

ACS ingegneri

via catani,28/c - 59100 prato  
tel 0574.527864 fax 0574.568066  
E-mail acs@acsingegneri.it

---

Se.p R2

---

---

relazione sulle strutture e calcolo delle strutture

---

-----

---

---

dicembre 2017

comune di marradi  
città metropolitana di firenze  
progetto esecutivo

adeguamento sismico della palestra e  
degli spogliatoi del plesso scolastico di  
marradi, via san benedetto n. 5

---

responsabile del  
procedimento

---

ing. renato rossi

---

progettista

---

ing. iacopo ceramelli

---

## INDICE

1	PREMESSA.....	3
2	MATERIALI PER STRUTTURE E LIVELLI DI CONOSCENZA .....	4
2.1	Strutture esistenti .....	4
2.2	Strutture di progetto .....	6
2.3	Resistenze di calcolo.....	6
2.3.1	Cemento Armato.....	6
2.3.2	Acciaio .....	8
3	NORME TECNICHE E DOCUMENTI DI RIFERIMENTO .....	8
4	DESCRIZIONE DELLO STATO ATTUALE .....	8
5	DESCRIZIONE DELLO STATO DI PROGETTO.....	9
6	ANALISI DEI CARICHI E COMBINAZIONI .....	11
6.1	Peso proprio dei materiali strutturali.....	11
6.2	Permanenti.....	12
6.3	Carichi del vento.....	12
6.4	Carico della neve .....	12
6.5	Carichi sui solai .....	13
6.6	Condizioni di carico .....	13
6.7	Combinazioni di carico .....	14
7	PARAMETRI GEOTECNICI .....	15
7.1	Capacità portante del terreno.....	16
8	METODO DI CALCOLO.....	16
8.1	Azioni sollecitanti .....	16
8.2	Vita nominale e classi d'uso .....	17
8.3	Fase statica .....	17
8.4	Fase sismica .....	19
8.5	Classe di duttilità e Fattore di struttura .....	19
8.6	Spettri di progetto .....	19
8.7	Parametri di modellazione azioni sismiche .....	20
8.8	Applicazione e calcolo degli spettri .....	20
9	ANALISI E MODELLAZIONE DELLA STRUTTURA .....	25
10	ANALISI MODALE .....	27
11	VERIFICHE DELLE STRUTTURE.....	29
11.1	Spostamenti relativi massimi .....	29
11.2	Verifica della pressione sul terreno.....	29
11.3	Verifica dei plinti di fondazione.....	34
11.4	Verifica dei nuovi pilastri in c.a. di progetto .....	35
11.5	Verifica della nuova trave in corrispondenza del giunto .....	38
11.6	Verifica dei nuovi setti in c.a. .....	40
11.7	Verifica dei pilastri esistenti .....	40
11.8	Verifica dei nodi trave/pilastro .....	42
11.9	Verifica delle travi esistenti .....	43
11.10	Valutazione dell'indice di rischio .....	49
12	Verifica Solai Copertura .....	49
12.1	Tipologie esistenti .....	49
12.2	Solaio copertura palestra .....	49

**ACS ingegneri**  
via catani 28/c, 59100 prato  
tel. 0574.527864 – fax 0574.568066  
email: acs@acsingegneri.it

12.3	Solaio Piano copertura spogliatoi.....	50
13	VERIFICA DEI TAMPONAMENTI .....	51
13.1	CARATTERISTICHE DELLA SOLLECITAZIONE .....	51
13.2	CALCOLO DEL CORDOLO DI CONSOLIDAMENTO .....	53
14	NUMERAZIONE DEGLI ELEMENTI PRESENTI NEL MODELLO DI CALCOLO.....	55

## 1 PREMESSA

La presente relazione riferisce sul progetto definitivo di adeguamento sismico della palestra della Scuola Media Dino Campana sita nel Comune di Marradi (FI).

E' esclusa dalla presente analisi la struttura della scuola.

La presente relazione costituisce relazione descrittiva dell'intervento e relazione tecnica specialistica sulle strutture.

Di seguito si riporta un'immagine con la localizzazione aerea del Plesso Scolastico in oggetto.

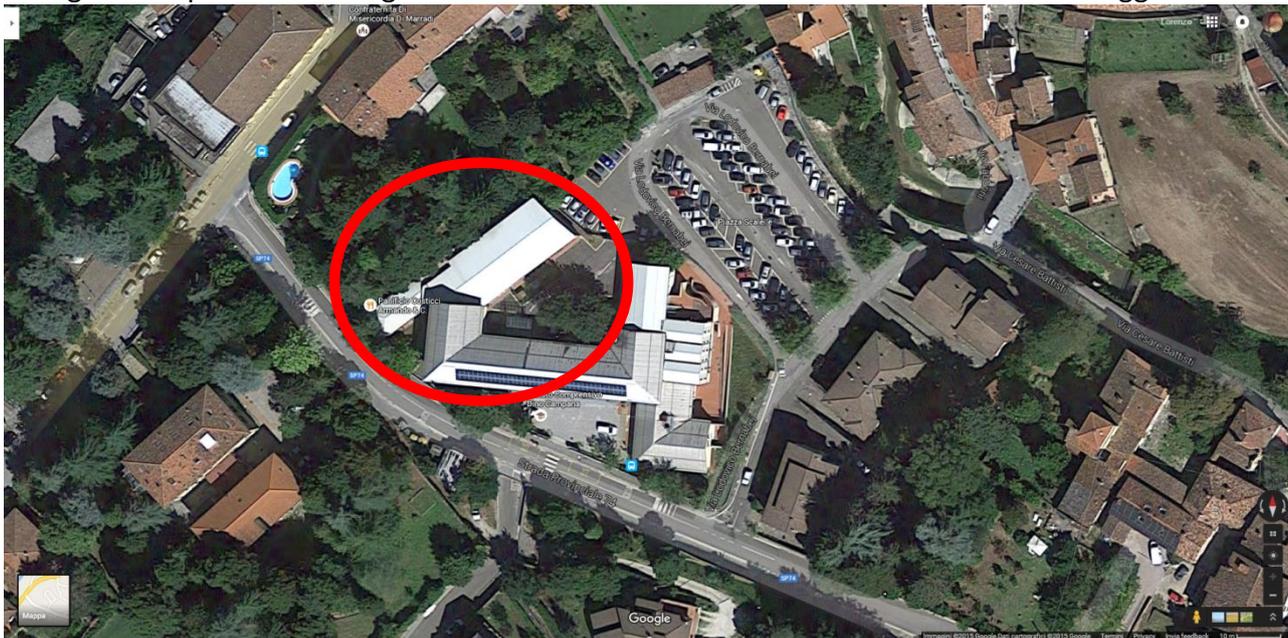


Figura 1 – Localizzazione del Plesso Scolastico

La struttura della scuola è costituita da due distinti corpi di fabbrica, realizzati in fasi successive.

Il corpo principale è costituito essenzialmente dall'edificio scolastico mentre il corpo oggetto della presente relazione è costituito dalla palestra e dai locali spogliatoio ad essa annessi ed è stato realizzato in tempi costruttivi successivi a quelli della scuola.

La verifica dello stato attuale, i relativi allegati ed integrazioni richieste dall'Ufficio Sismico della Regione Toscana costituisce riferimento iniziale della presente relazione ed in generale del presente progetto; tali documenti sono stati originariamente trasmessi all'Ufficio Sismico della Regione Toscana.

Nella figura seguente è riportata la pianta del piano di copertura dell'edificio con l'indicazione dei due distinti corpi di fabbrica.

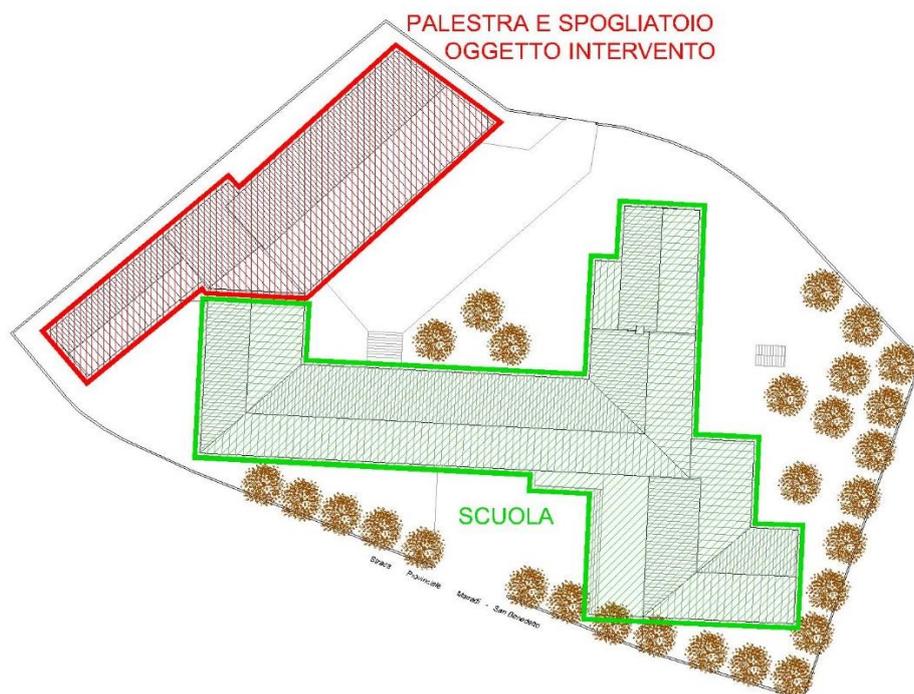


Figura 2 – Planimetria del Plesso Scolastico ed individuazione delle unità strutturali.

Oggetto del presente progetto di adeguamento del corpo palestra e spogliatoi del Plesso Scolastico, che nella relazione dello stato attuale viene denominato edificio "D".

## 2 MATERIALI PER STRUTTURE E LIVELLI DI CONOSCENZA

### 2.1 Strutture esistenti

- Dalla "Relazione e allegati grafici sui saggi integrativi sulle strutture", redatta nell'ambito del programma VSCA della Regione Toscana, si evince che il calcestruzzo delle strutture in oggetto è classificato come  $R_{ck} 200 \text{ kg/cm}^2$  (calcestruzzo C16/20).
- Per quanto concerne l'acciaio si assume un acciaio con tensione di snervamento  $f_{yk0} 3150 \text{ kg/cm}^2$  (Aq60 da elaborati di progetto originari della struttura in c.a. esistente).

Per la verifica in condizione sismica, la normativa prevede di scontare le resistenze caratteristiche di un fattore funzione del LIVELLO di conoscenza dell'edificio oggetto di verifica. Per definire i valori dei parametri dell'edificio in oggetto, viste le indagini, i rilievi ed i saggi, è stato raggiunto un livello di conoscenza pari a LC1 ai sensi della norma in congruenza con le verifiche stato attuale. Al livello di conoscenza LC1 assunto è associato un Fattore di Confidenza  $FC=1,35$ .

Di seguito si riporta la tabella di normativa relativa ai livelli di conoscenza ed alle verifiche necessarie per il loro raggiungimento.

Livello di Conoscenza	Geometria	Dettagli costruttivi	Proprietà dei materiali	Metodi di analisi	FC
LC1	Rilievo muratura, volte, solai, scale. Individuazione carichi gravanti su ogni elemento di parete Individuazione tipologia fondazioni. Rilievo eventuale quadro fessurativo e deformativo	verifiche in situ limitate	Indagini in situ limitate Resistenza: valore minimo di Tabella C8B.1 Modulo elastico: valore medio intervallo di Tabella C8B.1	Tutti	1.35
LC2			Indagini in situ estese Resistenza: valore medio intervallo di Tabella C8B.1 Modulo elastico: media delle prove o valore medio intervallo di Tabella C8B.1		1.20
LC3		verifiche in situ estese ed esaustive	Indagini in situ esaustive -caso a) (disponibili 3 o più valori sperimentali di resistenza) Resistenza: media dei risultati delle prove Modulo elastico: media delle prove o valore medio intervallo di Tabella C8B.1 -caso b) (disponibili 2 valori sperimentali di resistenza) Resistenza: se valore medio sperimentale compreso in intervallo di Tabella C8B.1, valore medio dell'intervallo di Tabella C8B.1; se valore medio sperimentale maggiore di estremo superiore intervallo, quest'ultimo; se valore medio sperimentale inferiore al minimo dell'intervallo, valore medio sperimentale. Modulo elastico: come LC3 – caso a). -caso c) (disponibile 1 valore sperimentale di resistenza) Resistenza: se valore sperimentale compreso in intervallo di Tabella C8B.1, oppure superiore, valore medio dell'intervallo; se valore sperimentale inferiore al minimo dell'intervallo, valore sperimentale. Modulo elastico: come LC3 – caso a).		1.00

Si ha pertanto che:

#### CLS PER OPERE STRUTTURALI

Classe di resistenza C16/20; si adotta:

$f_{ck} = 16 \text{ N/mm}^2$  da cui si ricava che  $f_{cm} = 16 + 8 = 24 \text{ N/mm}^2$ ; si ha pertanto che:

$$\text{Verifiche a flessione: } f_{cd} = 0.85 \cdot \frac{f_{cm}}{FC} = 0.85 \cdot \frac{24}{1.35} = 15.11 \text{ N/mm}^2$$

$$\text{Verifiche a taglio: } f_{cd} = 0.85 \cdot \frac{f_{cm}}{FC \cdot \gamma_c} = 0.85 \cdot \frac{24}{1.35 \cdot 1.50} = 10.07 \text{ N/mm}^2$$

#### ACCIAIO IN BARRE PER GETTI

Acciaio con tensione di snervamento  $f_{yk0} = 3150 \text{ kg/cm}^2$  (Aq60 da elaborati di progetto originari della struttura in c.a. esistente)

$$\text{Verifiche a flessione: } f_{yd} = \frac{f_{yk}}{FC} = \frac{3150}{1.35} = 2333.33 \text{ kg/cm}^2$$

Verifiche a taglio:  $f_{yd} = \frac{f_{yk}}{FC \cdot \gamma_s} = \frac{3150}{1.35 \cdot 1.15} = 2028.98 \text{ kg} / \text{cm}^2$

## 2.2 Strutture di progetto

CLS PER OPERE DI SOTTOFONDAZIONE (MAGRONE)

Classe di resistenza a compressione C12/15

CLS PER OPERE DI FONDAZIONE

Cemento tipo IV 42,5 R

Classe di resistenza a compressione C25/30

Classe di esposizione XC2

Classe di consistenza S4

CLS PER STRUTTURE IN ELEVAZIONE.

Cemento tipo IV 42,5 R

Classe di resistenza a compressione C25/30

Classe di esposizione XC2

Classe di consistenza S4/S5

ACCIAIO IN BARRE PER GETTI E RETI ELETTRISALDATE

Acciaio B450C (FeB44k Controllato)

$f_{ynom} \geq 450 \text{ N/mm}^2$ ;  $f_{tnom} \geq 540 \text{ N/mm}^2$

$1.15 < (f_t/f_y)_k < 1.35$ ;  $(f_y/f_{nom})_k < 1.25$

## 2.3 Resistenze di calcolo

### 2.3.1 Cemento Armato

Per le classi di resistenza normalizzate per calcestruzzo normale si può fare utile riferimento a quanto indicato nelle norme UNI EN 206-1:2006 e nella UNI 11104:2004. Sulla base della denominazione normalizzata vengono definite le classi di resistenza riportate nella Tab. 4.1 .I della normativa. La valutazione della sicurezza va condotta secondo i principi fondamentali ed i metodi precisati al Cap. 2 della norma. In particolare per l'analisi strutturale, volta alla valutazione degli effetti delle azioni, si potranno adottare i metodi seguenti: a) analisi elastica lineare; b) analisi plastica; c) analisi non lineare.

#### **Analisi elastica lineare**

L'analisi elastica lineare può essere usata per valutare gli effetti delle azioni sia per gli stati limite di esercizio sia per gli stati limite ultimi.

Per la determinazione degli effetti delle azioni, le analisi saranno effettuate assumendo:

-sezioni interamente reagenti con rigidzze valutate riferendosi al solo calcestruzzo;

-relazioni tensione deformazione lineari;

-valori medi del modulo d'elasticità.

Le resistenze di calcolo  $f_d$  indicano le resistenze dei materiali, calcestruzzo ed acciaio, ottenute mediante l'espressione:

$$f_d = f_k / \gamma_M$$

dove:

$f_k$  sono le resistenze caratteristiche del materiale;

$\gamma_M$  sono i coefficienti parziali per le resistenze, comprensivi delle incertezze del modello e della geometria, che possono variare in funzione del materiale, della situazione di progetto e della particolare verifica in esame.

### **Resistenza di calcolo a compressione del calcestruzzo**

Per il calcestruzzo la resistenza di calcolo a compressione,  $f_{cd}$ , è:

$$f_{cd} = \alpha_{cc} f_{ck} / \gamma_C$$

dove:

$\alpha_{cc}$  è il coefficiente riduttivo per le resistenze di lunga durata;

$\gamma_C$  è il coefficiente parziale di sicurezza relativo al calcestruzzo;

$f_{ck}$  è la resistenza caratteristica cilindrica a compressione del calcestruzzo a 28 giorni.

Il coefficiente  $\gamma_C$  è pari ad 1,5.

Il coefficiente  $\alpha_{cc}$  è pari a 0,85.

Nel caso di elementi piani (solette, pareti, ...) gettati in opera con calcestruzzi ordinari e con spessori minori di 50 mm, la resistenza di calcolo a compressione va ridotta a 0,80  $f_{cd}$ .

### **Resistenza di calcolo a trazione del calcestruzzo**

La resistenza di calcolo a trazione,  $f_{ctd}$ , vale:

$$f_{ctd} = f_{ctk} / \gamma_C$$

dove:

$\gamma_C$  è il coefficiente parziale di sicurezza relativo al calcestruzzo;

$f_{ctk}$  è la resistenza caratteristica a trazione del calcestruzzo.

Il coefficiente  $\gamma_C$  assume il valore 1,5.

Nel caso di elementi piani (solette, pareti, ...) gettati in opera con calcestruzzi ordinari e con spessori minori di 50 mm, la resistenza di calcolo a compressione va ridotta a 0,80  $f_{cd}$ .

### **Resistenza di calcolo dell'acciaio**

La resistenza di calcolo dell'acciaio  $f_{yd}$  è riferita alla tensione di snervamento ed il suo valore è dato da:

$$f_{yd} = f_{yk} / \gamma_S$$

$\gamma_S$  è il coefficiente parziale di sicurezza relativo all'acciaio;

$f_{yk}$  per armatura ordinaria è la tensione caratteristica di snervamento dell'acciaio.

Il coefficiente  $\gamma_S$  assume sempre, per tutti i tipi di acciaio, il valore 1,15.

Tensione tangenziale di aderenza acciaio-calcestruzzo

La resistenza tangenziale di aderenza di calcolo  $f_{bd}$  vale:

$$f_{bd} = f_{bk} / \gamma_C$$

dove:

$\gamma_C$  è il coefficiente parziale di sicurezza relativo al calcestruzzo, pari a 1,5;

$f_{bk}$  è la resistenza tangenziale caratteristica di aderenza data da:

$$f_{bk} = 2,25 \cdot \eta \cdot f_{ctk}$$

in cui

$\eta = 1,0$  per barre di diametro  $\phi \leq 32$  mm

$\eta = (132 - \phi)/100$  per barre di diametro superiore.

Nel caso di armature molto addensate o ancoraggi in zona di calcestruzzo teso, la resistenza di aderenza va ridotta dividendola almeno per 1,5.

### 2.3.2 Acciaio

La resistenza di calcolo delle membrature  $R_d$  si pone nella forma:  $R_d = R_k / \gamma_m$  dove:  
 $R_k$  è il valore caratteristico della resistenza – trazione, compressione, flessione, taglio e torsione – della membratura, determinata dai valori caratteristici delle resistenza dei materiali  $f_{yk}$  e dalle caratteristiche geometriche degli elementi strutturali, dipendenti dalla classe della sezione.

Per le verifiche di resistenza delle sezioni delle membrature, con riferimento ai modelli di resistenza esposti ed utilizzando acciai dal grado S 235 al grado S 460, si adottano i fattori parziali  $\gamma_{M0}$  e  $\gamma_{M2}$  indicati nella tabella seguente. Il coefficiente di sicurezza  $\gamma_{M2}$ , in particolare, deve essere impiegato qualora si eseguano verifiche di elementi tesi nelle zone di unione delle membrature indebolite dai fori.

Per valutare la stabilità degli elementi strutturali compressi, inflessi e presso-inflessi, si utilizza il coefficiente parziale di sicurezza  $\gamma_{M1}$ .

Resistenza delle Sezioni di Classe 1-2-3-4	$\gamma_{M0} = 1,05$
Resistenza all'instabilità delle membrature	$\gamma_{M1} = 1,05$
Resistenza all'instabilità delle membrature di ponti stradali e ferroviari	$\gamma_{M1} = 1,10$
Resistenza, nei riguardi della frattura, delle sezioni tese (indebolite dai fori)	$\gamma_{M2} = 1,25$

## 3 NORME TECNICHE E DOCUMENTI DI RIFERIMENTO

I calcoli delle sollecitazioni e le verifiche sono stati eseguiti in accordo alle seguenti disposizioni normativo – tecniche.

- Legge n.1086 del 05 11 1971 - Norme per la disciplina delle opere di conglomerato cementizio armato, normale e precompresso ed a struttura metallica.
- Legge n. 64 del 02.02.1974 - Provvedimenti per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche
- DM 14 01 2008 Norme tecniche per le costruzioni
- Circolare esplicativa n° 617 del 2/2/2009 delle Norme tecniche per le costruzioni

Inoltre, per la verifica, è stato fatto riferimento ai documenti redatti nell'ambito della valutazione della Valutazione del rischio sismico degli edifici pubblici del Comune di Marradi e valutazione della sicurezza del plesso scolastico Dino Campana, oltre al relativo materiale di riferimento di dette verifiche.

## 4 DESCRIZIONE DELLO STATO ATTUALE

La struttura portante della Palestra è costituita da pilastri in c.a. di sezione 40x40cm realizzati in opera; lungo i lati maggiori sono disposti 5 pilastri da un lato e 6 dall'altro; l'interasse dei pilastri è 4,7 mt nelle due campate esterne e 6,6 mt nelle due campate interne. I pilastri sono uniti in testa da una trave in c.a.. Il solaio di copertura della palestra è a falde inclinate con spinta eliminata tramite catene con tenditori poste ad interasse di circa 1mt l'una dall'altra.

La zona spogliatoi è disposta tra la palestra e l'edificio scolastico ed è anch'essa realizzata mediante telai in cemento armato con pilastri di sezione pari a circa 30 x 30 cmq; il solaio di

**ACS ingegneri**  
via catani 28/c, 59100 prato  
tel. 0574.527864 – fax 0574.568066  
email: acs@acsingegneri.it

copertura è piano in laterocemento ed oggetto di intervento di ristrutturazione negli anni '80, mediante la realizzazione di un gattaioato previo rinforzo del solaio; lo scopo del gattaioato è quello di creare delle falde sul tetto in modo da favorire il deflusso delle acque piovane.

Il locale di servizio non è giuntato al plesso scolastico. Le fondazioni sono costituite da travi rovesce in c.a..

Nella documentazione a livello strutturale in possesso dell'Amministrazione Comunale è presente il collaudo statico e la verifica dello stato attuale redatta nell'ambito del Programma di Indagini sulle Strutture in C.A. VSCA della Regione Toscana.

## **5 DESCRIZIONE DELLO STATO DI PROGETTO**

Allo scopo di assorbire una importante parte dell'azione sismica proveniente dalle coperture è previsto l'inserimento di nuove lame in c.a. di dimensioni 26x120cm per il corpo della palestra e 100x28 per il corpo degli spogliatoi; tali lame sono collegate tramite barre di armature ai pilastri esistenti. Le nuove strutture assicurano la resistenza a taglio e momento nei confronti dell'azione sismica orizzontale. Le nuove strutture sono fondate su plinti in cemento armato collegati alle travi rovesce di fondazione esistenti.

Di seguito si riportano la pianta delle fondazioni e la pianta della copertura dell'intervento.

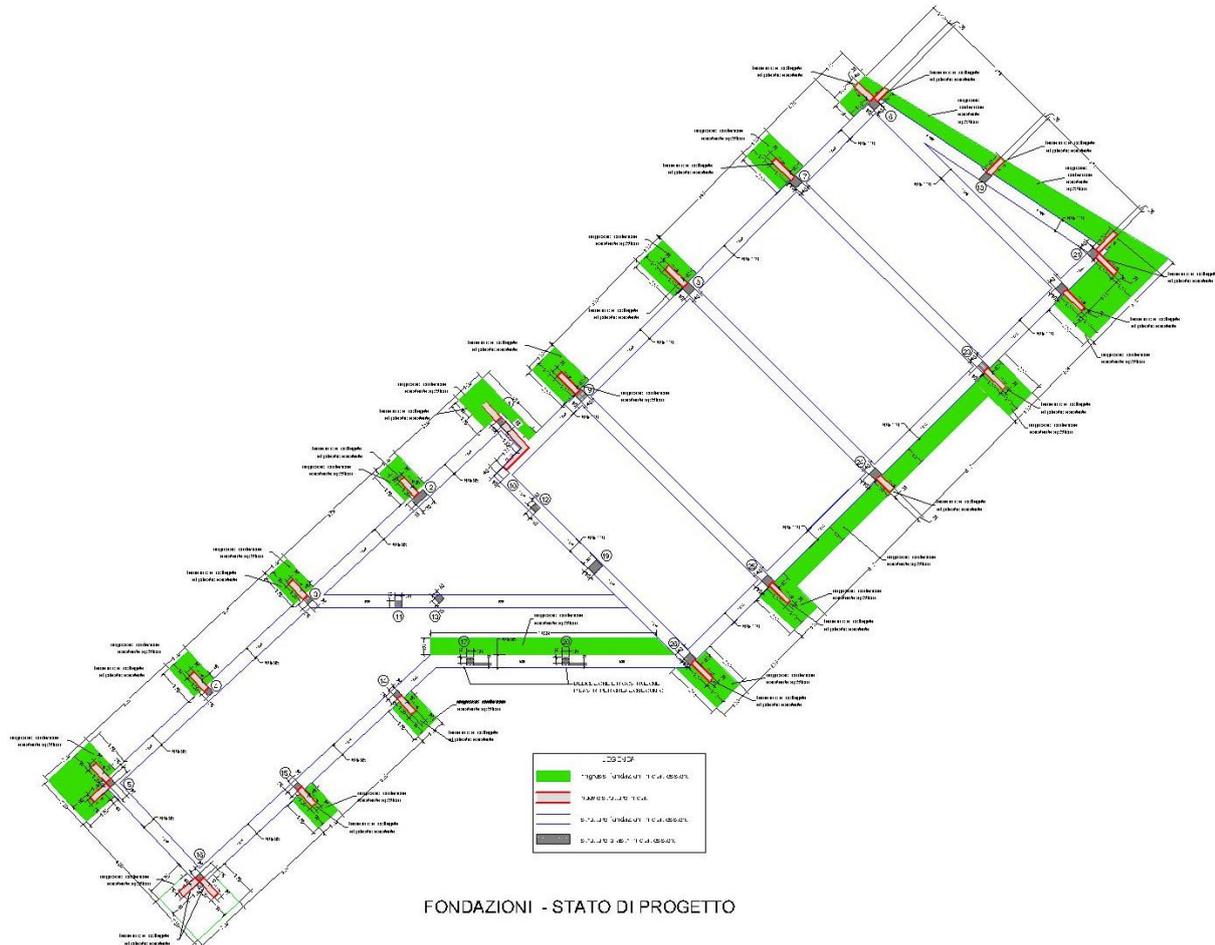


Figura 3 – Pianta fondazioni e piano terra.

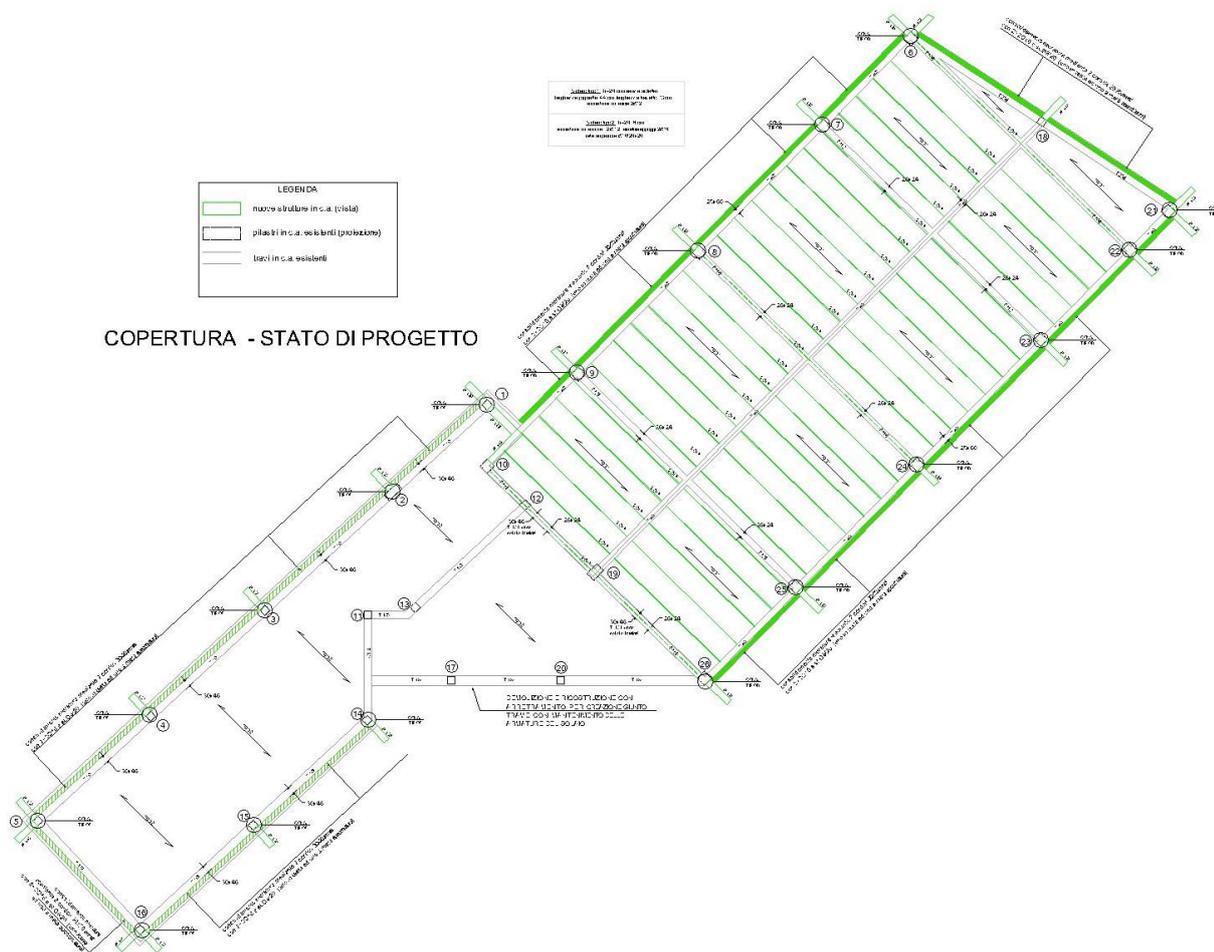


Figura 4 – Pianta copertura.

E' inoltre prevista la demolizione e ricostruzione di una porzione di solaio in corrispondenza del giunto sismico da creare in corrispondenza dell'ingresso agli spogliatoi dal plesso scolastico.

Sono inoltre da prevedere una serie di opere strettamente propedeutiche all'esecuzione dell'intervento quali porzioni di demolizioni e ricostruzioni di opere non strutturali, spostamenti e rifacimenti di impianti, sistemazioni esterne ecc..

Ai fini sismici l'intervento è classificato come intervento di **adeguamento sismico**.

## 6 ANALISI DEI CARICHI E COMBINAZIONI

### 6.1 Peso proprio dei materiali strutturali

Il peso proprio è stato considerato in ragione della reale geometria della struttura e dei pesi specifici dei materiali. Più precisamente è stato assunto

$\gamma = 2500\text{kg/m}^3$  per il calcestruzzo,  
 $\gamma = 7850\text{kg/m}^3$  per l'acciaio,  
 $\gamma = 1800\text{kg/m}^3$  per i paramenti murari

## 6.2 Permanenti

Consistono nei carichi trasmessi dai massetti non strutturali, dai pavimenti, dai controsoffitti, dagli intonaci e dai carichi permanenti in copertura (impermeabilizzazione + coibente + manto).

Per la copertura della palestra si considera un sovraccarico permanente pari a  $90\text{kg/m}^2$ .

Per la copertura del corpo spogliatoi, dove è presente il gattaiolato, si considera un sovraccarico permanente pari a  $200\text{kg/m}^2$ .

Per quanto riguarda il peso del tamponamento si è assunto pari a  $p = 800\text{ kg/m}$  per i tamponamenti murari.

## 6.3 Carichi del vento

Si determina il carico dovuto al vento in funzione delle caratteristiche di ubicazione e geometria della struttura:

Ubicazione del sito	Zona 3
Altitudine del sito	$a_s = \text{ca. } 328\text{ m s.l.m.} < 500\text{ m s.l.m.}$
Classe di rugosità del terreno	C
⇒ Classe di esposizione del sito	III categoria ⇒ $v_{b,0} = 27\text{ m/sec}$ $a_0 = 500\text{ m s.l.m.}$ $k_a = 0.020\text{ 1/sec}$ $k_r = 0.20$ $z_0 = 0.10\text{ m}$ $z_{\min} = 5.0\text{ m}$

Densità dell'aria  $\rho = 1.25\text{ kg/cm}^3$

Pressione cinetica di riferimento per T.R. 50 anni

$$q_{b,50} = 0.5 \times 1.25 \times 27^2 = 455.6\text{ N/m}^2$$

Altezza dell'edificio  $z = 9\text{ m}$

Coefficiente di topografia  $C_t = 1.00$

Coefficiente dinamico  $C_d = 1.00$

Coefficiente di esposizione  $C_e(z_e) = 2.00$

Coefficiente di forma (pareti sopravvento)  $C_{pe} = 0.8$

Coefficiente di forma (pareti sottovento)  $C_{pe} = -0.4$

La pressione del vento risultante vale dunque:

per pareti sopravvento  $p = 45.56 \times 0.8 \times 2 = 73\text{ kg/mq}$

per pareti sottovento  $p = -45.56 \times 0.4 \times 2 = -36.5\text{ kg/mq}$

## 6.4 Carico della neve

Il carico della neve è quello di seguito riportato

Ubicazione: Zona II;

Altitudine s.l.m.:  $328\text{m} = a_s$

Carico neve al suolo caratteristico con T.R: 50 anni:

$$q_{sk,50} = 0.85 \times [1 + (a_s/481)^2] = 1.25\text{ kN/m}^2$$

Coefficiente di esposizione:  $C_E = 1.00$

Coefficiente termico:  $C_T = 1.00$

Coefficiente di forma:  $\mu_1 = 0.80$   
 Carico neve:  $q_s = q_{sk} \times \mu_1 \times C_E \times C_T = 1.00 \text{ kN/m}^2$

## 6.5 Carichi sui solai

1 - Solaio di copertura palestra	Carico [ kN/mq ]
<b>Peso proprio solaio in laterocemento h = 20</b>	<b>2.00</b>
<b>Carichi permanenti</b>	<b>0.90</b>
<b>Carico permanente totale</b>	<b>2.90</b>
<b>Carico variabile di esercizio</b>	<b>1.00</b>
Carico totale	3.90

2 - Solaio copertura spogliatoi	Carico [ Kg/mq ]
<b>Peso proprio solaio in laterocemento h = 20 + 6</b>	<b>3.00</b>
<b>Gattaiolato e copertura</b>	<b>2.00</b>
<b>Carico permanente totale</b>	<b>5.00</b>
<b>Carico variabile di esercizio</b>	<b>1.00</b>
Carico totale	6.00

## 6.6 Condizioni di carico

Le azioni applicate alla struttura sono definite in gruppi separati detti "condizioni di carico elementari", che sono riportate di seguito.

### Simbologia

CCE	= Numero della condizione di carico elementare
Comm.	= Commento
Tipo CCE	= Tipo di CCE per calcolo agli stati limite
Sic.	= Contributo alla sicurezza
	F = a favore
	S = a sfavore
	A = ambigua
Var.	= Tipo di variabilità
	B = di base
	I = indipendente
	A = ambigua
Dir.	= Direzione del vento
Tipo	= Tipologia di pressione vento
	M = Massimizzata
	E = Esterna
	I = Interna
Mx	= Moltiplicatore della massa in dir. X
My	= Moltiplicatore della massa in dir. Y
Mz	= Moltiplicatore della massa in dir. Z
Jpx	= Moltiplicatore del momento d'inerzia intorno all'asse X
Jpy	= Moltiplicatore del momento d'inerzia intorno all'asse Y
Jpz	= Moltiplicatore del momento d'inerzia intorno all'asse Z

CCE	Comm.	Tipo CCE	Sic.	Var.	Dir. <grad>	Tipo	Mx	My	Mz	Jpx	Jpy	Jpz
1	Peso Proprio	1 D.M. 08 Permanenti strutturali	S	--	--	--	1	1	0	0	0	1
2	Permanenti	2 D.M. 08 Permanenti non strutturali	S	--	--	--	1	1	0	0	0	1
3	Neve	11 D.M. 08 Variabili Neve (a quota <= 1000 m s.l.m.)	S	B	--	--	1	1	0	0	0	1
4	Tamponamento	2 D.M. 08 Permanenti non strutturali	S	--	--	--	1	1	0	0	0	1

## 6.7 Combinazioni di carico

Tali azioni vengono composte nelle diverse "Combinazioni di carico" che per le verifiche allo stato limite ultimo, sia in condizioni statiche che in condizioni simiche sono le seguenti, ottenute con i coefficienti riportati nella tabella.

### Elenco tipi CCE definiti

#### Simbologia

Tipo CCE	= Tipo condizione di carico elementare
Comm.	= Commento
Tipo	= Tipologia
	G = Permanente
	Qv = Variabile vento
	Q = Variabile
	I = Da ignorare
	A = Azione eccezionale
	P = Precompressione
Durata	= Durata del carico
	N = Non definita
	P = Permanente
	L = Lunga
	M = Media
	B = Breve
	I = Istantanea
$\gamma$ min.	= Coeff. $\gamma$ min.
$\gamma$ max	= Coeff. $\gamma$ max
$\psi_0$	= Coeff. $\psi_0$
$\psi_1$	= Coeff. $\psi_1$
$\psi_2$	= Coeff. $\psi_2$
$\psi_{0,s}$	= Coeff. $\psi_0$ sismico (D.M. 96)

Tipo CCE	Comm.	Tipo	Durata	$\gamma$ min.	$\gamma$ max	$\psi_0$	$\psi_1$	$\psi_2$	$\psi_{0,s}$
1	D.M. 08 Permanenti strutturali	G	N	1	1.3				
2	D.M. 08 Permanenti non strutturali	G	N	0	1.5				
11	D.M. 08 Variabili Neve (a quota $\leq$ 1000 m s.l.m.)	Q	N	0	1.5	0.5	0.2	0	0

### Ambienti di carico

#### Simbologia

N	= Numero
Comm.	= Commento
1	= Peso Proprio
2	= Permanenti
3	= Neve
4	= Tamponamento
F	= azioni orizzontali convenzionali
SLU	= Stato limite ultimo
SLR	= Stato limite per combinazioni rare
SLF	= Stato limite per combinazioni frequenti
SLQ/D	= Stato limite per combinazioni quasi permanenti o di danno
S	= Si
N	= No

N	Comm.	1	2	3	4	S	SLU	SLR	SLF	SLQ
1	Calcolo sismico	S	S	S	S	S	N	N	N	
2	Calcolo statico	S	S	S	N	S	S	S	S	

### Elenco combinazioni di carico simboliche

#### Simbologia

CC	= Numero della combinazione delle condizioni di carico elementari
Comm.	= Commento
TCC	= Tipo di combinazione di carico
	SLU = Stato limite ultimo
	SLU S = Stato limite ultimo (azione sismica)
	SLE R = Stato limite d'esercizio, combinazione rara
	SLE F = Stato limite d'esercizio, combinazione frequente
	SLE Q = Stato limite d'esercizio, combinazione quasi permanente
	SLD = Stato limite di danno
	SLV = Stato limite di salvaguardia della vita
	SLC = Stato limite di prevenzione del collasso
	SLO = Stato limite di operatività
	SLU I = Stato limite di resistenza al fuoco

CC	Comm.	TCC	1	2	3	4	S
1	Amb. 1 (Sisma)	SLU S	1	1	$\psi_2$	1	1
2	Amb. 2 (SLU)	SLU	$\gamma$ max	$\gamma$ max	$\gamma$ max	$\gamma$ max	-----

3	Amb. 2 (SLE R)	SLE R	1	1	1	1	-----
4	Amb. 2 (SLE F)	SLE F	1	1	$\Psi_1$	1	-----
5	Amb. 2 (SLE Q)	SLE Q	1	1	$\Psi_2$	1	-----

Genera le combinazioni con un solo carico di tipo variabile come di base: No

Considera sollecitazioni dinamiche con segno dei modi principali: No

#### Combinazioni delle CCE

##### Simbologia

CC = Numero della combinazione delle condizioni di carico elementari

Comm. = Commento

TCC = Tipo di combinazione di carico

SLU = Stato limite ultimo

SLU S = Stato limite ultimo (azione sismica)

SLE R = Stato limite d'esercizio, combinazione rara

SLE F = Stato limite d'esercizio, combinazione frequente

SLE Q = Stato limite d'esercizio, combinazione quasi permanente

SLD = Stato limite di danno

SLV = Stato limite di salvaguardia della vita

SLC = Stato limite di prevenzione del collasso

SLO = Stato limite di operatività

SLU I = Stato limite di resistenza al fuoco

An. = Tipo di analisi

L = Lineare

NL = Non lineare

Bk = buckling

S = Sì

N = No

CC	Comm.	TCC	An.	Bk	1	2	3	4	Mt	±S X	±S Y
1	CC 1 - Amb. 1 (SLU S) S Mt+X+0.3Y	SLV	L	N	1	1	0	1	1	1	0.3
2	CC 2 - Amb. 1 (SLE) S Mt+X+0.3Y	SLD	L	N	1	1	0	1	1	1	0.3
3	CC 3 - Amb. 1 (SLU S) S Mt+X-0.3Y	SLV	L	N	1	1	0	1	1	1	-0.3
4	CC 4 - Amb. 1 (SLE) S Mt+X-0.3Y	SLD	L	N	1	1	0	1	1	1	-0.3
5	CC 5 - Amb. 1 (SLU S) S Mt+0.3X+Y	SLV	L	N	1	1	0	1	1	0.3	1
6	CC 6 - Amb. 1 (SLE) S Mt+0.3X+Y	SLD	L	N	1	1	0	1	1	0.3	1
7	CC 7 - Amb. 1 (SLU S) S Mt-0.3X+Y	SLV	L	N	1	1	0	1	1	-0.3	1
8	CC 8 - Amb. 1 (SLE) S Mt-0.3X+Y	SLD	L	N	1	1	0	1	1	-0.3	1
9	CC 9 - Amb. 1 (SLU S) S -Mt+X+0.3Y	SLV	L	N	1	1	0	1	-1	1	0.3
10	CC 10 - Amb. 1 (SLE) S -Mt+X+0.3Y	SLD	L	N	1	1	0	1	-1	1	0.3
11	CC 11 - Amb. 1 (SLU S) S -Mt+X-0.3Y	SLV	L	N	1	1	0	1	-1	1	-0.3
12	CC 12 - Amb. 1 (SLE) S -Mt+X-0.3Y	SLD	L	N	1	1	0	1	-1	1	-0.3
13	CC 13 - Amb. 1 (SLU S) S -Mt+0.3X+Y	SLV	L	N	1	1	0	1	-1	0.3	1
14	CC 14 - Amb. 1 (SLE) S -Mt+0.3X+Y	SLD	L	N	1	1	0	1	-1	0.3	1
15	CC 15 - Amb. 1 (SLU S) S -Mt-0.3X+Y	SLV	L	N	1	1	0	1	-1	-0.3	1
16	CC 16 - Amb. 1 (SLE) S -Mt-0.3X+Y	SLD	L	N	1	1	0	1	-1	-0.3	1
17	CC 17 - Amb. 2 (SLU)	SLU	L	N	1.3	1.5	1.5	1.5	0	0	0
18	CC 18 - Amb. 2 (SLE R)	SLE R	L	N	1	1	1	1	0	0	0
19	CC 19 - Amb. 2 (SLE F)	SLE F	L	N	1	1	0.2	1	0	0	0
20	CC 20 - Amb. 2 (SLE Q)	SLE Q	L	N	1	1	0	1	0	0	0

## 7 PARAMETRI GEOTECNICI

Le indicazioni geotecniche sono riprese dalla relazione geologico-geotecnica a firma del dott. Geol. Sandro Bellini che ha redatto la relazione geologica a supporto dell'intervento in oggetto.

Il geologo nel determinare le caratteristiche litostratigrafiche riscontrate si rifà alla relazione geologica redatta nel 2010 per lo stesso edificio dal dott. Geol. Francesco Calderini. Nella relazione si il modello geotecnico che considera la suddivisione del terreno in 3 unità litotecniche principali:

- **Unità A** (da -0.15 metri a -4.85 metri) limo con sabbia
- **Unità B** (da -4.85 metri a -16 metri) ciottoli ghiaie e blocchi
- **Unità C** (da -16 metri) Siltiti marnose e areniti

Di seguito si riportano per ciascuna delle unità i parametri geotecnici caratteristici che sono attribuiti dall'insieme delle informazioni acquisite e relative alle penetrometrie, prove SPT e analisi

di laboratorio. Nella relazione è riportata la parametrizzazione della sola unità A, che è quella di interesse per gli scopi di questa relazione. Quelli di seguito riportati sono valori caratteristici.

### Unità A

Peso di volume	$\gamma = 19.50 \text{ kN/mc}$
Angolo d'attrito interno (drenato)	$\phi' = 24.09^\circ$
Coazione (drenata)	$c' = 19.61 \text{ kN/mq}$

La falda è presente a quota variabile in funzione della stagione di lettura ed anche del piezometro di riferimento. E' comunque stimata a circa -14.70 m dal p.c.

## 7.1 Capacità portante del terreno

Il calcolo della capacità portante del terreno è effettuato utilizzando i valori caratteristici del terreno sopra riportati e tratti dalla relazione geologica-geotecnica di riferimento e considerando un piano di posa minimo della fondazione pari a 65 cm.

Per la verifica delle pressioni del terreno si fa riferimento all'approccio 2 (A1+M1+R3) con un coefficiente  $\gamma_R = 2.3$ .

Per una valutazione della portata limite del terreno si può assumere un valore medio dell'angolo di attrito dei terreni sottostanti pari a  $\phi' = 24^\circ$ . Il peso del terreno vale  $\gamma = 19.50 \text{ kN/mq}$  e la coazione efficace pari a  $c' = 19.61 \text{ kN/mq}$ .

Adottando la formula di Terzaghi per la portata della fondazione e un valore di profondità di scavo pari a  $D = 0.65 \text{ m}$  si ottiene:

$$q_{ult} = c \cdot N_c + \gamma \cdot D \cdot N_q + \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot B \cdot N_\gamma$$

$$c' = 19.61 \text{ kN/mq} \quad \gamma = 19.50 \text{ kN/m}^3$$

$$N_c = 19.32 \quad N_q = 9.60 \quad N_\gamma = 5.71$$

$$B = 65 \text{ cm}; D = 50 \text{ cm}$$

$$q_{ult} = 19.61 \cdot 19.32 + 19.50 \cdot 0.65 \cdot 9.60 + 0.5 \cdot 19.50 \cdot 0.50 \cdot 5.71 = 528 \text{ kN/mq}$$

$$q_d = \frac{q_{ult}}{2,3} = 230 \text{ N/mq} = 0.230 \text{ N/mm}^2 = 2.30 \text{ kg/cm}^2$$

In merito al coefficiente di sottofondo del suolo alla Winkler, utilizzato solo per il calcolo delle fondazioni, si fa riferimento a quanto riportato da *J.E. Bowles-Fondazioni Progetto e Analisi*. Si assume un coefficiente di Winkler  $k_w = 3 \text{ kg/cm}^3$ .

## 8 METODO DI CALCOLO

### 8.1 Azioni sollecitanti

L'edificio viene verificato applicando le prescrizioni normative imposte dal D.M. 14.01.2008, quindi tutti gli interventi vengono eseguiti in accordo a quanto previsto da entrambi per quanto concerne la valutazione degli effetti del sisma.

Si utilizza per il progetto e la verifica delle strutture il metodo semiprobabilistico degli Stati Limite, facendo riferimento a diversi livelli di impegno delle strutture. In particolare si considereranno varie combinazioni di carico, suddivise in più gruppi:

1. Verifica allo Stato Limite Ultimo (S.L.U.) in campo statico;
2. Verifica S.L.V. in campo sismico.

## 8.2 Vita nominale e classi d'uso

La vita nominale di un'opera strutturale VN è intesa come il numero di anni nel quale la struttura, purché soggetta alla manutenzione ordinaria, deve potere essere usata per lo scopo al quale è destinata. La vita nominale dei diversi tipi di opere è quella riportata nella Tab. 2.4.I del DM2008 e deve essere precisata nei documenti di progetto. Nel seguente progetto in accordo con l'Amministrazione Comunale si è scelto una vita nominale dell'opera:

**$V_N \geq 50$  anni**

Per quanto riguarda la classe d'uso il DM 2008 prescrive che 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 nonpericolose 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.

In accordo con l'Amministrazione Comunale si è scelto una **Classe d'uso IV**.

## 8.3 Fase statica

Le azioni sollecitanti che derivano dal calcolo vengono confrontate con le capacità resistenti dei vari elementi, determinate secondo i criteri della Scienza e Tecnica delle Costruzioni; le azioni sollecitanti vengono determinate combinando le azioni permanenti ed accidentali con la seguente relazione:

$$S_d = \gamma_g \cdot G_k + \gamma_q \cdot \left( Q_{1k} + \sum_{j=2}^n (\psi_{0j} \cdot Q_{jk}) \right) \text{ dove:}$$

$G_k$             valore caratteristico delle azioni permanenti

$Q_{1k}$             valore caratteristico dell'azione accidentale principale

$Q_{jk}$             valori caratteristici delle altre azioni accidentali tra loro indipendenti

Il valore di  $\gamma_g$  e  $\gamma_q$  variano a seconda dello stato limite considerato e del tipo di carico.

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

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

$\Psi_{0j}$  coefficiente di contemporaneità per le altre azioni accidentali tra loro indipendenti; che nel nostro caso assume i seguenti valori:

- 0.7 ambienti suscettibili di affollamento
- 0.5 neve
- 0.6 effetti termici e vento

Per gli Stati Limite di Esercizio possono essere prese in considerazione tre diversi tipi di combinazioni delle azioni:

- Rare 
$$S_d = G_k + Q_{1k} + \sum_{j=2}^n (\Psi_{0j} \cdot Q_{jk})$$
- Frequenti 
$$S_d = G_k + \Psi_{1,1} \cdot Q_{1k} + \sum_{j=2}^n (\Psi_{2j} \cdot Q_{jk})$$
- Quasi permanenti 
$$S_d = G_k + \sum_{j=1}^n (\Psi_{2j} \cdot Q_{jk})$$

dove i coefficienti parziali per le azioni valgono tutti 1.0 e i coefficienti di contemporaneità per la j-sima azione accidentale assumono i seguenti valori:

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 $\leq 30$ kN)	0,7	0,7	0,6
Categoria G Rimesse e parcheggi (per autoveicoli di peso $> 30$ kN)	0,7	0,5	0,3
Categoria H Coperture	0,0	0,0	0,0
Vento	0,6	0,2	0,0
Neve (a quota $\leq 1000$ m s.l.m.)	0,5	0,2	0,0
Neve (a quota $> 1000$ m s.l.m.)	0,7	0,5	0,2
Variazioni termiche	0,6	0,5	0,0

Per le strutture in muratura non è necessaria la verifica agli SLE che dunque non è stata eseguita.

## 8.4 Fase sismica

Le azioni sollecitanti che derivano dal calcolo vengono confrontate con le capacità resistenti dei vari elementi, determinate secondo i criteri della Scienza e Tecnica delle Costruzioni; le azioni sollecitanti vengono determinate combinando le azioni permanenti ed accidentali e gli effetti del sisma con la seguente relazione:

$$S_d = \cdot E + G_k + \sum_{i=1}^n (\psi_{2i} \cdot Q_{ik})$$

dove i simboli hanno il significato riportato nel prospetto precedente ed inoltre è:

E azione sismica per lo S.L. in esame;

i valori dei coefficienti  $\psi_{2i}$  sono riportati nella tabella precedente per i carichi statici

Gli effetti dell'azione sismica vengono valutati tenendo conto delle masse determinate con la seguente relazione:

$$G_k + \sum_{j=1}^n (\psi_{2j} \cdot Q_{ik})$$

dove il coefficiente  $\psi_{2j}$  è un fattore di contemporaneità tra azioni accidentali pari al valore riportato nelle tabelle precedenti. Nel nostro caso, si adottano nel calcolo valori riportati sopra, in particolare si è adottato un coefficiente 0.6 per i carichi accidentali.

## 8.5 Classe di duttilità e Fattore di struttura

In accordo con le prescrizioni del D.M. 2008 si determina il "fattore di struttura"  $q$  che è poi necessario per il calcolo dello spettro di progetto, delle azioni di calcolo da impiegare nelle verifiche etc. Nelle verifiche si è assunto il **fattore di struttura  $q=1,50$  per strutture a pendolo inverso assumendo altresì la progettazione in classe di duttilità bassa.**

## 8.6 Spettri di progetto

Vengono valutate le azioni sismiche con riferimento a differenti Stati Limite, sia di tipo "Ultimo" sia di tipo "di Esercizio". In particolare la normativa del 2008 prevede 4 differenti stati limite associati a differenti probabilità di raggiungimento e/o superamento durante la vita utile di progetto della struttura, che sono:

- SLC – Stato Limite di Collasso: a seguito del sisma la struttura subisce gravi danni e crolli di componenti non strutturali ed impiantistici, ma conserva un margine di sicurezza rispetto alle azioni verticali ed un ridotto margine di sicurezza rispetto al collasso per azioni orizzontali.
- SLV – Stato Limite di Salvaguardia della Vita: a seguito del sisma la struttura subisce rotture e crolli dei componenti non strutturali ed impiantistici cui si associa significativa perdita di rigidità nei confronti delle azioni orizzontali; conserva una parte della resistenza e rigidità alle azioni verticali ed un margine di sicurezza rispetto al collasso per azioni orizzontali
- SLD – Stato Limite di Danno: a seguito del sisma la costruzione nel suo complesso – ivi incluse parti non strutturali ed impianti – subisce danni tali da non compromettere in modo significativo la capacità di resistenza e rigidità nei confronti delle azioni verticali ed orizzontale, mantenendosi utilizzabile eccetto parte delle apparecchiature.

- SLO – Stato Limite di Operatività: a seguito del sisma la costruzione nel suo complesso – ivi incluse parti non strutturali ed impianti – non deve subire né danni né interruzioni di uso significativi.

Probabilità di superamento del S.L. nel periodo di vita di riferimento della struttura:

SLO 81%  
SLD 63%  
SLV 10%  
SLC 5%

I valori dell'accelerazione spettrale di riferimento per i vari tipi di S.L. sono determinati tramite la variabilità dei parametri fondamentali della curva dello spettro di riferimento, come riportato ai paragrafi seguenti, in funzione delle coordinate geografiche del sito di progetto, della vita utile presunta della struttura, della classe e categoria di importanza e di servizio della struttura stessa, del tipo di suolo e della configurazione topografica del sito di costruzione etc. etc.

I parametri fondamentali, in funzione di questi dati sono i seguenti:

$a_g$  accelerazione di picco al suolo

$F_o$  massima ordinata spettrale

$T_c^*$  periodo corrispondente all'inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale.

## 8.7 Parametri di modellazione azioni sismiche

Nel caso in esame, la costruzione esistente è sita nel Comune di Marradi (FI), quindi le caratteristiche principali sono riportate nel seguito.

Latitudine in gradi decimali: 44.074486

Longitudine in gradi decimali: 11.611906

$a_g$  (TR= 475) = 0.209

Tipo di Costruzione:	⇒	vita nominale	$V_N \geq 50$ anni
Classe di uso >	IV	⇒	coefficiente di uso $C_U = 2$
Periodo di riferimento per l'azione sismica:			$V_R = V_N \cdot C_U = 100$ anni

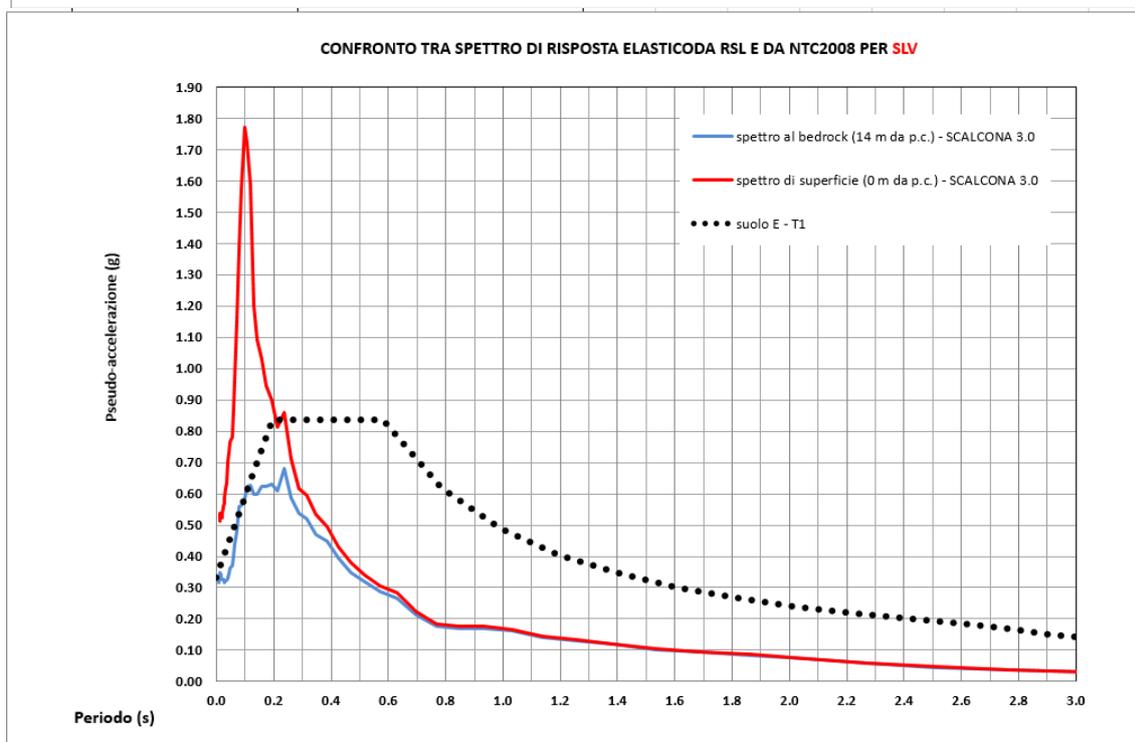
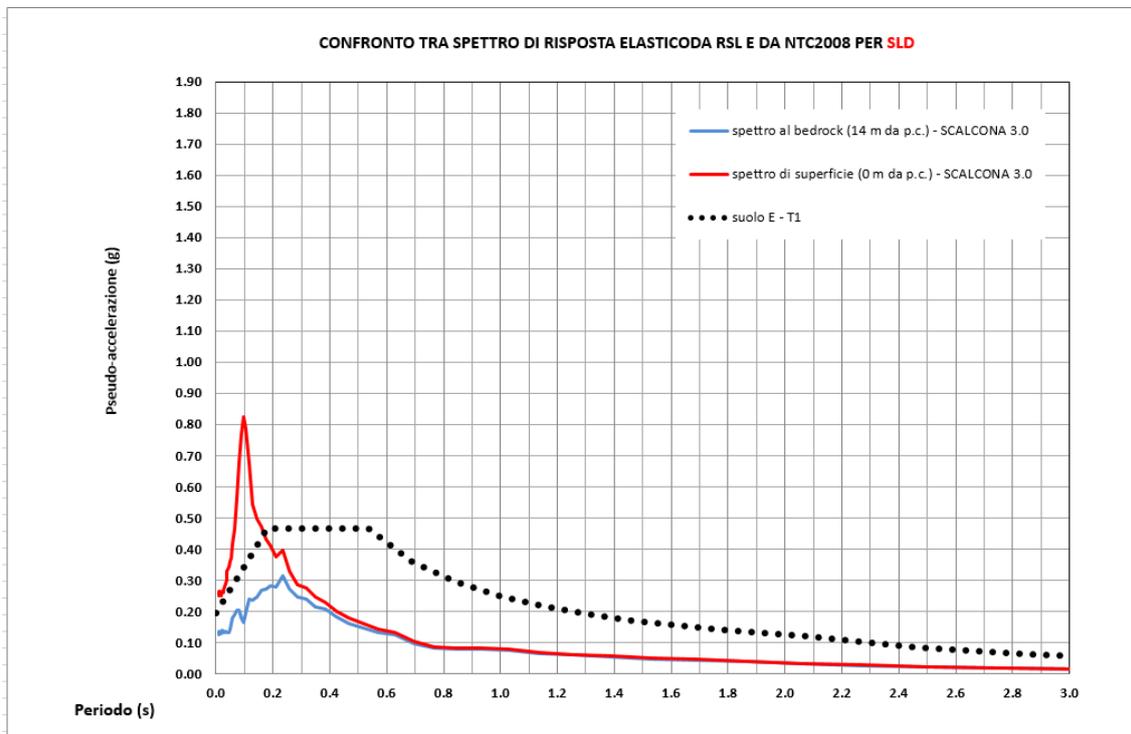
## 8.8 Applicazione e calcolo degli spettri

Nella relazione geologica citata si riferisce che la categoria del suolo dell'edificio è di tipo B sovrastante un substrato sismico con una categoria di suolo di fondazione risultante di tipo S2.

Tuttavia il geologo, considerando il rilevante contrasto di impedenza e tenuto conto che le NTC2008 definiscono la categoria S2 come "Depositi di terreni suscettibili di liquefazione, di argille sensitive o qualsiasi altra categoria di sottosuolo non classificabile nei tipo precedenti", ha ritenuto opportuno elaborare un'analisi di risposta sismica locale (RSL).

Il parametro di base è costituito dai 7 accelerogrammi di riferimento per il Comune di Marradi secondo l'archivio SCALCONA 3.0 (definito dalla Regione Toscana) e secondo l'applicativo REXElite del Dipartimento di Ingegneria Strutturale dell'Università di Napoli Federico II. Attraverso un software di calcolo il geologo ha definito lo spettro da utilizzare; nel grafico riportato di seguito è riportato lo spettro di risposta elastico derivante dall'analisi di risposta sismica locale a confronto con quello definito nell'analisi semplificata definita nelle NTC2008 assunto però, a favore di sicurezza, con una categoria di sottosuolo E e coefficiente topografico T1.

Di seguito si riportano i grafici allo SLD ed allo SLV.



Nel modello di calcolo si è utilizzato l'involuppo di tale grafico (i cui valori esatti sono definiti nella relazione geologico/geotecnica); si tenga conto comunque che i periodi propri della strutture ricadono in un range caratterizzato dalla risposta sismica locale. Come definito nel paragrafo 9.5 si adotta un fattore di struttura  $q = 1.5$ . Di seguito si riportano le impostazioni del modello di calcolo e gli spettri effettivi utilizzati.

Calcolo struttura con metodo FEM

Opzioni Salva Carica Esporta Importa

Generali | Dati struttura | Dati di piano | Dati di calcolo | Ambienti | Combinazioni | Opzioni pushover

Edificio esistente  
 Spettri automatici

Zona sismica: Zona 2

Sito di costruzione: marradi LON. 11.61310 LAT. 44.07550

Contenuto tra ID reticolo: 18732 18510 18733 18511

Tipologia di opera: Opera ordinaria

Vita nominale  $V_N$ : 50

Classe d'uso: Classe IV

Classe di duttilità: Classe B

Quota di riferimento: <math>\leq 0</math>

Altezza della struttura: <math>\leq 8</math>

Numero piani edificio: 2

Coefficiente  $\theta$ : 0

Edificio regolare in altezza  
 Edificio regolare in pianta  
 Forze orizzontali convenzionali per stati limite non sismici  
 Genera stati limite per verifiche di resistenza al fuoco  
 Genera le combinazioni corrispondenti allo stato attuale

Ripristina valori predefiniti OK Annulla

Calcolo struttura con metodo FEM

Opzioni Salva Carica Esporta Importa

Generali | Dati struttura | Dati di piano | Dati di calcolo | Ambienti | Combinazioni | Opzioni pushover

Categoria del suolo di fondazione

Tipologia diversa nelle due direzioni sismiche

Direzione X: c.a. o prefabbricat...  
 Direzione Y: ...

Tipologia edificio: Valuta T1 in modo semplificato

Coeff.  $C_1$ : 0.075

Periodo  $T_1$ : 0.356762

Coeff.  $\lambda$ : 1

Rapporto di sovrarresistenza ( $\alpha_1/\alpha_2$ ): 1.15

Valore di riferimento del fattore di struttura ( $q_2$ ): 3.45

Fattore riduttivo ( $K_n$ ): 1

Fattore di struttura ( $q$ ): 1.5

Categoria topografica: ...

Fattore di struttura per sisma verticale ( $q_v$ ): 1.5

Smorzamento implicito: <math>\leq 5</math>

Angolo di ingresso del sisma: <math>\leq 0</math>

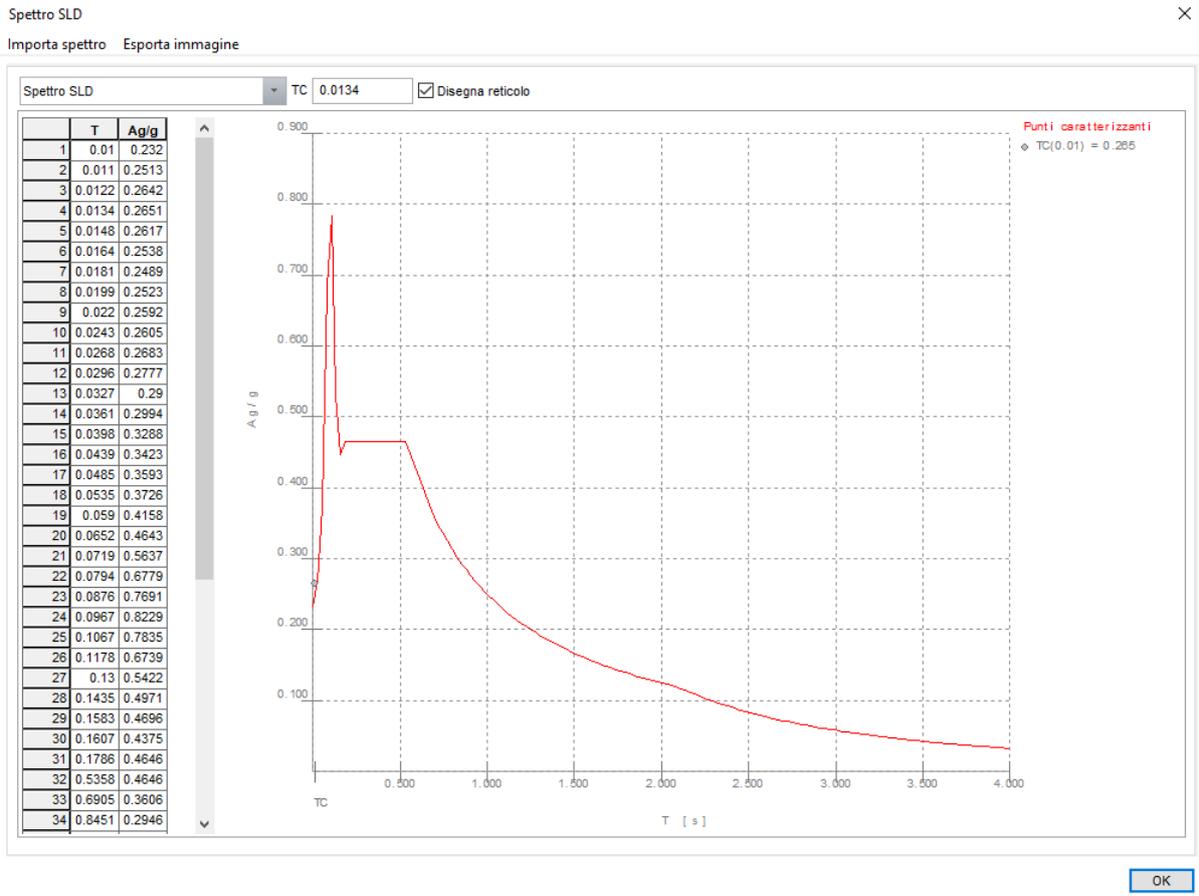
Modalità di calcolo modi di vibrare: CCE per vettori di Ritz e numero di modi da calcolare

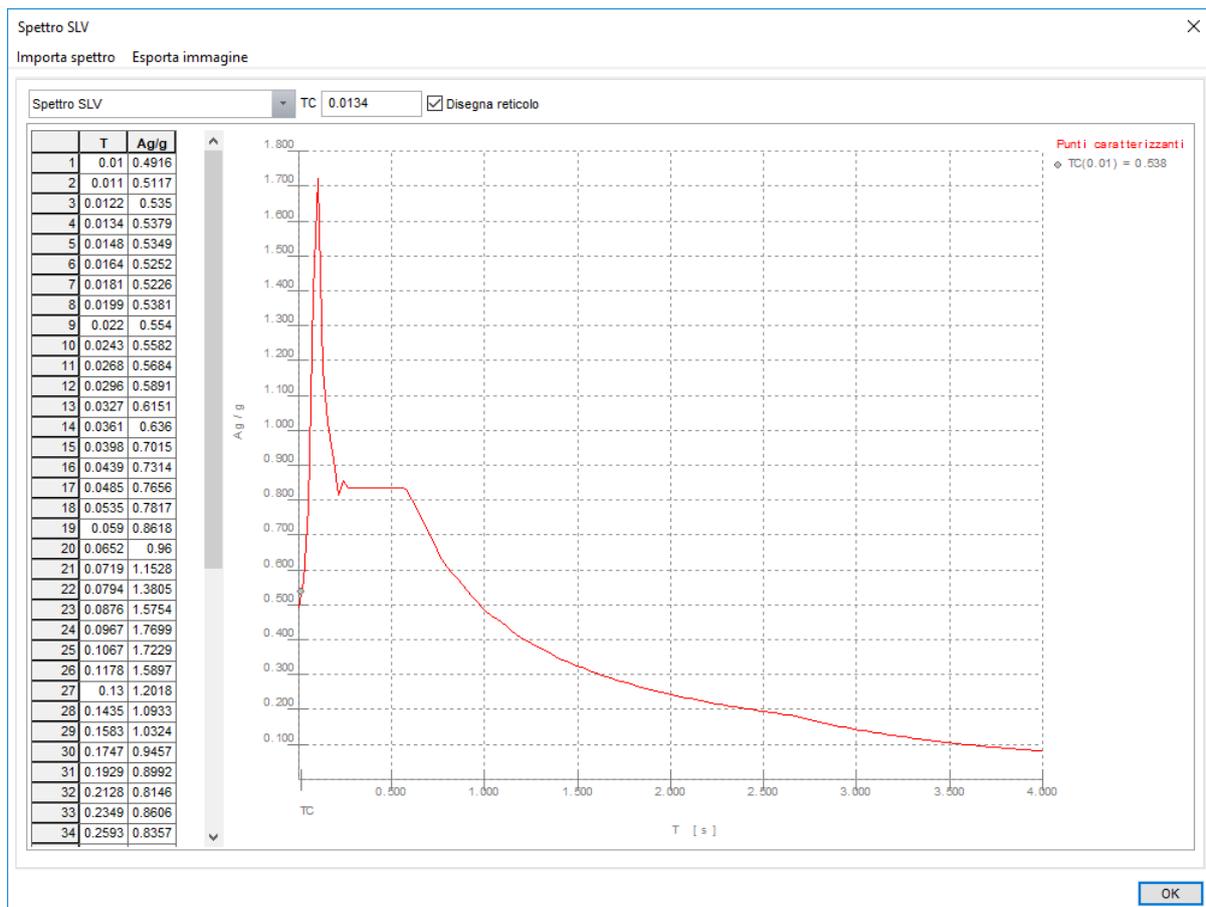
Autovalori Num. modi: 6  
 Ritz-vectors Num. vettori: ...

Modi da considerare:

Tutti i modi calcolati  
 Tali da movimentare una percentuale di massa pari a <math>\leq 85</math>  
 Con singola massa superiore a <math>\leq 5</math>  
 Trascura modi con massa movimentata minore di <math>\leq 0.5</math>

Ripristina valori predefiniti OK Annulla





#### Parametri di calcolo

La modellazione della struttura e la rielaborazione dei risultati del calcolo sono stati effettuati con:  
 ModeSt ver. 8.14, prodotto da Tecnisoft s.a.s. - Prato

La struttura è stata calcolata utilizzando come solutore agli elementi finiti:  
 SAP2000 ver. 10.0, prodotto da Computers & Structures Inc. - Berkeley, CA

Tipo di normativa: stati limite D.M. 08

Tipo di calcolo: analisi sismica dinamica

Vincoli esterni: Considera sempre vincoli assegnati in modellazione

Schematizzazione piani rigidi: metodo Master-Slave

Modalità di recupero masse secondarie: trasferire all'impalcato più vicino con modifica XY baricentro

#### Generazione combinazioni

- Lineari: Sì

- Valuta spostamenti e non sollecitazioni: No

- buckling: No

#### Opzioni del solutore

##### Dati struttura

- Zona sismica: zona 2

- Tipo di opera: Opera ordinaria

- Vita nominale  $V_n$ : 50.00

- Classe d'uso: Classe IV

- SL Esercizio: SLO No, SLD Sì

- SL Ultimi: SLV Sì, SLC No

- Classe di duttilità: Classe B

- Quota di riferimento: 0.00 <m>

- Altezza della struttura: 8.00 <m>

- Numero piani edificio: 2

- Coefficiente  $\theta$ : 0.00

- Edificio regolare in altezza: No

- Edificio regolare in pianta: No

- Forze orizzontali convenzionali per stati limite non sismici: No

- Genera stati limite per verifiche di resistenza al fuoco: No

#### Dati di piano

**Simbologia**

Imp. = Numero dell'impalcato  
Lx = Dimensione del piano in dir. X  
Ly = Dimensione del piano in dir. Y  
Ex = Eccentricità in dir. X  
Ey = Eccentricità in dir. Y  
Ea = Eccentricità complessiva

Imp.	Lx <m>	Ly <m>	Ex <m>	Ey <m>	Ea <m>
1	51.72	16.06	2.59	0.8	2.71
2	27.59	13.36	1.38	0.67	1.53

**Dati di calcolo**

- Tipologia edificio: c.a. o prefabbricato a telaio a più piani e più campate

Coeff.  $C_1$ : 0.075

Periodo  $T_1$ : 0.35676

Coeff.  $\lambda$  SLD: 1.00

Coeff.  $\lambda$  SLV: 1.00

Rapporto di sovrarresistenza ( $\alpha_u/\alpha_s$ ): 1.15

Valore di riferimento del fattore di struttura ( $q_0$ ): 3.45

Fattore riduttivo ( $K_w$ ): 1.00

Fattore riduttivo regolarità in altezza (KR): 0.80

Fattore di struttura (q): 1.50

- Fattore di struttura per sisma verticale (qv): 1.50

- Modalità di calcolo modi di vibrare: Autovalori

- Numero modi: 6

- Modi da considerare: Tali da movimentare una percentuale di massa pari a 85.00%

- Trascura modi con massa movimentata minore di: No

- Smorzamento spettro: 5.00%

## 9 ANALISI E MODELLAZIONE DELLA STRUTTURA

Per l'edificio in oggetto è stata eseguita un'*analisi dinamica lineare con spettro di risposta*.

Il calcolo delle caratteristiche di sollecitazione è stato eseguito con il metodo degli elementi finiti, utilizzando il modellatore ModeST 8.9 accoppiato al solutore SAP2000 (SAP2000® Integrated Finite Element Analysis and Design of Structures, Computers and Structures, Inc. Berkeley, California, USA).

Il modello della struttura contiene sia elementi monodimensionali (elementi "frame") sia elementi bidimensionali a comportamento sia membranale sia flessionale (elementi "shell").

I criteri di realizzazione generali per la modellazione delle strutture (elevazione) sono i seguenti:

- le dimensioni generali del modello agli elementi finiti e quindi le dimensioni dei singoli elementi strutturali sono riprese direttamente da quelle reali di progetto;
- tutti gli elementi strutturali tipo pilastri, travi e cordoli sono stati modellati con elementi monodimensionali (elementi "FRAME");
- tutti gli elementi strutturali tipo setti e solette in opera sono stati modellati con elementi bidimensionali (elementi "SHELL");
- i pesi propri delle strutture sono assegnati in modo automatico dal programma di calcolo in funzione delle caratteristiche geometriche, meccaniche e fisiche degli elementi;
- i pesi portati e permanenti sono assegnati direttamente come distribuzione di carico uniforme sugli elementi frame o sugli elementi shell;
- le masse sono assegnate automaticamente dal programma riprese dai carichi concentrati e distribuiti e dai pesi propri dei diversi elementi; sui solai di copertura sono stati applicati i vincoli interni di piano rigido;

La geometria della struttura è stata definita mediante l'assegnazione delle coordinate geometriche dei nodi della struttura rispetto ad un sistema di riferimento fisso cartesiano ortogonale destrorso XYZ. Questo riferimento ha gli assi X e Y orizzontali e l'asse Z verticale ascendente.

Per ogni elemento del modello strutturale è stato inoltre definito un proprio sistema di riferimento locale rispetto al quale sono state assegnate le proprietà geometriche ed inerziali ed i carichi sull'elemento, e rispetto al quale è fornita la risposta (in termini di spostamenti dei nodi e di caratteristiche di sollecitazione) dal codice di calcolo.

Gli assi del riferimento locale sono contrassegnati dai numeri 1, 2 e 3 ed il loro orientamento rispetto al riferimento globale XYZ è assegnato in modo diverso a seconda del tipo di elemento finito ("frame" o "shell").

Per ogni elemento uno degli assi locali rimane automaticamente individuato dalla geometria dello stesso elemento finito.

Le caratteristiche geometriche degli elementi "frame" sono state assegnate, definendo soltanto il materiale e la forma della sezione; il programma infatti determina in modo automatico per diversi tipi di sezioni le caratteristiche inerziali (area, momenti di inerzia) della sezione.

Le figure seguenti mostrano alcune viste del modello agli elementi finiti per lo stato di progetto.

ACS ingegneri  
 via catani 28/c, 59100 prato  
 tel. 0574.527864 – fax 0574.568066  
 email: acs@acsingegneri.it

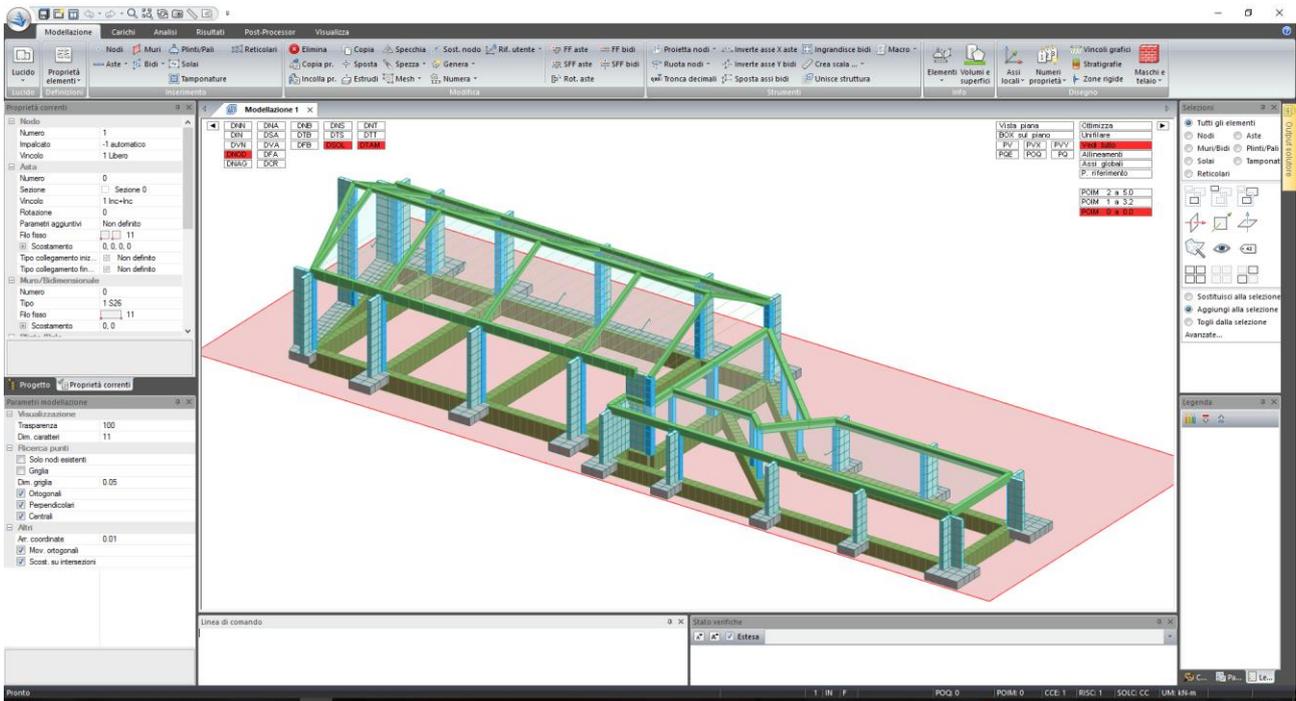


Figura 5 - Modellazione strutturale stato di progetto

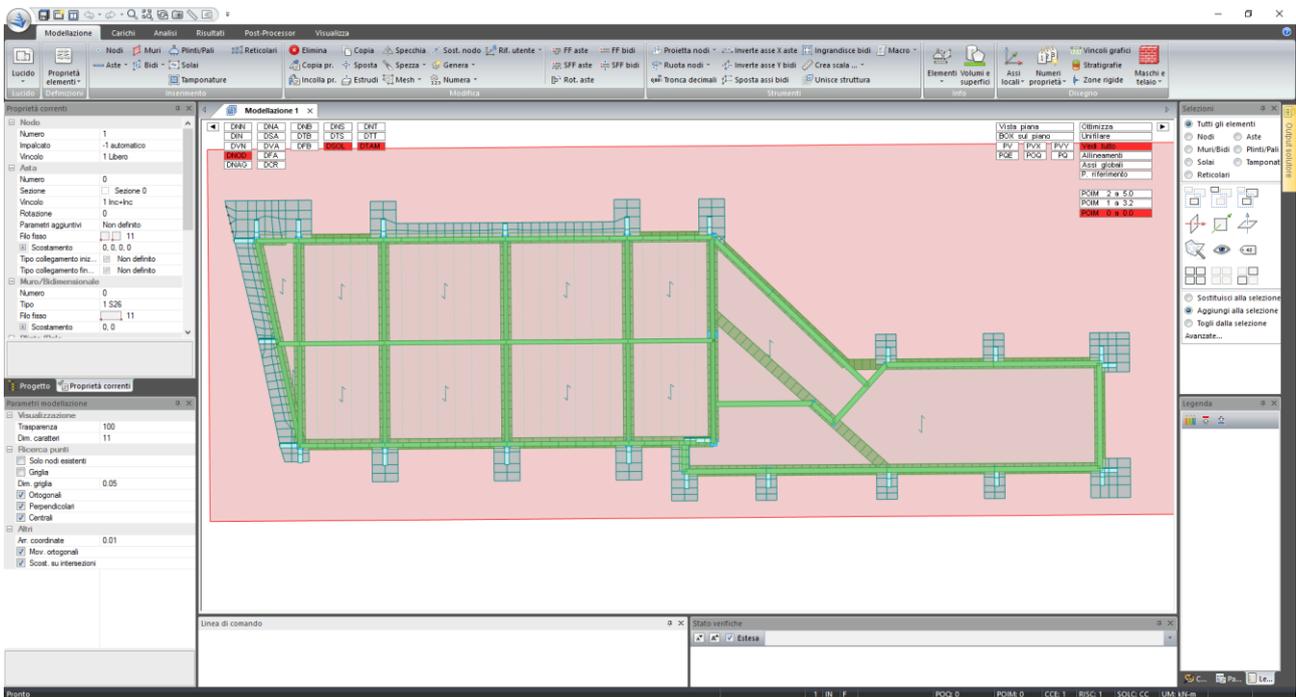


Figura 6 - Modellazione strutturale stato di progetto

## 10 ANALISI MODALE

E' stata eseguita l'analisi dinamica delle strutture con 6 modi di vibrare al fine di attivare almeno l'85% delle masse. Di seguito si riporta la percentuale di massa attivata in totale.

### Elenco baricentri e masse impalcanti

#### Simbologia

Imp. = Numero dell'impalcato  
 X = Coordinata X  
 Y = Coordinata Y  
 Z = Coordinata Z  
 Mo = Massa orizzontale  
 Jpz = Momento d'inerzia polare intorno all'asse Z

Imp.	X <m>	Y <m>	Z <m>	Mo <kg>	Jpz <kg*mq>
1	27.99	3.29	3.5	214115	43446000
2	10.72	6.16	5	161656	13473000

#### Totali masse impalcanti

Mo <kg>	Jpz <kg*mq>
375771	56919000

### Elenco forze sismiche di impalcato allo SLD

#### Simbologia

Imp. = Numero dell'impalcato  
 cx = Coeff. c in dir. X  
 cy = Coeff. c in dir. Y  
 Mz = Momento intorno all'asse Z

Imp.	cx	cy	Mz <daNm>
1	0.48	0.48	223128
2	0.52	0.52	240659

#### Totali forze sismiche

Mz <daNm>
463787

### Elenco forze sismiche di impalcato allo SLV

Imp.	cx	cy	Mz <daNm>
1	0.48	0.48	267568
2	0.52	0.52	288591

#### Totali forze sismiche

Mz <daNm>
556159

### Elenco modi di vibrare, masse partecipanti e coefficienti di partecipazione

#### Simbologia

Modo = Numero del modo di vibrare  
 C = \* indica che il modo è stato considerato  
 Per. = Periodo  
 Diff. = Minima differenza percentuale dagli altri periodi  
 $\Phi_x$  = Coefficiente di partecipazione in dir. X  
 $\Phi_y$  = Coefficiente di partecipazione in dir. Y  
 $\Phi_z$  = Coefficiente di partecipazione in dir. Z  
 %Mx = Percentuale massa partecipante in dir. X  
 %My = Percentuale massa partecipante in dir. Y  
 %Mz = Percentuale massa partecipante in dir. Z  
 %Jpz = Percentuale momento d'inerzia polare partecipante intorno all'asse Z

Modo	C	Per.	Diff.	$\Phi_x$	$\Phi_y$	$\Phi_z$	%Mx	%My	%Mz	%Jpz
1	*	0.21	10.05	176.07	58.08	0	82.5	8.98	0	4.35
2	*	0.19	10.05	71.05	-157.4	0	13.44	65.93	0	9.1
3	*	0.15	9.93	16.88	85.61	0	0.76	19.51	0	65.99
4		0.13	9.93	-6.9	35	0	0.13	3.26	0	0.85
5	*	0.05	33.44	18.61	-28.22	0	0.92	2.12	0	16.32
6		0.04	33.44	29.04	9.39	0	2.24	0.23	0	3.44
Tot.cons.							97.62	96.53	0	95.75

**Elenco coefficienti di risposta**

**Simbologia**

Modo = Numero del modo di vibrare

Sx = Coefficiente di risposta (moltiplicato per 100) in dir. X

Sy = Coefficiente di risposta (moltiplicato per 100) in dir. Y

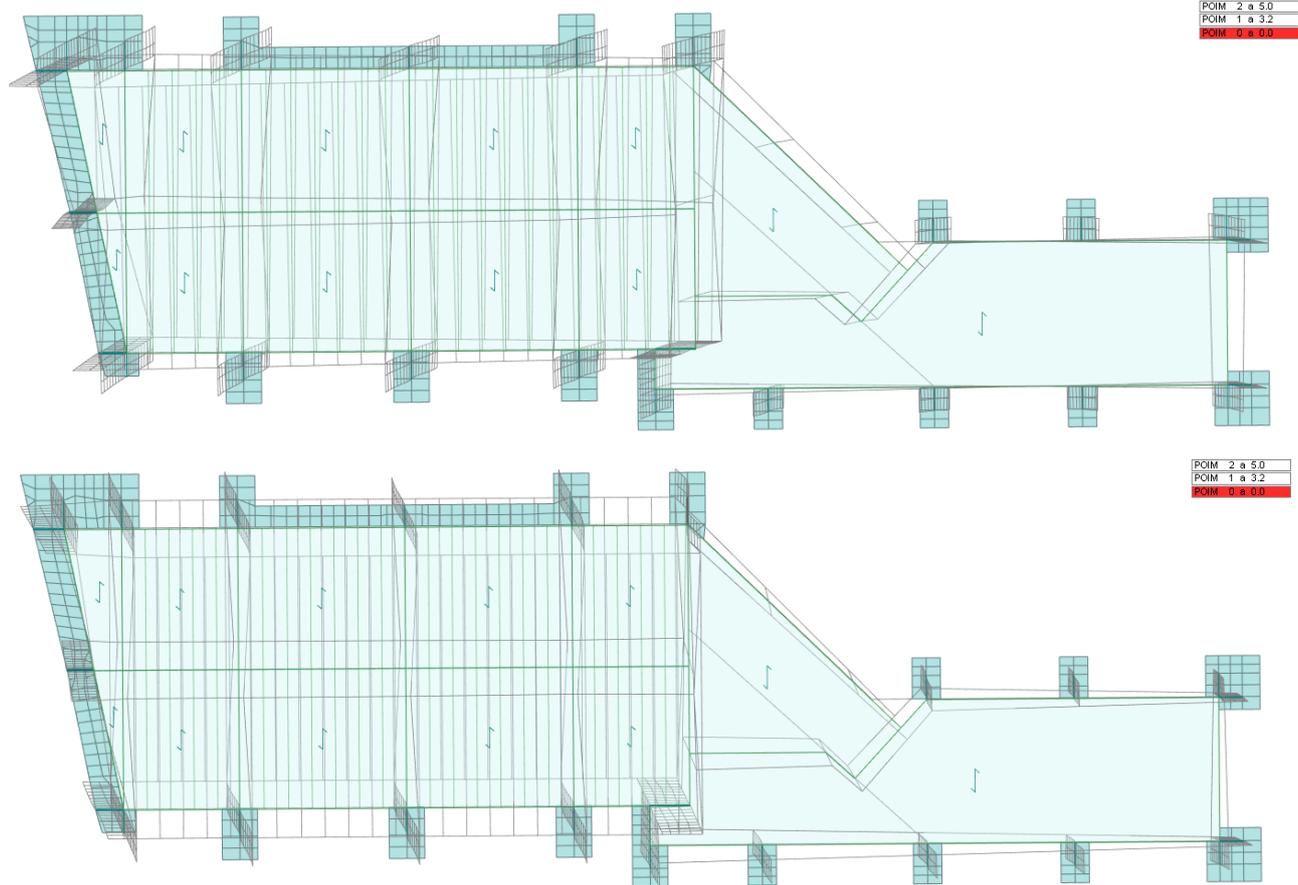
**Stato limite di danno**

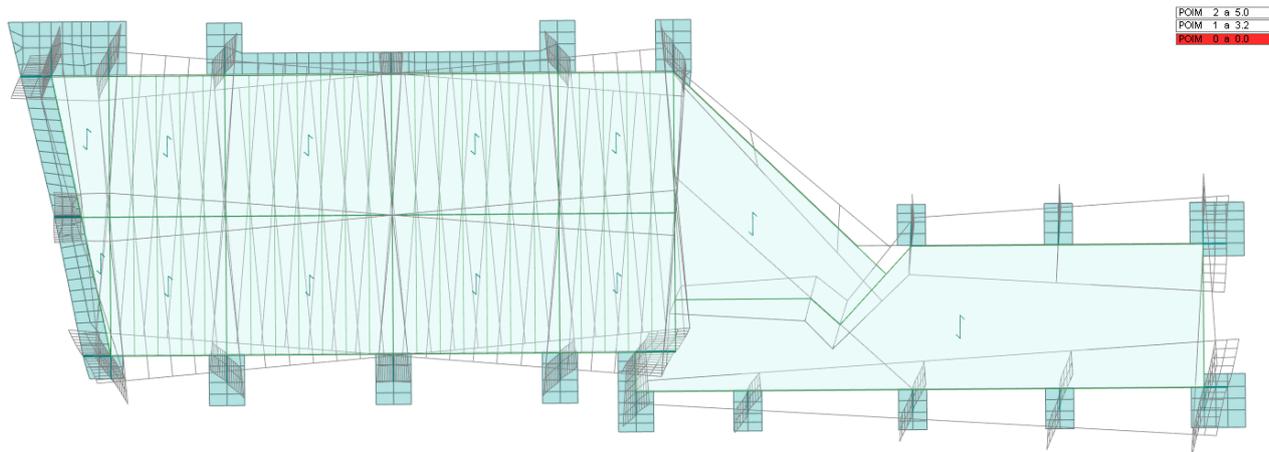
Modo	Sx	Sy
1	46.46	46.46
2	46.46	46.46
3	49.27	49.27
4	53.33	53.33
5	36.52	36.52
6	31.45	31.45

**Stato limite di salvaguardia della vita**

Modo	Sx	Sy
1	55.99	55.99
2	60.79	60.79
3	72.24	72.24
4	78.69	78.69
5	51.52	51.52
6	44.65	44.65

Di seguito si riportano le immagini dei primi tre modi di vibrare.





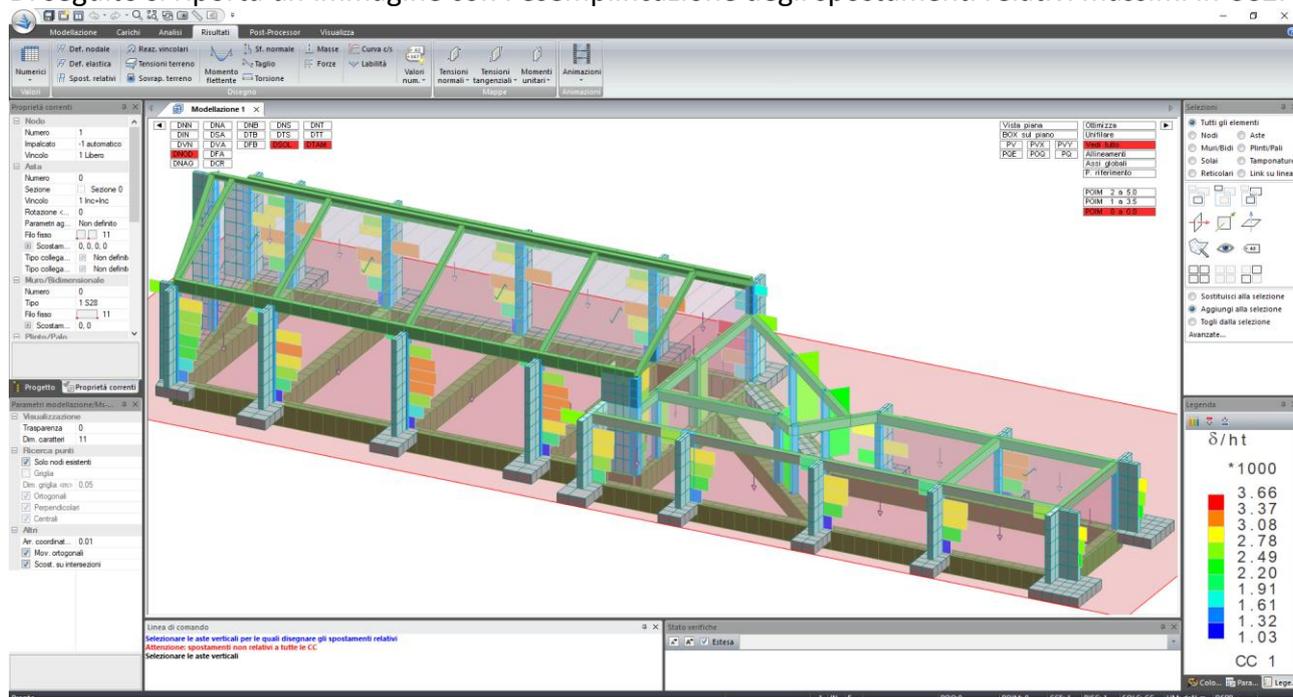
POM	2	a	5.0
POM	1	a	3.2
POM	0	a	0.0

## 11 VERIFICHE DELLE STRUTTURE

Di seguito si riportano le verifiche delle pressioni di progetto sul terreno e degli elementi strutturali. Le verifiche sono effettuate con le sollecitazioni ricavate dalla modellazione.

### 11.1 Spostamenti relativi massimi

Di seguito si riporta un'immagine con l'esemplificazione degli spostamenti relativi massimi in CC2.



### 11.2 Verifica della pressione sul terreno

Di seguito si riporta l'immagine la tensione sul terreno generata dai nuovi di fondazione della palestra nella CC13 (SLV), ovvero la più critica.

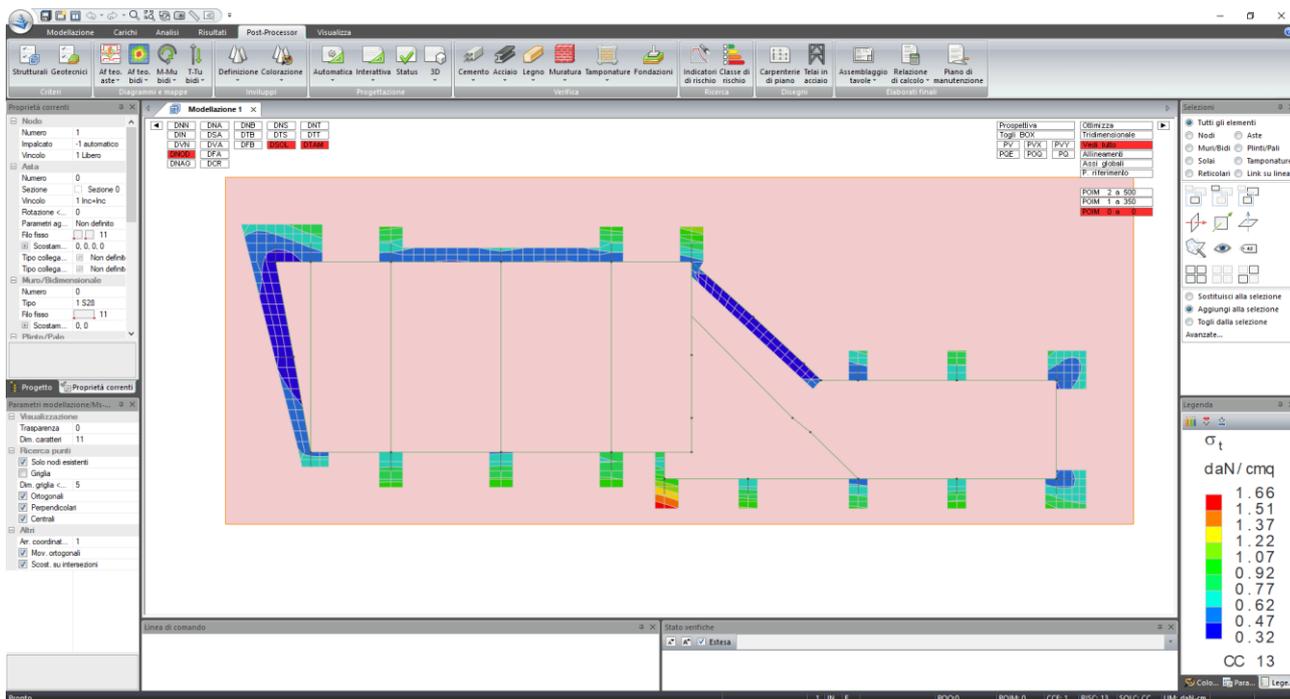


Figura 7 – Tensione sul terreno generata dai nuovi plinti

Di seguito si riportano le tensioni sul terreno (sia dei nuovi plinti che delle travi rovesce esistenti).

**Simbologia**

Nodo = Numero del nodo

$\sigma_t$  = Tensione sul terreno

CC = Numero della combinazione delle condizioni di carico elementari

Nodo	$\sigma_t$	CC	Nodo	$\sigma_t$	CC	Nodo	$\sigma_t$	CC	Nodo	$\sigma_t$	CC	Nodo	$\sigma_t$	CC	
	<daN/cm²>			<daN/cm²>			<daN/cm²>			<daN/cm²>			<daN/cm²>		
-670	Max	0.97	9	-670	Min.	-0.23	1	-669	Max	0.9	9	-669	Min.	-0.21	1
-668	Min.	-0.19	1	-667	Max	0.8	13	-667	Min.	-0.19	5	-666	Max	0.76	13
-665	Max	0.71	13	-665	Min.	-0.19	5	-664	Max	0.67	13	-664	Min.	-0.19	5
-663	Min.	-0.21	5	-662	Max	0.65	13	-662	Min.	-0.25	5	-661	Max	0.66	13
-660	Max	1.2	5	-660	Min.	-0.28	13	-659	Max	1.16	5	-659	Min.	-0.21	13
-658	Min.	-0.13	13	-657	Max	1	5	-657	Min.	-0.02	13	-656	Max	0.99	5
-655	Max	0.97	5	-655	Min.	-0.04	13	-654	Max	0.92	13	-654	Min.	-0.03	5
-653	Min.	-0.04	5	-652	Max	0.96	13	-652	Min.	-0.04	5	-651	Max	0.89	9
-650	Max	0.81	9	-650	Min.	-0.09	1	-649	Max	0.75	9	-649	Min.	-0.07	1
-648	Min.	-0.05	5	-647	Max	0.66	13	-647	Min.	-0.06	5	-646	Max	0.62	13
-645	Max	0.6	13	-645	Min.	-0.08	5	-644	Max	0.6	13	-644	Min.	-0.12	5
-643	Min.	-0.25	1	-642	Max	1.06	5	-642	Min.	-0.14	13	-641	Max	1.02	5
-640	Max	0.97	5	-640	Min.	0.01	13	-639	Max	0.88	5	-639	Min.	0.11	13
-638	Min.	0.09	13	-637	Max	0.85	5	-637	Min.	0.09	13	-636	Max	0.82	13
-635	Max	0.84	13	-635	Min.	0.08	5	-634	Max	0.85	13	-634	Min.	0.08	5
-633	Min.	0	13	-632	Max	0.88	5	-632	Min.	0.07	13	-631	Max	0.82	5
-630	Max	0.76	5	-630	Min.	0.24	13	-629	Max	0.76	5	-629	Min.	0.22	13
-628	Min.	0.2	1	-627	Max	0.76	9	-627	Min.	0.19	1	-626	Max	0.8	9
-625	Max	0.73	9	-625	Min.	0.03	1	-624	Max	0.66	9	-624	Min.	0.06	1
-623	Min.	0.09	1	-622	Max	0.55	13	-622	Min.	0.08	5	-621	Max	0.53	13
-620	Max	0.53	13	-620	Min.	0.03	5	-619	Max	0.58	9	-619	Min.	-0.07	1
-618	Min.	-0.26	9	-617	Max	0.69	17	-617	Min.	0.29	13	-616	Max	0.67	17
-615	Max	0.65	17	-615	Min.	0.29	13	-614	Max	0.64	17	-614	Min.	0.29	5
-613	Min.	0.29	5	-612	Max	0.65	17	-612	Min.	0.29	5	-611	Max	0.66	17
-610	Max	0.68	17	-610	Min.	0.31	5	-609	Max	0.7	17	-609	Min.	0.31	5
-608	Min.	0.3	5	-607	Max	0.7	17	-607	Min.	0.31	5	-606	Max	0.68	17
-605	Max	0.66	17	-605	Min.	0.3	5	-604	Max	0.64	17	-604	Min.	0.3	5
-603	Min.	0.29	5	-602	Max	0.64	17	-602	Min.	0.29	5	-601	Max	0.65	17
-600	Max	0.66	17	-600	Min.	0.28	1	-599	Max	0.67	17	-599	Min.	0.26	1
-598	Min.	0.16	13	-597	Max	0.7	5	-597	Min.	0.24	13	-596	Max	0.69	17
-595	Max	0.72	17	-595	Min.	0.38	13	-594	Max	0.71	17	-594	Min.	0.36	13
-593	Min.	0.3	1	-592	Max	0.69	17	-592	Min.	0.29	1	-591	Max	0.71	9
-590	Max	0.64	9	-590	Min.	0.15	1	-589	Max	0.57	9	-589	Min.	0.17	1
-588	Min.	0.2	1	-587	Max	0.46	17	-587	Min.	0.22	5	-586	Max	0.43	13

-585	Max	0.52	1	-585	Min.	0.07	9	-584	Max	0.67	1	-584	Min.	-0.12	9	-583	Max	0.81	1
-583	Min.	-0.29	9	-582	Max	0.69	17	-582	Min.	0.38	13	-581	Max	0.67	17	-581	Min.	0.37	13
-580	Max	0.65	17	-580	Min.	0.36	13	-579	Max	0.64	17	-579	Min.	0.36	13	-578	Max	0.64	17
-578	Min.	0.36	5	-577	Max	0.64	17	-577	Min.	0.36	5	-576	Max	0.65	17	-576	Min.	0.36	5
-575	Max	0.67	17	-575	Min.	0.37	5	-574	Max	0.69	17	-574	Min.	0.38	5	-573	Max	0.69	17
-573	Min.	0.38	5	-572	Max	0.69	17	-572	Min.	0.38	5	-571	Max	0.67	17	-571	Min.	0.37	5
-570	Max	0.66	17	-570	Min.	0.37	5	-569	Max	0.64	17	-569	Min.	0.36	5	-568	Max	0.64	17
-568	Min.	0.36	5	-567	Max	0.64	17	-567	Min.	0.36	1	-566	Max	0.65	17	-566	Min.	0.35	1
-565	Max	0.66	17	-565	Min.	0.34	1	-564	Max	0.67	17	-564	Min.	0.33	1	-563	Max	0.63	17
-563	Min.	0.29	13	-561	Max	0.68	17	-561	Min.	0.43	13	-560	Max	0.69	17	-560	Min.	0.45	13
-559	Max	0.7	17	-559	Min.	0.47	13	-558	Max	0.71	17	-558	Min.	0.47	9	-557	Max	0.71	17
-557	Min.	0.47	9	-556	Max	0.71	17	-556	Min.	0.47	9	-555	Max	0.71	17	-555	Min.	0.47	9
-552	Max	0.68	17	-552	Min.	0.44	9	-550	Max	0.66	17	-550	Min.	0.43	9	-548	Max	0.65	17
-548	Min.	0.42	9	-546	Max	0.64	17	-546	Min.	0.42	9	-544	Max	0.64	17	-544	Min.	0.42	13
-542	Max	0.64	17	-542	Min.	0.42	5	-540	Max	0.65	17	-540	Min.	0.43	5	-538	Max	0.66	17
-538	Min.	0.43	5	-536	Max	0.67	17	-536	Min.	0.44	5	-535	Max	0.67	17	-535	Min.	0.44	5
-534	Max	0.66	17	-534	Min.	0.43	5	-533	Max	0.65	17	-533	Min.	0.43	5	-532	Max	0.64	17
-532	Min.	0.43	1	-531	Max	0.64	17	-531	Min.	0.42	1	-530	Max	0.64	17	-530	Min.	0.41	1
-529	Max	0.64	17	-529	Min.	0.39	1	-528	Max	0.66	17	-528	Min.	0.38	1	-527	Max	0.67	17
-527	Min.	0.37	1	-524	Max	0.68	17	-524	Min.	0.34	1	-523	Max	0.68	17	-523	Min.	0.31	1
-522	Max	0.67	17	-522	Min.	0.28	1	-521	Max	0.67	9	-521	Min.	0.25	1	-520	Max	0.67	9
-520	Min.	0.22	1	-519	Max	0.66	9	-519	Min.	0.21	1	-518	Max	0.64	9	-518	Min.	0.2	1
-516	Max	0.53	17	-516	Min.	0.25	1	-515	Max	0.5	17	-515	Min.	0.29	1	-514	Max	0.47	17
-514	Min.	0.33	9	-513	Max	0.59	1	-513	Min.	0.02	9	-512	Max	0.76	1	-512	Min.	-0.19	9
-511	Max	0.86	1	-511	Min.	-0.31	9	-510	Max	0.62	17	-510	Min.	0.38	9	-509	Max	0.64	17
-509	Min.	0.42	9	-508	Max	0.67	17	-508	Min.	0.39	13	-507	Max	0.65	17	-507	Min.	0.41	13
-506	Max	0.65	17	-506	Min.	0.35	13	-505	Max	0.54	17	-505	Min.	0.25	9	-504	Max	0.46	1
-504	Min.	0.2	9	-503	Max	0.58	1	-503	Min.	0.04	9	-502	Max	0.73	1	-502	Min.	-0.14	9
-501	Max	0.85	1	-501	Min.	-0.29	9	-500	Max	0.59	17	-500	Min.	0.36	9	-499	Max	0.61	17
-499	Min.	0.4	9	-498	Max	0.63	17	-498	Min.	0.42	13	-497	Max	0.57	17	-497	Min.	0.38	9
-496	Max	0.56	17	-496	Min.	0.34	9	-495	Max	0.59	17	-495	Min.	0.37	5	-494	Max	0.64	17
-494	Min.	0.33	5	-493	Max	0.62	17	-493	Min.	0.35	13	-492	Max	0.63	17	-492	Min.	0.3	13
-491	Max	0.54	5	-491	Min.	0.23	13	-490	Max	0.48	1	-490	Min.	0.2	9	-489	Max	0.57	1
-489	Min.	0.06	9	-488	Max	0.69	1	-488	Min.	-0.09	9	-487	Max	0.81	1	-487	Min.	-0.25	9
-486	Max	0.62	17	-486	Min.	0.37	5	-485	Max	0.54	17	-485	Min.	0.35	5	-484	Max	0.55	17
-484	Min.	0.33	5	-483	Max	0.53	17	-483	Min.	0.33	9	-482	Max	0.61	17	-482	Min.	0.29	5
-481	Max	0.59	17	-481	Min.	0.31	13	-480	Max	0.6	17	-480	Min.	0.27	13	-479	Max	0.54	5
-479	Min.	0.2	13	-478	Max	0.48	5	-478	Min.	0.21	13	-477	Max	0.56	1	-477	Min.	0.09	9
-476	Max	0.65	1	-476	Min.	-0.05	9	-475	Max	0.75	1	-475	Min.	-0.19	9	-474	Max	0.51	17
-474	Min.	0.29	5	-473	Max	0.51	17	-473	Min.	0.32	5	-472	Max	0.5	17	-472	Min.	0.31	9
-471	Max	0.62	17	-471	Min.	0.35	5	-470	Max	0.48	17	-470	Min.	0.26	5	-469	Max	0.48	17
-469	Min.	0.3	5	-468	Max	0.48	17	-468	Min.	0.3	9	-467	Max	0.58	17	-467	Min.	0.27	5
-466	Max	0.56	17	-466	Min.	0.29	13	-465	Max	0.57	17	-465	Min.	0.25	13	-464	Max	0.54	5
-464	Min.	0.19	13	-463	Max	0.49	5	-463	Min.	0.22	13	-462	Max	0.54	1	-462	Min.	0.12	9
-461	Max	0.62	1	-461	Min.	-0.01	9	-460	Max	0.71	1	-460	Min.	-0.14	9	-459	Max	0.63	17
-459	Min.	0.36	5	-458	Max	0.46	17	-458	Min.	0.24	5	-457	Max	0.46	17	-457	Min.	0.28	5
-456	Max	0.47	17	-456	Min.	0.3	9	-455	Max	0.44	17	-455	Min.	0.22	5	-454	Max	0.55	17
-454	Min.	0.27	5	-453	Max	0.54	17	-453	Min.	0.29	13	-452	Max	0.55	17	-452	Min.	0.25	13
-451	Max	0.52	5	-451	Min.	0.19	13	-450	Max	0.5	17	-450	Min.	0.24	13	-449	Max	0.52	1
-449	Min.	0.15	9	-448	Max	0.59	1	-448	Min.	0.03	9	-447	Max	0.67	1	-447	Min.	-0.09	9
-446	Max	0.45	17	-446	Min.	0.27	5	-445	Max	0.65	17	-445	Min.	0.38	5	-444	Max	0.42	17
-444	Min.	0.21	5	-443	Max	0.43	17	-443	Min.	0.26	5	-442	Max	0.45	17	-442	Min.	0.29	9
-441	Max	0.64	17	-441	Min.	0.4	13	-440	Max	0.54	17	-440	Min.	0.29	5	-439	Max	0.52	17
-439	Min.	0.3	13	-438	Max	0.53	17	-438	Min.	0.26	13	-437	Max	0.5	5	-437	Min.	0.2	13
-436	Max	0.51	17	-436	Min.	0.27	13	-435	Max	0.5	1	-435	Min.	0.19	9	-434	Max	0.57	1
-434	Min.	0.07	9	-433	Max	0.64	1	-433	Min.	-0.04	9	-432	Max	0.41	17	-432	Min.	0.19	5
-431	Max	0.68	17	-431	Min.	0.42	5	-430	Max	0.42	17	-430	Min.	0.25	5	-429	Max	0.44	17
-429	Min.	0.28	9	-428	Max	0.62	17	-428	Min.	0.4	13	-427	Max	0.39	17	-427	Min.	0.18	5
-426	Max	0.41	17	-426	Min.	0.25	5	-425	Max	0.72	17	-425	Min.	0.48	13	-424	Max	0.53	17
-424	Min.	0.31	1	-423	Max	0.51	17	-423	Min.	0.32	13	-422	Max	0.52	17	-422	Min.	0.28	13
-421	Max	0.47	5	-421	Min.	0.22	13	-420	Max	0.52	17	-420	Min.	0.3	13	-419	Max	0.49	1
-419	Min.	0.22	9	-418	Max	0.55	1	-418	Min.	0.11	9	-417	Max	0.62	1	-417	Min.	0	9
-416	Max	0.43	17	-416	Min.	0.28	13	-415	Max	0.61	17	-415	Min.	0.39	9	-414	Max	0.38	17
-414	Min.	0.17	5	-413	Max	0.4	17	-413	Min.	0.24	5	-412	Max	0.43	17	-412	Min.	0.29	13
-411	Max	0.6	17	-411	Min.	0.37	9	-410	Max	0.76	17	-410	Min.	0.5	9	-409	Max	0.37	17
-409	Min.	0.17	5	-408	Max	0.52	17	-408	Min.	0.33	1	-407	Max	0.5	17	-407	Min.	0.35	9
-406	Max	0.51	17	-406	Min.	0.31	13	-405	Max	0.46	17	-405	Min.	0.24	13	-404	Max	0.54	17
-404	Min.	0.33	13	-403	Max	0.5	17	-403	Min.	0.25	9	-402	Max	0.55	1	-402	Min.	0.14	9
-401	Max	0.6	1	-401	Min.	0.04	9	-400	Max	0.39	17	-400	Min.	0.24	5	-399	Max	0.43	17
-399	Min.	0.3	13	-398	Max	0.83	5	-398	Min.	-0.19	13	-397	Max	0.83	5	-397	Min.	-0.18	13
-396	Max	0.85	5	-396	Min.	-0.18	13	-395	Max	0.92	5	-395	Min.	-0.22	13	-394	Max	1	5
-394	Min.	-0.28	13	-393	Max	1.09	5	-393	Min.	-0.35	13	-392	Max	1.14	5	-392	Min.	-0.02	13
-391	Max	1.13	5	-391	Min.	0	13	-390	Max	1.12	5	-390	Min.	0.02	13	-389	Max	0.94	5

-389	Min.	0.04	13	-388	Max	0.9	5	-388	Min.	0.03	13	-387	Max	0.87	5	-387	Min.	0.03	13
-386	Max	0.36	13	-386	Min.	0.16	5	-385	Max	0.6	17	-385	Min.	0.37	9	-384	Max	0.4	17
-384	Min.	0.23	5	-383	Max	0.44	17	-383	Min.	0.3	5	-382	Max	0.53	17	-382	Min.	0.32	1
-381	Max	0.51	17	-381	Min.	0.35	5	-380	Max	0.51	17	-380	Min.	0.33	9	-379	Max	0.47	17
-379	Min.	0.27	13	-378	Max	0.51	17	-378	Min.	0.26	9	-377	Max	0.55	1	-377	Min.	0.14	9
-376	Max	0.59	1	-376	Min.	0.07	9	-375	Max	0.82	1	-375	Min.	-0.16	9	-374	Max	0.76	5
-374	Min.	-0.08	13	-373	Max	0.77	5	-373	Min.	-0.07	13	-372	Max	0.81	5	-372	Min.	-0.08	13
-371	Max	0.88	5	-371	Min.	-0.14	13	-370	Max	0.97	5	-370	Min.	-0.2	13	-369	Max	1.01	5
-369	Min.	0.12	13	-368	Max	1	5	-368	Min.	0.13	13	-367	Max	0.99	5	-367	Min.	0.15	13
-366	Max	0.81	5	-366	Min.	0.16	13	-365	Max	0.78	5	-365	Min.	0.15	13	-364	Max	0.74	5
-364	Min.	0.14	13	-363	Max	0.37	13	-363	Min.	0.15	5	-362	Max	0.61	17	-362	Min.	0.37	9
-361	Max	0.4	17	-361	Min.	0.22	5	-360	Max	0.86	1	-360	Min.	-0.17	9	-359	Max	0.75	1
-359	Min.	-0.04	9	-358	Max	0.7	5	-358	Min.	0.03	13	-357	Max	0.7	5	-357	Min.	0.04	13
-356	Max	0.77	5	-356	Min.	-0	13	-355	Max	0.84	5	-355	Min.	-0.06	13	-354	Max	0.88	5
-354	Min.	0.25	13	-353	Max	0.87	5	-353	Min.	0.26	13	-352	Max	0.86	5	-352	Min.	0.28	13
-351	Max	0.69	17	-351	Min.	0.28	13	-350	Max	0.66	17	-350	Min.	0.27	13	-349	Max	0.63	17
-349	Min.	0.26	13	-348	Max	0.84	17	-348	Min.	0.44	9	-347	Max	0.39	13	-347	Min.	0.14	5
-346	Max	0.62	17	-346	Min.	0.37	9	-345	Max	0.54	17	-345	Min.	0.28	5	-344	Max	0.52	17
-344	Min.	0.32	5	-343	Max	0.52	17	-343	Min.	0.32	1	-342	Max	0.48	17	-342	Min.	0.3	13
-341	Max	0.55	17	-341	Min.	0.38	13	-340	Max	0.51	17	-340	Min.	0.26	9	-339	Max	0.58	1
-339	Min.	0.1	9	-338	Max	0.41	17	-338	Min.	0.2	5	-337	Max	0.45	17	-337	Min.	0.26	5
-336	Max	0.9	1	-336	Min.	-0.18	9	-335	Max	0.79	1	-335	Min.	-0.05	9	-334	Max	0.68	1
-334	Min.	0.08	9	-333	Max	0.61	5	-333	Min.	0.16	13	-332	Max	0.63	5	-332	Min.	0.16	13
-331	Max	0.68	5	-331	Min.	0.11	13	-330	Max	0.81	17	-330	Min.	0.37	9	-329	Max	0.82	17
-329	Min.	0.39	9	-328	Max	0.82	17	-328	Min.	0.41	9	-327	Max	0.68	17	-327	Min.	0.41	13
-326	Max	0.65	17	-326	Min.	0.4	13	-325	Max	0.62	17	-325	Min.	0.39	13	-324	Max	0.43	13
-324	Min.	0.12	5	-323	Max	0.43	13	-323	Min.	0.18	5	-322	Max	0.65	17	-322	Min.	0.38	13
-321	Max	0.46	17	-321	Min.	0.23	5	-320	Max	0.88	17	-320	Min.	0.39	9	-319	Max	0.46	13
-319	Min.	0.09	5	-318	Max	0.57	13	-318	Min.	0.25	5	-317	Max	0.55	17	-317	Min.	0.3	5
-316	Max	0.54	17	-316	Min.	0.31	1	-315	Max	0.49	17	-315	Min.	0.33	13	-314	Max	0.56	17
-314	Min.	0.39	1	-313	Max	0.52	17	-313	Min.	0.26	9	-312	Max	0.57	1	-312	Min.	0.12	9
-311	Max	0.46	13	-311	Min.	0.15	5	-310	Max	0.51	17	-310	Min.	0.25	5	-309	Max	0.56	17
-309	Min.	0.29	5	-308	Max	0.96	9	-308	Min.	-0.22	1	-307	Max	0.83	1	-307	Min.	-0.07	9
-306	Max	0.71	1	-306	Min.	0.06	9	-305	Max	0.57	1	-305	Min.	0.22	9	-304	Max	0.57	17
-304	Min.	0.26	13	-303	Max	0.64	1	-303	Min.	0.2	9	-302	Max	0.69	1	-302	Min.	0.18	9
-301	Max	0.72	1	-301	Min.	0.19	9	-300	Max	0.73	1	-300	Min.	0.22	9	-299	Max	0.73	1
-299	Min.	0.27	9	-298	Max	0.74	17	-298	Min.	0.32	9	-297	Max	0.77	17	-297	Min.	0.38	9
-296	Max	0.8	17	-296	Min.	0.42	1	-295	Max	0.81	17	-295	Min.	0.46	1	-294	Max	0.81	17
-294	Min.	0.48	1	-293	Max	0.8	17	-293	Min.	0.49	1	-292	Max	0.79	17	-292	Min.	0.49	5
-291	Max	0.77	17	-291	Min.	0.48	5	-290	Max	0.75	17	-290	Min.	0.46	5	-289	Max	0.72	17
-289	Min.	0.44	5	-288	Max	0.7	17	-288	Min.	0.42	5	-287	Max	0.67	17	-287	Min.	0.39	5
-286	Max	0.6	17	-286	Min.	0.33	5	-285	Max	0.68	17	-285	Min.	0.39	13	-284	Max	0.5	13
-284	Min.	0.07	5	-283	Max	0.51	13	-283	Min.	0.12	5	-282	Max	0.94	1	-282	Min.	0.34	9
-281	Max	0.63	13	-281	Min.	0.22	5	-280	Max	0.58	17	-280	Min.	0.29	5	-279	Max	0.57	17
-279	Min.	0.3	1	-278	Max	0.51	17	-278	Min.	0.35	9	-277	Max	0.56	17	-277	Min.	0.38	1
-276	Max	0.52	17	-276	Min.	0.26	1	-275	Max	0.57	1	-275	Min.	0.14	9	-274	Max	0.72	17
-274	Min.	0.41	13	-273	Max	0.54	13	-273	Min.	0.04	5	-272	Max	1.07	9	-272	Min.	-0.3	1
-271	Max	0.92	9	-271	Min.	-0.14	1	-270	Max	0.77	9	-270	Min.	0.02	1	-269	Max	0.59	9
-269	Min.	0.2	1	-268	Max	0.56	17	-268	Min.	0.34	9	-267	Max	0.76	17	-267	Min.	0.42	13
-266	Max	1.05	1	-266	Min.	0.27	9	-265	Max	0.57	17	-265	Min.	0.32	1	-264	Max	0.69	13
-264	Min.	0.21	5	-263	Max	0.61	17	-263	Min.	0.3	5	-262	Max	0.6	17	-262	Min.	0.3	1
-261	Max	0.53	17	-261	Min.	0.35	1	-260	Max	0.57	17	-260	Min.	0.37	1	-259	Max	0.54	17
-259	Min.	0.26	1	-258	Max	0.58	9	-258	Min.	0.15	1	-257	Max	0.8	17	-257	Min.	0.44	13
-256	Max	1.14	1	-256	Min.	0.21	9	-255	Max	0.57	17	-255	Min.	0.31	1	-254	Max	0.75	13
-254	Min.	0.2	5	-253	Max	0.66	17	-253	Min.	0.32	5	-252	Max	0.64	17	-252	Min.	0.32	1
-251	Max	0.56	17	-251	Min.	0.36	1	-250	Max	0.59	17	-250	Min.	0.36	1	-249	Max	0.56	17
-249	Min.	0.26	1	-248	Max	0.6	9	-248	Min.	0.16	1	-247	Max	0.83	17	-247	Min.	0.46	13
-246	Max	0.57	17	-246	Min.	0.31	1	-245	Max	0.79	13	-245	Min.	0.22	5	-244	Max	0.7	17
-244	Min.	0.35	5	-243	Max	0.68	17	-243	Min.	0.34	1	-242	Max	0.59	17	-242	Min.	0.37	1
-241	Max	0.61	17	-241	Min.	0.36	1	-240	Max	0.58	17	-240	Min.	0.27	1	-239	Max	0.63	9
-239	Min.	0.17	1	-238	Max	0.85	17	-238	Min.	0.46	13	-237	Max	1.27	1	-237	Min.	0.09	9
-236	Max	0.85	17	-236	Min.	0.46	13	-235	Max	0.58	17	-235	Min.	0.31	9	-234	Max	0.82	13
-234	Min.	0.25	5	-233	Max	0.75	17	-233	Min.	0.41	5	-232	Max	0.72	17	-232	Min.	0.38	1
-231	Max	0.63	17	-231	Min.	0.37	9	-230	Max	0.64	17	-230	Min.	0.36	1	-229	Max	0.61	17
-229	Min.	0.28	1	-228	Max	0.66	9	-228	Min.	0.19	1	-227	Max	1.32	1	-227	Min.	0.04	9
-226	Max	0.82	17	-226	Min.	0.43	13	-225	Max	0.57	17	-225	Min.	0.3	9	-224	Max	0.82	13
-224	Min.	0.29	5	-223	Max	0.8	17	-223	Min.	0.48	5	-222	Max	0.77	17	-222	Min.	0.42	1
-221	Max	0.66	17	-221	Min.	0.36	9	-220	Max	0.67	17	-220	Min.	0.35	9	-219	Max	0.65	17
-219	Min.	0.28	9	-218	Max	0.7	1	-218	Min.	0.2	9	-217	Max	1.35	1	-217	Min.	0	9
-216	Max	0.81	17	-216	Min.	0.42	13	-215	Max	0.57	17	-215	Min.	0.31	9	-214	Max	0.79	17
-214	Min.	0.41	13	-213	Max	1.16	1	-213	Min.	0.15	9	-212	Max	1.02	1	-212	Min.	0.28	9
-210	Max	0.91	17	-210	Min.	0.38	13	-209	Max	0.9	17	-209	Min.	0.38	5	-208	Max	0.88	17
-208	Min.	0.36	5	-207	Max	0.86	17	-207	Min.	0.35	5	-206	Max	0.85	9	-206	Min.	0.33	1

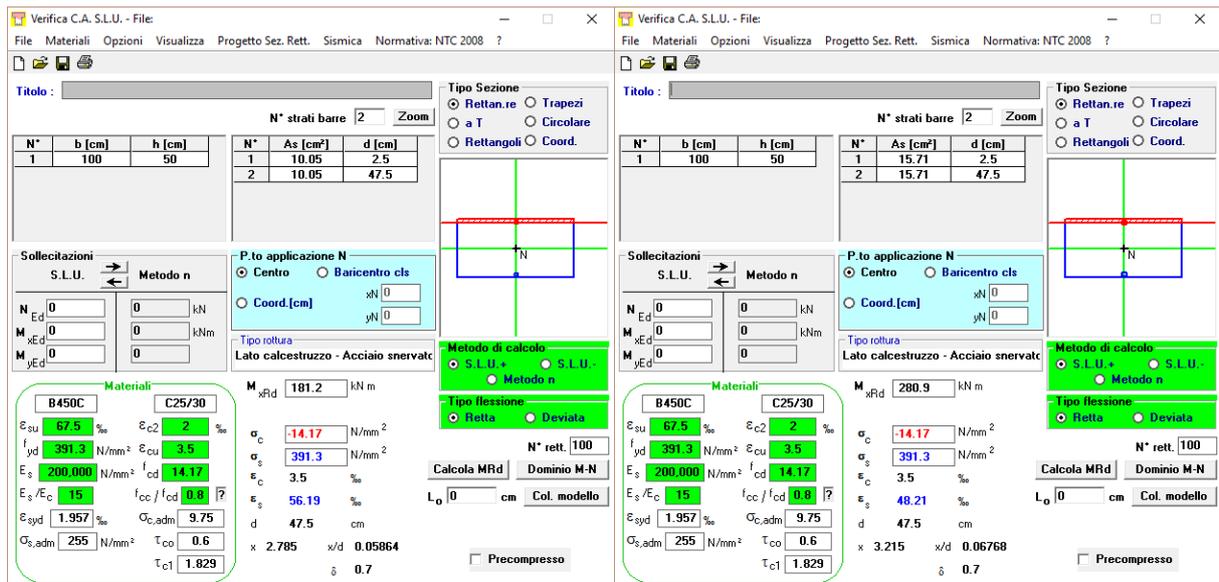
-203	Max	0.84	9	-203	Min.	0.3	1	-202	Max	0.82	17	-202	Min.	0.31	1	-201	Max	0.81	17
-201	Min.	0.33	1	-200	Max	0.81	17	-200	Min.	0.36	1	-199	Max	0.82	17	-199	Min.	0.4	1
-198	Max	0.82	17	-198	Min.	0.43	1	-197	Max	0.83	17	-197	Min.	0.47	1	-196	Max	0.83	17
-196	Min.	0.5	1	-195	Max	0.84	17	-195	Min.	0.52	1	-192	Max	0.84	17	-192	Min.	0.55	1
-191	Max	0.84	17	-191	Min.	0.56	13	-190	Max	0.84	17	-190	Min.	0.55	13	-189	Max	0.84	17
-189	Min.	0.53	9	-188	Max	0.83	17	-188	Min.	0.51	9	-187	Max	0.83	17	-187	Min.	0.5	9
-186	Max	0.82	17	-186	Min.	0.48	9	-185	Max	0.82	17	-185	Min.	0.46	9	-184	Max	0.82	17
-184	Min.	0.45	9	-181	Max	0.8	17	-181	Min.	0.44	9	-180	Max	0.78	17	-180	Min.	0.43	9
-179	Max	0.77	17	-179	Min.	0.43	13	-178	Max	0.76	17	-178	Min.	0.42	13	-177	Max	0.74	17
-177	Min.	0.41	13	-176	Max	0.73	17	-176	Min.	0.41	13	-175	Max	0.71	17	-175	Min.	0.4	13
-174	Max	0.7	1	-174	Min.	0.27	9	-173	Max	0.76	1	-173	Min.	0.2	9	-172	Max	0.77	17
-172	Min.	0.42	13	-171	Max	0.74	17	-171	Min.	0.35	13	-170	Max	0.73	17	-170	Min.	0.34	13
-169	Max	0.72	1	-169	Min.	0.29	9	-168	Max	0.8	1	-168	Min.	0.19	9	-167	Max	0.56	17
-167	Min.	0.32	9	-166	Max	0.89	17	-166	Min.	0.57	5	-165	Max	0.88	17	-165	Min.	0.5	1
-164	Max	0.86	9	-164	Min.	0.32	1	-163	Max	0.87	9	-163	Min.	0.3	1	-162	Max	0.87	9
-162	Min.	0.28	1	-161	Max	0.86	17	-161	Min.	0.45	13	-160	Max	0.86	17	-160	Min.	0.45	13
-159	Max	0.86	17	-159	Min.	0.45	13	-158	Max	0.83	17	-158	Min.	0.39	13	-157	Max	0.83	17
-157	Min.	0.38	13	-156	Max	0.81	17	-156	Min.	0.37	13	-155	Max	0.76	17	-155	Min.	0.43	13
-154	Max	0.78	5	-154	Min.	0.28	13	-153	Max	0.79	5	-153	Min.	0.26	13	-152	Max	0.8	5
-152	Min.	0.23	13	-151	Max	0.86	1	-151	Min.	0.16	9	-150	Max	0.87	17	-150	Min.	0.45	5
-149	Max	0.87	17	-149	Min.	0.39	1	-148	Max	0.98	1	-148	Min.	-0.22	9	-147	Max	0.86	1
-147	Min.	-0.09	9	-146	Max	0.73	1	-146	Min.	0.05	9	-145	Max	0.58	1	-145	Min.	0.2	9
-144	Max	0.55	17	-144	Min.	0.32	1	-143	Max	0.91	9	-143	Min.	0.26	1	-142	Max	0.93	9
-142	Min.	0.23	1	-141	Max	0.94	9	-141	Min.	0.2	1	-140	Max	0.85	17	-140	Min.	0.31	13
-139	Max	0.86	5	-139	Min.	0.3	13	-138	Max	0.86	17	-138	Min.	0.31	13	-137	Max	0.87	5
-137	Min.	0.26	13	-136	Max	0.88	5	-136	Min.	0.25	13	-135	Max	0.87	5	-135	Min.	0.25	13
-134	Max	0.75	17	-134	Min.	0.46	9	-133	Max	0.92	1	-133	Min.	-0.19	9	-132	Max	0.81	1
-132	Min.	-0.07	9	-131	Max	0.69	1	-131	Min.	0.06	9	-130	Max	0.57	9	-130	Min.	0.19	1
-126	Max	0.55	17	-126	Min.	0.25	5	-125	Max	0.59	13	-125	Min.	0.23	5	-124	Max	0.62	13
-124	Min.	0.23	5	-123	Max	0.66	9	-123	Min.	0.24	1	-122	Max	0.67	9	-122	Min.	0.26	1
-121	Max	0.7	17	-121	Min.	0.3	1	-120	Max	0.73	17	-120	Min.	0.34	1	-119	Max	0.76	17
-119	Min.	0.38	1	-118	Max	0.78	17	-118	Min.	0.41	1	-117	Max	0.8	17	-117	Min.	0.45	9
-116	Max	0.8	17	-116	Min.	0.46	9	-115	Max	0.79	17	-115	Min.	0.47	13	-114	Max	0.79	17
-114	Min.	0.47	13	-113	Max	0.78	17	-113	Min.	0.48	13	-112	Max	0.77	17	-112	Min.	0.48	13
-111	Max	0.76	17	-111	Min.	0.48	13	-110	Max	0.76	17	-110	Min.	0.48	13	-109	Max	0.75	17
-109	Min.	0.48	9	-108	Max	0.74	17	-108	Min.	0.47	1	-107	Max	0.73	17	-107	Min.	0.45	1
-106	Max	0.72	17	-106	Min.	0.43	1	-105	Max	0.72	17	-105	Min.	0.41	1	-104	Max	0.72	17
-104	Min.	0.39	1	-103	Max	0.72	17	-103	Min.	0.37	9	-102	Max	0.72	17	-102	Min.	0.36	9
-101	Max	0.73	17	-101	Min.	0.35	9	-100	Max	0.74	17	-100	Min.	0.35	9	-99	Max	0.75	17
-99	Min.	0.36	9	-98	Max	0.77	17	-98	Min.	0.42	9	-97	Max	0.77	17	-97	Min.	0.44	9
-96	Max	0.78	17	-96	Min.	0.43	13	-95	Max	0.79	17	-95	Min.	0.4	13	-94	Max	0.81	17
-94	Min.	0.36	13	-93	Max	0.84	13	-93	Min.	0.32	5	-92	Max	0.9	13	-92	Min.	0.28	5
-90	Max	1.03	13	-90	Min.	0.18	5	-89	Max	0.97	9	-89	Min.	0.17	1	-88	Max	0.99	9
-88	Min.	0.14	1	-87	Max	1	9	-87	Min.	0.11	1	-86	Max	0.97	5	-86	Min.	0.18	13
-85	Max	0.97	5	-85	Min.	0.18	13	-84	Max	0.97	5	-84	Min.	0.18	13	-83	Max	0.98	5
-83	Min.	0.14	13	-82	Max	0.99	5	-82	Min.	0.13	13	-81	Max	0.99	5	-81	Min.	0.12	13
-80	Max	0.78	9	-80	Min.	-0.07	1	-79	Max	0.87	1	-79	Min.	-0.17	9	-78	Max	0.7	9
-78	Min.	0.03	1	-77	Max	0.61	9	-77	Min.	0.13	1	-76	Max	0.6	13	-76	Min.	0.15	5
-73	Max	0.65	13	-73	Min.	0.12	5	-72	Max	0.77	17	-72	Min.	0.37	5	-71	Max	0.79	17
-71	Min.	0.39	5	-70	Max	0.79	17	-70	Min.	0.42	5	-69	Max	0.74	17	-69	Min.	0.41	5
-68	Max	0.74	17	-68	Min.	0.39	5	-67	Max	0.73	17	-67	Min.	0.36	5	-66	Max	0.73	17
-66	Min.	0.32	5	-65	Max	0.74	17	-65	Min.	0.33	5	-64	Max	0.75	17	-64	Min.	0.33	5
-63	Max	1.07	13	-63	Min.	0.08	5	-62	Max	1.16	13	-62	Min.	0.02	5	-61	Max	1.21	13
-61	Min.	-0.02	5	-60	Max	1.04	9	-60	Min.	0.08	1	-59	Max	1.06	9	-59	Min.	0.05	1
-58	Max	1.07	9	-58	Min.	0.01	1	-57	Max	1.08	5	-57	Min.	0.05	13	-56	Max	1.08	5
-56	Min.	0.05	13	-55	Max	1.08	5	-55	Min.	0.05	13	-54	Max	1.09	5	-54	Min.	0.02	13
-53	Max	1.1	5	-53	Min.	0	13	-52	Max	1.09	5	-52	Min.	-0.01	13	-51	Max	0.79	9
-51	Min.	-0.11	1	-50	Max	0.86	9	-50	Min.	-0.2	1	-49	Max	0.72	9	-49	Min.	-0.03	1
-48	Max	0.69	13	-48	Min.	0.01	5	-47	Max	0.72	13	-47	Min.	-0	5	-46	Max	0.78	13
-46	Min.	-0.04	5	-45	Max	0.82	13	-45	Min.	0.24	5	-44	Max	0.82	13	-44	Min.	0.26	5
-43	Max	0.8	13	-43	Min.	0.28	5	-42	Max	0.73	13	-42	Min.	0.28	5	-41	Max	0.75	13
-41	Min.	0.26	5	-40	Max	0.76	13	-40	Min.	0.24	5	-39	Max	0.84	13	-39	Min.	0.17	5
-38	Max	0.85	13	-38	Min.	0.17	5	-37	Max	0.86	13	-37	Min.	0.17	5	-36	Max	1.24	13
-36	Min.	-0.12	5	-35	Max	1.33	13	-35	Min.	-0.18	5	-34	Max	1.38	13	-34	Min.	-0.22	5
-33	Max	0.81	9	-33	Min.	-0.17	1	-32	Max	0.87	9	-32	Min.	-0.25	1	-31	Max	0.76	13
-31	Min.	-0.11	5	-30	Max	0.79	13	-30	Min.	-0.12	5	-29	Max	0.83	13	-29	Min.	-0.14	5
-28	Max	0.89	13	-28	Min.	-0.18	5	-27	Max	0.94	13	-27	Min.	0.11	5	-26	Max	0.93	13
-26	Min.	0.13	5	-25	Max	0.92	13	-25	Min.	0.15	5	-24	Max	0.83	13	-24	Min.	0.16	5
-23	Max	0.85	13	-23	Min.	0.14	5	-22	Max	0.86	13	-22	Min.	0.12	5	-21	Max	0.95	13
-21	Min.	0.03	5	-20	Max	0.96	13	-20	Min.	0.02	5	-19	Max	0.98	13	-19	Min.	0.02	5
-18	Max	0.89	9	-18	Min.	-0.31	1	-17	Max	0.83	9	-17	Min.	-0.23	1	-16	Max	0.85	13
-16	Min.	-0.23	5	-15	Max	0.89	13	-15	Min.	-0.25	5	-14	Max	0.93	13	-14	Min.	-0.27	5
-13	Max	1	13	-13	Min.	-0.32	5	-12	Max	1.05	13	-12	Min.	-0.03	5	-11	Max	1.04	13

-11	Min.	-0.01	5	-10	Max	1.03	13	-10	Min.	0.01	5	-9	Max	0.93	13	-9	Min.	0.04	5
-8	Max	0.94	13	-8	Min.	0.01	5	-7	Max	0.95	13	-7	Min.	-0.01	5	-6	Max	1.07	13
-6	Min.	-0.12	5	-5	Max	1.08	13	-5	Min.	-0.13	5	-4	Max	1.1	13	-4	Min.	-0.13	5
-3	Max	1.52	13	-3	Min.	-0.47	5	-2	Max	1.61	13	-2	Min.	-0.53	5	-1	Max	1.66	13
-1	Min.	-0.58	5	1	Max	0.98	13	1	Min.	0.22	5	2	Max	0.76	17	2	Min.	0.39	9
3	Max	0.75	17	3	Min.	0.48	9	4	Max	0.79	17	4	Min.	0.43	9	5	Max	0.54	17
5	Min.	0.28	5	6	Max	0.7	17	6	Min.	0.34	9	7	Max	0.81	17	7	Min.	0.45	9
8	Max	0.84	17	8	Min.	0.54	1	9	Max	0.85	9	9	Min.	0.31	1	10	Max	1.37	1
10	Min.	-0.03	9	11	Max	0.84	17	11	Min.	0.44	13	12	Max	1.22	1	12	Min.	0.15	9
13	Max	0.84	17	13	Min.	0.47	13	14	Max	0.55	17	14	Min.	0.29	13	15	Max	0.64	17
15	Min.	0.36	5	16	Max	0.81	17	16	Min.	0.44	1	17	Max	0.45	17	17	Min.	0.28	5
18	Max	0.55	17	18	Min.	0.36	13	19	Max	0.8	17	19	Min.	0.48	9	20	Max	0.46	17
20	Min.	0.29	9	21	Max	0.44	17	21	Min.	0.21	9	22	Max	0.57	9	22	Min.	0.22	1
23	Max	0.68	17	23	Min.	0.36	1	24	Max	0.68	17	24	Min.	0.44	5	25	Max	0.7	17
25	Min.	0.45	9	26	Max	0.66	17	26	Min.	0.37	13	27	Max	0.48	13	27	Min.	0.2	5

La tensione massima agente (1.66 daN/cm<sup>2</sup>) è inferiore a quella limite di progetto pari a 2.30 daN/cm<sup>2</sup>.

### 11.3 Verifica dei plinti di fondazione

I plinti sono alti 50 cm e sono armati con armatura d16/20 nella direzione debole e d20/20 nella direzione forte. Il momento resistente del plinto pertanto vale rispettivamente 181 kNm e 281 kNm.



Di seguito si riportano le immagini dell'involuppo delle sollecitazioni flettente dei plinti di fondazione. Nella mappatura è riportata la sollecitazione massima e minima dei plinti in CC1, impostando una scala di colore che comprenda al suo interno valori sollecitanti del momento inferiori al momento resistente; come si vede restano esclusi alcuni punti singolari, dovuti alla meshatura del plinto stesso. In ogni caso nel calcolo dell'Mrd è stata trascurata la presenza dell'armatura d20/20 presente in corrispondenza dell'inghisaggio con la fondazione esistente.

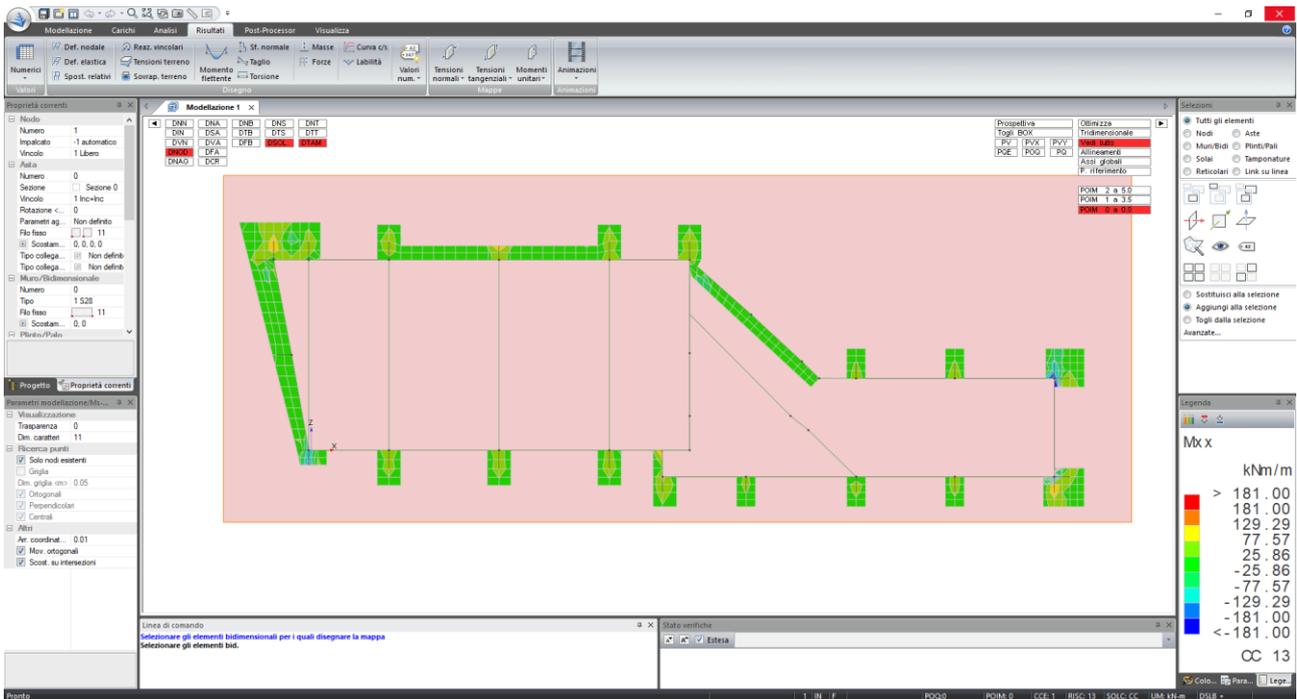


Figura 8 – Momento che provocano tensioni normali in direzione X su facce con normale X (kNm/m)

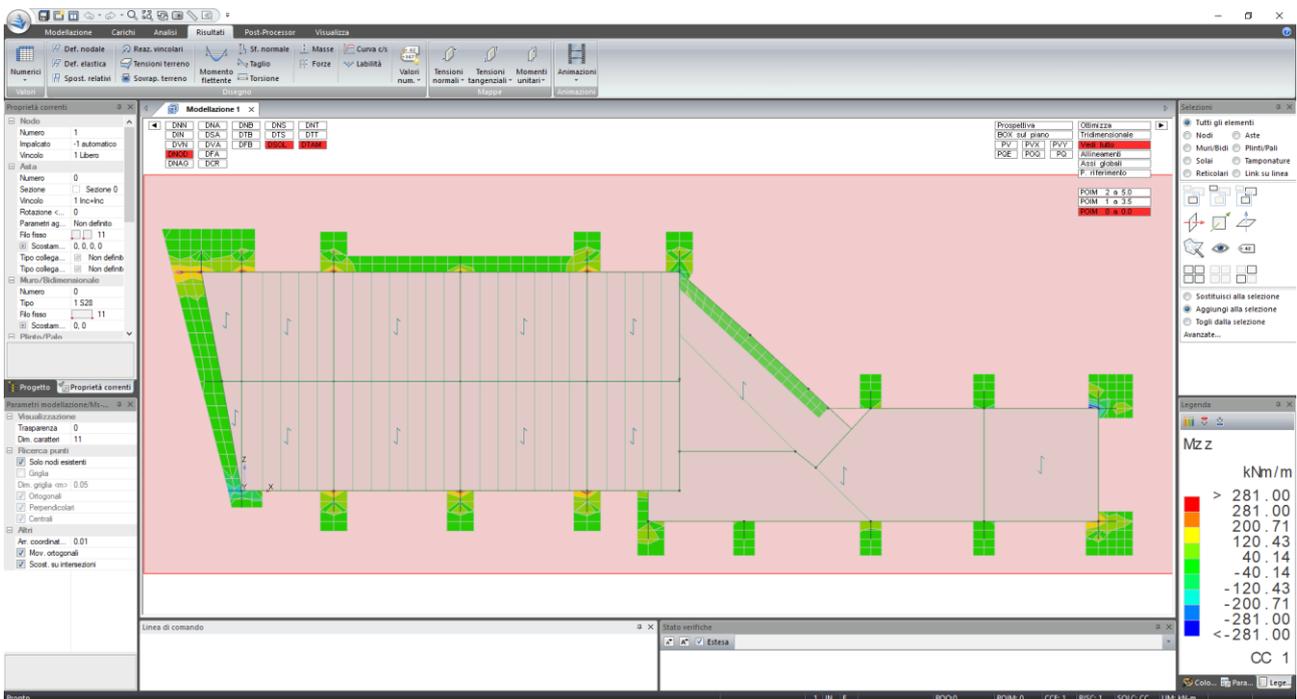


Figura 9 – Momento che provocano tensioni normali in direzione Z su facce con normale Z (kNm/m)

### 11.4 Verifica dei nuovi pilastri in c.a. di progetto

Per poter ricreare il giunto sismico vengono demoliti e ricostruiti i pilastri 17 e 20, oltre che la trave 137. Le armature dei nuovi pilastri vengono inghisate nella fondazione esistente. Di seguito si riporta la verifica di tali pilastri:

**Simbologia**

Xg = Coordinata progressiva (dal primo nodo) in cui viene effettuato il progetto/verifica  
CC = Combinazione delle condizioni di carico elementari  
e = eccentricità aggiuntiva in caso di compressione o pressoflessione  
 $\alpha$  = amplificazione per gerarchia delle resistenze  
TG = taglio da gerarchia delle resistenze  
TCC = Tipo di combinazione di carico  
SLU = Stato limite ultimo  
SLU S = Stato limite ultimo (azione sismica)  
SLE R = Stato limite d'esercizio, combinazione rara  
SLE F = Stato limite d'esercizio, combinazione frequente  
SLE Q = Stato limite d'esercizio, combinazione quasi permanente  
SLD = Stato limite di danno  
SLV = Stato limite di salvaguardia della vita  
SLC = Stato limite di prevenzione del collasso  
SLO = Stato limite di operatività  
SLU I = Stato limite di resistenza al fuoco  
El = Elemento (asta) in cui viene effettuato il progetto/verifica (progressivo sul numero di aste)  
Sez. = Numero della sezione  
X = Coordinata progressiva rispetto al nodo iniziale  
N = Sforzo normale  
Mz = Momento flettente intorno all'asse Z  
My = Momento flettente intorno all'asse Y  
My ver. = Momento flettente di verifica intorno all'asse Y  
Mz ver. = Momento flettente di verifica intorno all'asse Z  
Nu = Sforzo normale ultimo  
Myu,r = Momento resistente (ridotto del 30%) intorno all'asse Y  
Mzu,r = Momento resistente (ridotto del 30%) intorno all'asse Z  
Sic. = Sicurezza a rottura  
AfT = Area di ferro tesa  
AfC = Area di ferro compressa  
 $\sigma_c$  = Tensione nel calcestruzzo  
 $\sigma_f$  = Tensione nel ferro  
X0 = Coordinata progressiva (dal nodo iniziale) dell'inizio del tratto  
X1 = Coordinata progressiva (dal nodo iniziale) della fine del tratto  
Staff. = Staffatura adottata  
Br<sub>y</sub> = Numero bracci in dir. Y locale  
Br<sub>z</sub> = Numero bracci in dir. Z locale  
bw<sub>y</sub> = Larghezza membratura resistente al taglio in dir. Y  
Vsd<sub>y</sub> = Taglio agente in dir. Y  
ctg $\theta$ <sub>y</sub> = Cotangente dell'angolo di inclinazione dei puntoni di calcestruzzo in dir. Y  
VRsd<sub>y</sub> = Taglio ultimo lato armatura in dir. Y  
VRcd<sub>y</sub> = Taglio ultimo lato calcestruzzo in dir. Y  
bw<sub>z</sub> = Larghezza membratura resistente al taglio in dir. Z  
Vsd<sub>z</sub> = Taglio agente in dir. Z  
ctg $\theta$ <sub>z</sub> = Cotangente dell'angolo di inclinazione dei puntoni di calcestruzzo in dir. Z  
VRsd<sub>z</sub> = Taglio ultimo lato armatura in dir. Z  
VRcd<sub>z</sub> = Taglio ultimo lato calcestruzzo in dir. Z  
Sic.T = Sicurezza a rottura per taglio  
Nodo = Numero del nodo  
Conf. = Nodo confinato  
S = Sì  
N = No  
F. = Identificativo faccia del nodo  
Y+ = Faccia sul lato positivo Y locale pilastro  
Z+ = Faccia sul lato positivo Z locale pilastro  
Y- = Faccia sul lato negativo Y locale pilastro  
Z- = Faccia sul lato negativo Z locale pilastro  
Mod. = Modalità di verifica faccia  
I = Interna  
E = Esterna  
Br. = Numero bracci  
As1 = Area di ferro superiore delle travi incidenti sulla faccia  
As2 = Area di ferro inferiore delle travi incidenti sulla faccia  
Bj = Larghezza effettiva utile del nodo  
Hjc = Distanza tra armature pilastro  
Hjw = Distanza tra armature trave  
Ash = Area totale della sezione della staffa  
Rgsn = Rapporto geometrico di staffatura nodo (7.4.29)  
Tipo = Tipologia  
2C = Doppia C lato labbri  
2Cdx = Doppia C lato costola  
2I = Doppia I  
2L = Doppia L lato labbri  
2Ldx = Doppia L lato costole  
C = Sezione a C  
Cdx = C destra  
Cir. = Circolare  
Cir.c = Circolare cava  
I = Sezione a I  
L = Sezione a L  
Ldx = L destra  
Om. = Omega  
Pg = Pi greco

Pr = Poligono regolare  
 Prc = Poligono regolare cavo  
 Pc = Per coordinate  
 Ia = Inerzie assegnate  
 R = Rettangolare  
 Rc = Rettangolare cava  
 T = Sezione a T  
 U = Sezione a U  
 Ur = U rovescia  
 V = Sezione a V  
 Vr = V rovescia  
 Z = Sezione a Z  
 Zdx = Z destra  
 Ts = T stondata  
 Ls = L stondata  
 Cs = C stondata  
 Is = I stondata  
 Dis. = Disegnata

B = Base  
 H = Altezza  
 Cf = Copriferro  
 Cls = Tipo di calcestruzzo  
 Fck = Resistenza caratteristica cilindrica a compressione del calcestruzzo  
 Fctk = Resistenza caratteristica a trazione del calcestruzzo  
 Fcd = Resistenza di calcolo a compressione del calcestruzzo  
 Fctd = Resistenza di calcolo a trazione del calcestruzzo  
 Tp = Tipo di acciaio  
 Fyk = Tensione caratteristica di snervamento dell'acciaio  
 Fyd = Resistenza di calcolo dell'acciaio

**PILASTRI 17 E 20**

**Caratteristiche delle sezioni e dei materiali utilizzati**

Sez.	Tipo	B <cm>	H <cm>	Cf <cm>	Cls	Fck <daN/cm²>	Fctk <daN/cm²>	Fcd <daN/cm²>	Fctd <daN/cm²>	Tp	Fyk <daN/cm²>	Fyd <daN/cm²>
6R		30	30	4.6	C25/30	249	17.91	141.1	11.94	B450C	4500	3913.04

**Stato limite ultimo - Ferri longitudinali - Verifiche armatura**

Xg <m>	CC	TCC	In	El	Sez.	X <cm>	N <daN>	My <daNm>	My ver. <daNm>	Mz <daNm>	Mz ver. <daNm>	Nu <daN>	Myu,r <daNm>	Mzu,r <daNm>	Sic.
0.10	SLD	b	1	6		0	-9113.83	0		-3754.45		-9113.83	0	-8009.55	2.133
0.10	SLD	b	1	6		0	-9113.83	0		-3754.45		-9113.83	0	-8009.55	2.133
3.04	10	SLD	b	1	6	304	-8429.83	0		3809.03		-8429.83	0	7961.6	2.090

**Dati per verifiche di stabilità**

Xg <m>	El	l <sub>0</sub> <m>	λ	λ*
0	1	3.5	40.41	36.59
0	1	3.5	40.41	36.59
3.04	1	3.5	40.41	36.59

**Stato limite ultimo - Ferri longitudinali - Verifiche armatura - Controlli di stabilità**

Xg <m>	CC	TCC	In	El	Sez.	X <cm>	N <daN>	My <daNm>	My ver. <daNm>	Mz <daNm>	Mz ver. <daNm>	Nu <daN>	Myu,sr <daNm>	Myu,r <daNm>	Mzu,sr <daNm>	Mzu,r <daNm>	Sic.
0.9	SLV	b	1	6		0	-8737.02	0		-6431.75		-8737.02	0	0	-6671.01	-6918.55	1.037
0.9	SLV	b	1	6		0	-8737.02	0		-6431.75		-8737.02	0	0	-6671.01	-6918.55	1.037
3.04	9	SLV	b	1	6	304	-8053.02	0		6290.66		-8053.02	0	0	6639.07	6870.83	1.055

**Stato limite d'esercizio - Ferri longitudinali - Verifiche armatura**

Xg <m>	CC	TCC	In	El	Sez.	X <cm>	N <daN>	Mz <daNm>	My <daNm>	AfT <cmq>	AfC <cmq>	σ <sub>c</sub> <daN/cm²>	σ <sub>t</sub> <daN/cm²>	
0.18	SLE	R	b	1	6	0	-10926.7	-634.08	0	0	21.24	18.36	231.26	
0.20	SLE	Q	b	1	6	0	-9571.12	-561.89	0	0	21.24	16.18	203.58	
0.18	SLE	R	b	1	6	0	-10926.7	-634.08	0	0	21.24	18.36	231.26	
0.20	SLE	Q	b	1	6	0	-9571.12	-561.89	0	0	21.24	16.18	203.58	
3.04	18	SLE	R	b	1	6	304	-10242.7	958.48	0	10.62	10.62	23.61	278.83
3.04	20	SLE	Q	b	1	6	304	-8887.12	839.63	0	10.62	10.62	20.64	243.36

**Verifiche stato limite di formazione delle fessure**

Xg <m>	C	TCC	In	El	Sez.	X <cm>	N <daN>	My <daNm>	Mz <daNm>	c <mm>	s <mm>	K3	s <sub>zm</sub> <mm>	Φ	A <sub>s</sub> <cmq>	A <sub>c eff</sub> <cmq>	σ <sub>s</sub> <daN/cm²>	σ <sub>sr</sub> <daN/cm²>	ε <sub>sm</sub>	Wk <mm>
3.02	40	SLE	b	1	6	304	-	0	839.6	34	206	0.1	189.8	26	10.6	658.4	46.93	280.28	0.0	0
		Q					8887.12		3			3	1		2				1	

**Staffe - Verifiche armatura**

X0 <m>	X1 <m>	Staff.	Br <sub>y</sub>	Br <sub>z</sub>	CC	TCC	In	bw <sub>y</sub> <cm>	Vsdu <sub>y</sub> <daN>	ctgθ <sub>y</sub>	VRsd <sub>y</sub> <daN>	VRcd <sub>y</sub> <daN>	bw <sub>z</sub> <cm>	Vsdu <sub>z</sub> <daN>	ctgθ <sub>z</sub>	VRsd <sub>z</sub> <daN>	VRcd <sub>z</sub> <daN>	Sic.	T
0	0.51	ø8/14	2	2	17	SLU	b	0.3	730.96	2.5	16184.9	18807.8	0.3	117.37	2.5	16184.9	18807.8	22.14	
0	0.51	ø8/14	2	2	10	SLD	a	0.3	1769	2.5	18612.6	25838.4	0.3	811.32	2.5	18612.6	25838.4	10.52	
0	0.51	ø8/14	2	2	10	SLD	b	0.3	2487.83	2.5	18612.6	26575.2	0.3	807.46	2.5	18612.6	26575.2	7.48	
0	0.51	ø8/14	2	2	9	SLV	a	0.3	3329.72	2.5	16184.9	17440.3	0.3	1482.16	2.5	16184.9	17440.3	4.86	
0	0.51	ø8/14	2	2	9	SLV	b	0.3	4184.62	2.5	16184.9	18236.9	0.3	1419.59	2.5	16184.9	18236.9	3.87	
0.51	2.53	ø8/24	2	2	17	SLU	b	0.3	730.96	2.5	9441.17	18788.2	0.3	117.36	2.5	9441.17	18788.2	12.92	

0.51	2.53	ø8/24	2	2	10	SLD	a	0.3	1769	2.5	10857.3	25823.3	0.3	811.32	2.5	10857.3	25823.3	6.14
0.51	2.53	ø8/24	2	2	10	SLD	b	0.3	2487.84	2.5	10857.3	26560.1	0.3	807.46	2.5	10857.3	26560.1	4.36
0.51	2.53	ø8/24	2	2	9	SLV	a	0.3	3329.72	2.5	9441.17	17425.2	0.3	1482.16	2.5	9441.17	17425.2	2.84
0.51	2.53	ø8/24	2	2	9	SLV	b	0.3	4184.63	2.5	9441.17	18221.8	0.3	1419.58	2.5	9441.17	18221.8	2.26
2.53	3.04	ø8/14	2	2	17	SLU	b	0.3	730.95	2.5	16184.9	18709.7	0.3	117.35	2.5	16184.9	18709.7	22.14
2.53	3.04	ø8/14	2	2	10	SLD	a	0.3	1769	2.5	18612.6	25762.9	0.3	811.32	2.5	18612.6	25762.9	10.52
2.53	3.04	ø8/14	2	2	10	SLD	b	0.3	2487.84	2.5	18612.6	26499.7	0.3	807.43	2.5	18612.6	26499.7	7.48
2.53	3.04	ø8/14	2	2	9	SLV	a	0.3	3329.72	2.5	16184.9	17364.8	0.3	1482.15	2.5	16184.9	17364.8	4.86
2.53	3.04	ø8/14	2	2	9	SLV	b	0.3	4184.63	2.5	16184.9	18161.5	0.3	1419.54	2.5	16184.9	18161.5	3.87

#### Caratteristiche nodi trave-pilastro

Nodo	Conf.	Staff.	F.	Mod.	Br.	As1 <cmq>	As2 <cmq>	Bj <m>	Hjc <m>	Hjw <m>	Ash <cmq>	Rgsn
117N		ø8/12	Y+	I	2	6.27	6.27	0.3	0.21	0.39	4.02	1.05
			Y-	I	2	6.27	6.27	0.3	0.21	0.39	4.02	1.05
120N		ø8/12	Y+	I	2	6.26	6.27	0.3	0.21	0.39	4.02	1.05
			Y-	I	2	6.27	6.26	0.3	0.21	0.39	4.02	1.05

## 11.5 Verifica della nuova trave in corrispondenza del giunto

Per poter ricreare il giunto sismico viene demolita e ricostruita la trave 137 e i pilastri 17 e 20. Le armature di bordo della trave vengono inghisate nelle travi limitrofe. Di seguito si riporta la verifica di tale trave:

#### Simbologia

Caso	=Caso di verifica
Xg	=Coordinata progressiva (dal primo nodo) in cui viene effettuato il progetto/verifica
CC	=Combinazione delle condizioni di carico elementari c = momento fittizio in campata a = momento fittizio agli appoggi TG = taglio da gerarchia delle resistenze T = momento traslato per taglio e = eccentricità aggiuntiva in caso di compressione o pressoflessione
TCC	=Tipo di combinazione di carico SLU = Stato limite ultimo SLU S = Stato limite ultimo (azione sismica) SLE R = Stato limite d'esercizio, combinazione rara SLE F = Stato limite d'esercizio, combinazione frequente SLE Q = Stato limite d'esercizio, combinazione quasi permanente SLD = Stato limite di danno SLV = Stato limite di salvaguardia della vita SLC = Stato limite di prevenzione del collasso SLO = Stato limite di operatività SLU I = Stato limite di resistenza al fuoco
El	=Elemento (asta) in cui viene effettuato il progetto/verifica (progressivo sul numero di aste)
Sez.	=Numero della sezione
Crit.	=Numero del criterio di progetto
X	=Coordinata progressiva rispetto al nodo iniziale
AfE S	=Area di ferro effettiva totale presente nel punto di verifica, superiore
AfE I	=Area di ferro effettiva totale presente nel punto di verifica, inferiore
AfEP S	=Area di ferro effettiva parziale presente nella CC considerata, per la sollecitazione indicata, superiore
AfEP I	=Area di ferro effettiva parziale presente nella CC considerata, per la sollecitazione indicata, inferiore
My	=Momento flettente intorno all'asse Y
Myu	=Momento ultimo intorno all'asse Y
Sic.	=Sicurezza a rottura
$\sigma_{fd}$	=Tensione di distacco della fibra di estremità (modo I)
$\Delta\%$	=Incremento percentuale sicurezza
$\sigma_f$ sup	=Tensione nel ferro - superiore
$\sigma_f$ inf	=Tensione nel ferro - inferiore
$\sigma_c$	=Tensione nel calcestruzzo
Tz	=Taglio in dir. Z
X0	=Coordinata progressiva (dal nodo iniziale) dell'inizio del tratto
X1	=Coordinata progressiva (dal nodo iniziale) della fine del tratto
Lung.	=Lunghezza del tratto di progettazione
Staff.	=Staffatura adottata
AfE	=Area di ferro effettiva della staffatura (d'anima per travi a T o L)
St.	
bw	=Larghezza membratura resistente al taglio
Vsdu	=Taglio agente nella direzione del momento ultimo
ctg $\theta$	=Cotangente dell'angolo di inclinazione dei puntoni di calcestruzzo
VRsd	=Taglio ultimo lato armatura
VRcd	=Taglio ultimo lato calcestruzzo
Vrdu	=Taglio ultimo assorbibile dal solo calcestruzzo
Sic.T	=Sicurezza a rottura per taglio
c	=Ricoprimento dell'armatura
s	=Distanza minima tra le barre
K3	=Coefficiente di forma del diagramma delle tensioni prima della fessurazione
$s_{rm}$	=Distanza media tra le fessure
$\phi$	=Diametro della barra
$A_s$	=Area complessiva dei ferri nell'area di calcestruzzo efficace

$A_{c\ eff}$  =Area di calcestruzzo efficace  
 $\sigma_s$  =Tensione nell'acciaio nella sezione fessurata  
 $\sigma_{sr}$  =Tensione nell'acciaio corrispondente al raggiungimento della resistenza a trazione nel calcestruzzo  
 $\epsilon_{sm}$  =Deformazione unitaria media dell'armatura (\*1000)  
Wk =Apertura delle fessure  
Tipo =Tipologia  
2C = Doppia C lato labbri  
2Cdx = Doppia C lato costola  
2I = Doppia I  
2L = Doppia L lato labbri  
2Ldx = Doppia L lato costole  
C = Sezione a C  
Cdx = C destra  
Cir. = Circolare  
Cir.c = Circolare cava  
I = Sezione a I  
L = Sezione a L  
Ldx = L destra  
Om. = Omega  
Pg = Pi greco  
Pr = Poligono regolare  
Prc = Poligono regolare cavo  
Pc = Per coordinate  
Ia = Inerzie assegnate  
R = Rettangolare  
Rc = Rettangolare cava  
T = Sezione a T  
U = Sezione a U  
Ur = U rovescia  
V = Sezione a V  
Vr = V rovescia  
Z = Sezione a Z  
Zdx = Z destra  
Ts = T stondata  
Ls = L stondata  
Cs = C stondata  
Is = I stondata  
Dis. = Disegnata  
B =Base  
H =Altezza  
Cf sup =Coprifermo superiore  
Cf inf =Coprifermo inferiore  
Cls =Tipo di calcestruzzo  
Fck =Resistenza caratteristica cilindrica a compressione del calcestruzzo  
Fctk =Resistenza caratteristica a trazione del calcestruzzo  
Fcd =Resistenza di calcolo a compressione del calcestruzzo  
Fctd =Resistenza di calcolo a trazione del calcestruzzo  
Tp =Tipo di acciaio  
Fyk =Tensione caratteristica di snervamento dell'acciaio  
Fyd =Resistenza di calcolo dell'acciaio

**Caratteristiche delle sezioni e dei materiali utilizzati**

Sez.	Tipo	B <cm>	H <cm>	Cf sup <cm>	Cf inf <cm>	Cls	Fck <daN/cm <sup>2</sup> >	Fctk <daN/cm <sup>2</sup> >	Fcd <daN/cm <sup>2</sup> >	Fctd <daN/cm <sup>2</sup> >	Tp	Fyk <daN/cm <sup>2</sup> >	Fyd <daN/cm <sup>2</sup> >
8R		30	46	3.5	3.5	C25/30	249	17.91	141.1	11.94	B450C	4500	3913.04

**Stato limite ultimo - Ferri longitudinali - Verifiche armatura**

Xg <m>	CC	TCC	El	X <cm>	AfE S <cmq>	AfE I <cmq>	AfEP S <cmq>	AfEP I <cmq>	My <daNm>	Myu <daNm>	Sic.
0.15	SLV	1		9.68	6.28	8.29	6.28	6.1	-9547.26	-9839.45	1.031
0.9613	SLV	1		96.16	6.28	8.29	6.28	6.75	8784.72	10550.1	1.201
5.0913	SLV	1		509.16	6.28	6.28	6.28	4.23	-8466.45	-9836.15	1.162
5.411	SLV	2		16.01	6.28	6.28	6.28	4.8	-6066.31	-9837.83	1.622
9.029	SLV	2		377.13	6.28	6.28	6.28	5.39	-2921.24	-9838.6	3.368
9.489	SLV	2		422.99	6.28	6.28	6.28	5.25	-4308.19	-9838.45	2.284
9.81	SLV	3		16.01	6.28	6.28	6.28	5.34	-4415.79	-9838.56	2.228
0.16	SLD	1		9.68	6.28	8.29	6.28	6.1	-5839.81	-11404.9	1.953
0.9614	SLD	1		96.16	6.28	8.29	6.28	6.75	5760.57	12223.5	2.122
5.0914	SLD	1		509.16	6.28	6.28	6.28	4.23	-6561.41	-11404.3	1.738
5.412	SLD	2		16.01	6.28	6.28	6.28	4.8	-4798.08	-11405.1	2.377
9.0210	SLD	2		377.13	6.28	6.28	6.28	5.39	-1788.82	-11405.4	6.376
9.4810	SLD	2		422.99	6.28	6.28	6.28	5.25	-2879.17	-11405.4	3.961
9.82	SLD	3		16.01	6.28	6.28	6.28	5.34	-3048.08	-11405.4	3.742

**Stato limite ultimo - Ferri longitudinali - Verifiche armatura a taglio**

Xg <m>	CC	TCC	El	X <cm>	AfE I <cmq>	Tz <daN>	AfEP I <cmq>	$\sigma_f$ inf <daN/cm <sup>2</sup> >
0.117	SLU	1		9.68	8.29	7074.88	2.19	3229.32
0.16	SLD	1		9.68	8.29	5771.03	2.19	2634.18
0.965	SLV	1		96.16	8.29	5037.25	1.54	3262.01
0.966	SLD	1		96.16	8.29	3923.14	1.54	2540.53
5.0917	SLU	1		509.16	6.28	-8048.69	2.06	3913.04
5.0914	SLD	1		509.16	6.28	-6444.08	2.06	3132.93
5.4117	SLU	2		16.01	6.28	5189.5	1.48	3499.74

5.41	2	SLD	2	16.01	6.28	4010.45	1.48	2704.6
9.02	9	SLV	2	377.13	6.28	-2792.14	0.9	3118.19
9.02	10	SLD	2	377.13	6.28	-2136.57	0.9	2386.06
9.48	9	SLV	2	422.99	6.28	-3293.54	1.03	3197.99
9.48	10	SLD	2	422.99	6.28	-2637.97	1.03	2561.44
9.8	1	SLV	3	16.01	6.28	2949.89	0.94	3143.29
9.8	2	SLD	3	16.01	6.28	2312.78	0.94	2464.42

**Stato limite d'esercizio - Ferri longitudinali - Verifiche armatura**

Xg <m>	CC	TCC	El	X <cm>	AfE S <cmq>	AfE I <cmq>	My <daNm>	$\sigma_f$ sup <daN/cmq>	$\sigma_f$ inf <daN/cmq>	$\sigma_c$ <daN/cmq>
0.1	18a	SLE R	1	9.68	6.28	8.29	-3898.28	1599	-406.05	39.07
0.1	20	SLE Q	1	9.68	6.28	8.29	-1174.86	481.91	-122.38	11.77
0.96	18	SLE R	1	96.16	6.28	8.29	2207.83	-236.23	695.33	21.32
0.96	20	SLE Q	1	96.16	6.28	8.29	1968.16	-210.59	619.84	19.01
5.09	18	SLE R	1	509.16	6.28	6.28	-4761.35	1959.41	-533.11	50.45
5.09	20	SLE Q	1	509.16	6.28	6.28	-4145.96	1706.16	-464.21	43.93
5.41	18	SLE R	2	16.01	6.28	6.28	-3874.41	1594.41	-433.81	41.05
5.41	20	SLE Q	2	16.01	6.28	6.28	-3362.27	1383.66	-376.46	35.63
9.02	18a	SLE R	2	377.13	6.28	6.28	-513.87	211.47	-57.54	5.45
9.02	20	SLE Q	2	377.13	6.28	6.28	-456.29	187.77	-51.09	4.84
9.48	18a	SLE R	2	422.99	6.28	6.28	-1712.72	704.82	-191.77	18.15
9.48	20	SLE Q	2	422.99	6.28	6.28	-1206.29	496.42	-135.06	12.78
9.8	18	SLE R	3	16.01	6.28	6.28	-1547.69	636.91	-173.29	16.4
9.8	20	SLE Q	3	16.01	6.28	6.28	-1420.82	584.7	-159.09	15.06

**Verifiche stato limite di formazione delle fessure**

Caso	Xg <m>	CC	TCC	El	Sez.	Crit.	X <cm>	My <daNm>	c <mm>	s <mm>	K3	$s_{rm}$ <mm>	$\Phi$	$A_s$ <cmq>	$A_c$ eff <cmq>	$\sigma_s$ <daN/cmq>	$\sigma_{sr}$ <daN/cmq>	$\epsilon_{sm}$	Wk <mm>
38	0.1	20	SLE Q	1	8	2	9.68	-1174.86	25	230	0.16	191.41	20	6.28	478.38	481.91	1758.06	0.09	0.03
40	0.1	19a	SLE F	1	8	2	9.68	-3460.48	25	230	0.16	191.41	20	6.28	478.38	1419.43	1758.06	0.28	0.09
78	0.96	20	SLE Q	1	8	2	96.16	1968.16	25	115	0.15	145.16	20	8.29	487.01	619.84	1393.71	0.12	0.03
79	0.96	19	SLE F	1	8	2	96.16	2016.1	25	115	0.15	145.16	20	8.29	487.01	634.94	1393.71	0.12	0.03
118	5.09	20	SLE Q	1	8	2	509.16	-4145.96	25	230	0.16	190.5	20	6.28	478.38	1706.16	1730.22	0.4	0.13
119	5.09	19	SLE F	1	8	2	509.16	-4269.04	25	230	0.16	190.5	20	6.28	478.38	1756.81	1730.22	0.44	0.14
158	5.41	20	SLE Q	2	8	2	16.01	-3362.27	25	230	0.16	190.5	20	6.28	478.38	1383.66	1730.22	0.27	0.09
159	5.41	19	SLE F	2	8	2	16.01	-3464.7	25	230	0.16	190.5	20	6.28	478.38	1425.81	1730.22	0.28	0.09
198	9.02	20	SLE Q	2	8	2	377.13	-456.29	25	230	0.16	190.5	20	6.28	478.38	187.77	1730.22	0.04	0.01
200	9.02	19a	SLE F	2	8	2	377.13	-461.68	25	230	0.16	190.5	20	6.28	478.38	189.99	1730.22	0.04	0.01
238	9.48	20	SLE Q	2	8	2	422.99	-1206.29	25	230	0.16	190.5	20	6.28	478.38	496.42	1730.22	0.1	0.03
240	9.48	19a	SLE F	2	8	2	422.99	-1538.78	25	230	0.16	190.5	20	6.28	478.38	633.24	1730.22	0.12	0.04
275	9.8	20	SLE Q	3	8	2	16.01	-1420.82	25	230	0.16	190.5	20	6.28	478.38	584.7	1730.22	0.11	0.04
276	9.8	19	SLE F	3	8	2	16.01	-1446.2	25	230	0.16	190.5	20	6.28	478.38	595.14	1730.22	0.12	0.04

**Staffe - Verifiche armatura**

CC	X0 <m>	X1 <m>	Lung. <m>	Staff.	AfE St. <cmq/m>	bw <mm>	Vsdu <daN>	ctg $\theta$	VRsd <daN>	VRcd <daN>	Vrdu <daN>	Sic.T
TG	0.1	0.52	0.42	ø8/ 8 2 br.	12.57	0.3	8002.48	1.82	34189.3	34189.3	34189.3	4.27
TG	0.52	4.67	4.14	ø8/20 2 br.	5.03	0.3	7777.85	2.5	18808.6	27915.9	18808.6	2.42
TG	4.67	5.09	0.42	ø8/ 8 2 br.	12.57	0.3	8577.08	1.82	34189.3	34189.3	34189.3	3.99
TG	5.41	5.84	0.42	ø8/ 8 2 br.	12.57	0.3	7015.78	1.82	34189.3	34189.3	34189.3	4.87
TG	5.84	9.06	3.22	ø8/20 2 br.	5.03	0.3	6478.62	2.5	18808.6	27915.9	18808.6	2.9
TG	9.06	9.48	0.42	ø8/ 8 2 br.	12.57	0.3	6845.57	1.82	34189.3	34189.3	34189.3	4.99
1 SLV	9.8	10.23	0.42	ø8/ 8 2 br.	12.57	0.3	2949.89	1.82	34189.3	34189.3	34189.3	11.59
1 SLV	10.23	12.91	2.68	ø8/20 2 br.	5.03	0.3	2491.11	2.5	18808.6	27915.9	18808.6	7.55

**11.6 Verifica dei nuovi setti in c.a.**

L'intervento di consolidamento dei pilastri avviene mediante l'inserimento di setti in c.a. che vengono inghisati ai pilastri esistenti lungo il loro sviluppo in altezza. Il pilastro esistente che subisce il consolidamento perde pertanto la sua funzione strutturale, che viene assegnata al setto contiguo. In allegato è riportata la verifica dei nuovi setti in c.a.

**11.7 Verifica dei pilastri esistenti**

Ai pilastri che vengono consolidati mediante inghisaggio di nuovi setti in cemento armato viene attribuita sezione nulla; tutte le sollecitazioni pertanto vengono assorbite dai nuovi setti in cemento armato, esonerando i pilastri esistenti da qualsiasi funzione di presidio alle azioni sismiche. I pilastri esistenti che non vengono consolidati sono il numero 11, 12, 13, 19. Si riporta di seguito la verifica.

**Simbologia**

Xg = Coordinata progressiva (dal primo nodo) in cui viene effettuato il progetto/verifica

CC = Combinazione delle condizioni di carico elementari  
e = eccentricità aggiuntiva in caso di compressione o pressoflessione  
 $\alpha$  = amplificazione per gerarchia delle resistenze  
TG = taglio da gerarchia delle resistenze

TCC = Tipo di combinazione di carico  
SLU = Stato limite ultimo  
SLU S = Stato limite ultimo (azione sismica)  
SLE R = Stato limite d'esercizio, combinazione rara  
SLE F = Stato limite d'esercizio, combinazione frequente  
SLE Q = Stato limite d'esercizio, combinazione quasi permanente  
SLD = Stato limite di danno  
SLV = Stato limite di salvaguardia della vita  
SLC = Stato limite di prevenzione del collasso  
SLO = Stato limite di operatività  
SLU I = Stato limite di resistenza al fuoco

El = Elemento (asta) in cui viene effettuato il progetto/verifica (progressivo sul numero di aste)  
Sez. = Numero della sezione  
X = Coordinata progressiva rispetto al nodo iniziale  
N = Sforzo normale  
Mz = Momento flettente intorno all'asse Z  
My = Momento flettente intorno all'asse Y  
My ver. = Momento flettente di verifica intorno all'asse Y  
Mz ver. = Momento flettente di verifica intorno all'asse Z  
Nu = Sforzo normale ultimo  
Myu,r = Momento resistente (ridotto del 30%) intorno all'asse Y  
Mzu,r = Momento resistente (ridotto del 30%) intorno all'asse Z  
Sic. = Sicurezza a rottura  
AfT = Area di ferro tesa  
AfC = Area di ferro compressa  
 $\sigma_c$  = Tensione nel calcestruzzo  
 $\sigma_f$  = Tensione nel ferro  
X0 = Coordinata progressiva (dal nodo iniziale) dell'inizio del tratto  
X1 = Coordinata progressiva (dal nodo iniziale) della fine del tratto  
Staff. = Staffatura adottata  
Br<sub>y</sub> = Numero bracci in dir. Y locale  
Br<sub>z</sub> = Numero bracci in dir. Z locale  
bw<sub>y</sub> = Larghezza membratura resistente al taglio in dir. Y  
Vsd<sub>y</sub> = Taglio agente in dir. Y  
ctg $\theta$ <sub>y</sub> = Cotangente dell'angolo di inclinazione dei puntoni di calcestruzzo in dir. Y  
VRsd<sub>y</sub> = Taglio ultimo lato armatura in dir. Y  
VRcd<sub>y</sub> = Taglio ultimo lato calcestruzzo in dir. Y  
bw<sub>z</sub> = Larghezza membratura resistente al taglio in dir. Z  
Vsd<sub>z</sub> = Taglio agente in dir. Z  
ctg $\theta$ <sub>z</sub> = Cotangente dell'angolo di inclinazione dei puntoni di calcestruzzo in dir. Z  
VRsd<sub>z</sub> = Taglio ultimo lato armatura in dir. Z  
VRcd<sub>z</sub> = Taglio ultimo lato calcestruzzo in dir. Z  
Sic.T = Sicurezza a rottura per taglio  
Tipo = Tipologia  
2C = Doppia C lato labbri  
2Cdx = Doppia C lato costola  
2I = Doppia I  
2L = Doppia L lato labbri  
2Ldx = Doppia L lato costole  
C = Sezione a C  
Cdx = C destra  
Cir. = Circolare  
Cir.c = Circolare cava  
I = Sezione a I  
L = Sezione a L  
Ldx = L destra  
Om. = Omega  
Pg = Pi greco  
Pr = Poligono regolare  
Prc = Poligono regolare cavo  
Pc = Per coordinate  
Ia = Inerzie assegnate  
R = Rettangolare  
Rc = Rettangolare cava  
T = Sezione a T  
U = Sezione a U  
Ur = U rovescia  
V = Sezione a V  
Vr = V rovescia  
Z = Sezione a Z  
Zdx = Z destra  
Ts = T stondata  
Ls = L stondata  
Cs = C stondata  
Is = I stondata  
Dis. = Disegnata

B = Base  
H = Altezza  
Cf = Copriferro  
Fcm = Resistenza media  
Fctm = Resistenza media a trazione  
Fcd = Resistenza di calcolo a compressione del calcestruzzo

Fcd (Tag) = Resistenza di calcolo a compressione del calcestruzzo per verifica a taglio  
 Fctd = Resistenza di calcolo a trazione del calcestruzzo  
 Fym = Tensione media di snervamento  
 Fyd = Resistenza di calcolo dell'acciaio  
 Fyd (Tag) = Resistenza di calcolo dell'acciaio per verifica a taglio

**Pilastrata n. 11**

Sez.	Tipo	B <cm>	H <cm>	Cf <cm>	Fcm <daN/cm>	Fctm <daN/cm>	Fcd <daN/cm>	Fcd (Tag) <daN/cm>	Fctd <daN/cm>	Fym <daN/cm>	Fyd <daN/cm>	Fyd (Tag) <daN/cm>
31R		30	30	4.1	246	19.52	154.89	103.26	9.64	3150	2333.33	2028.99

**Stato limite ultimo - Ferri longitudinali - Verifiche armatura**

Xg <m>	CC	TCC	El	Sez.	X <cm>	N <daN>	My <daNm>	My ver. <daNm>	Mz <daNm>	Mz ver. <daNm>	Nu <daN>	Myu,r <daNm>	Mzu,r <daNm>	Sic.
013(e)	SLV	1	31		0	-2526.36	0	50.53	0	0	-90610	1873.16	0	35.866
013(e)	SLV	1	31		0	-2526.36	0	50.53	0	0	-90610	1873.16	0	35.866
3.0413(e)	SLV	1	31	304	304	-1842.36	0	36.85	0	0	-90610	1819.65	0	49.181
014(e)	SLD	1	31		0	-2070.6	0	41.41	0	0	-90610	1837.56	0	43.760
014(e)	SLD	1	31		0	-2070.6	0	41.41	0	0	-90610	1837.56	0	43.760
3.0414(e)	SLD	1	31	304	304	-1386.6	0	27.73	0	0	-1386.6	1784.23	0	64.338

**Pilastrata n. 12**

Sez.	Tipo	B <cm>	H <cm>	Cf <cm>	Fcm <daN/cm>	Fctm <daN/cm>	Fcd <daN/cm>	Fcd (Tag) <daN/cm>	Fctd <daN/cm>	Fym <daN/cm>	Fyd <daN/cm>	Fyd (Tag) <daN/cm>
31R		30	30	4.1	246	19.52	154.89	103.26	9.64	3150	2333.33	2028.99

**Stato limite ultimo - Ferri longitudinali - Verifiche armatura**

Xg <m>	CC	TCC	El	Sez.	X <cm>	N <daN>	My <daNm>	My ver. <daNm>	Mz <daNm>	Mz ver. <daNm>	Nu <daN>	Myu,r <daNm>	Mzu,r <daNm>	Sic.
017(e)	SLU	1	31		0	-18366.2	0	367.32	0	0	-90610	3083.4	0	4.934
017(e)	SLU	1	31		0	-18366.2	0	367.32	0	0	-90610	3083.4	0	4.934
3.0417(e)	SLU	1	31	304	304	-17477	0	349.54	0	0	-90610	3017.16	0	5.185
06(e)	SLD	1	31		0	-13866.9	0	277.34	0	0	-90610	2745.66	0	6.534
06(e)	SLD	1	31		0	-13866.9	0	277.34	0	0	-90610	2745.66	0	6.534
3.046(e)	SLD	1	31	304	304	-13182.9	0	263.66	0	0	-90610	2693.84	0	6.873

**Pilastrata n. 13**

Sez.	Tipo	B <cm>	H <cm>	Cf <cm>	Fcm <daN/cm>	Fctm <daN/cm>	Fcd <daN/cm>	Fcd (Tag) <daN/cm>	Fctd <daN/cm>	Fym <daN/cm>	Fyd <daN/cm>	Fyd (Tag) <daN/cm>
31R		30	30	4.1	246	19.52	154.89	103.26	9.64	3150	2333.33	2028.99

**Stato limite ultimo - Ferri longitudinali - Verifiche armatura**

Xg <m>	CC	TCC	El	Sez.	X <cm>	N <daN>	My <daNm>	My ver. <daNm>	Mz <daNm>	Mz ver. <daNm>	Nu <daN>	Myu,r <daNm>	Mzu,r <daNm>	Sic.
017(e)	SLU	1	31		0	-26079.5	0	521.59	0	0	-90610	3630.23	0	3.474
017(e)	SLU	1	31		0	-26079.5	0	521.59	0	0	-90610	3630.23	0	3.474
3.0417(e)	SLU	1	31	304	304	-25190.3	0	503.81	0	0	-90610	3572.35	0	3.597
02(e)	SLD	1	31		0	-16681	0	333.62	0	0	-90610	2957.91	0	5.432
02(e)	SLD	1	31		0	-16681	0	333.62	0	0	-90610	2957.91	0	5.432
3.042(e)	SLD	1	31	304	304	-15997	0	319.94	0	0	-90610	2907.13	0	5.664

**Pilastrata n. 19**

Sez.	Tipo	B <cm>	H <cm>	Cf <cm>	Fcm <daN/cm>	Fctm <daN/cm>	Fcd <daN/cm>	Fcd (Tag) <daN/cm>	Fctd <daN/cm>	Fym <daN/cm>	Fyd <daN/cm>	Fyd (Tag) <daN/cm>
5R		40	55	4.1	246	19.52	154.89	103.26	9.64	3150	2333.33	2028.99

**Stato limite ultimo - Ferri longitudinali - Verifiche armatura**

Xg <m>	CC	TCC	El	Sez.	X <cm>	N <daN>	My <daNm>	My ver. <daNm>	Mz <daNm>	Mz ver. <daNm>	Nu <daN>	Myu,r <daNm>	Mzu,r <daNm>	Sic.
017(e)	SLU	1	5		0	-9903.63	0	198.07	0	0	-9903.63	3637.68	0	18.365
017(e)	SLU	1	5		0	-9903.63	0	198.07	0	0	-9903.63	3637.68	0	18.365
3.0417(e)	SLU	1	5	304	304	-7730.03	0	154.6	0	0	-7730.03	3389.27	0	21.923
010(e)	SLD	1	5		0	-7753.58	0	155.07	0	0	-7753.58	3391.84	0	21.873
010(e)	SLD	1	5		0	-7753.58	0	155.07	0	0	-7753.58	3391.84	0	21.873
3.0410(e)	SLD	1	5	304	304	-6081.58	0	167.24	0	0	-6081.58	4400.36	0	26.311

## 11.8 Verifica dei nodi trave/pilastro

Per quanto concerne la verifica dei nodi trave/pilastro, come già detto i pilastri esterni sono consolidati mediante l'inghisaggio di setti in c.a. di controvento; non si effettua la verifica del nodo per i seguenti motivi:

1. Il modello sotto le azioni sismiche è calcolato senza tener conto della rigidezza dei pilastri esistenti; tutte le sollecitazioni sono attribuite ai nuovi setti in cemento armato;
2. In ogni caso, l'introduzione di setti in cemento armato rendono comunque confinati i pilastri esistenti, per i quali, ai sensi del paragrafo C8.7.2.5 della circolare esplicativa, non occorre effettuare la verifica dei nodi.

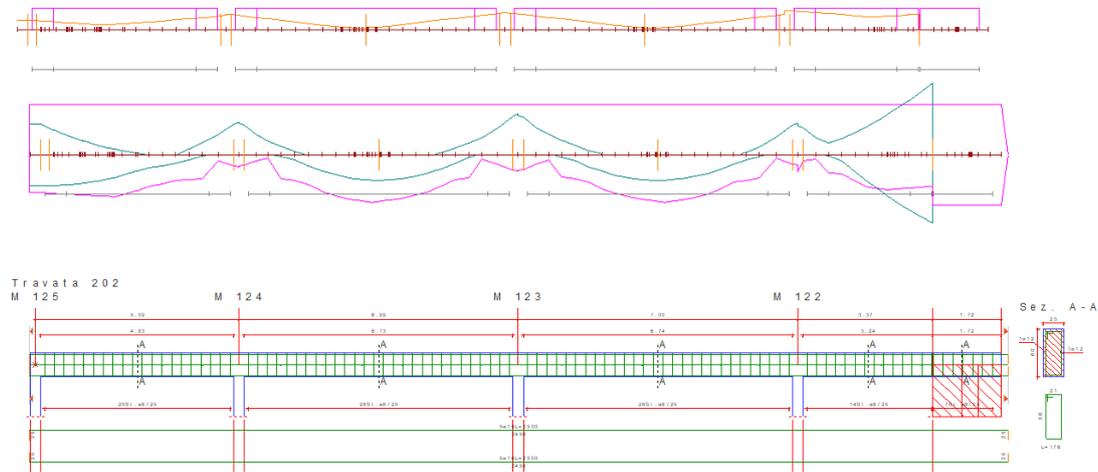
3. In ogni caso il nodo viene consolidato con piastre metalliche (si veda il paragrafo successivo).

### 11.9 Verifica delle travi esistenti

L'armatura delle travi è desunta dai saggi effettuati; in taluni casi non è stato possibile determinare l'armatura in tutti i punti e tale armatura è stata ipotizzata. Per la legenda si faccia riferimento al paragrafo 11.5.

#### Travata 202

L'armatura derivante dai saggi è di 5d16 all'intradosso e staffe d8/25. L'armatura è assunta pari a 5d16 anche all'estradosso. Di seguito si riporta il confronto fra le caratteristiche di sollecitazioni e gli enti resistenti. In taluni casi si ha un momento sollecitante maggiore del momento resistente in prossimità degli appoggi.



Sez.	Tipo	B <cm>	H <cm>	Cf sup <cm>	Cf inf <cm>	Fcm <daN/cm>	Fctm <daN/cm>	Fcd <daN/cm>	Fcd (Tag) <daN/cm>	Fctd <daN/cm>	Fym <daN/cm>	Fyd <daN/cm>	Fyd (Tag) <daN/cm>
10R		25	60	3.5	3.5	246	19.52	154.89	103.26	9.64	3150	2333.33	2028.99

#### Stato limite ultimo - Ferri longitudinali - Verifiche armatura

Xg <cm>	CC	TCC	El	X <cm>	AfE S <cm>	AfE I <cm>	AfEP S <cm>	AfEP I <cm>	My <daNm>	Myu <daNm>	Sic.
0.13	1	SLV	1	13	10.05	10.05	10.05	7.59	7745.25	9610.13	1.241
0.34	1	SLV	1	33.8	10.05	10.05	10.05	7.71	7777.46	9760.82	1.255
4.96	1	SLV	5	79	10.05	10.05	10.05	2.14	-7560.11	-12625.6	1.670
5.22	17a	SLU	6	13	10.05	10.05	10.05	1.99	-7384.43	-12620.6	1.709
8.59	17c	SLU	9	41.5	10.05	10.05	10.05	9.37	6461.37	11816.2	1.829
11.95	17	SLU	12	78	10.05	10.05	10.05	3	-9586.69	-12648.9	1.319
12.21	17	SLU	13	13	10.05	10.05	10.05	2.84	-9310.15	-12645.1	1.358
15.58	17c	SLU	16	41	10.05	10.05	10.05	9.36	6480.59	11802.7	1.821
18.95	17a	SLU	19	84	10.05	10.05	10.05	1.73	-7406.39	-12611.4	1.703
19.21	9	SLV	20	13	10.05	10.05	10.05	1.16	-6718.86	-12587	1.873
22.45	9	SLV	23	27.6	10.05	10.05	10.05	6.24	17212.1	7947.62	0.462
0.13	2	SLD	1	13	10.05	10.05	10.05	7.59	4055.38	9610.13	2.370
0.34	2	SLD	1	33.8	10.05	10.05	10.05	7.71	4318.12	9760.82	2.260
4.96	2	SLD	5	79	10.05	10.05	10.05	2.14	-6043.14	-12625.6	2.089
5.22	10	SLD	6	13	10.05	10.05	10.05	1.99	-5205.55	-12620.6	2.424
8.59	10	SLD	9	41.5	10.05	10.05	10.05	9.37	3249.8	11816.2	3.636
11.95	2	SLD	12	78	10.05	10.05	10.05	3	-7050.76	-12648.9	1.794
12.21	10	SLD	13	13	10.05	10.05	10.05	2.84	-7005.47	-12645.1	1.805
15.58	2	SLD	16	41	10.05	10.05	10.05	9.36	3730.35	11802.7	3.164
18.95	10	SLD	19	84	10.05	10.05	10.05	1.73	-4723.98	-12611.4	2.670
19.21	10	SLD	20	13	10.05	10.05	10.05	1.16	-5210.81	-12587	2.416
22.45	10	SLD	23	27.6	10.05	10.05	10.05	6.24	8755.78	7947.62	0.908

#### Stato limite ultimo - Ferri longitudinali - Verifiche armatura a taglio

Xg <cm>	CC	TCC	El	X <cm>	AfE I <cm>	Tz <daN>	AfEP I <cm>	σ <sub>r</sub> inf <daN/cm>
0.13	9	SLV	1	13	10.05	4689.19	2.47	1900.96
0.13	10	SLD	1	13	10.05	3681.3	2.47	1492.37
0.34	9	SLV	1	33.8	10.05	4406.71	2.35	1879.16

0.34	10	SLD	1	33.8	10.05	3398.82	2.35	1449.36
4.96	17	SLU	5	79	10.05	-6891.88	7.92	870.42
4.96	2	SLD	5	79	10.05	-5319	7.92	671.77
5.22	17	SLU	6	13	10.05	7346.69	8.06	911.33
5.22	10	SLD	6	13	10.05	4723.65	8.06	585.95
8.59	1	SLV	9	41.5	10.05	-870.46	0.68	1272.63
8.59	2	SLD	9	41.5	10.05	-576.51	0.68	842.87
11.95	17	SLU	12	78	10.05	-8109.41	7.05	1149.8
11.95	2	SLD	12	78	10.05	-5182.86	7.05	734.86
12.21	17	SLU	13	13	10.05	8177.13	7.21	1133.87
12.21	10	SLD	13	13	10.05	5210.43	7.21	722.5
15.58	9	SLV	16	41	10.05	888.23	0.69	1278.08
15.58	10	SLD	16	41	10.05	597.27	0.69	859.42
18.95	17	SLU	19	84	10.05	-7301.79	8.33	876.9
18.95	2	SLD	19	84	10.05	-4706.08	8.33	565.17
19.21	9	SLV	20	13	10.05	9122.66	8.89	1026.3
19.21	10	SLD	20	13	10.05	6281.38	8.89	706.65
22.45	1	SLV	23	27.6	10.05	-7729.74	3.81	2028.99
22.45	2	SLD	23	27.6	10.05	-4888.45	3.81	1283.17

**Staffe - Verifiche armatura**

CC	X0 <m>	X1 <m>	Lung. <m>	Staff.	AfE St. <cmq/m>	bw <m>	Vsdu <daN>	ctgθ	VRsd <daN>	VRcd <daN>	Vrdu <daN>	Sic.T
9 SLV	0.2	0.77	0.57	ø8/25 2 br.	4.02	0.25	4594.12	2.5	10372.2	22632.5	10372.2	2.26
1 SLV	0.77	4.32	3.56	ø8/25 2 br.	4.02	0.25	5464.5	2.5	10372.2	22632.5	10372.2	1.9
17 SLU	4.32	4.89	0.57	ø8/25 2 br.	4.02	0.25	6732.1	2.5	10372.2	22632.5	10372.2	1.54
17 SLU	5.29	5.86	0.57	ø8/25 2 br.	4.02	0.25	7186.92	2.5	10372.2	22632.5	10372.2	1.44
17 SLU	5.86	11.31	5.46	ø8/25 2 br.	4.02	0.25	6660	2.5	10372.2	22632.5	10372.2	1.56
17 SLU	11.31	11.88	0.57	ø8/25 2 br.	4.02	0.25	7949.64	2.5	10372.2	22632.5	10372.2	1.3
17 SLU	12.28	12.85	0.57	ø8/25 2 br.	4.02	0.25	8017.36	2.5	10372.2	22632.5	10372.2	1.29
17 SLU	12.85	18.32	5.47	ø8/25 2 br.	4.02	0.25	6727.72	2.5	10372.2	22632.5	10372.2	1.54
17 SLU	18.32	18.88	0.57	ø8/25 2 br.	4.02	0.25	7142.01	2.5	10372.2	22632.5	10372.2	1.45
9 SLV	19.28	19.84	0.57	ø8/25 2 br.	4.02	0.25	9027.6	2.5	10372.2	22632.5	10372.2	1.15
9 SLV	19.84	21.88	2.04	ø8/25 2 br.	4.02	0.25	8260.27	2.5	10372.2	22632.5	10372.2	1.26
1 SLV	21.88	22.45	0.57	ø8/25 2 br.	4.02	0.25	7729.74	2.5	10372.2	22632.5	10372.2	1.34

La trave è consolidata mediante l'introduzione di piastre metalliche che sono collegate alla trave in cemento armato in grado di assorbire il momento eccedente il momento resistente della trave in cemento armato stessa.

L'eccedenza massima è pari a  $M = M_y - M_{yR} = 17212.1 - 7947.62 = 9264.48$  daNm.

Tale momento viene trasferito alle piastre tramite barre M20 il cui braccio è pari a 75 cm:

$$9265 \text{ daNm} / 0.75 \text{ m} = 12353 \text{ daN.}$$

Pertanto la barra più sollecitata riceve un taglio pari a:  $V_{sd} = 12353 / 4 = 3088$  da N.

Il taglio resistente di una barra M20 vale:

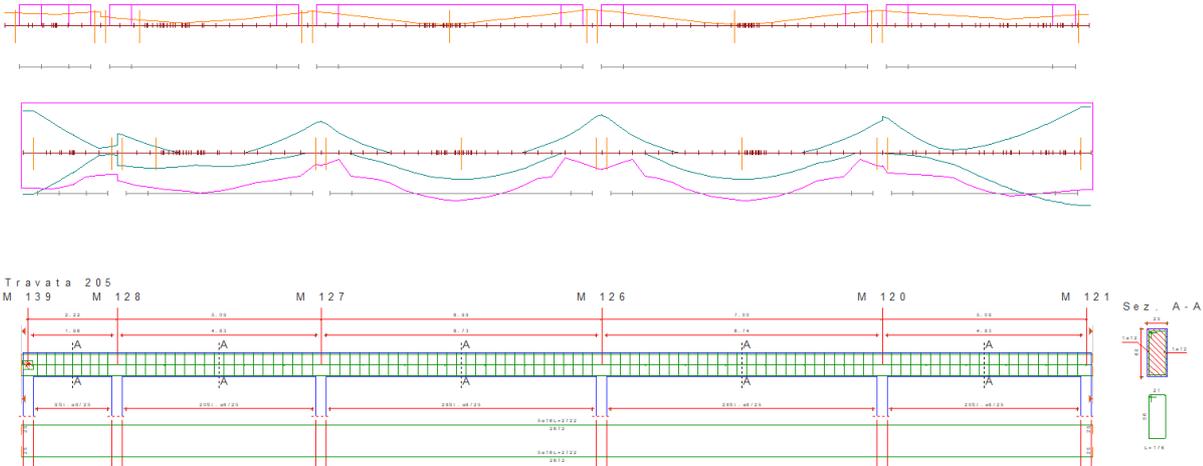
$$F_{v,rd} = 0.6 f_{tb} A_{res} / \gamma_{M2} = 0.6 \times 540 \text{ N/mm}^2 \times 245 \text{ mm}^2 / 1.25 = 6333 \text{ daN}$$

la loro portata a momento vale:

$$M_{rd} = 2 \times 275 \text{ N/mm}^2 \times 1/6 \times 20 \text{ mm} \times (300 \text{ mm})^2 / 1.05 = 15714 \text{ daNm}$$

**Travata 205**

L'armatura derivante dai saggi è di 5d16 all'intradosso e staffe d8/25. L'armatura è assunta pari a 5d16 anche all'estradosso. Di seguito si riporta il confronto fra le caratteristiche di sollecitazioni e gli enti resistenti. In taluni casi si ha un momento sollecitante maggiore del momento resistente in prossimità degli appoggi.



Sez.	Tipo	B <cm>	H <cm>	Cf sup <cm>	Cf inf <cm>	Fcm <daN/cmq>	Fctm <daN/cmq>	Fcd <daN/cmq>	Fcd (Tag) <daN/cmq>	Fctd <daN/cmq>	Fym <daN/cmq>	Fyd <daN/cmq>	Fyd (Tag) <daN/cmq>
10R		25	60	3.5	3.5	246	19.52	154.89	103.26	9.64	3150	2333.33	2028.99

**Stato limite ultimo - Ferri longitudinali - Verifiche armatura**

Xg <m>	CC	TCC	El	X <cm>	AfE S <cmq>	AfE I <cmq>	AfEP S <cmq>	AfEP I <cmq>	My <daNm>	Myu <daNm>	Sic.
0.13	9	SLV	1	209.07	10.05	10.05	10.05	6.83	10306.1	8668.84	0.841
2.09	9	SLV	1	13	10.05	10.05	10.05	4.03	-1692.88	-12656.8	7.476
2.35	9	SLV	2	13	10.05	10.05	10.05	5.59	3096.22	7138.58	2.306
3.18	9	SLV	2	96.2	10.05	10.05	10.05	6.88	3625.39	8741.09	2.411
7.18	9	SLV	6	79	10.05	10.05	10.05	2.08	-7618.07	-12623.5	1.657
7.44	17a	SLU	7	13	10.05	10.05	10.05	1.94	-7384.43	-12619	1.709
10.81	17c	SLU	10	41.5	10.05	10.05	10.05	9.33	6461.37	11762.4	1.820
14.17	17	SLU	13	78	10.05	10.05	10.05	2.85	-9216.67	-12645.2	1.372
14.43	17	SLU	14	13	10.05	10.05	10.05	2.78	-9017.73	-12643.6	1.402
17.8	17c	SLU	17	41	10.05	10.05	10.05	9.38	6480.59	11835.6	1.826
21.17	17	SLU	20	84	10.05	10.05	10.05	2.28	-7711.62	-12630.3	1.638
21.43	5	SLV	21	13	10.05	10.05	10.05	3.8	-8837.26	-12655.6	1.432
26.26	5	SLV	25	87	10.05	10.05	10.05	7.23	13106.3	9171.39	0.700
0.13	10	SLD	1	209.07	10.05	10.05	10.05	6.83	5274.14	8668.84	1.644
2.09	10	SLD	1	13	10.05	10.05	10.05	4.03	-1253.16	-12656.8	10.100
2.35	2	SLD	2	13	10.05	10.05	10.05	5.59	-2955.26	-12661.1	4.284
3.18	10	SLD	2	96.2	10.05	10.05	10.05	6.88	2377.94	8741.09	3.676
7.18	10	SLD	6	79	10.05	10.05	10.05	2.08	-6006.85	-12623.5	2.102
7.44	2	SLD	7	13	10.05	10.05	10.05	1.94	-5398.96	-12619	2.337
10.81	6	SLD	10	41.5	10.05	10.05	10.05	9.33	3370.95	11762.4	3.489
14.17	10	SLD	13	78	10.05	10.05	10.05	2.85	-6916.92	-12645.2	1.828
14.43	2	SLD	14	13	10.05	10.05	10.05	2.78	-6559.04	-12643.6	1.928
17.8	14	SLD	17	41	10.05	10.05	10.05	9.38	3537.56	11835.6	3.346
21.17	10	SLD	20	84	10.05	10.05	10.05	2.28	-6152.81	-12630.3	2.053
21.43	6	SLD	21	13	10.05	10.05	10.05	3.8	-6843.99	-12655.6	1.849
26.26	6	SLD	25	87	10.05	10.05	10.05	7.23	7216.71	9171.39	1.271

**Stato limite ultimo - Ferri longitudinali - Verifiche armatura a taglio**

Xg <m>	CC	TCC	El	X <cm>	AfE I <cmq>	Tz <daN>	AfEP I <cmq>	σ <sub>f</sub> inf <daN/cmq>
0.13	1	SLV	1	209.07	10.05	-6548.07	3.23	2028.99
0.13	2	SLD	1	209.07	10.05	-3990.95	3.23	1236.64
2.09	9	SLV	1	13	10.05	6897.11	6.02	1145.43
2.09	10	SLD	1	13	10.05	4339.99	6.02	720.76
2.35	17	SLU	2	13	10.05	4460.46	4.46	999.44
2.35	2	SLD	2	13	10.05	3465.1	4.46	776.41
3.18	1	SLV	2	96.2	10.05	3021.72	3.17	953.54
3.18	2	SLD	2	96.2	10.05	2335.17	3.17	736.89
7.18	17	SLU	6	79	10.05	-6627.26	7.98	830.9
7.18	10	SLD	6	79	10.05	-4778.6	7.98	599.12
7.44	17	SLU	7	13	10.05	7391.53	8.11	911.45
7.44	2	SLD	7	13	10.05	4797.23	8.11	591.55
10.81	9	SLV	10	41.5	10.05	-930.24	0.73	1278.58
10.81	10	SLD	10	41.5	10.05	-600.32	0.73	825.11
14.17	17	SLU	13	78	10.05	-8064.58	7.21	1119.13
14.17	10	SLD	13	78	10.05	-5206.69	7.21	722.54
14.43	17	SLU	14	13	10.05	7932.21	7.27	1091.18
14.43	2	SLD	14	13	10.05	5126.73	7.27	705.25
17.8	1	SLV	17	41	10.05	851.76	0.67	1274.46
17.8	2	SLD	17	41	10.05	513.59	0.67	768.47
21.17	17	SLU	20	84	10.05	-7546.75	7.78	970.45
21.17	10	SLD	20	84	10.05	-4898.47	7.78	629.9

21.43	5	SLV	21	13	10.05	7587.05	6.25	1214.06
21.43	6	SLD	21	13	10.05	6072.1	6.25	971.64
26.26	13	SLV	25	87	10.05	-5724.33	2.82	2028.99
26.26	14	SLD	25	87	10.05	-4209.4	2.82	1492.02

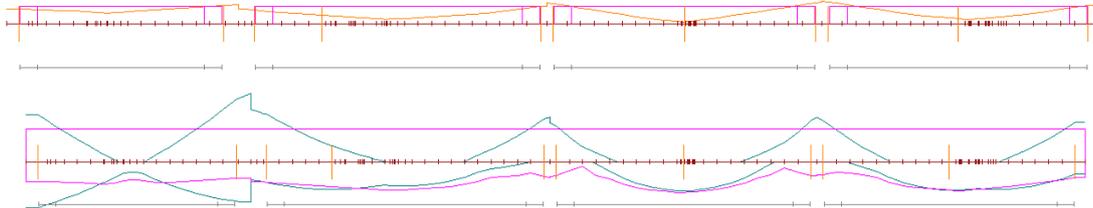
**Staffe - Verifiche armatura**

CC	X0 <m>	X1 <m>	Lung. <m>	Staff.	AfE St. <cmq/m>	bw <m>	Vsdu <daN>	ctgθ	VRsd <daN>	VRcd <daN>	Vrdu <daN>	Sic.T	
1	SLV	0.2	0.77	0.57	ø8/25 2 br.	4.02	0.25	6511.87	2.5	10372.2	22632.5	10372.2	1.59
1	SLV	0.77	1.46	0.69	ø8/25 2 br.	4.02	0.25	6065.04	2.5	10372.2	22632.5	10372.2	1.71
9	SLV	1.46	2.02	0.57	ø8/25 2 br.	4.02	0.25	6802.04	2.5	10372.2	22632.5	10372.2	1.52
17	SLU	2.42	2.99	0.57	ø8/25 2 br.	4.02	0.25	4300.68	2.5	10372.2	22632.5	10372.2	2.41
17	SLU	2.99	6.55	3.56	ø8/25 2 br.	4.02	0.25	5177.85	2.5	10372.2	22632.5	10372.2	2
17	SLU	6.55	7.11	0.57	ø8/25 2 br.	4.02	0.25	6467.49	2.5	10372.2	22632.5	10372.2	1.6
17	SLU	7.51	8.08	0.57	ø8/25 2 br.	4.02	0.25	7231.76	2.5	10372.2	22632.5	10372.2	1.43
17	SLU	8.08	13.54	5.46	ø8/25 2 br.	4.02	0.25	6615.16	2.5	10372.2	22632.5	10372.2	1.57
17	SLU	13.54	14.1	0.57	ø8/25 2 br.	4.02	0.25	7904.8	2.5	10372.2	22632.5	10372.2	1.31
17	SLU	14.5	15.07	0.57	ø8/25 2 br.	4.02	0.25	7772.43	2.5	10372.2	22632.5	10372.2	1.33
17	SLU	15.07	20.54	5.47	ø8/25 2 br.	4.02	0.25	6482.8	2.5	10372.2	22632.5	10372.2	1.6
17	SLU	20.54	21.1	0.57	ø8/25 2 br.	4.02	0.25	7386.97	2.5	10372.2	22632.5	10372.2	1.4
5	SLV	21.5	22.07	0.57	ø8/25 2 br.	4.02	0.25	7491.99	2.5	10372.2	22632.5	10372.2	1.38
5	SLV	22.07	25.63	3.56	ø8/25 2 br.	4.02	0.25	6724.66	2.5	10372.2	22632.5	10372.2	1.54
13	SLV	25.63	26.19	0.57	ø8/25 2 br.	4.02	0.25	5629.26	2.5	10372.2	22632.5	10372.2	1.84

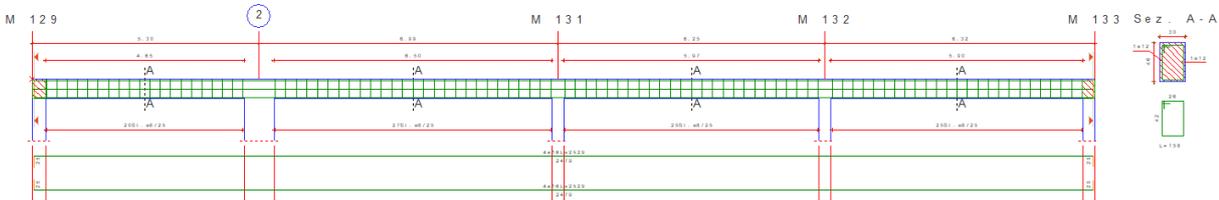
La trave è consolidata in modo analogo alla precedente; le sollecitazioni sono però inferiori in quanto pari a  $M = M_y - M_{y_u} = 13106.3 - 9171.39 = 3934.91 \text{ daNm}$

**Travata 101**

L'armatura derivante dai saggi è di 1d16 all'intradosso nell'angolo inferiore della trave e staffe d8/25. L'armatura della trave è di 4 d16 all'intradosso ed all'estradosso. Non è possibile verificare la presenza di cavallotti. Di seguito si riporta il confronto fra le caratteristiche di sollecitazione e gli enti resistenti. In taluni casi si ha un superamento del momento resistente sugli appoggi. Si ha anche un taglio sollecitante maggiore del taglio resistente in prossimità degli appoggi.



Travata 101



Sez.	Tipo	B <cm>	H <cm>	Cf sup <cm>	Cf inf <cm>	Fcm <daN/cmq>	Fctm <daN/cmq>	Fcd <daN/cmq>	Fcd (Tag) <daN/cmq>	Fctd <daN/cmq>	Fym <daN/cmq>	Fyd <daN/cmq>	Fyd (Tag) <daN/cmq>
28	R	30	46	3.5	3.5	246	19.52	154.89	103.26	9.64	3150	2333.33	2028.99

**Stato limite ultimo - Ferri longitudinali - Verifiche armatura**

Xg <m>	CC	TCC	EL	X <cm>	AfE S <cmq>	AfE I <cmq>	AfEP S <cmq>	AfEP I <cmq>	My <daNm>	Myu <daNm>	Sic.
0.3	1	SLV	1	30	8.04	8.04	8.04	4.78	10902.2	4615.54	0.423
4.95	9	SLV	1	494.69	8.04	8.04	8.04	3.99	9354.08	3893.52	0.416
5.65	9	SLV	2	35	8.04	8.04	8.04	4.99	-11182.8	-7593.79	0.679
7.19	1	SLV	2	189.07	8.04	8.04	8.04	6.17	6530.28	5886.21	0.901
12.15	1	SLV	2	685.25	8.04	8.04	8.04	3.57	-9973.42	-7594.61	0.761
12.43	17	SLU	3	14	8.04	8.04	8.04	3.23	-8448.79	-7594.86	0.899
15.42	17c	SLU	3	312.56	8.04	8.04	8.04	7.66	6876.8	7243.31	1.053
18.4	17	SLU	3	611.13	8.04	8.04	8.04	3.39	-9742.67	-7594.73	0.780
18.68	9	SLV	4	14	8.04	8.04	8.04	3.19	-9766.18	-7594.84	0.778

21.63	17c	SLU	4	308.82	8.04	8.04	8.04	7.01	6705.6	6647.93	0.991
24.58	1	SLV	4	603.65	8.04	8.04	8.04	3.67	-9227.21	-7594.57	0.823
0.32		SLD	1	30	8.04	8.04	8.04	4.78	5629.14	4615.54	0.820
4.95	2	SLD	1	494.69	8.04	8.04	8.04	3.99	-9379.85	-7594.32	0.810
5.65	10	SLD	2	35	8.04	8.04	8.04	4.99	-7624.97	-7593.79	0.996
7.19	2	SLD	2	189.07	8.04	8.04	8.04	6.17	4086.3	5886.21	1.440
12.15	2	SLD	2	685.25	8.04	8.04	8.04	3.57	-7892.1	-7594.61	0.962
12.43	10	SLD	3	14	8.04	8.04	8.04	3.23	-6247.29	-7594.86	1.216
15.42	10	SLD	3	312.56	8.04	8.04	8.04	7.66	3286.62	7243.31	2.204
18.4	2	SLD	3	611.13	8.04	8.04	8.04	3.39	-7194.61	-7594.73	1.056
18.68	10	SLD	4	14	8.04	8.04	8.04	3.19	-8027.63	-7594.84	0.946
21.63	10	SLD	4	308.82	8.04	8.04	8.04	7.01	4694.34	6647.93	1.416
24.58	2	SLD	4	603.65	8.04	8.04	8.04	3.67	-6513.16	-7594.57	1.166

**Stato limite ultimo - Ferri longitudinali - Verifiche armatura a taglio**

Xg <m>	CC	TCC	EL	X <cm>	AfE I <cmq>	Tz <daN>	AfEP I <cmq>	σ <sub>r</sub> inf <daN/cmq>
0.3	9	SLV	1	30	8.04	6620.7	3.26	2028.99
0.3	10	SLD	1	30	8.04	4452.44	3.26	1364.5
4.95	1	SLV	1	494.69	8.04	-8225.5	4.05	2028.99
4.95	2	SLD	1	494.69	8.04	-6057.24	4.05	1494.14
5.65	17	SLU	2	35	8.04	6198.98	3.06	2028.99
5.65	10	SLD	2	35	8.04	4955.39	3.06	1621.95
7.19	9	SLV	2	189.07	8.04	3795.78	1.87	2028.99
7.19	10	SLD	2	189.07	8.04	2928.58	1.87	1565.44
12.15	17	SLU	2	685.25	8.04	-7923.46	4.47	1773.34
12.15	2	SLD	2	685.25	8.04	-6014.95	4.47	1346.2
12.43	17	SLU	3	14	8.04	8996.45	4.81	1869.8
12.43	10	SLD	3	14	8.04	5951.63	4.81	1236.97
15.42	1	SLV	3	312.56	8.04	-777.78	0.38	2028.99
15.42	2	SLD	3	312.56	8.04	-477.42	0.38	1245.43
18.4	17	SLU	3	611.13	8.04	-9429.82	4.65	2028.99
18.4	2	SLD	3	611.13	8.04	-6194.42	4.65	1332.83
18.68	17	SLU	4	14	8.04	9846.92	4.85	2028.99
18.68	10	SLD	4	14	8.04	6992.42	4.85	1440.81
21.63	9	SLV	4	308.82	8.04	2101.99	1.04	2028.99
21.63	10	SLD	4	308.82	8.04	1347.03	1.04	1300.24
24.58	17	SLU	4	603.65	8.04	-8348.55	4.38	1907.48
24.58	2	SLD	4	603.65	8.04	-6085.42	4.38	1390.4

**Staffe - Verifiche armatura**

CC	X0 <m>	X1 <m>	Lung. <m>	Staff.	AfE St. <cmq/m>	bw <m>	Vsdu <daN>	ctgθ	VRsd <daN>	VRcd <daN>	Vrdu <daN>	Sic.T	
9	SLV	0.3	0.72	0.42	ø8/25 2 br.	4.02	0.3	6620.7	2.5	7802.08	20429.3	7802.08	1.18
1	SLV	0.72	4.52	3.8	ø8/25 2 br.	4.02	0.3	7666.41	2.5	7802.08	20429.3	7802.08	1.02
1	SLV	4.52	4.95	0.42	ø8/25 2 br.	4.02	0.3	8225.5	2.5	7802.08	20429.3	7802.08	0.95
17	SLU	5.65	6.07	0.42	ø8/25 2 br.	4.02	0.3	6198.98	2.5	7802.08	20429.3	7802.08	1.26
17	SLU	6.07	11.72	5.65	ø8/25 2 br.	4.02	0.3	6679.51	2.5	7802.08	20429.3	7802.08	1.17
17	SLU	11.72	12.15	0.42	ø8/25 2 br.	4.02	0.3	7923.46	2.5	7802.08	20429.3	7802.08	0.98
17	SLU	12.43	12.85	0.42	ø8/25 2 br.	4.02	0.3	8996.45	2.5	7802.08	20429.3	7802.08	0.87
17	SLU	12.85	17.98	5.12	ø8/25 2 br.	4.02	0.3	8118.34	2.5	7802.08	20429.3	7802.08	0.96
17	SLU	17.98	18.4	0.42	ø8/25 2 br.	4.02	0.3	9429.82	2.5	7802.08	20429.3	7802.08	0.83
17	SLU	18.68	19.11	0.42	ø8/25 2 br.	4.02	0.3	9846.92	2.5	7802.08	20429.3	7802.08	0.79
17	SLU	19.11	24.15	5.05	ø8/25 2 br.	4.02	0.3	8535.44	2.5	7802.08	20429.3	7802.08	0.91
17	SLU	24.15	24.58	0.42	ø8/25 2 br.	4.02	0.3	8348.55	2.5	7802.08	20429.3	7802.08	0.93

La trave è consolidata mediante l'introduzione di piastre metalliche che sono collegate alla trave in cemento armato in grado di assorbire il taglio eccedente il taglio resistente della trave in cemento armato stessa. Il valore massimo di tale taglio eccedente è pari a  $T = V_{sdu} - V_{rdu} = 9846.92 - 7802.08 = 2045 \text{ daN}$ ; la porzione di trave in cui non è soddisfatta la verifica è lunga circa 1 m, pertanto tale taglio è quello che deve essere effettivamente trasmesso alla piastra di rinforzo. Occorre inoltre che la piastra possa assorbire il momento in eccedenza degli appoggi. L'eccedenza massima è pari a  $M = M_y - M_{yu} = 9354.08 - 3893.52 = -5461 \text{ daNm}$ . Tale momento viene trasferito alle piastre tramite barre M20 il cui braccio è pari a 60 cm:  $5461 \text{ daNm} / 0.60 \text{ m} = 9102 \text{ daN}$ . Pertanto la barra più sollecitata riceve un taglio pari a:  $V_{sd} = 9102/4 + 2045/16 = 2403 \text{ daN}$ .

Il taglio resistente di una barra M20 vale:

$$F_{v,rd} = 0.6 f_{tb} A_{res} / \gamma_{M2} = 0.6 \times 540 \text{ N/mm}^2 \times 245 \text{ mm}^2 / 1.25 = 6333 \text{ daN}$$

Le piastre sono alte 200 mm e spesse 20 mm; il loro taglio resistente vale:

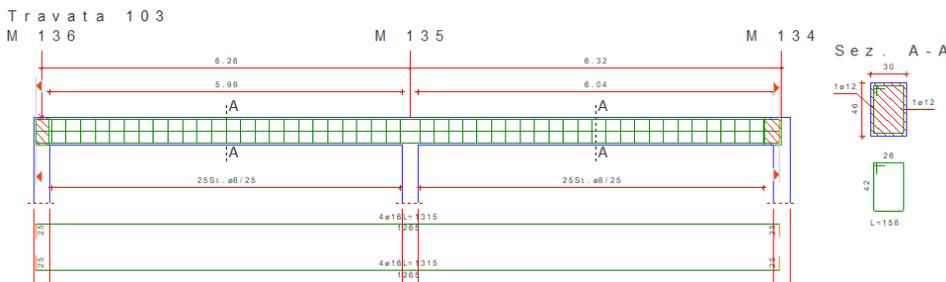
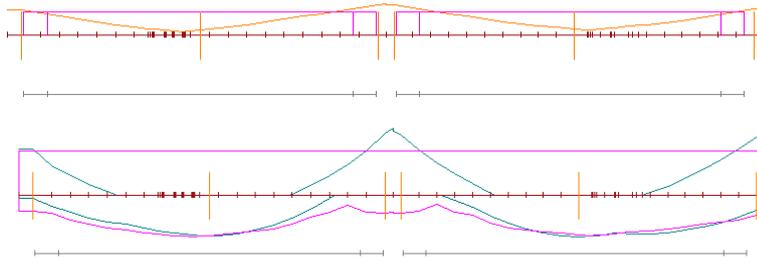
$$V_{rd} = 2 \times 275 \text{ N/mm}^2 \times 200 \text{ mm} \times 20 \text{ mm} / 1.05 = 209523 \text{ daN}$$

Il loro momento resistente vale:

$$M_{rd} = 2 \times 275 \text{ N/mm}^2 \times 1/6 \times 20 \text{ mm} \times (200 \text{ mm})^2 / 1.05 = 7333 \text{ daNm}$$

### Travata 103

L'armatura derivante dai saggi è di 1d16 all'intradosso nell'angolo inferiore della trave e staffe d8/25. L'armatura della trave è di 4 d16 all'intradosso ed all'estradosso. Non è possibile verificare la presenza di cavallotti. Di seguito si riporta il confronto fra le caratteristiche di sollecitazioni e gli enti resistenti. In taluni casi si ha un superamento del momento resistente sugli appoggi. Si ha un taglio sollecitante maggiore del taglio resistente in prossimità degli appoggi.



Sez.	Tipo	B <cm>	H <cm>	Cf sup <cm>	Cf inf <cm>	Fcm <daN/cm>	Fctm <daN/cm>	Fcd <daN/cm>	Fcd (Tag) <daN/cm>	Fctd <daN/cm>	Fym <daN/cm>	Fyd <daN/cm>	Fyd (Tag) <daN/cm>
28R		30	46	3.5	3.5	246	19.52	154.89	103.26	9.64	3150	2333.33	2028.99

#### Stato limite ultimo - Ferri longitudinali - Verifiche armatura

Xg <cm>	CC	TCC	EL	X <cm>	AfE S <cm>	AfE I <cm>	AfEP S <cm>	AfEP I <cm>	My <daNm>	Myu <daNm>	Sic.
0.14	17a	SLU	1	611.89	8.04	8.04	8.04	2.69	-7879.22	-7595.32	0.964
3.13	17c	SLU	1	312.94	8.04	8.04	8.04	7.22	6894.32	6840.5	0.992
6.12	17	SLU	1	14	8.04	8.04	8.04	3.04	-10717	-7594.96	0.709
6.4	17	SLU	2	617.65	8.04	8.04	8.04	3.11	-10260.4	-7594.97	0.740
9.42	17c	SLU	2	315.82	8.04	8.04	8.04	7.04	7027.8	6674.73	0.950
12.44	1	SLV	2	14	8.04	8.04	8.04	3.34	-9966.1	-7594.79	0.762
0.14	2	SLD	1	611.89	8.04	8.04	8.04	2.69	-5240.87	-7595.32	1.449
3.13	10	SLD	1	312.94	8.04	8.04	8.04	7.22	4249.83	6840.5	1.610
6.12	10	SLD	1	14	8.04	8.04	8.04	3.04	-8180.62	-7594.96	0.928
6.4	2	SLD	2	617.65	8.04	8.04	8.04	3.11	-8328.98	-7594.97	0.912
9.42	10	SLD	2	315.82	8.04	8.04	8.04	7.04	4741.44	6674.73	1.408
12.44	2	SLD	2	14	8.04	8.04	8.04	3.34	-7145.65	-7594.79	1.063

#### Stato limite ultimo - Ferri longitudinali - Verifiche armatura a taglio

Xg <cm>	CC	TCC	EL	X <cm>	AfE I <cm>	Tz <daN>	AfEP I <cm>	σ <sub>f</sub> inf <daN/cm>
0.14	17	SLU	1	611.89	8.04	-8294.68	5.35	1549.67
0.14	2	SLD	1	611.89	8.04	-5751.72	5.35	1074.58
3.13	9	SLV	1	312.94	8.04	1673.65	0.82	2028.99
3.13	10	SLD	1	312.94	8.04	1164.98	0.82	1412.32
6.12	17	SLU	1	14	8.04	10155.1	5	2028.99
6.12	10	SLD	1	14	8.04	6889.26	5	1376.48
6.4	17	SLU	2	617.65	8.04	-10001.8	4.93	2028.99
6.4	10	SLD	2	617.65	8.04	-7074.4	4.93	1435.12
9.42	9	SLV	2	315.82	8.04	-2042.28	1.01	2028.99
9.42	10	SLD	2	315.82	8.04	-1294.97	1.01	1286.55
12.44	17	SLU	2	14	8.04	8625.65	4.7	1835.84
12.44	2	SLD	2	14	8.04	6243.65	4.7	1328.86

Staffe - Verifiche armatura

CC	X0 <m>	X1 <m>	Lung. <m>	Staff.	AfE St. <cmq/m>	bw <m>	Vsdu <daN>	ctgθ	VRsd <daN>	VRed <daN>	Vrdu <daN>	Sic. T
17 SLU	0.14	0.56	0.42	ø8/25 2 br.	4.02	0.3	8294.68	2.5	7802.08	20429.3	7802.08	0.94
17 SLU	0.56	5.69	5.13	ø8/25 2 br.	4.02	0.3	8843.57	2.5	7802.08	20429.3	7802.08	0.88
17 SLU	5.69	6.12	0.42	ø8/25 2 br.	4.02	0.3	10155.1	2.5	7802.08	20429.3	7802.08	0.77
17 SLU	6.4	6.82	0.42	ø8/25 2 br.	4.02	0.3	10001.8	2.5	7802.08	20429.3	7802.08	0.78
17 SLU	6.82	11.87	5.05	ø8/25 2 br.	4.02	0.3	8690.34	2.5	7802.08	20429.3	7802.08	0.9
17 SLU	11.87	12.3	0.42	ø8/25 2 br.	4.02	0.3	8193.64	2.5	7802.08	20429.3	7802.08	0.95

La trave è consolidata mediante l'introduzione di piastre metalliche che sono collegate alla trave in cemento armato in grado di assorbire il taglio eccedente il taglio resistente della trave in cemento armato stessa. Il valore massimo di tale taglio eccedente è pari a  $T = V_{sdu} - V_{rdu} = 10155.1 - 7802.08 = 2353.02$  daN; la porzione di trave in cui non è soddisfatta la verifica è lunga circa 1 m, pertanto tale taglio è quello che deve essere effettivamente trasmesso alla piastra di rinforzo.

Occorre inoltre che la piastra possa assorbire il momento in eccedenza degli appoggi. L'eccedenza massima è pari a  $M = M_y - M_{yu} = -10260 - (-7594) = -2666$  daNm. Tale momento viene trasferito alle piastre tramite le barre M20 dianzi indicate il cui braccio è pari a 60 cm:  $2666 \text{ daNm} / 0.60 \text{ m} = 4443$  daN. Pertanto la barra più sollecitata riceve un taglio pari a:

$$V_{sd} = 4443/4 + 2353/16 = 1258 \text{ daN.}$$

Il taglio resistente di una barra M20 vale:

$$F_{v,rd} = 0.6 f_{tb} A_{res} / \gamma_{M2} = 0.6 \times 540 \text{ N/mm}^2 \times 245 \text{ mm}^2 / 1.25 = 6333 \text{ daN}$$

Le piastre sono alte 200 mm e spesse 20 mm; il loro taglio resistente vale:

$$V_{rd} = 2 \times 275 \text{ N/mm}^2 \times 200 \text{ mm} \times 20 \text{ mm} / 1.05 = 209523 \text{ daN}$$

Il loro momento resistente:

$$M_{rd} = 2 \times 275 \text{ N/mm}^2 \times 1/6 \times 20 \text{ mm} \times (200 \text{ mm})^2 / 1.05 = 7333 \text{ daNm}$$

### 11.10 Valutazione dell'indice di rischio

L'indice di rischio è pari a 1.037, desumibile dalla verifica a flessione della trave 137.

## 12 Verifica Solai Copertura

### 12.1 Tipologie esistenti

I solai presenti in copertura sono di due diverse tipologie:

- Solaio copertura palestra: solaio 20 cm con struttura in laterocemento avente travetti in c.a. di larghezza 13 cm ed altezza 20 cm ad interasse 50 cm privi di soletta; l'armatura inferiore rilevata è di 2 d12.
- Solaio copertura spogliatoi: solaio 21+5 cm con struttura in laterocemento avente travetti in c.a. di larghezza 16 cm ed altezza 26 cm ad interasse 50 cm privi di soletta; l'armatura inferiore rilevata è di 2 d12.

### 12.2 Solaio copertura palestra

Peso proprio solaio 2.00 kN/mq

Permanenti 0.90 kN/mq

Accidentali 1.00 kN/mq

**Sommario 3.90 kN/mq**

Schema statico e carichi su area influenza larghezza 50 cm:

Luce di calcolo:  $L=650$  cm;  
 Carico permanente:  $qGk=2.90 \times 0.50=1.45$  kN/ml  
 Carico variabile:  $qQk=1.00 \times 0.50=0.50$  kg/ml

**Verifica SLU**

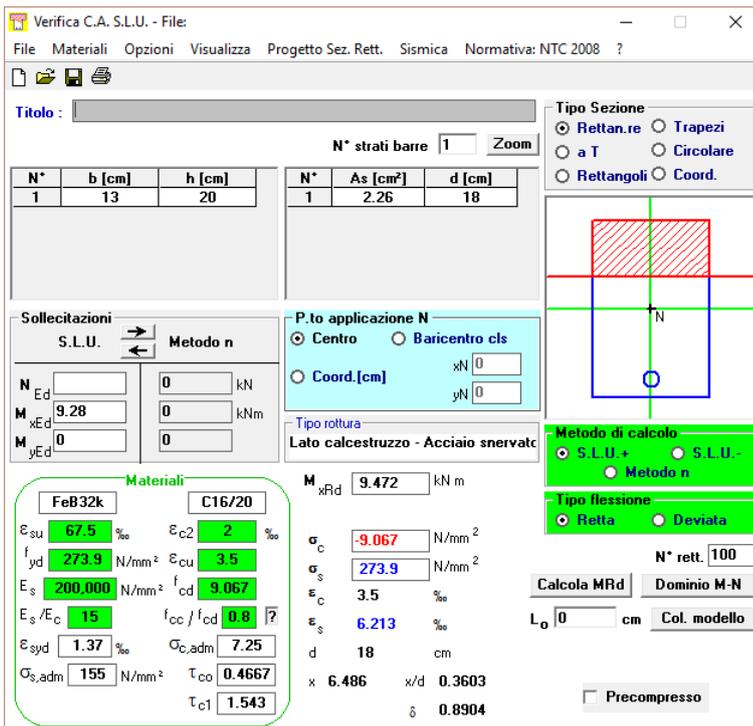
Combinazione di carico:  $1.3 \times Gk + 1.5 \times Qk \Rightarrow q = 1.3 \times 1.45 + 1.5 \times 0.50 = 2.64$  kN/m

Uno schema dei momenti flettenti possibile è il seguente:

mezzeria  $qL^2/12$

$M_s=9.28$  kNm

$T_s=8.58$  kN



Sollecitazioni resistenti - coefficiente di sicurezza (FS)

$MRd=9.47$  kNm -  $FS=1.02$

Di seguito si riporta la verifica a taglio.

Sforzi di taglio				k	$v_{min}$	d (mm)	$f_{ck}$ (N/mm <sup>2</sup> )	$R_{ck}$ (N/mm <sup>2</sup> )	$A_{sl}$ (mm <sup>2</sup> )	$b_w$ (mm)	$\rho_1$ (N/mm <sup>2</sup> )	$\gamma_c$
$T_{appoggio\ sx}$	8.58 KN	$V_{Rd, appoggio\ sx}$	13.99 KN	2.054	0.412	180	16	20	226	130	0.0097	1.5

$TRd=13.99$  kNm -  $FS=1,63$

**12.3 Solaio Piano copertura spogliatoi**

Il solaio è stato consolidato con un intervento successivo alla sua realizzazione originale. Si utilizzano le caratteristiche dei materiali del manufatto originario a favore di sicurezza.

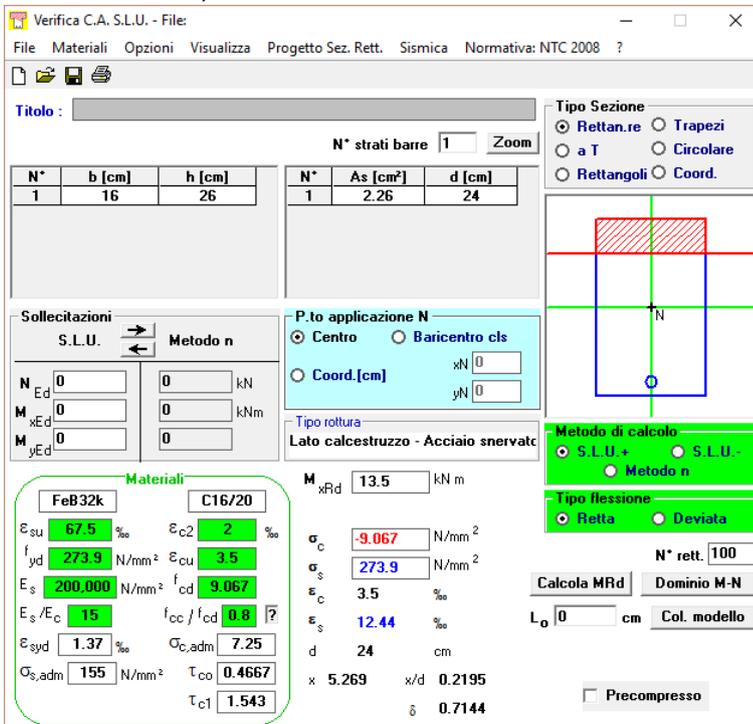
Peso proprio solaio  $3.00$  kN/mq  
 Permanenti  $2.00$  kN/mq  
 Accidentali  $1.00$  kN/mq  
**Sommano  $6.00$  kN/mq**

Schema statico e carichi su area influenza larghezza  $50$  cm:

Luce di calcolo:  $L=570$  cm;  
 Carico permanente:  $qGk=5.00 \times 0.50=2.50$  kN/ml  
 Carico variabile:  $qQk=1.00 \times 0.50=0.50$  kg/ml

**Verifica SLU**

Combinazione di carico:  $1.3xG_k + 1.5xQ_k \Rightarrow q = 1.3x2.50 + 1.5x0.50 = 4.00 \text{ kN/m}$   
 Uno schema dei momenti flettenti possibile è il seguente:  
 mezzeria ql2/10  
 $M_s = 13.00 \text{ kNm}$ ,  $T_s = 11.40 \text{ kN}$



Sollecitazioni resistenti - coefficiente di sicurezza (FS)  
 $MR_d = 13.50 \text{ kNm}$  - FS=1.04

Di seguito si riporta la verifica a taglio.

Sforzi di taglio				k	$v_{min}$	d (mm)	$f_{ck}$ (N/mm <sup>2</sup> )	$R_{ck}$ (N/mm <sup>2</sup> )	$A_{sl}$ (mm <sup>2</sup> )	$b_w$ (mm)	$\rho_1$ (N/mm <sup>2</sup> )	$\gamma_C$
$T_{appoggio\ sx}$	11.40 KN	$V_{Rd, appoggio\ sx}$	18.61 KN	1.913	0.370	240	16	20	226	160	0.0059	1.5

$TR_d = 18.61 \text{ kNm}$  - FS=1.38

## 13 VERIFICA DEI TAMPONAMENTI

### 13.1 CARATTERISTICHE DELLA SOLLECITAZIONE

Gli effetti dell'azione sismica su tali elementi deve essere stimata applicando una forza orizzontale  $F_a$  definita come segue:

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

dove:

$F_a$  è la forza sismica orizzontale agente al centro di massa dell'elemento non strutturale nella direzione più sfavorevole;

$W_a$  è il peso dell'elemento;

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

$q_a$  è il fattore di struttura dell'elemento.

In mancanza di analisi più accurate,  $S_a$  si calcola nel seguente modo:

$$S_a = \alpha \cdot S \cdot \left[ \frac{3 \cdot (1 + Z/H)}{1 + (1 - T_a/T_1)^2} - 0,5 \right]$$

dove:

$\alpha$  è il rapporto tra l'accelerazione massima del terreno  $a_g$  su sottosuolo tipo A da considerare nello stato limite in esame (v. § 3.2.1) e l'accelerazione di gravità  $g$ ;

$S$  è il coefficiente che tiene conto della categoria di sottosuolo e delle condizioni topografiche secondo quanto riportato nel § 3.2.3.2.1;

$T_a$  è il periodo fondamentale di vibrazione dell'elemento non strutturale;

$T_1$  è il periodo fondamentale di vibrazione della costruzione nella direzione considerata;

$Z$  è la quota del baricentro dell'elemento non strutturale misurata a partire dal piano di fondazione (v. § 3.2.2);

$H$  è l'altezza della costruzione misurata a partire dal piano di fondazione

Il valore del coefficiente sismico  $S_a$  non può essere assunto minore di  $\alpha S$ .

In assenza di specifiche determinazioni, per  $q_a$  si possono assumere i valori riportati in Tab. 7.2.1:

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

Vista la necessità di valutare il comportamento delle pareti interne ed esterne, si assume  $q_a=2$ .

Il periodo  $T_a$  si calcola con la seguente espressione:  $T_a = (2 h^2/\pi) \cdot \sqrt{[(W_a/g)/EI]}$  dove:

$E_m$  è il modulo elastico della muratura

$I_m$  è il momento di inerzia della sezione trasversale della tamponatura calcolato rispetto all'asse ortogonale alla forza  $F_a$ .

La precedente formula deriva dalla valutazione del periodo proprio di una trave semplicemente appoggiata con massa distribuita a partire dalla più generale formula applicabile ai sistemi SDOF (single degree of freedom):

$T_a = (2 \pi) \cdot \sqrt{[(M/K)]}$  con  $K$  la rigidezza espressa in N/m.

Si riportano di seguito i calcoli effettuati per il progetto degli elementi non strutturali presenti. A tale proposito, la verifica è stata effettuata su un maschio murario, di larghezza convenzionale pari a 1 m.

Date le coordinate del sito di edificazione

latitudine in gradi decimali: 44.074486

longitudine in gradi decimali: 11.611906

Categoria di suolo: B

Categoria topografica: T1

L'azione sismica di progetto è data dallo spettro di progetto per la componente orizzontale dell'azione sismica, valutato a partire dallo spettro di risposta elastico di normativa tramite il fattore di struttura  $q$ . I valori dei coefficienti  $S_s$  e  $S_T$  sono ottenuti in funzione del tipo di suolo e della categoria topografica dalle seguenti relazioni, valide per tutti i valori dei parametri indipendenti  $a_g$ ,  $F_0$  e  $T^*_c$ .

Categoria sottosuolo	$S_s$	$C_c$
----------------------	-------	-------

<b>A</b>	1.00	1.00
<b>B</b>	$1.00 \leq 1.40 - 0.40 \cdot F_o \cdot a_g/g \leq 1.20$	$1.10 \cdot (T^*c)^{-0.20}$
<b>C</b>	$1.00 \leq 1.70 - 0.60 \cdot F_o \cdot a_g/g \leq 1.50$	$1.05 \cdot (T^*c)^{-0.33}$
<b>D</b>	$0.90 \leq 2.40 - 1.50 \cdot F_o \cdot a_g/g \leq 1.80$	$1.25 \cdot (T^*c)^{-0.50}$
<b>E</b>	$1.00 \leq 2.00 - 1.10 \cdot F_o \cdot a_g/g \leq 1.60$	$1.15 \cdot (T^*c)^{-0.40}$

Tab. 3.2.V

<b>Categoria topografica</b>	<b>Ubicazione opera o intervento</b>	<b>S<sub>T</sub></b>
<b>T1</b>	---	1.00
<b>T2</b>	<i>In corrispondenza di sommità di pendio</i>	1.20
<b>T3</b>	<i>In corrispondenza di cresta di rilievo</i>	1.20
<b>T4</b>	<i>In corrispondenza di cresta di rilievo</i>	1.40

Tab. 3.2.VI

$S = S_s \cdot S_t$  con  $T_c = 0.304$  s si ha che:  
 $S_s = 1.164$  coefficiente di amplificazione (Tab. 3.2.V)  
 $S_t = 1$  coefficiente di amplificazione topografica (Tab. 3.2.VI); pertanto:

$$S = 1.164$$

l'accelerazione viene desunta dal grafico riportato nella relazione geologica e riportato nel paragrafo apposito della presente relazione:

$$\alpha = a_g/g = 0.482$$

Il tamponamento è costituito da un forato di spessore 26 cm con l'intonaco sui due lati; il suo peso, comprensivo di intonaco, è stimato 300 kg/mq. Pertanto, considerando una striscia di 1 m:

$$W_a = 300 \text{ kg/m}^2 \cdot 2.40 \text{ m} \cdot 1 \text{ m} = 720 \text{ kg}; \quad J_m = 1/12 \cdot 100 \cdot 29^3 = 203242 \text{ cm}^4$$

Le caratteristiche meccaniche della muratura sono assunte come segue:

$$f_k = 3.5 \text{ N/mm}^2; \quad f_d = f_k / \gamma_m = 3.5/2 = 1.75 \text{ kg/cm}^2; \quad E = 30591 \text{ kg/cm}^2$$

$$T_a = (2 h^2 / \pi) \cdot \sqrt{[(W_a/g)/EI]} = 2 \cdot (260 \text{ cm})^2 / \pi \cdot \sqrt{[780 \text{ kg} / (30591 \text{ kg/cm}^2 \cdot 203242 \text{ cm}^4 \cdot 981 \text{ cm/s}^2)]} = 0.398 \text{ s}$$

$$T_1 = 0.18 \text{ s (secondo modo)}$$

$$S_a = 0.482 \cdot 1.164 \cdot [(3 \cdot (1 + 2.4 \text{ m} / 2 / 12 \text{ m})) / (1 + (1 - 0.398 / 0.18)^2) - 0.5] = 0.561$$

$$F_a = 0.561 \cdot 720 \text{ kg} / 2 = 202 \text{ kg}$$

### 13.2 CALCOLO DEL CORDOLO DI CONSOLIDAMENTO

Come detto si consolida il tamponamento ponendo in aderenza ad esso due cordoli: uno in testa ed uno a metà altezza (a circa 1.2 m dal p.c.); i cordoli hanno sezione 30x20 cmq; il cordolo centrale è sollecitato da una forza orizzontale distribuita pari a  $F_a$  dianzi calcolata; si attribuisce

tale forza al solo cordolo in mezzzeria; il cordolo in sommità verrà armato come quello di mezzzeria (sebbene sollecitato con azioni minori). La luce di calcolo vale  $l = 7,00$  m. Pertanto:

$$M = 202 \text{ kg/m} \times (7,00\text{m})^2 / 10 = 989 \text{ kgm} = 9,89 \text{ kNm}$$

$$T = 202 \text{ kg/m} \times 7,00\text{m} / 2 = 707 \text{ kg} = 7,07 \text{ kN}$$

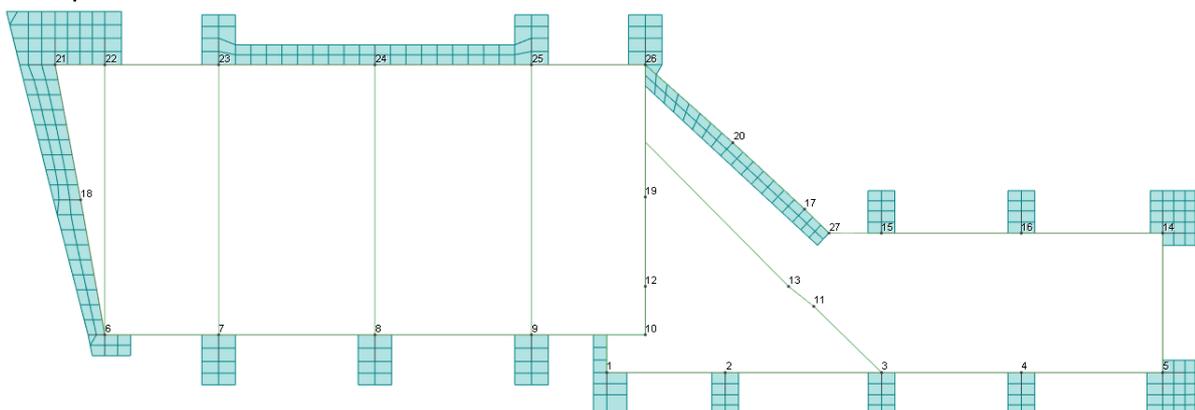
Armando il cordolo con 2+2d16 e staffe d8/20 le caratteristiche resistenti valgono:

DATI SEZIONE RETTANGOLARE			
GEOMETRIA DELLA SEZIONE		MATERIALI:	
Base sezione: b=	300 mm	CALCESTRUZZO	
Altezza sezione: h =	200 mm	Classe cls	C25/30
Copriferro: c =	30 mm	fck	25 Mpa
DATI ARMATURA		fcd	14 Mpa
Armatura Longitudinale		Yc	1.5
Diametro armatura tesa=	16 mm	ACCIAIO	
N° barre tese =	2	fyk	450 Mpa
Diametro armatura compressa =	16 mm	fyd	391 Mpa
N° barre compresse =	2	Ys	1.15
Armatura Trasversale		AZIONI	
Diametro armatura a Taglio (// alla sezione)=	8 mm	NEd=	0.00 kN
Passo armatura a Taglio=	20 mm	V=	6.21 kN
N° bracci delle staffe=	2	γRd=	1.50
Inclinazione staffe : α=	90 °	VEd = V * γRd =	9.32 kN
Inclinazione puntone : θ=	45 °		
<b>VERIFICA A TAGLIO (4.1.2.1.3.1/2 DM_14/01/2008)</b>			
Resistenza sezioni non armate a taglio	$V_{Rd}$		33.06 kN
$V_{Rd} = \{0.18 \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_1 \cdot f_{ck})^{1/3} / \gamma_c + 0.15 \cdot \sigma_{cp}\} \cdot b_w \cdot d \geq (v_{min} + 0.15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d$		NON NECESSITA ARMATURA A TAGLIO	
Resistenza sezioni armate a taglio	$V_{Rsd}$		300.78 kN
$V_{Rsd} = 0.9 \cdot d \cdot A_{sw} / s \cdot f_{yd} \cdot (\text{ctga} + \text{ctg}\theta) \cdot \sin\alpha$			
Resistenza per sezioni armate a taglio	$V_{Rcd}$		162.56 kN
$V_{Rcd} = 0.9 \cdot d \cdot b_w \cdot \alpha_c \cdot f'_{cd} \cdot (\text{ctga} + \text{ctg}\theta) / (1 + \text{ctg}^2\theta)$		SEZIONE VERIFICATA	
$V_{RD} = \min(V_{Rsd}, V_{Rcd}) > V_{Ed}$		162.56 kN	

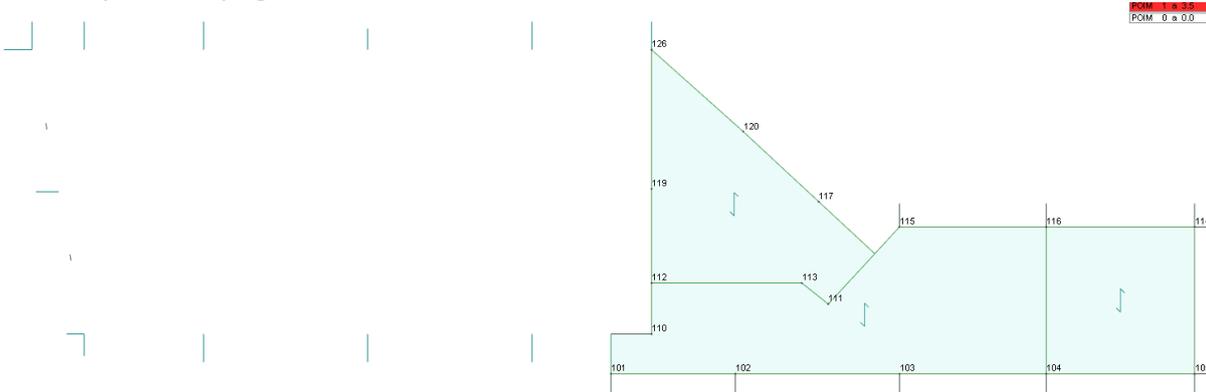
## 14 NUMERAZIONE DEGLI ELEMENTI PRESENTI NEL MODELLO DI CALCOLO

Si riporta di seguito la numerazione adottata nel modello di calcolo. Può esservi discrepanza fra le numerazioni del modello di calcolo e le numerazioni riportate nelle tavole esecutive. Nella presente relazione, si richiama sempre l'elemento con una etichetta riportata anche nelle tavole esecutive che non necessariamente coincide con quella del modello di calcolo.

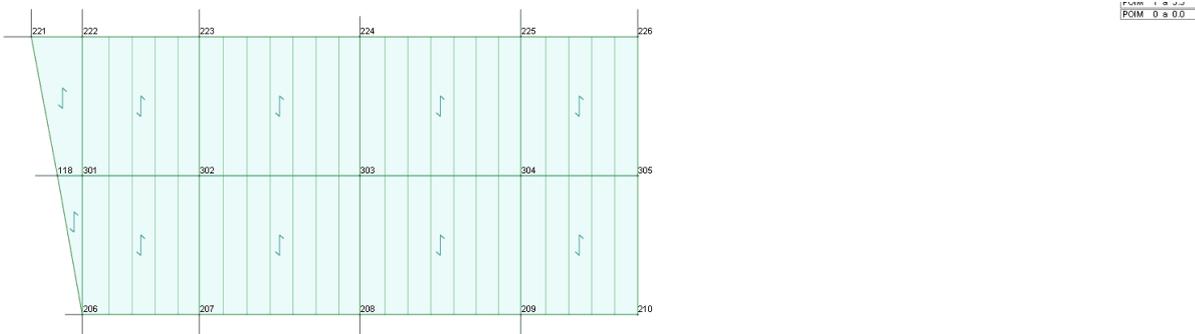
### Nodi piano fondazioni



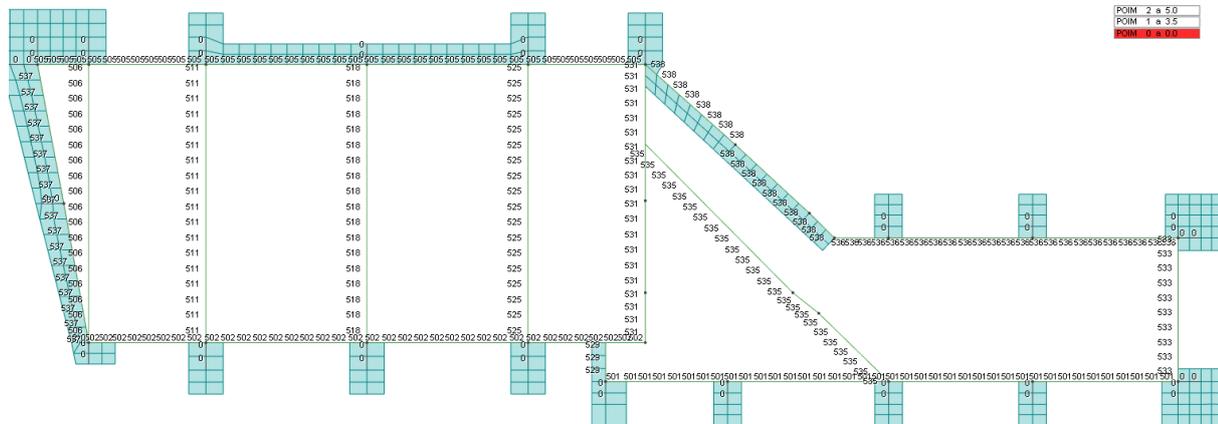
### Nodi copertura spogliatoi



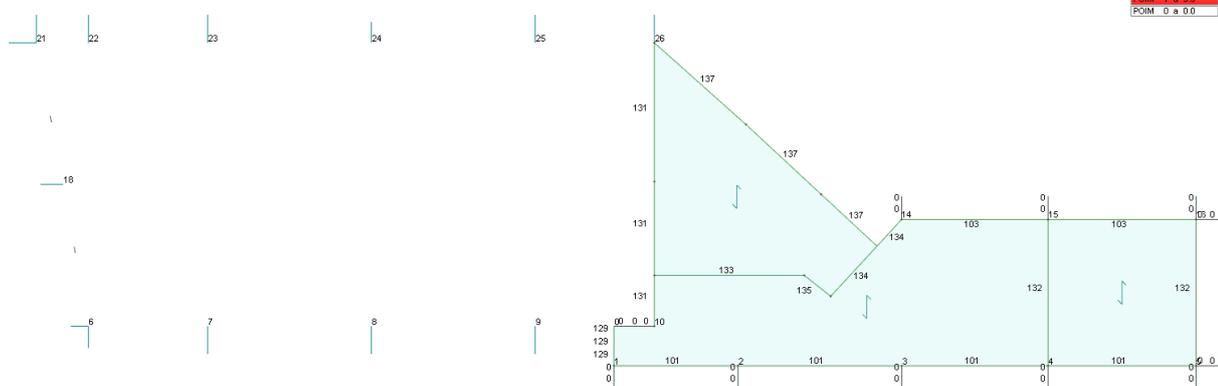
### Nodi copertura palestra



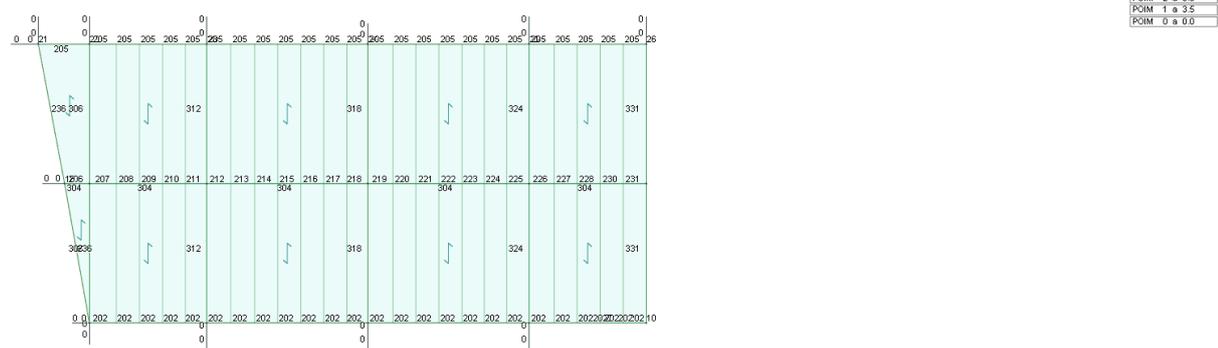
### Aste piano fondazioni



### Aste copertura spogliato



### Aste copertura palestra



La numerazione dei nuclei è la stessa che è indicata nelle tavole esecutive.