

**REGIONE VENETO**  
**COMUNE DI: VO' (PD)**  
**COMMITTENTE: Comune di Vo'**

**Miglioramento sismico localizzato  
mediante rinforzo di alcuni pilastri esistenti  
Polo Scolastico G. Negri  
CUP dell'opera: D96J16001580006**

**PROGETTO ESECUTIVO  
OPERE EDILI**

*dott. ing. Michele Schiavo*  
n° 2879 Albo Ingegneri - Padova

<b>Relazione di calcolo</b>			
Prog. Ing. M. Schiavo	Resp. Prog. Ing. M. Schiavo	Coll. Prog. Ing. P. Lotti	<div style="display: flex; justify-content: space-between;"><div>Rif. 17030</div><div>N° pag. totali 79</div></div> <div style="border-top: 1px solid black; padding-top: 2px;">File 17030-RC_OE</div>
Elaborazioni Ing. P. Lotti	Scala -	N° elaborato 17030_RC_OE	
0	Ottobre '17	EMISSIONE	
Rev.	Data	DESCRIZIONE	APPROVAZIONE

**STUDIO SCHIAVO**

Sede: Via Roma, 91 – 35010 Limena (PD) – Tel. (+39) 049 8842217 Fax (+39) 049 7662070  
E-mail: info@studioschiavo.it



**REGIONE VENETO  
COMUNE DI VO'**

**Miglioramento sismico localizzato  
mediante rinforzo di alcuni pilastri esistenti  
del Polo Scolastico di Vo'  
CUP dell'opera : D96J16001580006**

**Polo scolastico "G. NEGRI"  
Via Giuseppe Mazzini, 16 – Vo' (PD)**

**PROGETTO ESECUTIVO  
OPERE EDILI**

**Relazione di Calcolo Opere Edili**

Il Progettista  
Ing. Michele Schiavo



## Indice

<b>PREMESSA .....</b>	<b>7</b>
<b>1 Normativa di riferimento.....</b>	<b>9</b>
1.1 Strutture in elevazione .....	9
1.2 Carichi e sovraccarichi .....	9
1.3 Norme relative alle zone sismiche .....	9
<b>2 Criteri di analisi della sicurezza e modalità di calcolo .....</b>	<b>11</b>
<b>3 Fabbricato in esame .....</b>	<b>13</b>
3.1 Caratteristiche del fabbricato esistente.....	13
3.2 Livello di conoscenza e documentazione progettuale.....	15
<b>4 Materiali da utilizzare nell'analisi .....</b>	<b>17</b>
4.1 Materiali originali .....	17
4.2 Materiali da utilizzare per l'intervento .....	18
<b>5 Definizione dei carichi agenti sulla struttura .....</b>	<b>21</b>
5.1 Definizione dei carichi .....	21
5.1.1 Peso proprio degli elementi strutturali.....	21
5.1.2 Carichi permanenti.....	21
5.1.3 Carico accidentale per combinazioni sismiche .....	21
<b>6 Modello di calcolo .....</b>	<b>23</b>
6.1 Descrizione generale .....	23
6.2 Caratteristiche meccaniche.....	25
6.3 Caratteristiche geometriche .....	27
6.4 Applicazione dei carichi.....	29
<b>7 Analisi sismica .....</b>	<b>31</b>
7.1 Combinazione dell'azione sismica con le altre azioni .....	32
7.2 Combinazioni di calcolo.....	33
7.2.1 Combinazioni per gli SLV .....	33
7.3 Metodi di analisi.....	33

7.3.1 Analisi lineare .....	33
7.3.2 Analisi dinamica.....	34
7.4 Risposta alle diverse componenti dell'azione sismica ed alla variabilità spaziale del moto .....	36
7.5 Definizione dello spettro di progetto.....	37
7.5.1 Vita nominale, classi d'uso e periodo di riferimento .....	37
7.5.2 Calcolo dello spettro di progetto .....	38
7.5.3 Partecipazione di massa .....	44
7.6 Risultati dell'analisi.....	46
7.6.1 Scelta pilastri su cui intervenire .....	47
<b>8 Interventi di miglioramento sismico.....</b>	<b>51</b>
8.1 Inquadramento degli interventi .....	51
8.2 Analisi sismica.....	53
8.2.1 Caratteristiche meccaniche .....	53
8.2.2 Caratteristiche geometriche .....	53
8.2.3 Confronto tra i modelli .....	54
8.2.4 Risultati della modellazione .....	55
8.3 Verifica dei nuovi pilastri.....	57
8.3.1 Pilastro 1.....	57
8.3.2 Pilastro 2.....	60
8.3.3 Pilastro 3.....	63
8.3.4 Pilastro 4.....	66
8.3.5 Pilastro 5.....	69
8.3.6 Pilastro 6.....	72
8.3.7 Pilastro 7.....	75
<b>9 Conclusioni .....</b>	<b>79</b>

## **PREMESSA**

*Nella presente relazione di calcolo vengono svolte le verifiche tensionali e deformative necessarie per effettuare un'analisi nei confronti delle sollecitazioni sismiche, previste dalle Norme Tecniche per le Costruzioni del 2008, gravanti sul Polo scolastico "G. NEGRI" sito in Via Giuseppe Mazzini, 16 – Vo' (PD).*

*Quest'analisi è rivolta alla realizzazione di un progetto di miglioramento sismico localizzato, esposto nei capitoli finali.*

*Le verifiche vengono eseguite partendo dai risultati acquisiti da analisi svolte con l'ausilio di software di calcolo di tipo commerciale.*





# 1 Normativa di riferimento

## 1.1 Strutture in elevazione

- Leggi e Principi della Scienza e della Tecnica delle Costruzioni.
- D.M. 14.01.2008 – “Nuove norme Tecniche per le Costruzioni”.
- Circ. 02.02.2009 – Istruzioni per l’applicazione delle “Nuove norme Tecniche per le Costruzioni” di cui al decreto ministeriale 14.01.2008.

### Riferimenti normativi comunitari

- Eurocodice EC2 *“Progettazione delle strutture in calcestruzzo”*.

## 1.2 Carichi e sovraccarichi

- D.M. 14.01.2008 – “Nuove norme Tecniche per le Costruzioni”.
- Circ. 02.02.2009 – Istruzioni per l’applicazione delle “Nuove norme Tecniche per le Costruzioni” di cui al decreto ministeriale 14.01.2008.

### Riferimenti normativi comunitari

- Eurocodice EC1 *“Basi di calcolo ed azioni sulle strutture”*.

## 1.3 Norme relative alle zone sismiche

- D.M. 14.01.2008 – “Nuove norme Tecniche per le Costruzioni”.
- Circ. 02.02.2009 – Istruzioni per l’applicazione delle “Nuove norme Tecniche per le Costruzioni” di cui al decreto ministeriale 14.01.2008.

### Riferimenti normativi comunitari

- Eurocodice EC8 *“Indicazioni progettuali per la resistenza sismica delle strutture”*.



## 2 Criteri di analisi della sicurezza e modalità di calcolo

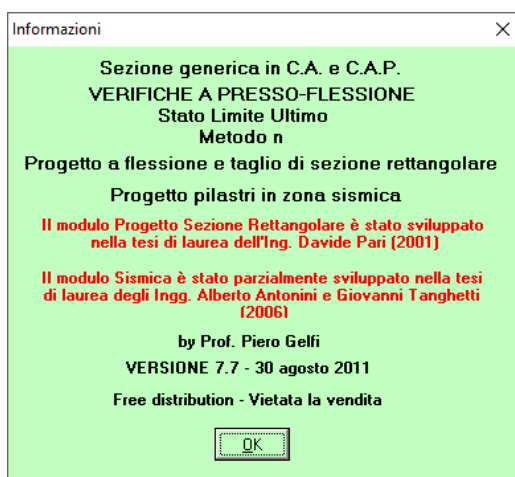
Per il calcolo specifico delle strutture si considerano i pesi propri e permanenti, i sovraccarichi variabili e le azioni accidentali valutate secondo i dettami del D.M. 14/01/08.

Le strutture sono dimensionate in base ai sopra citati parametri valutando le sollecitazioni e le relative tensioni secondo i principi della Scienza delle Costruzioni.

La modellazione e il calcolo dei manufatti viene svolto tramite l'utilizzo del programma di modellazione agli elementi finiti Straus 7.



Le verifiche sugli elementi in calcestruzzo sono state svolte mediante l'utilizzo del software VCA SLU, unitamente ad elaborazioni manuali volte a confermare la bontà dei risultati.



L'analisi svolta sulla struttura è di tipo lineare elastica, e non tiene conto degli effetti del secondo ordine date le caratteristiche della struttura. La filosofia di progetto è quella imposta dal metodo semi-probabilistico agli stati limite (SPSL), e le verifiche di tutte le membrature sono eseguite in accordo a tale metodo.



### 3 Fabbricato in esame

#### 3.1 Caratteristiche del fabbricato esistente

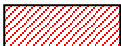
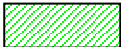

Il fabbricato oggetto dell'intervento è ubicato in via Giuseppe Mazzini n.16 nel comune di Vo'. E' catastalmente censito al foglio 11 - mappale 479, ed è situato in un'area identificata nel P.R.G. del Comune di Vo' in zona "aree per l'istruzione".

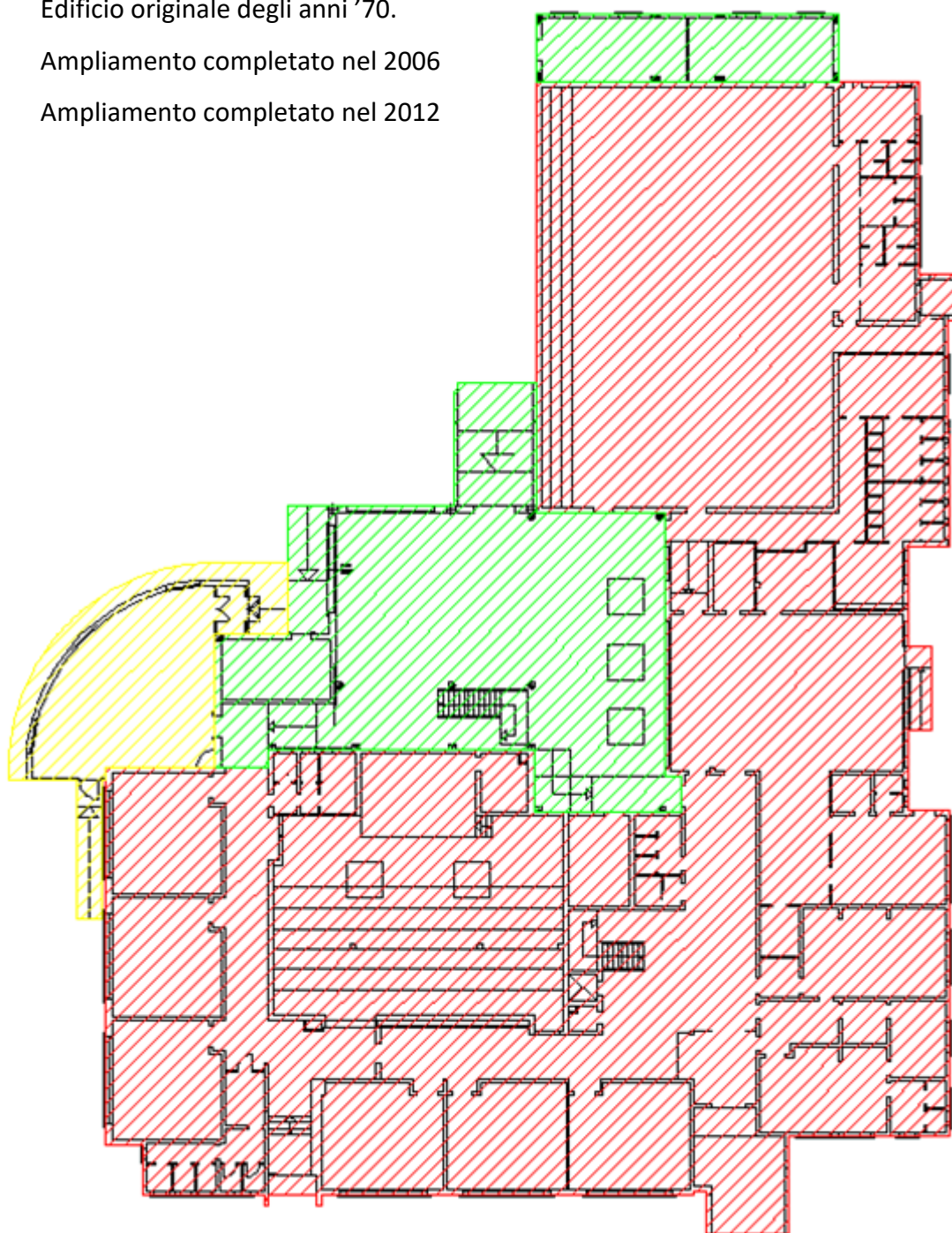


L'edificio ospita la Scuola Materna Statale "G. Rodari", la Scuola Primaria Elementare Statale "Guido Negri", e la Scuola Secondaria di I° grado Media Statale "Alfonso Pilonato", facenti parti dell'Istituto Comprensivo di Lozzo Atestino.

Il fabbricato in esame è stato realizzato in vari periodi a partire dalla prima edificazione del 1978 suddivisa in due stralci, un ampliamento nel 2006, sino all'ultimo intervento (Ampliamento della Scuola dell'Infanzia) realizzato con fondi propri nel periodo tra l'anno 2011-12.



-  Edificio originale degli anni '70.
-  Ampliamento completato nel 2006
-  Ampliamento completato nel 2012



L'immobile è composto da un corpo originario, a pianta composita al quale sono stati aggiunti in epoca successiva un corpo di fabbrica a due piani sul lato nord-ovest ed un magazzino a un piano sul lato nord a servizio della palestra, e più tardi un corpo a piano unico a nord - ovest.

L'edificio scolastico così come si presenta oggi è composto da due piani fuori terra, per un'altezza media totale sottogrona di circa mt. 7,50, mentre il corpo palestra ha un'altezza di mt. 8,85.

L'area esterna di pertinenza al fabbricato, è destinata principalmente a verde e a giardino.

Le attività scolastiche (attività didattiche normali) sono equamente distribuite tra i due piani e suddivise tra materna, primaria e secondaria, mentre quelle complementari (attività collettive, cucina e refettorio) sono distribuite esclusivamente al piano terra. Gli accessi alle tre scuole sono separati: materna ha accesso principale a nord e uscita verso l'area verde attrezzata a sud, la primaria ha accesso separato a nord, la secondaria ha accesso a sud. Un'ulteriore entrata è prevista ad est per l'ingresso del pubblico alla palestra. I due piani sono collegati tra loro attraverso due vani scala e un ascensore, situati in corrispondenza degli atri di ingresso della scuola elementare e della scuola media (la scuola materna è ubicata totalmente al piano terra).

L'intervento di miglioramento sarà localizzato nella parte dell'edificio costruita negli anni '70, in quanto all'epoca non esistevano prescrizioni normative relative al concetto di dissipazione dell'energia, alla plasticizzazione dei materiali e più in genere ad una progettazione volta all'analisi della struttura in diverse condizioni di "funzionamento" e nel rispetto dei concetti di sicurezza ora espressi dagli stati limite di danno e di salvaguardia della vita umana.

### **3.2 Livello di conoscenza e documentazione progettuale**

Le fonti da considerare per l'acquisizione dei dati necessari allo svolgimento delle verifiche strutturali sono:

- Documenti di progetto con particolare riferimento a relazioni strutturali ed elaborati grafici strutturali;
- Rilievo strutturale per confermare quanto acquisito dagli elaborati.

La quantità e qualità dei dati acquisiti determina il metodo di analisi e i valori dei fattori di confidenza da applicare alle proprietà dei materiali da adoperare nelle verifiche di sicurezza.

Ai fini della scelta del tipo di analisi e dei valori dei fattori di confidenza, richiamati in C8.7.2.1 delle NTC 2008, si distinguono i tre livelli di conoscenza seguenti:

- *LC1*: Conoscenza Limitata;
- *LC2*: Conoscenza Adeguata;
- *LC3*: Conoscenza Accurata.

Gli aspetti che definiscono i livelli di conoscenza sono:

- *Geometria*, ossia le caratteristiche geometriche degli elementi strutturali,

- *Dettagli strutturali*, ossia la quantità e disposizione delle armature, compreso il passo delle staffe e la loro chiusura, per il c.a., i collegamenti per l'acciaio, i collegamenti tra elementi strutturali diversi, la consistenza degli elementi non strutturali collaboranti,
- *Materiali*, ossia le proprietà meccaniche dei materiali. Il livello di conoscenza acquisito determina il metodo di analisi e i fattori di confidenza da applicare alle proprietà dei materiali.

Le procedure per ottenere i dati richiesti sulla base dei disegni di progetto e/o di prove in-situ sono descritte nel seguito per gli edifici in c.a.

La relazione tra livelli di conoscenza, metodi di analisi e fattori di confidenza è illustrata nella Tabella C8A.1.2 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 limitate verifiche in-situ	Valori usuali per la pratica costruttiva dell'epoca e limitate prove in-situ	Analisi lineare statica o dinamica	1.35
LC2		Disegni costruttivi incompleti con limitate verifiche in situ oppure estese verifiche in-situ	Dalle specifiche originali di progetto o dai certificati di prova originali con limitate prove in-situ oppure estese prove in-situ	Tutti	1.20
LC3		Disegni costruttivi completi con limitate verifiche in situ oppure esaustive verifiche in-situ	Dai certificati di prova originali o dalle specifiche originali di progetto con estese prove in situ oppure esaustive prove in-situ	Tutti	1.00

L'Amministrazione comunale ha messo a disposizione la documentazione in possesso necessaria per la valutazione del Livello di conoscenza che di seguito viene riportata:

- Elaborati grafici e descrittivi relativi al progetto originale del 1978;
- Elaborati grafici e descrittivi relativi all'ampliamento del 2006;
- Elaborati grafici relativi all'ampliamento del 2012.

In considerazione di quanto esposto è possibile definire come Livello di Conoscenza LC3 e relativo fattore di confidenza il valore FC=1,35.



## 4 Materiali da utilizzare nell'analisi

### 4.1 Materiali originali

Come indicato sugli elaborati originali del 1978, per costruire il telaio in calcestruzzo della prima parte della struttura si sono utilizzati i seguenti materiali:

- Calcestruzzo:  $R_{ck}$  300 kg/cm<sup>2</sup>;
- Acciaio: FeB44k.

Di seguito si riportano i valori caratteristici di tali materiali.

C A L C E S T R U Z Z O				
struttura di destinazione	strutture semplicemente armate ▼			
classe calcestruzzo:	C25/30 ▼	il calcestruzzo scelto è adatto per questo tipo di struttura		
resistenza cubica caratteristica (compressione)	$R_{ck}$	30 MPa =	306	kg/cm <sup>2</sup>
resistenza cilindrica caratteristica (compressione)	$f_{ck}$	25 MPa =	255	kg/cm <sup>2</sup>
resistenza cilindrica media (compressione)	$f_{cm}$	33 MPa =	336	kg/cm <sup>2</sup>
resistenza media a trazione semplice (trazione assiale)	$f_{ctm}$	2,56 MPa =	26	kg/cm <sup>2</sup>
resistenza media a trazione per flessione	$f_{ctfm}$	3,08 MPa =	31	kg/cm <sup>2</sup>
resistenza caratteristica (trazione)	$f_{ctk}$	1,80 MPa =	18	kg/cm <sup>2</sup>
modulo elastico (per calcestruzzi non maturati a vapore)	$E_{cm}$	31475 MPa =	321045	kg/cm <sup>2</sup>
coefficiente di Poisson	$\nu$	0,2		
coefficiente di dilatazione termica	$\alpha$	1,00E-05 °C <sup>-1</sup>		
densità del calcestruzzo	$\rho_c$	2400 kg/m <sup>3</sup>		
densità del calcestruzzo armato	$\rho_{CA}$	2500 kg/m <sup>3</sup>		
Resistenza di calcolo del calcestruzzo (compressione)				
coefficiente parziale di sicurezza secondo	produzione standard ▼	-->	$\gamma_c =$	1,5
resistenza di calcolo del calcestruzzo a compressione	$f_{cd}$	14,17 MPa =	144	kg/cm <sup>2</sup>
resistenza di calcolo del calcestruzzo a compressione per elementi piani (solette e pareti) con $s < 50$ cm	$f_{cd}$	11,33 MPa =	115	kg/cm <sup>2</sup>
Resistenza di calcolo del calcestruzzo (trazione)				
coefficiente parziale di sicurezza secondo	produzione standard ▼	-->	$\gamma_c =$	1,5
resistenza di calcolo del calcestruzzo a trazione	$f_{ctd}$	1,20 MPa =	12	kg/cm <sup>2</sup>
resistenza di calcolo del calcestruzzo a trazione per elementi piani (solette e pareti) con $s < 50$ cm	$f_{ctd}$	0,96 MPa =	9	kg/cm <sup>2</sup>
Resistenza di aderenza acciaio-calcestruzzo				
tensione tangenziale di aderenza per barre $< 32$ mm	$f_{bd}$	2,69 MPa =	27	kg/cm <sup>2</sup>

ACCIAIO per CA			
tipo di acciaio per CA	FeB 44k		
modulo di Young	E	210 GPa =	2100000 kg/cm <sup>2</sup>
coefficiente di dilatazione termica	$\alpha$	$12 \cdot 10^{-6} \text{ }^{\circ}\text{C}^{-1}$	
densità	$\rho$	7850 kg/m <sup>3</sup>	
tensione nominale di snervamento	$f_{y \text{ nom}}$	430 MPa =	4380 kg/cm <sup>2</sup>
tensione nominale di rottura	$f_{t \text{ nom}}$	540 MPa =	5500 kg/cm <sup>2</sup>
coefficiente parziale di sicurezza acciaio C.A.	$\gamma_s$	1,15	
resistenza di calcolo	$f_{y d}$	373 MPa =	3800 kg/cm <sup>2</sup>
diametri ammessi per barre	5 ÷ 26 mm		
diametri ammessi per reti	5 ÷ 26 mm		

## 4.2 Materiali da utilizzare per l'intervento

Per l'intervento di miglioramento si è scelto di utilizzare materiali con caratteristiche meccaniche non inferiori a quelle indicate nelle tabelle sottostanti.

- Calcestruzzo Classe C28/35

CALCESTRUZZO			
struttura di destinazione	strutture semplicemente armate		
classe calcestruzzo:	C28/35	il calcestruzzo scelto è adatto per questo tipo di struttura	
resistenza cubica caratteristica (compressione)	$R_{ck}$	35 MPa =	357 kg/cm <sup>2</sup>
resistenza cilindrica caratteristica (compressione)	$f_{ck}$	28 MPa =	285 kg/cm <sup>2</sup>
resistenza cilindrica media (compressione)	$f_{cm}$	36 MPa =	367 kg/cm <sup>2</sup>
resistenza media a trazione semplice (trazione assiale)	$f_{ctm}$	2,77 MPa =	28 kg/cm <sup>2</sup>
resistenza media a trazione per flessione	$f_{ctf}$	3,32 MPa =	33 kg/cm <sup>2</sup>
resistenza caratteristica (trazione)	$f_{ctk}$	1,94 MPa =	19 kg/cm <sup>2</sup>
modulo elastico (per calcestruzzi non maturati a vapore)	$E_{cm}$	32305 MPa =	329511 kg/cm <sup>2</sup>
coefficiente di Poisson	$\nu$	0,2	
coefficiente di dilatazione termica	$\alpha$	$1,00E-05 \text{ }^{\circ}\text{C}^{-1}$	
densità del calcestruzzo	$\rho_c$	2400 kg/m <sup>3</sup>	
densità del calcestruzzo armato	$\rho_{CA}$	2500 kg/m <sup>3</sup>	
Resistenza di calcolo del calcestruzzo (compressione)			
coefficiente parziale di sicurezza secondo	produzione standard	-->	$\gamma_c = 1,5$
resistenza di calcolo del calcestruzzo a compressione	$f_{cd}$	15,87 MPa =	161 kg/cm <sup>2</sup>
resistenza di calcolo del calcestruzzo a compressione per elementi piani (solette e pareti) con $s < 50\text{cm}$	$f_{cd}$	12,69 MPa =	129 kg/cm <sup>2</sup>
Resistenza di calcolo del calcestruzzo (trazione)			
coefficiente parziale di sicurezza secondo	produzione standard	-->	$\gamma_c = 1,5$
resistenza di calcolo del calcestruzzo a trazione	$f_{ctd}$	1,29 MPa =	13 kg/cm <sup>2</sup>
resistenza di calcolo del calcestruzzo a trazione per elementi piani (solette e pareti) con $s < 50\text{cm}$	$f_{ctd}$	1,03 MPa =	10 kg/cm <sup>2</sup>
Resistenza di aderenza acciaio-calcestruzzo			
tensione tangenziale di aderenza per barre $< 32\text{mm}$	$f_{bd}$	2,90 MPa =	30 kg/cm <sup>2</sup>

- Acciaio per armature del tipo B 450 C

A C C I A I O per C A			
tipo di acciaio per CA	B 450 C		
modulo di Young	E	210 GPa =	2100000 kg/cm <sup>2</sup>
coefficiente di dilatazione termica	$\alpha$	$12 \cdot 10^{-6} \text{ }^{\circ}\text{C}^{-1}$	
densità	$\rho$	7850 kg/m <sup>3</sup>	
tensione nominale di snervamento	$f_{y \text{ nom}}$	450 MPa =	4590 kg/cm <sup>2</sup>
tensione nominale di rottura	$f_{t \text{ nom}}$	540 MPa =	5500 kg/cm <sup>2</sup>
coefficiente parziale di sicurezza acciaio C.A.	$\gamma_s$	1,15	
resistenza di calcolo	$f_{y d}$	391 MPa =	3980 kg/cm <sup>2</sup>
diametri ammessi per barre	6 ÷ 40 mm		
diametri ammessi per reti	6 ÷ 16 mm		



## 5 Definizione dei carichi agenti sulla struttura

### 5.1 Definizione dei carichi

In questa fase si definiscono i carichi in base a quanto rilevato mediante indagine diretta sulla struttura e da analisi degli elaborati strutturali; sono escluse le azioni ambientali di tipo meteorologico in quanto non necessarie per la tipologia di analisi da effettuarsi.

#### 5.1.1 *Peso proprio degli elementi strutturali*

Il peso proprio è riferito agli elementi strutturali resistenti ed è applicato direttamente dal programma di calcolo attraverso la definizione della densità del materiale in associazione alle caratteristiche geometriche ( $\rho=2500 \text{ kg/m}^3$  per il calcestruzzo).

Il peso delle restanti componenti è definito come peso permanente sulla struttura.

#### 5.1.2 *Carichi permanenti*

I carichi permanenti derivanti dal peso dei vari pacchetti dei solai e da quant'altro possa essere presente in fase d'esercizio sulla struttura, sono applicati come masse non strutturali portate agli elementi costituenti la struttura o ad elementi distributori di carico (aventi funzione di ripartire le azioni sulle membrature adiacenti).

I carichi applicati hanno valore pari a:

- Peso portato solaio:  $750 \text{ kg/m}^2$ ;  
(Comprensivo del carico distribuito delle tramezzature ed applicato a favore di sicurezza anche sul solaio di copertura)
- Peso portato copponi palestra:  $50 \text{ kg/m}^2$ ;
- Peso portato tamponature:  $350 \text{ kg/m}^2$ ;

#### 5.1.3 *Carico accidentale per combinazioni sismiche*

Le combinazioni sismiche (come esplicitato nel capitolo 7) prendono in considerazione una quota parte del carico accidentale, sotto forma di massa, come partecipante alla formazione delle azioni sismiche di tipo inerziale.

Per la casistica in esame, la parte di massa relativa alla tipologia di carico è quantificabile (come indicato da normativa) con il 60% del carico da applicarsi in caso di verifica statica tradizionale.

Il carico risultante è quindi valutabile come:

- Carico accidentale cat. C1:  $300 \text{ kg/m}^2 \rightarrow 300 \times 0.6 = 180 \text{ kg/m}^2$ ;

Per rimanere a favore di sicurezza il carico viene applicato ad entrambi i solai.

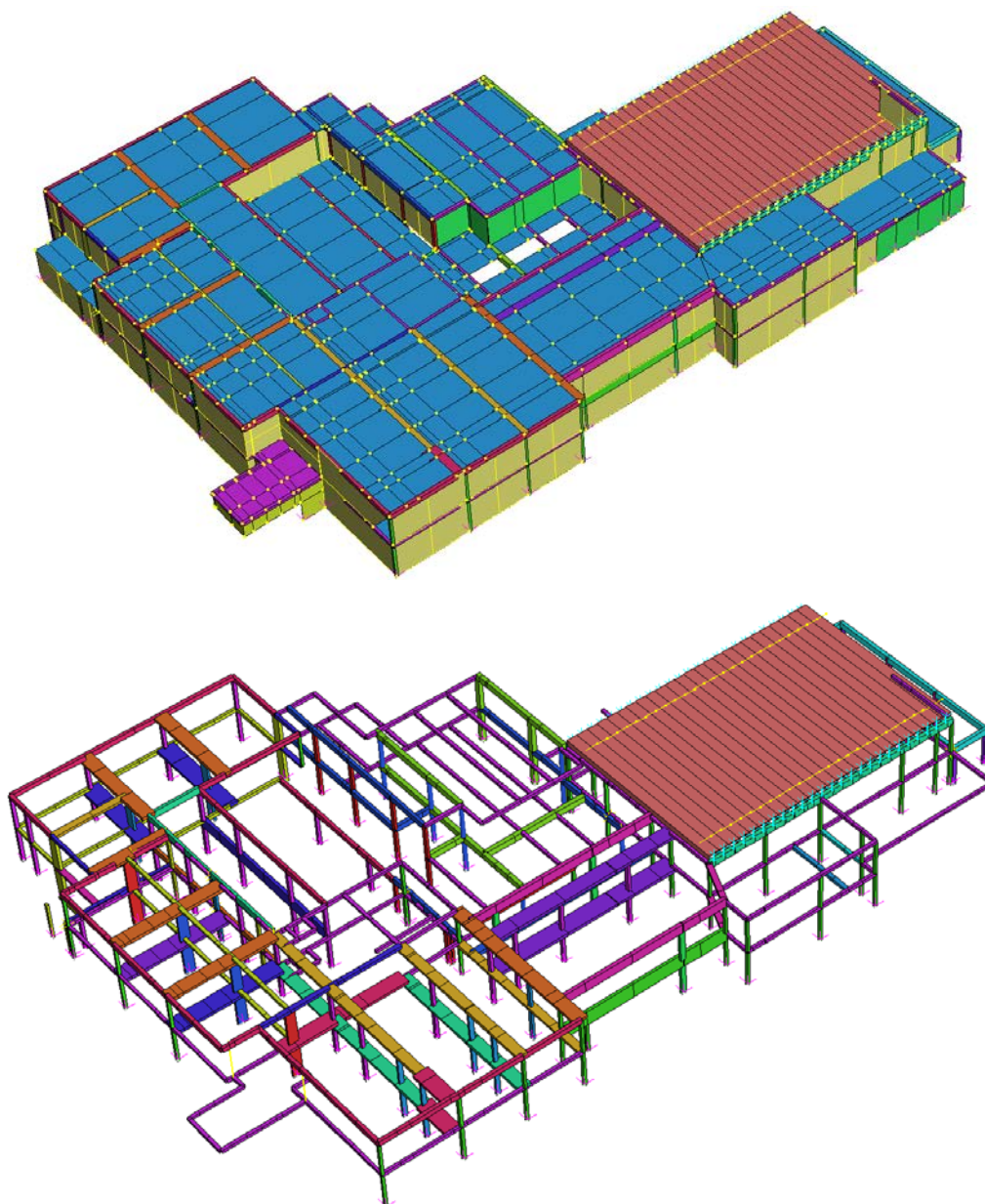
## 6 Modello di calcolo

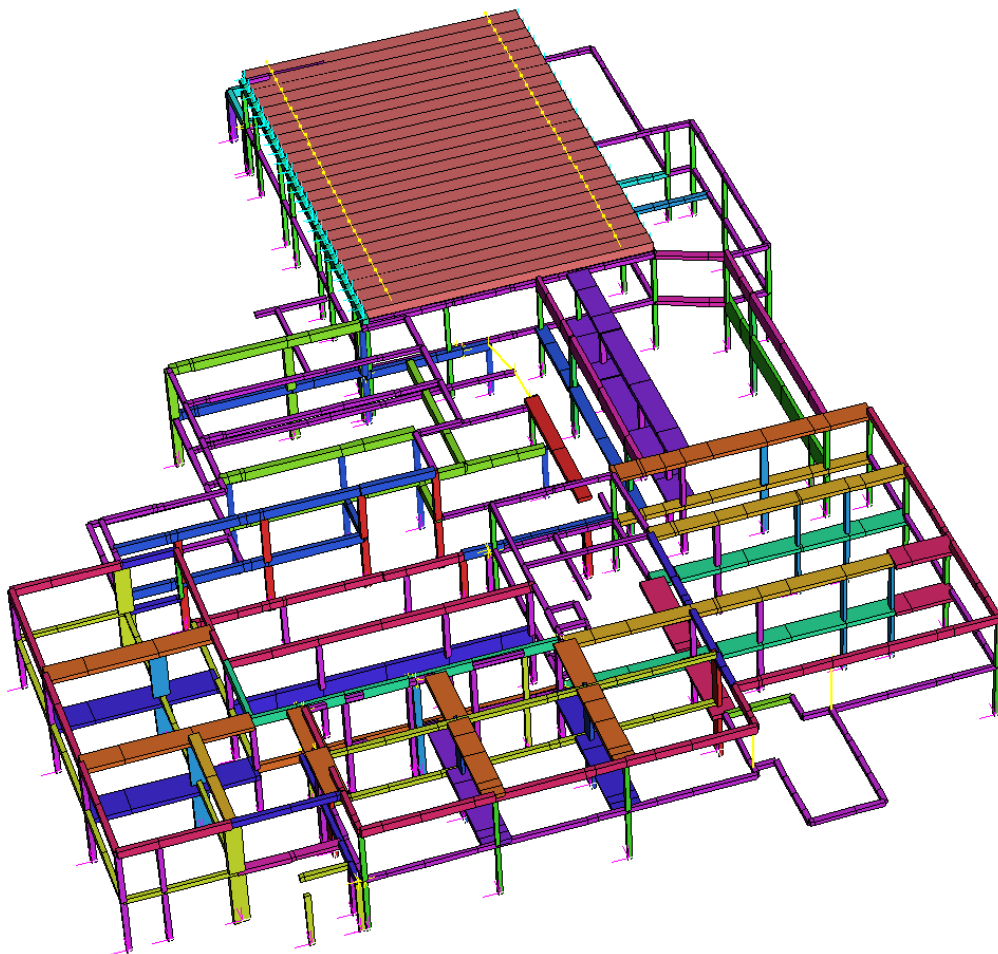
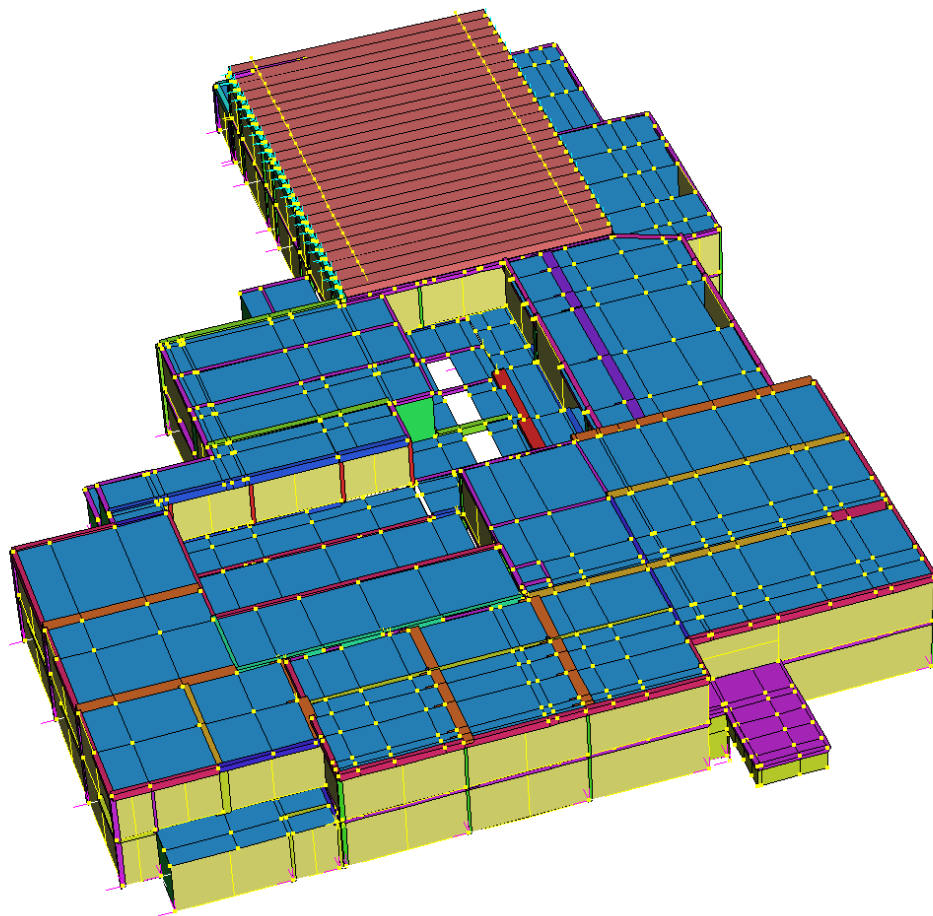
### 6.1 Descrizione generale

Per studiare la struttura dell'edificio scolastico si è proceduto alla realizzazione di 2 modelli di calcolo volti a simulare la condizioni pre e post intervento così da poter individuare gli elementi che necessitano di miglioramenti e valutare quale sia l'intervento migliore da mettere in atto.

Entrambi i modelli sono strutturati utilizzando elementi bidimensionali (beam) per realizzare travi e pilastri ed elementi bidimensionali (plate e patch load) per realizzare piastre, setti e componenti di ripartizione dei carichi.

Nelle immagini sottostanti è possibile vedere il modello pre-intervento nella sua globalità con e senza gli elementi plate di chiusura.







## 6.2 Caratteristiche meccaniche

Il numero di elementi utilizzati per la realizzazione del modello sono:

- I. Numero di nodi: 1323;
- II. Numero di beam: 1014;
- III. Numero di plate: 891;
- IV. Numero di link: 71.

Nella tabella seguente sono indicate, per ogni categoria, le tipologie di elementi utilizzati.

- Elementi Beam

	<b>Materiale</b>	<b>E</b> kg/cm <sup>2</sup>	<b>G</b> kg/cm <sup>2</sup>	<b>v</b>	<b>p</b> kg/m <sup>3</sup>	<b>Mass/Length</b> kg/m
1: Pilastro 20x90	Concrete: Compressive Strength $f_c = 32$ MPa	315704	131543	0,2	2400	432
2: Pilastro 25x90	Concrete: Compressive Strength $f_c = 32$ MPa	315704	131543	0,2	2400	540
3: Pilastro 25x25	Concrete: Compressive Strength $f_c = 32$ MPa	315704	131543	0,2	2400	150
4: Pilastro 20x30	Concrete: Compressive Strength $f_c = 32$ MPa	315704	131543	0,2	2400	144
5: Pilastro 20x40	Concrete: Compressive Strength $f_c = 32$ MPa	315704	131543	0,2	2400	192
6: Pilastro 30x30	Concrete: Compressive Strength $f_c = 32$ MPa	315704	131543	0,2	2400	216
7: Pilastro 25x50	Concrete: Compressive Strength $f_c = 32$ MPa	315704	131543	0,2	2400	300
9: Trave 1	Concrete: Compressive Strength $f_c = 32$ MPa	315704	131543	0,2	2400	1075,2
10: Trave 2	Concrete: Compressive Strength $f_c = 32$ MPa	315704	131543	0,2	2400	940,8
11: Trave 4	Concrete: Compressive Strength $f_c = 32$ MPa	315704	131543	0,2	2400	739,2
12: Trave 5	Concrete: Compressive Strength $f_c = 32$ MPa	315704	131543	0,2	2400	470,4
13: Trave 8	Concrete: Compressive Strength $f_c = 32$ MPa	315704	131543	0,2	2400	1075,2
14: Trave 10	Concrete: Compressive Strength $f_c = 32$ MPa	315704	131543	0,2	2400	336
15: Trave 12	Concrete: Compressive Strength $f_c = 32$ MPa	315704	131543	0,2	2400	216
16: Trave 13	Concrete: Compressive Strength $f_c = 32$ MPa	315704	131543	0,2	2400	252
17: Trave 7	Concrete: Compressive Strength $f_c = 32$ MPa	315704	131543	0,2	2400	504
18: Trave 6	Concrete: Compressive Strength $f_c = 32$ MPa	315704	131543	0,2	2400	576

19: Trave 9	Concrete: Compressive Strength $f_c = 32$ MPa	315704	131543	0,2	2400	840
20: Cordolo C	Concrete: Compressive Strength $f_c = 32$ MPa	315704	131543	0,2	2400	201,6
21: Cordolo C1	Concrete: Compressive Strength $f_c = 32$ MPa	315704	131543	0,2	2400	248,64
22: Cordoli	Concrete: Compressive Strength $f_c = 32$ MPa	315704	131543	0,2	2400	180
24: Trave 14	Concrete: Compressive Strength $f_c = 32$ MPa	315704	131543	0,2	2400	806,4
25: Trave 26	Concrete: Compressive Strength $f_c = 32$ MPa	315704	131543	0,2	2400	268,8
26: Trave 22	Concrete: Compressive Strength $f_c = 32$ MPa	315704	131543	0,2	2400	345,6
27: Trave 23	Concrete: Compressive Strength $f_c = 32$ MPa	315704	131543	0,2	2400	504
28: Trave 16	Concrete: Compressive Strength $f_c = 32$ MPa	315704	131543	0,2	2400	604,8
29: Trave 18	Concrete: Compressive Strength $f_c = 32$ MPa	315704	131543	0,2	2400	873,6
30: Trave 19	Concrete: Compressive Strength $f_c = 32$ MPa	315704	131543	0,2	2400	633,6
31: Tegolo	Concrete: Compressive Strength $f_c = 40$ MPa	349661	145697	0,2	2400	480
32: Pilastro 40x50	Concrete: Compressive Strength $f_c = 32$ MPa	315704	131543	0,2	2400	480
33: Pilastro 40	Concrete: Compressive Strength $f_c = 32$ MPa	315704	131543	0,2	2400	301,593
34: Pilastro 25x40	Concrete: Compressive Strength $f_c = 32$ MPa	315704	131543	0,2	2400	240
36: Pilastro 30x90	Concrete: Compressive Strength $f_c = 32$ MPa	315704	131543	0,2	2400	648
37: Pilastro 20x90	Concrete: Compressive Strength $f_c = 32$ MPa	315704	131543	0,2	2400	432
38: Pilastro 30x60	Concrete: Compressive Strength $f_c = 32$ MPa	315704	131543	0,2	2400	432
40: Trave 6 Stralcio 2	Concrete: Compressive Strength $f_c = 32$ MPa	315704	131543	0,2	2400	348
41: Trave 7 Stralcio 2	Concrete: Compressive Strength $f_c = 32$ MPa	315704	131543	0,2	2400	777,6
42: Trave 8 Stralcio 2	Concrete: Compressive Strength $f_c = 32$ MPa	315704	131543	0,2	2400	324
43: Trave 17 Stralcio 2	Concrete: Compressive Strength $f_c = 32$ MPa	315704	131543	0,2	2400	378
44: Trave 12 Stralcio 2	Concrete: Compressive Strength $f_c = 32$ MPa	315704	131543	0,2	2400	403,2
45: Pilastro 40x40	Concrete: Compressive Strength $f_c = 32$ MPa	315704	131543	0,2	2400	384
46: Pilastro 30x50	Concrete: Compressive Strength $f_c = 32$ MPa	315704	131543	0,2	2400	360
47: Architrave 30x60	Concrete: Compressive Strength $f_c = 32$ MPa	315704	131543	0,2	2400	432

48: Trave REP	Concrete: Compressive Strength $f_c = 32$ MPa	315704	131543	0,2	2400	547,2
49: Trave REP 2	Concrete: Compressive Strength $f_c = 32$ MPa	315704	131543	0,2	2400	410,4

- Elementi Plate

	Type	Material	E kg/cm <sup>2</sup>	$\nu$	$\rho$ kg/m <sup>3</sup>	$\alpha$ /C
1: Setti 250	Plate/Shell	Concrete: Compressive Strength $f_c = 32$ MPa	315704	0,2	2400	0,00001
2: Setti 300	Plate/Shell	Concrete: Compressive Strength $f_c = 32$ MPa	315704	0,2	2400	0,00001
3: Solaio	Plate/Shell	Concrete: Compressive Strength $f_c = 32$ MPa - Modified	315704	0,2	0	0,00001
4: Solaio Pensilina	Plate/Shell	Concrete: Compressive Strength $f_c = 32$ MPa	315704	0,2	2400	0,00001
5: Muro	Plate/Shell	Concrete: Compressive Strength $f_c = 32$ MPa - Modified	46410	0,2	2400	0,00001

### 6.3 Caratteristiche geometriche

Sono di seguito elencate le caratteristiche geometriche degli elementi utilizzati per la realizzazione del modello.

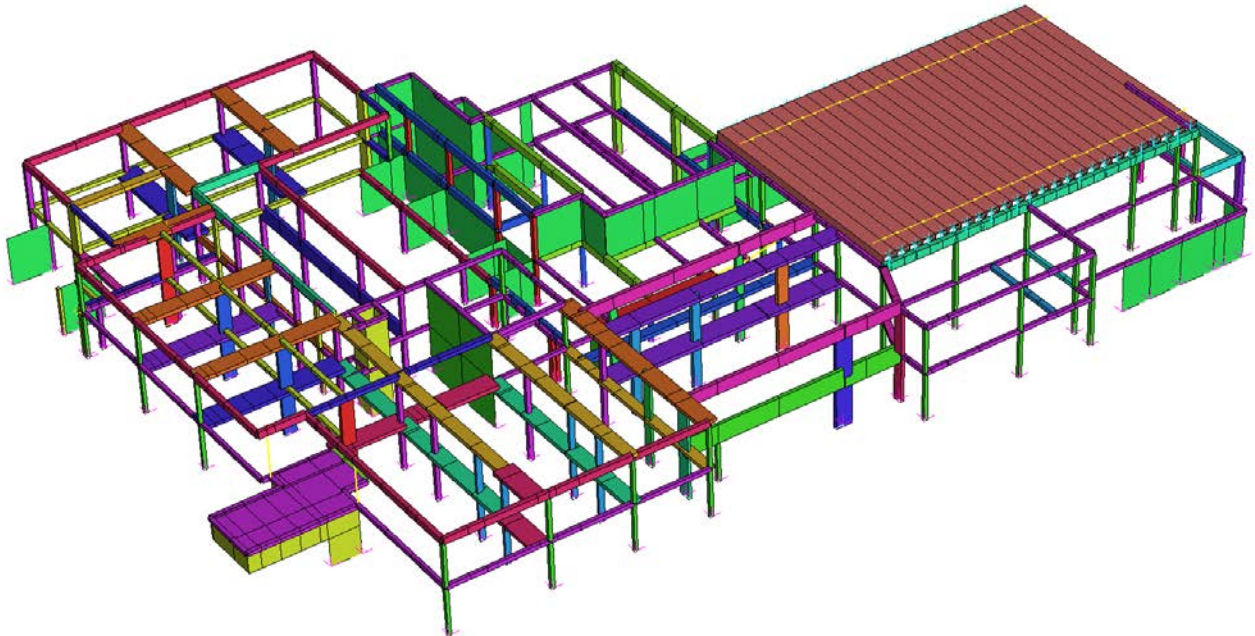
	Section	Section Type	D m	B1 m
1: Pilastro 20x90	Solid Rectangle	Solid Rectangle	0,9	0,2
2: Pilastro 25x90	Solid Rectangle	Solid Rectangle	0,9	0,25
3: Pilastro 25x25	Solid Rectangle	Solid Rectangle	0,25	0,25
4: Pilastro 20x30	Solid Rectangle	Solid Rectangle	0,3	0,2
5: Pilastro 20x40	Solid Rectangle	Solid Rectangle	0,4	0,2
6: Pilastro 30x30	Solid Rectangle	Solid Rectangle	0,3	0,3
7: Pilastro 25x50	Solid Rectangle	Solid Rectangle	0,5	0,25
9: Trave 1	Solid Rectangle	Solid Rectangle	0,28	1,6
10: Trave 2	Solid Rectangle	Solid Rectangle	0,28	1,4
11: Trave 4	Solid Rectangle	Solid Rectangle	0,28	1,1
12: Trave 5	Solid Rectangle	Solid Rectangle	0,28	0,7
13: Trave 8	Solid Rectangle	Solid Rectangle	0,28	1,6
14: Trave 10	Solid Rectangle	Solid Rectangle	0,28	0,5
15: Trave 12	Solid Rectangle	Solid Rectangle	0,3	0,3
16: Trave 13	Solid Rectangle	Solid Rectangle	0,35	0,3
17: Trave 7	Solid Rectangle	Solid Rectangle	0,7	0,3
18: Trave 6	Solid Rectangle	Solid Rectangle	0,8	0,3

19: Trave 9	Solid Rectangle	Solid Rectangle	1,4	0,25
20: Cordolo C	Solid Rectangle	Solid Rectangle	0,28	0,3
21: Cordolo C1	Solid Rectangle	Solid Rectangle	0,28	0,37
22: Cordoli	Solid Rectangle	Solid Rectangle	0,3	0,25
24: Trave 14	Solid Rectangle	Solid Rectangle	0,28	1,2
25: Trave 26	Solid Rectangle	Solid Rectangle	0,28	0,4
26: Trave 22	Solid Rectangle	Solid Rectangle	0,48	0,3
27: Trave 23	Solid Rectangle	Solid Rectangle	0,6	0,35
28: Trave 16	Solid Rectangle	Solid Rectangle	0,28	0,9
29: Trave 18	Solid Rectangle	Solid Rectangle	0,28	1,3
30: Trave 19	Solid Rectangle	Solid Rectangle	0,88	0,3
31: Tegolo	C-Channel	C-Channel	1	0,6
32: Pilastro 40x50	Solid Rectangle	Solid Rectangle	0,5	0,4
33: Pilastro 40	Solid Round	Solid Round	0,4	
34: Pilastro 25x40	Solid Rectangle	Solid Rectangle	0,4	0,25
36: Pilastro 30x90	Solid Rectangle	Solid Rectangle	0,9	0,3
37: Pilastro 20x90	Solid Rectangle	Solid Rectangle	0,9	0,2
38: Pilastro 30x60	Solid Rectangle	Solid Rectangle	0,3	0,6
40: Trave 6 Stralcio 2	Solid Rectangle	Solid Rectangle	0,25	0,58
41: Trave 7 Stralcio 2	Solid Rectangle	Solid Rectangle	0,3	1,08
42: Trave 8 Stralcio 2	Solid Rectangle	Solid Rectangle	0,3	0,45
43: Trave 17 Stralcio 2	Solid Rectangle	Solid Rectangle	0,63	0,25
44: Trave 12 Stralcio 2	Solid Rectangle	Solid Rectangle	0,28	0,6
45: Pilastro 40x40	Solid Rectangle	Solid Rectangle	0,4	0,4
46: Pilastro 30x50	Solid Rectangle	Solid Rectangle	0,5	0,3
47: Architrave 30x60	Solid Rectangle	Solid Rectangle	0,6	0,3
48: Trave REP	Solid Rectangle	Solid Rectangle	0,57	0,4
49: Trave REP 2	Solid Rectangle	Solid Rectangle	0,57	0,3

## 6.4 Applicazione dei carichi

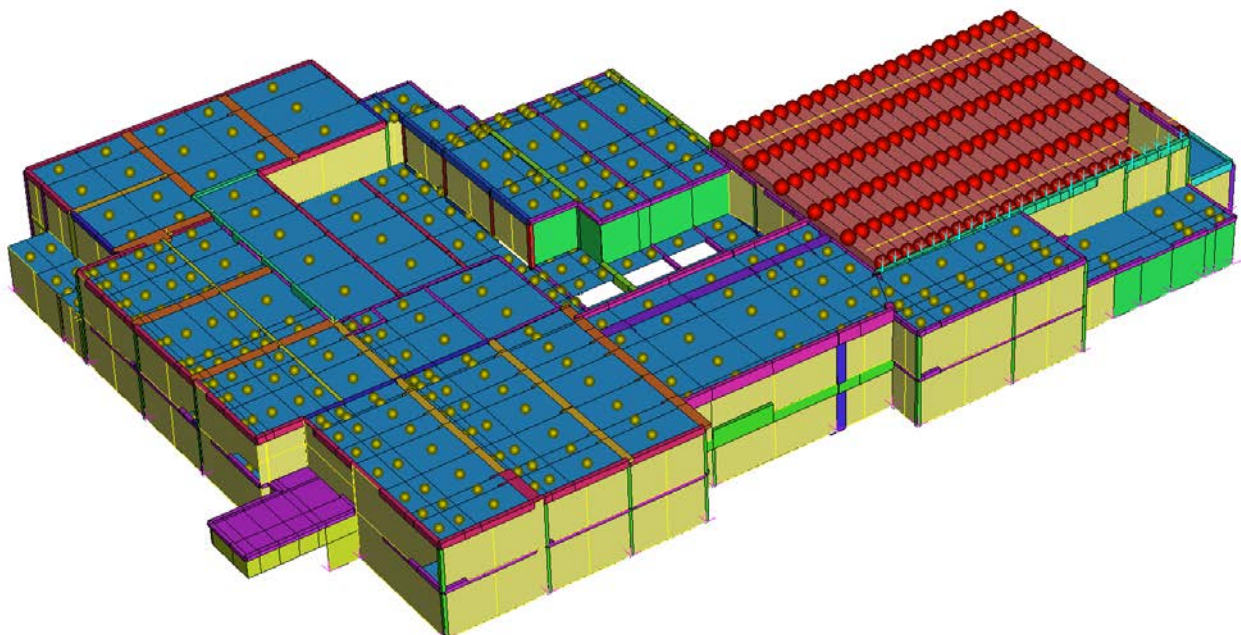
I carichi descritti nel capitolo precedente sono applicati sulla struttura come proprietà intrinseca dei vari elementi (masse strutturali) o come masse non strutturali gravanti sugli stessi.

### 1. Peso proprio degli elementi strutturali



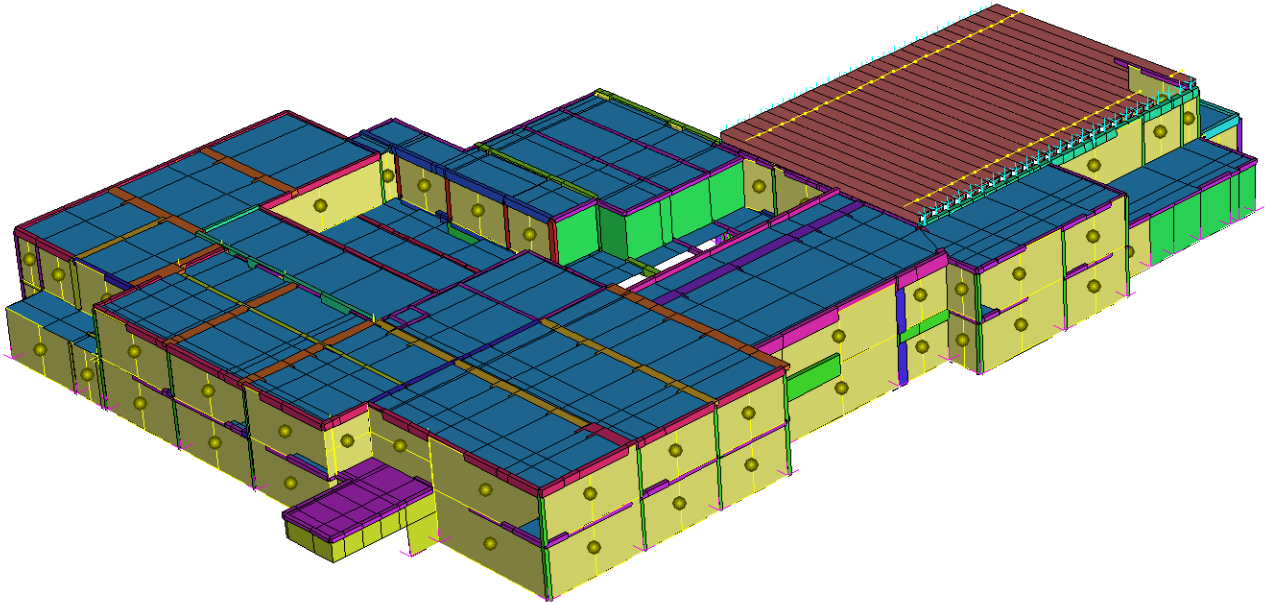
### 2. Carichi permanenti

- *Peso solai*

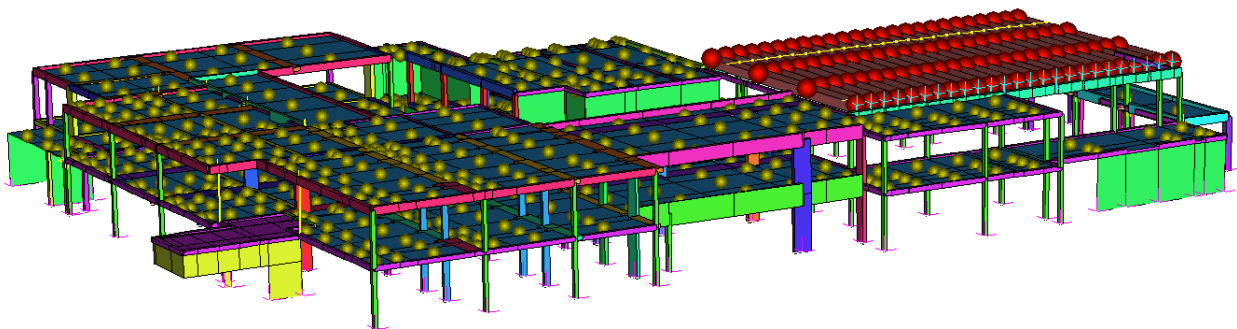
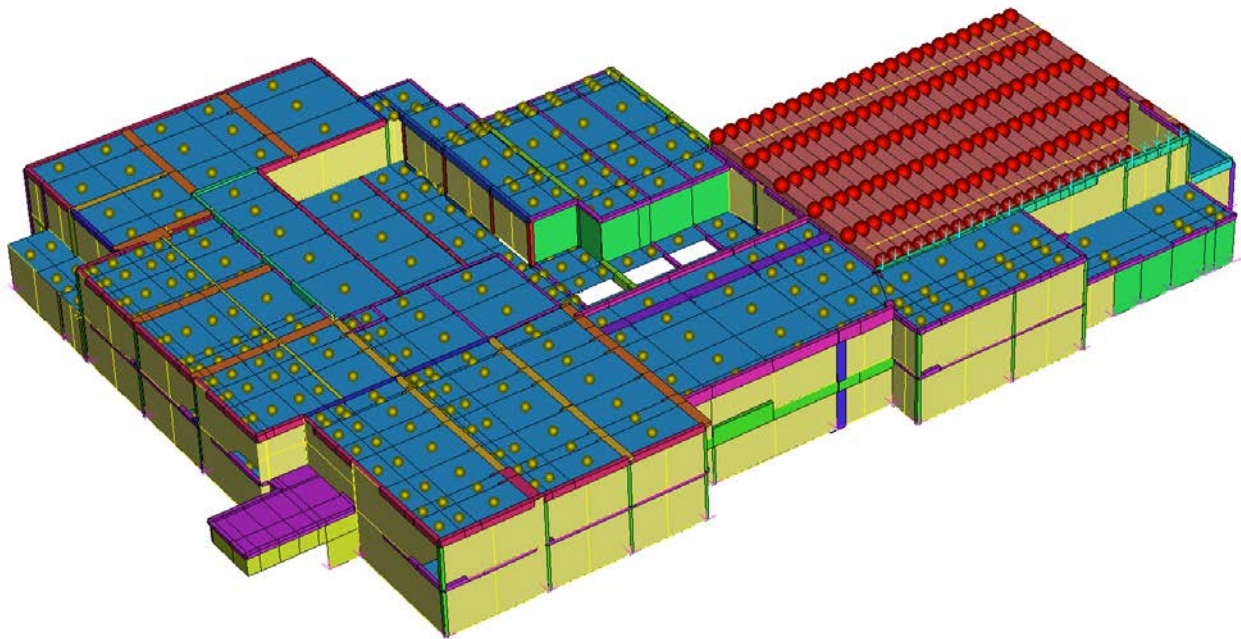




- *Peso tamponature*



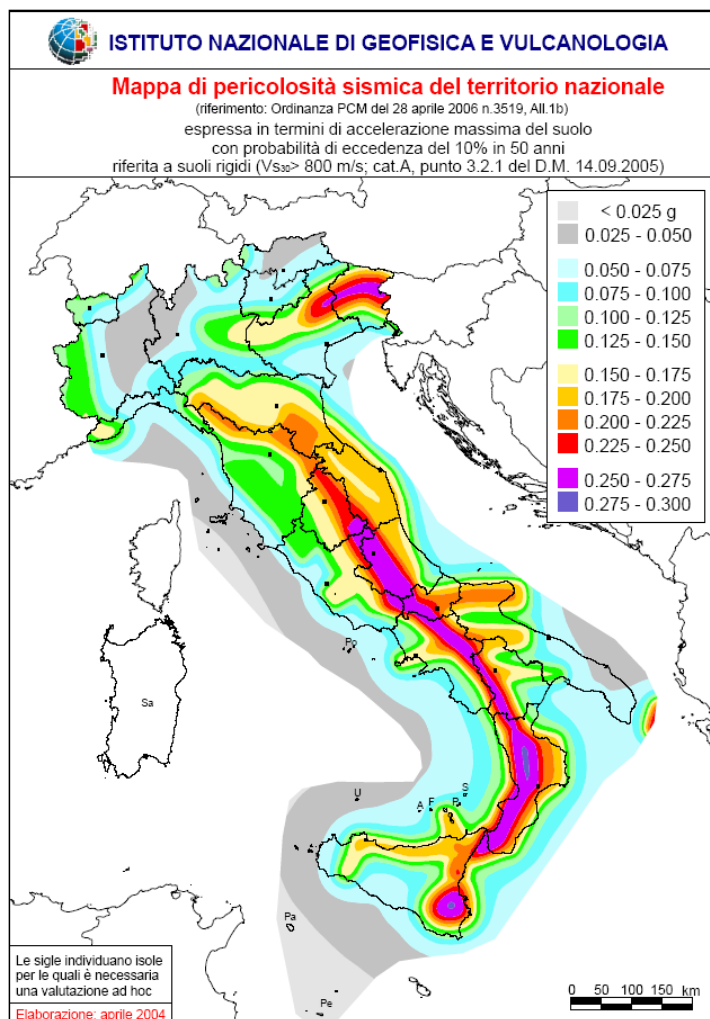
### **3. Carico accidentale per combinazioni sismiche**



## 7 Analisi sismica

Le azioni sismiche di progetto si definiscono a partire dalla “pericolosità sismica di base” del sito di costruzione. La pericolosità sismica è definita in termini di accelerazione orizzontale massima attesa  $a_g$  in condizioni di campo libero su sito di riferimento rigido con superficie topografica orizzontale, nonché di ordinate dello spettro di risposta elastico in accelerazione ad essa corrispondente  $S_e(T)$ , con riferimento a prefissate probabilità di superamento di eccedenza  $P_{VR}$ , nel periodo di riferimento  $V_R$ . Ai fini della presente normativa le forme spettrali sono definite, per ciascuna delle probabilità di superamento nel periodo di riferimento  $P_{VR}$ , a partire dai valori dei seguenti parametri su sito di riferimento rigido orizzontale:

- $a_g$                     accelerazione orizzontale massima al sito;
- $F_0$                     valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale;
- $T_C^*$                     periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale.



## 7.1 Combinazione dell'azione sismica con le altre azioni

Ai fini delle verifiche degli stati limite ultimi in situazione sismica si definisce la seguente combinazione delle azioni:

$$\begin{aligned} F_{d\ SLUsismica} &= E + G_1 + G_2 + P + \sum_{i=2}^n (\Psi_{2_i} \cdot Q_{k_i}) = \\ &= E + G_1 + G_2 + P + \Psi_{2_1} \cdot Q_{k_1} + \Psi_{2_2} \cdot Q_{k_2} + \dots \end{aligned}$$

dove:

- $E$  rappresenta l'azione sismica di progetto;
- $G_i$  sono le i-esime *azioni permanenti*, che agiscono durante tutta la vita nominale della costruzione; la variazione di intensità di tali azioni nel tempo è così piccola e lenta da poterle considerare con sufficiente approssimazione costanti nel tempo.

In particolare con  $G_1$  si intende il peso proprio di tutti gli elementi strutturali; il peso proprio del terreno, quando pertinente; le forze indotte dal terreno (esclusi gli effetti di carichi variabili applicati al terreno); le forze risultanti dalla pressione dell'acqua (quando si configurino costanti nel tempo). Con  $G_2$  si intende il peso proprio di tutti gli elementi non strutturali. Fanno parte della categoria  $G_i$  gli spostamenti e le deformazioni imposte, le pretensioni e precompressioni (P), il ritiro e la viscosità per le strutture in C.A., gli spostamenti differenziali.

- $Q_{k_i}$  sono le i-esime *azioni variabili* (secondo il valore caratteristico), che agiscono con valori istantanei che possono risultare sensibilmente diversi fra loro nel tempo.

In particolare tali azioni possono essere di lunga durata se agiscono con un'intensità significativa, anche non continuativamente, per un tempo non trascurabile rispetto alla vita nominale della struttura; oppure di breve durata se agiscono per un periodo di tempo breve rispetto alla vita nominale della struttura.

I valori dei coefficienti sono definiti nella tabella seguente:



Valori dei coefficienti di combinazione per azioni variabili ( $Q_{ki}$ )				
Categoria/Azione variabile		$\Psi_{0j}$	$\Psi_{1j}$	$\Psi_{2j}$
Categoria A	Ambienti ad uso residenziale	0.7	0.5	0.3
Categoria B	Uffici	0.7	0.5	0.3
Categoria C	Ambienti suscettibili di affollamento	0.7	0.7	0.6
Categoria D	Ambienti ad uso commerciale	0.7	0.7	0.6
Categoria E	Biblioteche, archivi, magazzini e ambienti ad uso industriale	1.0	0.9	0.8
Categoria F	Rimesse e parcheggi (per autoveicoli di peso $\leq 30\text{kN}$ )	0.7	0.7	0.6
Categoria G	Rimesse e parcheggi (per autoveicoli di peso $> 30\text{kN}$ )	0.7	0.5	0.3
Categoria H	Coperture	0.0	0.0	0.0
Vento		0.6	0.2	0.0
Neve (a quota $\leq 1000$ ms.l.m.)		0.5	0.2	0.0
Neve (a quota $> 1000$ ms.l.m.)		0.7	0.5	0.2
Variazioni termiche		0.6	0.5	0.0

Gli effetti dell'azione sismica saranno valutati tenendo conto delle masse associate ai seguenti carichi gravitazionali:

$$G_1 + G_2 + \sum_{i=2}^n (\Psi_{2_i} \cdot Q_{k_i}) = G_1 + G_2 + \Psi_{2_1} \cdot Q_{k_1} + \Psi_{2_2} \cdot Q_{k_2} + \dots$$

## 7.2 Combinazioni di calcolo

Si riportano le combinazioni di calcolo utilizzate per l'analisi della struttura.

### 7.2.1 Combinazioni per gli SLV

CASES	1	2	3	4	5	6	7	8
	SLV X+0,3Y	SLV X-0,3Y	SLV -X+0,3Y	SLV -X-0,3Y	SLV Y+0,3X	SLV Y-0,3X	SLV -Y+0,3X	SLV -Y-0,3X
1: Peso Proprio [Freedom Case 1]	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0
2: Peso Portato [Freedom Case 1]	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0
3: Tamponature [Freedom Case 1]	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0
4: Accidentale Sisma [Freedom Case 1]	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0
5: SLV X [SRSS]	1,0	1,0	-1,0	-1,0	1,0	1,0	-1,0	-1,0
6: SLV Y [SRSS]	0,3	-0,3	0,3	-0,3	0,3	-0,3	0,3	-0,3

## 7.3 Metodi di analisi

Nel caso in oggetto si decide di eseguire un'analisi modale con spettro di risposta o "analisi lineare dinamica".

### 7.3.1 Analisi lineare

Quando si utilizza l'analisi lineare per sistemi dissipativi, come avviene per gli stati limite ultimi, gli effetti delle azioni sismiche sono calcolati, quale che sia la modellazione per esse utilizzata,

riferendosi allo spettro di progetto ottenuto assumendo un fattore di struttura  $q$  maggiore dell'unità. Il valore del fattore di struttura  $q$  da utilizzare per ciascuna direzione della azione sismica, dipende dalla tipologia strutturale, dal suo grado di iperstaticità e dai criteri di progettazione adottati e prende in conto le non linearità del materiale. Esso può essere calcolato tramite la seguente espressione:

$$q = q_0 \cdot K_R$$

dove:

$q_0$  è il valore massimo del fattore di struttura che dipende dal livello di duttilità attesa, dalla tipologia strutturale e dal rapporto  $\alpha_u/\alpha_1$  tra il valore dell'azione sismica per il quale si verifica la formazione di un numero di cerniere plastiche tali da rendere la struttura labile e quello per il quale il primo elemento strutturale raggiunge la plasticizzazione a flessione;

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

Per le costruzioni regolari in pianta, qualora non si proceda ad un'analisi non lineare finalizzata alla valutazione del rapporto  $\alpha_u/\alpha_1$ , per esso possono essere adottati i valori indicati dalla normativa per le diverse tipologie costruttive.

Per le costruzioni non regolari in pianta, si possono adottare valori di  $\alpha_u/\alpha_1$  pari alla media tra 1,0 ed i valori di volta in volta forniti per le diverse tipologie costruttive.

La scelta del fattore di struttura deve essere adeguatamente giustificata. Il valore adottato deve dar luogo ad azioni di progetto agli stati limite ultimi coerenti con le azioni di progetto assunte per gli stati limite di esercizio.

Per la componente verticale dell'azione sismica il valore di  $q$  utilizzato, a meno di adeguate analisi giustificative, è  $q = 1,5$  per qualunque tipologia strutturale e di materiale, tranne che per i ponti per i quali è  $q = 1$ .

### **7.3.2 Analisi dinamica**

Oltre che in relazione al fatto che l'analisi sia lineare o non lineare, i metodi d'analisi sono articolati anche in relazione al fatto che l'equilibrio sia trattato staticamente o dinamicamente.

Il metodo d'analisi lineare di riferimento per determinare gli effetti dell'azione sismica, sia su sistemi dissipativi sia su sistemi non dissipativi, è l'analisi modale con spettro di risposta o "analisi lineare dinamica". In essa l'equilibrio è trattato dinamicamente e l'azione sismica è modellata direttamente attraverso lo spettro di progetto definito più avanti. In alternativa all'analisi modale

si può adottare una integrazione al passo, modellando l'azione sismica attraverso accelerogrammi, ma in tal caso la struttura deve essere non dissipativa.

Per le sole costruzioni la cui risposta sismica, in ogni direzione principale, non dipenda significativamente dai modi di vibrare superiori, è possibile utilizzare, sia su sistemi dissipativi sia su sistemi non dissipativi, il metodo delle forze laterali o “analisi lineare statica”. In essa l'equilibrio è trattato staticamente, l'analisi della struttura è lineare, si modella l'azione sismica direttamente attraverso lo spettro di progetto definito come nel caso precedente.

Infine, per determinare gli effetti dell'azione sismica su sistemi dissipativi, si possono effettuare analisi non lineari. In esse l'equilibrio è trattato staticamente (“analisi non lineare statica”) modellando l'azione sismica direttamente mediante forze statiche fatte crescere monotonamente (analisi “push over”) o dinamicamente (“analisi non lineare dinamica”) modellando l'azione sismica indirettamente mediante accelerogrammi.

Nel caso in oggetto si decide di applicare l'**analisi modale con spettro di risposta** o **“analisi lineare dinamica”**.

L'analisi dinamica lineare consiste:

- Nella determinazione dei modi di vibrare della costruzione (analisi modale);
- Nel calcolo degli effetti dell'azione sismica, rappresentata dallo spettro di risposta di progetto, per ciascuno dei modi di vibrare individuati;
- Nella combinazione di questi effetti.

Devono essere considerati tutti i modi con massa partecipante significativa. È opportuno a tal riguardo considerare tutti i modi con massa partecipante superiore al 5% e comunque un numero di modi la cui massa partecipante totale sia superiore all'85%.

Per la combinazione degli effetti relativi ai singoli modi deve essere utilizzata una combinazione quadratica completa degli effetti relativi a ciascun modo, quale quella indicata nell'espressione seguente:

$$E = \left( \sum_j \sum_i \rho_{ij} \cdot E_i \cdot E_j \right)^{1/2}$$

Dove:

$E_j$                     valore dell'effetto relativo al modo j;

$\rho_{ij}$                     coefficiente di correlazione tra il modo i e il modo j, calcolato con formule di comprovata validità.

## 7.4 Risposta alle diverse componenti dell'azione sismica ed alla variabilità spaziale del moto

Se la risposta viene valutata mediante analisi statica o dinamica in campo lineare, essa può essere calcolata separatamente per ciascuna delle tre componenti; la risposta a ciascuna componente, ove necessario, è combinata con gli effetti pseudo-statici indotti dagli spostamenti relativi prodotti dalla variabilità spaziale della componente stessa, utilizzando la radice quadrata della somma dei quadrati (SRSS). Gli effetti sulla struttura (sollecitazioni, deformazioni, spostamenti, ecc.) sono combinati successivamente, applicando la seguente espressione:

$$1.00 \cdot E_x + 0.30 \cdot E_y + 0.30 \cdot E_z$$

Con rotazione dei coefficienti moltiplicativi e conseguente individuazione degli effetti più gravosi.

La componente verticale verrà tenuta in conto ove necessario, ovvero:

- In presenza di elementi pressoché orizzontali con luce superiore a 20 m,
- Elementi precompressi (con l'esclusione dei solai di luce inferiore a 8 m),
- Elementi a mensola di luce superiore a 4 m,
- Strutture di tipo spingente, pilastri in falso,
- Edifici con piani sospesi,
- Ponti,
- Costruzioni con isolamento nei casi specificati in normativa

Se la risposta viene valutata mediante analisi statica in campo non lineare, ciascuna delle due componenti orizzontali (insieme a quella verticale, ove necessario, e agli spostamenti relativi prodotti dalla variabilità spaziale del moto, ove necessario) è applicata separatamente. Come effetti massimi si assumono i valori più sfavorevoli così ottenuti.

Se la risposta viene valutata mediante analisi dinamica con integrazione al passo, in campo lineare o non lineare, le due componenti accelerometriche orizzontali (e quella verticale, ove necessario) sono applicate simultaneamente a formare un gruppo di accelerogrammi e gli effetti sulla struttura sono rappresentati dai valori medi degli effetti più sfavorevoli ottenuti dalle analisi, se si utilizzano almeno 7 diversi gruppi di accelerogrammi, dai valori più sfavorevoli degli effetti, in caso contrario. In nessun caso si possono adottare meno di tre gruppi di accelerogrammi.

Nel caso in cui sia necessario valutare gli effetti della variabilità spaziale del moto, l'analisi deve essere eseguita imponendo alla base della costruzione storie temporali del moto sismico differenziate ma coerenti tra loro e generate in accordo con lo spettro di risposta appropriato per ciascun supporto.

## 7.5 Definizione dello spettro di progetto

### 7.5.1 Vita nominale, classi d'uso e periodo di riferimento

#### Vita Nominale - Classi d'Uso - Periodo di Riferimento

##### Vita Nominale

La *vita nominale* di un'opera strutturale  $V_N$  è intesa come il numero di anni nel quale la struttura, purchè soggetta alla manutenzione ordinaria, deve poter essere usata per lo scopo al quale è destinata.

Tipi di costruzione		Vita Nominale $V_N$ (in anni)
1	Opere provvisorie - Opere provvisionali - Strutture in fase costruttiva	$\leq 10$
2	Opere ordinarie, ponti, opere infrastrutturali e dighe di dimensioni contenute o di importanza normale	$\geq 50$
3	Grandi opere, ponti, opere infrastrutturali e dighe di grandi dimensioni o di importanza strategica	$\geq 100$

La struttura in oggetto ricade nella tipologia di costruzione numero

La  $V_N$  scelta per la struttura in oggetto è di

50

anni,

per cui

**compatibile**

con la  $V_N$  di normativa

50

anni

##### Classe d'Uso

In presenza di azioni sismiche, con riferimento alle conseguenze di una interruzione di operatività o di un eventuale collasso, le costruzioni sono suddivise in classi d'uso così definite:

**Classe I:** Costruzioni con presenza solo occasionale di persone, edifici agricoli.

**Classe II:** Costruzioni il cui uso preveda normali affollamenti, senza contenuti pericolosi per l'ambiente e senza funzioni pubbliche e sociali essenziali. Industrie con attività non pericolose per l'ambiente. Ponti, opere infrastrutturali, reti viarie non ricadenti in *Classe d'uso III* o in *Classe d'uso IV*, reti ferroviarie la cui interruzione non provochi situazioni di emergenza. Dighe il cui collasso non provochi conseguenze rilevanti.

**Classe III:** Costruzioni il cui uso preveda affollamenti significativi. Industrie con attività pericolose per l'ambiente. Reti viarie extraurbane non ricadenti in *Classe d'uso IV*. Ponti e reti ferroviarie la cui interruzione provochi situazioni di emergenza. Dighe rilevanti per le conseguenze di un loro eventuale collasso.

**Classe IV:** Costruzioni con funzioni pubbliche o strategiche importanti, anche con riferimento alla gestione della protezione civile in caso di calamità. Industrie con attività particolarmente pericolose per l'ambiente. Reti viarie di tipo A o B, di cui al D.M. 5 novembre 2001 n.6792, "Norme funzionali e geometriche per la costruzione delle strade", e di tipo C quando appartenenti ad itinerari di collegamento tra capoluoghi di provincia non altresì serviti da strade di tipo A o B. Ponti e reti ferroviarie di importanza critica per il mantenimento delle vie di comunicazione, particolarmente dopo un evento sismico. Dighe connesse al funzionamento di acquedotti e a impianti di produzione di energia elettrica.

La struttura in oggetto ricade nella *Classe d'Uso* tipo:

### Periodo di Riferimento per l'Azione Sismica

Le azioni sismiche su ciascuna costruzione vengono valutate in relazione ad un periodo di riferimento  $V_R$  che si ricava, per ciascun tipo di costruzione, moltiplicandone la vita nominale  $V_N$  per il coefficiente d'uso  $C_U$ :

Il valore del coefficiente d'uso  $C_U$  è definito, al variare della *Classe d'uso*, come mostrato nella tabella seguente:

Classe d'uso	<i>Classe I</i>	<i>Classe II</i>	<i>Classe III</i>	<i>Classe IV</i>
Coefficiente $C_U$	0,7	1,0	1,5	2,0

Per la struttura in oggetto si assume un  $C_U$  di **1,5**

$V_{R \text{ min}}$  [anni] = 35 [secondo normativa]

$V_{R \text{ calc}}$  [anni] = 75

$V_{R \text{ assunto}}$  [anni] = **75**

### Probabilità dell'evento sismico

$T_{R \text{ assunto}}$  [anni] = 475

$V_{R \text{ assunto}}$  [anni] = 75

$P_{VR \text{ calc}}$  [%] = 15%

### 7.5.2 Calcolo dello spettro di progetto

Per la definizione dello spettro di progetto per l'esecuzione dell'analisi sismica sulla struttura in oggetto, si sono assunti i seguenti parametri:

- Terreno individuabile nella **classe C**;
- Categoria topografica individuabile nella **classe T1 – terreno pianeggiante**;
- Fattore di struttura  **$q=2$** .

Si riporta un estratto normativo delle tipologie di terreno, e della categoria topografica:

### Riferimenti normativi

#### Categorie di sottosuolo

Ai fini della definizione dell'azione sismica di progetto, si rende necessario valutare l'effetto della risposta sismica locale mediante specifiche analisi, come indicato nel § 7.11.5 delle NTC-07. In assenza di tali analisi, per la definizione dell'azione sismica si può fare riferimento a un approccio semplificato, che si basa sull'individuazione di categorie di sottosuolo di riferimento (**Tab. 3.2.II** delle NTC-07).

**Tabella 3.2.II** – Categorie di sottosuolo

Categoria	Descrizione
A	Ammassi rocciosi affioranti o terreni molto rigidi caratterizzati da valori di $V_{s,30}$ superiori a 800 m/s, eventualmente comprendenti in superficie uno strato di alterazione, con spessore massimo pari a 3 m.
B	Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di $V_{s,30}$ compresi tra 360 m/s e 800 m/s (ovvero $N_{BPT,30} > 50$ nei terreni a grana grossa e $c_{u,30} > 250$ kPa nei terreni a grana fina).
C	Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di $V_{s,30}$ compresi tra 180 m/s e 360 m/s (ovvero $15 < N_{BPT,30} < 50$ nei terreni a grana grossa e $70 < c_{u,30} < 250$ kPa nei terreni a grana fina).
D	Depositi di terreni a grana grossa scarsamente addensati o di terreni a grana fina scarsamente consistenti, con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di $V_{s,30}$ inferiori a 180 m/s (ovvero $N_{BPT,30} < 15$ nei terreni a grana grossa e $c_{u,30} < 70$ kPa nei terreni a grana fina).
E	Terreni dei sottosuoli di tipo C o D per spessore non superiore a 20 m, posti sul substrato di riferimento (con $V_s > 800$ m/s).

#### Condizioni topografiche

Per condizioni topografiche complesse è necessario predisporre specifiche analisi di risposta sismica locale. Per configurazioni superficiali semplici si può adottare la seguente classificazione (**Tab. 3.2.IV** delle NTC-07):

**Tabella 3.2.IV** – Categorie topografiche

Categoria	Caratteristiche della superficie topografica
T1	Superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media $i \leq 15^\circ$
T2	Pendii con inclinazione media $i > 15^\circ$
T3	Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media $15^\circ \leq i \leq 30^\circ$
T4	Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media $i > 30^\circ$

Per effettuare un'analisi volta alla classificazione sismica del fabbricato, si necessita la definizione dello spettro di risposta riferito allo Stato Limite di salvaguardia della Vita (SLV).

Il Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici ha emesso un programma per il calcolo dello spettro di progetto rispondente alle esigenze della nuova normativa. Tale programma è stato impiegato per la definizione dei parametri spettrali, e per la generazione dello spettro di progetto. Si riportano in dettaglio i passi per l'ottenimento dello spettro.

## INTRO

D.M. 14 gennaio 2008 - Approvazione delle Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni

# Spettri di risposta ver. 1.0.3

Il documento Excel **SPETTRI-NTC** fornisce gli spettri di risposta rappresentativi delle componenti (orizzontali e verticale) delle azioni sismiche di progetto per il generico sito del territorio nazionale. La definizione degli spettri di risposta relativi ad uno Stato Limite è articolata in 3 fasi, ciascuna delle quali prevede la scelta dei valori di alcuni parametri da parte dell'utente:

**FASE 1.** Individuazione della pericolosità del sito (sulla base dei risultati del progetto S1 - INGV);

**FASE 2.** Scelta della strategia di progettazione;

**FASE 3.** Determinazione dell'azione di progetto.

La schermata relativa a ciascuna fase è suddivisa in sotto-schermate: l'utente può intervenire nelle sotto-schermate con sfondo grigio scuro mentre quelle con sfondo grigio chiaro consentono un immediato controllo grafico delle scelte effettuate. In ogni singola fase l'utente può visualizzare e stampare i risultati delle elaborazioni -in forma sia grafica che numerica- nonché i relativi riferimenti alle Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni di cui al D.M. 14.01.2008 pubblicate nella G.U. n.29 del 04.02.2008 Suppl. Ord. n.30 e scaricabile dal sito [www.cslp.it](http://www.cslp.it)

Programma ottimizzato per una visualizzazione schermo 1024 x 768

*La verifica dell'idoneità del programma, l'utilizzo dei risultati da esso ottenuti sono onere e responsabilità esclusiva dell'utente. Il Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici non potrà essere ritenuto responsabile dei danni risultanti dall'utilizzo dello stesso.*

INTRO

FASE 1

FASE 2

FASE 3

## FASE 1. INDIVIDUAZIONE DELLA PERICOLOSITÀ DEL SITO

☐ Ricerca per coordinate

LONGITUDINE

11,6425

LATITUDINE

45,3292

☒ Ricerca per comune

REGIONE

Veneto

PROVINCIA

Padova

COMUNE

Vò

Elaborazioni grafiche

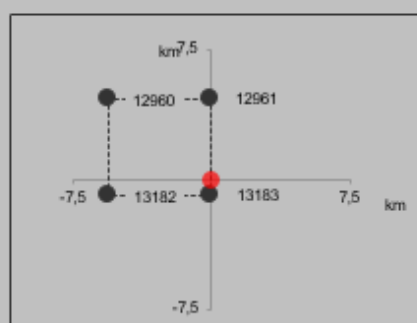
Grafici spettri di risposta

Variabilità dei parametri

Elaborazioni numeriche

Tabella parametri

Nodi del reticolo intorno al sito



Reticolo di riferimento

Controllo sul reticolo

- ☐ Sito esterno al reticolo
- ☐ Interpolazione su 3 nodi
- ☒ Interpolazione corretta

Interpolazione

media ponderat

La "Ricerca per comune" utilizza le coordinate ISTAT del comune per identificare il sito. Si sottolinea che all'interno del territorio comunale le azioni sismiche possono essere significativamente diverse da quelle così individuate e si consiglia, quindi, la "Ricerca per coordinate".

INTRO

FASE 1

FASE 2

FASE 3



## FASE 2. SCELTA DELLA STRATEGIA DI PROGETTAZIONE

Vita nominale della costruzione (in anni) -  $V_N$   info

Coefficiente d'uso della costruzione -  $C_U$   info

### Valori di progetto

Periodo di riferimento per la costruzione (in anni) -  $V_R$   info

Periodi di ritorno per la definizione dell'azione sismica (in anni) -  $T_R$  info

Stati limite di esercizio - SLE	SLO - $P_{VR} = 81\%$	<input type="text" value="45"/>
	SLD - $P_{VR} = 63\%$	<input type="text" value="75"/>
Stati limite ultimi - SLU	SLV - $P_{VR} = 10\%$	<input type="text" value="712"/>
	SLC - $P_{VR} = 5\%$	<input type="text" value="1462"/>

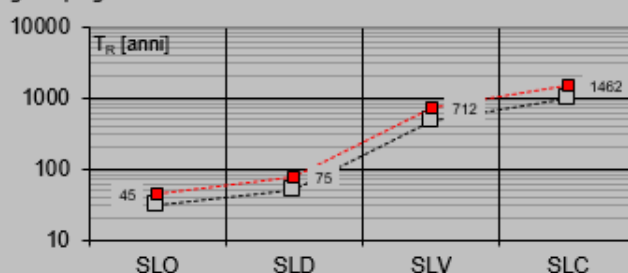
### Elaborazioni

Grafici parametri azione

Grafici spettri di risposta

Tabella parametri azione

### Strategia di progettazione



### LEGENDA GRAFICO

- Strategia per costruzioni ordinarie
- - - ■ - - - Strategia scelta

INTRO

FASE 1

FASE 2

FASE 3

## FASE 3. DETERMINAZIONE DELL'AZIONE DI PROGETTO

### Stato Limite

Stato Limite considerato  info

### Risposta sismica locale

Categoria di sottosuolo  info

Categoria topografica  info

$S_S =$

$C_C =$   info

$h/H =$

$S_T =$   info

( $h$ =quota sito,  $H$ =altezza rilievo topografico)

### Compon. orizzontale

☐ Spettro di progetto elastico (SLE)

Smorzamento  $\xi$  (%)

$\eta =$   info

☒ Spettro di progetto inelastico (SLU)

Fattore  $q_o$

Regol. in altezza  info

### Compon. verticale

Spettro di progetto

Fattore  $q$

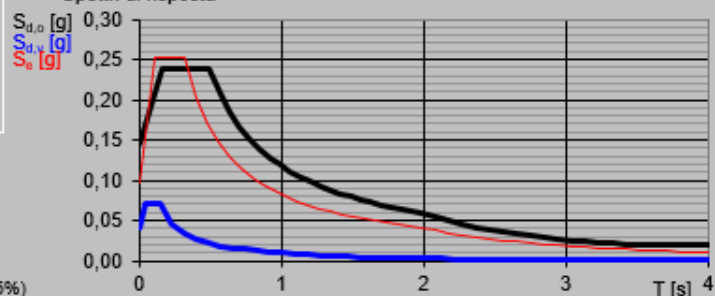
$\eta =$   info

### Elaborazioni

Grafici spettri di risposta

Parametri e punti spettri di risposta

### Spettri di risposta



INTRO

FASE 1

FASE 2

FASE 3

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

### Parametri indipendenti

STATO LIMITE	SLV
$a_g$	0,096 g
$F_o$	2,627
$T_C^*$	0,327 s
$S_S$	1,500
$C_C$	1,519
$S_T$	1,000
$q$	1,600

### Parametri dipendenti

$S$	1,500
$\eta$	0,625
$T_B$	0,165 s
$T_C$	0,496 s
$T_D$	1,986 s

### Espressioni dei parametri dipendenti

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

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

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

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

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

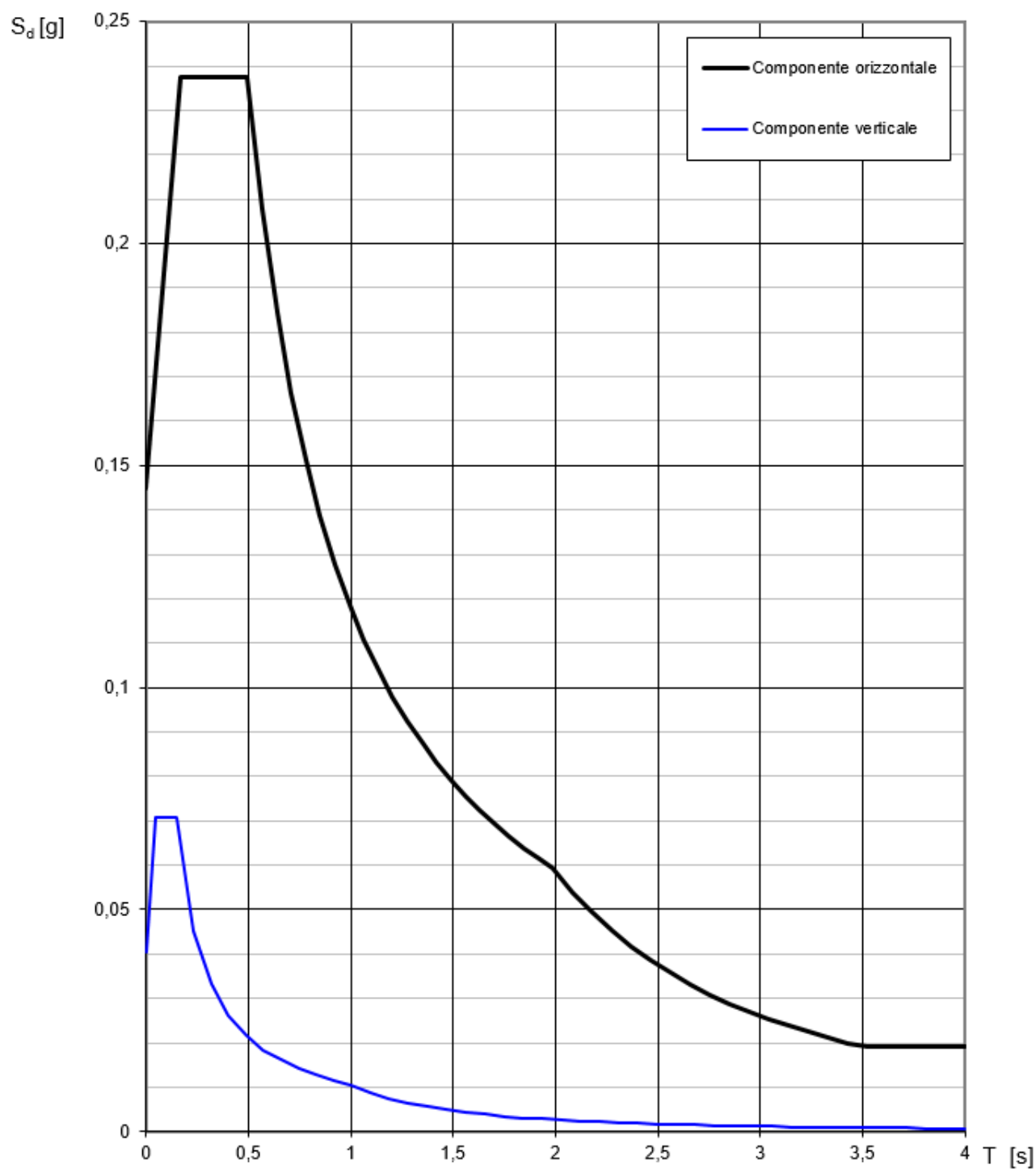
### Espressioni dello spettro di risposta (NTC-08 Eq. 3.2.4)

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

Lo spettro di progetto  $S_d(T)$  per le verifiche agli Stati Limite Ultimi è ottenuto dalle espressioni dello spettro elastico  $S_e(T)$  sostituendo  $\eta$  con  $1/q$ , dove  $q$  è il fattore di struttura. (NTC-08 § 3.2.3.5)

### Punti dello spettro di risposta

	T [s]	Se [g]
	0,000	0,145
$T_B \leftarrow$	0,165	0,238
$T_C \leftarrow$	0,496	0,238
	0,567	0,208
	0,638	0,185
	0,709	0,166
	0,780	0,151
	0,851	0,139
	0,922	0,128
	0,993	0,119
	1,064	0,111
	1,135	0,104
	1,206	0,098
	1,276	0,092
	1,347	0,087
	1,418	0,083
	1,489	0,079
	1,560	0,076
	1,631	0,072
	1,702	0,069
	1,773	0,066
	1,844	0,064
	1,915	0,062
$T_D \leftarrow$	1,986	0,059
	2,082	0,054
	2,178	0,049
	2,274	0,045
	2,369	0,042
	2,465	0,039
	2,561	0,036
	2,657	0,033
	2,753	0,031
	2,849	0,029
	2,945	0,027
	3,041	0,025
	3,137	0,024
	3,233	0,022
	3,329	0,021
	3,425	0,020
	3,520	0,019
	3,616	0,019
	3,712	0,019
	3,808	0,019
	3,904	0,019
	4,000	0,019

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

### 7.5.3 Partecipazione di massa

Applicando lo spettro di progetto definito in precedenza ai modi di vibrare ricavati dall'analisi delle frequenze proprie di oscillazione, si può verificare come la partecipazione totale di massa relativa alle combinazioni delle direzioni di applicazione del sisma sia sempre superiore all'85%, valore prescritto dalla normativa sismica.

MODE PARTICIPATION FOR TRANSLATIONAL EXCITATION						
Mode	Frequency (Hz)	Modal Mass (Eng)	Modal Stiff (Eng)	PF-X (%)	PF-Y (%)	PF-Z (%)
1	1.6359E+00	1.8283E+05	1.9315E+07	0.001	6.870	0.001
2	2.0775E+00	2.9513E+05	5.0285E+07	16.206	0.635	0.003
3	2.7209E+00	6.4939E+03	1.8979E+06	0.013	0.000	0.000
4	3.4744E+00	1.0234E+06	4.8772E+08	21.183	7.283	0.006
5	3.9704E+00	1.9395E+04	1.2070E+07	0.737	0.366	0.000
6	4.1359E+00	9.4968E+04	6.4133E+07	13.004	0.367	0.000
7	4.3299E+00	1.0822E+04	8.0101E+06	0.000	0.063	0.000
8	4.3599E+00	5.8695E+03	4.4048E+06	0.988	0.037	0.000
9	4.5962E+00	3.6790E+04	3.0682E+07	0.113	0.194	1.521
10	4.6563E+00	5.9379E+05	5.0824E+08	10.341	16.468	0.000
11	4.9370E+00	3.0041E+04	2.8906E+07	0.102	0.758	0.937
12	4.9382E+00	2.9682E+04	2.8575E+07	0.006	0.000	0.838
13	5.0277E+00	2.7265E+04	2.7208E+07	0.030	0.010	2.059
14	5.1078E+00	1.6186E+04	1.6671E+07	0.019	0.053	0.380
15	5.3937E+00	2.1323E+05	2.4489E+08	1.998	28.779	0.017
16	5.4878E+00	2.7617E+04	3.2834E+07	0.163	2.544	0.857
17	5.5114E+00	2.8369E+04	3.4020E+07	0.007	0.000	1.087
18	5.5522E+00	1.1574E+05	1.4086E+08	0.705	10.306	0.039
19	5.7586E+00	2.7084E+04	3.5457E+07	0.115	0.109	0.382
20	6.1291E+00	6.0973E+04	9.0426E+07	0.457	0.663	0.128
21	6.2929E+00	8.9827E+04	1.4043E+08	4.534	2.280	0.922
22	6.4947E+00	4.3687E+04	7.2750E+07	1.127	0.745	0.591
23	6.6138E+00	9.8586E+03	1.7025E+07	0.331	0.235	0.112
24	6.7497E+00	3.4343E+04	6.1768E+07	0.084	0.029	0.440
25	6.7652E+00	1.3636E+04	2.4638E+07	0.024	0.035	0.481
26	6.9237E+00	2.7365E+04	5.1788E+07	0.011	0.002	1.301
27	6.9622E+00	8.9011E+04	1.7033E+08	1.027	0.611	0.003
28	6.9697E+00	6.2146E+04	1.1918E+08	1.309	0.897	0.038
29	7.1361E+00	1.8289E+04	3.6767E+07	0.002	0.137	0.094
30	7.1726E+00	5.2621E+04	1.0687E+08	0.134	0.062	1.729
31	7.2271E+00	5.6223E+04	1.1593E+08	0.069	0.021	0.078
32	7.2767E+00	3.6586E+04	7.6480E+07	0.001	0.001	0.208
33	7.3482E+00	1.0387E+04	2.2143E+07	0.006	0.005	0.756
34	7.3757E+00	3.0507E+04	6.5518E+07	0.027	0.002	1.187
35	7.4271E+00	2.2767E+04	4.9579E+07	0.067	0.000	0.000
36	7.4525E+00	6.4334E+04	1.4106E+08	0.027	0.016	0.038
37	7.4946E+00	1.2410E+04	2.7520E+07	0.208	0.074	0.089
38	7.5341E+00	5.7507E+04	1.2887E+08	0.064	0.068	0.028
39	7.5749E+00	1.9728E+04	4.4689E+07	0.010	0.010	0.062
40	7.6213E+00	3.2955E+04	7.5568E+07	0.054	0.004	0.007
41	7.6985E+00	4.3841E+03	1.0258E+07	0.003	0.232	0.001
42	7.8539E+00	2.1862E+04	5.3239E+07	0.005	0.025	0.013
43	8.0018E+00	3.6415E+04	9.2049E+07	0.002	0.034	0.994
44	8.0444E+00	1.6468E+04	4.2071E+07	0.077	0.099	0.182
45	8.1459E+00	4.8123E+04	1.2606E+08	0.027	0.121	1.043
46	8.2028E+00	4.5572E+04	1.2105E+08	0.003	0.016	0.466
47	8.2063E+00	2.8702E+04	7.6306E+07	0.010	0.012	0.180
48	8.2698E+00	1.6552E+04	4.4690E+07	0.000	0.005	0.019
49	8.3405E+00	3.9454E+04	1.0835E+08	0.001	0.367	4.462
50	8.4054E+00	1.9265E+05	5.3733E+08	1.009	2.089	0.321
51	8.5507E+00	4.4213E+04	1.2762E+08	0.020	0.001	1.391
52	8.6415E+00	1.5234E+04	4.4910E+07	0.000	0.000	0.372
53	8.8250E+00	3.7626E+04	1.1569E+08	0.010	0.000	0.964
54	8.8852E+00	1.8717E+04	5.8335E+07	0.048	0.002	0.011

55	8.9360E+00	4.3364E+04	1.3670E+08	0.000	0.017	1.371
56	9.1643E+00	3.7425E+04	1.2409E+08	0.102	0.000	0.987
57	9.2455E+00	2.6200E+04	8.8414E+07	0.027	0.003	0.695
58	9.2913E+00	1.8111E+04	6.1725E+07	0.399	0.225	0.307
59	9.3900E+00	5.8159E+04	2.0244E+08	0.642	0.805	0.469
60	9.6616E+00	5.0607E+04	1.8650E+08	0.646	0.350	0.357
61	9.6766E+00	1.2085E+04	4.4674E+07	0.049	0.085	0.182
62	9.7085E+00	5.5436E+04	2.0628E+08	0.060	0.000	0.011
63	9.7336E+00	4.5973E+04	1.7195E+08	0.295	0.003	0.006
64	9.8072E+00	3.7292E+04	1.4160E+08	0.217	0.071	0.132
65	9.8485E+00	9.1986E+04	3.5223E+08	0.065	0.071	0.586
66	9.8755E+00	3.7368E+04	1.4387E+08	0.366	0.023	0.372
67	1.0192E+01	2.7455E+04	1.1259E+08	2.125	0.018	0.033
68	1.0289E+01	1.7890E+04	7.4765E+07	1.186	0.076	0.001
69	1.0413E+01	1.2349E+04	5.2859E+07	0.000	0.021	0.010
70	1.0545E+01	5.6267E+04	2.4703E+08	0.482	0.017	1.082
71	1.0645E+01	7.3923E+04	3.3067E+08	3.583	0.609	0.017
72	1.0697E+01	4.4672E+04	2.0178E+08	0.974	0.172	0.797
73	1.0725E+01	7.7460E+04	3.5176E+08	0.004	0.083	1.457
74	1.0734E+01	3.0108E+04	1.3696E+08	0.045	0.002	0.018
75	1.0746E+01	1.7223E+04	7.8515E+07	0.329	0.021	0.133
<b>TOTAL TRANSLATIONAL MASS PARTICIPATION FACTORS</b>				<b>88.116</b>	<b>86.419</b>	<b>35.859</b>

## 7.6 Risultati dell'analisi

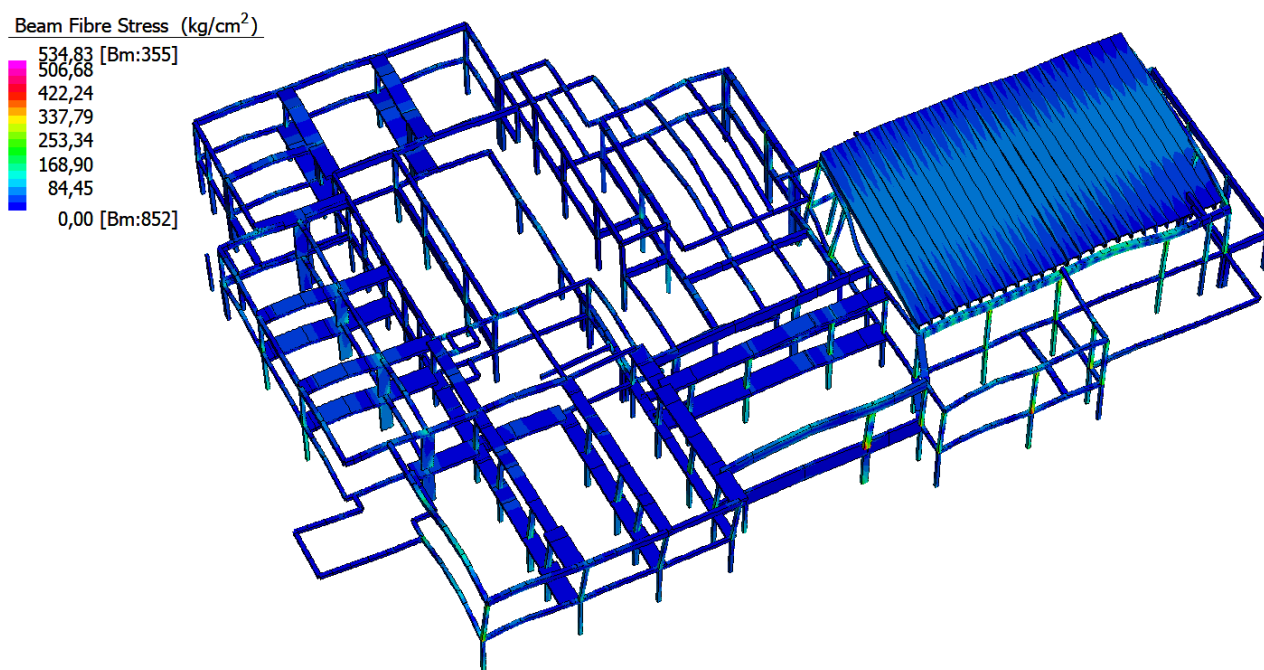
L'analisi agli SLV permette di capire quali siano i pilastri maggiormente sollecitati, in caso di evento sismico, sui quali intervenire per migliorarne il comportamento meccanico nei confronti delle sollecitazioni indicate da normativa.

Nelle immagini sottostanti viene mostrata la struttura nella sua globalità, utilizzando come parametro di controllo il valore di tensione massima sui vari elementi.

Come indicato nel capitolo 4, la parte di struttura costruita negli anni '70 è costituita da calcestruzzo con  $R_{ck}=300 \text{ kg/cm}^2$ ; la resistenza di calcolo da tenere in considerazione per valutare il comportamento dei vari elementi deve essere corretta utilizzando il fattore di confidenza definito nel capitolo 3, pari a 1,35.

Il valore di riferimento per valutare dove intervenire diviene quindi:

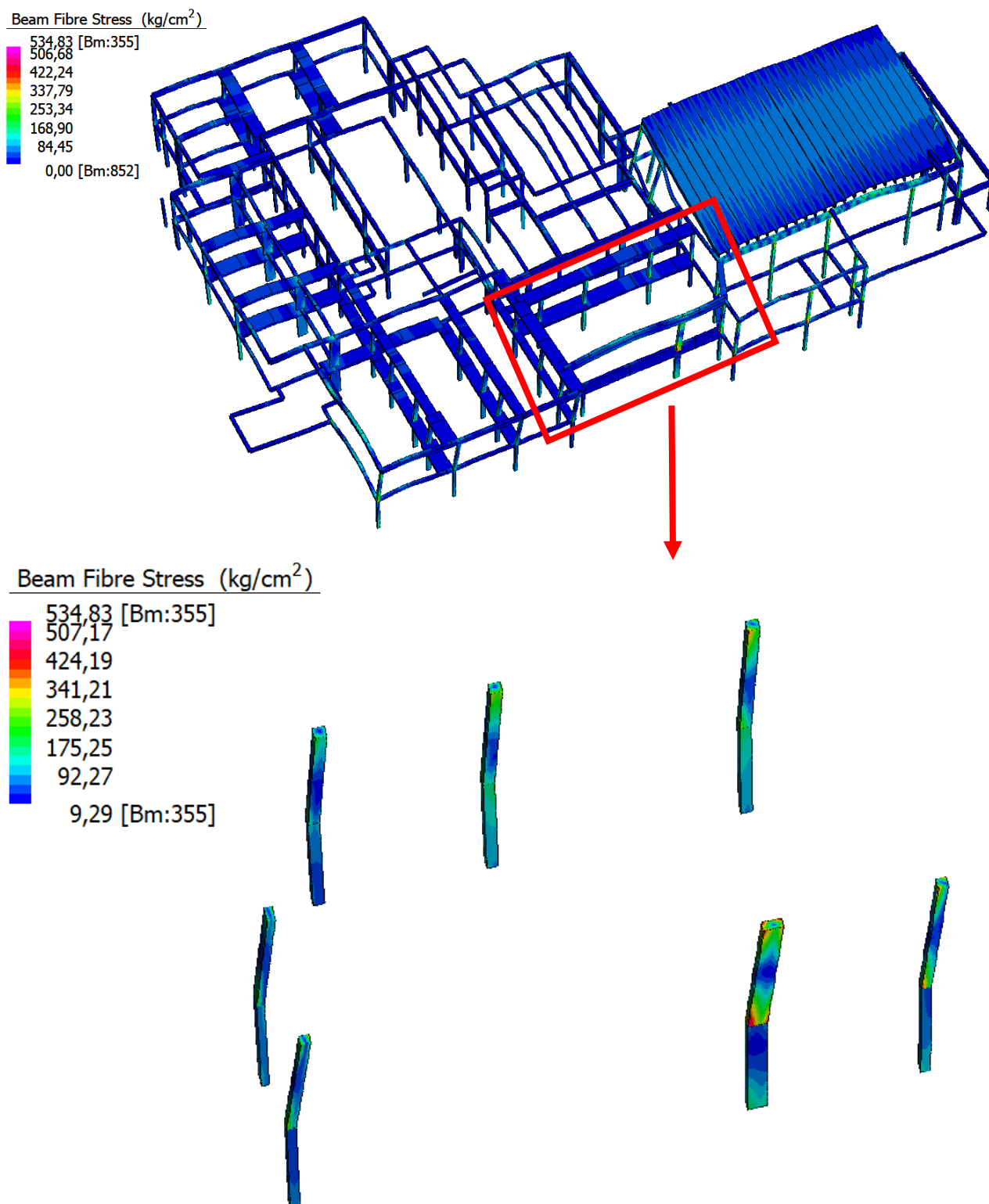
$$f_{cd} = \frac{f_{ck}}{FC} = \frac{250}{1.35} \cong 185 \text{ kg/cm}^2$$





L'immagine soprastante rappresenta l'involuppo in valore assoluto delle 8 combinazioni sismiche ed è facilmente comprensibile che il valore della tensione massima agente su un elemento, pari a  $534 \text{ kg/cm}^2$  è maggiore del valore di riferimento del calcestruzzo pari a  $185 \text{ kg/cm}^2$ ; si rende necessario quindi un intervento di miglioramento nella zona dove si trovano le tensioni maggiori.

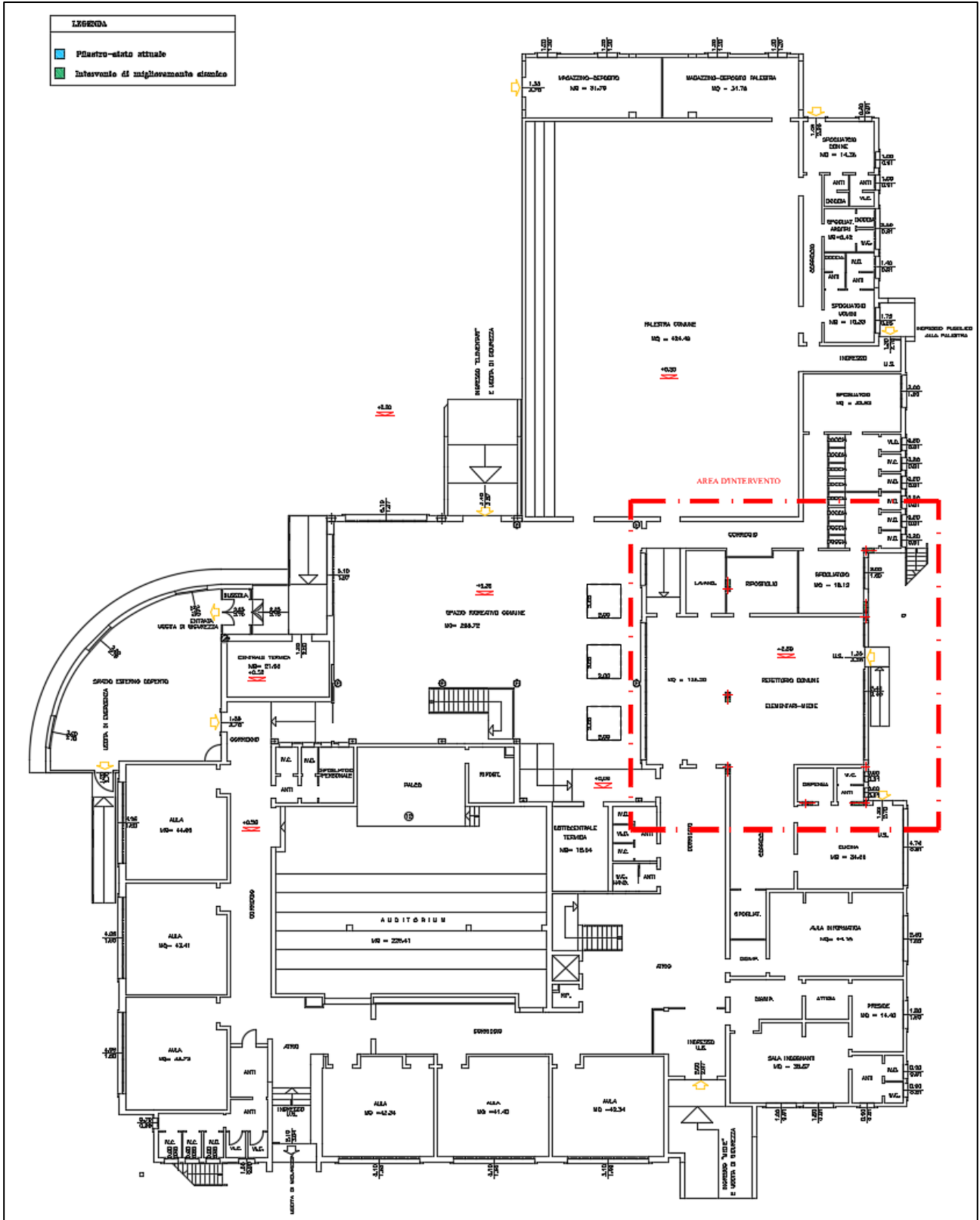
### 7.6.1 Scelta pilastri su cui intervenire

Nelle immagini seguenti sono mostrate la zona di intervento ed i 7 pilastri sui quali si ritiene necessario apportare un miglioramento.

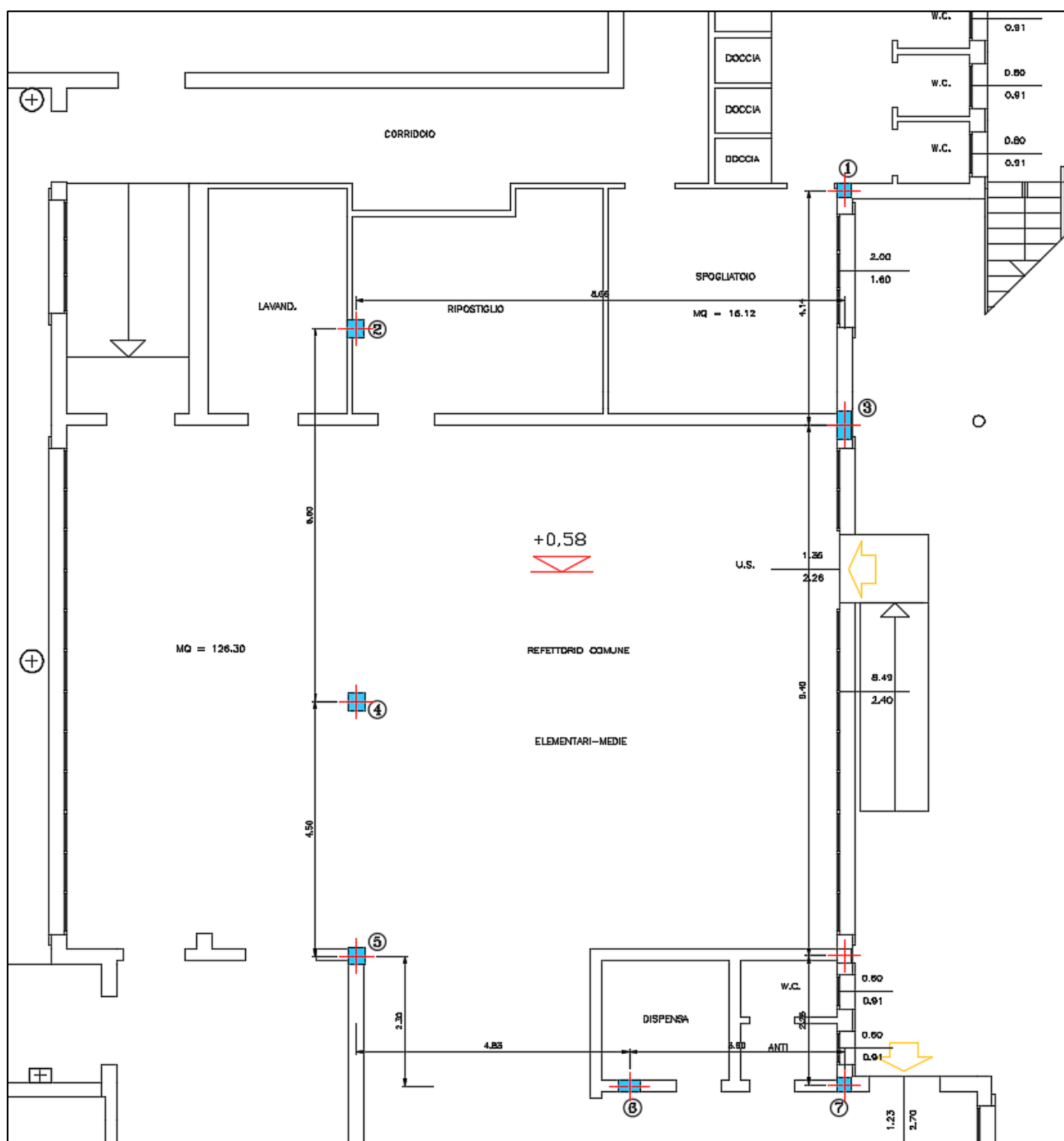


48

LEGENDA	
	Panosteo-cinto attuale
	Intervento di miglioramento storico





**PARTICOLARE DELLA ZONA DI INTERVENTO**

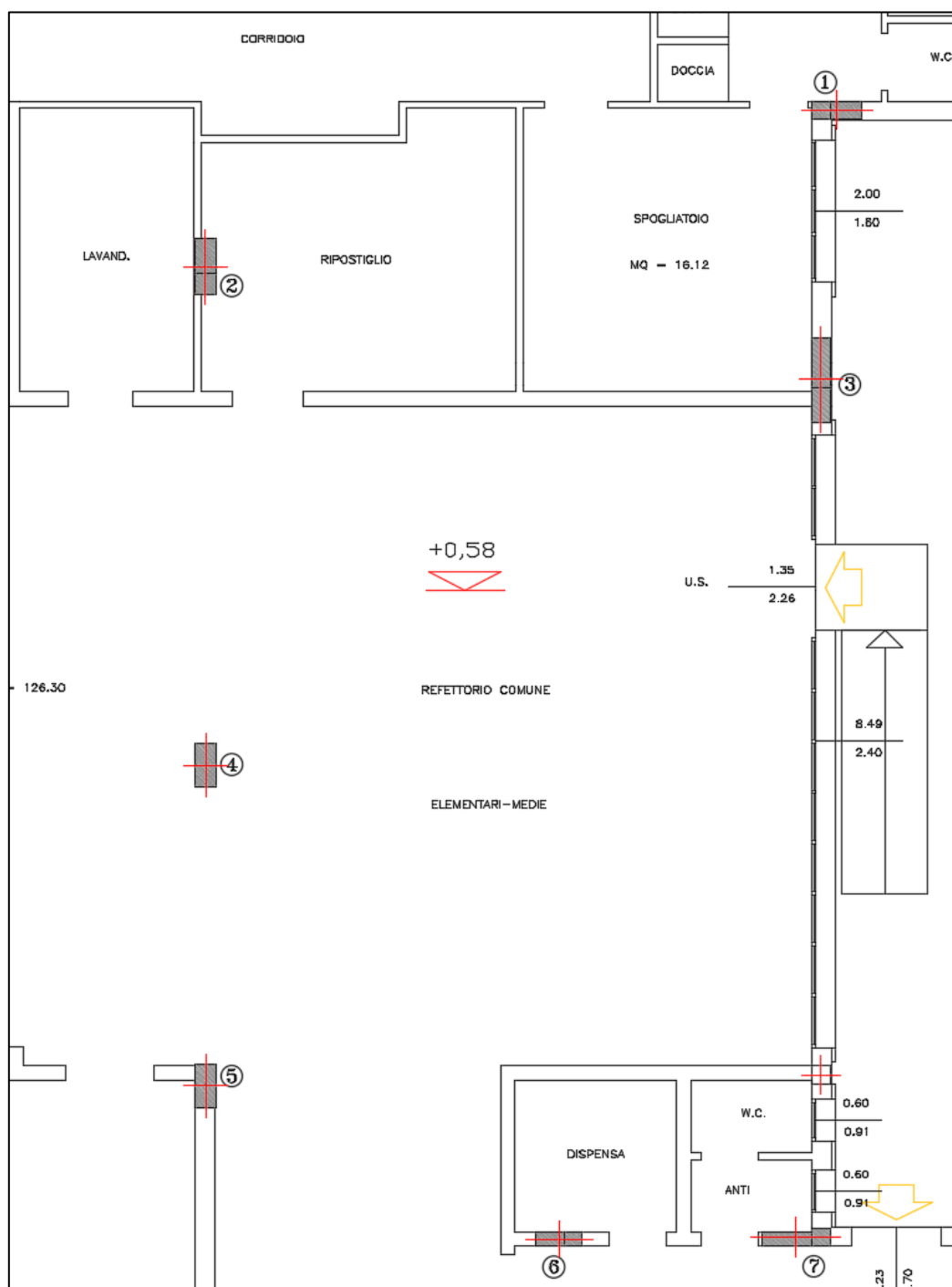


## **8 Interventi di miglioramento sismico**

Gli interventi di miglioramento sismico localizzato qui proposti consistono in un consolidamento strutturale mediante affiancamento di nuovi elementi in calcestruzzo armato che concorrono ad aumentare la sezione resistente e quindi la resistenza globale dell'elemento rinforzato.

### **8.1 Inquadramento degli interventi**

Si mostra di seguito il particolare della pianta del piano terra dove sono indicati i punti di intervento (per maggiori dettagli si rimanda alle tavole grafiche).



## 8.2 Analisi sismica

Per valutare il comportamento dei pilastri sui quali è in previsione l'intervento si è provveduto a modificare i pilastri inserendo le sezioni modificate nel modello di calcolo utilizzato in precedenza.

Nei paragrafi successivi sono indicate le caratteristiche geometriche e meccaniche dei nuovi pilastri.

### 8.2.1 Caratteristiche meccaniche

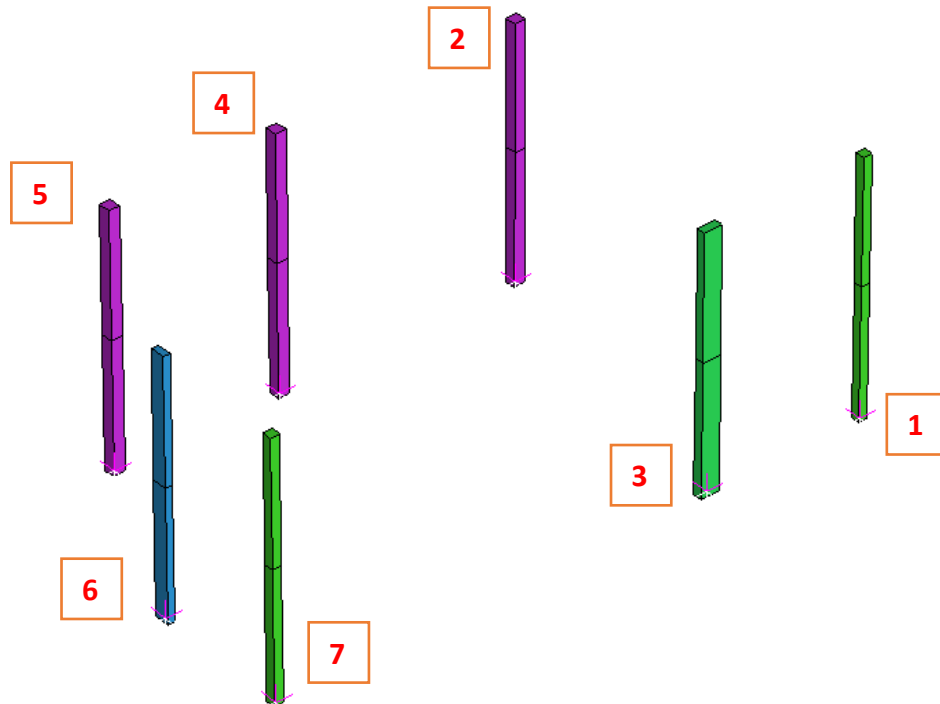
	<b>Materiale</b>	<b>E</b> kg/cm <sup>2</sup>	<b>G</b> kg/cm <sup>2</sup>	<b>v</b>	<b>ρ</b> kg/m <sup>3</sup>	<b>Mass/Length</b> kg/m
53: MOD Pil 1 25X70	Concrete: Compressive Strength $f_c = 32$ MPa	315704	131543	0,2	2400	420
54: MOD Pil 2 30x80	Concrete: Compressive Strength $f_c = 32$ MPa	315704	131543	0,2	2400	576
55: MOD Pil 3 25x120	Concrete: Compressive Strength $f_c = 32$ MPa	315704	131543	0,2	2400	720
56: MOD Pil 4-5 30x60	Concrete: Compressive Strength $f_c = 32$ MPa	315704	131543	0,2	2400	432
57: MOD Pil 6 20x65	Concrete: Compressive Strength $f_c = 32$ MPa	315704	131543	0,2	2400	312
58: MOD Pil 7 20x95	Concrete: Compressive Strength $f_c = 32$ MPa	315704	131543	0,2	2400	456

### 8.2.2 Caratteristiche geometriche

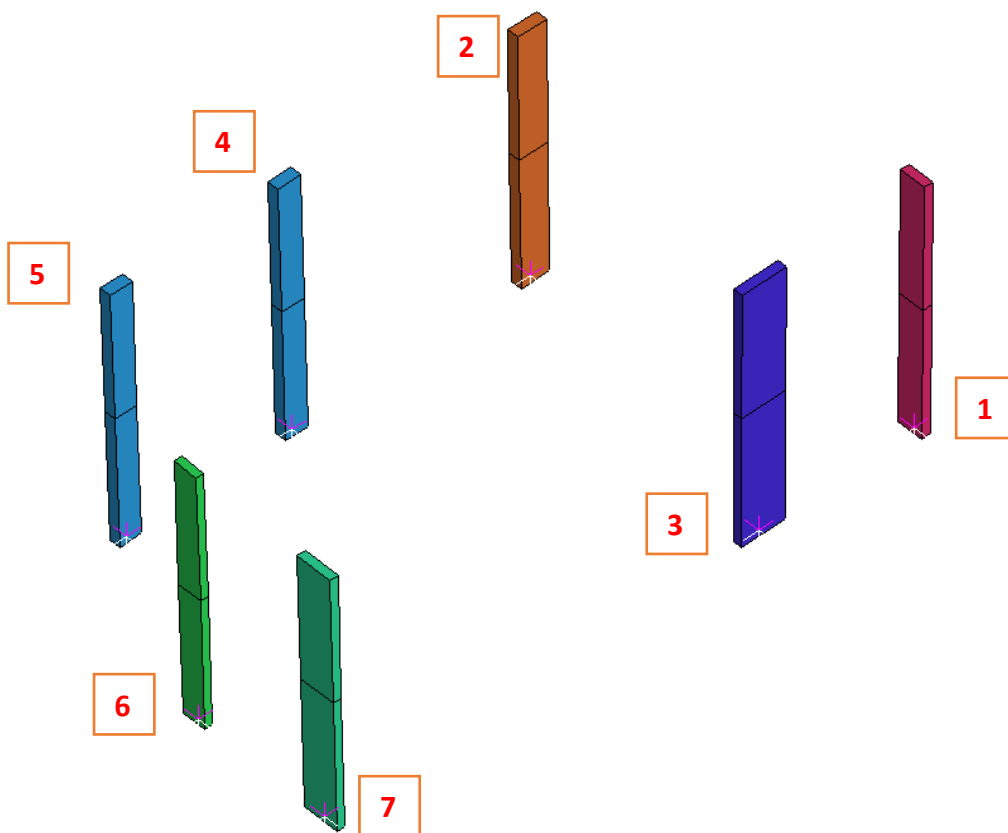
	<b>Section</b>	<b>Section Type</b>	<b>D</b> <b>m</b>	<b>B1</b> <b>m</b>
53: MOD Pil 1 25X70	Solid Rectangle	Solid Rectangle	0,25	0,7
54: MOD Pil 2 30x80	Solid Rectangle	Solid Rectangle	0,8	0,3
55: MOD Pil 3 25x120	Solid Rectangle	Solid Rectangle	1,2	0,25
56: MOD Pil 4-5 30x60	Solid Rectangle	Solid Rectangle	0,6	0,3
57: MOD Pil 6 20x65	Solid Rectangle	Solid Rectangle	0,65	0,2
58: MOD Pil 7 20x95	Solid Rectangle	Solid Rectangle	0,2	0,95

### 8.2.3 Confronto tra i modelli

- Situazione PRE-intervento



- Situazione POST-intervento

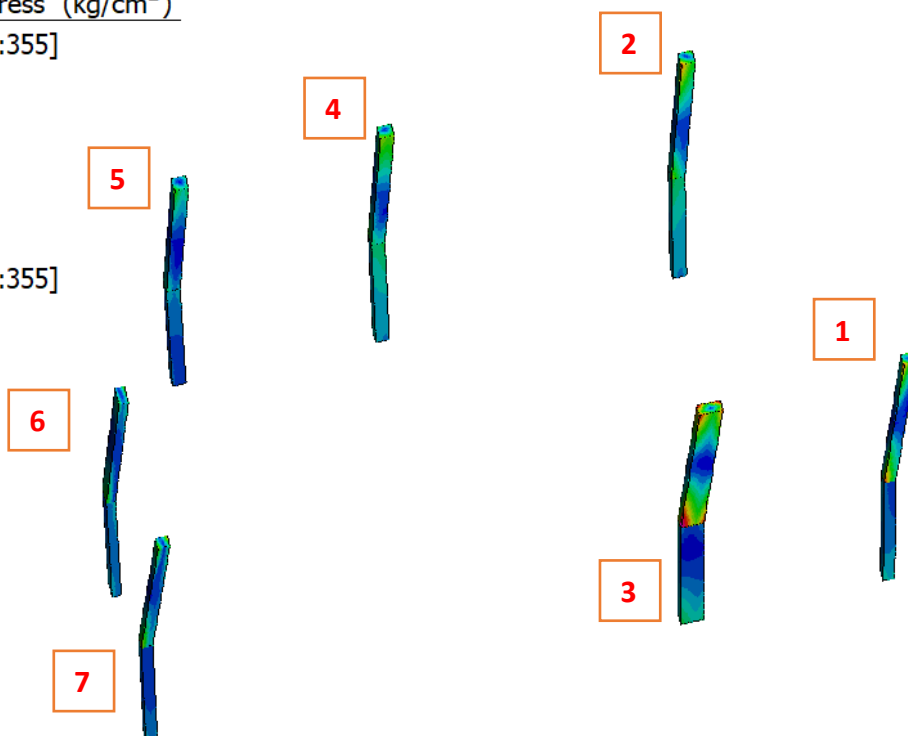
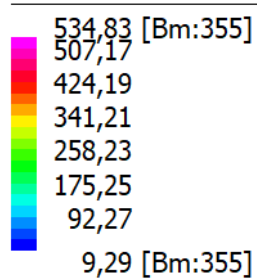


Dalle immagini soprastanti è facile notare la differenza tra le 2 situazioni e comprendere quanto si vadano a modificare le strutture resistenti.

### 8.2.4 Risultati della modellazione

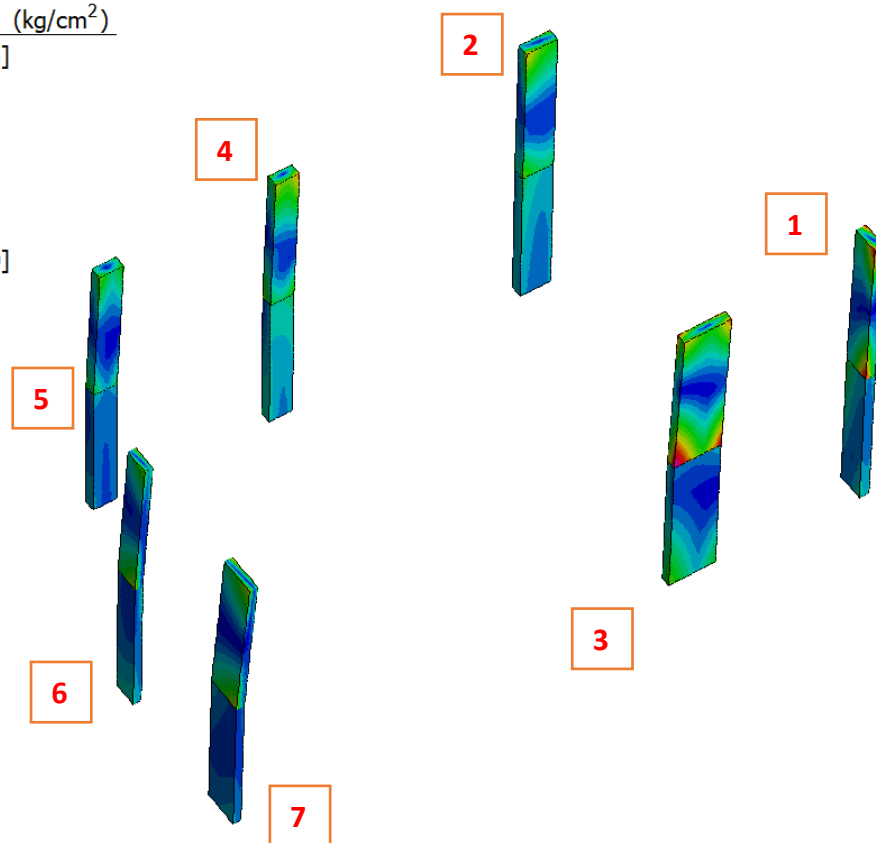
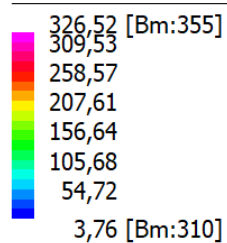
- Situazione PRE-intervento

Beam Fibre Stress (kg/cm<sup>2</sup>)



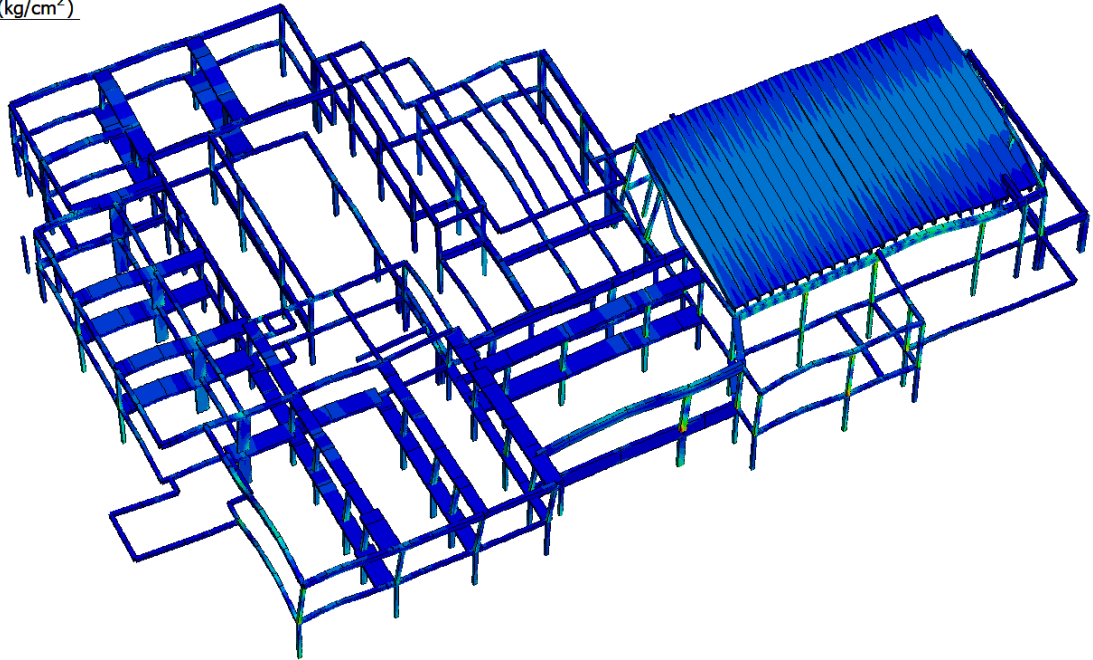
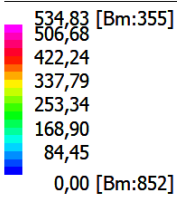
- Situazione POST-intervento

Beam Fibre Stress (kg/cm<sup>2</sup>)



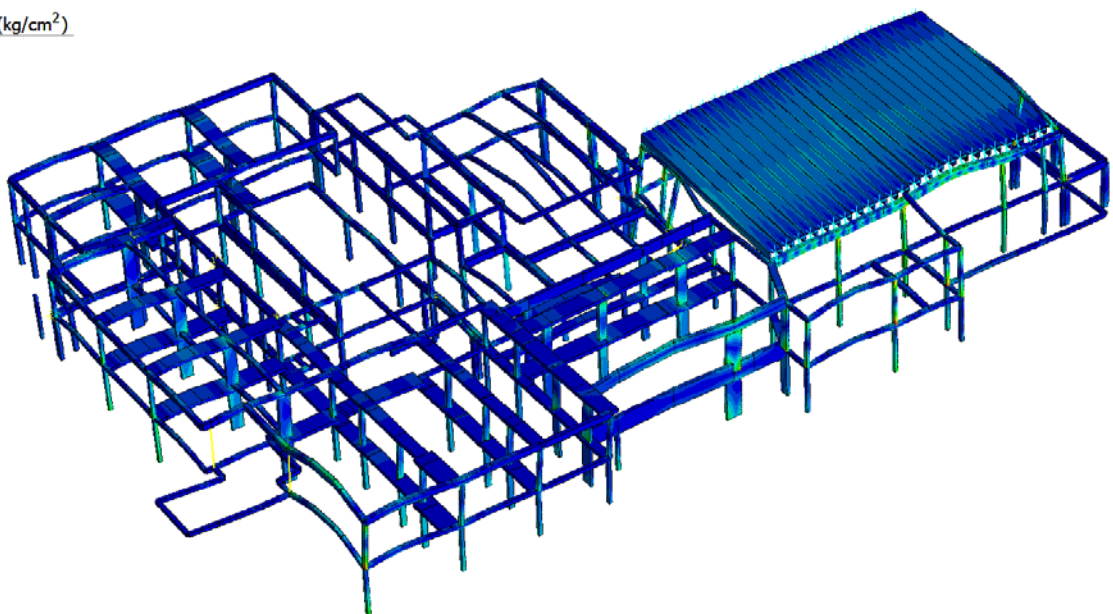
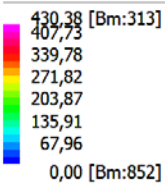
- Situazione PRE-intervento

Beam Fibre Stress (kg/cm<sup>2</sup>)



- Situazione POST-intervento

Beam Fibre Stress (kg/cm<sup>2</sup>)



Dai risultati sopra riportati si possono evincere le seguenti considerazioni:

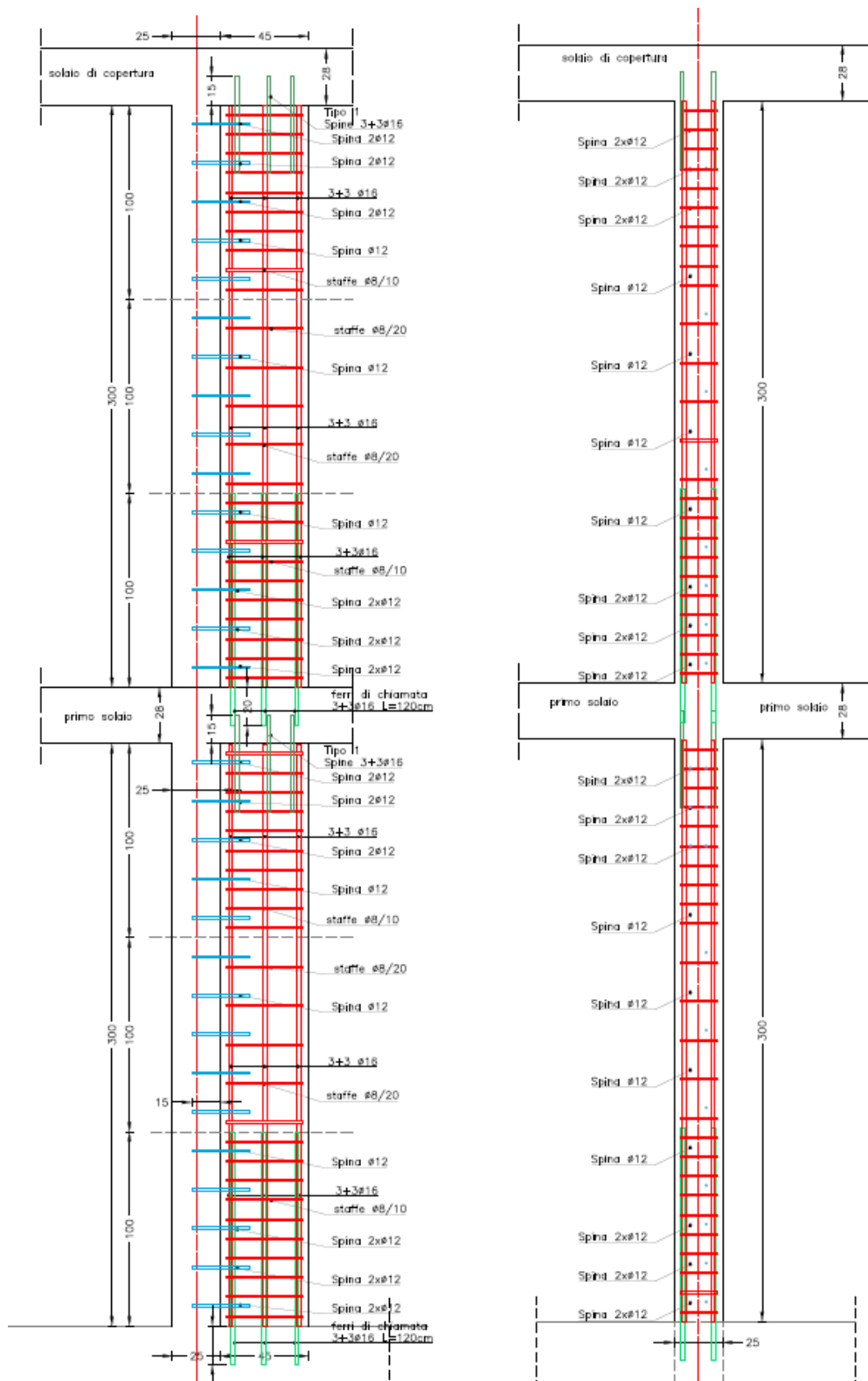
- La riduzione delle tensioni sui pilastri considerati a seguito dell'intervento è evidente e dimostra l'efficacia del miglioramento localizzato (diminuzione di circa 39%);
- Considerando il modello globale, nella zona oggetto d'intervento, si nota una netta riduzione delle tensioni;
- Il picco massimo di tensione post intervento sarà localizzato in una zona diversa da quella considerata; si evidenzia comunque che tale nuovo limite tensionale sarà inferiore del 20% rispetto al picco massimo di tensione di cui al punto B.



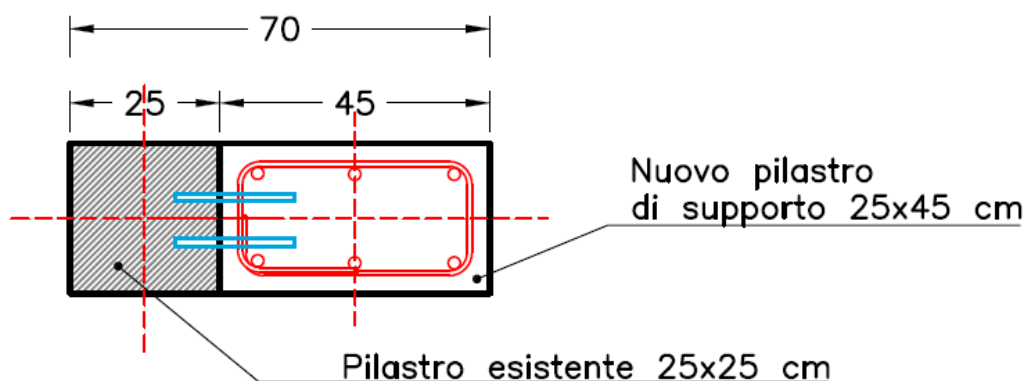
### 8.3 Verifica dei nuovi pilastri

Dal modello creato è possibile estrarre i valori delle azioni interne dei singoli elementi in modo da poter eseguire la verifica di ogni elemento. I particolari di ogni pilastro si possono visualizzare in maniera adeguata negli elaborati grafici DS S 03 e DS S 04.

#### 8.3.1 Pilastro 1



Il pilastro 1 nasce con una sezione 25x25 cm e viene portato ad avere una sezione di dimensioni 25x70 cm.



Le armature della sezione aggiuntiva sono:

- Barre longitudinali:  $6\phi 16$ ;
- Staffatura:  $\phi 8/10$  cm nelle zone critiche;  
 $\phi 8/20$  cm nella zona centrale.

- Verifica pressoflessionale

Verifica C.A. S.L.U. - File: Pilastro 1

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2008 ?

**Titolo:** Pilastro 1 - Scuola di Vo'

N° figure elementari  Zoom N° strati barre  Zoom

N°	b [cm]	h [cm]
1	25	70

N°	As [cm²]	d [cm]
1	4,02	5
2	4,02	22
3	4,02	40
4	4,02	50
5	4,02	65

**Sollecitazioni**  
S.L.U. Metodo n

N<sub>Ed</sub>  kN  
M<sub>xEd</sub>  kNm  
M<sub>yEd</sub>  kNm

**P.to applicazione N**  
☒ Centro ☐ Baricentro cls  
☐ Coord.[cm] xN  yN

**Tipo rottura**  
Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

**Materiali**

B450C		C28/35	
$\epsilon_{su}$	67,5 ‰	$\epsilon_{c2}$	2 ‰
$f_{yd}$	391,3 N/mm²	$\epsilon_{cu}$	3,5 ‰
$E_s$	200 000 N/mm²	$f_{cd}$	15,87
$E_s/E_c$	15	$f_{cc}/f_{cd}$	0,8
$\epsilon_{syd}$	1,957 ‰	$\sigma_{c,adm}$	11
$\sigma_{s,adm}$	255 N/mm²	$\tau_{co}$	0,6667
		$\tau_{c1}$	1,971

M<sub>xRd</sub>  kN m

$\sigma_c$   N/mm²  
 $\sigma_s$   N/mm²  
 $\epsilon_c$   ‰  
 $\epsilon_s$   ‰  
d  cm  
x  x/d   
 $\delta$

**Tipo Sezione**  
☒ Rettan.re ☐ Trapezi  
☐ a T ☐ Circolare  
☐ Rettangoli ☐ Coord.

**Metodo di calcolo**  
☒ S.L.U.+ ☐ S.L.U.-  
☐ Metodo n

**Tipo flessione**  
☒ Retta ☐ Deviata

N° rett.   
Calcola MRd Dominio M-N  
L<sub>0</sub>  cm Col. modello

☐ Precompresso

- Verifica staffatura

**Progetto Sezione Rettangolare - F1 per aiuto**

Normativa: NTC 2008

Sollecitazioni e metodo di calcolo

☒ S.L.U. ☐ Metodo n

M<sub>Ed</sub> 300 0 kNm  
V<sub>Ed</sub> 171 0 kN

Acciaio B450C Calcestruzzo C28/35

Ricoprimento armatura c: 2 cm  
A's/A<sub>s</sub> %: 0 %

Criteri di progetto

☐ Fissa altezza H: 70 cm ☐ Arrotond. 1 cm  
☐ Fissa Base B: 25 cm ☐ 5 cm  
☒ Fissa Base e Altezza

☒ Scelta diametri autom.  
 $\phi$  minimo 16 mm  
 $\phi$  massimo 16 mm

Opzioni taglio

☐ minimizza staffe  
cot  $\theta$  1  
☐ no staffe  $\rho_l$  0 %  
 $\phi$  staffe 8 mm  
n° bracci 2  
 $\phi$  reggistaffe 16 mm  
☐ gancio 135°

Scelta diametri manuale

N°  $\phi$

Armatura superiore

☒ 0 16  
☐ 0 18  
☐ 0 20

Armatura inferiore

☒ 0 16  
☐ 0 18  
☐ 0 20

Deformazione adimensionale armatura tesa

Armatura forte (NO) SA  $\epsilon_s/\epsilon_{yd}$  10,01 x/d 0,152  $\delta$  0,700 CR Armatura debole (OK)

**Risultati**

Armatura superiore

**2 $\phi$ 16**  
A's 4,02 cm<sup>2</sup> +0,0% A's min 4,02

Armatura inferiore

**2 $\phi$ 16+5 $\phi$ 16**  
A<sub>s</sub> 14,07 cm<sup>2</sup> +14,6% A<sub>s</sub> min 12,29  
A's/A<sub>s</sub>: 29%  $\rho_s$  0,85 %  
Incidenza acciaio 113,4 kg/m<sup>3</sup>

Taglio

$\tau_{max}$  1,145 N/mm<sup>2</sup>  
Staffe  **$\phi$ 8/13** a 2 bracci  
Staffatura minima  **$\phi$ 8/26**  
Staff. minima per VEd = 90,42 kN

Inserisce Risultati per Verifiche

Effettivi Minimi

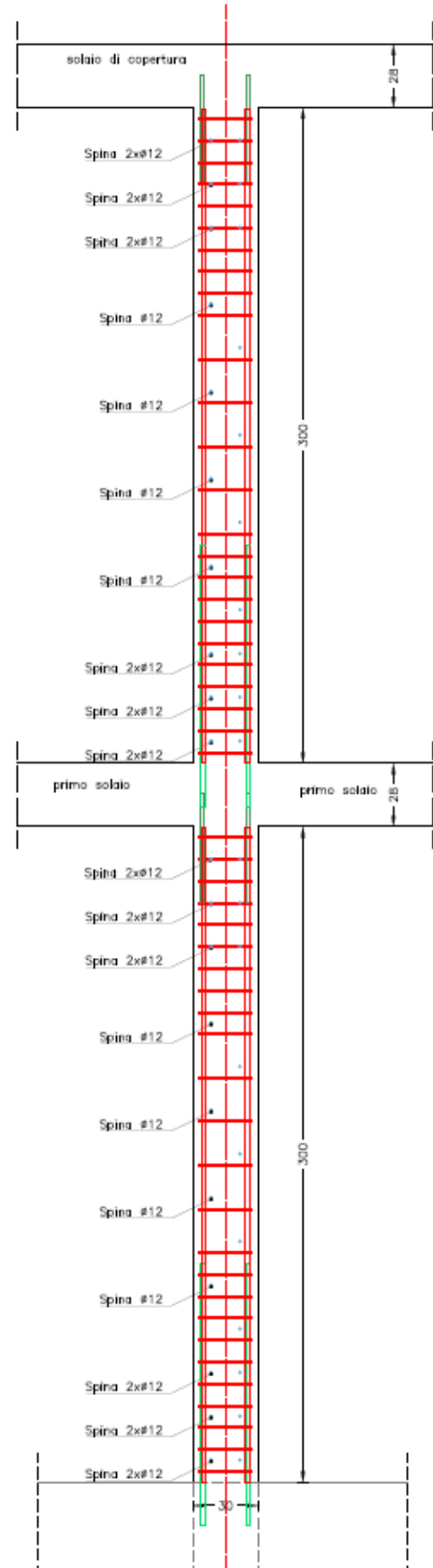
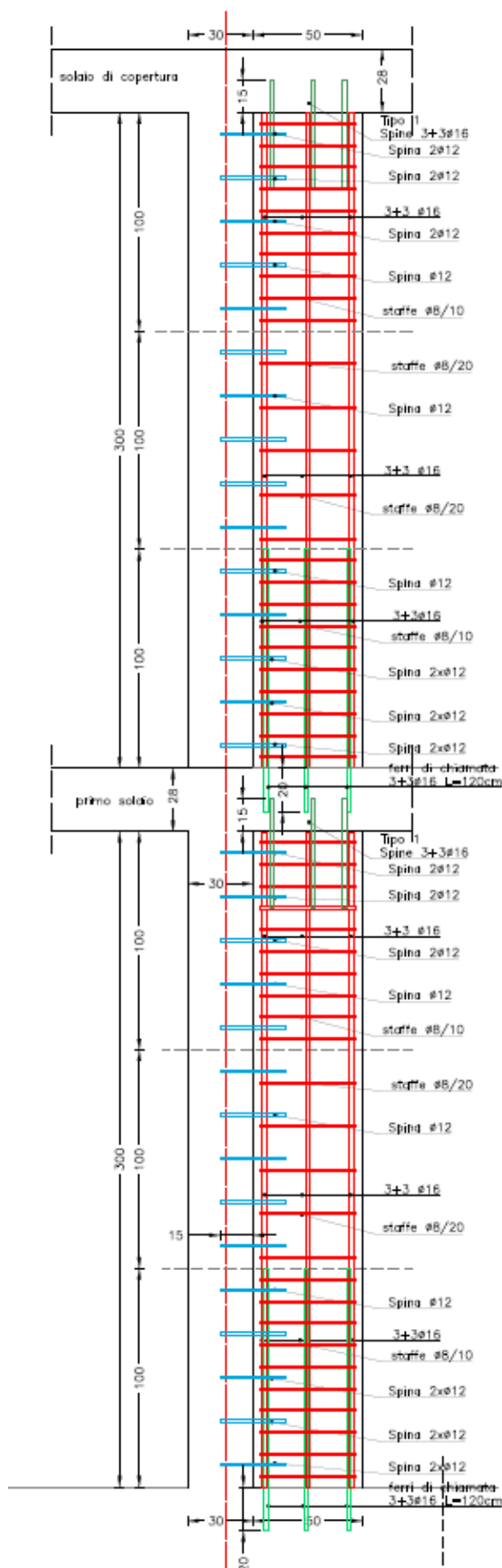
Comb. barre superiori Comb. barre inferiori

Osservazioni

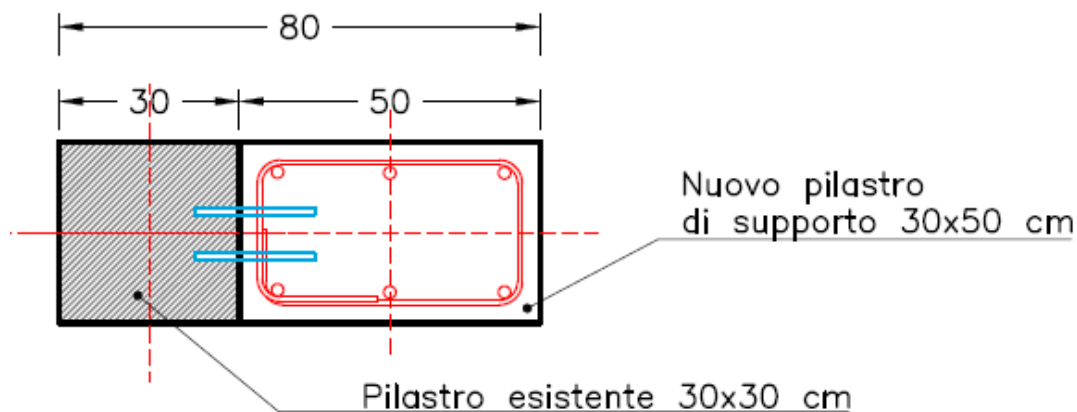
Help Plotta Ricalcola

Le tabelle sopra mostrate indicano come le armature proposte riescano a sopportare abbondantemente le azioni ricavate dall'analisi sismica.

### 8.3.2 Pilastro 2



Il pilastro 2 nasce con una sezione 30x30 cm e viene portato ad avere una sezione di dimensioni 30x80 cm.



Le armature della sezione aggiuntiva sono:

- Barre longitudinali:  $6\phi 16$ ;
- Staffatura:  $\phi 8/10$  cm nelle zone critiche;  
 $\phi 8/20$  cm nella zona centrale.

- Verifica pressoflessionale

Verifica C.A. S.L.U. - File: Pilastro 2

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2008 ?

**Titolo:** Pilastro 2 - Scuola di Vo'

N° figure elementari: 1 Zoom N° strati barre: 5 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]
1	30	80

N°	As [cm²]	d [cm]
1	4,02	4
2	4,02	25
3	4,02	46
4	4,02	55
5	4,02	75

**Sollecitazioni**  
S.L.U. Metodo n

N<sub>Ed</sub> 882 0 kN  
M<sub>xEd</sub> 250 0 kNm  
M<sub>yEd</sub> 0 0

**P.to applicazione N**  
☒ Centro ☐ Baricentro cls  
☐ Coord.[cm] xN 0 yN 0

**Tipo rottura**  
Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

**Materiali**  
B450C C28/35  
 $\epsilon_{su}$  67,5 ‰  $\epsilon_{c2}$  2 ‰  
 $f_{yd}$  391,3 N/mm²  $\epsilon_{cu}$  3,5 ‰  
 $E_s$  200 000 N/mm²  $f_{cd}$  15,87  
 $E_s/E_c$  15  $f_{cc}/f_{cd}$  0,8 ?  
 $\epsilon_{syd}$  1,957 ‰  $\sigma_{c,adm}$  11  
 $\sigma_{s,adm}$  255 N/mm²  $\tau_{co}$  0,6667  
 $\tau_{c1}$  1,971

**Metodo di calcolo**  
☒ S.L.U.+ ☐ S.L.U.-  
☒ Metodo n

**Tipo flessione**  
☒ Retta ☐ Deviata

N° rett. 100

Calcola MRd Dominio M-N

L<sub>0</sub> 0 cm Col. modello

☐ Precompresso

M<sub>xRd</sub> 468,1 kN m  
 $\sigma_c$  -15,87 N/mm²  
 $\sigma_s$  391,3 N/mm²  
 $\epsilon_c$  3,5 ‰  
 $\epsilon_s$  5,317 ‰  
d 75 cm  
x 29,77 x/d 0,397  
 $\delta$  0,9362

- Verifica staffatura

**Progetto Sezione Rettangolare - F1 per aiuto**

Normativa: NTC 2008

Sollecitazioni e metodo di calcolo

☒ S.L.U. ☐ Metodo n

M<sub>xEd</sub> 250 0 kNm  
V<sub>Ed</sub> 146 0 kN

Acciaio B450C Calcestruzzo C28/35

Ricoprimento armatura c: 2 cm  
A's/A<sub>s</sub> %: 0 %

Criteri di progetto

☐ Fissa altezza H: 80 cm Arrotond. 1 cm  
☐ Fissa Base B: 30 cm 5 cm  
☒ Fissa Base e Altezza

☒ Scelta diametri autom.  
φ minimo 16 mm  
φ massimo 16 mm

Scelta diametri manuale

N° φ

Armatura superiore

☒ 0 16  
☐ 0 18  
☐ 0 20

Armatura inferiore

☒ 0 16  
☐ 0 18  
☐ 0 20

Opzioni taglio

☐ minimizza staffe  
cot θ 1  
☐ no staffe ρ<sub>l</sub> 0 %  
φ staffe 8 mm  
n° bracci 2  
φ reggistaffe 16  
☐ gancio 135°

Deformazione adimensionale armatura tesa

Armatura forte (NO) SA ε<sub>s</sub>/ε<sub>yd</sub> 21,22 x/d 0,078 δ 0,700 CR Armatura debole (OK)

**Risultati**

Armatura superiore

**2φ16**  
A's 4,02 cm² +0,0% A's min 4,02

Armatura inferiore

**2φ16+3φ16**  
A<sub>s</sub> 10,05 cm² +15,7% A<sub>s</sub> min 8,69  
A's/A<sub>s</sub>: 40% ρ<sub>s</sub> 0,44 %  
Incidenza acciaio 65,8 kg/m³

Taglio

τ<sub>max</sub> 0,6981 N/mm²  
Staffe **φ8/18** a 2 bracci  
Staffatura minima **φ8/22**  
Staff. minima per VEd = 122,9 kN

Inserisce Risultati per Verifiche

Effettivi Minimi

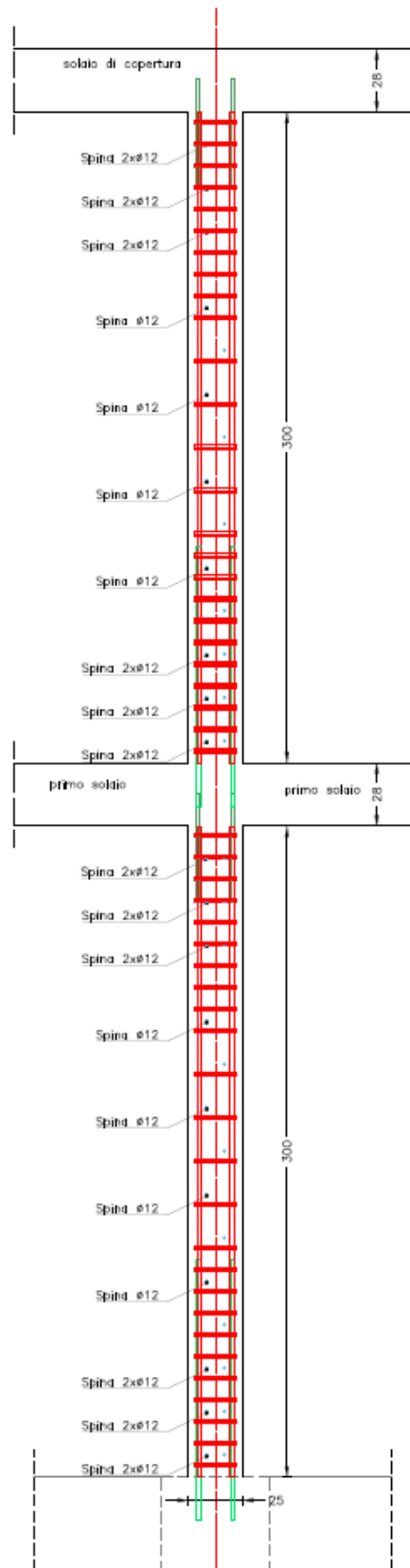
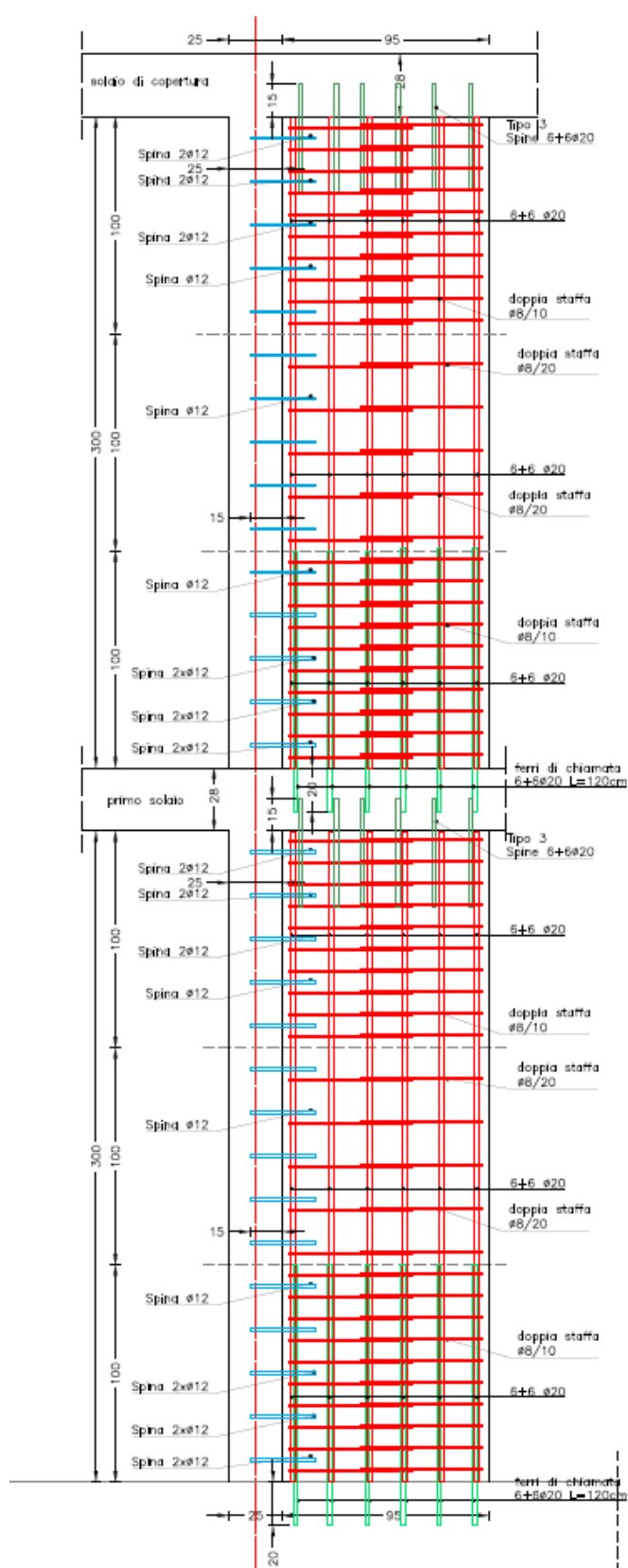
Comb. barre superiori Comb. barre inferiori

Osservazioni

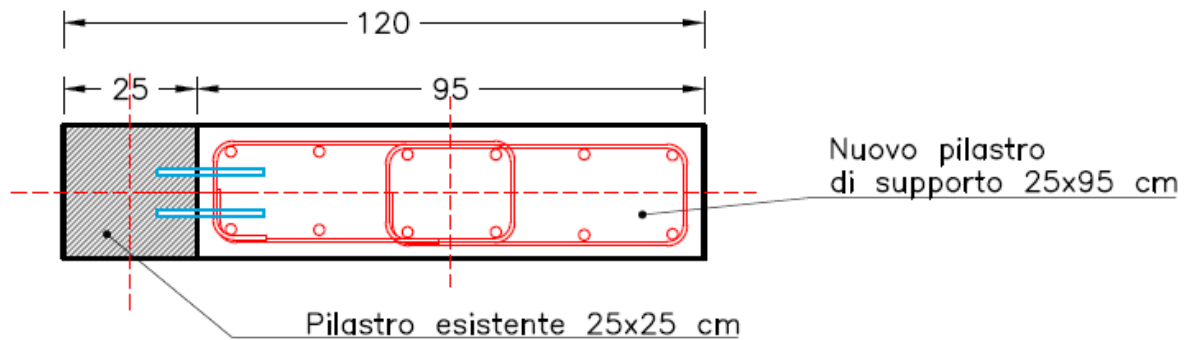
Help Plotta Ricalcola

Le tabelle sopra mostrate indicano come le armature proposte riescano a sopportare abbondantemente le azioni ricavate dall'analisi sismica.

### 8.3.3 Pilastro 3



Il pilastro 3 nasce con una sezione 30x30 cm e viene portato ad avere una sezione di dimensioni 30x80 cm.



Le armature della sezione aggiuntiva sono:

- Barre longitudinali: 12 $\phi$ 20;
- Staffatura:  $\phi$ 8/10 a 4 bracci cm nelle zone critiche;  
 $\phi$ 8/20 a 4 bracci cm nella zona centrale.

#### - Verifica pressoflessionale

Verifica C.A. S.L.U. - File: Pilastro 3

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2008 ?

**Titolo:** Pilastro 3 - Scuola di Vo'

N° figure elementari: 1 Zoom N° strati barre: 8 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]
1	25	120

N°	As [cm²]	d [cm]
1	6,28	5
2	6,28	22
3	6,28	39
4	6,28	56
5	6,28	73
6	6,28	90

**Sollecitazioni**

S.L.U. Metodo n

N<sub>Ed</sub> 1218 0 kN  
M<sub>xEd</sub> 1033 0 kNm  
M<sub>yEd</sub> 0 0

**P.to applicazione N**

☒ Centro ☐ Baricentro cls  
☐ Coord.[cm] xN 0 yN 0

**Tipo rottura**

Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

**Materiali**

B450C C28/35

$\epsilon_{su}$  67,5 ‰  $\epsilon_{c2}$  2 ‰  
 $f_{yd}$  391,3 N/mm²  $\epsilon_{cu}$  3,5 ‰  
 $E_s$  200 000 N/mm²  $f_{cd}$  15,87  
 $E_s/E_c$  15  $f_{cc}/f_{cd}$  0,8  
 $\epsilon_{syd}$  1,957 ‰  $\sigma_{c,adm}$  11  
 $\sigma_{s,adm}$  255 N/mm²  $\tau_{co}$  0,6667  
 $\tau_{c1}$  1,971

**Metodo di calcolo**

☒ S.L.U.+ ☐ S.L.U.- ☐ Metodo n

**Tipo flessione**

☒ Retta ☐ Deviata

N° rett. 100

Calcola MRd Dominio M-N

L<sub>0</sub> 0 cm Col. modello

☐ Precompresso

M<sub>xRd</sub> 1 107 kN m

$\sigma_c$  -15,87 N/mm²  
 $\sigma_s$  391,3 N/mm²  
 $\epsilon_c$  3,5 ‰  
 $\epsilon_s$  4,956 ‰  
d 115 cm  
x 47,6 x/d 0,4139  
 $\delta$  0,9574



- Verifica staffatura

**Progetto Sezione Rettangolare - F1 per aiuto**

Normativa: NTC 2008

Sollecitazioni e metodo di calcolo

☒ S.L.U. ☐ Metodo n

M<sub>xEd</sub> 1033 0 kNm  
V<sub>Ed</sub> 601 0 kN

Acciaio B450C Calcestruzzo C28/35

Ricoprimento armatura c: 2 cm  
A's/A<sub>s</sub> %: 0 %

Criteri di progetto

☐ Fissa altezza H: 120 cm ☐ Arrotond. 1 cm  
☐ Fissa Base B: 25 cm ☐ 5 cm  
☒ Fissa Base e Altezza

Scelta diametri autom.

☒  $\phi$  minimo 20 mm  
 $\phi$  massimo 20 mm

Scelta diametri manuale

N°  $\phi$

Armatura superiore

☒ 0 16  
☐ 0 18  
☐ 0 20

Armatura inferiore

☒ 0 16  
☐ 0 18  
☐ 0 20

Opzioni taglio

☐ minimizza staffe  
cot  $\theta$  1  
☐ no staffe  $\rho_l$  0 %  
 $\phi$  staffe 8 mm  
n° bracci 4  
 $\phi$  reggistaffe 20  
☐ gancio 135°

Deformazione adimensionale armatura tesa

Armatura forte (NO) SA  $\epsilon_s/\epsilon_{yd}$  7.09 x/d 0.201  $\delta$  0.700 CR Armatura debole (OK)

Risultati

Armatura superiore

**4 $\phi$ 20**  
A's 12,57 cm<sup>2</sup> +0.0% A's min 12,57

Armatura inferiore

**4 $\phi$ 20+4 $\phi$ 20**  
A<sub>s</sub> 25,13 cm<sup>2</sup> +4.3% A<sub>s</sub> min 24,10  
A's/A<sub>s</sub>: 50%  $\rho_s$  1.44 %  
Incidenza acciaio 251,8 kg/m<sup>3</sup>

Taglio

$\tau_{max}$  3.831 N/mm<sup>2</sup>  
Staffe  **$\phi$ 8/13** a 4 bracci  
Staffatura minima  **$\phi$ 8/33**  
Staff. minima per VEd = 249,3 kN

Inserisce Risultati per Verifiche

Effettivi Minimi

Comb. barre superiori Comb. barre inferiori

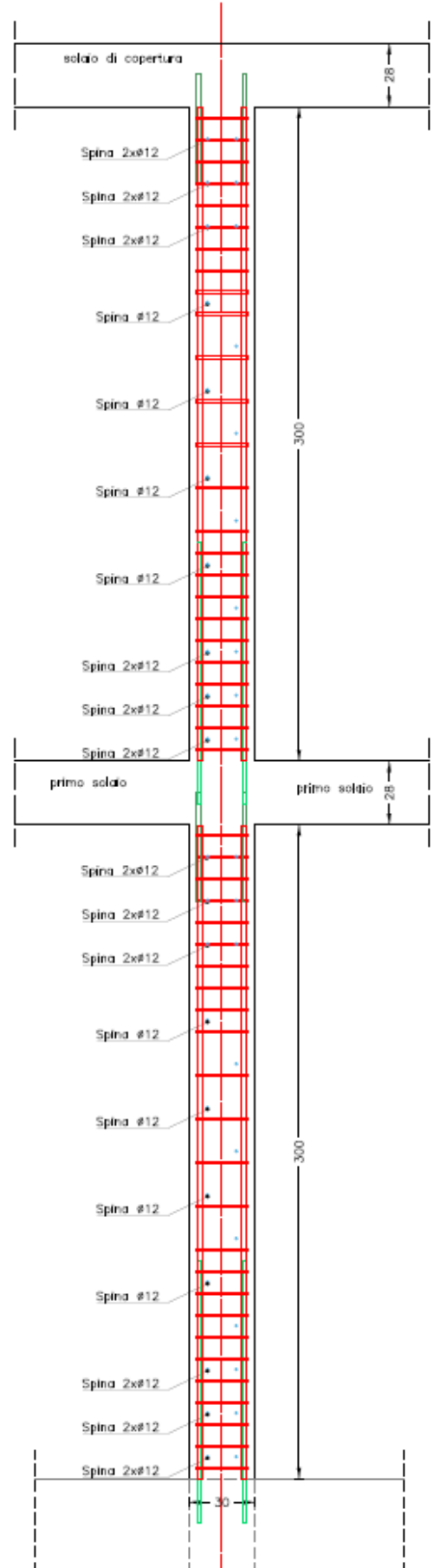
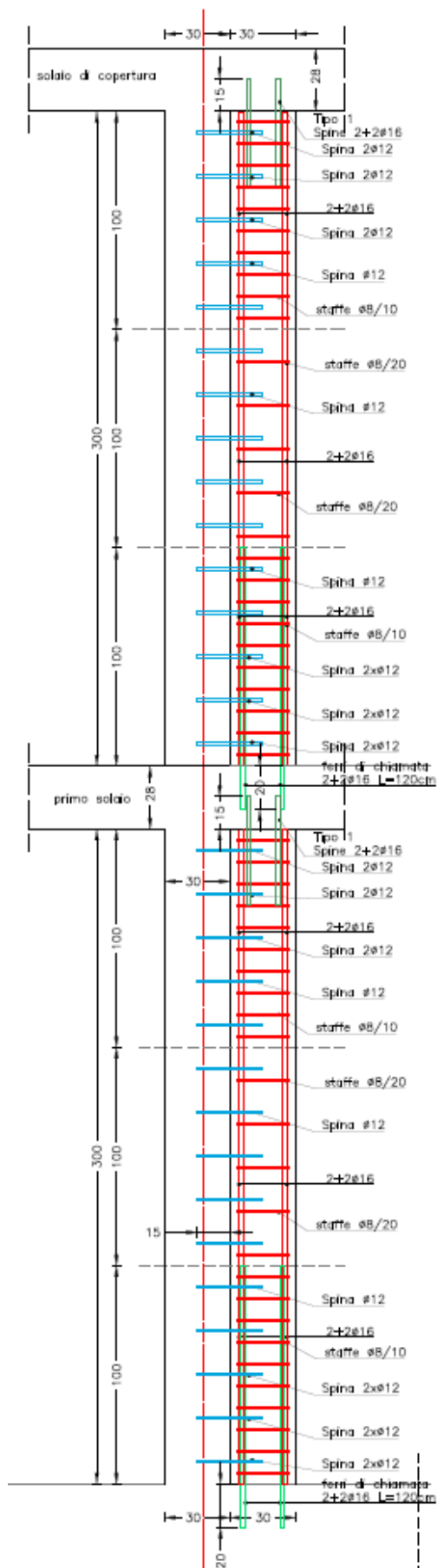
Osservazioni

Nel calcolo dell'armatura minima a taglio governa il passo massimo  $s=33$ cm rispetto al rapporto minimo di armatura (NTC #4.1.6.1.1). Il diametro della staffatura minima può quindi essere limitato a 6mm.

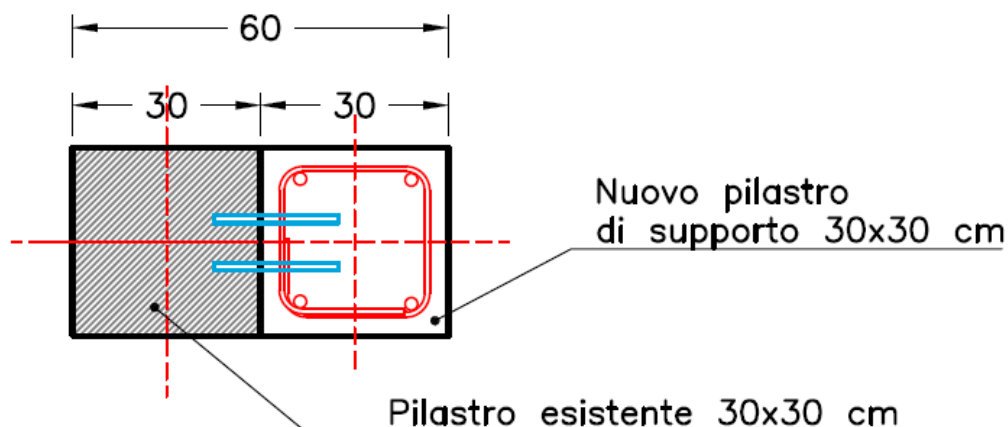
Help Plotta Ricalcola

Le tabelle sopra mostrate indicano come le armature proposte riescano a sopportare abbondantemente le azioni ricavate dall'analisi sismica.

### 8.3.4 Pilastro 4



Il pilastro 3 nasce con una sezione 30x30 cm e viene portato ad avere una sezione di dimensioni 30x80 cm.



Le armature della sezione aggiuntiva sono:

- Barre longitudinali:  $4\phi 16$ ;
- Staffatura:  $\phi 8/10$  cm nelle zone critiche;  
 $\phi 8/20$  cm nella zona centrale.

Verifica C.A. S.L.U. - File: Pilastro 4

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2008 ?

**Titolo:** Pilastro 4 - Scuola di Vo'

N° figure elementari: 1 Zoom N° strati barre: 4 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]
1	30	60

N°	As [cm²]	d [cm]
1	4,02	5
2	4,02	25
3	4,02	35
4	4,02	55

**Tipologia Sezione**

☒ Rettan.re ☐ Trapezi  
☐ a T ☐ Circolare  
☐ Rettangoli ☐ Coord.

**Sollecitazioni**

S.L.U. Metodo n

N<sub>Ed</sub> 923 0 kN  
M<sub>xEd</sub> 211 0 kNm  
M<sub>yEd</sub> 0 0

**P.to applicazione N**

☒ Centro ☐ Baricentro cls  
☐ Coord.[cm] xN 0 yN 0

**Metodo di calcolo**

☒ S.L.U.+ ☐ S.L.U.-  
☐ Metodo n

**Tipologia flessione**

☒ Retta ☐ Deviata

**Materiali**

B450C C28/35

$\epsilon_{su}$  67,5 ‰  $\epsilon_{c2}$  2 ‰  
 $f_{yd}$  391,3 N/mm²  $\epsilon_{cu}$  3,5 ‰  
 $E_s$  200 000 N/mm²  $f_{cd}$  15,87 N/mm²  
 $E_s/E_c$  15  $f_{cc}/f_{cd}$  0,8 ?  
 $\epsilon_{syd}$  1,957 ‰  $\sigma_{c,adm}$  11 N/mm²  
 $\sigma_{s,adm}$  255 N/mm²  $\tau_{co}$  0,6667  
 $\tau_{c1}$  1,971

**Calcoli**

M<sub>xRd</sub> 276,7 kNm  
 $\sigma_c$  -15,87 N/mm²  
 $\sigma_s$  391,3 N/mm²  
 $\epsilon_c$  3,5 ‰  
 $\epsilon_s$  3,871 ‰  
d 55 cm  
x 26,12 x/d 0,4749  
 $\delta$  1

**Calcoli MRd** Dominio M-N  
L<sub>0</sub> 0 cm Col. modello

☐ Precompresso

- Verifica staffatura

**Progetto Sezione Rettangolare - F1 per aiuto**

Normativa: NTC 2008

Sollecitazioni e metodo di calcolo

☒ S.L.U. ☐ Metodo n

M<sub>Ed</sub> 211 0 kNm  
V<sub>Ed</sub> 123 0 kN

Acciaio B450C Calcestruzzo C28/35

Ricoprimento armatura c: 2 cm  
A's/A<sub>s</sub> %: 0 %

Criteri di progetto

☐ Fissa altezza H: 60 cm  
☐ Fissa Base B: 30 cm  
☒ Fissa Base e Altezza

Arrotond. 1 cm 5 cm

Scelta diametri autom.

☒ Scelta diametri autom.  
 $\phi$  minimo 16 mm  
 $\phi$  massimo 20 mm

Scelta diametri manuale

N°  $\phi$

Armatura superiore

☒ 0 16  
☐ 0 18  
☐ 0 20

Armatura inferiore

☒ 0 16  
☐ 0 18  
☐ 0 20

Opzioni taglio

☐ minimizza staffe  
cot  $\theta$  1  
☐ no staffe  $\rho_l$  0 %  
 $\phi$  staffe 8 mm  
n° bracci 2  
 $\phi$  reggistaffe 16  
☐ gancio 135°

Deformazione adimensionale armatura tesa

Armatura forte (NO) SA  $\epsilon_s/\epsilon_{yd}$  12,59 x/d 0,124  $\delta$  0,700 CR Armatura debole (OK)

Risultati

Armatura superiore

**2 $\phi$ 16**  
A's 4,02 cm<sup>2</sup> +0,0% A's min 4,02

Armatura inferiore

**2 $\phi$ 16+2 $\phi$ 20**  
A<sub>s</sub> 10,30 cm<sup>2</sup> +1,3% A<sub>s</sub> min 10,17  
A's/A<sub>s</sub>: 39%  $\rho_s$  0,61 %  
Incidenza acciaio 86,6 kg/m<sup>3</sup>

Taglio

$\tau_{max}$  0,8106 N/mm<sup>2</sup>  
Staffe  **$\phi$ 8/16** a 2 bracci  
Staffatura minima  **$\phi$ 8/22**  
Staff. minima per VEd = 90,44 kN

Inserisce Risultati per Verifiche

Effettivi Minimi

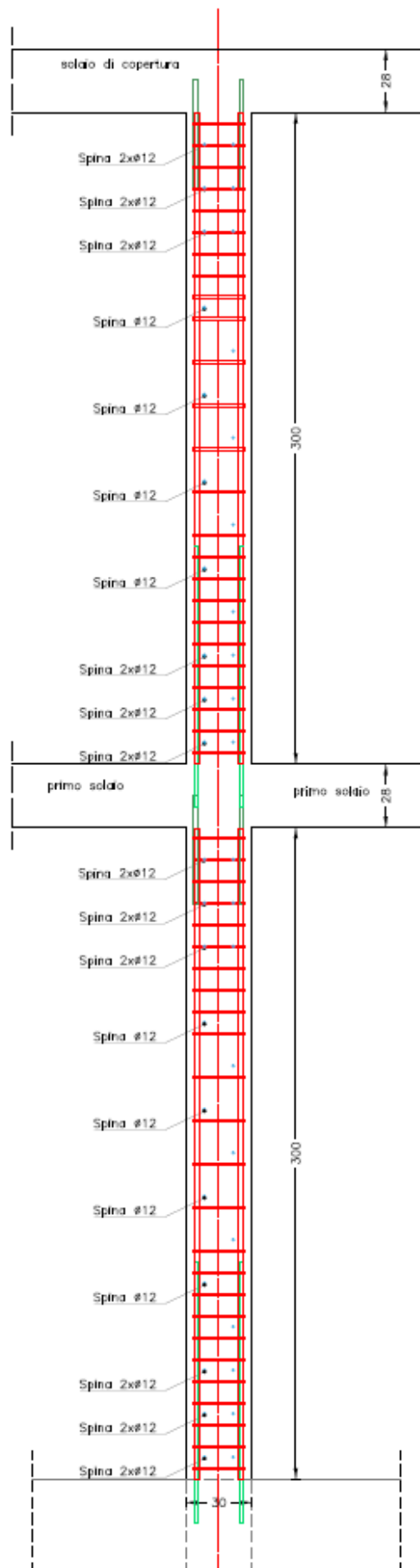
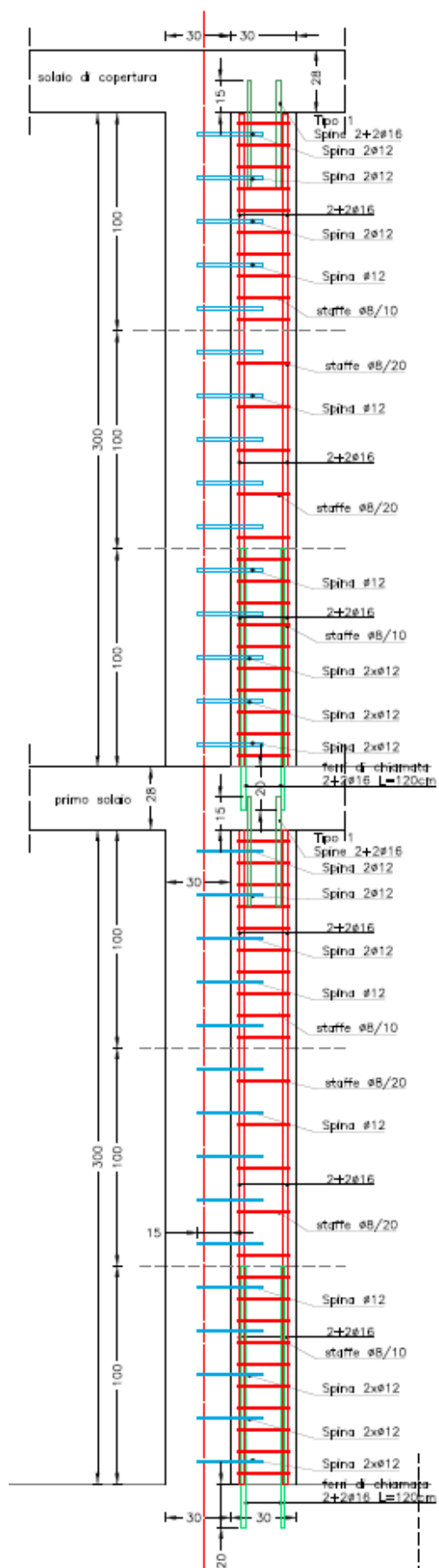
Comb. barre superiori Comb. barre inferiori

Osservazioni

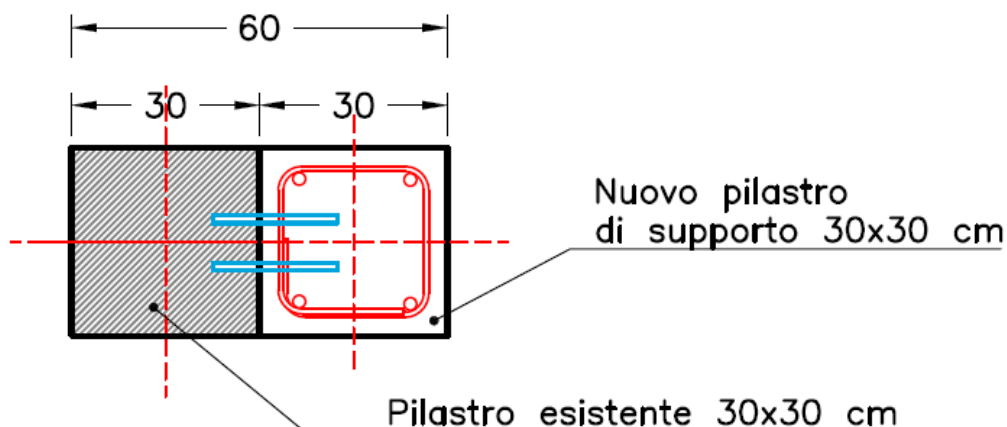
Help Plotta Ricalcola

Le tabelle sopra mostrate indicano come le armature proposte riescano a sopportare abbondantemente le azioni ricavate dall'analisi sismica.

### 8.3.5 Pilastro 5



Il pilastro 3 nasce con una sezione 30x30 cm e viene portato ad avere una sezione di dimensioni 30x80 cm.



Le armature della sezione aggiuntiva sono:

- Barre longitudinali:  $4\phi 16$ ;
- Staffatura:  $\phi 8/10$  cm nelle zone critiche;  
 $\phi 8/20$  cm nella zona centrale.

Verifica C.A. S.L.U. - File: Pilastro 5

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2008 ?

**Titolo:** Pilastro 5 - Scuola di Vo'

N° figure elementari: 1 Zoom N° strati barre: 4 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]
1	30	60

N°	As [cm²]	d [cm]
1	4,02	5
2	4,02	25
3	4,02	35
4	4,02	55

**Sollecitazioni**  
S.L.U. Metodo n

N<sub>Ed</sub> 532 0 kN  
M<sub>xEd</sub> 183 0 kNm  
M<sub>yEd</sub> 0 0

**P.to applicazione N**  
☒ Centro ☐ Baricentro cls  
☐ Coord.[cm] xN 0 yN 0

**Tipo rottura**  
Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

**Materiali**  
B450C C30/37

ε<sub>su</sub> 67,5 ‰ ε<sub>c2</sub> 2 ‰  
f<sub>yd</sub> 391,3 N/mm² ε<sub>cu</sub> 3,5 ‰  
E<sub>s</sub> 200 000 N/mm² f<sub>cd</sub> 17 N/mm²  
E<sub>s</sub>/E<sub>c</sub> 15 f<sub>cc</sub>/f<sub>cd</sub> 0,8  
ε<sub>syd</sub> 1,957 ‰ σ<sub>c,adm</sub> 11,5 N/mm²  
σ<sub>s,adm</sub> 255 N/mm² τ<sub>co</sub> 0,6933  
τ<sub>c1</sub> 2,029

M<sub>xRd</sub> 254,7 kN m

σ<sub>c</sub> -17 N/mm²  
σ<sub>s</sub> 391,3 N/mm²  
ε<sub>c</sub> 3,5 ‰  
ε<sub>s</sub> 6,688 ‰  
d 55 cm  
x 18,89 x/d 0,3435  
δ 0,8694

**Tipo Sezione**  
☒ Rettan.re ☐ Trapezi  
☐ a T ☐ Circolare  
☐ Rettangoli ☐ Coord.

**Metodo di calcolo**  
☒ S.L.U.+ ☐ S.L.U.-  
☐ Metodo n

**Tipo flessione**  
☒ Retta ☐ Deviata

N° rett. 100

Calcola MRd Dominio M-N

L<sub>0</sub> 0 cm Col. modello

☐ Precompresso

- Verifica staffatura

**Progetto Sezione Rettangolare - F1 per aiuto**

Normativa: NTC 2008

Sollecitazioni e metodo di calcolo

☒ S.L.U. ☐ Metodo n

M<sub>Ed</sub> 183 0 kNm  
V<sub>Ed</sub> 105 0 kN

Acciaio B450C Calcestruzzo C30/37

Ricoprimento armatura c: 2 cm  
A's/A<sub>s</sub> %: 0 %

Criteri di progetto

☐ Fissa altezza H: 60 cm ☐ Arrotond. 1 cm  
☐ Fissa Base B: 30 cm ☐ 5 cm  
☒ Fissa Base e Altezza

Scelta diametri autom.

☒  $\phi$  minimo 16 mm  
 $\phi$  massimo 16 mm

Scelta diametri manuale

N°  $\phi$

Armatura superiore

☒ 0 16  
☐ 0 18  
☐ 0 20

Armatura inferiore

☒ 0 16  
☐ 0 18  
☐ 0 20

Opzioni taglio

☐ minimizza staffe  
cot  $\theta$  1  
☐ no staffe  $\rho_l$  0 %  
 $\phi$  staffe 8 mm  
n° bracci 2  
 $\phi$  reggistaffe 16  
☐ gancio 135°

Deformazione adimensionale armatura tesa

Armatura forte (NO) SA  $\epsilon_s/\epsilon_{yd}$  15,82 x/d 0,102  $\delta$  0,700 CR Armatura debole (OK)

Risultati

Armatura superiore

**2 $\phi$ 16**  
A's 4,02 cm<sup>2</sup> +0,0% A's min 4,02

Armatura inferiore

**2 $\phi$ 16+3 $\phi$ 16**  
A<sub>s</sub> 10,05 cm<sup>2</sup> +15,3% A<sub>s</sub> min 8,72  
A's/A<sub>s</sub>: 40%  $\rho_s$  0,59 %  
Incidenza acciaio 81,7 kg/m<sup>3</sup>

Taglio

$\tau_{max}$  0,6895 N/mm<sup>2</sup>  
Staffe  **$\phi$ 8/19** a 2 bracci  
Staffatura minima  **$\phi$ 8/22**  
Staff. minima per VEd = 90,76 kN

Inserisce Risultati per Verifiche

Effettivi Minimi

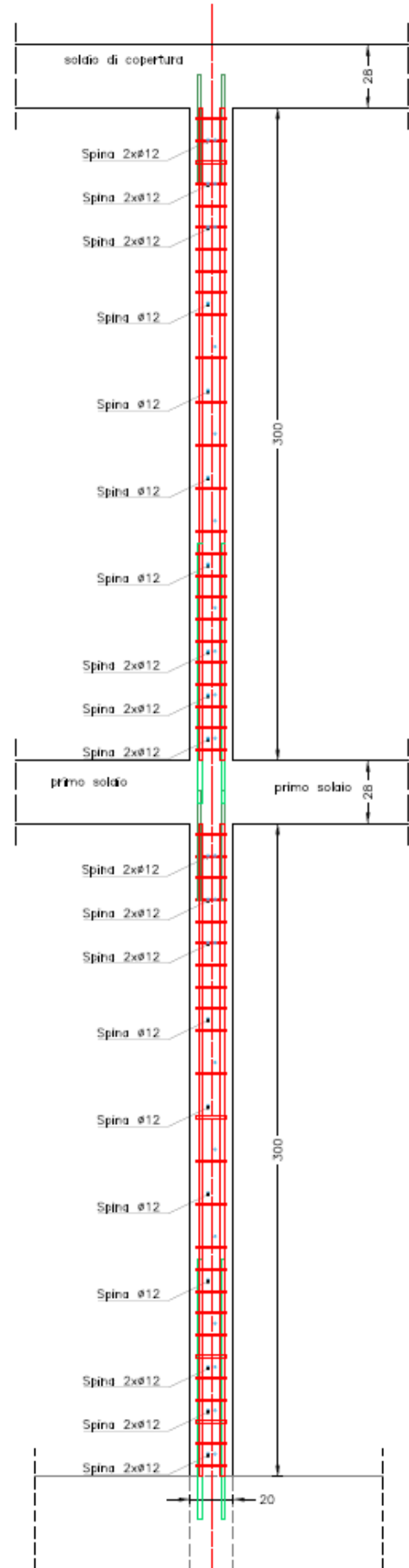
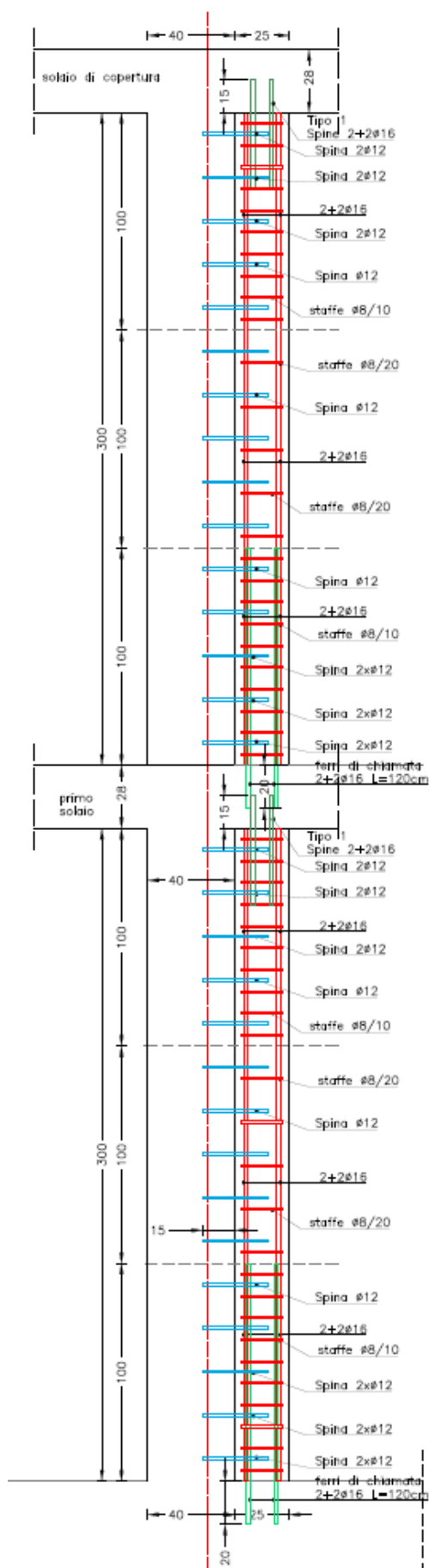
Comb. barre superiori Comb. barre inferiori

Osservazioni

Help Plotta Ricalcola

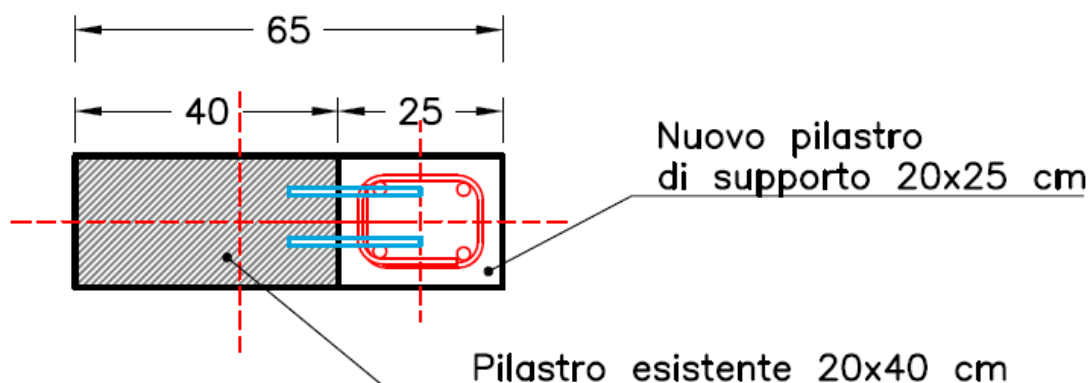
Le tabelle sopra mostrate indicano come le armature proposte riescano a sopportare abbondantemente le azioni ricavate dall'analisi sismica.

### 8.3.6 Pilastro 6





Il pilastro 3 nasce con una sezione 30x30 cm e viene portato ad avere una sezione di dimensioni 30x80 cm.



Le armature della sezione aggiuntiva sono:

- Barre longitudinali:  $4\phi 16$ ;
- Staffatura:  $\phi 8/10$  cm nelle zone critiche;  
 $\phi 8/20$  cm nella zona centrale.

Verifica C.A. S.L.U. - File: Pilastro 6

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2008 ?

**Titolo:** Pilastro 6 - Scuola di Vo'

N° figure elementari  Zoom N° strati barre  Zoom

N°	b [cm]	h [cm]
1	20	65

N°	As [cm²]	d [cm]
1	4,02	5
2	4,02	20
3	4,02	30
4	4,02	45
5	4,02	60

**Sollecitazioni**  
S.L.U. Metodo n

N<sub>Ed</sub>  0 kN  
M<sub>xEd</sub>  0 kNm  
M<sub>yEd</sub>  0

**P.to applicazione N**  
☒ Centro ☐ Baricentro cls  
☐ Coord.[cm] xN  yN

**Tipo rottura**  
Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

**Materiali**  
B450C C28/35  
ε<sub>su</sub>  ‰ ε<sub>c2</sub>  ‰  
f<sub>yd</sub>  N/mm² ε<sub>cu</sub>  ‰  
E<sub>s</sub>  N/mm² f<sub>cd</sub>  ‰  
E<sub>s</sub>/E<sub>c</sub>  f<sub>cc</sub>/f<sub>cd</sub>  ?  
ε<sub>syd</sub>  ‰ σ<sub>c,adm</sub>  ‰  
σ<sub>s,adm</sub>  N/mm² τ<sub>co</sub>  ‰  
τ<sub>c1</sub>  ‰

M<sub>xRd</sub>  kN m

σ<sub>c</sub>  N/mm²  
σ<sub>s</sub>  N/mm²  
ε<sub>c</sub>  ‰  
ε<sub>s</sub>  ‰  
d  cm  
x  x/d  δ

**Tipo Sezione**  
☒ Rettan.re ☐ Trapezi  
☐ a T ☐ Circolare  
☐ Rettangoli ☐ Coord.

**Metodo di calcolo**  
☒ S.L.U.+ ☐ S.L.U.-  
☒ Metodo n

**Tipo flessione**  
☒ Retta ☐ Deviata

N° rett.   
Calcola MRd Dominio M-N  
L<sub>0</sub>  cm Col. modello  
☐ Precompresso

- Verifica staffatura

**Progetto Sezione Rettangolare - F1 per aiuto**

Normativa: NTC 2008

Sollecitazioni e metodo di calcolo

☒ S.L.U. ☐ Metodo n

M<sub>Ed</sub> 82 0 kNm  
V<sub>Ed</sub> 47 0 kN

Acciaio B450C Calcestruzzo C28/35

Ricoprimento armatura c: 2 cm  
A's/A<sub>s</sub> %: 0 %

Criteri di progetto

☐ Fissa altezza H: 65 cm ☐ Arrotond. 1 cm  
☐ Fissa Base B: 20 cm ☐ 5 cm  
☒ Fissa Base e Altezza

☒ Scelta diametri autom.  
 $\phi$  minimo 16 mm  
 $\phi$  massimo 16 mm

Opzioni taglio

☐ minimizza staffe  
cot  $\theta$  1  
☐ no staffe  $\rho_l$  0 %  
 $\phi$  staffe 8 mm  
n° bracci 2  
 $\phi$  reggistaffe 16 mm  
☐ gancio 135°

Scelta diametri manuale

N°  $\phi$

Armatura superiore

☒ 0 16  
☐ 0 18  
☐ 0 20

Armatura inferiore

☒ 0 16  
☐ 0 18  
☐ 0 20

Deformazione adimensionale armatura tesa

Armatura forte (NO) SA  $\epsilon_s/\epsilon_{yd}$  25,10  $x/d$  0,067  $\delta$  0,700 CR Armatura debole (OK)

Risultati

Armatura superiore

**2 $\phi$ 16**  
A's 4,02 cm<sup>2</sup> +0,0% A's min 4,02

Armatura inferiore

**2 $\phi$ 16**  
A<sub>s</sub> 4,02 cm<sup>2</sup> +13,7% A<sub>s</sub> min 3,54  
A's/A<sub>s</sub>: 100%  $\rho_s$  0,33 %  
Incidenza acciaio 63,8 kg/m<sup>3</sup>

Taglio

$\tau_{max}$  0,4253 N/mm<sup>2</sup>  
Staffe  **$\phi$ 8/33** a 2 bracci  
Staffatura minima  **$\phi$ 8/33**  
Staff. minima per VEd = 65,87 kN

Inserisce Risultati per Verifiche

Effettivi Minimi

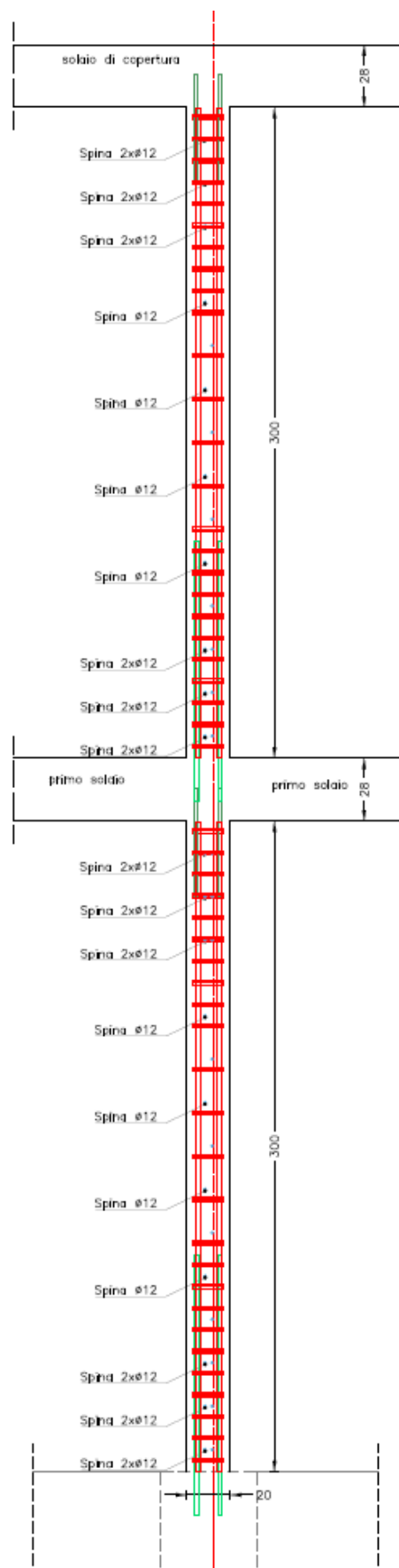
Comb. barre superiori Comb. barre inferiori

Osservazioni

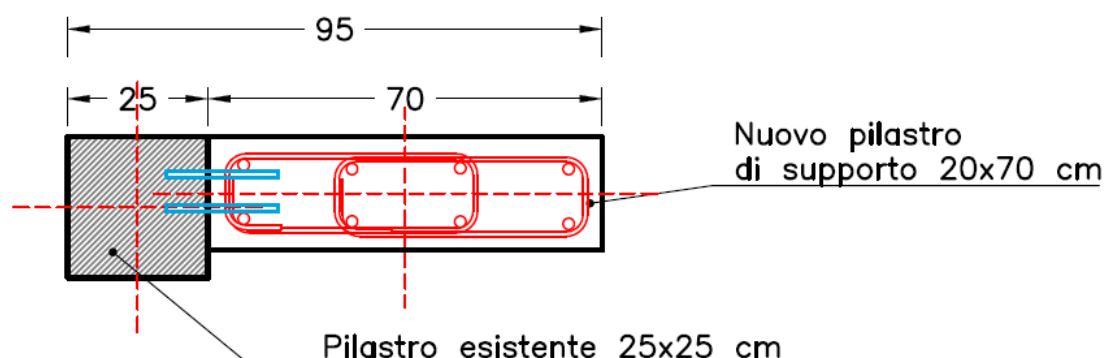
Help Plotta Ricalcola

Le tabelle sopra mostrate indicano come le armature proposte riescano a sopportare abbondantemente le azioni ricavate dall'analisi sismica.

### 8.3.7 Pilastro 7



Il pilastro 3 nasce con una sezione 30x30 cm e viene portato ad avere una sezione di dimensioni 30x80 cm.



Le armature della sezione aggiuntiva sono:

- Barre longitudinali:  $8\phi 16$ ;
- Staffatura:  $\phi 8/10$  cm a 4 bracci nelle zone critiche;  
 $\phi 8/20$  cm a 4 bracci nella zona centrale.

Verifica C.A. S.L.U. - File: Pilastro 7

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2008 ?

Titolo : **Pilastro 7 - Scuola di Vo'**

N° figure elementari **1** Zoom N° strati barre **7** Zoom

N°	b [cm]	h [cm]
1	20	90

N°	As [cm²]	d [cm]
1	4,02	5
2	4,02	20
3	4,02	30
4	4,02	45
5	4,02	60
6	4,02	70

Sollecitazioni

S.L.U. Metodo n

N<sub>Ed</sub> **481** 0 kN

M<sub>xEd</sub> **179** 0 kNm

M<sub>yEd</sub> **0** 0

P.to applicazione N

☒ Centro ☐ Baricentro cls

☐ Coord.[cm] xN **0** yN **0**

Tipo rottura

Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

M<sub>xRd</sub> **473,3** kN m

Materiali

**B450C** **C28/35**

$\epsilon_{su}$  **67,5** ‰  $\epsilon_{c2}$  **2** ‰

$f_{yd}$  **391,3** N/mm²  $\epsilon_{cu}$  **3,5** ‰

$E_s$  **200 000** N/mm²  $f_{cd}$  **15,87** ‰

$E_s/E_c$  **15**  $f_{cc}/f_{cd}$  **0,8** ?

$\epsilon_{syd}$  **1,957** ‰  $\sigma_{c,adm}$  **11**

$\sigma_{s,adm}$  **255** N/mm²  $\tau_{co}$  **0,6667**

$\tau_{c1}$  **1,971**

$\sigma_c$  **-15,87** N/mm²

$\sigma_s$  **391,3** N/mm²

$\epsilon_c$  **3,5** ‰

$\epsilon_s$  **5,998** ‰

d **85** cm

x **31,32** x/d **0,3685**

$\delta$  **0,9006**

Tipo Sezione

☒ Rettan.re ☐ Trapezi

☐ a T ☐ Circolare

☐ Rettangoli ☐ Coord.

Metodo di calcolo

☒ S.L.U.+ ☐ S.L.U.-

☐ Metodo n

Tipo flessione

☒ Retta ☐ Deviata

N° rett. **100**

Calcola MRd Dominio M-N

L<sub>0</sub> **0** cm Col. modello

☐ Precompresso

**Progetto Sezione Rettangolare - F1 per aiuto**

Normativa: NTC 2008

Sollecitazioni e metodo di calcolo

☒ S.L.U. ☐ Metodo n

M<sub>Ed</sub> 179 0 kNm  
V<sub>Ed</sub> 103 0 kN

Acciaio B450C Calcestruzzo C28/35

Ricoprimento armatura c: 2 cm  
A's/A<sub>s</sub> %: 0 %

Criteri di progetto

☐ Fissa altezza H: 90 cm ☐ Arrotond. 1 cm  
☐ Fissa Base B: 20 cm ☐ 5 cm  
☒ Fissa Base e Altezza

☒ Scelta diametri autom.  
φ minimo 16 mm  
φ massimo 16 mm

Opzioni taglio

☐ minimizza staffe  
cot θ 1  
☐ no staffe ρ<sub>l</sub> 0 %  
φ staffe 8 mm  
n° bracci 2  
φ reggistaffe 16  
☐ gancio 135°

Scelta diametri manuale

N° φ

Armatura superiore

☒ 0 16  
☐ 0 18  
☐ 0 20

Armatura inferiore

☒ 0 16  
☐ 0 18  
☐ 0 20

Deformazione adimensionale armatura tesa

Armatura forte (NO) SA ε<sub>s</sub>/ε<sub>yd</sub> 28,51 x/d 0,059 δ 0,700 CR Armatura debole (OK)

Risultati

Armatura superiore

**2φ16**  
A's 4,02 cm² +0,0% A's min 4,02

Armatura inferiore

**2φ16+1φ16**  
A<sub>s</sub> 6,03 cm² +10,4% A<sub>s</sub> min 5,47  
A's/A<sub>s</sub>: 67% ρ<sub>s</sub> 0,35 %  
Incidenza acciaio 59,6 kg/m³

Taglio

τ<sub>max</sub> 0,6494 N/mm²  
Staffe **φ8/30** a 2 bracci  
Staffatura minima **φ8/33**  
Staff. minima per VEd = 92,69 kN

Inserisce Risultati per Verifiche

Effettivi Minimi

Comb. barre superiori Comb. barre inferiori

Osservazioni

Help Plotta Ricalcola

Le tabelle sopra mostrate indicano come le armature proposte riescano a sopportare abbondantemente le azioni ricavate dall'analisi sismica.



## 9 Conclusioni

In funzione delle ipotesi esposte e dei risultati ottenuti si ritiene che l'intervento di miglioramento sismico localizzato così progettato, ed eseguito, sia idoneo a sopportare le sollecitazioni derivanti dai carichi definiti dal D.M.14/01/2008.

Limena, Ottobre 2017

Ing. Michele Schiavo

*dott. ing. Michele Schiavo*  
n° 2879 Albo Ingegneri - Padova

