagina 1.
- Il Fabbricante resta responsabile della conformità del prodotto al presente Certificato e della sua idoneità all'impiego previsto.
- Il presente Certificato è valido per 5 anni a decorrere dalla data riportata sulla prima pagina.
- Il mancato rispetto delle prescrizioni sopra riportate, accertato dal STC anche attraverso sopralluoghi, comporta la decadenza del presente Certificato.
- I tecnici (progettisti, Direttore dei Lavori, Collaudatori) interessati all'uso dei materiali oggetto del presente certificato devono osservare tassativamente le avvertenze contenute nel testo del certificato ed i contenuti dispositivi della “Linea Guida per la identificazione, la qualificazione, la certificazione di valutazione tecnica ed il controllo di accettazione dei calcestruzzi fibrerforzati FRC (Fiber Reinforced Concrete)” predisposta dal STC ed approvata dal Presidente del Consiglio Superiore con decreto n. 208 del 9 aprile 2019.

Relazione Tecnica Kerakoll



Sassuolo, 4 marzo 2021, Rev. 0

**Oggetto: APPLICAZIONI ESTRADOSSALE DI SISTEMI COMPOSITI FRC PER IL
RINFORZO A FLESSIONE E IRRIGIDIMENTO DI PIANO DI SOLAI IN LATEROCEMENTO**

Premessa

La seguente relazione tecnica non ha lo scopo di sostituire il lavoro del progettista nell'identificare le cause e la qualità del degrado oppure l'eventuale necessità d'interventi strutturali o di rinforzo, compiti questi demandati e realizzati da professionisti abilitati con l'ausilio di adeguate indagini diagnostiche. La seguente relazione si propone piuttosto di essere uno strumento per la messa a punto di uno o più cicli d'intervento, corretti e realizzabili, che siano il più semplici ed il più risolutivi possibile, nel rispetto delle indicazioni ricevute.

A tale scopo verranno anche identificati ed indicati i materiali con cui sarà possibile realizzare gli interventi.

www.kerakoll.com

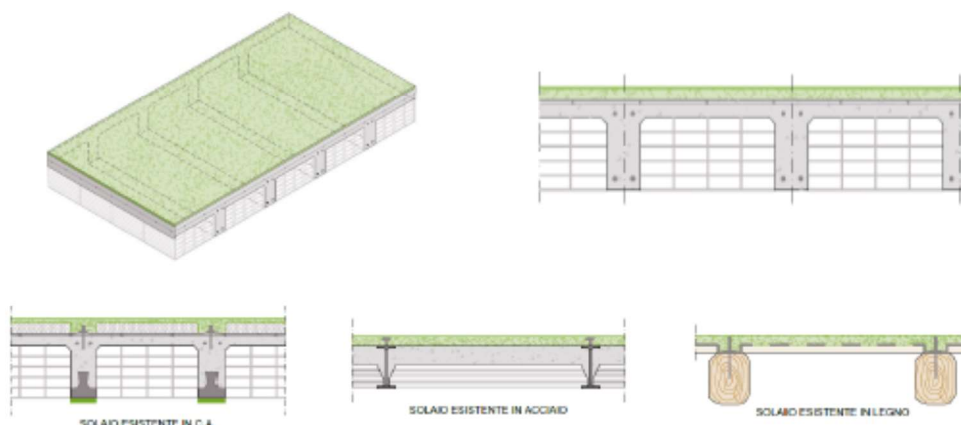
KERAKOLL Spa - Società con unico socio Fin Firel Spa - Soggetta a direzione e coordinamento di Fin Firel Spa
via dell'Artigianato, 9 - 41049 Sassuolo (MO) Italia - Tel +39 0536 816 511 - Fax +39 0536 816 581 - e-mail: info@kerakoll.com
Rea MO n. 231812 - Reg. Imp. / Cod. Fisc. / P. Iva IT 01174510360 - Cap. Soc. € 2.000.000,00 i.v.

- 1 -

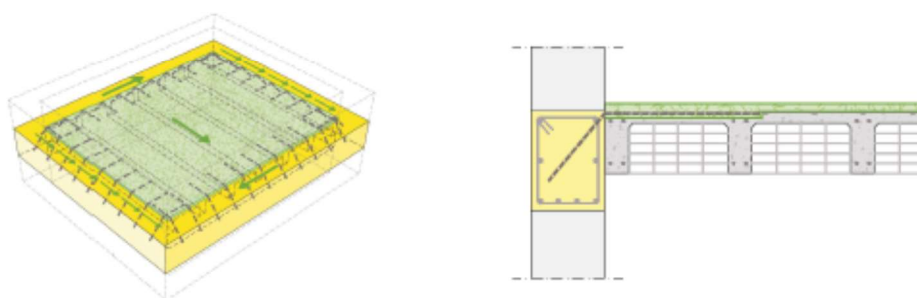


INTERVENTO: APPLICAZIONI ESTRADOSSALI DI SISTEMA COMPOSITO FRC PER IL RINFORZO A FLESSIONE E IRRIGIDIMENTI DI PIANO DI SOLAI IN LATEROCEMENTO – TAV 11B e 11C.

In caso di solai mal progettati, parzialmente danneggiati o realizzati con standard progettuali non aggiornati si rende necessario l'intervento strutturale per rinforzare a flessione e/o irrigidire fuori piano tali elementi senza eccedere negli spessori e nei pesi, come indicato nella tavola 11B del Manuale Tecnico di kerakoll.



In alcuni casi, può essere richiesto anche un miglioramento del comportamento sismico del solaio, in particolare nella distribuzione delle sollecitazioni sismiche e quindi sarà necessario realizzare un diaframma rigido di piano mediante getto collaborante come illustrato nella tavola 11C del Manuale Tecnico Kerakoll.



La relazione che segue ha lo scopo di andare a mostrare e discutere i risultati ottenuti su solai campione rinforzati prima con un sistema tradizionale e successivamente con il sistema composito FRC GeoLite Magma Xenon & Steel Fiber.

www.kerakoll.com

KERAKOLL Spa - Società con unico socio Fin Firel Spa - Soggetta a direzione e coordinamento di Fin Firel Spa
via dell'Artigianato, 9 - 41049 Sassuolo (MO) Italia - Tel +39 0536 816 511 - Fax +39 0536 816 581 - e-mail: info@kerakoll.com
Rea MO n. 231812 - Reg. Imp. / Cod. Fisc. / P. Iva IT 01174510360 - Cap. Soc. € 2.000.000,00 i.v.

- 2 -



1. Rinforzo a flessione ed irrigidimento estradosale di solaio in latero-cemento (TAV. 11A, 11B e 11C)

Prima di realizzare l'intervento di rinforzo è necessario preparare il supporto allo scopo di permettere la perfetta integrazione e collaborazione della struttura esistente con il nuovo intervento. La preparazione dell'elemento da rinforzare può prevedere la puntellatura del solaio.

Applicazione del sistema composito FRC GeoLite Magma Xenon & Steel Fiber per il rinforzo estradosale di solai (TAV. 11B e 11C)

L'utilizzo di tale sistema di rinforzo prevede le seguenti fasi applicative:

- Rimozione di eventuali pavimentazioni o massetti.
- Irruvidimento del supporto in calcestruzzo con asperità maggiori o uguali a 5 mm, pari al grado 9 del "Kit collaudo preparazioni supporti in c.a. e muratura", mediante scarifica meccanica o idrodemolizione, provvedendo all'asportazione in profondità dell'eventuale calcestruzzo ammalorato.
- Se necessario rimozione dei prodotti di corrosione (ruggine) dai ferri d'armatura mediante spazzolatura o sabbiatura.
- Pulizia del substrato e rimozione dei residui di polvere o altre sostanze contaminanti con aria compressa o idropulitrice.
- Se necessario installazione dei collegamenti perimetrali tra diaframma e struttura portante verticale e di appositi connettori a taglio tra orizzontamento esistente e nuovo getto, opportunamente calcolati e verificati da tecnico professionista abilitato.
- Bagnare a rifiuto la superficie fino ad ottenere una superficie satura ma priva d'acqua libera in superficie o in alternativa, su supporto asciutto, utilizzare GeoLite Base.
- Colaggio di geomalta fibrorinforzata GeoLite Magma Xenon & Steel Fiber per uno spessore variabile dai 15 ai 40 mm, preparata secondo indicazioni riportate in scheda tecnica.



Figura 1: fasi applicative

www.kerakoll.com

KERAKOLL Spa - Società con unico socio Fin Firel Spa - Soggetta a direzione e coordinamento di Fin Firel Spa
via dell'Artigianato, 9 - 41049 Sassuolo (MO) Italia - Tel +39 0536 816 511 - Fax +39 0536 816 581 - e-mail: info@kerakoll.com
Rea MO n. 231812 - Reg. Imp. / Cod. Fisc. / P. Iva IT 01174510360 - Cap. Soc. € 2.000.000,00 i.v.



Sistema tradizionale GeoLite Magma e rete collaborante (TAV. 11A)

L'utilizzo di tale sistema prevede le seguenti fasi di installazione:

- a. Rimozione di eventuali pavimentazioni o massetti.
- b. Irruvimento del supporto in calcestruzzo con asperità maggiori o uguali a 5 mm, pari al grado 9 del "Kit collaudo preparazioni supporti in c.a. e muratura", mediante scarifica meccanica o idrodemolizione, provvedendo all'asportazione in profondità dell'eventuale calcestruzzo ammalorato.
- c. Se necessario rimozione dei prodotti di corrosione (ruggine) dai ferri d'armatura mediante spazzolatura o sabbiatura.
- d. Realizzazione dei fori necessari per l'installazione dei connettori
- e. Pulizia del substrato e dei fori eseguiti tramite rimozione dei residui di polvere o altre sostanze contaminanti con aria compressa o idropulitrice.
- f. Procedere con l'installazione della rete metallica integrativa calcolata e verificata sull'intera area del rinforzo fissandola con i connettori ed ancorante **Epofix** tramite i fori realizzati al punto d, opportunamente distanziata dal supporto.
- g. Bagnare a rifiuto la superficie fino ad ottenere una superficie satura ma priva d'acqua libera in superficie o in alternativa, su supporto asciutto, utilizzare **GeoLite Base**.
- h. Colaggio di **GeoLite Magma** per uno spessore minimo di 40 mm, impastata secondo indicazioni riportate in scheda tecnica del prodotto.

www.kerakoll.com

KERAKOLL Spa - Società con unico socio Fin Firel Spa - Soggetta a direzione e coordinamento di Fin Firel Spa
via dell'Artigianato, 9 - 41049 Sassuolo (MO) Italia - Tel +39 0536 816 511 - Fax +39 0536 816 581 - e-mail: info@kerakoll.com
Rea MO n. 231812 - Reg. Imp. / Cod. Fisc. / P. Iva IT 01174510360 - Cap. Soc. € 2.000.000,00 i.v.

- 4 -



2. I sistemi compositi a fibra corta FRC della linea GeoLite con Certificato di Valutazione Tecnica (CVT)



La linea dei prodotti compositi FRC sono composti da malte colabili come, GeoLite Magma e GeoLite Magma Xenon le quali in abbinamento con Steel Fiber, fibre in acciaio ad alta resistenza per uso strutturale di lunghezza pari a 13 mm, garantiscono il raggiungimento di alte prestazioni permettendo di mantenere un ridotto spessore dell'intervento, formando una vera e propria armatura tridimensionale uniformemente distribuita nello spessore del rinforzo.

I sistemi compositi a fibra corta FRC della famiglia GeoLite hanno ottenuto, grazie alle loro elevate performance, il Certificato di Valutazione Tecnica (CVT), in cui si

trovano dichiarati i valori caratteristici di tali sistemi indispensabili per la fase di progettazione.

Le malte GeoLite Magma e GeoLite Magma Xenon sono progettate per la manutenzione, il ripristino di strutture esistenti, il rinforzo strutturale e miglioramento o adeguamento antisismico di strutture in calcestruzzo armato e precompresso che si presentano degradate o dissestare o che necessitano di un adeguamento dal punto di vista strutturale e/o antisismico.

Tutte le malte appartenenti alla linea GeoLite sono formulate con uno speciale legante - denominato "Geolegante" - che consente di eliminare o ridurre drasticamente il ritiro idraulico tipico delle comuni malte cementizie basate esclusivamente sull'impiego dei tradizionali cementi (Portland, portland di miscela, pozzolanici, d'altoforno e compositi) le cui proprietà chimico-fisiche vengono definite dalla norma UNI-EN 197-1.

La matrice ottenuta dall'idratazione del geolegante è caratterizzata da una elevata basicità con pH superiori a 12,5-12,8 e, pertanto, tutte le malte della linea GeoLite sono in grado di favorire la "passivazione" dei tondini di armatura in esse annegati, grazie alla formazione dello strato di ossido protettivo sulla superficie dell'acciaio.

Il potenziale di libera corrosione delle barre annegate nelle malte della linea GeoLite - proprio per l'elevata basicità della fase acquosa presente nella matrice ottenuta dall'idratazione del "geolegante" - si attesta nell'intervallo di valori tipici della "passività" dell'acciaio (100/0 mV vs CSE: Cu/CuSO₄ - Norma ASTM C876).

Grazie a queste proprietà le malte della linea Geolite sono marcate CE in accordo alla norma EN 1504-7 ("Protezione contro la corrosione delle armature") e, pertanto, nella ricostruzione di sezioni in calcestruzzo armato, dopo la pulizia dei ferri per la rimozione della ruggine, non è necessario far ricorso all'applicazione delle vernici "passivanti", ma si può procedere direttamente alla ricostruzione della sezione con le malte della linea GeoLite.

Tutte le malte della linea GeoLite, inoltre, essendo marcate CE come malte di classe R4 in accordo alla EN 1504-3 ("Riparazione strutturale e non strutturale") superano il requisito obbligatorio richiesto per la durabilità delle strutture rappresentato dalla "Resistenza alla

www.kerakoll.com

KERAKOLL Spa - Società con unico socio Fin Firel Spa - Soggetta a direzione e coordinamento di Fin Firel Spa
via dell'Artigianato, 9 - 41049 Sassuolo (MO) Italia - Tel +39 0536 816 511 - Fax +39 0536 816 581 - e-mail: info@kerakoll.com
Rea MO n. 231812 - Reg. Imp. / Cod. Fisc. / P. Iva IT 01174510360 - Cap. Soc. € 2.000.000,00 i.v.

- 5 -



carbonatazione" (item 5, Tabella 3, norma EN 1504-3) che risulta – come richiesto dalla norma – maggiore di quella di un calcestruzzo avente rapporto acqua-cemento pari a 0,45 (classe di resistenza C35/45). Pertanto, i ripristini effettuati con le malte della linea GeoLite costituiscono una **garanzia per la durabilità delle strutture** essendo la velocità di carbonatazione delle malte molto bassa.

La ridotta porosità capillare della matrice del geolegante conferisce alle malte della linea Geolite, come già menzionato, prestazioni fisiche ed elastiche superiori ai requisiti minimi previsti per le malte di classe R4 in accordo alla EN 1504-3.

Nel rispetto della marcatura secondo EN 1504-6 le matrici GeoLite Magma e GeoLite Magma Xenon sono certificate come prodotti e sistemi di ancoraggio, i prodotti assicurano la continuità strutturale tra elementi di acciaio e calcestruzzo e la completa sinergia con l'elemento rinforzato.

Ruolo fondamentale dei sistemi compositi FRC della famiglia GeoLite viene svolto da Steel Fiber, particolari fibre in acciaio ad alto contenuto di carbonio ad alte prestazioni ottenute per trafilatura a freddo. Tali fibre sono marcate secondo EN 14889-1 per uso strutturale ed in abbinamento con GeoLite Magma e GeoLite Magma Xenon risultano specifiche per i rinforzi strutturali in bassi spessore senza l'utilizzo di armatura integrativa.

www.kerakoll.com

KERAKOLL Spa - Società con unico socio Fin Firel Spa - Soggetta a direzione e coordinamento di Fin Firel Spa
via dell'Artigianato, 9 - 41049 Sassuolo (MO) Italia - Tel +39 0536 816 511 - Fax +39 0536 816 581 - e-mail: info@kerakoll.com
Rea MO n. 231812 - Reg. Imp. / Cod. Fisc. / P. Iva IT 01174510360 - Cap. Soc. € 2.000.000,00 i.v.

- 6 -



3. Prove sperimentali

Di seguito si illustrano i risultati di una campagna di ricerca sperimentale condotta su solai in latero-cemento rinforzati mediante l'applicazione dei sistemi compositi della famiglia GeoLite descritti nel paragrafo precedente. La campagna di prove è stata eseguita in collaborazione con l'Università degli Studi di Bergamo.

I solai testati presentano una lunghezza pari a 4,5 m e una larghezza pari a 1 m, con caratteristiche riportate in Figura 2, ovvero sono costituiti da forati in laterizio di dimensioni 38x16x25 cm, calcestruzzo C12/15 e ferri diametro 10 mm di classe B450C, sui quali sono stati realizzati le due tipologie di rinforzo descritte al Paragrafo 1.

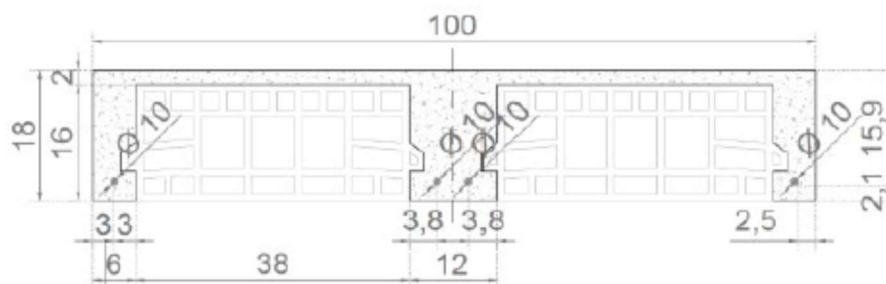


Figura 2: dimensioni sezione trasversale solaio in laterocemento

I solai realizzati e successivamente testati sono in totale 5 dei quali, uno non presenta alcun rinforzo allo scopo di ottenere i valori di riferimento, mentre i restanti prevedono l'applicazione del rinforzo come di seguito elencato:

- 1_NR. Campione non rinforzato
- 2_R2. Campione rinforzato con cappa collaborante costituita da GeoLite Magma Xenon & Steel Fiber dello spessore di 2 cm
- 3_R3. Campione rinforzato con cappa collaborante costituita da GeoLite Magma Xenon & Steel Fiber dello spessore di 3 cm
- 4_R4. Campione rinforzato con cappa collaborante costituita da GeoLite Magma Xenon & Steel Fiber dello spessore di 4 cm
- 5_RT. Campione rinforzato con cappa collaborante composta da GeoLite Magma e rete elettrosaldata diametro 8 mm, maglia 10x10 cm ancorata al supporto, dello spessore complessivo di 4 cm

www.kerakoll.com

KERAKOLL Spa - Società con unico socio Fin Firel Spa - Soggetta a direzione e coordinamento di Fin Firel Spa
via dell'Artigianato, 9 - 41049 Sassuolo (MO) Italia - Tel +39 0536 816 511 - Fax +39 0536 816 581 - e-mail: info@kerakoll.com
Rea MO n. 231812 - Reg. Imp. / Cod. Fisc. / P. Iva IT 01174510360 - Cap. Soc. € 2.000.000,00 i.v.

- 7 -



La prova eseguita sui solai consiste in un test di flessione su quattro punti in controllo di spostamento, di cui in Figura 3 si può osservare una vista generale della strumentazione utilizzata. Sono stati utilizzati come appoggi alla base dei cilindri metallici di diametro 7 cm e di lunghezza eccedente la larghezza del solaio, in modo da conferire supporto a tutti e tre i travetti che compongono la struttura. Tra solaio e appoggi sono stati posti degli spessori di neoprene allo scopo di uniformare gli sforzi all'appoggio.

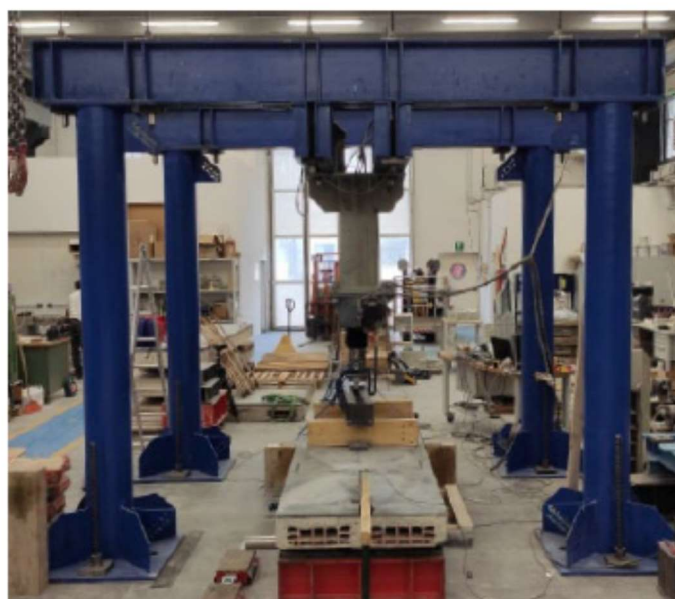


Figura 3: banco prova utilizzato per l'esecuzione delle prove a flessione su 4 punti

Le prove sono state eseguite applicando un carico verticale mediante l'utilizzo di un martinetto elettromeccanico di capacità massima pari a 500 kN vincolato ad un telaio per garantire che le forze in gioco si scaricassero direttamente sulla soletta. Come è possibile osservare in Figura 4, la forza è stata applicata mediante tre travi metalliche di cui due trasversali alla lunghezza del solaio ed una longitudinale il quale peso proprio è stato considerato nel valore della forza applicata acquisito.

www.kerakoll.com

KERAKOLL Spa - Società con unico socio Fin Firel Spa - Soggetta a direzione e coordinamento di Fin Firel Spa
via dell'Artigianato, 9 - 41049 Sassuolo (MO) Italia - Tel +39 0536 816 511 - Fax +39 0536 816 581 - e-mail: info@kerakoll.com
Rea MO n. 231812 - Reg. Imp. / Cod. Fisc. / P. Iva IT 01174510360 - Cap. Soc. € 2.000.000,00 i.v.

- 8 -



Figura 4: appoggio e sistema di carico del banco prova utilizzato

La prova eseguita ha contato tre cicli di carico-scarico fino ad arrivare al valore di sollecitazione in esercizio e successivamente la conclusione del terzo ciclo si è provveduto allo scarico del campione allo scopo di eseguire un'ultima prova monotona fino al raggiungimento di 90 mm di freccia in mezzzeria. La velocità di prove nei primi tre cicli è pari a 0,1 mm/sec e 0,15 mm/sec per la prova monotona finale, misurate in riferimento alla testa del martinetto.

www.kerakoll.com

KERAKOLL Spa - Società con unico socio Fin Firel Spa - Soggetta a direzione e coordinamento di Fin Firel Spa
via dell'Artigianato, 9 - 41049 Sassuolo (MO) Italia - Tel +39 0536 816 511 - Fax +39 0536 816 581 - e-mail: info@kerakoll.com
Rea MO n. 231812 - Reg. Imp. / Cod. Fisc. / P. Iva IT 01174510360 - Cap. Soc. € 2.000.000,00 i.v.

- 9 -



4. Risultati

In questo paragrafo vengono mostrati i risultati ottenuti dalle prove di flessione di seguito riassunti in tabella:

Campione	Rinforzo	Spessore [cm]	M_{sp} [kNm]	V_{sp} [kN]
1_NR	Nessun rinforzo	-	30.55	23.26
2_R2	GeoLite Magma Xenon & Steel Fiber	2	32.16 (1.05)	24.61 (1.06)
3_R3	GeoLite Magma Xenon & Steel Fiber	3	37.30 (1.22)	28.54 (1.23)
4_R4	GeoLite Magma Xenon & Steel Fiber	4	41.42 (1.36)	31.57 (1.36)
5_RT	GeoLite Magma & rete elettrosaldata	4	34.72 (1.14)	26.89 (1.16)

Tabella 1: momento e taglio resistenti sperimentali dei campioni testati

In Figura 5, vengono riportati i valori momento-freccia in mezzeria per tutti i campioni testati sotto forma di confronto.

Da questi risultati è evidente come le prestazioni flessionali del solaio non rinforzato (1_NR) vengano in generale incrementate utilizzando una cappa di rinforzo sia in termini di resistenze meccaniche quanto in termini di deformazione. In particolare, è evidente come già con la realizzazione del rinforzo FRC **GeoLite Magma Xenon & Steel Fiber** di uno spessore da 2 cm (2_R2) si ha una netta riduzione della deformazione a flessione del solaio. Nel caso del sistema FRC tale riduzione aumenta con spessori maggiori del rinforzo applicato.

Per quanto riguarda le prestazioni meccaniche flessionali, l'uso di cappe di rinforzo in FRC migliora le resistenze a tutti i livelli di deformazione. È importante notare come il rinforzo composito FRC **GeoLite Magma Xenon & Steel Fiber** di spessore pari a 3 cm (3_R3) ha mostrato performance superiori alla cappa realizzata con sistema tradizionale **GeoLite Magma** e rete elettrosaldata ancorata al supporto, con spessore pari a 4 cm (5_RT), sia in termini di resistenze flessionali massime che, come è possibile visualizzare dal Grafico 2, di rigidità iniziale.

Inoltre, in Figura 6 è evidente come tale rinforzo con **GeoLite Magma Xenon & Steel Fiber** nello spessore di 3 cm, pur essendo più performante non va ad influire sulla rigidità del solaio rispetto al campione rinforzato con metodo tradizionale.

www.kerakoll.com

KERAKOLL Spa - Società con unico socio Fin Firel Spa - Soggetta a direzione e coordinamento di Fin Firel Spa
via dell'Artigianato, 9 - 41049 Sassuolo (MO) Italia - Tel +39 0536 816 511 - Fax +39 0536 816 581 - e-mail: info@kerakoll.com
Rea MO n. 231812 - Reg. Imp. / Cod. Fisc. / P. Iva IT 01174510360 - Cap. Soc. € 2.000.000,00 i.v.

- 10 -

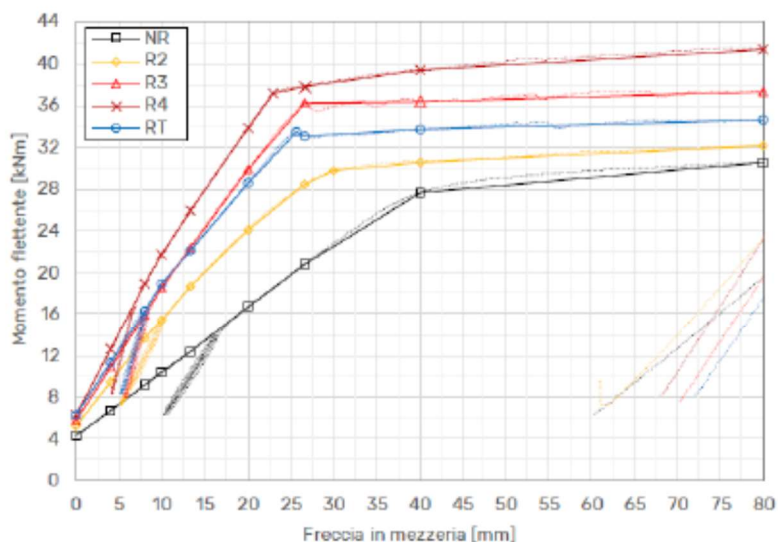


Figura 5: valori freccia in mezzeria vs Momento flettente

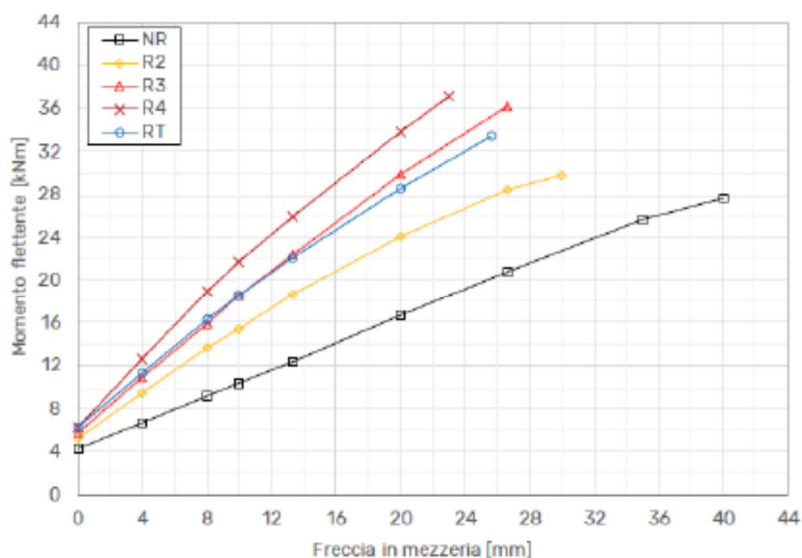


Figura 6: valori freccia in mezzeria vs Momento flettente, in campo elastico

www.kerakoll.com

KERAKOLL Spa - Società con unico socio Fin Firel Spa - Soggetta a direzione e coordinamento di Fin Firel Spa
 via dell'Artigianato, 9 - 41049 Sassuolo (MO) Italia - Tel +39 0536 816 511 - Fax +39 0536 816 581 - e-mail: info@kerakoll.com
 Rea MO n. 231812 - Reg. Imp. / Cod. Fisc. / P. Iva IT 01174510360 - Cap. Soc. € 2.000.000,00 i.v.



5. Comparativa con il software GeoForce One

Il software GeoForce One di Kerakoll permette di verificare i sistemi in precedenza descritti, grazie all'implementazione della linea guida per la progettazione CNR DT 204 e dei valori caratteristici certificati tramite CVT dei sistemi compositi FRC GeoLite.

Si porta ad esempio per il confronto, il rinforzo calcolato con GeoForce One, ponendo i coefficienti di sicurezza pari a 1, con GeoLite Magma Xenon & Steel Fiber in uno spessore di 2 cm, corrispondente quindi al campione 2_R2 della campagna sperimentale descritta in precedenza.

Come si può evincere dalla Figura 7, estrapolata dalla schermata a seguito dall'analisi svolta dal software, il momento resistente computato è pari a 26,96 kNm e quindi inferiore al valore ottenuto nei test sperimentali che corrispondeva a 32,16 kNm, come consultabile in Tabella 1. Il valore calcolato ricade comunque nella fase elastica del campione sperimentale.

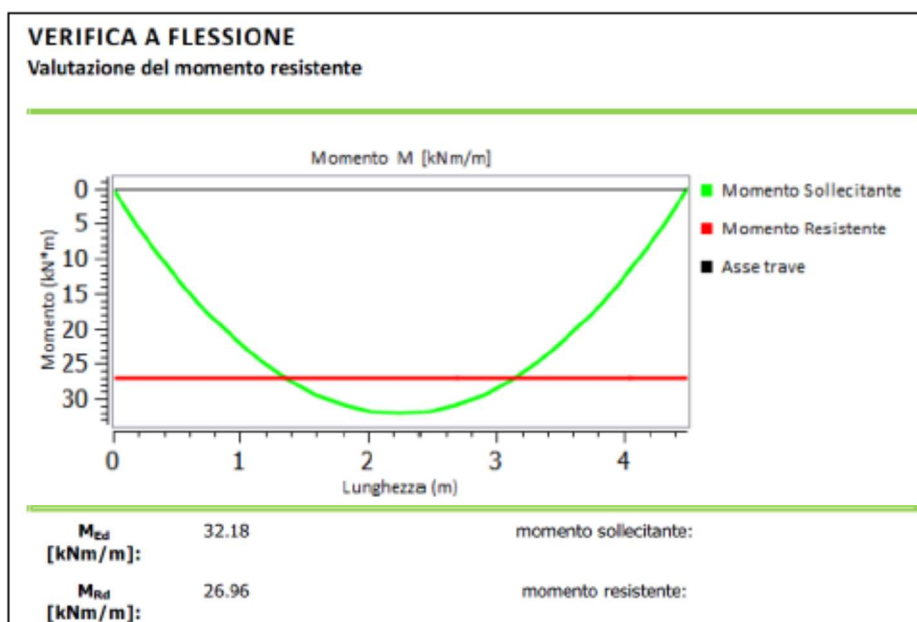


Figura 7: output del momento resistente di GeoForce One per rinforzo di spessore 2 cm

Altro dato fondamentale che ci restituisce il software è illustrato in Figura 8, dove viene dichiarata non necessaria l'installazione dei connettori a taglio indicando un'ulteriore validità delle prove sperimentali svolte in cui non sono presenti connettori a taglio.

www.kerakoll.com

KERAKOLL Spa - Società con unico socio Fin Firel Spa - Soggetta a direzione e coordinamento di Fin Firel Spa
 via dell'Artigianato, 9 - 41049 Sassuolo (MO) Italia - Tel +39 0536 816 511 - Fax +39 0536 816 581 - e-mail: info@kerakoll.com
 Rea MO n. 231812 - Reg. Imp. / Cod. Fisc. / P. Iva IT 01174510360 - Cap. Soc. € 2.000.000,00 i.v.

- 12 -

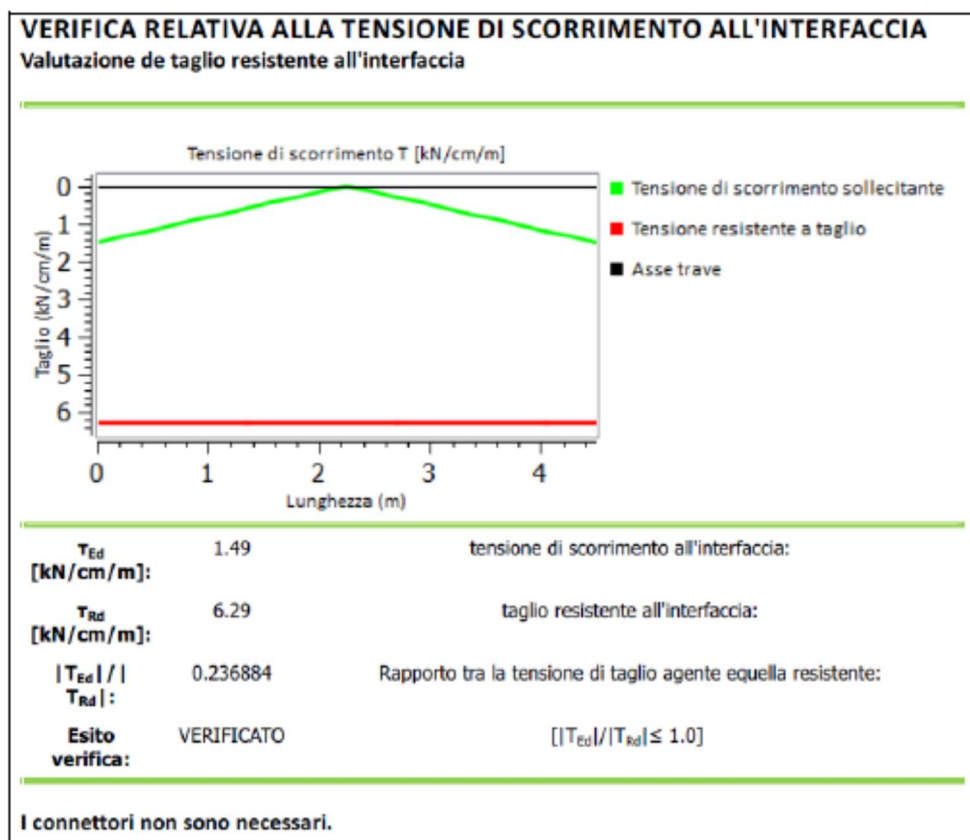


Figura 8: output di GeoForce One per rinforzo di spessore 2 cm per scorrimento all'interfaccia

A seguito di questi risultati è di facile comprensione come la normativa per la progettazione risulti più restrittiva rispetto alle condizioni reali e permetta di verificare il rinforzo rimanendo in fase elastica. Quanto appena detto si traduce in una sicurezza di progettazione nell'utilizzo della CNR DT 204 e del software Kerakoll GeoForce One per i sistemi compositi GeoLite FRC.

www.kerakoll.com

KERAKOLL Spa - Società con unico socio Fin Firel Spa - Soggetta a direzione e coordinamento di Fin Firel Spa
 via dell'Artigianato, 9 - 41049 Sassuolo (MO) Italia - Tel +39 0536 816 511 - Fax +39 0536 816 581 - e-mail: info@kerakoll.com
 Rea MO n. 231812 - Reg. Imp. / Cod. Fisc. / P. Iva IT 01174510360 - Cap. Soc. € 2.000.000,00 i.v.


- 13 -



6. Certificato di Valutazione Tecnica

M_IMP_CSLP_RSG_ATTI_INT_CONSUP.R.0606436.22-12-2020

CERTIFICATO DI VALUTAZIONE TECNICA ai sensi del Cap.11, punto 11.1 lett. c) del D.M. 17.1.2018	
Denominazione commerciale del Prodotto	Sistemi GeoLite FRC: - "GeoLite Magma & Steel Fiber" - "GeoLite Magma Xenon & Steel Fiber"
Oggetto della certificazione e campo di impiego	FRC (Fiber Reinforced Concrete) - malte fibrorinforzate per il rinforzo esterno di strutture esistenti in c.a., c.a.p. e solai di qualsiasi natura.
Titolare del Certificato	KERAKOLL SpA Via dell'Artigianato, 9 41049 – Sassuolo (MO)
Centro di distribuzione e Stabilimento di produzione	KERAKOLL 1: Via dell'Artigianato, 9 41049 – Sassuolo (MO) KERAKOLL 2: Via Pademontana, 25 41049 Sassuolo (MO) KERAKOLL 3: Via Corradini, 6 42048 Rubiera (RE)
Validità del Certificato	Anni 5 a decorrere dalla data di protocollo sopraindicata
Il presente Certificato è emesso in formato digitale ed è riproducibile solo nella sua interezza	



Via Nomentana 2 – 00161 Roma
 Tel. 06 4412 1430
www.stc.it



Servizio Tecnico Centrale - Divisione II

Pagina 1 di 9

www.kerakoll.com

KERAKOLL Spa - Società con unico socio Fin Firel Spa - Soggetta a direzione e coordinamento di Fin Firel Spa
 via dell'Artigianato, 9 - 41049 Sassuolo (MO) Italia - Tel +39 0536 816 511 - Fax +39 0536 816 581 - e-mail: info@kerakoll.com
 Rea MO n. 231812 - Reg. Imp. / Cod. Fisc. / P. Iva IT 01174510360 - Cap. Soc. € 2.000.000,00 i.v.

- 14 -



7. Conclusione

Le proposte e le indicazioni di utilizzo dei materiali tengono conto delle destinazioni d'uso delle strutture stesse e si propongono quindi di essere tecnicamente corrette e realizzabili.

Può risultare vantaggioso effettuare una campionatura in cantiere per verificare l'effettiva funzionalità dei cicli proposti, sulla base delle tipologie di supporti presenti.

Per l'esatto impiego dei materiali proposti e per la buona riuscita dell'intervento è indispensabile che l'Applicatore segua scrupolosamente le istruzioni contenute nelle schede tecniche d'ogni singolo prodotto.

Resta inteso che le presenti informazioni sono di carattere generale e redatte in base alle nostre migliori conoscenze tecniche ed applicative. Non essendo a conoscenza di eventuali problematiche relative all'opera in oggetto e non potendo tuttavia intervenire direttamente sulle condizioni del cantiere e sull'esecuzione dei lavori, esse rappresentano indicazioni di carattere generale. Sarà cura del Progettista, della D.L. e dell'Impresa verificare per ogni singolo caso l'idoneità della metodologia riportata.

Rimaniamo a completa disposizione per ogni possibile chiarimento e/o supporto tecnico necessario per la messa a punto di altri cicli di lavorazione adeguati alle vs. necessità.

Con l'occasione porgiamo i migliori saluti.

Centro Studi
Rinforzo Strutturale
KERAKOLL Spa Headquarter
via dell'Artigianato, 9 - 41049 Sassuolo (MO) Italia
Tel. +39 0536 816 511 - Fax +39 0536 816 663
e-mail: strutturale@kerakoll.com

www.kerakoll.com

KERAKOLL Spa - Società con unico socio Fin Firel Spa - Soggetta a direzione e coordinamento di Fin Firel Spa
via dell'Artigianato, 9 - 41049 Sassuolo (MO) Italia - Tel +39 0536 816 511 - Fax +39 0536 816 581 - e-mail: info@kerakoll.com
Rea MO n. 231812 - Reg. Imp. / Cod. Fisc. / P. Iva IT 01174510360 - Cap. Soc. € 2.000.000,00 i.v.

- 15 -

2.12.2 RELAZIONE DI CALCOLO NODO TIPO CONTROVENTATURA METALLICA

Oggetto: Relazione illustrativa sul calcolo di un nodo tipo di collegamento degli elementi strutturali in acciaio dell'irrigidimento dei solai di interpiano.

Le resistenze di calcolo dei materiali f_d valgono:

$$f_d = f_k / \gamma_M$$

Coefficienti di sicurezza parziali per le proprietà dei materiali (γ_m) secondo DM 17.01.18

Resistenza delle membrane e stabilità		Tabella 4.2.VII
Resistenza delle sezioni di classe 1-2-3-4		$\gamma_{M0} = 1,05$
Resistenza all'instabilità delle membrane		$\gamma_{M1} = 1,05$
Resistenza all'instabilità delle membrane di ponti stradali e ferroviari		$\gamma_{M1} = 1,10$
Resistenza, nei riguardi della frattura, di sezioni tese (indebolite dai fori)		$\gamma_{M2} = 1,25$

Verifiche a fatica		Tabella 4.2.XI
Criteri di valutazione	Conseguenze della rottura	
	Modeste	Significative
Danneggiamento accettabile	$\gamma_M = 1,00$	$\gamma_M = 1,15$
Vita utile a fatica	$\gamma_M = 1,15$	$\gamma_M = 1,35$

Verifica delle unioni		Tabella 4.2.XIV
Resistenza dei bulloni		$\gamma_{M2} = 1,25$
Resistenza dei chiodi		$\gamma_{M2} = 1,25$
Resistenza delle connessioni a perno		$\gamma_{M2} = 1,25$
Resistenza delle saldature a parziale penetrazione o a cordone d'angolo		$\gamma_{M2} = 1,25$
Resistenza dei piatti a contatto		$\gamma_{M2} = 1,25$
Resistenza a contatto per SLU		$\gamma_{M3} = 1,25$
Resistenza a contatto per SLE		$\gamma_{M3} = 1,10$
Resistenza delle connessioni a perno allo SLE		$\gamma_{M6,ser} = 1,00$
Precarico di bulloni ad alta resistenza		$\gamma_{M7} = 1,10$

Classi di resistenza secondo DM 17.01.18, per acciai laminati

Materiale	f_{yk} (Mpa)		f_{tk} (Mpa)	
	$t \leq 40$	$t \geq 40$	$t \leq 40$	$t \geq 40$
S235 (Fe360)	235	210	360	360
S275 (Fe430)	275	250	430	430
S355 (Fe510)	355	315	510	470

Classi di resistenza secondo DM 17.01.18, per bulloni

Classe	Classe dado	f_{tk} (MPa)	f_{yk} (MPa)
4.6	4	400	240
5.6	5	500	300
6.8	6	600	480
8.8	8	800	649
10.9	10	1000	900

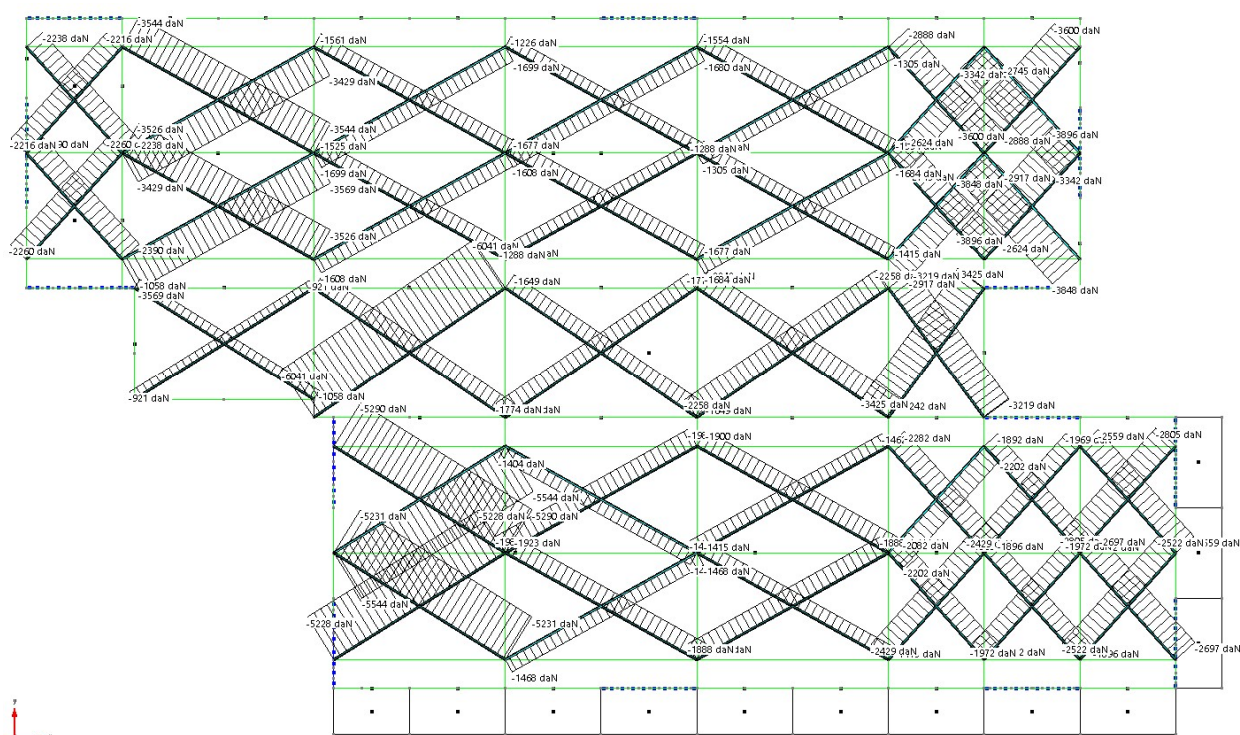
Caratteristiche geometriche secondo DM 09.01.96, per bulloni

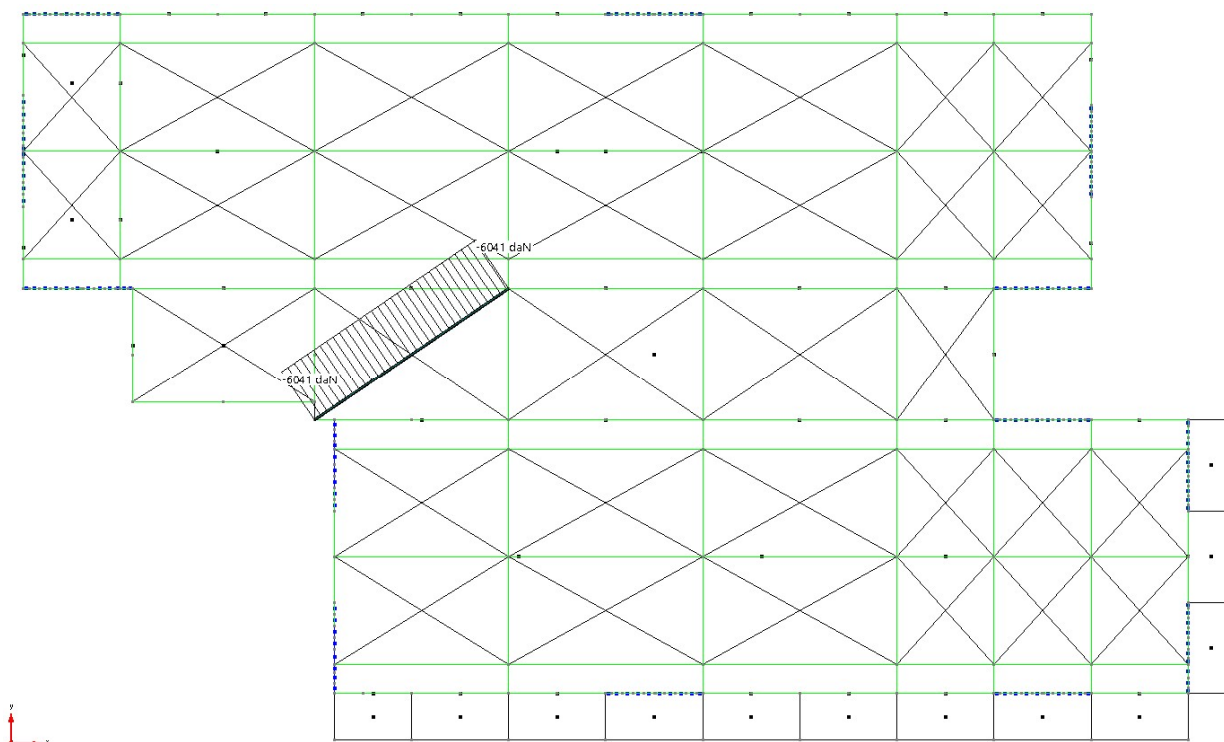
d	p	Ares	Ab	Ares/Ab	d	p	Ares	Ab	Ares/Ab
8	1,25	38,6	50,3	0,77	33	3,50	694	855	0,81
10	1,50	58	78,5	0,74	36	4,00	817	1018	0,80
12	1,75	84,3	113	0,75	39	4,00	976	1195	0,82
14	2,00	115	154	0,75	42	4,50	1120	1385	0,81

16	2,00	157	201	0,78	45	4,50	1310	1590	0,82
18	2,50	192	254	0,76	48	5,00	1470	1810	0,81
20	2,50	245	314	0,78	52	5,00	1760	2124	0,83
22	2,50	303	380	0,80	56	5,50	2030	2463	0,82
24	3,00	353	452	0,78	60	5,50	2360	2827	0,83
27	3,00	459	573	0,80	64	6,00	2680	3217	0,83
30	3,50	581	707	0,82	68	6,00	3060	3632	0,84

VERIFICA COLLEGAMENTO ANGOLARE LU 80x8 mm CON PIASTRA DI CONTROVENTO

Nelle successive immagini sono rappresentati gli sforzi normali massimi agenti sulle aste di controvento alla quota dell'ultimo piano concidente con quello di copertura.





IPE220 :

Comb. Statica : $M_{max} = 17,25 \text{ KNm}$ in mezzeria

Comb. Statica : $V_{max} = 13,80 \text{ KN}$ all'appoggio

Comb. Sismica : $N_{max} = 45,00 \text{ KN}$

IPE240 :

Comb. Statica : $M_{max} = 58,40 \text{ KNm}$ in mezzeria

Comb. Statica : $V_{max} = 33,20 \text{ KN}$ all'appoggio

Comb. Sismica : $N_{max} = 91,50 \text{ KN}$

CONTROVENTI LU80x8 mm :

Comb. Sismica : $N_{max} = 121,00 \text{ KN}$

VERIFICA A TRAZIONE ANGOLARE

Lo sforzo di trazione massimo in condizioni sismiche agente sull'angolare LU 80x8 mm derivante dalla modellazione FEM vale $F_{max} = 121,00 \text{ KN}$.

Resistenza plastica della sezione lorda A senza i fori:

$$N_{pl,Rd} = \frac{A \cdot f_{yk}}{\gamma_{m0}} = \frac{1230 \cdot 275,0}{1,05} = 322,14 \text{ KN} > 121,00 \text{ KN} \text{ VERIFICATO}$$

L'area della sezione netta considerando fori di diametro Ø22 risulta essere:

$$A_{net} = A_{tot} - A_{foro} = 1230 - (8 \cdot 22) = 1054 \text{ mm}^2$$

I fori devono avere diametro uguale a quello del bullone maggiorato di 1,5 mm nel caso di bulloni di diametro maggiore di 20 mm.

Si valuta la resistenza a rottura della sezione netta A_{net} in corrispondenza dei fori di collegamento:

$$N_{u,Rd} = \frac{0,9 \cdot A_{net} \cdot f_{tk}}{\gamma_{m2}} = \frac{0,9 \cdot 1054 \cdot 430,0}{1,25} = 326,32 \text{ KN} > 121,00 \text{ KN} \text{ VERIFICATO}$$

Essendo $N_{u,Rd} > N_{pl,Rd}$ la resistenza a rottura della sezione indebolita dai fori per i collegamenti è superiore alla resistenza plastica della sezione lorda.

VERIFICA A TAGLIO BULLONATURA M20

Si valuta il momento parassita agente sulla bullonatura tenendo conto dell'eccentricità tra la risultante dello sforzo normale di trazione e l'asse della bullonatura pari a 17,4 mm:

$$M_{par} = F \cdot e = 121,00 \cdot 0,0174 = 2,10 \text{ KNm}$$

Per limitare l'effetto del momento parassita si avvicina la posizione dell'asse della fila dei bulloni alla direttrice dello sforzo normale agente sull'angolare agente nel baricentro della sezione.

Il contributo del momento parassita si tramuta in uno sforzo di taglio ortogonale su ciascun bullone, considerando la distanza tra i due bulloni M20 di 60 mm:

$$V_y = M_{par} / d = 2,10 / 0,06 = 35,09 \text{ KN}$$

Lo sforzo complessivo di taglio su ciascun bullone combinando gli sforzi secondo le due direzioni vale:

$$F_{v,Ed} = \sqrt{V_x^2 + V_y^2} = \sqrt{60,50^2 + 35,09^2} = 69,94 \text{ KN}$$

Si valuta lo sforzo resistente a taglio di ogni singolo bullone intersecanti il gambo filettato della vite:

$$F_{v,Rd} = \frac{0,6 \cdot A_{res} \cdot f_{tb}}{\gamma_{m2}} = \frac{0,6 \cdot 254 \cdot 800}{1,25} = 97,54 \text{ KN} > F_{v,Ed} = 69,94 \text{ VERIFICATO}$$

VERIFICA A RIFOLLAMENTO ANGOLARE E PIASTRA

RIFOLLAMENTO ANGOLARE SP. 8 mm

La resistenza di calcolo al rifollamento $F_{b,Rd}$ nelle zone dei fori dell'angolare LU 80x10 mm può essere assunta pari al valore:

$$F_{b,Rd} = \frac{K \cdot \alpha \cdot f_{tk} \cdot d \cdot t}{\gamma_{m2}} = \frac{2,5 \cdot 0,66 \cdot 430 \cdot 20 \cdot 8}{1,25} = 90,82 \text{ KN} > F_{v,Ed} = 69,94 \text{ VERIFICATO}$$

Per bulloni di bordo nella direzione carico applicato

$$\alpha = \min [e_1 / (3d_0); f_{tbk} / f_{tk}; 1]$$

$$\alpha = \min [5,0 / (3 \cdot 2,20) = 0,757; 800/430 = 1,86; 1] \text{ e } K_{min} = 2,5$$

Per bulloni interni nella direzione carico applicato

$$\alpha = \min [p_1/(3d_0) - 0,25; f_{tbk}/f_{tk}; 1]$$

$$\alpha = [6,0 / (3 \cdot 2,20) - 0,25 = 0,66; 800/430 = 1,86; 1] \text{ e } K_{\min} = 2,5$$

RIFOLLAMENTO PIASTRA SP. 10 mm

La resistenza di calcolo al rifollamento $F_{b,Rd}$ nelle zone dei della piastra di collegamento da 10 mm può essere assunta pari al valore:

$$F_{b,Rd} = \frac{K \cdot \alpha \cdot f_{tk} \cdot d \cdot t}{\gamma_{m2}} = \frac{2,5 \cdot 0,66 \cdot 430 \cdot 20 \cdot 10}{1,25} = 113,52 \text{ KN} > F_{v,Ed} = 69,94 \text{ VERIFICATO}$$

Per bulloni di bordo nella direzione carico applicato

$$\alpha = \min [e_1/(3d_0); f_{tbk}/f_{tk}; 1]$$

$$\alpha = \min [5,0 / (3 \cdot 2,20) = 0,757; 800/430 = 1,86; 1] \text{ e } K_{\min} = 2,5$$

Per bulloni interni nella direzione carico applicato

$$\alpha = \min [p_1/(3d_0) - 0,25; f_{tbk}/f_{tk}; 1]$$

$$\alpha = [6,0 / (3 \cdot 2,20) - 0,25 = 0,66; 800/430 = 1,86; 1] \text{ e } K_{\min} = 2,5$$

VERIFICA A TRAZIONE PIASTRA CONTROVENTO

Sulla piastra forata saldata ai profilati si assume una diffusione delle tensioni a 30°.

La sezione di verifica è $L \cdot (sp - d)$ (sp corrisponde allo spessore della piastra) al netto del foro.

L coincide con la dimensione della piastra intercettata dalla linea di diffusione delle tensioni.

$$\frac{F}{(L - d) \cdot s} \leq \frac{f_{yk}}{\gamma_{m0}}$$

$$\frac{121000}{(94,6 - 22) \cdot 10} = 166,67 \leq 275 / 1,05 = 261,90 \text{ N/mm}^2 \text{ VERIFICATO}$$

VERIFICA SALDATURA PIASTRA CONTROVENTO - PROFILATO IPE

La saldatura è soggetta a sforzo di trazione che può essere scomposto sia in direzione parallela che ortogonale.

$$N = F \cdot \cos \alpha = 121,00 \cdot \cos 27^\circ = 107,81 \text{ KN}$$

$$T_{//} = F \cdot \sin \alpha = 121,00 \cdot \sin 27^\circ = 54,93 \text{ KN}$$

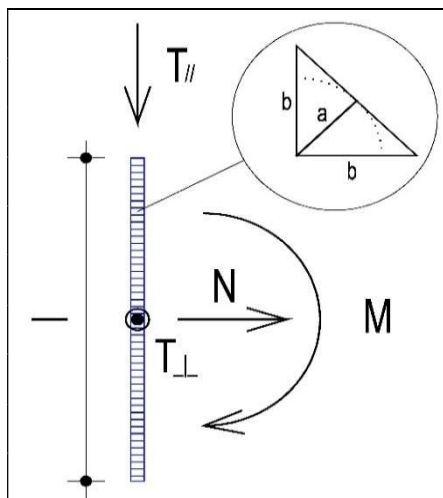
Rispetto alla direttrice di azione dell'asta di controvento la posizione del baricentro della saldatura formata da un doppio cordone da 140 mm e da 55 mm disposto ortogonalmente dista 6,95 cm con la conseguente formazione di un momento torcente del valore di:

$$M_t = F \cdot e = 121,00 \cdot 0,0695 = 8,41 \text{ KNm}$$

Si considera la semplificazione mediante la quale il singolo cordone viene assunto di lunghezza complessiva di 140+55 mm pari dunque a 195 mm.

Sollecitazioni	
N (N)	107810
T _{//} (N)	54930
T _⊥ (N)	0
M _t (Nmm)	8410000

Dati saldatura	
Acciaio	S275
b (mm)	8
l (mm)	195
n° cordoni	2
γ _{M2}	1,25
a (mm)	5,65



f _{yk} (N/mm ²)	275
f _{tk} (N/mm ²)	430

Verifica con formula 4.2.83

$$F_{w,Ed} / F_{w,Rd} \leq 1 \text{ con } F_{w,Rd} = a \cdot f_{tk} / (\sqrt{3} \cdot b \cdot \gamma_{M2})$$

b _w	0,85
f _{vwd} (N/mm ²)	233,657
F _{T//} (N/mm)	139,282
F _{T⊥} (N/mm)	0,000

F _{T TOT} (N/mm)	139,282
F _{⊥ N} (N/mm)	276,436
F _{⊥ M} (N/mm)	663,511
F _{⊥ TOT} (N/mm)	939,947

F _{w,Ed} (N/mm)	950,210
F _{w,Rd} (N/mm)	1321,764

S/R	OK
0,719	

Verifica con formula 4.2.84 e 4.2.85

$$\sqrt{(n_{\perp}^2 + t_{\perp}^2 + t_{//}^2)} \leq b_1 \cdot f_{yk}$$

$$|n_{\perp}| + |t_{\perp}| \leq b_2 \cdot f_{yk}$$

b_1	0,7
b_2	0,85
$t_{//}$ (N/mm ²)	24,6218
t_{\perp} (N/mm ²)	0,0000

$n_{\perp N}$ (N/mm ²)	48,8674
$n_{\perp M}$ (N/mm ²)	117,2933
n_{\perp} (N/mm ²)	166,1607

$\sqrt{(n_{\perp}^2 + t_{\perp}^2 + t_{//}^2)}$	167,9750
$b_1 \cdot f_{yk}$	192,5000

S/R	OK
0,97	

$ n_{\perp} + t_{\perp} $	166,1607
$b_2 \cdot f_{yk}$	233,7500

S/R	OK
0,76	

VERIFICA COLLEGAMENTO BULLONATO IPE 220 E IPE 240

2 Bulloni M20 Cl. 8.8

Contropiastra 110x220 mm saldata

all'IPE 220

Piastra 110x220 mm saldata all'IPE 240

Squadretta di irrigidimento 220x50 mm sp. 6 mm

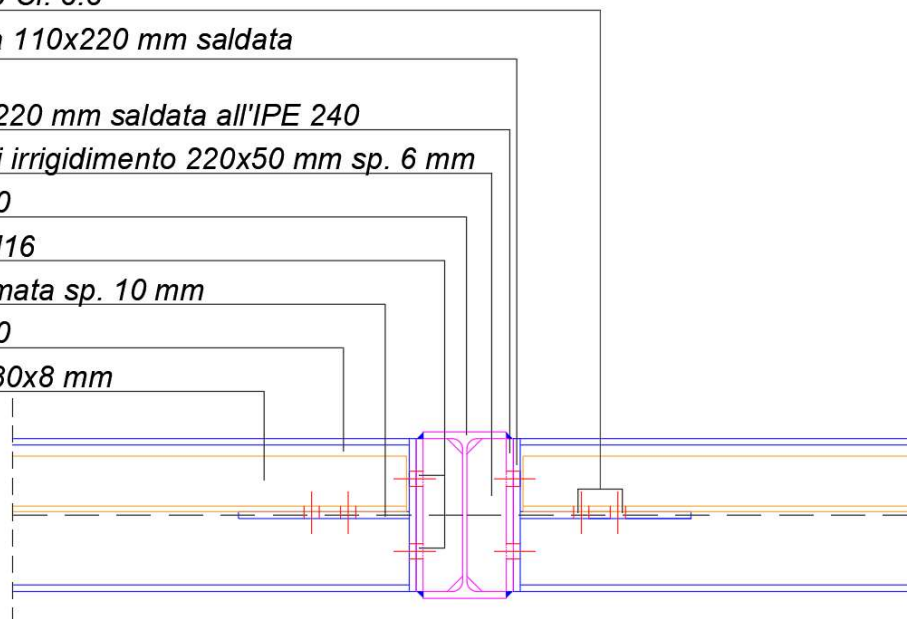
Trave IPE 240

2+2 bulloni M16

Piastra sagomata sp. 10 mm

Trave IPE 220

Angolare LU80x8 mm



VERIFICA A TAGLIO BULLONATURA M16

Il collegamento previsto dalla modellazione FEM è quello di cerniera nonostante la connessione proposta sia in grado di trasmettere anche una quota di momento flettente.

Il taglio massimo nella zona di appoggio del profilato rompitratta IPE 220 che scarica nella mezzera del profilato IPE 240 è di 13,80 KN.

Lo sforzo complessivo di taglio su ciascun bullone vale dunque:

$$F_{v,Ed} = F_{v,tot} / n^{\circ}_{bull} = 13,80 / 4 = 3,45 \text{ KN}$$

Si valuta lo sforzo resistente a taglio di ogni singolo bullone intersecanti il gambo filettato della vite:

$$F_{v,Rd} = \frac{0,6 \cdot A_{res} \cdot f_{tb}}{\gamma_{m2}} = \frac{0,6 \cdot 157 \cdot 800}{1,25} = 60,29 \text{ KN} > F_{v,Ed} = 3,45 \text{ VERIFICATO}$$

VERIFICA A TRAZIONE BULLONATURA M16

Lo sforzo normale massimo di trazione agente sulla medesima bullonatura in condizioni sismiche è di 45 KN. Lo sforzo complessivo di trazione su ciascun bullone vale dunque:

$$F_{t,Ed} = F_{t,tot} / n^{\circ}_{bull} = 45 / 4 = 11,25 \text{ KN}$$

Si valuta lo sforzo resistente a trazione di ogni singolo bullone intersecanti il gambo filettato della vite:

$$F_{v,Rd} = \frac{0,9 \cdot A_{res} \cdot f_{tb}}{\gamma_{m2}} = \frac{0,9 \cdot 157 \cdot 800}{1,25} = 90,43 \text{ KN} > F_{v,Ed} = 11,25 \text{ VERIFICATO}$$

Essendo in presenza combinata di trazione e taglio si adotta la formula di interazione lineare ottenendo:

$$\frac{F_{v,Ed}}{F_{v,Rd}} + \frac{F_{t,Ed}}{1,4 \cdot F_{t,Rd}} = \frac{3,45}{60,29} + \frac{11,25}{1,4 \cdot 90,43} = 0,057 + 0,089 = 0,146 < 1$$

VERIFICA A RIFOLLAMENTO PIASTRA SP. 10 mm

La resistenza di calcolo al rifollamento $F_{b,Rd}$ nelle zone dei della piastra di collegamento da 10 mm può essere assunta pari al valore:

$$F_{b,Rd} = \frac{K \cdot \alpha \cdot f_{tk} \cdot d \cdot t}{\gamma_{m2}} = \frac{2,5 \cdot 0,74 \cdot 430 \cdot 16 \cdot 10}{1,25} = 101,82 \text{ KN} > F_{v,Ed} = 3,45 \text{ VERIFICATO}$$

Per bulloni di bordo nella direzione carico applicato

$$\alpha = \min [e_1 / (3d_0); f_{tbk} / f_{tk}; 1]$$

$$\alpha = \min [4,0 / (3 \cdot 1,8) = 0,74; 800/430 = 1,86; 1] \text{ e } K_{min} = 2,5$$

Per bulloni interni nella direzione carico applicato

$$\alpha = \min [p_1 / (3d_0) - 0,25; f_{tbk} / f_{tk}; 1]$$

$$\alpha = [14,0 / (3 \cdot 1,8) - 0,25 = 2,34; 800/430 = 1,86; 1] \text{ e } K_{min} = 2,5$$

VERIFICA A PUNZONAMENTO PIASTRA SP. 10 mm

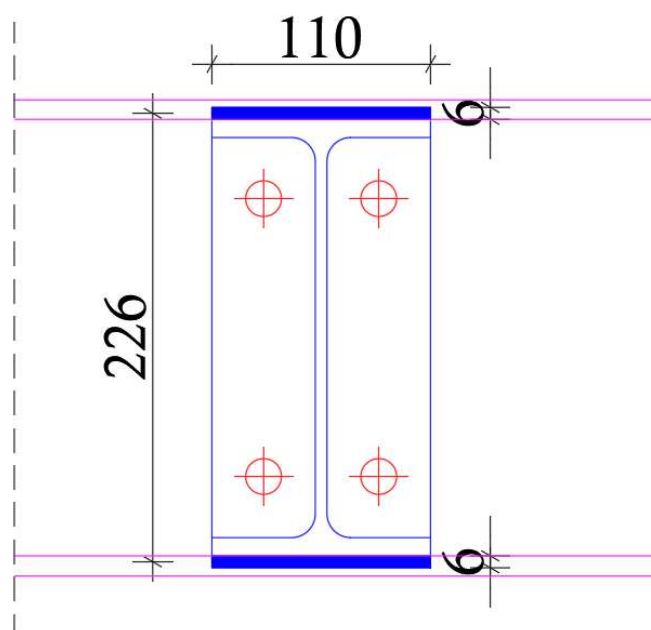
La resistenza di calcolo al punzonamento $B_{p,Rd}$ della piastra di 10 mm è pari a:

$$B_{p,Rd} = \frac{0,6 \cdot \pi \cdot d_m \cdot t_p \cdot f_{tk}}{\gamma_{m2}} = \frac{0,6 \cdot 3,14 \cdot 16 \cdot 10 \cdot 430}{1,25} = 103,69 \text{ KN} > F_{t,Ed} = 11,25 \text{ VERIFICATO}$$

VERIFICA SALDATURA CONTROPIASTRA ALLE ALI DEL PROFILATO IPE 220

La contropiastra è saldata alle ali del profilato di orditura principale IPE 240 mediante due cordoni di saldatura lunghi 110 mm posti a distanza $h=226$ mm ovvero pari alla distanza tra i baricentri dei due stessi cordoni di spessore ciascuno di 6 mm.

L'eccentricità che genera sollecitazioni di tipo flessionale tra la risultante posta in corrispondenza della bullonatura con il baricentro della saldatura è pressoché trascurabile in quanto coincide con lo spessore della piastra di 10 mm.



UNIONE A FLESSIONE E TAGLIO - cordoni ortogonali all'azione		
	INPUT Definizione dell'azione $V = 13800$ [N] $e = 10$ [mm] Definizione della geometria dell'unione $l = 110$ [mm] $h = 226$ [mm] $a_w = 4,24$ [mm] $A_w = 958,24$ [mm ²]	OUTPUT $\tau_{\perp} = 7,20$ [N/mm ²] $\sigma_{\perp,max} = 1,31$ [N/mm ²]
	VERIFICA (D.M. 2008) Metodo direzionale $\sqrt{\sigma_{\perp}^2 + 3(\tau_{\perp}^2 + \tau_{\parallel}^2)} \leq \frac{f_u}{\beta_{f,u2}}$ $12,54 < 404,71$ Verificato Metodo semplificato $F_{u,Ed} \leq F_{u,Rd} = \frac{a_w f_u}{\sqrt{3} \beta_{f,u2}}$ $62,73 < 990,71$ Verificato	

VERIFICA SALDATURA PIASTRA DI TESTA CON PROFILATO IPE 220

Si esegue la verifica della saldatura della contropiastra di spessore 10 mm.

Si adottano cordoni da 5 mm di lunghezza rispettivamente:

$L_{w,1} = 110$ mm per la parte estradossale delle ali

$L_{w,2} = 40$ mm per la parte intradossale delle ali

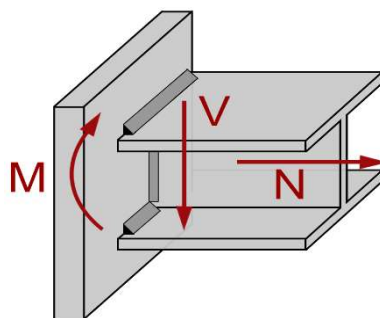
$L_{w,3} = 150$ mm per l'anima

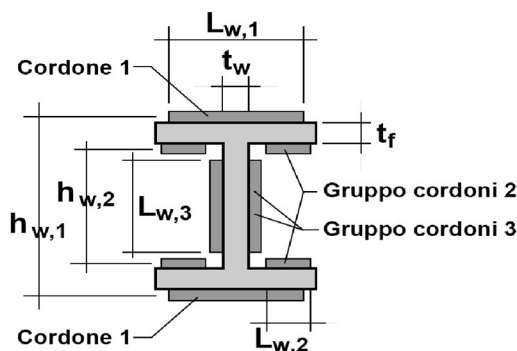
Nonostante nel modello di calcolo si sia ipotizzata una cerniera la saldatura è in grado di assorbire anche una quota di momento flettente d'incastro.

Si fa l'ipotesi che la resistenza flessionale sia affidata ai cordoni di saldatura posti nelle ali mentre il taglio sia preso interamente dalle saldature d'anima.

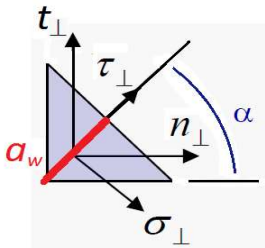
INPUT - Materiale			
Qualità acciaio:		UNI EN 10025 S 275	
f_{yk}	=	275	[Mpa]
f_{tk}	=	430	[Mpa]
β	=	0,85	[-]
INPUT - Dati Geometrici			
Geometria trave			
H	=	220,0	[mm]
t_w	=	5,9	[mm]
t_f	=	9,2	[mm]
Geometria cordoni			
Gruppo cordoni 1			
$a_{w,1}$	=	5,0	[mm]
$L_{w,1}$	=	110,0	[mm]
Gruppo cordoni 2			
$a_{w,2}$	=	5,0	[mm]
$L_{w,2}$	=	40,0	[mm]
Gruppo cordoni 3			
$a_{w,3}$	=	5	[mm]
$L_{w,3}$	=	150,0	[mm]

INPUT - Sollecitazioni			
N	=	45,00	[KN]
V	=	13,80	[KN]
M	=	0,14	[KNm]





OUTPUT geometrici cordoni		
Gruppo cordoni 1		
$A_{w,1}$	=	1100,00 [mm ²]
$J_{w,1}$	=	1331,23 [cm ⁴]
Gruppo cordoni 2		
$A_{w,2}$	=	400,00 [mm ²]
$J_{w,2}$	=	784,76 [cm ⁴]
Gruppo cordoni 3		
$A_{w,3}$	=	1500,00 [mm ²]
$J_{w,3}$	=	281,25 [cm ⁴]
Modulo resistente saldature		
W_w	=	200,26 [cm ³]



Tensioni sui Cordoni 1 (e 2)		
$n_{\perp,max}$	=	15,70 [Mpa]
$\sigma_{\perp,max}$	=	11,10 [Mpa]
$\tau_{\perp,max}$	=	11,10 [Mpa]
Tensioni sui Cordoni 3		
$t_{//}$	=	9,20 [Mpa]
$\tau_{//}$	=	9,20 [Mpa]

Verifica resistenza delle saldature a cordoni d'angolo NTC2018 - 4.2.8.2.4 Metodo 1					
[4.2.81]					
$\sigma_{\perp,max}$	=	11,10	$= \sigma_{\perp} \leq 0,9 \frac{f_{tk}}{\gamma_{M2}}$	= 309,60	verificato
$\sigma_{ID,max}$	=	22,20	$= \sqrt{\sigma_{\perp}^2 + 3(\tau_{//}^2 + \tau_{\perp}^2)} \leq \frac{f_{tk}}{\beta \gamma_{M2}}$	= 404,71	verificato

Lo stato tensionale della saldatura risulta essere poco sollecitato per cui la connessione è ampiamente verificata.

2.12.3) ELEMENTI COSTRUTTIVI NON STRUTTURALI – STABILITA' DEI TAMPONAMENTI

I meccanismi che portano a collasso i tamponamenti considerati nelle verifiche riguardano:

- Meccanismo di ribaltamento con schema a mensola della parete;
- Meccanismo con rottura a flessione nella sezione di mezzera della parete con schema a trave.

Si sceglieranno due tipi di murature da analizzare, quelle divisorie interne (tramezzature) in mattoni forati ad una testa da 12 cm, e le murature di tamponamento esterne, realizzate con mattoni semipieni facciavista e mattoni forati all'interno, entrambi gli strati spessi una testa da 12 cm ma reciprocamente scollegati in quanto è presente un'ampia camera d'aria di almeno 25 cm.

Le verifiche verranno effettuate sia allo stato limite di danno che allo stato limite di salvaguardia della vita. Secondo il § 7.2.3 del D.M. 17 gennaio 2018, gli elementi costruttivi senza funzione strutturale, il cui danneggiamento può provocare danni a persone, devono essere verificati, insieme alle loro connessioni alla struttura, per l'azione sismica corrispondente a ciascuno degli stati limite considerati.

Gli effetti dell'azione sismica sugli elementi costruttivi senza funzione strutturale possono essere determinati applicando a tali elementi una forza orizzontale F_a definita come segue (§ 7.2.3 - Formula 7.2.1):

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

dove:

- F_a = Forza sismica orizzontale agente nel centro di massa dell'elemento non strutturale nella direzione più sfavorevole;
- W_a = Peso dell'elemento comprensivo delle parti non aventi funzione resistente (intonaco, isolamento termico eccetera);
- S_a = Accelerazione massima, adimensionalizzata rispetto a quella di gravità, che l'elemento strutturale subisce durante il sisma e corrisponde allo stato limite in esame (vedi § 3.2.1);
- q_a = Fattore di struttura del pannello.

In assenza di specifiche determinazioni, per q_a si possono assumere i valori riportati nella Tab. C7.2.I. di cui al § C7.2.3 della circolare del 21-01-2019 n°7 C.S.LL.PP. NTC 2018:

Tabella C7.2.I - Valori di q_a per elementi non strutturali

Elemento non strutturale	q_a
Parapetti o decorazioni aggettanti Insegne e pannelli pubblicitari Comignoli antenne e serbatoi su supporti funzionanti come mensole senza controventi per più di metà della loro altezza	1,0
Pareti interne ed esterne Tramezzatura e facciate Comignoli, antenne e serbatoi su supporti funzionanti come mensole non controventate per meno di metà della loro altezza o connesse alla struttura in corrispondenza o al di sopra del loro centro di massa Elementi di ancoraggio per armadi e librerie permanenti direttamente poggiati sul pavimento Elementi di ancoraggio per controsoffitti e corpi illuminanti	2,0

In mancanza di analisi più accurate S_a può essere calcolato con una delle seguenti relazioni (§ 7.2.3 -

Formula C7.2.11):

$$S_a(T_a) = \begin{cases} \alpha S \left(1 + \frac{z}{H}\right) \left[\frac{a_p}{1 + (a_p - 1) \left(1 - \frac{T_a}{aT_1}\right)^2} \right] \geq \alpha S & \text{per } T_a < aT_1 \\ \alpha S \left(1 + \frac{z}{H}\right) a_p & \text{per } aT_1 \leq T_a < bT_1 \\ \alpha S \left(1 + \frac{z}{H}\right) \left[\frac{a_p}{1 + (a_p - 1) \left(1 - \frac{T_a}{bT_1}\right)^2} \right] \geq \alpha S & \text{per } T_a \geq bT_1 \end{cases} \quad [C7.2.11]$$

dove:

α = Rapporto tra l'accelerazione massima del terreno a_g su sottosuolo tipo A da considerare nello stato limite in esame (vedi § 3.2.1) e l'accelerazione di gravità g ;

S = Coefficiente che tiene conto della categoria di sottosuolo e delle condizioni topografiche, secondo quanto riportato nel § 3.2.3.2.1 (Formula 3.2.5: $S = S_T \cdot S_S$);

S_T = Coefficiente di amplificazione topografica (§ 3.2.3.2.1 - Tabella 3.2.VI);

S_S = Coefficiente di amplificazione stratigrafica (§ 3.2.3.2.1 - Tabella 3.2.V);

T_A = Periodo fondamentale di vibrazione dell'elemento non strutturale;

T_1 = Periodo fondamentale di vibrazione della costruzione nella direzione considerata;

z = Quota del baricentro dell'elemento non strutturale misurata a partire dal piano di fondazione (vedi § 3.2.2);

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

Sono parametri definiti in accordo con il periodo fondamentale di vibrazione della
 a, b, a_p = costruzione (si vedano Fig. C.7.2.4 e tabella C.7.2.II)

Gli spettri di piano, descritti attraverso l'eq. C7.2.11, sono in generale conservativi per un ampio campo di periodi, con particolare riguardo a elementi non strutturali aventi periodo proprio prossimo al periodo fondamentale della costruzione. In particolare i parametri a , b e a_p sono stati definiti in accordo con il periodo proprio della struttura e calibrati per tener conto dell'elongazione del periodo fondamentale, legata alle non linearità del sistema, e del contributo dei modi superiori.

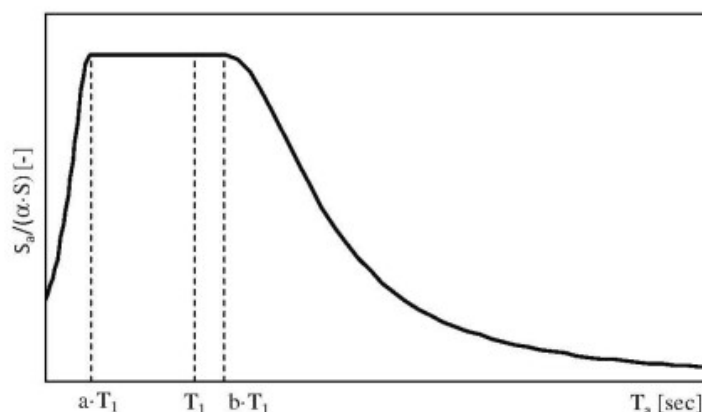


Figura. C7.2.3 –Spettri di risposta di piano per gli elementi non strutturali

I periodi fondamentali di vibrazione T_1 del blocco del lotto 1 nelle due direzioni sono rispettivamente:

$$T_x = 0,271 \text{ s}$$

$$T_y = 0,339 \text{ s}$$

Si adottano per cui nelle verifiche i seguenti parametri a, b, a_p evidenziati all'interno della tabella C7.2.II

Tabella C7.2.II- Parametri a, b, a_p in accordo con il periodo di vibrazione della costruzione T_1

	a	b	a_p
$T_1 < 0,5 \text{ s}$	0,8	1,4	5,0
$0,5 \text{ s} < T_1 < 1,0 \text{ s}$	0,3	1,2	4,0
$T_1 > 1,0 \text{ s}$	0,3	1,0	2,5

Il valore del coefficiente sismico S_a non può essere assunto minore di αS .

Volendo procedere a vantaggio di sicurezza, nel calcolo del fattore S_a si può porre il rapporto $T_a/T_1 = 1$.

Relativamente al calcolo del periodo di vibrazione dell'elemento non strutturale (T_a) si può fare riferimento alla seguente formulazione:

$$T_a = \frac{2 \cdot h^2}{(\pi \cdot k^2)} \cdot \sqrt{\frac{A \cdot \gamma_{mur}}{E \cdot I \cdot g}}$$

Dove:

k = Numero intero che indica il modo di vibrare considerato per l'elemento non strutturale
(= 1,2,3, per il primo, secondo, terzo modo di vibrare eccetera);

h = Altezza del pannello di tamponatura;

s = Spessore del pannello di tamponatura,
comprensivo anche delle parti non aventi funzione resistente (intonaco, isolamento eccetera);

L = Lunghezza del pannello di tamponatura;

A = Area di base del pannello di tamponatura ($A = s \cdot L$);

γ_m = Peso per unità di volume del pannello di tamponatura;

E = Modulo elastico del pannello di tamponatura;

I = Momento di inerzia del pannello di tamponatura rispetto all'asse baricentrico ortogonale
alla forza F_a , calcolato tenendo conto delle parti non aventi funzione resistente
(intonaco, isolamento termico eccetera);

g = Accelerazione di gravità.

Le verifiche di stabilità e resistenza del pannello di tamponatura vengono effettuate per due diverse ipotesi di calcolo, ovvero:

1) Tamponatura con schema a mensola al piede con carico uniformemente distribuito (verifica a ribaltamento)

- In tale ipotesi il momento ribaltante massimo è pari a:

$$M_{rib} = [(S_a \cdot W_a) / q_a] \cdot h] / 2$$

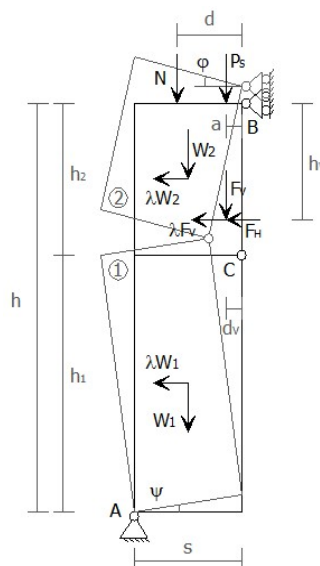
In tale ipotesi il momento stabilizzante deriva dal contributo del peso proprio della tamponatura e dall'attrito della superficie di contatto dell'ultimo corso di malta assunto in maniera molto cautelativa in quanto questo ultimo dato non può essere definito in maniera precisa. Senza questo contributo la valutazione del momento stabilizzante risulterebbe eccessivamente a favore di sicurezza.

$$M_{stab} = W_a \cdot s/2 + L \cdot s \cdot f_{td} \cdot h$$

2) Tamponatura con schema a trave a doppio appoggio con carico distribuito e formazione di cerniera plastica in mezzeria (verifica a flessione)

In tale ipotesi il momento sollecitante massimo, nella sezione di mezzeria, è pari a:

$$M_{ed} = (F_a \cdot h^2 / 8h)$$



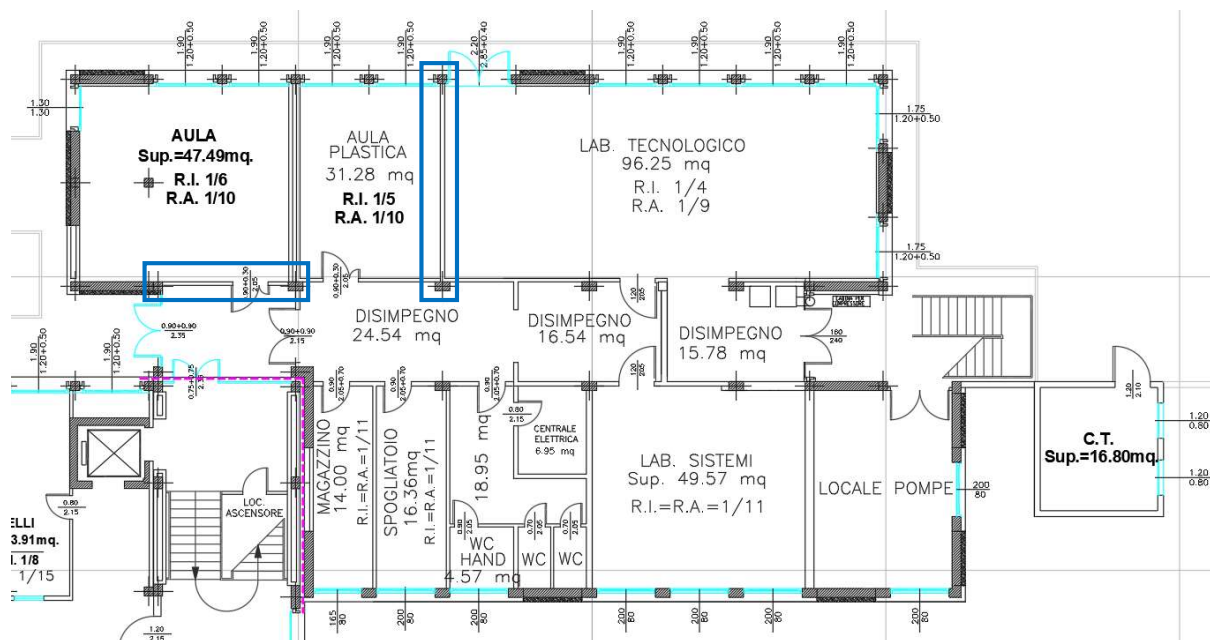
In tale ipotesi il momento resistente è invece pari a:

$$M_{rd} = (L \cdot s^2 \cdot \sigma_0 / 2) \cdot (1 - \sigma_0 / 0,85f_d)$$

In tutte e due le ipotesi considerate la verifica risulta essere soddisfatta se $M_{rd}/M_{ed} \geq 1$.

VERIFICHE PIANO TERRA

Al piano terra del lotto 1 le pareti di tamponamento esterne coincidono praticamente tutte con i campi di telaio in cui saranno realizzati i nuovi setti di controvento in c.a., per cui la verifica degli elementi secondari interesserà solo le tramezze interne. Si esaminano rispettivamente una tramezza in direzione x e una y.



Piano terra

VERIFICA A FLESSIONE TAMPONAMENTO INTERNO PIANO TERRA DIREZIONE X

Caratteristiche geometriche dell'elemento non strutturale

Spessore	0,12	m
Altezza	3,20	m
Lunghezza	4,30	m
Area	13,76	m ²

Caratteristiche fisiche

Massa/m ²	160	Kg/m ²
W _a - massa totale	21598	N
γ - peso specifico	13080	N/m ³

Caratteristiche meccaniche del componente resistente dell'elemento non strutturale

t	0,12	m
I	0,0006	m ⁴
E _{eq}	1500	N/mm ² (MPa)
f _k	2	N/mm ² (MPa)
γ _m	3	
f _d	0,67	N/mm ² (MPa)

Parametri per la valutazione della forza orizzontale di progetto F_a (7.2.3)

q_a	2	
S	1,482	
α	0,178	
T_a	0,177	sec
T_1	0,34	sec
Z	1,60	m
H	10,50	m
a	0,80	
b	1,40	
a_P	5,00	
S_a	1,02	
F_a	11064	N

Verifica dell'elemento non strutturale a momento fuori dal piano per effetto dell'azione sismica F_a

M_{Ed}	4426	N*m
σ_0	20928	N/m ²
M_u	624	N*m

NON VERIFICATO

Coeff. Sicurezza 5,73

Passo della maglia della rete

Tensione di calcolo per il materiale della rete

Spessore del copriferro

Sezione resistente elementare

s

$f_{d,mat}$

c'

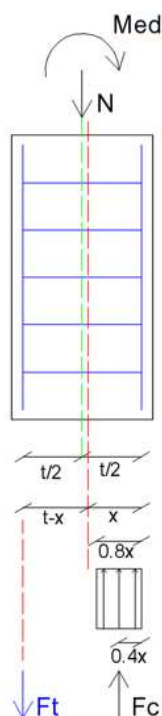
A_m

18 mm

960,00 MPa

5 mm

0,7 mm²



$$N = W \text{ (mensola) oppure } \frac{W}{2} \text{ (trave appoggiata)}$$

$$N = F_c - F_t$$

$$F_c = 0.85 f_d 0.8 x L$$

$$F_t = \frac{A_m L f_{d,rete}}{s}$$

$$x = \frac{N}{0.68 f_d L} + \frac{A_m f_{d,mat}}{0.68 f_d s}$$

$$F_t \left[\frac{t}{2} - c' \right] + F_c \left[\frac{t}{2} - 0.4 x \right] = M_{RD}$$

Sforzo normale sull'elemento	N	9,91 kN
Posizione dell'asse neutro	x	93,23 mm
Forza di compressione	Fc	163,56 kN
Forza di trazione	Ft	153,65 kN
Momento resistente	M _{RD}	10,64 kNm
Verifica		verificato

Disponendo strisce di rete in fibra di vetro 330 mm poste ad interasse di ciascuno di 1,50 m il momento resistente della tramezza rinforzata è $M_u = 10640 \text{ Nm}$ rispetto a $M_{Ed}=4426 \text{ Nm}$

VERIFICA A RIBALTAMENTO TAMPONAMENTO INTERNO PIANO TERRA DIREZIONE Y

$$M_{rib} = [(S_a \cdot W_a) / q_a] \cdot h / 2 = 11064 \cdot 3,20 / 2 = 17702 \text{ Nm}$$

Per la valutazione del momento stabilizzante si considera il contributo derivante dall'attrito dell'ultimo corso di malta a contatto con travi e solaio con una resistenza a taglio della malta pari a $0,15 \text{ Kg/cm}^2$.

Nel calcolo non viene considerato a favore di sicurezza l'attrito laterale con i pilastri del campo di telaio considerato.

$$M_{stab} = W_a \cdot s/2 + L \cdot s \cdot f_{td} \cdot h = 21598 \cdot 0,12/2 + 4,30 \cdot 0,12 \cdot 15000 \cdot 3,20 = 1296 + 16512 = 24768 \text{ Nm}$$

$$M_{rib} < M_{stab} = 17702 < 24768 = \mathbf{0,71 \text{ VERIFICATO}}$$

VERIFICA A FLESSIONE TAMPONAMENTO INTERNO PIANO TERRA DIREZIONE Y

Caratteristiche geometriche dell'elemento non strutturale

Spessore	0,12	m
Altezza	3,20	m
Lunghezza	6,75	m
Area	21,6	m ²

Caratteristiche fisiche

Massa/m ²	160	Kg/m ²
W _a - massa totale	33903	N
γ - peso specifico	13080	N/m ³

Caratteristiche meccaniche del componente resistente dell'elemento non strutturale

t	0,12	m
I	0,0010	m ⁴
E _{eq}	1500	N/mm ² (MPa)
f _k	2	N/mm ² (MPa)
γ _m	3	
f _d	0,67	N/mm ² (MPa)

Parametri per la valutazione della forza orizzontale di progetto F_a (7.2.3)

q_a	2	
S	1,482	
α	0,178	
T_a	0,177	sec
T_1	0,27	sec
Z	1,60	m
H	10,50	m
a	0,80	
b	1,40	
a_P	5,00	
S_a	1,35	
F_a	22851	N

Verifica dell'elemento non strutturale a momento fuori dal piano per effetto dell'azione sismica F_a

M_{Ed}	7389	N*m
σ_0	20928	N/m ²
M_u	980	N*m

NON VERIFICATO	
Coeff. Sicurezza	9,33

Sforzo normale sull'elemento	N	15,55 kN
Posizione dell'asse neutro	x	93,23 mm
Forza di compressione	Fc	256,75 kN
Forza di trazione	Ft	241,20 kN
Momento resistente	MRD	16,70 kNm
Verifica		verificato

Disponendo tre strisce di rete in fibra di vetro 330 mm poste ad interasse di ciascuno di 1,50 m il momento resistente della tramezza rinforzata è $M_u = 16700$ Nm rispetto a $M_{Ed} = 7389$ Nm.

VERIFICA A RIBALTAMENTO TAMPONAMENTO INTERNO PIANO TERRA DIREZIONE Y

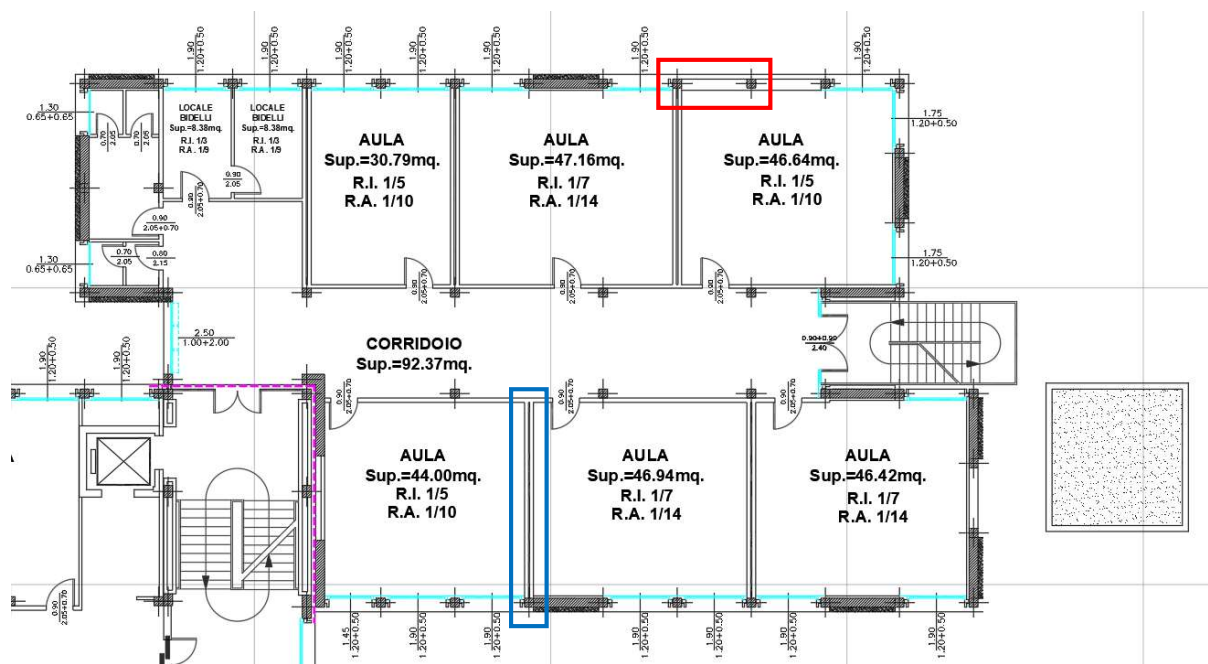
$$M_{rib} = [(S_a \cdot W_a) / q_a] \cdot h / 2 = 22851 \cdot 3,20 / 2 = 36562 \text{ Nm}$$

Per la valutazione del momento stabilizzante si considera il contributo derivante dall'attrito dell'ultimo corso di malta a contatto con travi e solaio con una resistenza a taglio della malta pari a 0,15 Kg/cm².

$$M_{stab} = W_a \cdot s/2 + L \cdot s \cdot f_{td} \cdot h = 33903 \cdot 0,12/2 + 6,75 \cdot 0,12 \cdot 15000 \cdot 3,20 = 2034 + 38880 = 40914 \text{ Nm}$$

$$M_{rib} < M_{stab} = 36562 < 40914 = \mathbf{0,89 \text{ VERIFICATO}}$$

VERIFICHE 1° PIANO



Piano primo

VERIFICA A FLESSIONE TAMPONAMENTO ESTERNO 1° PIANO

Caratteristiche geometriche dell'elemento non strutturale

Spessore	0,12	m
Altezza	3,20	m
Lunghezza	2,20	m
Area	7,04	m ²

Caratteristiche fisiche

Massa/m ²	160	Kg/m ²
W _a - massa totale	11050	N
γ - peso specifico	13080	N/m ³

Caratteristiche meccaniche del componente resistente dell'elemento non strutturale

t	0,12	m
I	0,0003	m ⁴
E _{eq}	1500	N/mm ² (MPa)
f _k	2	N/mm ² (MPa)
γ _m	3	
f _d	0,67	N/mm ² (MPa)

Parametri per la valutazione della forza orizzontale di progetto F_a (7.2.3)

q _a	2
S	1,482

α	0,178	
T_a	0,177	sec
T_1	0,34	sec
Z	5,15	m
H	10,50	m
a	0,80	
b	1,40	
a_P	5,00	
S_a	1,33	
F_a	7322	N

Verifica dell'elemento non strutturale a momento fuori dal piano per effetto dell'azione sismica F_a

M_{Ed}	2929	N*m
σ_0	20928	N/m ²
M_u	319	N*m

NON VERIFICATO	
Coeff. Sicurezza	9,17

Sforzo normale sull'elemento	N	5,07 kN
Posizione dell'asse neutro	x	93,23 mm
Forza di compressione	F_c	83,68 kN
Forza di trazione	F_t	78,61 kN
Momento resistente	MRD	5,44 kNm
Verifica		verificato

Disponendo tre strisce di rete in fibra di vetro 300 mm poste ad interasse di ciascuno di 1,50 m il momento resistente della tramezza rinforzata è $M_u = 5440$ Nm rispetto a $M_{Ed} = 2929$ Nm.

VERIFICA A RIBALTAMENTO TAMPONAMENTO ESTERNO 1° PIANO

$$M_{rib} = [(S_a \cdot W_a) / q_a] \cdot h / 2 = 7322 \cdot 3,20 / 2 = 11715 \text{ Nm}$$

Per la valutazione del momento stabilizzante si considera il contributo derivante dall'attrito dell'ultimo corso di malta a contatto con travi e solaio con una resistenza a taglio della malta pari a 0,15 Kg/cm².

$$M_{stab} = W_a \cdot s/2 + L \cdot s \cdot f_{td} \cdot h = 11050 \cdot 0,12/2 + 2,20 \cdot 0,12 \cdot 15000 \cdot 3,20 = 663 + 12672 = 13335 \text{ Nm}$$

$$M_{rib} < M_{stab} = 11715 < 13335 = \mathbf{0,88 \text{ VERIFICATO}}$$

VERIFICA A FLESSIONE TAMPONAMENTO INTERNO 1° PIANO

Caratteristiche geometriche dell'elemento non strutturale

Spessore	0,12	m
Altezza	3,20	m
Lunghezza	6,60	m
Area	21,12	m ²

Caratteristiche fisiche

Massa/m ²	160	Kg/m ²
W _a - massa totale	33150	N
γ - peso specifico	13080	N/m ³

Caratteristiche meccaniche del componente resistente dell'elemento non strutturale

t	0,12	m
I	0,001	m ⁴
E _{eq}	1500	N/mm ² (MPa)
f _k	2	N/mm ² (MPa)
γ _m	3	
f _d	0,67	N/mm ² (MPa)

Parametri per la valutazione della forza orizzontale di progetto F_a (7.2.3)

q _a	2	
S	1,482	
α	0,178	
T _a	0,177	sec
T ₁	0,27	sec
Z	5,15	m
H	10,50	m
a	0,80	
b	1,40	
a _P	5,00	
S _a	1,74	
F_a	28787	N

Verifica dell'elemento non strutturale a momento fuori dal piano per effetto dell'azione sismica F_a

M _{Ed}	11515	N*m
σ ₀	20928	N/m ²
M _u	958	N*m

NON VERIFICATO		
Coeff. Sicurezza		12,02

Sforzo normale sull'elemento	N	15,21 kN
Posizione dell'asse neutro	x	93,23 mm
Forza di compressione	Fc	251,05 kN
Forza di trazione	Ft	235,84 kN
Momemento resistente	MRD	16,33 kNm
Verifica		verificato

Disponendo strisce di rete in fibra di vetro 330 mm poste ad interasse di ciascuno di 1,50 m il momento resistente della tramezza rinforzata è $M_u = 16330$ Nm rispetto a $M_{Ed}=11515$ Nm.

VERIFICA A RIBALTAMENTO TAMPONAMENTO INTERNO 1° PIANO

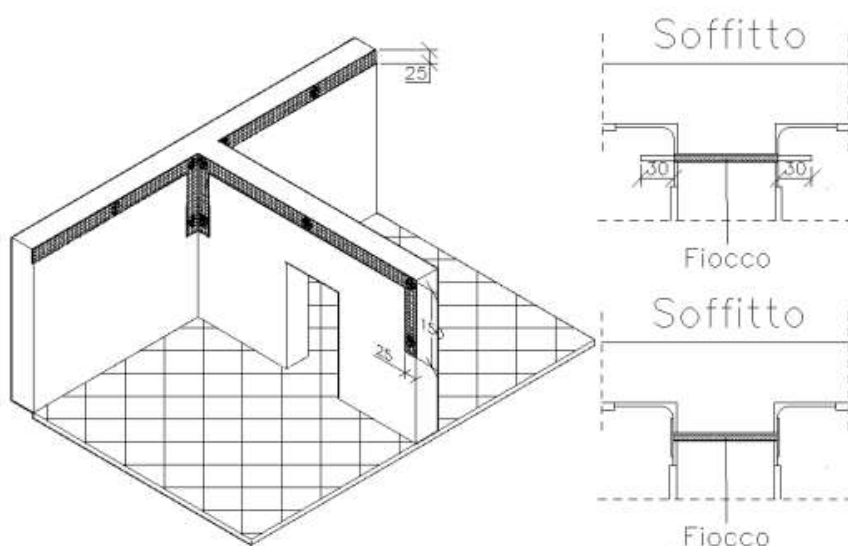
$$M_{rib} = [(S_a \cdot W_a) / q_a] \cdot h / 2 = 28787 \cdot 3,20 / 2 = 46059 \text{ Nm}$$

Per la valutazione del momento stabilizzante si considera il contributo derivante dall'attrito dell'ultimo corso di malta a contatto con travi e solaio con una resistenza a taglio della malta pari a $0,15 \text{ Kg/cm}^2$.

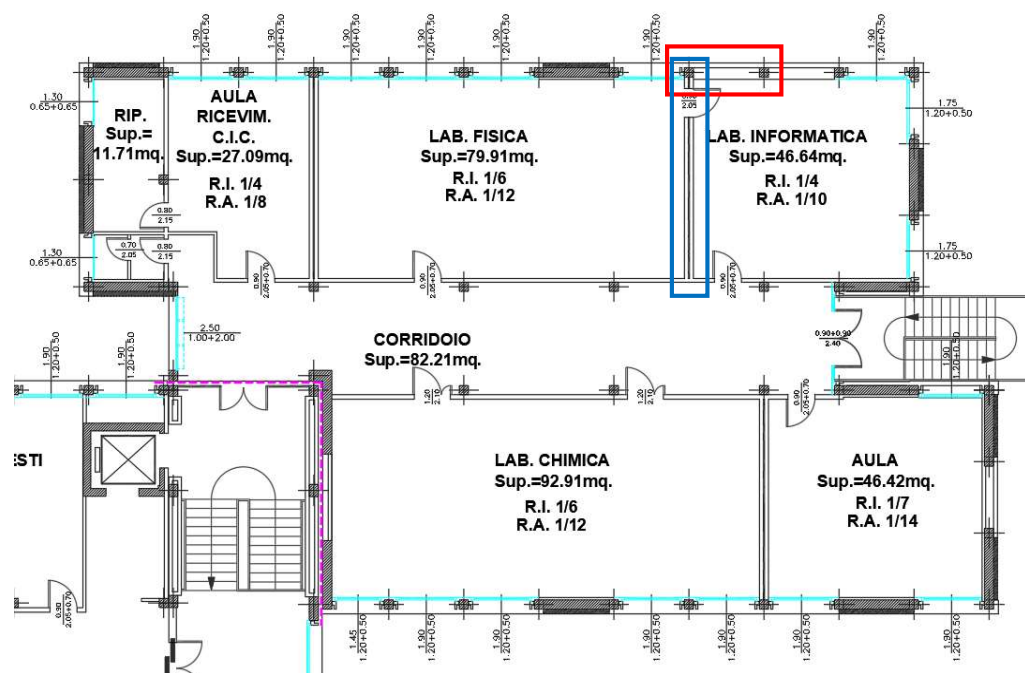
$$M_{stab} = W_a \cdot s/2 + L \cdot s \cdot f_{td} \cdot h = 33150 \cdot 0,12/2 + 6,60 \cdot 0,12 \cdot 15000 \cdot 3,20 = 1989 + 38016 = 40005 \text{ Nm}$$

$$M_{rib} > M_{stab} = 46059 < 40005 = \mathbf{1,15 \text{ NON VERIFICATO}}$$

Per la messa in sicurezza al ribaltamento delle pareti di lunghezza 6,60 m poste alla quota del 1° piano si prevede di inserire dei nastri continui in fibra di vetro disposti in testa alla tramezza e fissati con connettori a fiocco passanti per garantire l'ancoraggio al soffitto superiore.



VERIFICHE 2° PIANO



Piano secondo

VERIFICA A FLESSIONE TAMPONAMENTO ESTERNO 2° PIANO

Caratteristiche geometriche dell'elemento non strutturale

Spessore	0,12	m
Altezza	3,00	m
Lunghezza	2,20	m
Area	6,60	m ²

Caratteristiche fisiche

Massa/m ²	160	Kg/m ²
W _a - massa totale	10359	N
γ - peso specifico	13080	N/m ³

Caratteristiche meccaniche del componente resistente dell'elemento non strutturale

t	0,12	m
I	0,0003	m ⁴
E _{eq}	1500	N/mm ² (MPa)
f _k	2	N/mm ² (MPa)
γ _m	3	
f _d	0,67	N/mm ² (MPa)

Parametri per la valutazione della forza orizzontale di progetto F_a (7.2.3)

q_a	2	
S	1,482	
α	0,178	
T_a	0,156	sec
T_1	0,34	sec
Z	8,60	m
H	10,50	m
a	0,80	
b	1,40	
a_P	5,00	
S_a	1,39	
F_a	7191	N

Verifica dell'elemento non strutturale a momento fuori dal piano per effetto dell'azione sismica F_a

M_{Ed}	2697	N*m
σ_0	19620	N/m ²
M_u	300	N*m

NON VERIFICATO	
Coeff. Sicurezza	8,99

Sforzo normale sull'elemento	N	4,75 kN
Posizione dell'asse neutro	x	92,88 mm
Forza di compressione	Fc	83,37 kN
Forza di trazione	Ft	78,61 kN
Momento resistente	M _{RD}	5,45 kNm
Verifica		verificato

Disponendo striscie di rete in fibra di vetro 330 mm poste ad interasse di ciascuno di 1,50 m il momento resistente della tramezza rinforzata è $M_u = 5450$ Nm rispetto a $M_{Ed} = 2697$ Nm.

VERIFICA A RIBALTAMENTO TAMPONAMENTO ESTERNO 2° PIANO

$$M_{rib} = [(S_a \cdot W_a) / q_a] \cdot h / 2 = 7191 \cdot 3,00 / 2 = 10787 \text{ Nm}$$

Per la valutazione del momento stabilizzante si considera il contributo derivante dall'attrito dell'ultimo corso di malta a contatto con travi e solaio con una resistenza a taglio della malta pari a 0,15 Kg/cm².

$$M_{stab} = W_a \cdot s/2 + L \cdot s \cdot f_{td} \cdot h = 10359 \cdot 0,12/2 + 2,20 \cdot 0,12 \cdot 15000 \cdot 3,00 = 622 + 11880 = 12502 \text{ Nm}$$

$$M_{rib} < M_{stab} = 10787 < 12502 = \mathbf{0,86 \text{ VERIFICATO}}$$

VERIFICA A FLESSIONE TAMPONAMENTO INTERNO 2° PIANO

Caratteristiche geometriche dell'elemento non strutturale

Spessore	0,12	m
Altezza	3,00	m
Lunghezza	6,60	m
Area	19,80	m ²

Caratteristiche fisiche

Massa/m ²	160	Kg/m ²
W _a - massa totale	31078	N
γ - peso specifico	13080	N/m ³

Caratteristiche meccaniche del componente resistente dell'elemento non strutturale

t	0,12	m
I	0,0010	m ⁴
E _{eq}	1500	N/mm ² (MPa)
f _k	2	N/mm ² (MPa)
γ _m	3	
f _d	0,67	N/mm ² (MPa)

Parametri per la valutazione della forza orizzontale di progetto F_a (7.2.3)

q _a	2	
S	1,482	
α	0,178	
T _a	0,156	sec
T ₁	0,27	sec
Z	8,60	m
H	10,50	m
a	0,80	
b	1,40	
a _P	5,00	
S _a	1,82	
F_a	28348	N

Verifica dell'elemento non strutturale a momento fuori dal piano per effetto dell'azione sismica F_a

M _{Ed}	10631	N*m
σ ₀	19620	N/m ²
M _u	900	N*m

NON VERIFICATO		
Coeff. Sicurezza		11,81

Sforzo normale sull'elemento	N	14,26 kN
Posizione dell'asse neutro	x	92,88 mm
Forza di compressione	Fc	250,10 kN
Forza di trazione	Ft	235,84 kN
Momento resistente	M _{RD}	16,36 kNm
Verifica		verificato

Disponendo sei strisce di rete in fibra di vetro 330 mm poste ad interasse di ciascuno di 1,50 m il momento resistente della tramezza rinforzata è $M_u = 16360$ Nm rispetto a $M_{Ed} = 10631$ Nm.

VERIFICA A RIBALTAMENTO TAMPONAMENTO INTERNO 2° PIANO

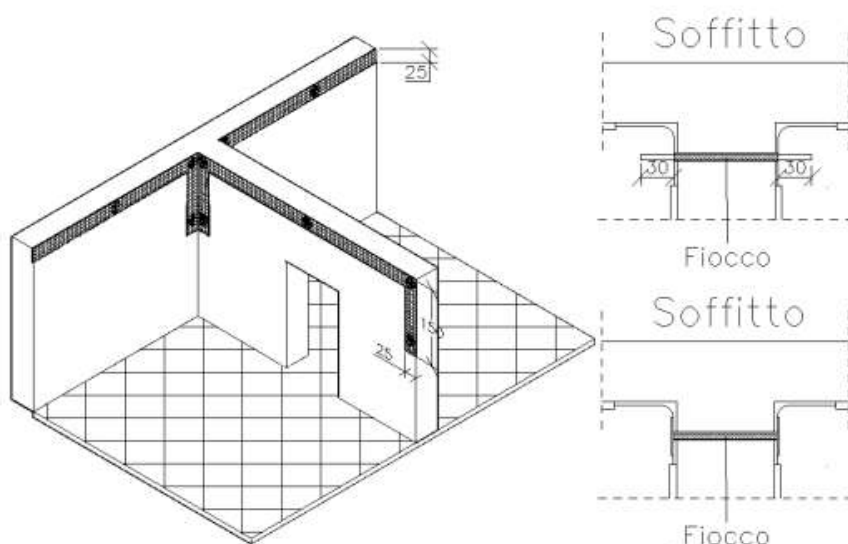
$$M_{rib} = [(S_a \cdot W_a) / q_a] \cdot h / 2 = 28348 \cdot 3,00 / 2 = 42522 \text{ Nm}$$

Per la valutazione del momento stabilizzante si considera il contributo derivante dall'attrito dell'ultimo corso di malta a contatto con travi e solaio con una resistenza a taglio della malta pari a $0,15 \text{ Kg/cm}^2$.

$$M_{stab} = W_a \cdot s/2 + L \cdot s \cdot f_{td} \cdot h = 31078 \cdot 0,12/2 + 6,60 \cdot 0,12 \cdot 15000 \cdot 3,00 = 1865 + 35640 = 37505 \text{ Nm}$$

$$M_{rib} > M_{stab} = 42522 > 37505 = \mathbf{1,13 \text{ NON VERIFICATO}}$$

Per la messa in sicurezza al ribaltamento delle pareti di lunghezza 6,60 m poste alla quota del 2° piano dove non è presente la trave IPE 240 della struttura di controvento di piano si prevede di inserire dei nastri continui in fibra di vetro disposti in testa alla tramezza e fissati con connettori a fiocco passanti per garantire l'ancoraggio al soffitto superiore.



2.12.4) ELEMENTI COSTRUTTIVI NON STRUTTURALI – STABILITA' DEI CONTROSOFFITTI

All'interno della presente unità strutturale in corrispondenza del piano di copertura sono presenti zone di controsoffitto appeso e pertanto sono necessarie specifiche verifiche di stabilità (STA).

Nel caso in oggetto verrà eseguita la verifica della pendinatura.

E' prevista la realizzazione di efficaci sistemi di collegamento tra i controsoffitti e le strutture portanti del solaio di copertura del fabbricato del 1° lotto.

L'insieme dei dispositivi di sospensione e controventamento deve garantire la resistenza alle azioni sismiche di progetto. Il peso del controsoffitto sarà assunto pari a:

$$G_s = 0,25 \text{ KN/m}^2$$

Definizione dell'azione sismica

La domanda sismica sugli elementi non strutturali può essere determinata applicando loro una forza orizzontale F_a definita come segue:

$$F_a = W_a S_a / q_a$$

dove

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

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

W_a è il peso dell'elemento;

q_a è il fattore di comportamento dell'elemento.

Con riferimento a documenti di comprovata validità S_a e q_a possono essere definite come segue.

Accelerazione massima

$$S_a = \alpha S \left[\frac{3 \left(1 + \frac{Z}{H} \right)}{1 + \left(1 - \frac{T_a}{T_1} \right)^2} - 0,5 \right]$$

Dati

Peso dell'elemento a mq

Fattore di comportamento dell'elemento

Rapporto tra accelerazione massima (su suolo A) a_g e g

Periodo di inizio del tratto a velocità costante

Fattore di amplificazione spettrale massima

Categoria suolo

W_a

$q_a =$

$\alpha = a_g/g$

T_{C^*}

F_o

C

0,25 KN

2,00

0,179

0,277

2,53

Coef. di amplificazione stratigrafica	S _s	1,428
Coef. di amplificazione topografica	S _T	1,00
Categoria di sottosuolo	S	1,604
Coef. funzione della cat. di sottosuolo	C _c	2,313
Periodo fondamentale di vibrazione dell'elemento	T _a	0,27 sec
Periodo di vibrazione della struttura in direzione considerata	T ₁	0,27 sec
Quota del baricentro dell'elemento	Z	10,50 m
Altezza della costruzione	H	10,50 m

Risultati

Accelerazione massima adimensionalizzata rispetto a g	S _a =	1,409*g
Forza sismica orizzontale	F _a =	0,18 KN

Al fine di massimizzare l'azione sismica si assume che i rapporti Z/H e T_a/T₁ siano pari da 1.

Lo schema di controvento del controsoffitto sarà formato a sua volta da 4 pendini con schema a croce inclinati di 45° e fissati al solaio di copertura e convergenti nel profilo pressopiegato a freddo di sostegno del controsoffitto. Il passo del sistema di pendinatura di controvento viene considerato pari a circa 16 mq.

Fattore di comportamento

Tabella 7.2.I – Valori di q_a per elementi non strutturale

Elemento non strutturale	q _a
Parapetti o decorazioni aggettanti	1,0
Insegne e pannelli pubblicitari	
Ciminiere, antenne e serbatoi su supporti funzionanti come mensole senza controventi per più di metà della loro altezza	
Pareti interne ed esterne	
Tramezzature e facciate	2,0
Ciminiere, antenne e serbatoi su supporti funzionanti come mensole non controventate per meno di metà della loro altezza o connesse alla struttura in corrispondenza o al di sopra del loro centro di massa	
Elementi di ancoraggio per armadi e librerie permanenti direttamente poggiati sul pavimento	
Elementi di ancoraggio per controsoffitti e corpi illuminanti	

Per controsoffitti e tramezzature: q_a = 2

L'entità dell'azione sismica risulta pertanto considerando un mq di baraccatura pari a :

$$W_a = 0,25 \text{ KN/m}^2$$

$$S_a = 1,409 \text{ g}$$

$$q_a = 2$$

$$F_a = 0,25 \cdot 1,409 / 2 = 0,18 \text{ KN/m}^2$$

Ipotizzando un'area di influenza di ogni singolo pendino verticale pari a circa 6 mq si calcola l'azione verticale che deve essere trasmessa dal pendino:

$$F_{\text{tot}} = \gamma_{q1} \cdot W_a \cdot A = 1,3 \cdot 0,25 \cdot 6 = 1,95 \text{ KN}$$

Ipotizzando un'area di influenza di circa 16 mq ogni sistema di pendinatura a croce con funzione antisismica si calcola l'azione sismica orizzontale trasmessa:

$$F_{tot} = F_a \cdot A = 0,18 \cdot 16 = 2,88 \text{ KN}$$

Verifica pendinature

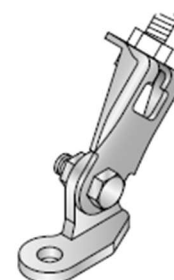
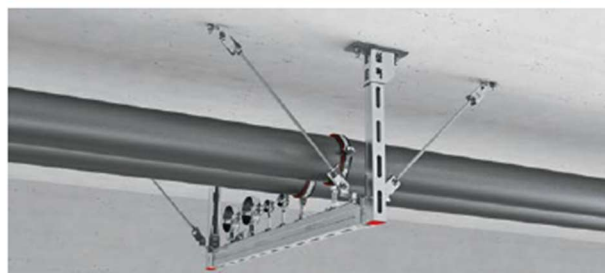
I pendini saranno realizzati utilizzando barre M10 con cerniere antisismiche TIPO HILTI MQS-AB 10.

Le caratteristiche di resistenza certificate sono riportate nella scheda allegata.



Sistema MQS antisismico

Cerniera antisismica per barre MQS-AB



Applicazioni

- Realizzazione di supporti antisismici per impianti meccanici, elettrici e di ventilazione
- Assemblaggio delle controventature antisismiche per mezzo di barre filettate
- Controventature sismiche per tubazioni di grosso diametro - fissaggio alle flange dei collari

Vantaggi

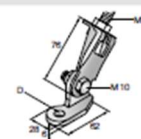
- Massima flessibilità d'installazione grazie all'angolo variabile
- Può essere ancorato direttamente al materiale base o fissato all'angolare antisismico MQS-W
- La barra filettata può essere facilmente inserita nel connettore e bloccata serrando il dado interno



Dati tecnici

Composizione materiale	DD11 - DIN EN 10111, S235JR - DIN EN 10025, Piastra base: S355MC - DIN EN 10149-2, Bullone: acciaio grado 8.8, dado: acciaio grado 8
Trattamento superficiale	Zincato elettroliticamente

Tipo ordine	Diametro - D	Peso	Codice articolo
MQS-AB-8	9.4 mm	195 g	2083730
MQS-AB-10	11.5 mm	195 g	2083731
MQS-AB-12	13.6 mm	195 g	2083732
MQS-AB-16	16.3 mm	194 g	2083733



Tipo ordine	Carichi singoli +Fx	Caricamento disegno
MQS-AB-8	3.25 kN	
MQS-AB-10	3.25 kN	
MQS-AB-12	3.25 kN	
MQS-AB-16	3.25 kN	

I valori di carico mostrati sono valori consigliati, inclusi i fattori di sicurezza parziali per azioni e resistenza Valore di progettazione = 1,4 * valore consigliato
 I valori di carico sono validi per $\alpha = 45^\circ \pm 15^\circ$
 Nota: il carico finale per un particolare supporto antisismico dipende dalla configurazione degli articoli utilizzati

Verifica azione verticale

$$F_v = 1,95 \text{ KN} < F_{Rd} = 3,25 \text{ KN} \cdot 1,4 = 4,55 \text{ KN}$$

Verifica azione orizzontale

$$F_h = 2,88 \text{ KN} \cdot 2^{0,5} = 4,07 \text{ KN} < F_{Rd} = 3,25 \text{ KN} \cdot 1,4 = 4,55 \text{ KN}$$

2.12.5) ELEMENTI COSTRUTTIVI NON STRUTTURALI – STABILITA' DEGLI IMPIANTI

All'interno della presente unità strutturale non sono presenti impianti appesi e pertanto non sono necessarie specifiche verifiche di stabilità (STA).

3 RELAZIONE SUI MATERIALI

Si rimanda alla relazione allegata al presente progetto definitivo.

4 ELABORATI GRAFICI ESECUTIVI E PARTICOLARI COSTRUTTIVI

Si rimanda agli elaborati allegati al presente progetto definitivo.

5 PIANO DI MANUTENZIONE DELL'OPERA

Si rimanda alla relazione allegata al presente progetto definitivo.

6 RELAZIONI SPECIALISTICHE

6.1 Relazione geologica

Per quanto riguarda la relazione geologica si fa riferimento alle indicazioni della "RELAZIONE GEOLOGICA E SULLA PERICOLOSITA' SISMICA DI BASE" redatta dal Dott. Geol. Arrigo Giusti allegata al presente progetto definitivo.

6.2 Relazione geotecnica

Per quanto riguarda la relazione geologica si fa riferimento alle indicazioni della "RELAZIONE GEOLOGICA E SULLA PERICOLOSITA' SISMICA DI BASE" redatta dal Dott. Geol. Arrigo Giusti allegata al presente progetto definitivo.

6.3 ES Relazione sulla caratterizzazione meccanica dei materiali

Si rimanda alla relazione sulle prove sperimentali eseguita da LIFE Laboratori Ingegneria Ferrara s.r.l. a firma dell'ing. Sergio Tralli allegata alla presente relazione.

6.4 Relazione sulle fondazioni

Per quanto concerne le verifiche sulle strutture fondali si rimanda al paragrafo *1) Strutture geotecniche o di fondazione* riportato nell'illustrazione sintetica.

Il presente elaborato risulta costituito da n° 170 pagine numerate progressivamente (escluso il frontespizio).

Reggio Emilia lì, 03/08/2022

Il tecnico incaricato

(Mandatario in RTP)

Ing. Marco Poli

W:\P-2021\P28-PROVINCIA RE - Adeguamento Sismico Einaudi di Correggio\07-INTEGRAZIONI AUT. SIS\2020-05-26 INTEGRAZIONI PROVINCIA\Lotto I-Agg. Relazione di Calcolo.docx

ALLEGATO 1

Prove Sperimentali Lotto I



Laboratori Ingegneria Ferrara s.r.l.

sede legale: via Palestro 25 - 44121 Ferrara (FE) - Italy

sede operativa: via Nuvolari 6 - 44019 Gualdo di Voghiera (FE) - Italy

ufficio 0532.818068 – fax +39.0532.473486 - mobile +39.320.6651813

web: www.lifelab.it - mail: info@lifelab.it - pecmail: lifecert@pec.it



Management
System
ISO 9001:2015

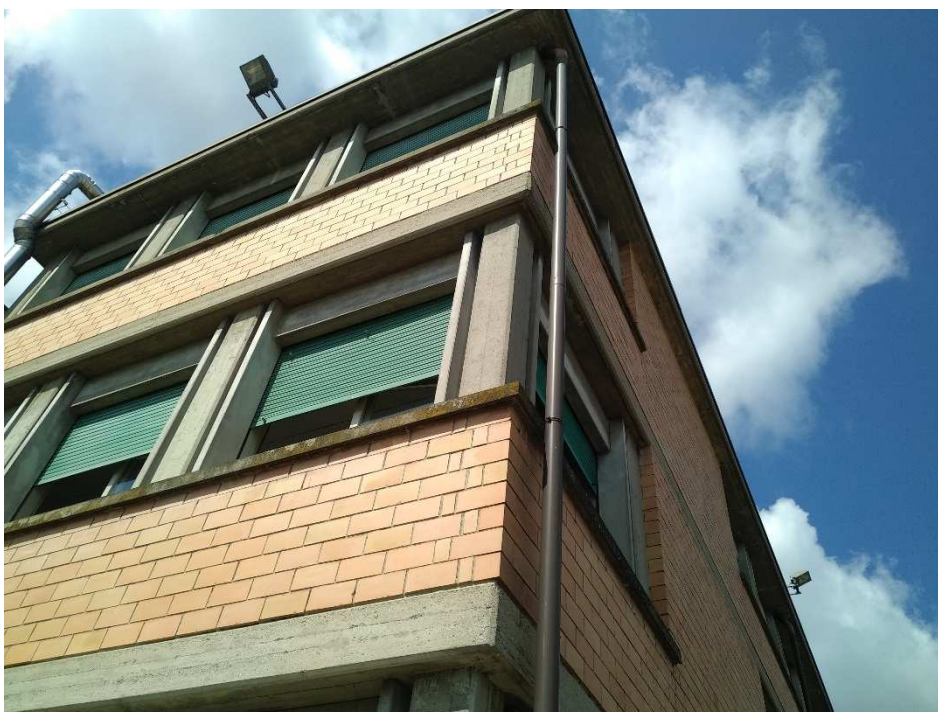
www.tuv.com
ID 9105086584

Committente

Provincia di Reggio Emilia

Oggetto

Indagini distruttive in sito sui materiali da costruzione e successivi ripristini funzionali alla progettazione dell'intervento di adeguamento sismico della Scuola Superiore di 2° grado "I.T. L. Einaudi" – 1° lotto
CIG ZB331A14B6



Titolo

RAPPORTO CONCLUSIVO DI INDAGINE

Emesso:

ing. Rachele Ferioli

Approvato:

LABORATORI INGEGNERIA
FERRARA S.R.L.
Partita IVA 047904060389

Ing. Sergio Tralli

2923 lotto1	17	02	Id125-311-303	10/06/2021	comm2923-doc17-rev02-EINAUDI_LOTTO1
2923 lotto1	17	01	Correzione refusi	09/06/21	comm2923-doc17-rev01-EINAUDI_LOTTO1
2923 lotto1	17	00	Prima emissione	28/5/21	comm2923-doc17-rev00-EINAUDI_LOTTO1
Commessa	Documento	Rev.	Motivazione	Data	Nome file

INDICE

1. PREMESSA.....	5
2. PIANIFICAZIONE CAMPAGNA DI INDAGINE	6
2.1 Identificazione dei punti di indagine	6
3. RILIEVO DELLE SEZIONI RESISTENTI	8
4. PRELIEVO DI CAMPIONI DI CALCESTRUZZO	10
5. PROVA DI ROTTURA PER COMPRESSIONE	12
6. MISURA DELLA PENETRAZIONE DELLA CO ₂	14
7. PROVE DI TRAZIONE SU BARRE DA C.A.....	16
8. ELENCO ALLEGATI.....	16

INDICE DELLE FIGURE

Figura 1: inquadramento cartografico del complesso edilizio in oggetto	5
Figura 2: vista aerea con identificazione dell'edificio oggetto di indagine	5
Figura 3: simbologia utilizzata per la codifica dei punti di indagine	6
Figura 4: sezione resistente trave - indagine ID 116	8
Figura 5: sezione resistente pilastro - indagine ID 206	8
Figura 6: sezione resistente trave - indagine ID 306	9
Figura 7: rilievo giunto strutturale - indagine ID 136	9
Figura 8: prelievo di campione mediante carotaggio – indagine ID 101	10
Figura 9: prelievo di campione mediante carotaggio – indagine ID 102	10
Figura 10: prelievo di campione mediante carotaggio – indagine ID 103	11
Figura 11: prelievo di campione mediante carotaggio – indagine ID 108	11
Figura 12: preparazione dei provini da sottoporre a prova di rottura per compressione – ID101	12
Figura 13: preparazione dei provini da sottoporre a prova di rottura per compressione – ID102	12
Figura 14: preparazione dei provini da sottoporre a prova di rottura per compressione – ID103	12
Figura 15: preparazione dei provini da sottoporre a prova di rottura per compressione – ID104	12
Figura 16: preparazione dei provini da sottoporre a prova di rottura per compressione – ID105	13
Figura 17: preparazione dei provini da sottoporre a prova di rottura per compressione – ID106	13
Figura 18: preparazione dei provini da sottoporre a prova di rottura per compressione – ID107	13
Figura 19: preparazione dei provini da sottoporre a prova di rottura per compressione – ID108	13
Figura 20: soluzione idroalcolica di fenolftaleina all'1%	14
Figura 21: provini di calcestruzzo sottoposti a test colorimetrico – ID101	14
Figura 22: provini di calcestruzzo sottoposti a test colorimetrico – ID102	14
Figura 23: provini di calcestruzzo sottoposti a test colorimetrico – ID103	14
Figura 24: provini di calcestruzzo sottoposti a test colorimetrico – ID104	14
Figura 25: provini di calcestruzzo sottoposti a test colorimetrico – ID105	15
Figura 26: provini di calcestruzzo sottoposti a test colorimetrico – ID106	15
Figura 27: provini di calcestruzzo sottoposti a test colorimetrico – ID107	15
Figura 28: provini di calcestruzzo sottoposti a test colorimetrico – ID108	15
Figura 29: accettazione fotografica campione ID 102	16

1. Premessa

Su incarico della Committenza, Provincia di Reggio Emilia, la scrivente società ha eseguito una campagna di indagini specialistiche sulle strutture portanti del plesso scolastico "I.T. L. Einaudi" sito in via Prati 2 a Correggio (RE).



Figura 1: inquadramento cartografico del complesso edilizio in oggetto

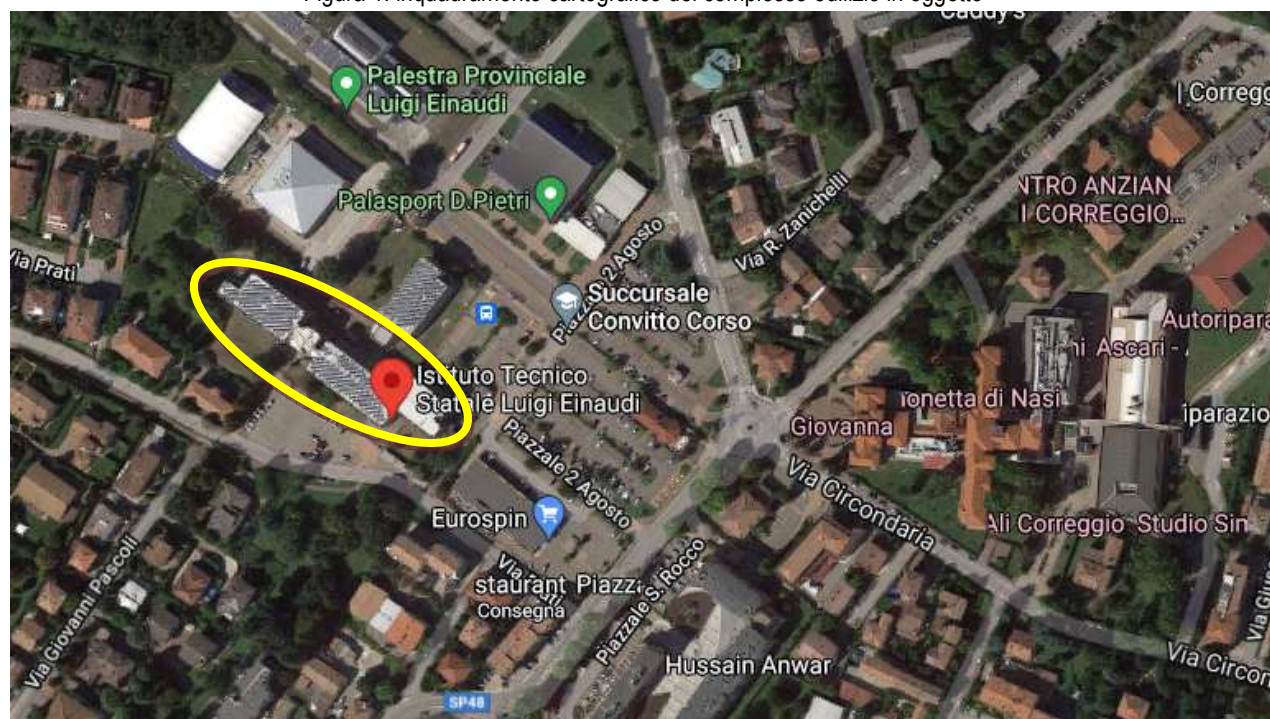


Figura 2: vista aerea con identificazione dell'edificio oggetto di indagine

2. Pianificazione campagna di indagine

La campagna di indagine, pianificata in accordo con la Committenza e con i progettisti incaricati delle verifiche, ha previsto sia attività da eseguire in situ sia attività di laboratorio.

Obiettivo della campagna di indagine è l'approfondimento del livello di conoscenza al fine di fornire ai progettisti gli elementi necessari all'esecuzione delle verifiche dei fabbricati. È necessario pertanto procedere indagando sia la qualità dei materiali definendo dei parametri meccanici, sia la tipologia degli elementi strutturali definendo le geometrie di cassero e la disposizione dei ferri di armatura.

La presente relazione tecnica descrive prevalentemente le fasi di lavoro svolto e riassume i risultati ottenuti. Per le modalità di esecuzione delle prove si rimanda alle relative normative di riferimento.

2.1 Identificazione dei punti di indagine

Ad ogni punto di indagine viene assegnato un contrassegno numerico in ordine progressivo crescente. Per collocare esattamente il punto di indagine sulla struttura, si deve far riferimento agli elaborati grafici contenuti in *Allegato 1* al presente documento.

LEGENDA:

00 Indagini su pilastro/setto 00 Indagini su trave 00 Indagini estradossali su solaio 00 Indagini intradossali su solaio 00 Indagini in fondazione

Figura 3: simbologia utilizzata per la codifica dei punti di indagine

La tabella che segue riassume le attività eseguite in situ, associando ad ogni punto di indagine le informazioni seguenti:

- Elemento indagato
- Piano/orizzontamento di appartenenza dell'elemento
- Tipologie di indagini eseguite

ELENCO DELLE ATTIVITA' ESEGUITE IN SITU							
ID	piano	parte d'opera	pacometria	prelievo di carota	prelievo di armatura	sezione resistente	stratigrafia
101	terra	pilastro	✓	✓		✓	
102	terra	pilastro	✓	✓	✓	✓	
103	primo	pilastro	✓	✓	✓	✓	
104	primo	pilastro		✓			
105	secondo	pilastro	✓	✓		✓	
106	secondo	pilastro	✓	✓		✓	
107	primo	pilastro	✓	✓		✓	
108	terra	pilastro		✓			
109	primo	solaio	✓			✓	✓
110	secondo	trave	✓			✓	✓
116	sottotetto	trave	✓			✓	
117	sottotetto	trave	✓			✓	
117	Sottotetto	solaio					✓
118	sottotetto	trave					✓

ELENCO DELLE ATTIVITA' ESEGUITE IN SITU							
ID	piano	parte d'opera	pacometria	prelievo di carota	prelievo di armatura	sezione resistente	stratigrafia
119	sottotetto	trave	✓			✓	
120	secondo	pilastro	✓			✓	
121	secondo	pilastro	✓			✓	
122	secondo	pilastro	✓			✓	
123	secondo	pilastro	✓			✓	
125	secondo	trave	✓			✓	
127	sottotetto	trave	✓			✓	
128	secondo	pilastro	✓			✓	
201	primo	trave	✓			✓	
202	terra	pilastro	✓			✓	
203	terra	setto	✓			✓	
204	primo	trave	✓			✓	
205	terra	pilastro	✓			✓	
206	terra	pilastro	✓			✓	
207	terra	pilastro	✓			✓	
208	terra	pilastro	✓			✓	
209	terra	pilastro	✓			✓	
210	terra	pilastro	✓			✓	
211	terra	pilastro	✓			✓	
212	primo	trave	✓			✓	
213	primo	trave	✓			✓	
301	primo	pilastro	✓			✓	
302	primo	pilastro	✓			✓	
303	primo	pilastro	✓			✓	
304	primo	pilastro	✓			✓	
305	secondo	trave	✓			✓	
306	secondo	trave	✓			✓	
307	secondo	trave	✓			✓	
308	secondo	trave	✓			✓	
309	primo	pilastro	✓			✓	
310	primo	pilastro	✓			✓	
311	primo	pilastro	✓				
fond1	terra	fondazione	✓			✓	✓

Nel complesso sono stati eseguiti:

computo a consuntivo delle prove eseguite				
Via Prati, 2 - 42015 Correggio (RE)				
pacometria	prelievo di carota	prelievo di armatura	sezione resistente	stratigrafia
43	8	2	42	5

3. Rilievo delle sezioni resistenti

La determinazione della posizione, del numero e una stima del diametro dei ferri d'armatura è stata eseguita mediante indagini non distruttive (pacometro) e, in alcuni casi, unitamente a piccoli saggi, mettendo a nudo porzioni di armatura dopo aver rimosso l'intonaco o altri elementi a protezione delle strutture.

Questa metodologia ha permesso di:

- effettuare localmente una misura diretta del diametro e della tipologia delle barre di armatura presenti
- eseguire un controllo visivo dello stato di ossidazione delle barre d'armatura
- coadiuvare l'interpretazione delle informazioni ricavate con il pacometro



Figura 4: sezione resistente trave - indagine ID 116



Figura 5: sezione resistente pilastro - indagine ID 206



Figura 6: sezione resistente trave - indagine ID 306



Figura 7: rilievo giunto strutturale - indagine ID 136

Gli elaborati grafici contenuti in *Allegato 2* riportano la restituzione delle informazioni rilevate. La restituzione in forma grafica è da intendersi rappresentativa di quanto effettivamente rilevato in sito, pertanto elementi geometrici non quotati hanno funzione puramente rappresentativa delle geometrie ipotizzate sulla base di schemi costruttivi tipologici.

4. Prelievo di campioni di calcestruzzo

Per la determinazione dei parametri meccanici del calcestruzzo sono stati prelevati otto campioni mediante carotaggio a umido.

Per evitare di eseguire il carotaggio nelle aree interessate dal passaggio delle armature è stata eseguita una preliminare indagine pacometrica, che ha permesso di procedere mediante tecnica non invasiva alla tracciatura della posizione dei ferri sulla superficie stessa dell'elemento indagato.



Figura 8: prelievo di campione mediante carotaggio – indagine ID 101



Figura 9: prelievo di campione mediante carotaggio – indagine ID 102



Figura 10: prelievo di campione mediante carotaggio – indagine ID 103

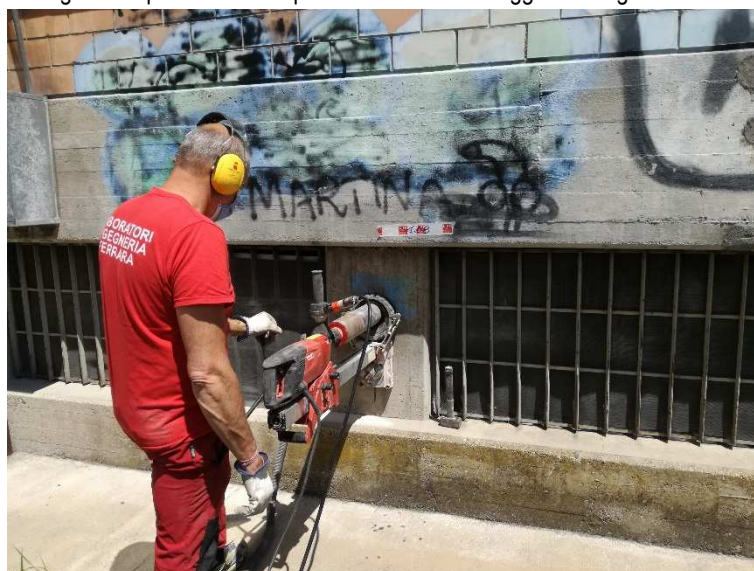


Figura 11: prelievo di campione mediante carotaggio – indagine ID 108

Tutti i campioni di calcestruzzo prelevati dalle strutture del cantiere in oggetto, sono stati immediatamente siglati e portati in laboratorio. Espletate le procedure di accettazione, sono stati sottoposti ad un'accurata preparazione per la successiva esecuzione delle prove concordate con la Committenza, secondo gli standard previsti dalla normativa vigente.

5. Prova di rottura per compressione

Dai campioni prelevati in situ, sono stati ricavati sette provini di forma cilindrica. La preparazione dei provini da sottoporre a prova di rottura per compressione è avvenuta secondo la procedura standard definita dalla norma UNI EN 12390-1, che prevede taglio e rettifica a umido. Le dimensioni dei provini preparati rispettano il requisito richiesto $H/D = 1$.

Successivamente, i provini sono stati pesati e poi sottoposti a prova di rottura per compressione. La prova si effettua in accordo alla norma UNI EN 12390-3 utilizzando una pressa da 3000kN conforme alla UNI EN 12390-4.



Figura 12: preparazione dei provini da sottoporre a prova di rottura per compressione – ID101



Figura 13: preparazione dei provini da sottoporre a prova di rottura per compressione – ID102



Figura 14: preparazione dei provini da sottoporre a prova di rottura per compressione – ID103



Figura 15: preparazione dei provini da sottoporre a prova di rottura per compressione – ID104



Figura 16: preparazione dei provini da sottoporre a prova di rottura per compressione – ID105



Figura 17: preparazione dei provini da sottoporre a prova di rottura per compressione – ID106



Figura 18: preparazione dei provini da sottoporre a prova di rottura per compressione – ID107



Figura 19: preparazione dei provini da sottoporre a prova di rottura per compressione – ID108

Si definisce $f_{c\lambda}$ la resistenza a compressione del provino con rapporto di snellezza $\lambda = L/D$

Si definisce $R_{c1} = (f_{c\lambda} \times 2.5) / (1.5 + 1/\lambda)$ la resistenza a compressione del corrispondente cilindro di snellezza $\lambda = 1$ assimilabile alla resistenza cubica.

Dalle prove eseguite, il calcestruzzo prelevato dalle strutture dell'opera in oggetto esplica un valore medio della resistenza cubica a compressione pari a $R_{c1m} = 13.1 \text{ MPa}$

La massa volumica dei provini testati, determinata in accordo alla norma UNI EN 12390-7, risulta assai omogenea e si attesta nell'intorno del valore medio pari a $m_v = 2220 \text{ kg/m}^3$.

I risultati sono riportati integralmente in *Allegato 2*.

6. Misura della penetrazione della CO₂

I campioni di calcestruzzo sono stati sottoposti a prova colorimetrica, mediante soluzione idroalcolica di fenolftaleina all'1%, per la determinazione della profondità di penetrazione della CO₂ secondo la procedura indicata dalla norma UNI 9944.



Figura 20: soluzione idroalcolica di fenolftaleina all'1%



Figura 21: provini di calcestruzzo sottoposti a test colorimetrico – ID101



Figura 22: provini di calcestruzzo sottoposti a test colorimetrico – ID102

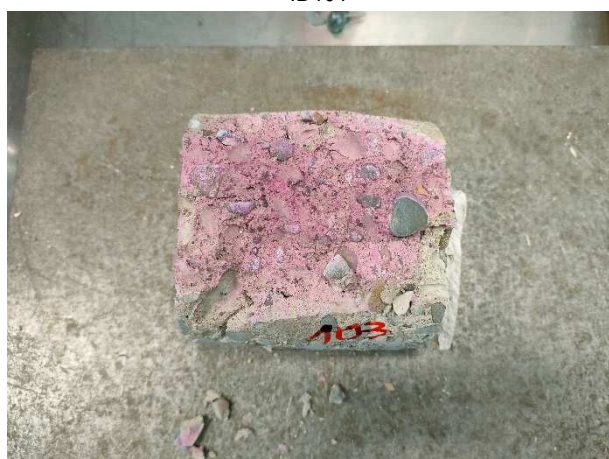


Figura 23: provini di calcestruzzo sottoposti a test colorimetrico – ID103



Figura 24: provini di calcestruzzo sottoposti a test colorimetrico – ID104



Figura 25: provini di calcestruzzo sottoposti a test colorimetrico
– ID105



Figura 26: provini di calcestruzzo sottoposti a test colorimetrico
– ID106

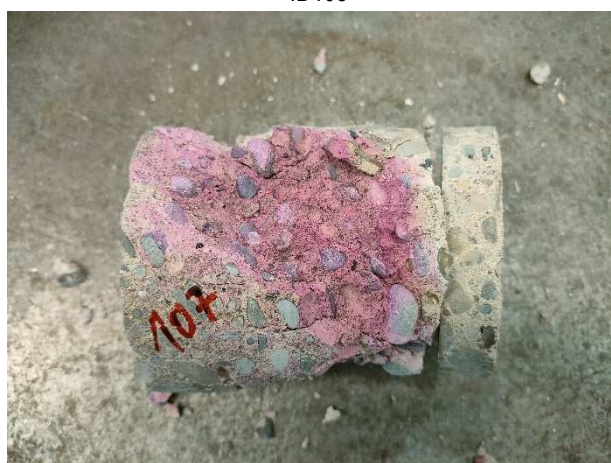


Figura 27: provini di calcestruzzo sottoposti a test colorimetrico
– ID107



Figura 28: provini di calcestruzzo sottoposti a test colorimetrico
– ID108

Il fronte di carbonatazione è risultato pari a:

- 24 mm per il campione 101
- 28 per il campione 102
- 7 per il campione 103
- 9.5 per il campione 104
- 3 per il campione 105
- 4.5 per il campione 106
- 28 per il campione 107
- 15 per il campione 108

Come si può vedere dai risultati della prova di penetrazione alla CO_2 si nota che alcuni pilastri potrebbero essere soggetti a fenomeni di carbonatazione.

7. Prove di trazione su barre da c.a.

Per la determinazione dei parametri meccanici dell'acciaio da cemento armato sono stati prelevato tre campioni di armatura da altrettanti pilastri del piano terra.

Per la collocazione in pianta dei punti di prelievo si deve far riferimento alla tabella riportata al paragrafo 2.1 e alle planimetrie contenute in *Allegato 1*.

Espletate le procedure di accettazione i campioni sono stati sottoposti ad un'accurata preparazione per la successiva esecuzione delle prove concordate con la Committenza, secondo gli standard previsti dalla normativa vigente.



Figura 29: accettazione fotografica campione ID 102

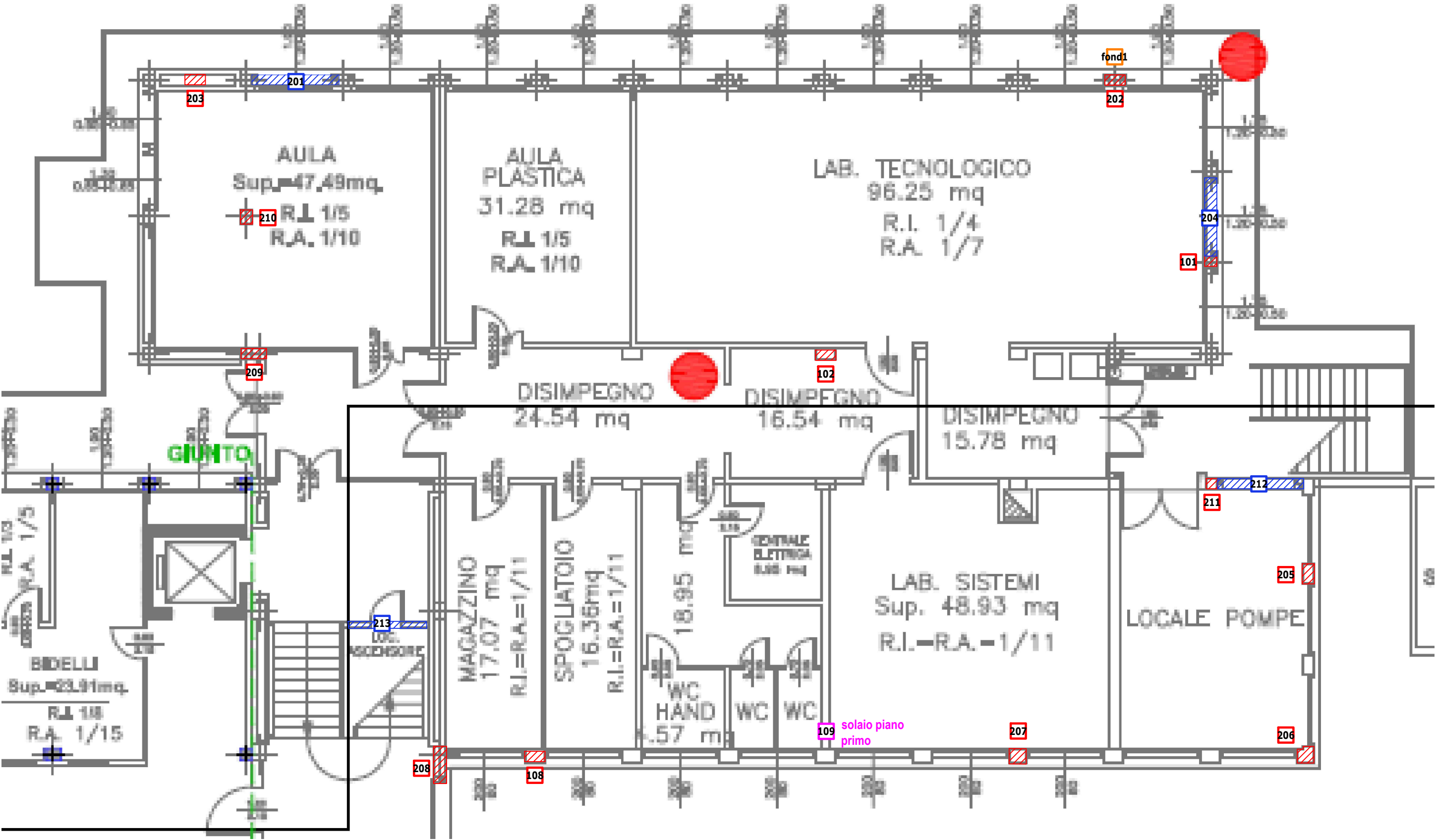
I risultati sono riportati integralmente in *Allegato 2*.

8. Elenco allegati

Allegato 1	Elaborati grafici: localizzazione e codifica indagini
Allegato 2	Elaborati grafici: rilievo delle sezioni resistenti
Allegato 3	Rapporti di prova

ALLEGATO 1

Elaborati grafici: localizzazione e codifica indagini



LEGENDA:

- 00 indagini su pilastro/setto 00 indagini su trave 00 indagini estradossali su solaio 00 indagini intradossali su solaio 00 indagini in fondazione



comm:2923
doc:13 rev:1

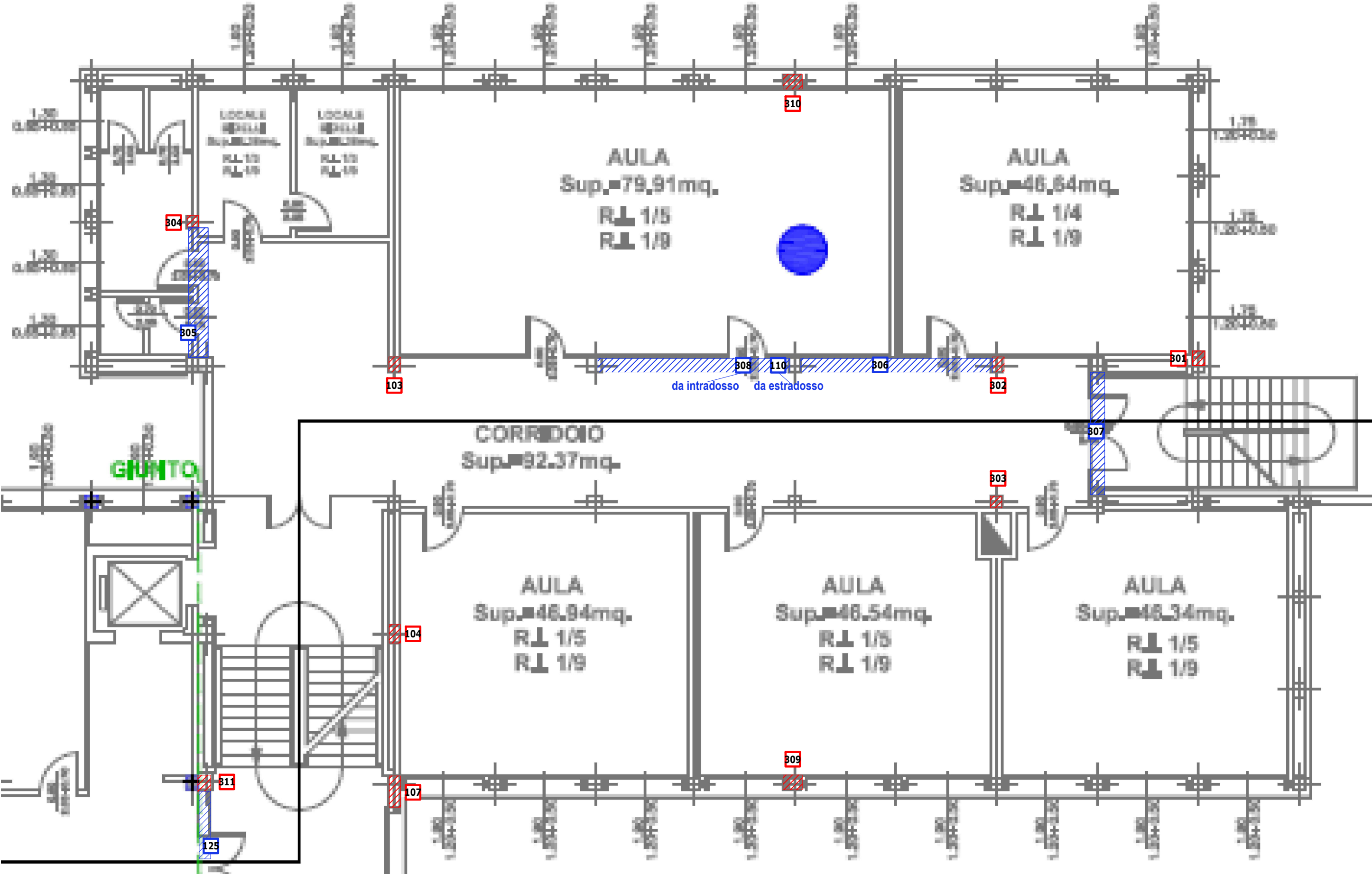
committente: Provincia di Reggio Emilia
cantiere: Istituto Tecnico Statale "Luigi Einaudi" - LOTTO 1

oggetto: Indagini specialistiche sulle strutture
scheda: Individuazione dei punti di indagine - pilastri piano terra, solai e travi piano primo



Management System
ISO 9001:2015
www.tuv.com
ID 9105086584

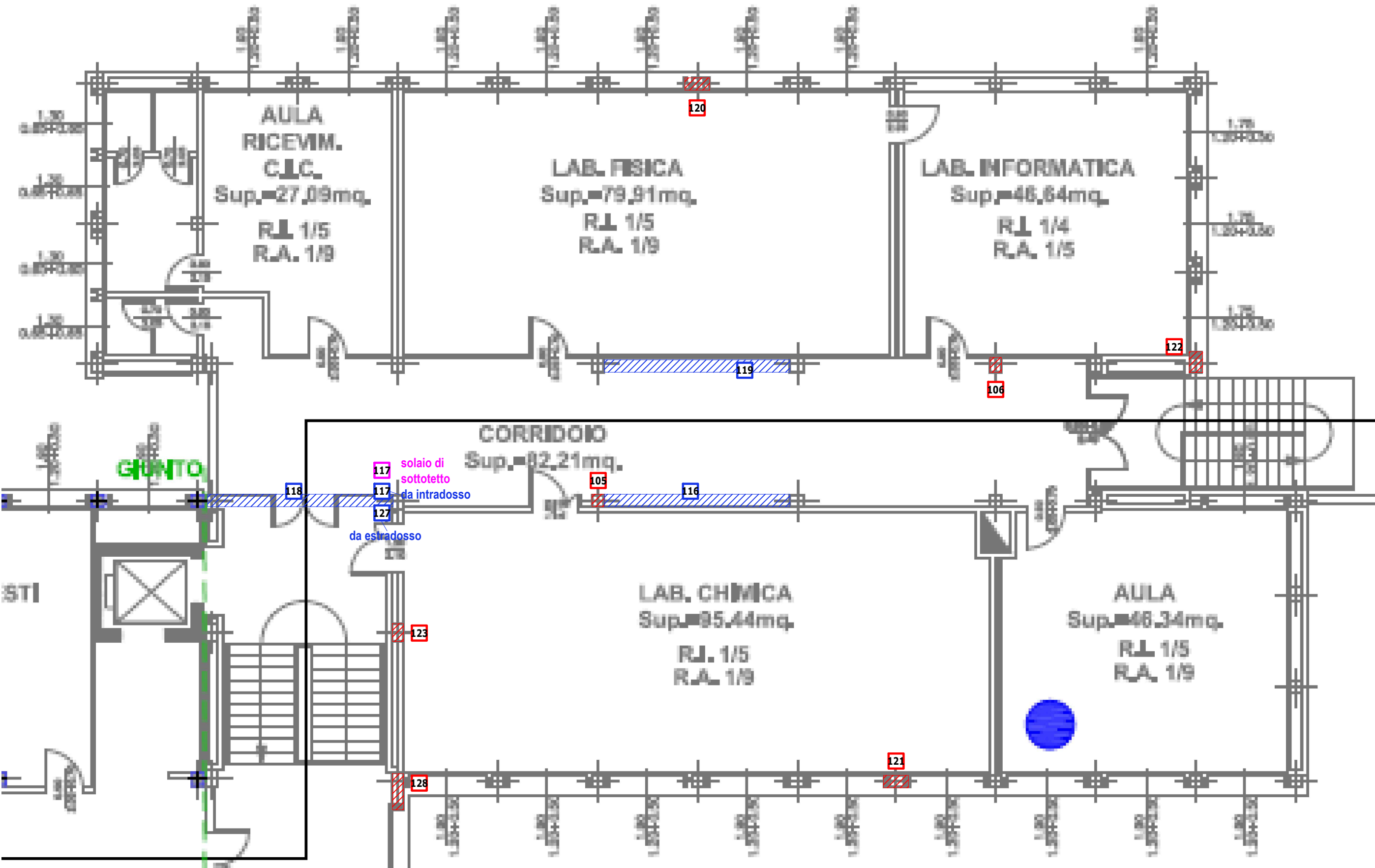




LEGENDA:

00	indagini su pilastro	00	indagini su trave	00	indagini estradossali su solaio	00	indagini intradossali su solaio
----	----------------------	----	-------------------	----	---------------------------------	----	---------------------------------





LEGENDA:

<div>00</div> indagini su pilastro	<div>00</div> indagini su trave	<div>00</div> indagini estradossali su solaio	<div>00</div> indagini intradossali su solaio
------------------------------------	---------------------------------	---	---

COMMITTENTE: Provincia di Reggio Emilia - Servizio Infrastrutture, Mobilità Sostenibile
 INDIRIZZO: Corso Garibaldi, 26 - 42121 Reggio Emilia (RE)
 CANTIERE: Via Prati, 2 - 42015 Correggio (RE)
 COMMESSA: arch. Giuseppe Ditaranto



ATTIVITA' DI inizio lavori: 17/05/2021 doc: 7
 CANTIERE fine lavori: 21/05/2021 rev: 00

ELENCO DELLE ATTIVITA' ESEGUITE IN SITU

ID	piano	parte d'opera	pacometria	prelievo di carota	prelievo di armatura	sezione resistente	stratigrafia
101	terra	pilastro	✓	✓		✓	
102	terra	pilastro	✓	✓	✓	✓	
103	primo	pilastro	✓	✓	✓	✓	
104	primo	pilastro		✓			
105	secondo	pilastro	✓	✓		✓	
106	secondo	pilastro	✓	✓		✓	
107	primo	pilastro	✓	✓		✓	
108	terra	pilastro		✓			
109	primo	solaio	✓			✓	✓
110	secondo	trave	✓			✓	✓
116	sottotetto	trave	✓			✓	
117	sottotetto	trave	✓			✓	
117	sottotetto	solaio					✓
118	sottotetto	trave					✓
119	sottotetto	trave	✓			✓	
120	secondo	pilastro	✓			✓	
121	secondo	pilastro	✓			✓	
122	secondo	pilastro	✓			✓	
123	secondo	pilastro	✓			✓	
125	secondo	trave	✓			✓	
127	sottotetto	trave	✓			✓	
128	secondo	pilastro	✓			✓	
201	primo	trave	✓			✓	
202	terra	pilastro	✓			✓	
203	terra	setto	✓			✓	
204	primo	trave	✓			✓	
205	terra	pilastro	✓			✓	
206	terra	pilastro	✓			✓	
207	terra	pilastro	✓			✓	
208	terra	pilastro	✓			✓	
209	terra	pilastro	✓			✓	
210	terra	pilastro	✓			✓	
211	terra	pilastro	✓			✓	
212	primo	trave	✓			✓	
213	primo	trave	✓			✓	
301	primo	pilastro	✓			✓	
302	primo	pilastro	✓			✓	
303	primo	pilastro	✓			✓	
304	primo	pilastro	✓			✓	
305	secondo	trave	✓			✓	
306	secondo	trave	✓			✓	

COMMITTENTE: Provincia di Reggio Emilia - Servizio Infrastrutture, Mobilità Sostenibile
 INDIRIZZO: Corso Garibaldi, 26 - 42121 Reggio Emilia (RE)
 CANTIERE: Via Prati, 2 - 42015 Correggio (RE)
 COMMESSA: arch. Giuseppe Ditaranto

ATTIVITA' DI inizio lavori: 17/05/2021 doc: 7
 CANTIERE fine lavori: 21/05/2021 rev: 00



ELENCO DELLE ATTIVITA' ESEGUITE IN SITU

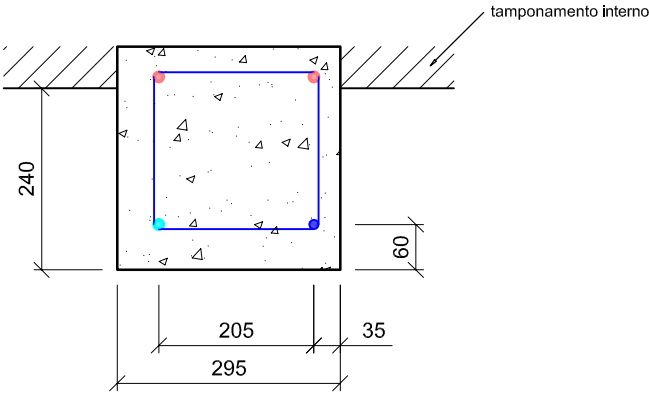
ID	piano	parte d'opera	pacometria	prelievo di carota	prelievo di armatura	sezione resistente	stratigrafia
307	secondo	trave	✓			✓	
308	secondo	trave	✓			✓	
309	primo	pilastro	✓			✓	
310	primo	pilastro	✓			✓	
311	primo	pilastro	✓				
fond1	terra	fondazione	✓			✓	✓

ALLEGATO 2

Elaborati grafici: rilievo delle sezioni resistenti

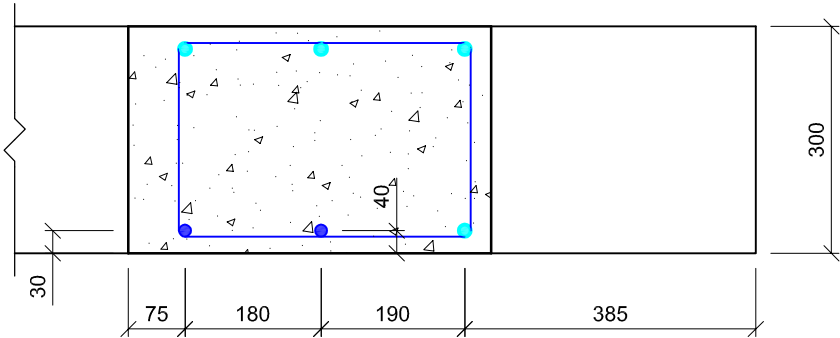
ID 101 - Pilastro di Riva

posizione: piano terra
rilievo: pacometrico e visivo



Armatura Longitudinale	
A _{s, long}	4 Ø12 T.L.
c _{long}	23 - 48 mm
Armatura Trasversale	
A _{st}	2 bracci Ø6 T.L. / 140 - 150 mm
c _{st}	15 - 35 mm

Armatura Longitudinale	
A _{s, long}	6 Ø16 T.L.
c _{long}	22 - 67 mm
Armatura Trasversale	
A _{st}	2 bracci Ø6 T.L. / 150 - 160 mm
c _{st}	10 mm
OSS. quote comprensive di 5 mm di intonaco.	

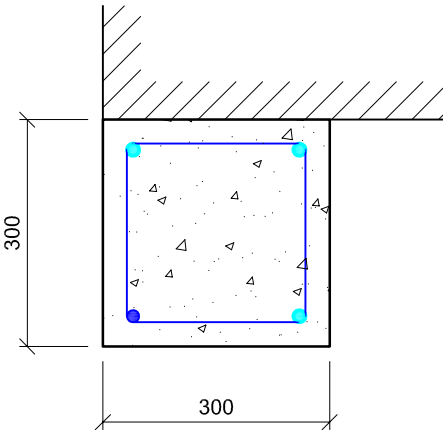


LEGENDA

- RILIEVO VISIVO
- RILIEVO PACHOMETRICO
- ARMATURE IPOTIZZATE

ID 103 - Pilastro di Spina

posizione: piano primo
rilievo: pacometrico e visivo

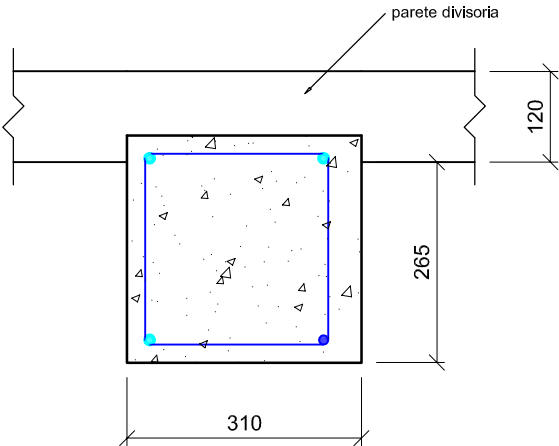


Armatura Longitudinale	
A _{s, long}	4 Ø16 T.L.
c _{long}	30 mm
Armatura Trasversale	
A _{st}	2 bracci Ø6 T.L. / 150 - 160 mm
c _{st}	15 mm

Armatura Longitudinale	
A _{s, long}	4 Ø12 T.L.
c _{long}	30 - 50 mm
Armatura Trasversale	
A _{st}	2 bracci Ø6 T.L. / 120 - 180 mm
c _{st}	20 - 40 mm
OSS. quote comprensive di 15 mm di intonaco.	

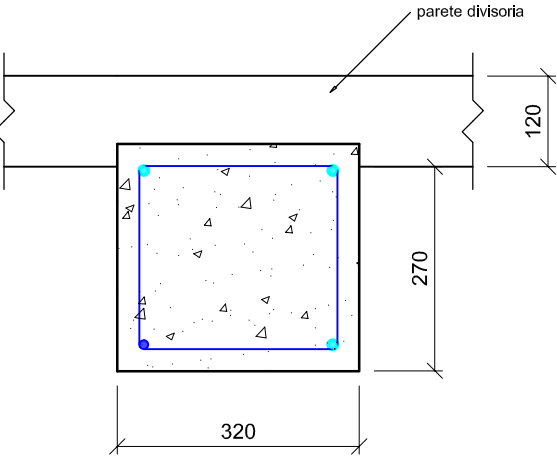
ID 105 - Pilastro di Spina

posizione: piano secondo
rilievo: pacometrico e visivo



ID 106 - Pilastro di Spina

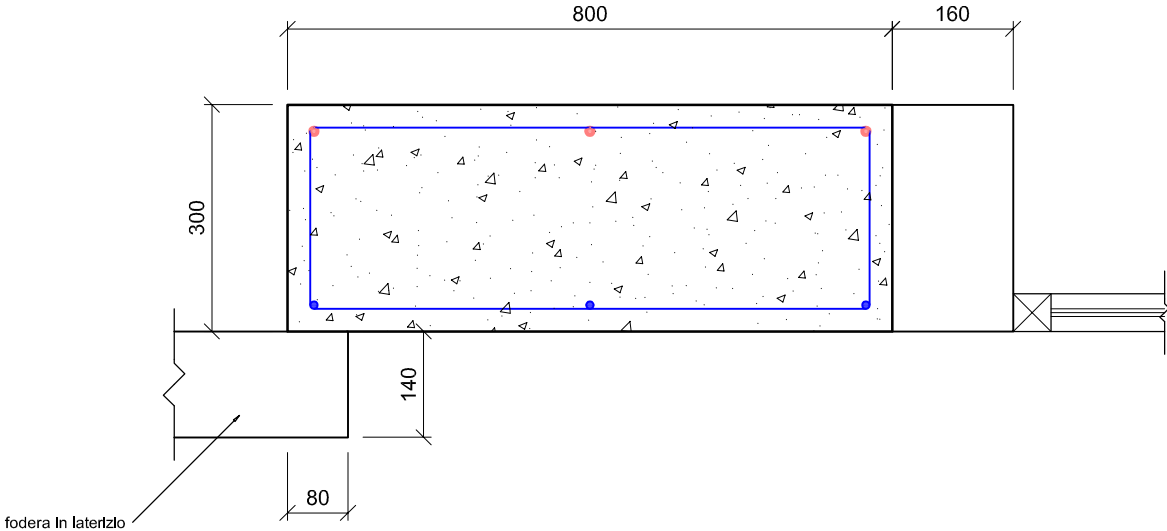
posizione: piano secondo
rilievo: pacometrico e visivo



Armatura Longitudinale	
A _{s, long}	4 Ø12 T.L.
c _{long}	40 mm
Armatura Trasversale	
A _{st}	2 bracci Ø6 T.L. / 150 mm
c _{st}	30 mm
OSS. quote comprensive di 15 mm di intonaco.	

ID 107 - Pilastro di Riva

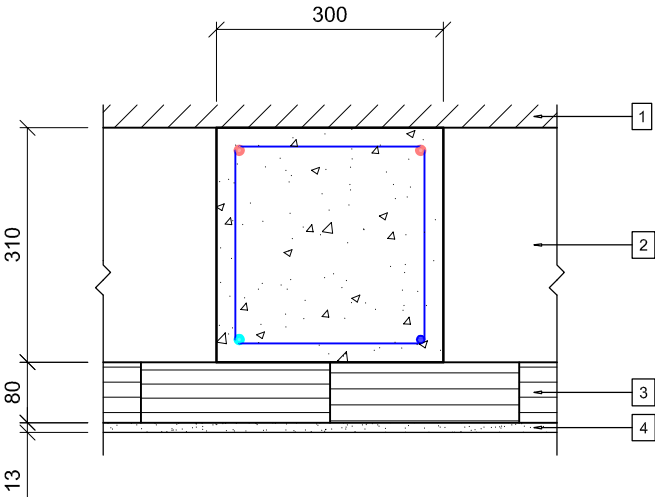
posizione: piano primo
rilievo: pacometrico e visivo



Armatura Longitudinale	
A _{s, long}	6 Ø10 T.L.
c _{long}	30 mm
Armatura Trasversale	
A _{st}	2 bracci Ø6 T.L. / 250 - 300 mm
c _{st}	20 mm
OSS. quote comprensive di 5 mm di intonaco.	

ID 120 - Pilastro di Riva

posizione: piano secondo
rilievo: pacometrico e visivo



Armatura Longitudinale	
A _{s, long}	4 Ø10 T.L.
c _{long}	25 mm
Armatura Trasversale	
A _{st}	2 bracci Ø6 T.L. / 200 mm
c _{st}	15 mm

1	paramento esterno
2	intercapedine
3	laterizio forato, disposto a fori orizzontali
4	intonaco / gesso

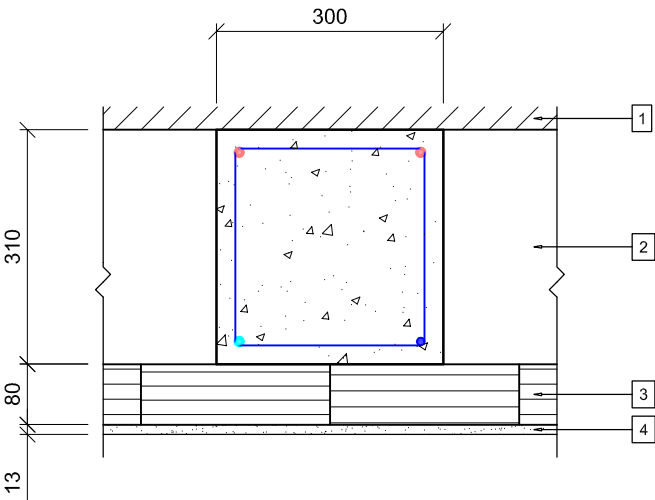
LEGENDA

RILIEVO VISIVO
RILIEVO PACHOMETRICO
ARMATURE IPOTIZZATE



ID 121 - Pilastro di Riva

posizione: piano secondo
rilievo: pacometrico e visivo



Armatura Longitudinale	
A _{s, long}	4 Ø10 T.L.
c _{long}	15 - 50 mm
Armatura Trasversale	
A _{st}	2 bracci Ø6 T.L. / 200 mm
c _{st}	5 - 40 mm

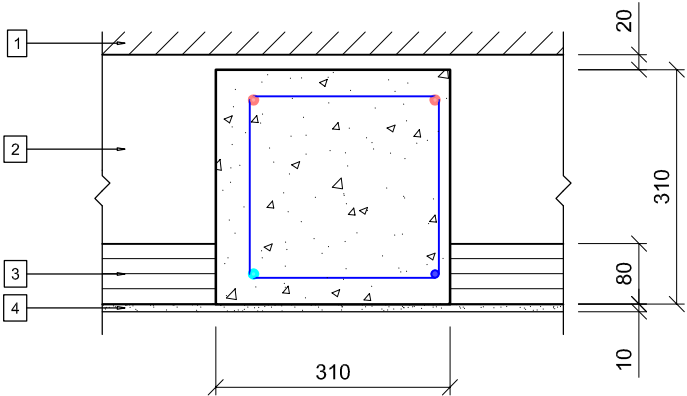
1	paramento esterno
2	intercapedine
3	laterizio forato, disposto a fori orizzontali
4	intonaco / gesso

LEGENDA

RILIEVO VISIVO	●
RILIEVO PACHOMETRICO	●
ARMATURE IPOTIZZATE	●

ID 123 - Pilastro di Spina

posizione: piano secondo
rilievo: pacometrico e visivo



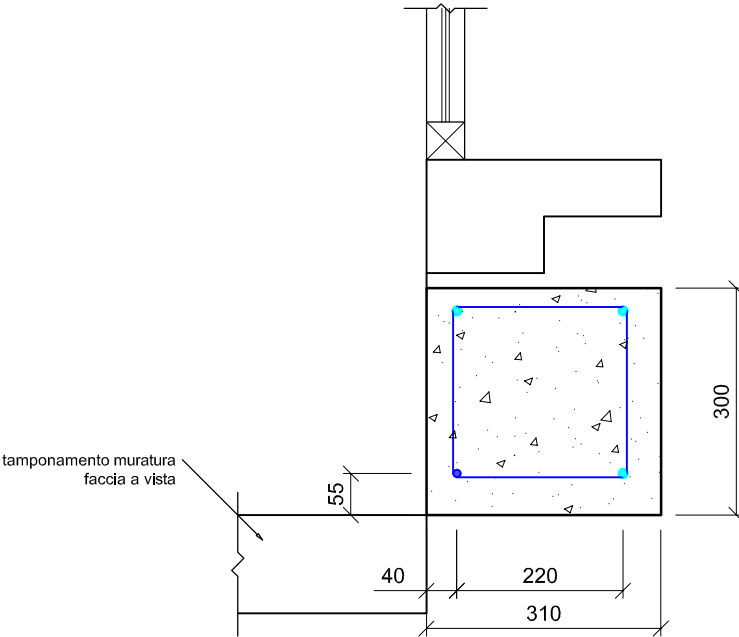
Armatura Longitudinale	
A _{s, long}	4 Ø10 T.L.
c _{long}	15 - 35 mm
Armatura Trasversale	
A _{st}	2 bracci Ø6 T.L. / 140 - 160 mm
c _{st}	5 - 25 mm

1	paramento esterno
2	intercapedine
3	laterizio forato, disposto a fori orizzontali
4	intonaco / gesso

Armatura Longitudinale	
A _{s, long}	6 Ø10 T.L.
c _{long}	40 - 60 mm
Armatura Trasversale	
A _{st}	2 bracci Ø6 T.L. / 160 mm
c _{st}	35 mm
OSS. quote comprensive di 5 mm di intonaco.	

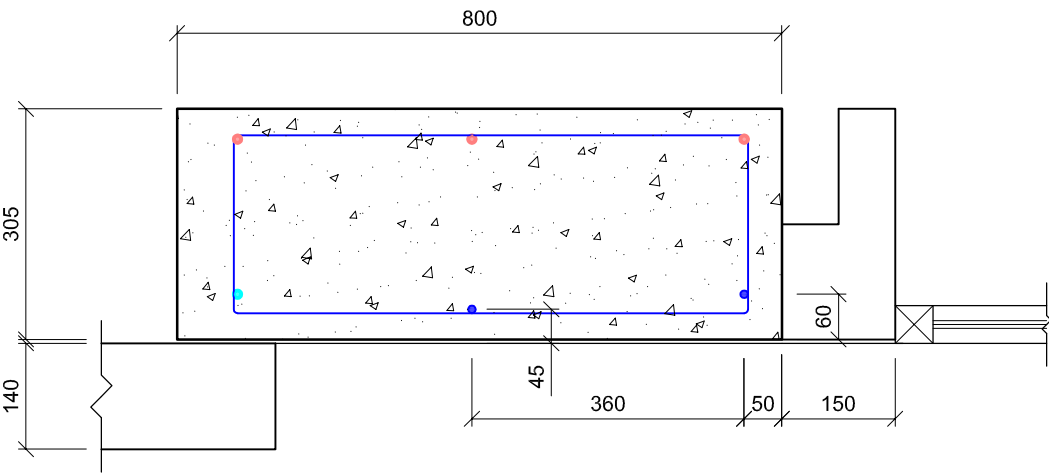
ID 122 - Pilastro di Riva

posizione: piano secondo
rilievo: pacometrico e visivo



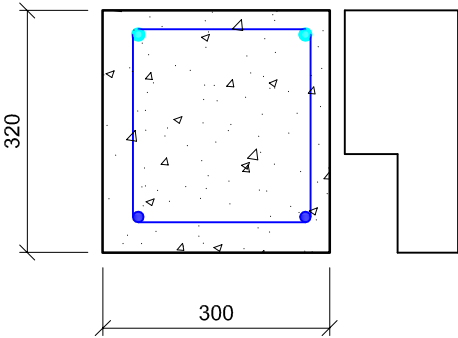
ID 128 - Pilastro di Riva

posizione: piano secondo
rilievo: pacometrico e visivo



ID 202 - Pilastro di Riva

posizione: piano terra
rilievo: pacometrico e visivo

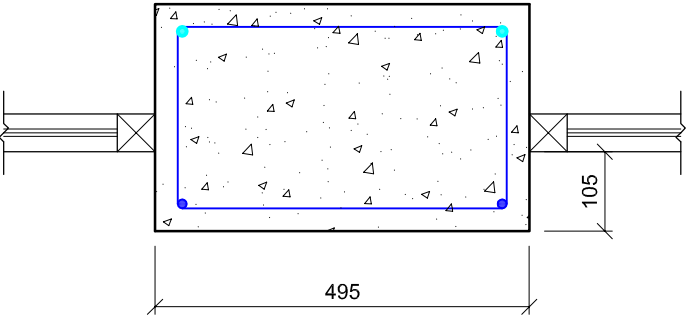


Armatura Longitudinale	
A _{s, long}	4 Ø14 T.L.
c _{long}	40 mm
Armatura Trasversale	
A _{st}	2 bracci Ø6 T.L. / 150 - 170 mm
c _{st}	30 mm

LEGENDA	
RILIEVO VISIVO	●
RILIEVO PACHOMETRICO	●
ARMATURE IPOTIZZATE	●

ID 205 - Pilastro di Riva

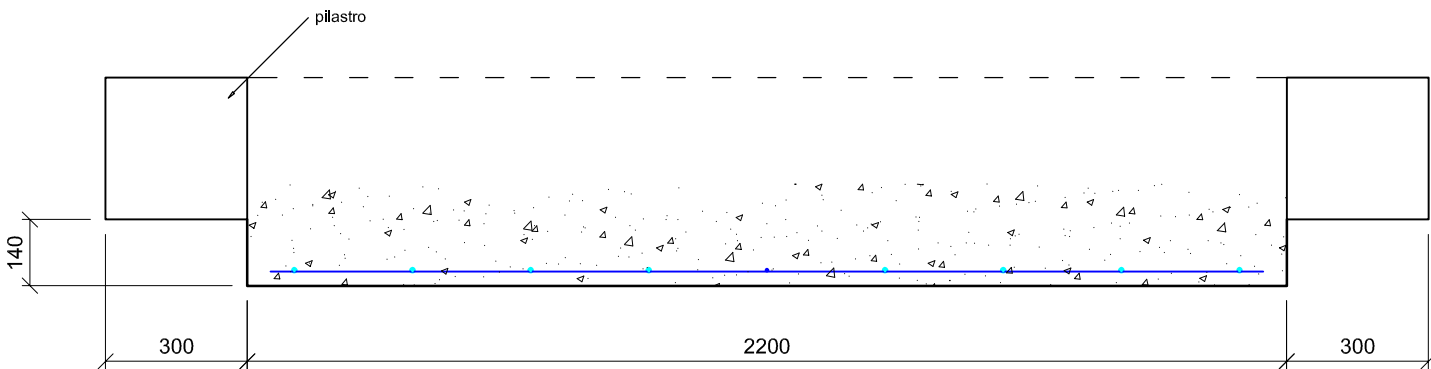
posizione: piano terra
rilievo: pacometrico e visivo



Armatura Longitudinale	
A _{s, long}	4 Ø12 T.L.
c _{long}	30 mm
Armatura Trasversale	
A _{st}	2 bracci Ø6 T.L. / 150 mm
c _{st}	15 mm

ID 203 - Setto di Riva

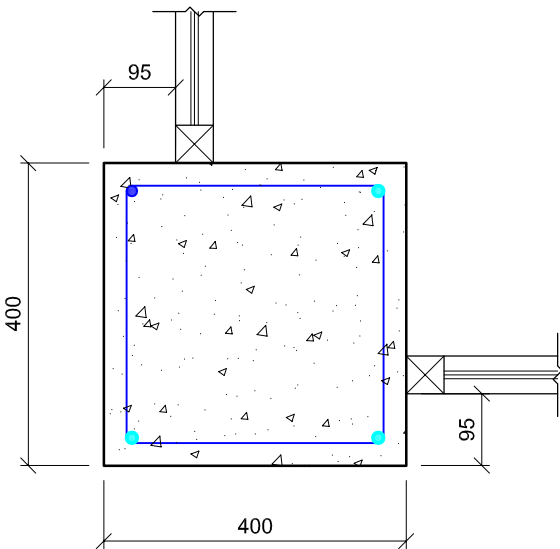
posizione: piano terra
rilievo: pacometrico e visivo



Armatura Orizzontale	
A _{s, orizz}	Ø8 T.L. / 300 mm
c _{orizz}	15 mm
Armatura Verticale	
A _{s, vert}	Ø6 T.L. / 250 mm
c _{vert}	25 mm

ID 206 - Pilastro di Riva

posizione: piano terra
rilievo: pacometrico e visivo

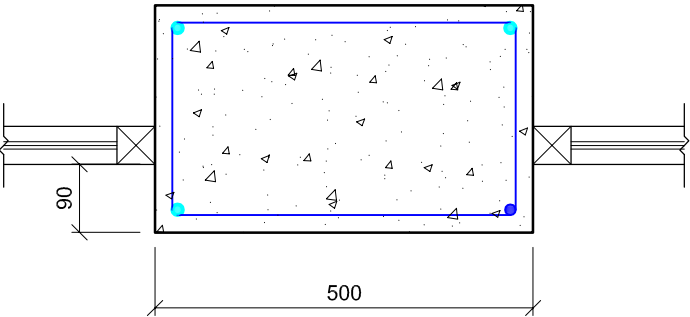


Armatura Longitudinale	
A _{s, long}	4 Ø14 T.L.
c _{long}	20 - 30 mm
Armatura Trasversale	
A _{st}	2 bracci Ø6 T.L. / 140 - 150 mm
c _{st}	10 - 20 mm



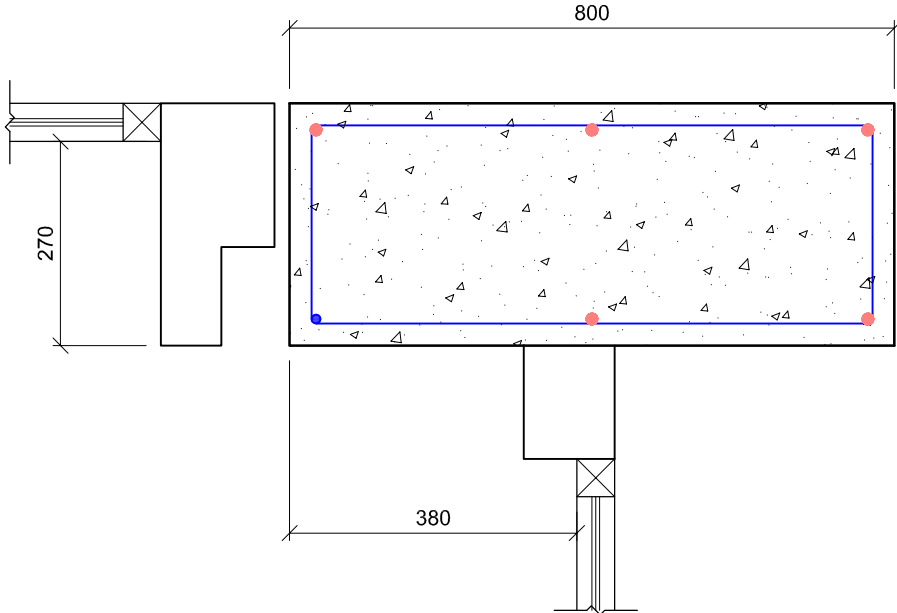
ID 207 - Pilastro di Riva

posizione: piano terra
rilievo: pacometrico e visivo



Armatura Longitudinale	
A _{s, long}	4 Ø14 T.L.
c _{long}	20 mm
Armatura Trasversale	
A _{st}	2 bracci Ø6 T.L. / 140 - 150 mm
c _{st}	10 mm

Armatura Longitudinale	
A _{s, long}	Ø12 T.L.
c _{long}	30 mm
Armatura Trasversale	
A _{st}	2 bracci Ø6 T.L. / 150 - 160 mm
c _{st}	20 mm



LEGENDA

RILIEVO VISIVO

RILIEVO PACHOMETRICO

ARMATURE IPOTIZZATE

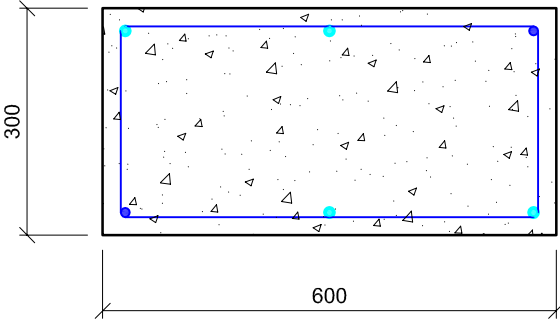
•

•

•

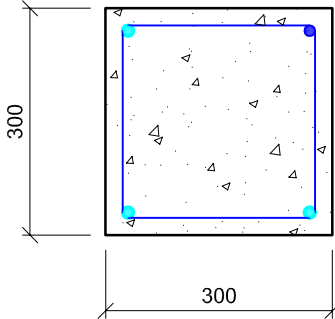
ID 209 - Pilastro di Riva

posizione: piano terra
rilievo: pacometrico e visivo



Armatura Longitudinale	
A _{s, long}	6 Ø12 T.L.
c _{long}	25 mm
Armatura Trasversale	
A _{st}	2 bracci Ø6 T.L. / 150 - 160 mm
c _{st}	15 mm

Armatura Longitudinale	
A _{s, long}	4 Ø14 T.L.
c _{long}	25 - 30 mm
Armatura Trasversale	
A _{st}	2 bracci Ø6 T.L. / 150 mm
c _{st}	15 - 25 mm



ID 210 - Pilastro di Spina

posizione: piano terra
rilievo: pacometrico e visivo



comm: 2923
doc: 13 rev:2

committente: Provincia di Reggio Emilia
cantiere: I.T.S. "Luigi Einaudi" - Via Prati 2, 42015 Correggio (RE)

oggetto: Indagini Specialistiche sulle Strutture - LOTTO #1
scheda: Restituzione Rilievi Geometrici, Sezioni Resistenti, Indagini Pacometriche

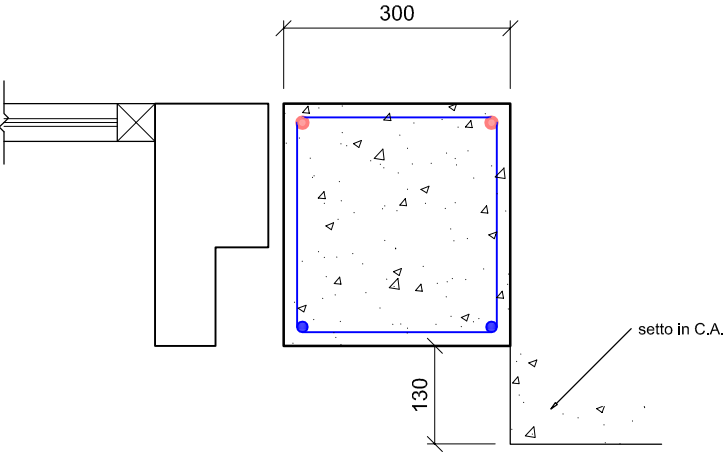


Management System
ISO 9001:2015
www.tuv.com
ID 9105086584



ID 211 - Pilastro di Riva

posizione: piano terra
rilievo: pacometrico e visivo



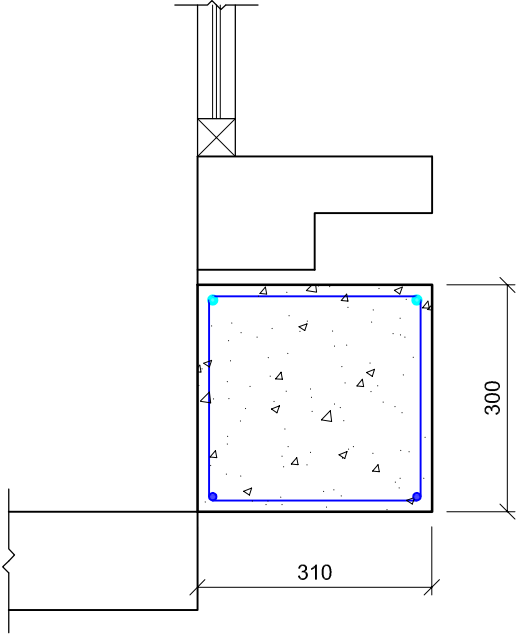
Armatura Longitudinale	
A _{s, long}	4 Ø14 T.L.
c _{long}	15 mm
Armatura Trasversale	
A _{st}	2 bracci Ø6 T.L. / 140 - 150 mm
c _{st}	5 mm

LEGENDA

- RILIEVO VISIVO
- RILIEVO PACHOMETRICO
- ARMATURE IPOTIZZATE

ID 301 - Pilastro di Riva

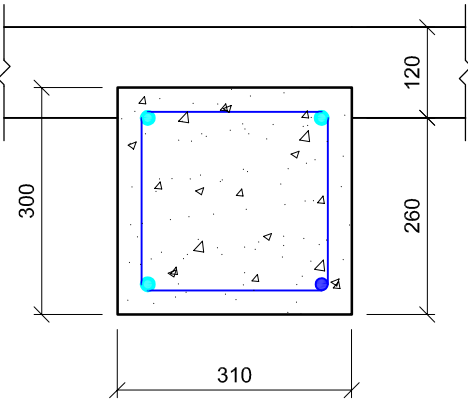
posizione: piano primo
rilievo: pacometrico e visivo



Armatura Longitudinale	
A _{s, long}	4 Ø10 T.L.
c _{long}	15 mm
Armatura Trasversale	
A _{st}	2 bracci Ø6 T.L. / 140 - 220 mm
c _{st}	5 mm

ID 302 - Pilastro di Spina

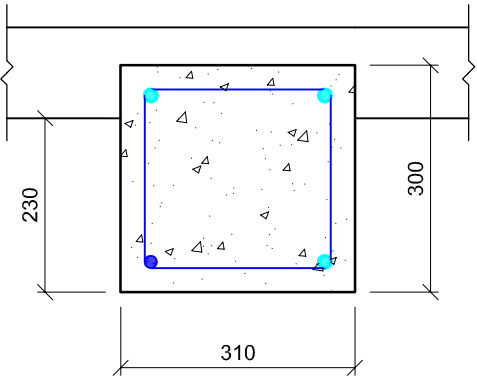
posizione: piano primo
rilievo: pacometrico e visivo



Armatura Longitudinale	
A _{s, long}	4 Ø16 T.L.
c _{long}	40 mm
Armatura Trasversale	
A _{st}	2 bracci Ø6 T.L. / 150 - 170 mm
c _{st}	30 mm
OSS. quote comprensive di 10 mm di intonaco.	

ID 303 - Pilastro di Spina

posizione: piano primo
rilievo: pacometrico e visivo

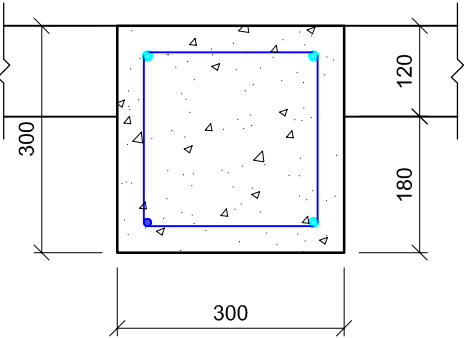


Armatura Longitudinale	
A _{s, long}	4 Ø16 T.L.
c _{long}	30 mm
Armatura Trasversale	
A _{st}	2 bracci Ø6 T.L. / 150 - 170 mm
c _{st}	20 mm
OSS. quote comprensive di 10 mm di intonaco.	



ID 304 - Pilastro di Spina

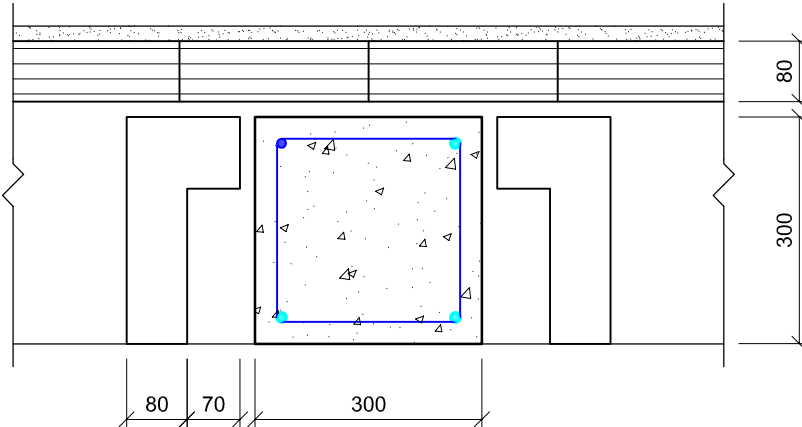
posizione: piano primo
rilievo: pacometrico e visivo



Armatura Longitudinale	
A _{s, long}	4 Ø10 T.L.
c _{long}	35 mm
Armatura Trasversale	
A _{st}	2 bracci Ø6 T.L. / 150 - 200 mm
c _{st}	25 mm

ID 309 - Pilastro di Bordo

posizione: piano primo
rilievo: pacometrico e visivo



Armatura Longitudinale	
A _{s, long}	4 Ø12 T.L.
c _{long}	30 mm
Armatura Trasversale	
A _{st}	2 bracci Ø6 T.L. / 160 - 180 mm
c _{st}	10 mm

LEGENDA

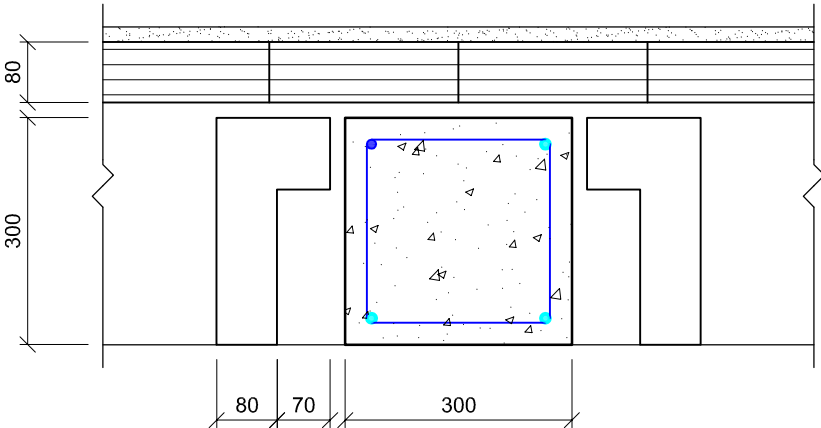
RILIEVO VISIVO

RILIEVO PACHOMETRICO

ARMATURE IPOTIZZATE

ID 310 - Pilastro di Bordo

posizione: piano primo
rilievo: pacometrico e visivo

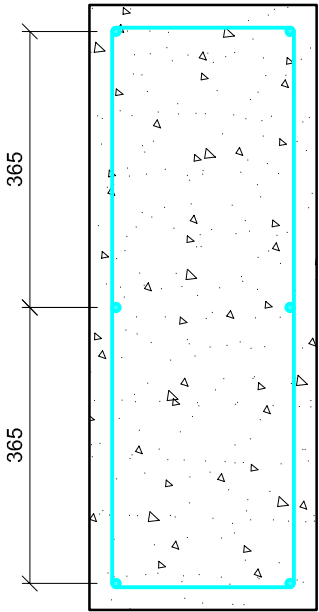


Armatura Longitudinale	
A _{s, long}	4 Ø12 T.L.
c _{long}	50 mm
Armatura Trasversale	
A _{st}	2 bracci Ø6 T.L. / 150 mm
c _{st}	20 mm

ID 311 - Pilastro di Bordo

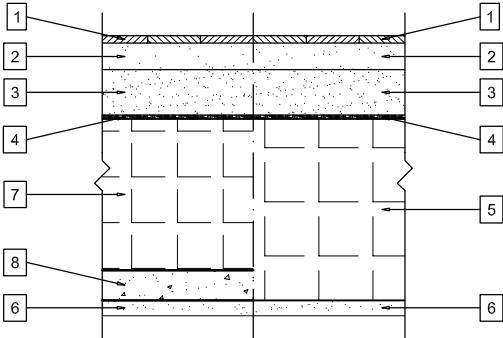
posizione: piano primo
rilievo: pacometrico

Armatura Longitudinale	
A _{s, long}	Øn.r. - stesso interfero del pilastro Id 107
c _{long}	30 mm
Armatura Trasversale	
A _{st}	Ø n.r. / 250 - 300 mm
c _{st}	20 mm



ID 109 - Solaio Primo Impalcato

posizione: ex centrale termica
rilievo: pacometrico, visivo, endoscopico

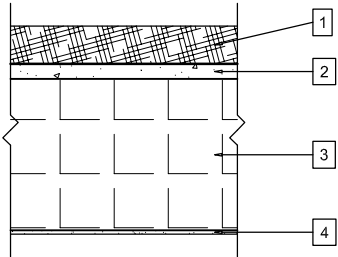


1	pavimentazione sp = 10 mm
2	posa / allettamento sp = 35 mm
3	massetto, armato con rete metallica Ø3 100x100, sp = 60 mm
4	stuoia in tessuto-non-tessuto
5	laterizio di alleggerimento sp = 240 mm
6	intonaco sp = 20 mm
7	laterizio di alleggerimento sp = 200 mm
8	soletta in C.A. armata con Ø20 T.L. / 350 mm

ID 117 - Solaio di Sottotetto

posizione: corridoio secondo piano
rilievo: visivo, endoscopico

1	isolante in lana di roccia
2	spolvero in calcestruzzo sp = 20 mm
3	laterizio di alleggerimento (pignatta) sp = 200 mm
4	intonaco sp = 5 mm



LEGENDA

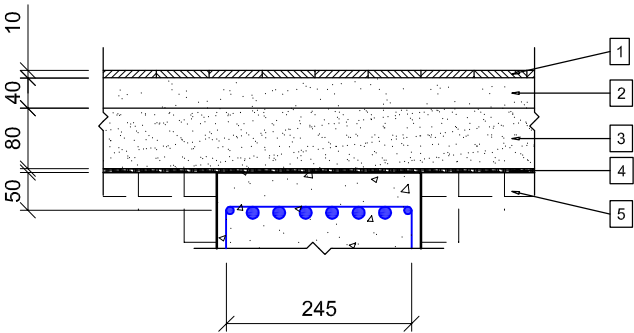
RILIEVO VISIVO

RILIEVO PACHOMETRICO

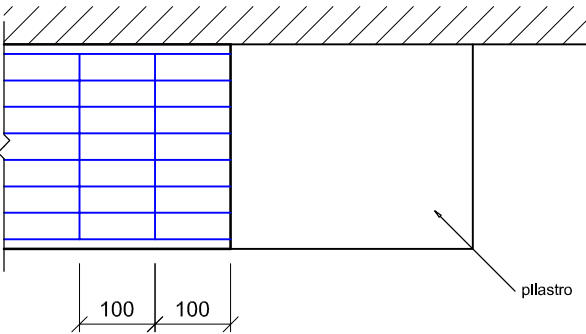
ARMATURE IPOTIZZATE

ID 110 - Trave di Spina

posizione: secondo impalcato
rilievo: pacometrico, visivo
sezione: appoggio estradossale



Armatura Longitudinale	
A _{s, long}	2 Ø10 T.L. (reggistaffa)
	6 Ø16 T.L. (centrali)
c _{long}	45 mm
Armatura Trasversale	
A _{st}	2 bracci Ø6 T.L. / 100 mm
c _{st}	40 mm



1	pavimentazione sp = 10 mm
2	posa / allettamento sp = 40 mm
3	massetto, armato con rete metallica Ø3 100x100, sp = 80 mm
4	stuoia in tessuto-non-tessuto
5	solaio strutturale

LEGENDA

RILIEVO VISIVO

RILIEVO PACHOMETRICO

ARMATURE IPOTIZZATE

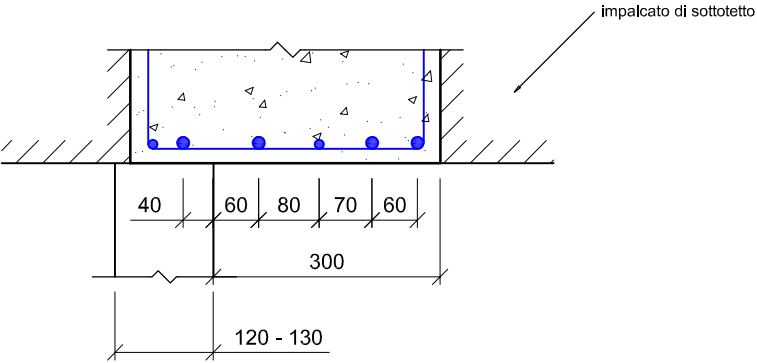
●

●

●

ID 116 - Trave di Spina

posizione: sottotetto
rilievo: pacometrico, visivo
sezione: mezzeria intradossale

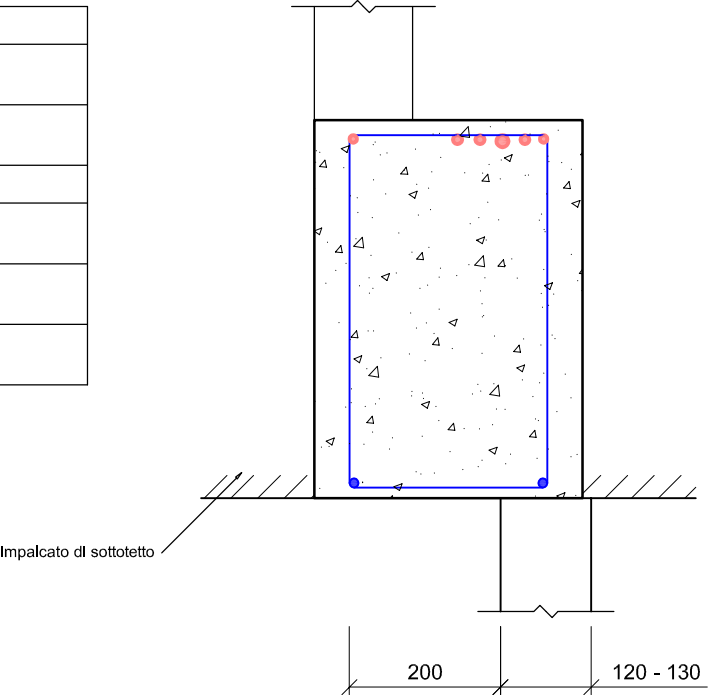


Armatura Longitudinale	
A _{s, long}	2 Ø12 T.L.
	4 Ø16 T.L.
c _{long}	15 mm
Armatura Trasversale	
A _{st}	2 bracci Ø6 T.L. / 200 - 250 mm
c _{st}	5 mm
OSS. quote comprensive di 5 mm di intonaco.	

ID 117 - Trave di Spina

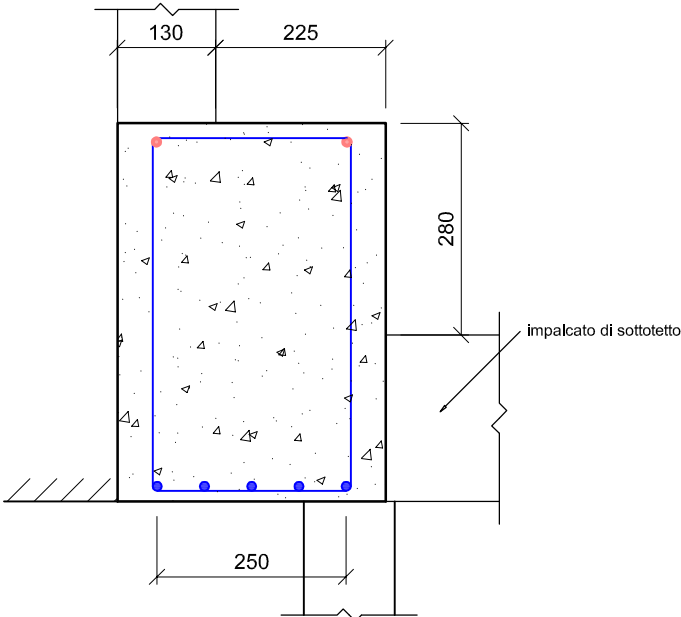
posizione: sottotetto
rilievo: pacometrico, visivo
sezione: appoggio intradossale

Armatura Longitudinale	
A _{s, long}	2 Ø12 T.L.
c _{long}	15 mm
Armatura Trasversale	
A _{st}	2 bracci Ø6 T.L. / 200 mm
c _{st}	5 mm
OSS. quote comprensive di 5 mm di intonaco.	



ID 118 - Trave di Spina

posizione: sottotetto
rilievo: pacometrico, visivo
sezione: mezzeria intradossale



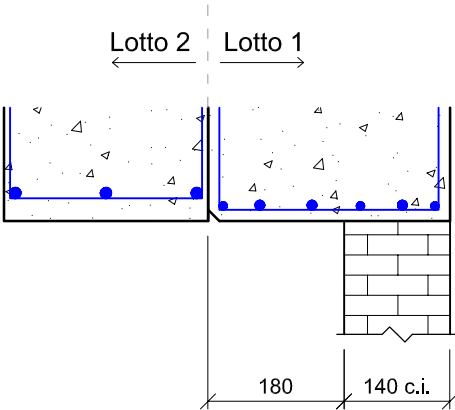
Armatura Longitudinale	
A _{s, long}	5 Ø12 T.L.
c _{long}	15 mm
Armatura Trasversale	
A _{st}	2 bracci Ø6 T.L. / 180 - 190 mm
c _{st}	9 mm
OSS. quote comprensive di 7 mm di intonaco.	

Armatura Longitudinale	
A _{s, long}	4 Ø12 T.L. 1 Ø16 T.L.
c _{long}	14 mm
Armatura Trasversale	
A _{st}	2 bracci Ø6 T.L. / 160 - 190 mm
c _{st}	6 mm
OSS. quote comprensive di 4 mm di intonaco.	

LEGENDA	
RILIEVO VISIVO	●
RILIEVO PACHOMETRICO	●
ARMATURE IPOTIZZATE	●

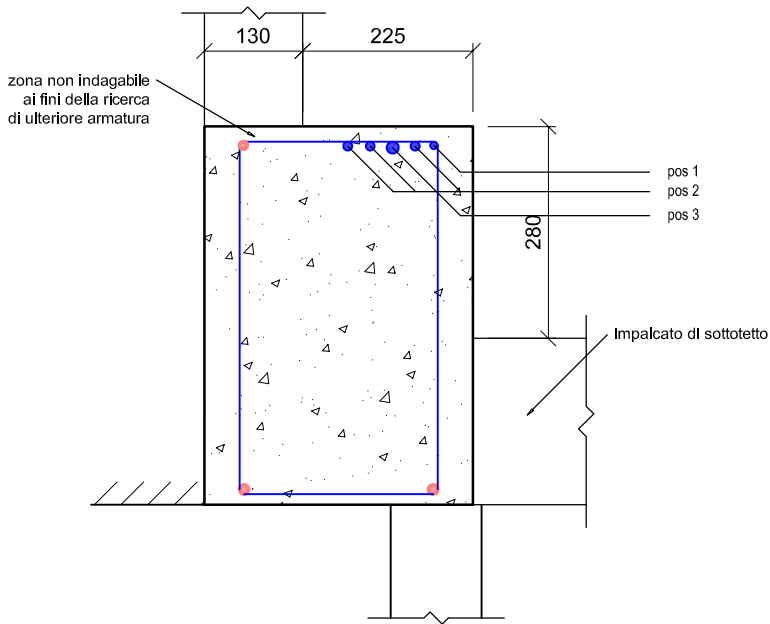
ID 125 - Trave di Bordo

posizione: secondo piano
rilievo: pacometrico, visivo



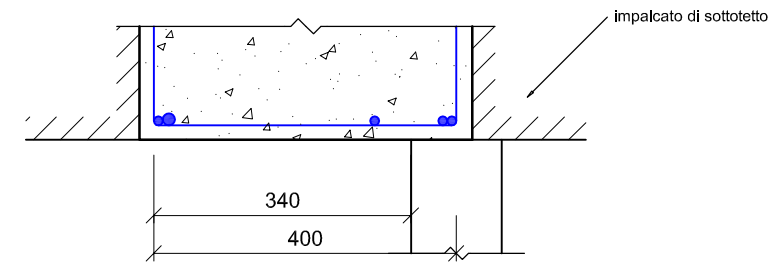
Armatura Longitudinale - Pil Lotto 1	
A _{s, long}	3Ø10 T.L. + 3 Ø12 T.L.
c _{long}	15 mm + 5mm intonaco
Armatura Trasversale - Pil Lotto 1	
A _{st}	2 bracci Ø6 T.L. / 200 mm
c _{st}	intonaco 5 mm
OSS. c.i.=quote comprensive di 5 mm di intonaco. Per l'armatura del pilastro Lotto 2 si rimanda agli elaborati grafici del lotto 2.	

Armatura Longitudinale	
A _{s, long}	1 Ø10 T.L. (pos 1) 3 Ø12 T.L. (pos 2) 1 Ø16 T.L. (pos 3)
c _{long}	15 - 20 mm
Armatura Trasversale	
A _{st}	2 bracci Ø6 T.L. / 200 mm
c _{st}	0 mm
OSS. i n°3 Ø12 ripiegano verso il basso a 450 mm dal filo interno del pilastro, procedendo verso la campata. OSS. la prima staffa è rilevata a 300 mm dal filo interno del pilastro.	



ID 119 - Trave di Spina

posizione: sottotetto
rilievo: pacometrico, visivo
sezione: appoggio intradossale



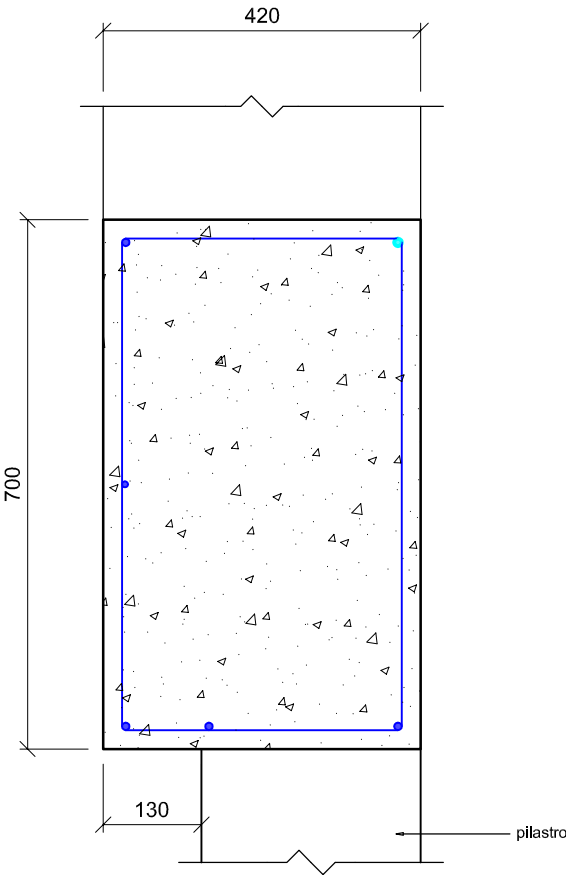
ID 127 - Trave di Spina

posizione: sottotetto
rilievo: pacometrico, visivo
sezione: appoggio estradossale



ID 201 - Trave di Bordo

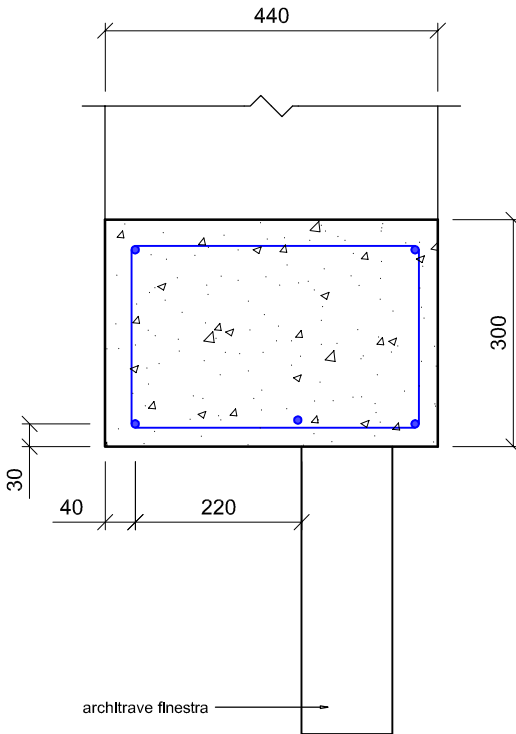
posizione: primo impalcato
rilievo: pacometrico, visivo
sezione: mezzeria intradosale



Armatura Longitudinale	
A _{s, long}	4 Ø10 T.L. (spigolo)
	1 Ø10 T.L. (centrale intradosale)
	1 Ø8 T.L. (parete)
c _{long}	20 - 25 mm
Armatura Trasversale	
A _{st}	2 bracci Ø6 T.L. / 200 mm
c _{st}	5 - 15 mm

ID 204 - Trave di Bordo

posizione: primo impalcato
rilievo: pacometrico, visivo
sezione: mezzeria intradosale



Armatura Longitudinale	
A _{s, long}	4 Ø10 T.L. (spigolo)
	1 Ø10 T.L. (centrale intradosale)
	1 Ø8 T.L. (parete)
c _{long}	30 - 40 mm
Armatura Trasversale	
A _{st}	2 bracci Ø6 T.L. / 200 mm
c _{st}	20 - 30 mm

LEGENDA

RILIEVO VISIVO

RILIEVO PACHOMETRICO

ARMATURE IPOTIZZATE

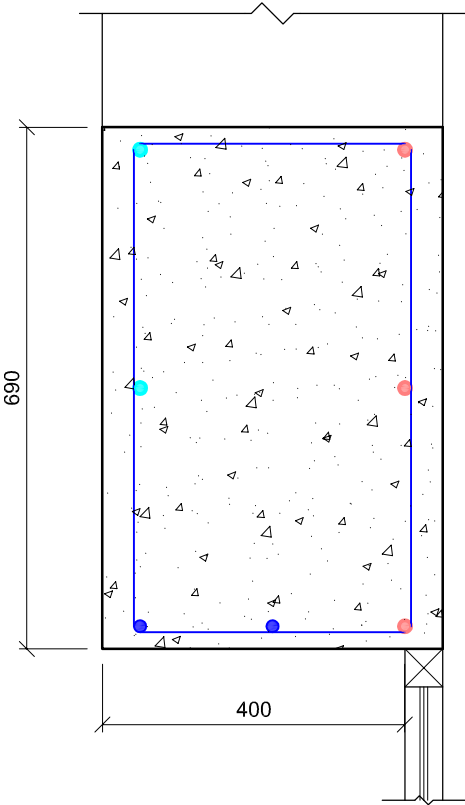
•

•

•

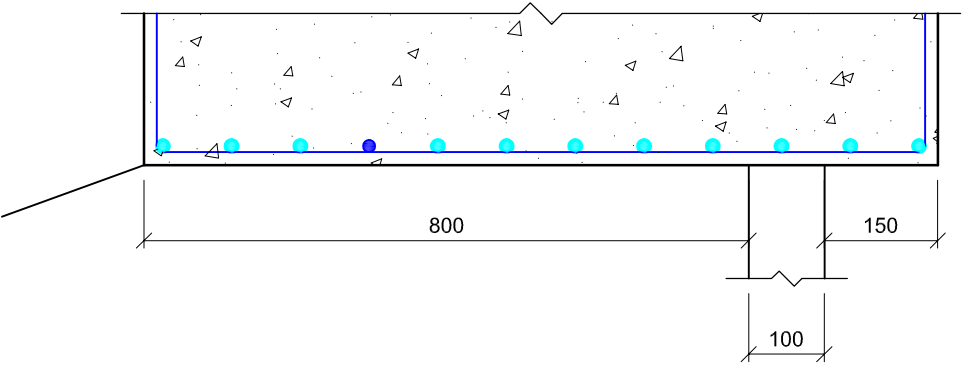
ID 212 - Trave di Bordo

posizione: primo impalcato
rilievo: pacometrico, visivo
sezione: mezzeria intradossale



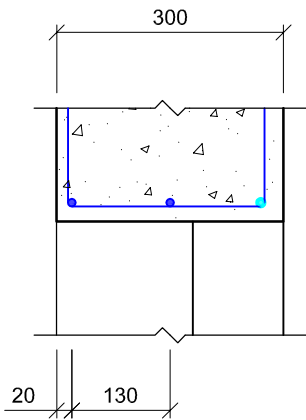
Armatura Longitudinale	
A ^{int} _{s, long}	3 Ø16 T.L.
c _{long}	20 - 40 mm
Armatura Trasversale	
A _{st}	2 bracci Ø6 T.L. / 180 - 200 mm
c _{st}	20 mm

Armatura Longitudinale	
A ^{int} _{s, long}	Ø16 T.L. (rilevate 12 posizioni)
c _{long}	15 mm
Armatura Trasversale	
A _{trav}	2 bracci Ø8 T.L. / 200 mm
c _{st}	5 mm



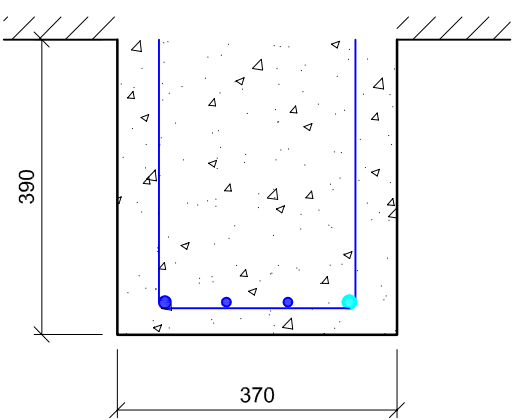
ID 305 - Trave di Spina

posizione: secondo impalcato
rilievo: pacometrico, visivo
sezione: mezzeria intradossale



Armatura Longitudinale	
A ^{int} _{s, long}	3 Ø10 T.L.
c _{long}	20 mm
Armatura Trasversale	
A _{st}	2 bracci Ø6 T.L. / 160 - 180 mm
c _{st}	10 mm

Armatura Longitudinale	
A ^{int} _{s, long}	2 Ø12 T.L. (spigolo) 2 Ø16 T.L. (centrali)
c _{long}	35 mm
Armatura Trasversale	
A _{st}	2 bracci Ø10 T.L. / 100 mm
c _{st}	20 mm



ID 306 - Trave di Spina

posizione: secondo impalcato
rilievo: pacometrico, visivo
sezione: mezzeria intradossale

LEGENDA

- RILIEVO VISIVO
- RILIEVO PACHOMETRICO
- ARMATURE IPOTIZZATE



comm: 2923
doc: 13 rev:2

committente: Provincia di Reggio Emilia
cantiere: I.T.S. "Luigi Einaudi" - Via Prati 2, 42015 Correggio (RE)

oggetto: Indagini Specialistiche sulle Strutture - LOTTO #1
scheda: Restituzione Rilievi Geometrici, Sezioni Resistenti, Indagini Pacometriche



Management System
ISO 9001:2015
www.tuv.com
ID 9105086584

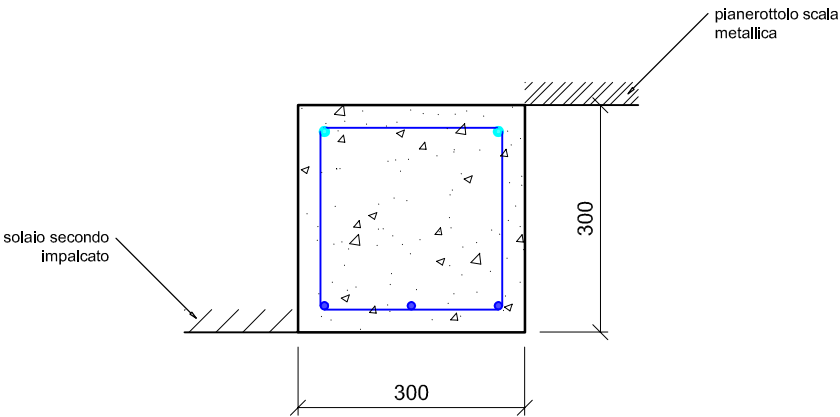


ID 307 - Trave di Bordo

posizione: secondo impalcato

rilievo: pacometrico, visivo

sezione: mezzeria intradossale



Armatura Longitudinale	
$A_{s, long}^{int}$	3 Ø10 T.L.
c_{long}	30 mm
Armatura Trasversale	
A_{st}	2 bracci Ø6 T.L. / 200 mm
c_{st}	10 mm

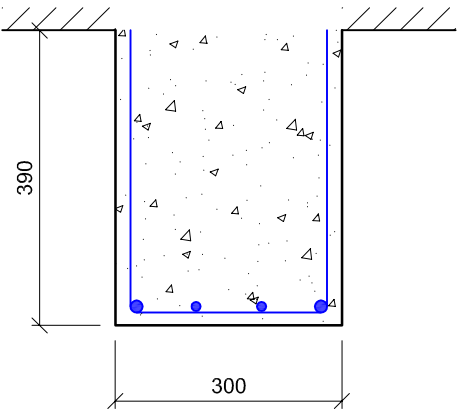
Armatura Longitudinale	
$A_{s, long}^{int}$	2 Ø12 T.L. (spigolo)
	2 Ø16 T.L. (centrali)
c_{long}	15 mm
Armatura Trasversale	
A_{st}	2 bracci Ø10 T.L. / 120 - 140 mm
c_{st}	0 mm

ID 308 - Trave di Spina

posizione: secondo impalcato

rilievo: pacometrico, visivo

sezione: appoggio intradossale



LEGENDA

- RILIEVO VISIVO
- RILIEVO PACHOMETRICO
- ARMATURE IPOTIZZATE



comm: 2923

doc: 13 rev:2

committente: Provincia di Reggio Emilia

cantiere: I.T.S. "Luigi Einaudi" - Via Prati 2, 42015 Correggio (RE)

oggetto: Indagini Specialistiche sulle Strutture - LOTTO #1

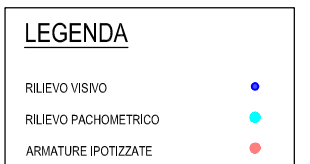
scheda: Restituzione Rilievi Geometrici, Sezioni Resistenti, Indagini Pacometriche



Management System
ISO 9001:2015
www.tuv.com
ID 9105086584



posizione: --
rilievo: *pacometrico, visivo*
sezione: --



ALLEGATO 3

Rapporti di prova

Resistenza a compressione su carote di calcestruzzo UNI EN 12390-3

RAPPORTO DI PROVA n° 02090/2021 Rev.00 del 24/05/2021

Committente: Provincia di Reggio Emilia - Servizio Infrastrutture, Mobilità Sostenibile, Patrimonio
Indirizzo: Corso Garibaldi, 26 - 42121 Reggio Emilia (RE)
Cantiere: Via Prati, 2 - 42015 Correggio (RE)
Opera: Istituto Tecnico Statale "Luigi Einaudi"
Proprietà: Provincia di Reggio Emilia
Impresa: --
Attrezzature: Pressa automatica da 3000kN (cod.102) - Bilancia(cod.099) - Calibro (cod.245) - Macchina per rettifica (cod.334)
Data prelievo: 17/05/2021 **Commessa:** 2923
Richiedente: arch. Giuseppe Ditaranto
Prelevati da: FBB - RTL **Ruolo:** tecnici LIFE s.r.l.

Data prove: 20/05/2021

ID	Sigla campione	Descrizione Verbale di prelievo	Data prelievo	Dimensioni			Massa volumica	Carico di rottura	Resistenza unitaria f_{ck}	Tipo di rottura
				ϕ	h	λ				
				[mm]		[-]				
1	101	Pilastro PT	17/05/21	94	94	1,00	2220	116,5	16,8	C
2	102	Pilastro PT	17/05/21	94	95	1,01	2233	114,3	16,5	C
3	103	Pilastro P1	17/05/21	94	95	1,01	2155	56,4	8,1	C
4	104	Pilastro P1	17/05/21	94	95	1,01	2233	117,9	17,0	C
5	105	Pilastro P2	17/05/21	94	98	1,04	2161	58,0	8,4	C
6	106	Pilastro P2	17/05/21	94	97	1,03	2209	70,0	10,1	C
7	107	Pilastro P1	17/05/21	94	95	1,01	2261	65,3	9,4	C
8	108	Pilastro PT	17/05/21	94	95	1,01	2287	131,0	18,9	C
9	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--
10	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--

CAMPIONAMENTO: a cura del laboratorio LIFE srl

RETTIFICA ESEGUITA SUI CAMPIONI N°: 1-2-3-4-5-6-7-8

I campioni non rettificati sono risultati conformi alla planarità prevista dalla normativa di riferimento.

Le tolleranze dimensionali sono indicate nella UNI EN 12390-1 richiamata nel D.M. 17/01/2018.

λ : snellezza del provino = h/ϕ

f_{ck} : resistenza a compressione del provino con snellezza pari a λ

TIPO DI ROTTURA: C = conforme; NC = non conforme

N.B.: Gli strumenti impiegati sono sottoposti a controllo periodico di taratura. Il laboratorio fornirà a richiesta le informazioni necessarie ad assicurare la rintracciabilità della catena metrologica.

Lo sperimentatore

ing. Rachele Ferioli

Il direttore del laboratorio

ing. Roberto Lovisetto

Prova di trazione su acciaio per calcestruzzo armato UNI EN 15630-1 / UNI EN ISO 6892-1

RAPPORTO DI PROVA n° 02092/2021 Rev.00 del 24/05/2021

Committente: Provincia di Reggio Emilia - Servizio Infrastrutture, Mobilità Sostenibile, Patrimonio
 Indirizzo: Corso Garibaldi, 26 - 42121 Reggio Emilia (RE)
 Cantiere: Via Prati, 2 - 42015 Correggio (RE)
 Opera: Istituto Tecnico Statale "Luigi Einaudi"
 Proprietà: Provincia di Reggio Emilia
 Impresa: --
 Attrezzature: Macchina universale (cod.088) - Estensimetro elettronico (cod.095) - Bilancia(cod.027) - Calibro centesimale digitale(cod.103)
 Data prelievo: 17/05/2021 Commessa: 2923
 Richiedente: arch. Giuseppe Ditaranto
 Prelevati da: GMM - TRL Ruolo: tecnici LIFE s.r.l.

Data prove: 21/05/2021

Provino							Snervamento		Rottura		
ID	Codice/ Posizione in opera	Tipo*	Parte d'opera	ϕ_{nom} [mm]	m_u [kg/m]	ϕ_{eq} [mm]	f_y [MPa]	f_y/f_{ynom} [--]	f_t [MPa]	f_t/f_y [--]	A_{gt} [%]
1	102	T. L.	Pilastro PT	16	1,545	15,8	317,8	-	457,6	1,44	--
2	102	T. L.	Pilastro PT	6	0,252	6,4	406,7	-	548,2	1,35	--
3	103	T. L.	Pilastro P1	16	1,504	15,6	291,0	-	434,7	1,49	--
4	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--
5	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--
6	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--
7	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--
8	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--
9	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--
10	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--
11	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--
12	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--
13	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--
14	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--
15	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--

CAMPIONAMENTO: a cura del laboratorio

*T.L.: tondo liscio - A.M.: aderenza migliorata

PARAMETRI: ϕ_{nom} : diametro nominale - m_u : massa lineica - ϕ_{eq} : diametro equipesante - f_y : tensione di snervamento - f_y/f_{ynom} : tensione di snervamento/tensione di snervamento nominale - f_t : tensione di rottura - f_t/f_y : tensione di rottura/ tensione di snervamento - A_{gt} : allungamento sotto carico massimo - D_m : diametro mandrino

N.B: Gli strumenti impiegati sono sottoposti a controllo periodico di taratura. Il laboratorio fornirà a richiesta le informazioni necessarie ad assicurare la rintracciabilità della catena metrologica.

Lo sperimentatore
 Massimiliano Fabbri

Il direttore del laboratorio
 ing. Roberto Lovisetto