

# COMUNE DI LUNGAVILLA

## PROVINCIA DI PAVIA

**OPERE DI AMPLIAMENTO DELLA SCUOLA PRIMARIA E SECONDARIA DI PRIMO  
GRADO PER LA REALIZZAZIONE DELLE MENSE SCOLASTICHE DI CUI AL PNRR**  
NUOVA COSTRUZIONE – VIA DIONIGI MASSAZZA N°57/A



## PROGETTO DEFINITIVO/ESECUTIVO STRUTTURE RELAZIONE DI CALCOLO

MARZO 2023

**Progettista:**



GBRG ENGINEERING Srl  
Sede Legale - Via Palmiro Togliatti n.54  
Sede Operativa - Via dei Fiori n.2/d  
Zibido San Giacomo (MI)  
ING. GIUNTA GIUSEPPE  
Tel. 02-9000.33.63 - Fax 02/922.70.938 [giuseppe.giunta@gbrg.it](mailto:giuseppe.giunta@gbrg.it) - [www.gbrg.it](http://www.gbrg.it)



# INDICE

<b>1</b>	<b>INTRODUZIONE E INDAGINE STORICO/DOCUMENTALE .....</b>	<b>5</b>
1.1	Premesse e inquadramento generale .....	5
1.2	Stato in progetto .....	6
1.3	Zonizzazione sismica – Zona 3 .....	8
<b>2</b>	<b>NORMATIVA DI RIFERIMENTO .....</b>	<b>9</b>
2.1	Successione delle Normative emesse dallo Stato Italiano.....	9
2.2	Eurocodice 8 – calcoli sismici.....	10
2.3	Normativa emessa dalla Regione Lombardia (e correlate) .....	10
2.4	Normativa attualmente in vigore .....	10
<b>3</b>	<b>RIFERIMENTI BIBLIOGRAFICI .....</b>	<b>11</b>
<b>4</b>	<b>PROGRAMMI DI CALCOLO .....</b>	<b>12</b>
4.1	Travilog Titanium .....	12
4.1.1	Modulo SEZIONI.....	12
4.1.1.1	Premessa.....	12
4.1.1.2	Modalità di verifica .....	12
4.2	SAP2000 Advanced v.19.2.2 .....	13
4.2.1	Premessa.....	13
4.2.2	Modalità di utilizzo.....	16
4.2.3	Campo di impiego.....	17
4.2.4	Affidabilità del codice di calcolo .....	17
4.3	Paratie V.7.0.....	18
4.3.1	Premessa.....	18
4.3.2	Modalità di utilizzo.....	18
4.3.3	Campo di impiego.....	20
4.3.4	Affidabilità del codice di calcolo .....	20
<b>5</b>	<b>CARATTERISTICHE DEI MATERIALI DA PROGETTO.....</b>	<b>21</b>
5.1	Armature metalliche.....	21
5.1.1	Valori caratteristici cls .....	21
5.1.2	Valori caratteristici acciai da C.A. ....	22
<b>6</b>	<b>AZIONI DI CALCOLO E COMBINAZIONI AGLI STATI LIMITE –NTC2008-.....</b>	<b>23</b>
6.1	S.L.U. e S.L.E.....	23
6.2	COEFF. DI COMBINAZIONE.....	24
6.2.1	Combinazioni Rare .....	24
6.2.2	Combinazioni Frequenti.....	24
6.2.3	Combinazioni Quasi Permanenti .....	24
6.2.4	S.L.V. / S.L.D. combinazione sismica.....	24
<b>7</b>	<b>CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA DEI TERRENI .....</b>	<b>25</b>
7.1	Categoria di Sottosuolo – Tipo C .....	26
7.2	Categoria del sottosuolo e delle condizioni topografiche.....	26
7.3	Geotecnica – portanza del terreno e cedimenti attesi .....	27
<b>8</b>	<b>ANALISI DEI CARICHI.....</b>	<b>28</b>
8.1	Peso proprio dei Calcestruzzi .....	28
8.2	Peso proprio degli Acciai .....	28

<b>GBRG ENGINEERING srl</b> Sede Legale: Via Togliatti 54 Sede Op.va: Via dei Fiori 2/d 20080 Zibido S. Giacomo (MI) Tel. 02/9000.33.63 Fax 02/922.709.38 <a href="mailto:giuseppe.giunta@gbrg.it">giuseppe.giunta@gbrg.it</a> <a href="http://www.gbrg.it">www.gbrg.it</a>	<b>COMUNE DI LUNGAVILLA</b> P.zza Cap. Albini n°3 - 27053 R.U.P. – Arch. Chiara Nobile <a href="mailto:Comune.lungavilla@legalpec.it">Comune.lungavilla@legalpec.it</a>
---	--

8.3	Peso totale del solaio “soletta da 22 cm” .....	28
8.4	Analisi dei carichi Solaio Piano Tipo (Scuola) .....	28
8.5	Analisi dei carichi Solaio Copertura .....	29
8.6	Analisi dei carichi parete esterna (Scuola).....	30
8.7	Azione della neve .....	31
8.8	Azione del Vento .....	33
8.9	Azione Sismica.....	36
8.9.1	Fattore di struttura.....	36
8.9.1	Pericolosità sismica .....	37
8.9.1.1	Vita nominale – 50 anni .....	37
8.9.1.2	Classe d'uso III .....	37
8.9.1.3	Periodo di riferimento per l'azione sismica .....	37
8.9.1.4	Pericolosità sismica e valori di progetto .....	38
8.9.1.5	Spettro di progetto allo SLV.....	40
9	ASSUNZIONI E METODOLOGIA DI CALCOLO .....	42
9.1	Assunzioni e modellazione globale .....	42
10	RISULTATI PRELIMINARI .....	43
10.1	Modi di vibrare.....	43
10.1.1	Quantità di massa movimentata dai modi considerati .....	44
10.2	Reazioni alla base .....	45
10.3	Verifica degli spostamenti .....	45
10.3.1	Controllo sotto le azioni sismiche – S.L.V. ....	46
10.4	Verifica degli spostamenti sotto l'azione del vento - SLE .....	47
11	VALUTAZIONI GEOTECNICHE .....	48
11.1	Pressioni allo SLE .....	48
11.2	Pressioni allo SLU .....	48
11.3	Pressioni allo SLV .....	49
11.4	Conclusioni .....	50
12	PLATEA DI FONDAZIONE SP=40 CM .....	51
12.1	Inquadramento .....	51
12.1.1	Posizione dell'elemento .....	51
12.1.2	Descrizione geometrica e armatura .....	52
12.2	Azioni di calcolo e verifiche .....	53
12.2.1	Flessione – INVILUPPO .....	53
12.2.1	Punzonamento - SLU .....	55
12.2.1.1	Pilastro P9 – R=25cm.....	56
13	VERIFICHE PILASTRI.....	58
13.1	Inquadramento .....	58
13.2	Verifiche SLU/SLV .....	59
13.2.1	P - 50x25.....	59
13.2.1.1	PTerra.....	59
13.2.1	P9 – r=25 .....	61
13.2.1.1	PTerra .....	61
14	SOLAI PIENI IN C.A. ....	64
14.1	Inquadramento .....	64
14.1.1	Posizione dell'elemento .....	64
14.1.2	Descrizione geometrica e armatura.....	65
14.2	Azioni di calcolo e verifiche allo SLU .....	69
14.2.1	Momenti allo SLU – SOLAIO P1.....	69

<b>GBRG ENGINEERING srl</b> Sede Legale: Via Togliatti 54 Sede Op.va: Via dei Fiori 2/d 20080 Zibido S. Giacomo (MI) Tel. 02/9000.33.63 Fax 02/922.709.38 <a href="mailto:giuseppe.giunta@gbrg.it">giuseppe.giunta@gbrg.it</a> <a href="http://www.gbrg.it">www.gbrg.it</a>	<b>COMUNE DI LUNGAVILLA</b> P.zza Cap. Albini n°3 - 27053 R.U.P. – Arch. Chiara Nobile <a href="mailto:Comune.lungavilla@legalpec.it">Comune.lungavilla@legalpec.it</a>
---	--

14.2.1.1	Momenti M11 – Direzione X .....	69
14.2.1.2	Momenti M22 – Direzione Y .....	69
14.2.1	Momenti allo SLU – SOLAIO DI COPERTURA.....	70
14.2.1.1	Momenti M11 – Direzione X .....	70
14.2.1.2	Momenti M22 – Direzione Y .....	70
14.2.1	Verifiche allo SLU – SOLAIO P1 .....	71
14.2.1	Punzonamento.....	73
14.2.1.1	Pilastro P9 – r=25 cm .....	74
14.2.1.2	Pilastro P8 – 50x25 cm.....	76
<b>14.3</b>	<b>Azioni di calcolo e verifiche allo SLE – Solaio .....</b>	<b>77</b>
14.3.1	Sollecitazioni allo SLE .....	77
14.3.1.1	Deformata allo SLE.....	78
14.3.1.2	Verifiche fessurative SLE (CAMPATA).....	79
14.3.1.3	Verifiche fessurative SLE (APPOGGIO P9) .....	81



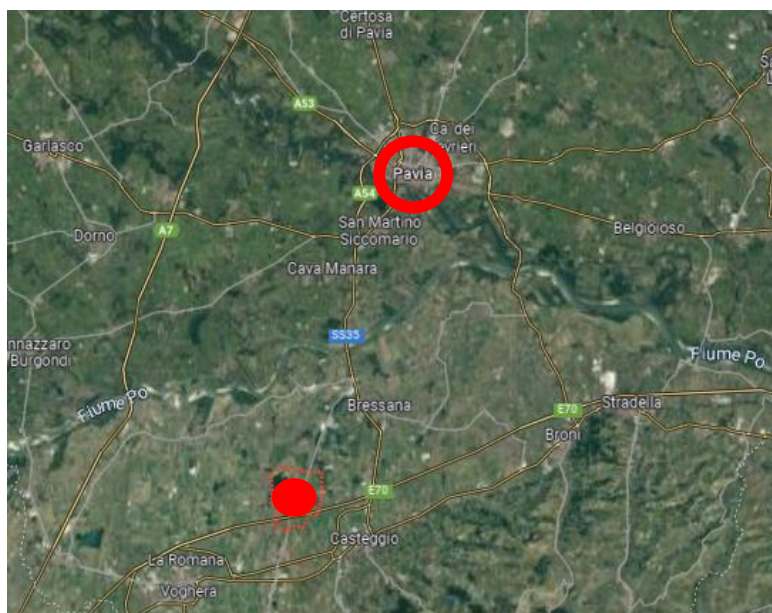
## 1 INTRODUZIONE E INDAGINE STORICO/DOCUMENTALE

### 1.1 Premesse e inquadramento generale

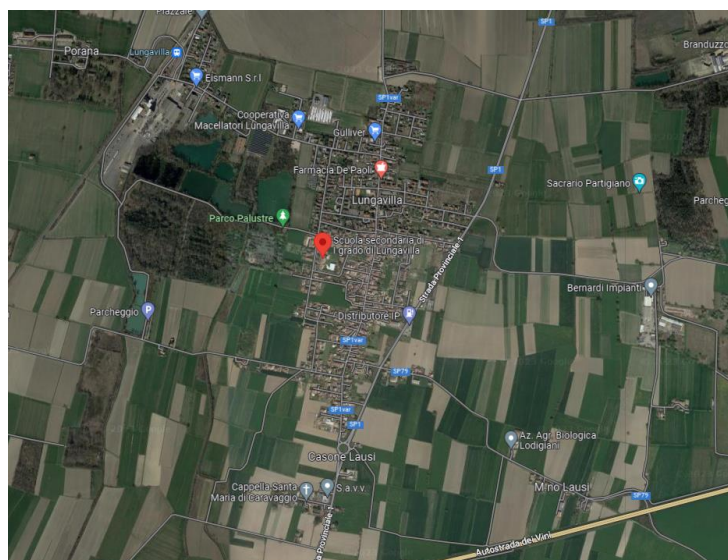
La presente relazione ha il fine di:

- progettare e verificare la nuova struttura;

Le immagini seguenti riportano l'inquadramento geografico dell'abitazione e lo stato di fatto:



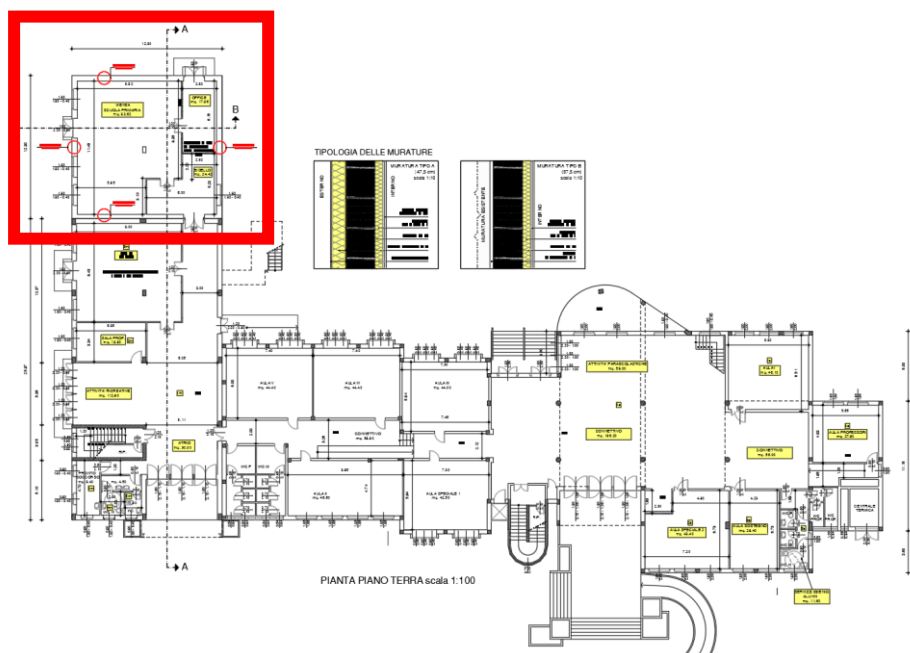
*Inquadramento generale rispetto a Pavia*



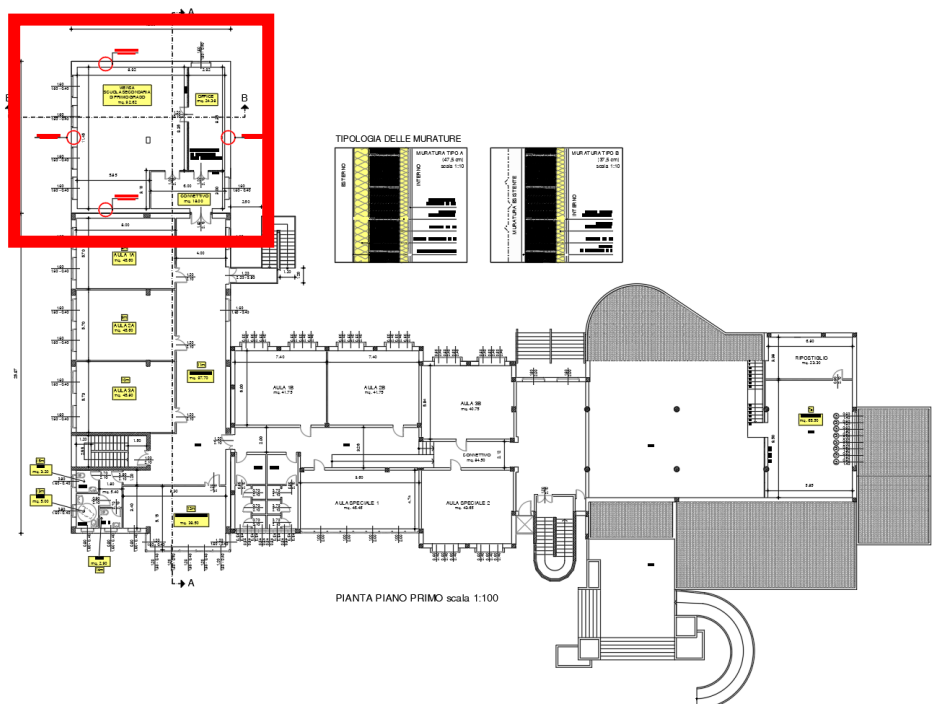
*Inquadramento generale – Via Dionigi Massazza n°57/a– Lungavilla (PV)*

## 1.2 Stato in progetto

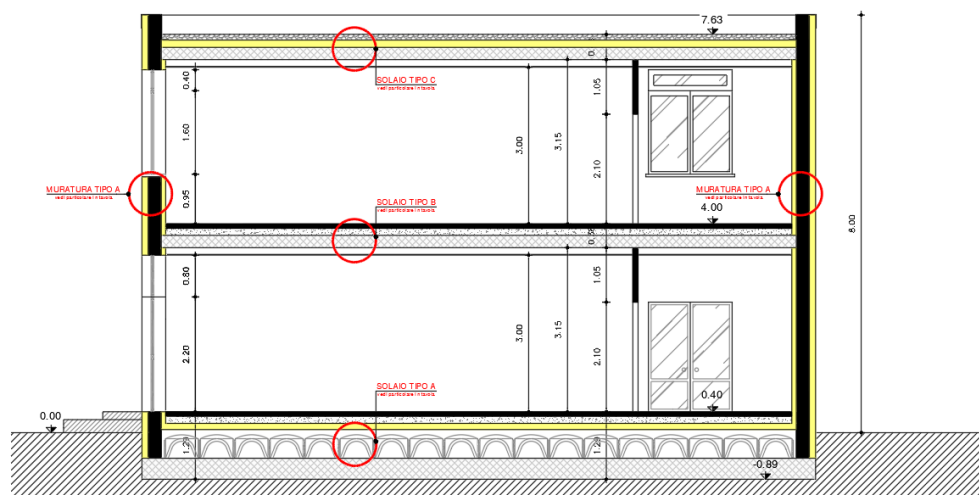
Le seguenti immagini, estratte dal progetto strutturale, danno descrizione grafica dell'intervento.



*Pianta piano terra*



*Pianta piano primo*



**Sezione generale**

### 1.3 Zonizzazione sismica – Zona 3

La classificazione della zona sismica è dettata dalla Dgr 11/07/2014 – n° X/2129.

L'immagine seguente inquadra il Comune dove sorge l'edificio in studio.

Lungavilla (PV)

## Rischio sismico di Lungavilla

Condividi

Me

Le zone sismiche assegnate al territorio comunale di Lungavilla per le normative edilizie.  
 Zone sismiche. Fenomeni riscontrati. Accelerazione al suolo ( $a_g$  max).

### Classificazione sismica

La **classificazione sismica** del territorio nazionale ha introdotto **normative tecniche** specifiche per le costruzioni di edifici, ponti ed altre opere in aree geografiche caratterizzate dal medesimo rischio sismico.

In basso è riportata la **zona sismica** per il territorio di Lungavilla, indicata nell'Ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri n. 3274/2003, aggiornata con la Delibera della Giunta Regionale della Lombardia dell'11 luglio 2014 n.2129 entrata in vigore il 10 aprile 2016.

<b>Zona sismica</b> <b>3</b>	Zona con pericolosità sismica bassa, che può essere soggetta a scuotimenti modesti.
<b>AgMax</b> 0,085848	Accelerazione massima presente all'interno del territorio comunale.

I criteri per l'aggiornamento della mappa di **pericolosità sismica** sono stati definiti nell'Ordinanza del PCM n. 3519/2006, che ha suddiviso l'intero territorio nazionale in quattro zone sismiche sulla base del valore dell'**accelerazione orizzontale massima** ( **$a_g$** ) su suolo rigido o pianeggiante, che ha una probabilità del 10% di essere superata in 50 anni.

Zona sismica	Descrizione	accelerazione con probabilità di superamento del 10% in 50 anni [ $a_g$ ]	accelerazione orizzontale massima convenzionale (Norme Tecniche) [ $a_g$ ]	numero comuni con territori ricadenti nella zona (*)
1	Indica la zona più pericolosa, dove possono verificarsi fortissimi terremoti.	$a_g > 0,25 \text{ g}$	0,35 g	703
2	Zona dove possono verificarsi forti terremoti.	$0,15 < a_g \leq 0,25 \text{ g}$	0,25 g	2.224
3	Zona che può essere soggetta a forti terremoti ma rari.	$0,05 < a_g \leq 0,15 \text{ g}$	0,15 g	3.002
4	E' la zona meno pericolosa, dove i terremoti sono rari ed è facoltà delle Regioni prescrivere l'obbligo della progettazione antisismica.	$a_g \leq 0,05 \text{ g}$	0,05 g	1.982



<p><b>GBRG ENGINEERING srl</b>  Sede Legale: Via Togliatti 54  Sede Op.va: Via dei Fiori 2/d  20080 Zibido S. Giacomo (MI)  Tel. 02/9000.33.63 Fax 02/922.709.38  <a href="mailto:giuseppe.giunta@gbrg.it">giuseppe.giunta@gbrg.it</a>  <a href="http://www.gbrg.it">www.gbrg.it</a></p>	<p><b>COMUNE DI LUNGAVILLA</b>  P.zza Cap. Albini n°3 - 27053  R.U.P. – Arch. Chiara Nobile  <a href="mailto:Comune.lungavilla@legalpec.it">Comune.lungavilla@legalpec.it</a></p>
--	---

## 2 NORMATIVA DI RIFERIMENTO

I calcoli sviluppati nel seguito sono stati svolti nello spirito del metodo “*agli s.l.u.*” e nel rispetto della normativa vigente. In particolare si sono osservate le prescrizioni contenute nelle seguenti normative.

### 2.1 Successione delle Normative emesse dallo Stato Italiano

**Legge 05.11.1971 n. 1086** : "Norme per la disciplina delle opere di conglomerato cementizio armato, normale e precompresso ed a struttura metallica";

**Ministero dei LL.PP. - D.M. 14.02.1992** : "Norme tecniche per l'esecuzione delle opere in cemento normale e precompresso e per le strutture metalliche";

**Ministero dei LL.PP. - Circ. 37406 del 24.06.1993** : "Istruzioni relative alle norme tecniche per l'esecuzione delle opere in cemento armato normale e precompresso e per le strutture metalliche, di cui al Decreto Ministeriale 14 febbraio 1992";

**Ministero dei LL.PP. - D.M. 09.01.1996** : "Norme tecniche per l'esecuzione delle opere in cemento normale e precompresso e per le strutture metalliche"

**Ministero dei LL.PP. - Circ. 252 del 15.10.1996** : "Istruzioni relative alle norme tecniche per l'esecuzione delle opere in cemento armato normale e precompresso e per le strutture metalliche, di cui al Decreto Ministeriale 09 gennaio 1996"

**Ministero dei LL.PP. - D.M. 16.01.1996** : Norme Tecniche relative ai "Criteri generali per la verifica di sicurezza delle costruzioni e dei carichi e sovraccarichi";

**Ministero dei LL.PP. - Circ. 156 del 04.07.1996** : Istruzioni per l'applicazione delle “Norme tecniche relative ai criteri generali per la verifica di sicurezza delle costruzioni e dei carichi e sovraccarichi”;

**Ministero dei LL.PP. - D.M. 16.01.1996** : “Norme tecniche per le costruzioni in zone sismiche”;

**Ministero dei LL.PP. - Circ. 65/AA. GG. del 10.04.1997** : Istruzioni per l'applicazione delle "Norme tecniche per le costruzioni in zone sismiche" di cui al decreto ministeriale 16 gennaio 1996;

**Ministero dei LL.PP. - D.M. 04.05.1990** : "Criteri generali e prescrizioni tecniche per la progettazione, esecuzione e collaudo dei ponti stradali";

**Ministero dei LL.PP. - Circ. 34233 del 25.02.1991** : "Istruzioni relative alla normativa tecnica dei ponti stradali";

**Ministero dei LL.PP. - D.M. 11.03.1988** : "Norme tecniche riguardanti le indagini sui terreni e sulle rocce, la stabilità dei pendii naturali e delle scarpate, i criteri generali e le prescrizioni per la progettazione, l'esecuzione e il collaudo delle opere di sostegno delle terre e delle opere di fondazione".

**Ministero dei LL.PP. - Circ. 30483 del 24.09.1988** : Istruzioni per l'applicazione delle “Norme tecniche riguardanti le indagini sui terreni e sulle rocce, la stabilità dei pendii naturali e delle scarpate, i criteri generali e le prescrizioni per la progettazione, l'esecuzione e il collaudo delle opere di sostegno delle terre e delle opere di fondazione”;

**Ministero dei LL.PP. - D.M. 03.12.1987** : “Norme tecniche per la progettazione, esecuzione e collaudo delle costruzioni prefabbricate”;

**Ministero dei LL.PP. - Circ. 31104 del 16.03.1989**: “Istruzioni in merito alle norme tecniche per la progettazione, esecuzione e collaudo delle costruzioni prefabbricate”;

**Ordinanza Sismica** del 20/03/2003. G.U. n°105 dell'8 Maggio 03.

1 Criteri per l'individuazione delle zone sismiche – Individuazione, formazione e aggiornamento degli elenchi nelle medesime zone.

<b>GBRG ENGINEERING srl</b> Sede Legale: Via Togliatti 54 Sede Op.va: Via dei Fiori 2/d 20080 Zibido S. Giacomo (MI) Tel. 02/9000.33.63 Fax 02/922.709.38 <a href="mailto:giuseppe.giunta@gbrg.it">giuseppe.giunta@gbrg.it</a> <a href="http://www.gbrg.it">www.gbrg.it</a>	<b>COMUNE DI LUNGAVILLA</b> <i>P.zza Cap. Albini n°3 - 27053</i> R.U.P. – Arch. Chiara Nobile <a href="mailto:Comune.lungavilla@legalpec.it">Comune.lungavilla@legalpec.it</a>
---	---

- 2 Norme tecniche per il progetto, la valutazione e l'adeguamento sismico degli Edifici.
- 3 Norme tecniche per il progetto sismico dei Ponti.
- 4 Norme tecniche per il progetto sismico di opere di Fondazione e di Sostegno dei terreni.
- 5 Nota esplicativa. Dipartimento della Protezione Civile. 04/Giugno/2003.

**Testo Unico** Norme Tecniche per le Costruzioni 14.01.2008

**Testo Unico** “Aggiornamento Norme Tecniche per le Costruzioni” 17.01.2018

## 2.2 Eurocodice 8 – calcoli sismici

UNI ENV 1998-1-1	parte 1-1:	Regole generali – Azioni Sismiche e requisiti generali per le strutture
UNI ENV 1998-1-2	parte 1-2:	Regole generali – Regole generali per gli edifici
UNI ENV 1998-2	parte 2:	Ponti
UNI ENV 1998-1-3	parte 1-3:	Regole generali – Regole specifiche per i diversi materiali ed elementi
UNI ENV 1998-5	parte 5:	Fondazioni, strutture di contenimento ed aspetti Geotecnici

## 2.3 Normativa emessa dalla Regione Lombardia (e correlate)

### **D.g.r. 30 marzo 2016 - n. X/5001**

Approvazione delle linee di indirizzo e coordinamento per l'esercizio delle funzioni trasferite ai comuni in materia sismica (artt. 3, comma 1, e 13, comma 1, della l.r. 33/2015)

### **D.g.r. 11 luglio 2014 - n. X/2129**

Aggiornamento delle zone sismiche in Regione Lombardia (l.r. 1/2000, art. 3, c. 108, lett. d)

### **D.g.r. 10 ottobre 2014 - n. X/2489**

Differimento del termine di entrata in vigore della nuova classificazione sismica del territorio approvata con d.g.r. 21 luglio 2014, n. 2129 «Aggiornamento delle zone sismiche in Regione Lombardia (l.r. 1/2000, art. 3, comma 108, lett. d)»

### **DPR 380/01**

Testo Unico per l'edilizia e sue successive modifiche ed integrazioni

### **Legge Regionale 12 ottobre 2015, n. 33**

Disposizioni in materia di opere o di costruzioni e relativa vigilanza in zone sismiche

### **Legge Regionale n. 15 del 26 maggio 2017 (legge di semplificazione 2017)**

## 2.4 Normativa attualmente in vigore

Le strutture vengono progettate e verificate con la normativa attualmente in vigore:

- Decreto Ministeriale 17/01/2018 – **NTC 18**

<b>GBRG ENGINEERING srl</b> Sede Legale: Via Togliatti 54 Sede Op.va: Via dei Fiori 2/d 20080 Zibido S. Giacomo (MI) Tel. 02/9000.33.63 Fax 02/922.709.38 <a href="mailto:giuseppe.giunta@gbrg.it">giuseppe.giunta@gbrg.it</a> <a href="http://www.gbrg.it">www.gbrg.it</a>	<b>COMUNE DI LUNGAVILLA</b> <u>P.zza Cap. Albini n°3 - 27053</u> R.U.P. – Arch. Chiara Nobile <a href="mailto:Comune.lungavilla@legalpec.it">Comune.lungavilla@legalpec.it</a>
---	---

### 3 RIFERIMENTI BIBLIOGRAFICI

Edward L. Wilson: **Three dimensional Static and Dynamic Analysis of Structures –**  
*A physical approach with emphasis on earthquake engineering*  
CSI Berkeley CA, USA 1998

Migliacci – F. Mola: **Progetto agli stati limite delle strutture in c.a. –**  
Masson Italia Editori 1985

Castellani: **Costruzioni in zona sismica –**  
Masson Italia Editori 1983

C. Cestelli Guidi: **Geotecnica e tecnica delle fondazioni –**  
Ulrico Hoepli Editore 1987

Fritz Leonhardt: c.a. & c.a.p. – **calcolo di progetto & tecniche costruttive – Il precompresso –**  
Edizioni di Scienza e Tecnica

Calvi, Nascimbene – **Progettare i gusci –**  
IUSS Press

<p><b>GBRG ENGINEERING srl</b>  Sede Legale: Via Togliatti 54  Sede Op.va: Via dei Fiori 2/d  20080 Zibido S. Giacomo (MI)  Tel. 02/9000.33.63 Fax 02/922.709.38  <a href="mailto:giuseppe.giunta@gbrg.it">giuseppe.giunta@gbrg.it</a>  <a href="http://www.gbrg.it">www.gbrg.it</a></p>	<p><b>COMUNE DI LUNGAVILLA</b>  P.zza Cap. Albini n°3 - 27053  R.U.P. – Arch. Chiara Nobile  <a href="mailto:Comune.lungavilla@legalpec.it">Comune.lungavilla@legalpec.it</a></p>
--	---

## 4 PROGRAMMI DI CALCOLO

I programmi di calcolo adottati nella presente relazione sono quelli riportati nei successivi paragrafi di cui si allega una breve descrizione focalizzando gli aspetti salienti.

### 4.1 Travilog Titanium

#### 4.1.1 *Modulo SEZIONI*

##### 4.1.1.1 *Premessa*

Il modulo SEZIONI di Travilog Titanium verifica sezioni in CLS armato, in calcestruzzo armato precompresso, acciaio, legno o materiale omogeneo, alle tensioni ammissibili ed agli stati limite. Con il Modulo SEZIONI puoi disegnare agevolmente la geometria della sezione con l'impostazione dei parametri in intuitive finestre di inserimento dati per le tipologie più comuni di profilo. In alternativa puoi disegnare a mano libera o scegliere, in caso di sezioni in acciaio, tra i profilati normalizzati UNI dell'archivio. Il Modulo SEZIONI ti permette di definire diverse combinazioni di carico per ogni tipologia di analisi prevista: tensioni ammissibili, stato limite ultimo e stato limite di esercizio.

##### 4.1.1.2 *Modalità' di verifica*

Dopo aver impostato geometria, materiale e condizioni di carico della sezione, il Modulo SEZIONI esegue le verifiche opportune in base alla normativa di riferimento. Per le sezioni in calcestruzzo armato il programma esegue le verifiche della sezione armata sia fessurata che non fessurata. Dall'analisi ottieni la verifica della tensione massima, l'ampiezza delle fessure e la verifica a taglio secondo il traliccio di Morsch, a seconda della combinazione e della condizione di carico scelta.

Il Modulo SEZIONI calcola inoltre in base alla CNR 200/2004 sezioni rinforzate in fibra di carbonio a lamina o tessuto soggette a flessione semplice, pressoflessione (confinamento) e taglio. L'output proposto dal Modulo SEZIONI è sia grafico che tabellare, i grafici riportano l'andamento lineare delle tensioni e i diagrammi di rottura N-Mx, N-My e Mx-My.

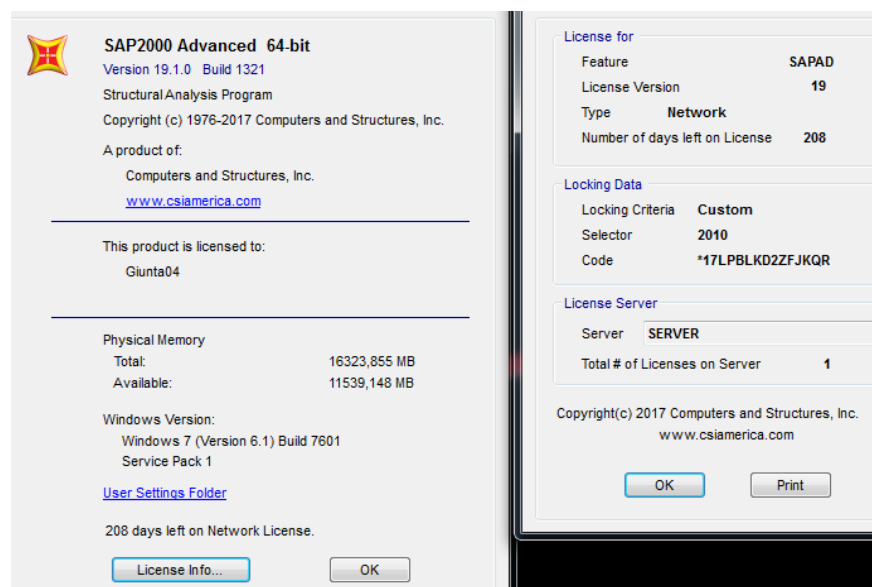
<b>GBRG ENGINEERING srl</b> Sede Legale: Via Togliatti 54 Sede Op.va: Via dei Fiori 2/d 20080 Zibido S. Giacomo (MI) Tel. 02/9000.33.63 Fax 02/922.709.38 <a href="mailto:giuseppe.giunta@gbrg.it">giuseppe.giunta@gbrg.it</a> <a href="http://www.gbrg.it">www.gbrg.it</a>	<b>COMUNE DI LUNGAVILLA</b> P.zza Cap. Albini n°3 - 27053 R.U.P. – Arch. Chiara Nobile <a href="mailto:Comune.lungavilla@legalpec.it">Comune.lungavilla@legalpec.it</a>
---	--

## 4.2 SAP2000 Advanced v.19.2.2

### 4.2.1 Premessa

Il codice di calcolo **SAP2000 Advanced** è prodotto dalla C.S.I. (Computer and Structures, Inc) di Berkeley – California, distribuito e assistito dalla C.S.I. Italia.

<b>Computers and Structures, Inc.</b> 1995 University Avenue Berkeley, California 94704 USA <b>Tel:</b> (510) 649-2200 <b>Fax:</b> (510) 649-2299 <b>e-mail:</b> <a href="mailto:info@csiberkeley.com">info@csiberkeley.com</a> <b>web:</b> <a href="http://www.csiberkeley.com">www.csiberkeley.com</a>	<b>CSI Italia Srl</b> Galleria San Marco 4 33170 Pordenone <b>Tel:</b> 0434 28465 <b>Fax:</b> 0434 28466 <b>e-mail:</b> <a href="mailto:posta@csi-italia.eu">posta@csi-italia.eu</a> <b>web:</b> <a href="http://www.csi-italia.eu">www.csi-italia.eu</a>
--	---



SAP2000 è disponibile in tre diversi livelli: Base (B) (limitato a 1500 nodi), Plus (P) e Avanzato (A). Sono inoltre disponibili vari moduli aggiuntivi: Bridge (BR), Offshore (OS), Costruzione per Fasi (CF). La versione disponibile è di livello Avanzato ma senza moduli aggiuntivi.

Il codice SAP2000 è sviluppato in ambiente Windows e permette l'analisi strutturale con il metodo degli elementi finiti.

Tale metodo si basa sulla schematizzazione della struttura in elementi connessi solo in corrispondenza di un numero prefissato di punti denominati nodi.

I nodi sono definiti dalle tre coordinate cartesiane in un sistema di riferimento globale.

Le incognite del problema, nell'ambito del metodo degli spostamenti, sono le componenti di spostamento dei nodi riferite al sistema di riferimento globale (traslazioni secondo X, Y, Z, rotazioni attorno X, Y, Z).

La soluzione del problema si ottiene con un sistema di equazioni algebriche lineari i cui termini noti sono costituiti dai carichi agenti sulla struttura opportunamente concentrati ai nodi:

$$\underline{\underline{K}} \cdot \underline{\underline{u}} = \underline{\underline{F}}$$

dove:

- $\underline{\underline{K}}$  : matrice di rigidità;
- $\underline{\underline{u}}$  : vettore spostamenti nodali;
- $\underline{\underline{F}}$  : vettore forze nodali.

Dagli spostamenti ottenuti con la risoluzione del sistema vengono quindi dedotte le sollecitazioni e/o le tensioni di ogni elemento, riferite generalmente ad una terna locale all'elemento stesso.



<p><b>GBRG ENGINEERING srl</b>  Sede Legale: Via Togliatti 54  Sede Op.va: Via dei Fiori 2/d  20080 Zibido S. Giacomo (MI)  Tel. 02/9000.33.63 Fax 02/922.709.38  <a href="mailto:giuseppe.giunta@gbrg.it">giuseppe.giunta@gbrg.it</a>  <a href="http://www.gbrg.it">www.gbrg.it</a></p>	<p><b>COMUNE DI LUNGAVILLA</b>  P.zza Cap. Albini n°3 - 27053  R.U.P. – Arch. Chiara Nobile  <a href="mailto:Comune.lungavilla@legalpec.it">Comune.lungavilla@legalpec.it</a></p>
--	---

Nel SAP2000 le strutture sono modellate in uno spazio virtuale, facendo riferimento ad un sistema di coordinate globale, destrorso, rettangolare, con tre assi X-Y-Z mutuamente ortogonali. Si assume l'asse Z verticale ed orientato verso l'alto.

Tutti i sistemi di riferimento locali degli elementi costituenti il modello sono riferiti ad esso tramite opportune trasformazioni di coordinate.

Gli elementi fisici del modello sono rappresentati da oggetti. Usando l'interfaccia, è necessario disegnare la geometria di un oggetto, successivamente assegnare proprietà e carichi all'oggetto per definire completamente la membratura fisica.

Gli oggetti disponibili sono:

- **Frame:** viene usato per modellare il comportamento di travi, pilastri, bielle o cavi nelle strutture piane e tridimensionali. L'elemento Frame fa uso di una formulazione a pilastro generale e tridimensionale che comprende gli effetti della flessione biassiale, della torsione, della deformazione assiale e delle deformazioni biassiali di taglio.

Un elemento Frame è modellato come un segmento che congiunge due punti. Ciascun elemento ha il proprio sistema di coordinate locale per la definizione delle proprietà della sezione e dei carichi e per l'interpretazione dei risultati.

Ciascun elemento Frame può sopportare il carico dovuto al proprio peso, più carichi concentrati e distribuiti.

Per tener conto della dimensione finita delle intersezioni fra asta e pilastro sono disponibili gli scostamenti dalle estremità (End Offsets). Sono disponibili anche rilasci alle estremità (End Releases) per modellare differenti condizioni di vincolo interno alle estremità dell'elemento.

- **Shell:** viene usato per modellare il comportamento a Shell, a membrana e a piastra nelle strutture piane e tridimensionali. L'elemento Shell ha una formulazione a tre o quattro nodi che combina il comportamento separato a membrana e quello a piastra flettente. L'elemento a quattro nodi non deve necessariamente essere piano.

Il comportamento a membrana usa una formulazione isoparametrica che comprende le componenti di rigidità traslazionali nel piano e una componente di rigidità rotazionale nella direzione normale al piano dell'elemento.

Il comportamento a piastra flettente comprende due componenti di rigidità rotazionali della piastra, fuori dal piano, e una componente di rigidità traslazionale nella direzione normale al piano dell'elemento.

Per default viene usata una formulazione a piastra spessa (Mindlin/Reissner) che comprende gli effetti della deformazione di taglio trasversale.

A scelta, è possibile scegliere una formulazione a piastra sottile (Kirchoff) che trascuri la deformazione di taglio trasversale.

Le strutture che possono essere modellate con questo elemento comprendono:

- "Shell" tridimensionali, come serbatoi e cupole;
- Strutture a piastra, come ad esempio solette e platee;
- Strutture a membrana come pareti di taglio (setti).

Ciascun elemento Shell ha il suo proprio sistema di coordinate locali per la definizione delle proprietà del materiale e dei carichi e per l'interpretazione dell'output.

A ciascun elemento può essere applicato un carico gravitazionale oppure uniforme in ogni direzione.

Per la rigidità dell'elemento Shell viene usata una formulazione variabile, con integrazione numerica da quattro a otto punti.

Le tensioni, le forze interne ed i momenti, nel sistema di coordinate locale dell'elemento, sono valutate ai punti di integrazione di Gauss 2 per 2 ed estrapolati ai nodi dell'elemento.

Una stima approssimata dell'errore nelle tensioni o nelle forze interne dell'elemento può essere ricavata dalla differenza dei valori calcolati da elementi diversi connessi ad un nodo comune. Ciò fornirà un'indicazione dell'accuratezza di una data mesh di elementi finiti e potrà essere usata in seguito come base per selezionare una maglia nuova e più accurata.

- **Nlink:** viene usato per modellare delle non linearità locali all'interno della struttura, come ad esempio:
  - **Multi linear elastic:** elementi ad elastici n-lineari;

<p><b>GBRG ENGINEERING srl</b>  Sede Legale: Via Togliatti 54  Sede Op.va: Via dei Fiori 2/d  20080 Zibido S. Giacomo (MI)  Tel. 02/9000.33.63 Fax 02/922.709.38  <a href="mailto:giuseppe.giunta@gbrg.it">giuseppe.giunta@gbrg.it</a>  <a href="http://www.gbrg.it">www.gbrg.it</a></p>	<p><b>COMUNE DI LUNGAVILLA</b>  P.zza Cap. Albini n°3 - 27053  R.U.P. – Arch. Chiara Nobile  <a href="mailto:Comune.lungavilla@legalpec.it">Comune.lungavilla@legalpec.it</a></p>
--	---

- **Gaps:** elementi solo compressi costituiti da una molla con in serie un'apertura;
- **Hook:** elementi solo tesi costituiti da una molla con in serie un gancio;
- **Dampers:** elementi a viscosità non lineare;
- **Plastic:** elementi a comportamento elasto-plastico con leggi diverse;
- **Rubber Isolator:** isolatori isteretici;
- **Friction Isolator:** isolatori ad attrito.

L'elemento Nllink viene usato per modellare una non linearità concentrata della struttura. Il comportamento non lineare è utilizzabile solo durante analisi non lineari (statiche, dinamiche). Per le altre analisi gli Nllink hanno un comportamento lineare.

Ogni elemento può essere ad 1 nodo (per esempio molle a terra) o a 2 nodi. In entrambi i casi le loro proprietà sono definite allo stesso modo.

Ogni elemento è assunto come composto da 6 molle separate, una per ogni grado di libertà (assiale, taglio, torsione e momento puro).

Ognuna di queste molle possiede un doppio gruppo di proprietà:

- Il primo gruppo definisce la rigidità elastica e lo smorzamento viscoso lineare; tali proprietà sono utilizzate durante le analisi lineari;
- Il secondo gruppo definisce una legge opzionale non lineare che verrà utilizzata in analisi non lineari.

I **casi di analisi** disponibili, che definiscono come i carichi devono essere applicati alle strutture e come è calcolata la risposta delle strutture stesse, sono classificate come lineari o non lineari.

I tipi di analisi **lineari** disponibili sono:

- **Statica:** è il tipo di analisi più frequente. I carichi sono applicati senza alcun effetto dinamico.
- **Analisi dinamica modale:** calcolo dei modi di vibrare della struttura secondo il metodo di Eigen o il metodo di Ritz. I carichi non sono applicati, a meno che essi non siano usati per generare i vettori di Ritz.
- **Analisi dinamica in spettro di risposta:** questa analisi viene accoppiata ad una analisi modale per la determinazione di vettori di forze, le cui combinazioni rappresenteranno le azioni sismiche. Per effettuare questa analisi è necessario definire una funzione di spettro. Questa funzione di spettro normalmente è espressa in termini di pseudo-accelerazione e periodo.
- **Analisi al passo:** in questa analisi vengono applicati carichi che subiscono variazioni nel tempo. Queste variazioni sono rappresentate da funzioni storia-tempo. La soluzione di questa analisi può essere calcolata con il metodo FNA che sfrutta sovrapposizioni modali oppure mediante integrazione diretta.
- **Analisi di instabilità:** in questa analisi vengono calcolati i modi di instabilità della struttura soggetta ai carichi esterni. Il compito di questa analisi è quello di determinare dei moltiplicatori scalari dei carichi esterni che producono l'insorgere di fenomeni di instabilità.
- **Analisi a carichi mobili:** questa analisi serve per calcolare la risposta della struttura soggetta al transito di veicoli e in generale a carichi che si muovono su di essa. Si possono definire diversi tipi di veicolo e assegnare un numero arbitrario di linee di transito. Verranno considerate tutte le permutazioni derivate dal posizionamento del carico sulla struttura.

Le analisi **non lineari** disponibili sono:

- **Non lineare statica:** i carichi sono applicati senza effetti dinamici. Questa analisi può essere utilizzata per metodi tipo Pushover, o costruzioni sequenziali.
- **Non lineare dinamica:** sono applicati carichi con variazione nel tempo. Queste analisi richiedono la definizione di funzioni valore-tempo. La soluzione di queste analisi può essere ottenuta con i metodi della scomposizione modale oppure con i metodi della integrazione diretta.

I carichi possono essere applicati sia ai nodi, come forze o coppie concentrate, sia sulle travi, come forze distribuite, trapezie, concentrate, come coppie e come distorsioni termiche.

Sulle superfici degli elementi Shell è possibile applicare forze uniformemente distribuite, la cui direzione di applicazione può essere specificata nel sistema di coordinate globale o in quello locale.

<b>GBRG ENGINEERING srl</b> Sede Legale: Via Togliatti 54 Sede Op.va: Via dei Fiori 2/d 20080 Zibido S. Giacomo (MI) Tel. 02/9000.33.63 Fax 02/922.709.38 <a href="mailto:giuseppe.giunta@gbrg.it">giuseppe.giunta@gbrg.it</a> <a href="http://www.gbrg.it">www.gbrg.it</a>	<b>COMUNE DI LUNGAVILLA</b> <u>P.zza Cap. Albini n°3 - 27053</u> R.U.P. – Arch. Chiara Nobile <a href="mailto:Comune.lungavilla@legalpec.it">Comune.lungavilla@legalpec.it</a>
---	---

La forza totale che agisce sull'elemento in ciascuna direzione locale è data dall'intensità di carico totale in quella direzione moltiplicata per l'area della superficie mediana. Questa forza è ripartita sui nodi dell'elemento. I vincoli sono forniti tramite le sei costanti di rigidità elastica.

I vincoli esterni devono essere applicati anche ai gradi di libertà disponibili del sistema per i quali sia noto che la rigidità è nulla, come le traslazioni fuori dal piano e le rotazioni nel piano di un telaio piano, altrimenti la struttura risulta instabile e le equazioni statiche non risolubili.

Un grado di libertà vincolato esternamente non può essere vincolato internamente.

Uno dei sei gradi di libertà di qualunque nodo nella struttura può avere condizioni di supporto a molla di tipo traslazionale o rotazionale. Queste molle congiungono elasticamente il nodo al terreno. I supporti a molla in corrispondenza di gradi di libertà vincolati esternamente non contribuiscono alla rigidità della struttura.

#### **4.2.2 Modalità' di utilizzo**

Le fasi tipiche di un'analisi a E.F. sono:

1. Definizione di un sistema di unità di misura;
2. Creazione di una mesh che rappresenta il modello;
3. Definizione delle proprietà globali del modello;
4. Definizione delle proprietà dell'elemento della mesh;
5. Applicazione delle condizioni di vincolo;
6. Definizione delle condizioni di carico;
7. Applicazione dei carichi;
8. Definizione delle combinazioni di carico;
9. Calcolo dei risultati;
10. Visualizzazione e controllo dei risultati, per via grafica e tabellare.

<b>GBRG ENGINEERING srl</b> Sede Legale: Via Togliatti 54 Sede Op.va: Via dei Fiori 2/d 20080 Zibido S. Giacomo (MI) Tel. 02/9000.33.63 Fax 02/922.709.38 <a href="mailto:giuseppe.giunta@gbrg.it">giuseppe.giunta@gbrg.it</a> <a href="http://www.gbrg.it">www.gbrg.it</a>	<b>COMUNE DI LUNGAVILLA</b> P.zza Cap. Albini n°3 - 27053 R.U.P. – Arch. Chiara Nobile <a href="mailto:Comune.lungavilla@legalpec.it">Comune.lungavilla@legalpec.it</a>
---	--

### 4.2.3 *Campo di impiego*

Il programma viene utilizzato per eseguire analisi elastiche piane e tridimensionali a elementi finiti, impiegando elementi monodimensionali (Frame) e bidimensionali (Shell), nei seguenti casi di analisi:

- Analisi statica
- Analisi dinamica modale
- Analisi dinamica in spettro di risposta

### 4.2.4 *Affidabilità del codice di calcolo*

L'affidabilità del codice di calcolo è garantita dall'esistenza di un'ampia documentazione di supporto, costituita da un ampio manuale d'uso contenente una vasta serie di test di validazione sia su esempi classici di Scienza delle Costruzioni, sia su strutture particolarmente impegnative e reperibili nella bibliografia specializzata.

La presenza di un modulo grafico per l'introduzione di dati permette la visualizzazione dettagliata degli elementi introdotti. E' possibile inoltre ottenere rappresentazioni grafiche di deformate e sollecitazioni della struttura.

SAP2000 permette di esportare i dati di input e di output in vari formati, tra i quali Excel, per il controllo e la gestione dei tabulati di input e di output tramite fogli di calcolo.

In generale, il modello di calcolo adottato è da ritenersi appropriato se non vengono riscontrate labilità, le reazioni vincolari equilibrano i carichi applicati, la simmetria di carichi e struttura dà origine a sollecitazioni simmetriche.

Il programma prevede una serie di controlli automatici (check) che consentono l'individuazione di errori di modellazione. Al termine dell'analisi un controllo automatico identifica la presenza di spostamenti o rotazioni abnormi. Viene inoltre valutata la qualità della soluzione, in base all'uguaglianza del lavoro esterno e dell'energia di deformazione.

Inoltre, è possibile scegliere il grado di affinamento dell'analisi di elementi complessi utilizzando mesh più dettagliate.

Il confronto fra i risultati ottenuti può essere tipicamente classificato secondo una delle modalità seguenti:

- *Esatto*: non c'è differenza tra i risultati del SAP2000 e i risultati indipendenti;
- *Accettabile*, se la differenza tra i risultati del SAP2000 e i risultati indipendenti non supera i valori seguenti:
  - o 5% per le forze, i momenti e i valori degli spostamenti;
  - o 10% per le azioni interne e i valori delle tensioni;
  - o 25% per valori sperimentali.
- *Non accettabile*, se la differenza tra i risultati del SAP2000 e i risultati indipendenti eccede i valori sopra riportati.

La differenza percentuale tra i risultati è tipicamente calcolata con la formula seguente:

$$\Delta\% = 100 \cdot \left( \frac{\text{Risultati SAP2000}}{\text{Risultati indipendenti}} - 1 \right)$$

<p><b>GBRG ENGINEERING srl</b>  Sede Legale: Via Togliatti 54  Sede Op.va: Via dei Fiori 2/d  20080 Zibido S. Giacomo (MI)  Tel. 02/9000.33.63 Fax 02/922.709.38  <a href="mailto:giuseppe.giunta@gbrg.it">giuseppe.giunta@gbrg.it</a>  <a href="http://www.gbrg.it">www.gbrg.it</a></p>	<p><b>COMUNE DI LUNGAVILLA</b>  P.zza Cap. Albini n°3 - 27053  R.U.P. – Arch. Chiara Nobile  <a href="mailto:Comune.lungavilla@legalpec.it">Comune.lungavilla@legalpec.it</a></p>
--	---

## 4.3 Paratie V.7.0

### 4.3.1 Premessa

Il software Paratie 7.0 è un programma non lineare ad elementi finiti per l'analisi di strutture di sostegno flessibili prodotto dalla Ce.A.S. Srl di Milano.

Lo scopo principale di PARATIE è analizzare il comportamento terreno-struttura durante le varie fasi realizzative dell'opera (partendo dall'infissione della paratia, vengono via via simulate le fasi di scavo intercalate dall'installazione dei tiranti o puntoni) e in eventuali fasi finali. La costruzione del modello matematico, partendo dalla reale geometria, è fatta con il metodo degli elementi finiti: la logica del programma prevede l'utilizzo di elementi monodimensionali tra i più semplici (elementi trave, molla, biella ecc.).

Sebbene con una schematizzazione molto semplificata del reale problema fisico, PARATIE consente di mettere in gioco la maggior parte dei complessi aspetti del comportamento meccanico delle terre: in particolare, poiché il comportamento di un comune terreno è tutt'altro che elastico lineare, PARATIE affronta il problema attraverso un'analisi elastoplastica statica incrementale.

Le paratie vengono rappresentate con elementi trave il cui comportamento flessionale è definito dalla rigidità EJ, mentre il terreno viene simulato attraverso elementi elastoplastici monodimensionali (molle) connessi ai nodi delle paratie. L'analisi, svolta schematizzando il problema come piano nelle deformazioni, tiene conto, attraverso l'implementazione di una adeguata legge di plasticità, dello stato in cui l'elemento si trova e, conseguentemente, delle diverse caratteristiche di rigidità con le quali reagisce.

### 4.3.2 Modalità di utilizzo

L'uso del programma prevede i seguenti passi:

#### Input

- Inserimento strati di terreno  
Per ogni tipo di terreno devono essere definite le caratteristiche geomeccaniche (angolo di attrito terreno, angolo di attrito muro/terreno, peso specifico, coeff. di spinta attiva, coeff. di spinta passiva, parametri di deformabilità, .....).
- Inserimento materiali strutturali  
Per i materiali associati alla paratia ed agli ancoraggi (calcestruzzo e acciaio) devono essere definite le caratteristiche meccaniche (modulo elastico).
- Inserimento di sezioni strutturali  
Viene definito lo spessore della paratia alla quale viene associato il materiale.
- Inserimento stratigrafia
- Inserimento di elementi beam  
Viene definita la geometria della paratia in funzione della quota di testa e della quota di infissione e con l'attribuzione della sezione strutturale.
- Inserimento step iniziale  
Viene definita la condizione iniziale (preesistente all'inizio di ogni operazione di scavo) relativa ai carichi esistenti ed alla falda.
- Inserimento steps successivi  
Tipicamente questi steps sono:
  - sbancamento ad una quota opportuna in modo da poter consentire l'installazione del tirante (viene definita la quota di scavo)
  - installazione e tesatura del tirante (viene data la quota del tirante e le sue caratteristiche: materiale, rigidità, inclinazione, tiro iniziale)
  - approfondimento dello scavo alla quota di fondo scavo (viene definita la quota di scavo)
In tali steps è possibile modificare/aggiungere il carico a valle e a monte della paratia, le caratteristiche del terreno (ad esempio per simulare un consolidamento), la quota della falda, le caratteristiche dei materiali strutturali).



<b>GBRG ENGINEERING srl</b> Sede Legale: Via Togliatti 54 Sede Op.va: Via dei Fiori 2/d 20080 Zibido S. Giacomo (MI) Tel. 02/9000.33.63 Fax 02/922.709.38 <a href="mailto:giuseppe.giunta@gbrg.it">giuseppe.giunta@gbrg.it</a> <a href="http://www.gbrg.it">www.gbrg.it</a>	<b>COMUNE DI LUNGAVILLA</b> <i>P.zza Cap. Albini n°3 - 27053</i> R.U.P. – Arch. Chiara Nobile <a href="mailto:Comune.lungavilla@legalpec.it">Comune.lungavilla@legalpec.it</a>
---	---

Al posto del tirante è possibile utilizzare un vincolo fisso oppure una molla, se l'analisi è fatta considerando due paratie è possibile utilizzare come contrasto un puntone oppure una soletta. Si possono introdurre carichi concentrati o uniformemente distribuiti sulla paratia, carichi fondazionali (alla Boussinesq).

## Calcolo della paratia

### Output

Per ogni step il programma restituisce:

- I diagrammi delle sollecitazioni (momento flettente e taglio) della paratia
- Il diagramma della deformata della paratia
- Il diagramma della sollecitazione del vincolo di contrasto
- Il diagramma delle pressioni totali/ efficaci verticali/orizzontali

Il programma inoltre restituisce un "report" contenente l'input, gli steps di calcolo e l'output. Quest'ultimo consiste, per ogni step di calcolo, in:

- -spostamenti/rotazione e sollecitazioni in corrispondenza dei nodi di estremità di ciascun elemento beam in cui è stata suddivisa la paratia
- -pressione efficace e pressione dell'acqua in corrispondenza dei nodi
- -sollecitazioni nei vincoli
- -spinta efficace, spinta dell'acqua, spinta attiva possibile, spinta passiva possibile, spinta passiva mobilitata, .....

Per maggiori informazioni e dettagli si rimanda ai Manuali di Paratie 7.0.

<p><b>GBRG ENGINEERING srl</b>  Sede Legale: Via Togliatti 54  Sede Op.va: Via dei Fiori 2/d  20080 Zibido S. Giacomo (MI)  Tel. 02/9000.33.63 Fax 02/922.709.38  <a href="mailto:giuseppe.giunta@gbrg.it">giuseppe.giunta@gbrg.it</a>  <a href="http://www.gbrg.it">www.gbrg.it</a></p>	<p><b>COMUNE DI LUNGAVILLA</b>  P.zza Cap. Albini n°3 - 27053  R.U.P. – Arch. Chiara Nobile  <a href="mailto:Comune.lungavilla@legalpec.it">Comune.lungavilla@legalpec.it</a></p>
--	---

### 4.3.3 *Campo di impiego*

Il programma viene utilizzato per il calcolo delle paratie, anche in zona sismica.

Con il termine paratia si intendono le strutture di sostegno quali: diaframmi in c.a., micropali, palancole in acciaio.

Il calcolo della paratia in zona sismica è svolto mediante il metodo degli stati limite (parametri geotecnici abbattuti), l'azione sismica può essere applicata sia con il metodo di Mononobe Okabe sia con il metodo di Wood. Le situazioni più frequenti per MM sono quelle di paratie multitirantate o comunque con più vincoli, le paratie sono pertanto ritenute rigide, la spinta sismica ricade nel caso di spinta alla Wood (spinta applicata mediante un carico uniformemente distribuito posto a monte della paratia stessa).

In particolare il programma viene impiegato per determinare:

- le sollecitazioni (momento flettente e taglio) nella paratia
- il massimo tiro nei tiranti (o comunque la massima sollecitazione agente sul vincolo di contrasto sia esso un tirante, un puntone, una molla, ...)
- la percentuale di spinta passiva mobilitata per verificare l'infissione della paratia
- la deformazione della paratia

### 4.3.4 *Affidabilità' del codice di calcolo*

L'affidabilità del codice di calcolo è garantita dall'esistenza di un'ampia documentazione di supporto.

Nel documento "ESEMPI", per tutti gli algoritmi e le diverse opzioni di modellazione implementate, sono riportati casi prova commentati con il confronto tra i risultati forniti dal programma ed i valori di riferimento disponibili in genere da esempi teorici risolvibili con altri metodi o tramite il confronto con valori in letteratura.

## 5 CARATTERISTICHE DEI MATERIALI DA PROGETTO

### 5.1 Armature metalliche

#### 5.1.1 Valori caratteristici cls

Calcestruzzo platea:

$R_{ck} \geq 30 \text{ N/mm}^2$

Calcestruzzo solette piene e strutture in elevazione:  $R_{ck} \geq 35 \text{ N/mm}^2$

Rck [N/mm <sup>2</sup> ]	f <sub>ck</sub>	f <sub>cd</sub>	f <sub>cc</sub>	f <sub>ctm</sub>	f <sub>cfm</sub>	f <sub>ctk</sub>	f <sub>cfk</sub>
25	20,75	12,97	11,02	2,31	2,77	1,62	1,94
<b>30</b>	<b>24,90</b>	<b>15,56</b>	<b>13,23</b>	<b>2,61</b>	<b>3,13</b>	<b>1,82</b>	<b>2,19</b>
<b>35</b>	<b>29,05</b>	<b>18,16</b>	<b>15,43</b>	<b>2,89</b>	<b>3,47</b>	<b>2,02</b>	<b>2,43</b>
40	33,20	20,75	17,64	3,16	3,79	2,21	2,65
45	37,35	23,34	19,84	3,42	4,10	2,39	2,87
50	41,50	25,94	22,05	3,66	4,40	2,57	3,08
55	45,65	28,53	24,25	3,90	4,69	2,73	3,28

Rck [N/mm <sup>2</sup> ]	f <sub>ctd</sub>	f <sub>cf d</sub>	v				
25	1,01	1,21	0,15-0,18				
<b>30</b>	<b>1,14</b>	<b>1,37</b>	<b>0,16-0,19</b>				
<b>35</b>	<b>1,26</b>	<b>1,52</b>	<b>0,17-0,20</b>				
40	1,38	1,66	0,18-0,22				
45	1,49	1,79	0,20-0,25				
50	1,60	1,92	0,22-0,27				
55	1,71	2,05	0,24-0,29				

- $f_c$  = resistenza cilindrica a compressione  
 $R_c$  = resistenza cubica  
 $R_{cm}$  = resistenza cubica media  
 $f_{cm}$  = resistenza media cilindrica  
 $R_{ck}$  = resistenza caratteristica cubica  
 $f_{ck}$  = resistenza caratteristica cilindrica =  $0,83 R_{ck}$   
 $f_{cd}$  = resistenza di calcolo cilindrica =  $f_{ck} / \gamma_c$   
 $f_{cc}$  =  $0,85 f_{cd}$   
 $f_{ct}$  = resistenza a trazione  
 $f_{ctm}$  = resistenza a trazione semplice assiale =  $0,27 \sqrt[3]{(R_{ck})^2}$   
 $f_{cfm}$  = resistenza a trazione per flessione =  $1,2 f_{ctm}$   
 $f_{ctk}$  = resistenza caratteristica a trazione semplice assiale =  $0,7 f_{ctm}$   
 $f_{cfk}$  = resistenza caratteristica a trazione per flessione =  $0,7 f_{cfm}$   
 $f_{ctd}$  = resistenza di calcolo a trazione –assiale– =  $f_{ctk} / \gamma_c$   
 $f_{cf d}$  = resistenza di calcolo a trazione –per flessione– =  $f_{cfk} / \gamma_c$

<b>GBRG ENGINEERING srl</b> Sede Legale: Via Togliatti 54 Sede Op.va: Via dei Fiori 2/d 20080 Zibido S. Giacomo (MI) Tel. 02/9000.33.63 Fax 02/922.709.38 <a href="mailto:giuseppe.giunta@gbrg.it">giuseppe.giunta@gbrg.it</a> <a href="http://www.gbrg.it">www.gbrg.it</a>	<b>COMUNE DI LUNGAVILLA</b> <u>P.zza Cap. Albini n°3 - 27053</u> R.U.P. – Arch. Chiara Nobile <a href="mailto:Comune.lungavilla@legalpec.it">Comune.lungavilla@legalpec.it</a>
---	---

### MODULI ELASTICI

$$E_c = 5.700 \sqrt{R_{ck}} \text{ [N/mm}^2\text{]}$$

$$E_c = 18.000 \sqrt{R_{ck}} \text{ [daN/cm}^2\text{]}$$

Rck(N/mm <sup>2</sup> )	Rck(daN/cm <sup>2</sup> )	Ec(N/mm <sup>2</sup> )	Ec(daN/cm <sup>2</sup> )
25	250	28.500	284.605
30	300	31.220	311.769
35	350	33.722	336.749
40	400	36.050	360.000
45	450	38.237	381.838
50	500	40.305	402.492
55	550	42.272	422.137

### MODULI ELASTICI CON MATURAZIONE A VAPORE

$$E_c = 5.100 \sqrt{R_{ck}} \text{ [N/mm}^2\text{]}$$

$$E_c = 16.100 \sqrt{R_{ck}} \text{ [daN/cm}^2\text{]}$$

### 5.1.2 Valori caratteristici acciai da C.A.

#### B450C

$$f_{tk} = 540 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{yk} = 450 \text{ N/mm}^2$$

$$E_s = 200000 \text{ N/mm}^2$$

$$(f_{tk} / f_{yk}) \geq 1,13$$

$$\leq 1,35$$

#### controllato in stabilimento

tensione caratteristica di rottura

tensione caratteristica di snervamento

modulo elastico

Tensione di trazione ammissibile

$$\sigma_s = 255.00 \text{ N/mm}^2$$

$f_y$  = tensione di snervamento

$f_t$  = tensione di rottura

$f_{yk}$  = tensione caratteristica di snervamento  $\geq 4300 \text{ Kg/cm}^2$

$f_{tk}$  = tensione caratteristica di rottura  $\geq 5400 \text{ Kg/cm}^2$

$f_{(0,2)}$  = tensione allo 0,2% di deformazione residua

$f_{(0,2)k}$  = tensione caratteristica allo 0,2% di deformazione residua

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

## 6 AZIONI DI CALCOLO E COMBINAZIONI AGLI STATI LIMITE –NTC2008-

### 6.1 S.L.U. e S.L.E.

Ai fini delle verifiche degli stati limite si definiscono le seguenti combinazioni delle azioni.

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

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

- Combinazione caratteristica (rara), generalmente impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) irreversibili, da utilizzarsi nelle verifiche alle tensioni ammissibili di cui al § 2.7:

$$G_1 + G_2 + P + Q_{k1} + \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots \quad (2.5.2)$$

- Combinazione frequente, generalmente impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) reversibili:

$$G_1 + G_2 + P + \psi_{11} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} + \dots \quad (2.5.3)$$

- Combinazione quasi permanente (SLE), generalmente impiegata per gli effetti a lungo termine:

$$G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} + \dots \quad (2.5.4)$$

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

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

- Combinazione eccezionale, impiegata per gli stati limite ultimi connessi alle azioni eccezionali di progetto  $A_d$  (v. § 3.6):

$$G_1 + G_2 + P + A_d + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \dots \quad (2.5.6)$$

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

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

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

Nella Tab. 2.6.I il significato dei simboli è il seguente:

- $\gamma_{G1}$  coefficiente parziale del peso proprio della struttura, nonché del peso proprio del terreno e dell'acqua, quando pertinenti;  
 $\gamma_{G2}$  coefficiente parziale dei pesi propri degli elementi non strutturali;  
 $\gamma_{Qi}$  coefficiente parziale delle azioni variabili.



## 6.2 COEFF. DI COMBINAZIONE

**Tabella 2.5.I – Valori dei coefficienti di combinazione**

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

### 6.2.1 Combinazioni Rare

$$F_d = G_k + P_k + Q_{1k} + \sum_{i=2,n} (\psi_{0i} Q_{ik}) \quad \text{periodo di ritorno 1 anno}$$

Esempio:

$\psi_{0i}$  = per gli accidentali "residenziali" = 0,7

### 6.2.2 Combinazioni Frequenti

$$F_d = G_k + P_k + \psi_{11} Q_{1k} + \sum_{i=2,n} (\psi_{2i} Q_{ik}) \quad \text{periodo di ritorno 2 settimane}$$

### 6.2.3 Combinazioni Quasi Permanenti

$$F_d = G_k + P_k + \sum_{i=1,n} (\psi_{2i} Q_{ik})$$

### 6.2.4 S.L.V. / S.L.D. combinazione sismica

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

$$G_1 + G_2 + \sum_j \psi_{2j} Q_{kj} \quad [2.5.7]$$

Essendo:

$E$  = azione sismica per lo stato limite in esame;

$G_k$  = valore caratteristico delle azioni permanenti;

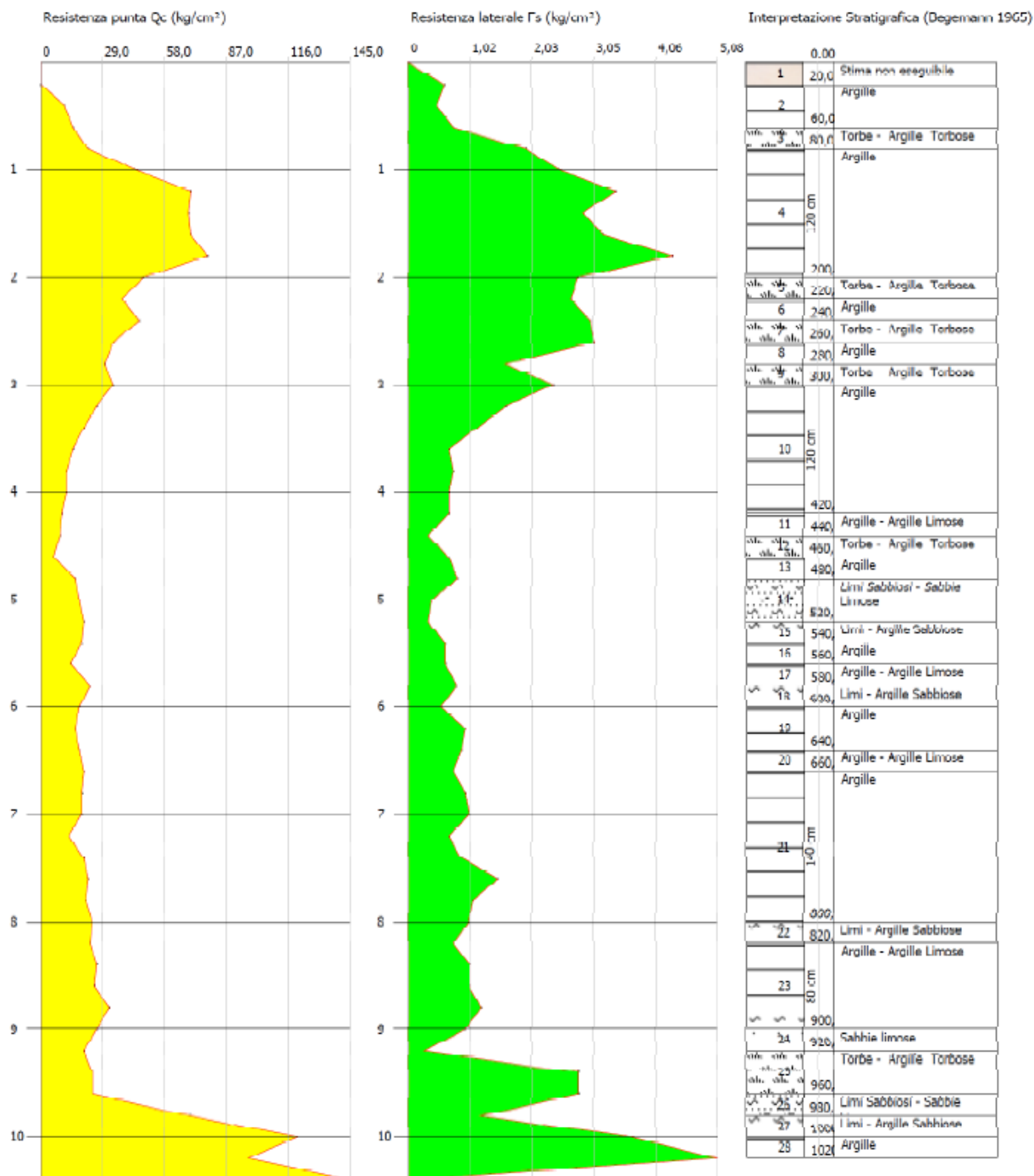
$P_k$  = valore caratt. dell'azione di precompressione a cadute di tensione avvenute;

$Q_{ki}$  = valore caratteristico dell'azione variabile  $Q_i$ ;

## 7 CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA DEI TERRENI

Nel seguito alcuni estratti della Relazione Geotecnica redatta dal Dott. Geol. Marco Degliantonì:

Scala 1:54 -  $Q_c$ : 1 cm=35,44 kg/cm<sup>2</sup> -  $F_s$ : 1 cm=0,99 kg/cm<sup>2</sup>



## 7.1 Categoria di Sottosuolo – Tipo C

Si riporta un estratto dell'esito dei risultati dell'indagine Masw.

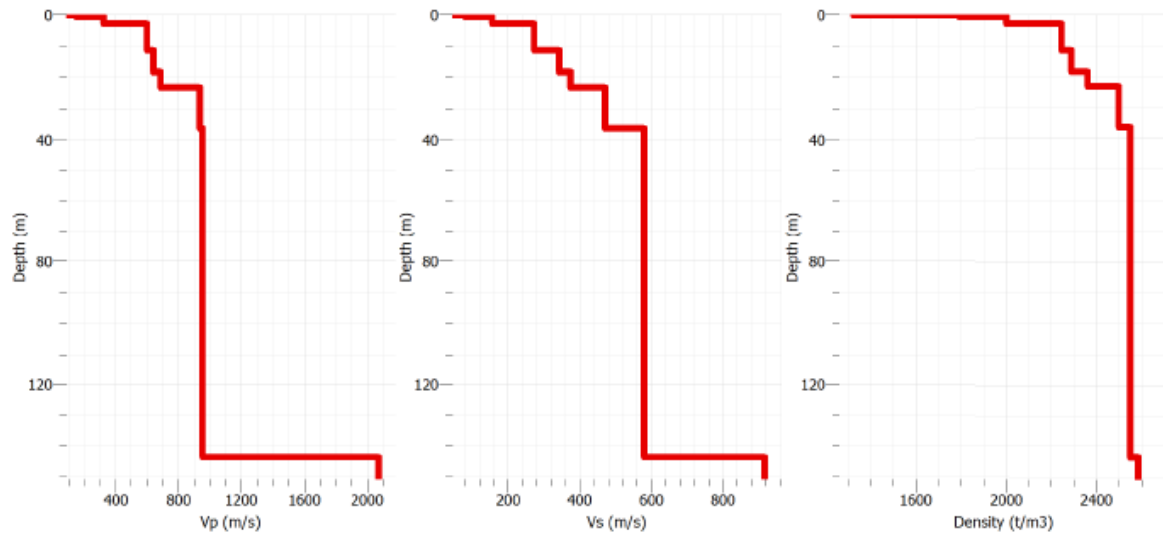


Figura 9 –  $V_p$  –  $V_s$  –  $\gamma$

## 7.2 Categoria del sottosuolo e delle condizioni topografiche

Considerate le risultanze derivanti dall'analisi delle evidenze ambientali, dalla esecuzione di indagini sismiche, in virtù dell'analisi sismica di II° livello effettuata, nel seguito riportata, nella formulazione delle ipotesi progettuali dovrà essere adottata la categoria di sottosuolo C e condizione topografica assimilabile alla categoria I1.

<b>GBRG ENGINEERING srl</b> Sede Legale: Via Togliatti 54 Sede Op.va: Via dei Fiori 2/d 20080 Zibido S. Giacomo (MI) Tel. 02/9000.33.63 Fax 02/922.709.38 <a href="mailto:giuseppe.giunta@gbrg.it">giuseppe.giunta@gbrg.it</a> <a href="http://www.gbrg.it">www.gbrg.it</a>	<b>COMUNE DI LUNGAVILLA</b> P.zza Cap. Albini n°3 - 27053 R.U.P. – Arch. Chiara Nobile <a href="mailto:Comune.lungavilla@legalpec.it">Comune.lungavilla@legalpec.it</a>
---	--

### 7.3 Geotecnica – portanza del terreno e cedimenti attesi

Si riporta stralcio del foglio XLS utilizzato per la verifica geotecnica delle fondazioni. Per maggiori informazioni si rimanda alla Relazione di Calcolo delle Fondazioni.

PLATEA C.A. sp.40cm									
CORPO A									
<b>TERRENO</b>									
$\beta 1$	=	0	°	inclinazione fondazione	ATTENZIONE				
$\beta 2$	=	0	°	inclinazione piano campagna	$\beta 1 + \beta 2$ < 45°				
$\gamma 1$	=	19,00	kN/mc	peso specifico efficace					
$\gamma_{sat}$	=	20,00	kN/mc	peso specifico saturo					
$\gamma 2$	=	17,08	kN/mc	valore di $\gamma$ nel terzo termine del qlim in funzione della posizione della falda se $Z_w < D$ o $Z_w > (D+B)$					
c	=	0,00	0,00	coesione c'					
$\varphi$	=	28	23,04	°	attrito interno terreno sottostante la fondazione	$\varphi'$			
$Z_w$	=	10,00	m	profondità falda					
<b>GEOMETRIA FONDAZIONE</b>									
B	=	1300	cm	lato fondazione	FONDAZIONE RIDOTTA				
L	=	1300	cm	lunghezza fondazione	eb= 0,00 m ---> B'= 13,00 m				
H	=	40	cm	altezza suola fondazione	el= 0,00 m ---> L'= 13,00 m				
D	=	80	cm	profondità di posa					
<b>AZIONI</b>									
				Gkfond	Gk	Qk	SCEGLI la combinazione		
N	=	7400,00	kN		0,00	0,00	<input type="radio"/> A1+M1+R1    2    1,8 <input checked="" type="radio"/> A2+M2+R2 <input type="radio"/> A1+M1+R3		
Mb	=		kNm		0,00	0,00			
MI	=		kNm		0,00	0,00			
Tb	=		kN		0,00	0,00			
TI	=		kN		0,00	0,00			
Ht	=		kN						
<b>CARICO LIMITE</b>									
qlim	=	741,72	kN/mq	<b>PRESSIONE AGENTE</b>		q=	43,79	kN/mq	FS
		7,42	kg/cmq				0,44	kg/cmq	16,94
<b>FATTORE DI SICUREZZA ALLO SCORRIMENTO: Sd / Hd</b>									
assente									
OK verificato									
R1 = 1,0 R2 = 1,8 R3 = 2,3									

## 8 ANALISI DEI CARICHI

### 8.1 Peso proprio dei Calcestruzzi

Il peso proprio del C.A. è valutato in ragione di 2500 daN/m<sup>3</sup> ed è computato automaticamente dal programma di calcolo.

### 8.2 Peso proprio degli Acciai

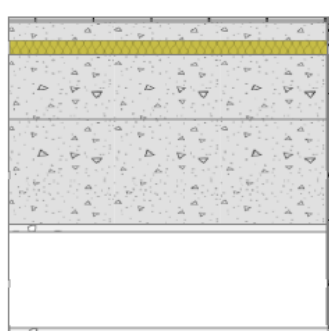
Il peso proprio degli acciai da carpenteria è valutato in ragione di 7850 daN/m<sup>3</sup> ed è computato automaticamente dal programma di calcolo.

### 8.3 Peso totale del solaio “soletta da 22 cm”

Il peso proprio del solaio è di 550 daN/m<sup>2</sup>.

### 8.4 Analisi dei carichi Solaio Piano Tipo (Scuola)

	daN/mq	GAMMA	daN/mq
<b>PP SOLAIO SOLETTA PIENA sp.22cm</b>	550	1,3	715
<b>MASSETTO sp 4cm- LECA 1400 kg/m<sup>3</sup></b>	56	1,3	72,8
<b>CALCESTRUZZO CELLULARE sp13,5 cm - 600 kg/m<sup>3</sup></b>	81	1,3	105,3
<b>PIASTRELLE IN CERAMICA</b>	20	1,3	26
<b>TAMPONAMENTI IN CARTONGESSO</b>	20	1,3	26
<b>CONTROSOFFITTO</b>	20	1,3	26
<b>ACCIDENTALE</b>	300	1,5	450
<b>TOT SLE</b>	<b>1 047</b>		
<b>TOT SLU</b>			<b>1 421</b>



#### Stratigrafia:

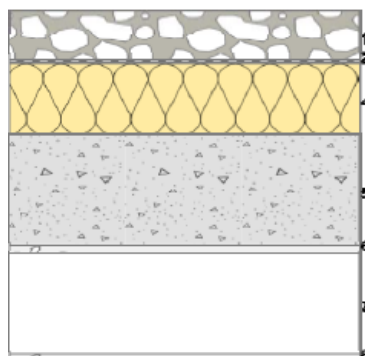
N.	Descrizione strato	s	Cond.	R	M.V.	C.T.	R.V.
-	Resistenza superficiale interna	-	-	0,170	-	-	-
1	Piastrelle in ceramica (piastrelle)	10,00	1,3000	0,008	2300	0,84	9999999
2	Caldana additivata per pannelli	40,00	1,0000	0,040	1800	0,88	30
3	Tubo del pannello - H30	0,00	-	-	-	-	-
4	Polistirene espanso per COVER	30,00	0,0350	0,857	25	1,30	70
5	C.I.s. in genere	135,00	0,3000	0,450	800	1,00	96
6	C.I.s. armato (1% acciaio)	220,00	2,3000	0,096	2300	1,00	130
7	Intonaco di gesso e sabbia	15,00	0,8000	0,019	1600	1,00	10
8	Intercapedine non ventilata Av<500 mm²/m	200,00	0,8889	0,225	-	-	-
9	Cartongesso in lastre	15,00	0,2500	0,060	900	1,00	10
-	Resistenza superficiale esterna	-	-	0,170	-	-	-



## 8.5 Analisi dei carichi Solaio Copertura

### COPERTURA

	daN/mq	GAMMA	daN/mq
PP SOLETTA PIENA 22 cm	550	1,3	715
GHIAIA 10 cm (1500 KG/m3)	150	1,3	195
IMPERMEABILIZZAZIONE CON BITUME 8mm	9	1,3	11,7
POLISTIRENE ESPANSO 14 cm	6	1,3	7,8
CARTONGESSO IN LASTRE	20	1,3	26
ACCID. (NEVE)	120	1,5	180
TOT SLE	855		
TOT SLU			1 136

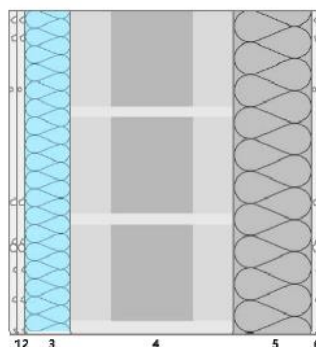


#### Stratigrafia:

N.	Descrizione strato	s	Cond.	R	M.V.	C.T.	R.V.
-	Resistenza superficiale esterna	-	-	0,040	-	-	-
1	Ghiaia grossa senza argilla (um. 5%)	100,00	1,2000	0,083	1700	1,00	5
2	Impermeabilizzazione con bitume	4,00	0,1700	0,024	1200	1,00	188000
3	Impermeabilizzazione con bitume	4,00	0,1700	0,024	1200	1,00	188000
4	Polistirene espanso, estruso con pelle	140,00	0,0330	4,242	35	1,45	60
5	C.l.s. armato (2% acciaio)	220,00	2,5000	0,088	2400	1,00	130
6	Intonaco di gesso e sabbia	15,00	0,8000	0,019	1600	1,00	10
7	Intercapedine non ventilata $Av < 500 \text{ mm}^2/\text{m}$	200,00	1,2500	0,160	-	-	-
8	Cartongesso in lastre	15,00	0,2500	0,060	900	1,00	10
-	Resistenza superficiale interna	-	-	0,100	-	-	-

## 8.6 Analisi dei carichi parete esterna (Scuola)

<b>PARETE ESTERNA</b>			
	<b>daN/mq</b>	<b>GAMMA</b>	<b>daN/mq</b>
<b>CARTONGESSO IN LASTRE sp 2,5 cm</b>	20	1,3	26
<b>LANA DI VETRO 7cm - 20 kg/m<sup>3</sup></b>	1,4	1,3	1,82
<b>GASBETON sp25 cm - 500 kg/m<sup>3</sup></b>	125	1,3	162,5
<b>POLISTIRENE ESPANSO 12 cm - 40 kg/m<sup>3</sup></b>	4,8	1,3	6,24
<b>INTONACO PLASTICO - 1 cm</b>	15	1,3	19,5
<b>TOT SLE</b>	<b>166</b>		
<b>TOT SLU</b>			<b>216</b>



### Stratigrafia:

N.	Descrizione strato	s	Cond.	R	M.V.	C.T.	R.V.
-	Resistenza superficiale interna	-	-	0,130	-	-	-
1	Cartongesso in lastre	12,50	0,2500	0,050	900	1,00	10
2	Cartongesso in lastre	12,50	0,2500	0,050	900	1,00	10
3	Pannello in lana di vetro	70,00	0,0320	2,188	35	1,03	1
4	GASBETON ACTIVE	250,00	0,0700	3,571	300	1,00	10
5	Polistirene espanso sinterizzato (alla grafite)	120,00	0,0310	3,871	20	1,45	60
6	Intonaco plastico per cappotto	10,00	0,3000	0,033	1300	0,84	30
-	Resistenza superficiale esterna	-	-	0,040	-	-	-

## 8.7 Azione della neve

### AZIONE DELLA NEVE PAR. 3.4 NTC18

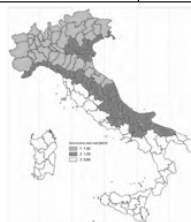
#### 1.DEFINIZIONE DEI DATI

Il carico di riferimento neve al suolo, per località poste a quota  $a_s \leq 1500$  m s.l.m., non dovrà essere assunto minore di quello indicato in tabella, cui corrispondono valori associati ad un periodo di ritorno pari a 50 anni. Per altitudini  $a_s \geq 1500$  m s.l.m. si dovrà fare riferimento a valori statistici locali utilizzando comunque valori non inferiori a quelli previsti per 1500m

1.1  $a_s$  (altitudine sul livello del mare):  [m]

1.2 zona:

<b>Zona I - Alpina</b> Aosta, Belluno, Bergamo, Biella, Bolzano, Brescia, Como, Cuneo, Lecco, Pordenone, Sondrio, Torino, Trento, Udine, Verbano-Cusio-Ossola, Vercelli, Vicenza	$q_k = 1,50 \text{ kN/m}^2$ $a_s \leq 200 \text{ m}$ $q_k = 1,39 [1 + (a_s/728)^2] \text{ kN/m}^2$ $a_s > 200 \text{ m}$
<b>Zona I - Mediterranea</b> Alessandria, Ancona, Asti, Bologna, Cremona, Forlì-Cesena, Lodi, Milano, Modena, Monza Brianza, Novara, Parma, Pavia, Pesaro e Urbino, Piacenza, Ravenna, Reggio Emilia, Rimini, Treviso, Varese	$q_k = 1,50 \text{ kN/m}^2$ $a_s \leq 200 \text{ m}$ $q_k = 1,35 [1 + (a_s/602)^2] \text{ kN/m}^2$ $a_s > 200 \text{ m}$
<b>Zona II</b> Arezzo, Ascoli Piceno, Avellino, Bari, Barletta-Andria-Trani, Benevento, Campobasso, Chieti, Fermo, Ferrara, Firenze, Foggia, Grosseto, Genova, Gorizia, Imperia, Isernia, L'Aquila, La Spezia, Lucca, Macerata, Mantova, Massa Carrara, Padova, Perugia, Pescara, Pistoia, Prato, Rieti, Rovigo, Savona, Teramo, Trieste, Venezia, Verona	$q_k = 1,00 \text{ kN/m}^2$ $a_s \leq 200 \text{ m}$ $q_k = 0,85 [1 + (a_s/481)^2] \text{ kN/m}^2$ $a_s > 200 \text{ m}$
<b>Zona III</b> Agrigento, Brindisi, Cagliari, Caltanissetta, Carbonia-Iglesias, Caserta, Catania, Catanzaro, Cosenza, Crotone, Enna, Grosseto, Latina, Lecce, Livorno, Matera, Medio Campidano, Messina, Napoli, Nuoro, Olbia-Tempio, Oristano, Palermo, Pisa, Potenza, Ragusa, Reggio Calabria, Roma, Salerno, Sassari, Siena, Siracusa, Taranto, Terni, Trapani, Vibo Valentia, Viterbo	$q_k = 0,60 \text{ kN/m}^2$ $a_s \leq 200 \text{ m}$ $q_k = 0,51 [1 + (a_s/481)^2] \text{ kN/m}^2$ $a_s > 200 \text{ m}$



Per altitudini superiori a 1500 m sul livello del mare si fa riferimento alle condizioni locali di clima e di esposizione utilizzando comunque valori di carico neve non inferiori a quelli previsti per 1500 m.  
Per un'opera di nuova realizzazione in fase di costruzione o per le fasi transitorie relative ad interventi sulle costruzioni esistenti,  
il periodo di ritorno dell'azione si riduce come di seguito specificato:  
- per fasi di costruzione o fasi transitorie con durata prevista in sede di progetto non superiore a tre mesi, si assumerà  $TR \geq 5$  anni;  
- per fasi di costruzione o fasi transitorie con durata prevista in sede di progetto compresa fra tre mesi di un anno, si assumerà  $TR \geq 10$  anni.

#### 2 CALCOLO DEL CARICO NEVE AL SUOLO

$q_{sk}$  valore caratteristico della neve al suolo **1,50** [kN/m<sup>2</sup>]

#### 3 CALCOLO DEI COEFFICIENTI

##### 3.1 Coefficiente di esposizione

Il coefficiente di esposizione deve essere utilizzato per modificare il valore del carico della neve in copertura in funzione delle caratteristiche specifiche dell'area in cui sorge l'opera. Normalmente si adotta  $C_{se} = 1$ . Si riportano in tabella i coefficienti consigliati per le diverse classi di topografia.

Battuta dai venti	Aree pianeggianti non ostruite esposte su tutti i lati, senza costruzioni o alberi più alti.	0,9
Normale	Aree in cui non è presente una significativa rimozione di neve sulla costruzione prodotta dal vento, a causa del terreno, altre costruzioni o alberi.	1
Riparata	Aree in cui la costruzione considerata è sensibilmente più bassa del circostante terreno o circondata da costruzioni o alberi più alti.	1,1

3.1.1 Classe di topografia:

Il coefficiente di esposizione vale:

### 3.2 Coefficiente termico

Il coefficiente termico può essere utilizzato per tener conto della riduzione del carico neve a causa dello scioglimento della stessa, causata dalla perdita di calore della costruzione. Tale coefficiente tiene conto delle proprietà di isolamento termico del materiale utilizzato in copertura. In assenza di uno specifico e documentato studio, deve essere utilizzato  $C_t = 1$ .

Il coefficiente topografico vale:

$C_t$  1,00

### 3.2 Coefficiente di forma

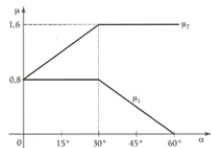
#### 3.2.1 Inclinazione della falda $\alpha$ (1)

0 [deg]

#### 3.2.2 Inclinazione della falda $\alpha$ (2)

0 [deg]

### 3.2.3 Legge di variazione del coefficiente di forma:



$\mu_1 (\alpha_1)$	0,80
$\mu_1 (\alpha_2)$	0,80
$\mu_2 (\alpha)$	0,80

	$0^\circ \leq \alpha < 30^\circ$	$30^\circ \leq \alpha < 60^\circ$	$\alpha \geq 60^\circ$
$\mu_1 (\alpha)$	0,80	$0,8(60-\alpha)/30$	0,00
$\mu_2 (\alpha)$	$0,8+0,8 \cdot \alpha/30$	1,60	0,00

## 4 CARICO NEVE SULLA COPERTURA E COMBINAZIONI DI CARICO

$$q_s \text{ (carico neve sulla copertura [N/m}^2\text{])} = \mu_i \cdot q_{sk} \cdot C_E \cdot C_t$$

$\mu_i$  (coefficiente di forma)

$q_{sk}$  (valore caratteristico della neve al suolo [kN/m<sup>2</sup>])

$C_E$  (coefficiente di esposizione)

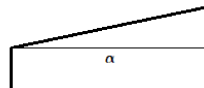
$C_t$  (coefficiente termico)

### 4.1 Combinazione per il caso di copertura ad una falda

Inclinazione falda 0 [deg]

1,20 kN/mq  $\mu_1$

$\mu_1$  0,80



## 8.8 Azione del Vento

### AZIONE DEL VENTO PAR. 3.3 NTC18

#### DEFINIZIONE DEI DATI

##### zona:

1) Valle d'Aosta, Piemonte, Lombardia, Trentino Alto Adige, Veneto, Friuli Venezia Giulia (con l'eccezione della provincia di Trieste)



##### Classe di rugosità del terreno:

C) Aree con ostacoli diffusi (alberi, case, muri, recinzioni,...); aree con rugosità non riconducibile alle classi A, B, D. Aree prive di ostacoli o con al più rari ostacoli isolati.

L'assegnazione della classe di rugosità non dipende dalla conformazione orografica e topografica del terreno. Affidarsi una costruzione possa dirsi ubicata in classe A o B è necessario che la situazione che contraddistingue la classe permanga intorno alla costruzione per non meno di 1 km e comunque non meno di 20 volte l'altezza della costruzione. Laddove sussistano dubbi sulla scelta della classe di rugosità, a meno di analisi dettagliate, verrà assegnata la classe più sfavorevole.

Nelle fasce entro i 40 km dalla costa delle zone 1,2,3,4,5 e 6 la categoria di esposizione è indipendente dall'altitudine del sito.

##### a. (altitudine sul livello del mare della costruzione)

75	(m)
75	(km)
50	(anni)
III	

##### Distanza dalla costa

##### T<sub>r</sub> (Tempo di ritorno):

##### Categoria di esposizione

ZONE 1,2,3,4,5						ZONA 6					
A	--	IV	IV	V	V	A	--	III	IV	V	V
B	--	III	III	IV	IV	B	--	II	III	IV	IV
C	--	*	III	III	IV	C	--	II	III	III	IV
D	I	II	II	II	III	D	I	I	II	II	III
* Categoria II in zona 1,2,3,4 Categoria III in zona 5											
* Categoria III in zona 2,3,4,5 Categoria IV in zona 1											

ZONE 7,8				ZONA 9			
A	--	--	IV	A	--	I	
B	--	--	IV	B	--	I	
C	--	--	III	C	--	I	
D	I	II	*	D	I	I	
* Categoria II in zona 8 Categoria III in zona 7							

#### Altezza del colmo della copertura, rispetto al suolo e inclinazione della falda sopravvento

E' consigliabile calcolare la pressione del vento per ogni facciata del fabbricato modificando i parametri per ogni caso. Nel caso di studio su prospetto di timpano, la valutazione della pressione del vento si conduce come se la copertura fosse piana e la parete alta fino alla linea di colmo. Nel caso di coperture a padiglione, la valutazione delle pressioni si esegue su ogni facciata del fabbricato utilizzando di volta in volta l'angolo della falda investito dal vento. Nel caso di coperture curve, si deve inserire l'angolo della retta tangente al bordo della copertura, in sostanza l'angolo di attacco della copertura. (per cupole a tutto sesto l'angolo è di 90°, per cupole a sesto ribassato è minore di 90°). Nel caso di studio su prospetto piano l'analisi si conduce come su prospetto di timpano. Si osserva che oltre alle pressioni andrebbe considerata anche la forza tangenziale esercitata dal vento sul fabbricato. Generalmente essa si trascura, è necessaria modellarla solo per grandi coperture piane ad esempio: coperture di grandi capannoni industriali. Il foglio di calcolo è utilizzabile per fabbricati a base rettangolare.

La copertura è curva:



\*Valore per la falda che per la cupola (a base rettangolare)

#### CALCOLO VELOCITA' DI RIFERIMENTO DEL VENTO §3.3.2.

Zona	$v_{b,1}$ [m/s]	$a_b$ [m]	$k_s$	$C_r$
1	25	1000	0,4	1,000

$$v_b = v_{b,0} \cdot c_a$$

$$c_a = 1 \quad \text{per } a_s \leq a_0$$

$$c_a = 1 + k_s (a_s/a_0 - 1) \quad \text{per } a_s < a_0 \leq 1500 \text{ m}$$

**v<sub>b</sub> (velocità base di riferimento) 25,00 m/s**

$$v_r = v_b \cdot c_r$$

$c_r$  coefficiente di ritorno 1,00

**v<sub>r</sub> (velocità di riferimento) 25,02 m/s**

### PRESSIONE CINETICA DI RIFERIMENTO §3.3.6.

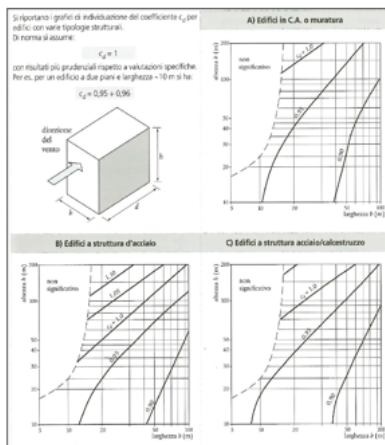
$q_r$  (pressione cinetica di riferimento [N/mq])  
 $q_r = 1/2 \cdot \rho \cdot v_r^2$  ( $\rho = 1,25 \text{ kg/m}^3$ )  
 Pressione cinetica di riferimento  $q_r$  **391,20 [N/m²]**

### CALCOLO DEI COEFFICIENTI

Coefficiente dinamico §3.3.8

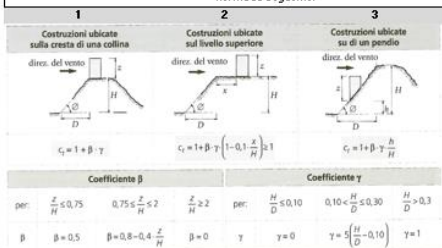
$c_d$  **0,96**

Esso può essere assunto cautelativamente pari ad 1 nelle costruzioni di tipologia ricorrente, quali gli edifici di forma regolare non eccedenti 80 m di altezza ed i capannoni industriali, oppure può essere determinato mediante analisi specifiche o facendo riferimento a dati di comprovata affidabilità.



### Coefficiente Topografico (Orografi)

Il coefficiente topografico si assume di norma uguale ad 1, sia per zone pianeggianti, ondulate, collinose e montane. Nel caso di costruzioni che sorgono presso la sommità di colline o pendii isolati si procede nel modo seguente:



Caso selezionato: **Condizione non isolata**

Il coefficiente topografico vale:  $c_1$  **1,00**

### Coefficiente di esposizione §3.3.7

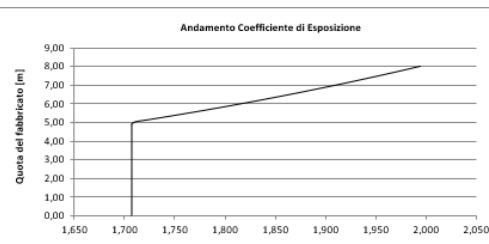
Il coefficiente di esposizione dipende dall'altezza  $z$  sul suolo del punto considerato, dalla topografia del terreno e dalla categoria di esposizione del sito (e quindi dalla classe di rugosità del terreno) ove sorge la costruzione; per altezze non maggiori di  $z = 200 \text{ m}$  valgono le seguenti espressioni

$$c_e(z) = k_e \cdot z^2 \cdot c_{e1} \ln(z/z_{e1}) \quad \text{per } z \geq z_{e1}$$

$$c_e(z) = c_e(z_{e1}) \quad \text{per } z < z_{e1}$$

$k_e$	$z_1$ (m)	$z_{e1}$ (m)
0,20	0,10	5,00

Coefficiente di esposizione mini  $c_{e,min}$  **1,71**  $z < 5,00$   
 Coefficiente di esposizione alla  $c_{e,grande}$  **2,00**  $z = 8,00$   
 Coefficiente di esposizione al cr  $c_{e,colma}$  **2,00**  $z = 8,00$

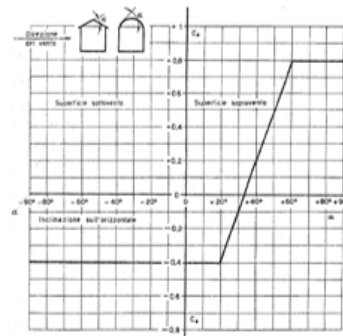


### Coefficiente di forma

Edifici a pianta rettangolare con coperture piane, a falde, inclinate, curve

E' il coefficiente di forma (o coefficiente aerodinamico), funzione della tipologia e della geometria della costruzione e del suo orientamento rispetto alla direzione del vento. Il suo valore può essere ricavato da dati suffragati da opportuna documentazione o da prove sperimentali in galleria del vento.



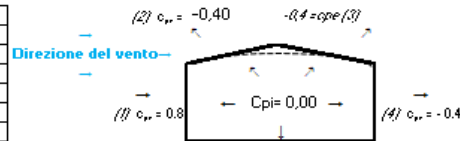


Costruzioni completamente stagne

Configurazione più svantaggiosa

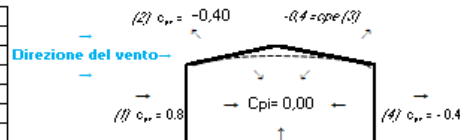
Configurazione B

(1) parete sopravvento	$c_s$
	0,80
(2) copertura sopravvento	$c_s$
	-0,40
(3) copertura sottovento	$c_s$
	-0,40
(4) parete sottovento	$c_s$
	-0,40



Configurazione A

(1) parete sopravvento	$c_s$
	0,80
(2) copertura sopravvento	$c_s$
	-0,40
(3) copertura sottovento	$c_s$
	-0,40
(4) parete sottovento	$c_s$
	-0,40



Configurazione B

#### PRESSIONI DEL VENTO

Combinazione più sfavorevole per pareti e copertura:

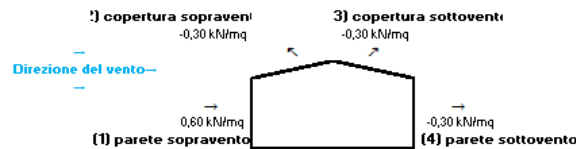
Valori massimi della pressione per ogni elemento

$p$  (pressione del vento) =  $q_s \cdot c_d \cdot c_t \cdot c_s$

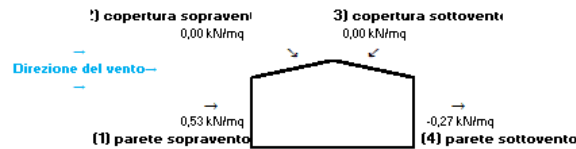
$c_d$  (coefficiente dinamico)  $c_t$  (coefficiente topografico)  $c_s$  (coefficiente di esposizione)

$c_s$  (coefficiente di forma)

	$p$ [kN/m <sup>2</sup> ]	$c_d$	$c_t$	$c_s$	$c_s$	$P$ [kN/m <sup>2</sup> ]
(1) per. sopra	0,391	0,96	1,00	1,995	0,80	0,60
(2) cop. sopra	0,391	0,96	1,00	1,995	-0,40	-0,30
(3) cop. sotto	0,391	0,96	1,00	1,995	-0,40	-0,30
(4) per. sotto	0,391	0,96	1,00	1,995	-0,40	-0,30



Valori medi della pressione per ogni elemento (da utilizzare per caricare il modello FEM)



## 8.9 Azione Sismica

### 8.9.1 Fattore di struttura

Si riporta un breve excursus normativo.

#### 7.2.2. CRITERI GENERALI DI PROGETTAZIONE DEI SISTEMI STRUTTURALI

##### COMPORTAMENTO STRUTTURALE

Le costruzioni soggette all'azione sismica, non dotate di appositi dispositivi d'isolamento e/o dissipativi, devono essere progettate in accordo con uno dei seguenti comportamenti strutturali:

a) *comportamento strutturale non dissipativo*,

oppure

b) *comportamento strutturale dissipativo*.

Per *comportamento strutturale non dissipativo*, nella valutazione della domanda tutte le membrature e i collegamenti rimangono in campo elastico o sostanzialmente elastico; la domanda derivante dall'azione sismica e dalle altre azioni è calcolata, in funzione dello stato limite cui ci si riferisce, ma indipendentemente dalla tipologia strutturale e senza tener conto delle non linearità di materiale, attraverso un modello elastico (v. § 7.2.6)

Per *comportamento strutturale dissipativo*, nella valutazione della domanda un numero elevato di membrature e/o collegamenti evolvono in campo plastico, mentre la restante parte della struttura rimane in campo elastico o sostanzialmente elastico; la domanda derivante dall'azione sismica e dalle altre azioni è calcolata, in funzione dello stato limite cui ci si riferisce e della tipologia strutturale, tenendo conto della capacità dissipativa legata alle non linearità di materiale. Se la capacità dissipativa è presa in conto implicitamente attraverso il fattore di comportamento  $q$  (v. § 7.3), si adotta un modello elastico; se la capacità dissipativa è presa in conto esplicitamente, si adotta un'adeguata legge costitutiva (v. § 7.2.6).

##### CLASSI DI DUTTILITÀ

Una costruzione a comportamento strutturale dissipativo deve essere progettata per conseguire una delle due Classi di Duttività (CD):

- Classe di Duttività Alta (CD"A"), ad elevata capacità dissipativa;
- Classe di Duttività Media (CD"B"), a media capacità dissipativa.

La differenza tra le due classi risiede nell'entità delle plasticizzazioni previste, in fase di progettazione, sia a livello locale sia a livello globale.

Per strutture non dissipative, si riporta il massimo fattore di struttura utilizzabile.

Tab. 7.3.1 – Limiti su  $q$  e modalità di modellazione dell'azione sismica

STATI LIMITE		Lineare (Dinamica e Statica)		Non Lineare	
		Dissipativo	Non Dissipativo	Dinamica	Statica
SLE	SLO	$q = 1.0$ § 3.2.3.4	$q = 1.0$ § 3.2.3.4	§ 7.3.4.1	§ 7.3.4.2
	SLD	$q \leq 1,5$ § 3.2.3.5	$q \leq 1,5$ § 3.2.3.5		
SLU	SLV	$q \geq 1,5$ § 3.2.3.5	$q \leq 1,5$ § 3.2.3.5		
	SLC	---	---		

Si decide di utilizzare un fattore di struttura **1,5**.

$$q=1,5$$

Tale scelta permette di applicare i dettagli costruttivi per elementi dissipativi (CD"B" o CD"A") **facoltativamente**.

## 8.9.1 Pericolosità sismica

### 8.9.1.1 Vita nominale – 50 anni

La vita nominale di un'opera strutturale  $V_N$  è intesa come il numero di anni nel quale la struttura, purché soggetta alla manutenzione ordinaria, deve poter essere usata per lo scopo alla quale è destinata. La vita nominale dei diversi tipi di opere è quella riportata nella seguente tabella:

**Tabella 2.4.I – Vita nominale  $V_N$  per diversi tipi di opere**

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

### 8.9.1.2 Classe d'uso III

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

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

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

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

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

### 8.9.1.3 Periodo di riferimento per l'azione sismica

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

$$V_R = V_N \cdot C_U = 50 \cdot 1 = 50 \text{ anni}$$

Il valore del coefficiente d'uso  $C_U$  è definito, al variare della classe d'uso, come mostrato dalla tabella sottostante

**Tab. 2.4.II – Valori del coefficiente d'uso  $C_U$**

CLASSE D'USO	I	II	III	IV
COEFFICIENTE $C_U$	0,7	1,0	1,5	2,0

Se  $V_R \leq 35$  anni si pone comunque  $V_R = 35$  anni.

#### 8.9.1.4 Pericolosità sismica e valori di progetto

## FASE 1. INDIVIDUAZIONE DELLA PERICOLOSITÀ DEL SITO

☒ Ricerca per coordinate

LONGITUDINE  
9,0824

LATITUDINE  
45,0416

☒ Ricerca per comune

REGIONE  
Lombardia

PROVINCIA  
Pavia

COMUNE  
Lungavilla

Elaborazioni grafiche

Grafici spettri di risposta

Variabilità dei parametri

Elaborazioni numeriche

Tabella parametri

Nodi del reticolo intorno al sito

Reticolo di riferimento

Sito esterno al reticolo

Interpolazione su 3 nodi

Interpolazione corretta

Interpolazione

superficie rigata

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

INTRO

FASE 1

FASE 2

FASE 3

#### Valori dei parametri $a_g$ , $F_0$ , $T_c^*$ per i periodi di ritorno $T_R$ associati a ciascuno

SLATO LIMITE	$T_R$ [anni]	$a_g$ [g]	$F_0$ [-]	$T_c^*$ [s]
SLO	45	0,030	2,509	0,205
SLD	75	0,037	2,530	0,226
SLV	712	0,098	2,459	0,277
SLC	1462	0,129	2,457	0,281

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

38

## FASE 3. DETERMINAZIONE DELL'AZIONE DI PROGETTO

Stato Limite

Stato Limite considerato **SLV** info

Risposta sismica

Categoria di sottosuolo **C** info

$S_s = 1,500$

$C_c = 1,603$  info

Categoria topografica **T1** info

$h/H = 0,000$

$S_T = 1,000$  info

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

Compon. orizzontale

☐ Spettro di progetto elastico (SLE)

Smorzamento  $\xi$  (%) **5**

$\eta = 1,000$  info

☒ Spettro di progetto inelastico (SLU)

Fattore  $q_o$  **1,5**

Regol. in altezza **sì** info

Compon. verticale

Spettro di progetto

Fattore  $q$  **1**

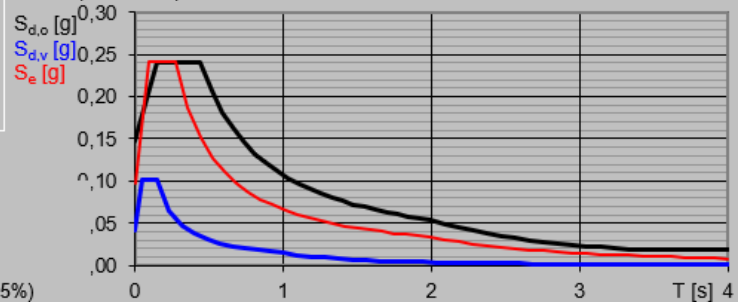
$\eta = 1,000$  info

Elaborazioni

Grafici spettri di risposta

Parametri e punti spettri di risposta

Spettri di risposta



INTRO

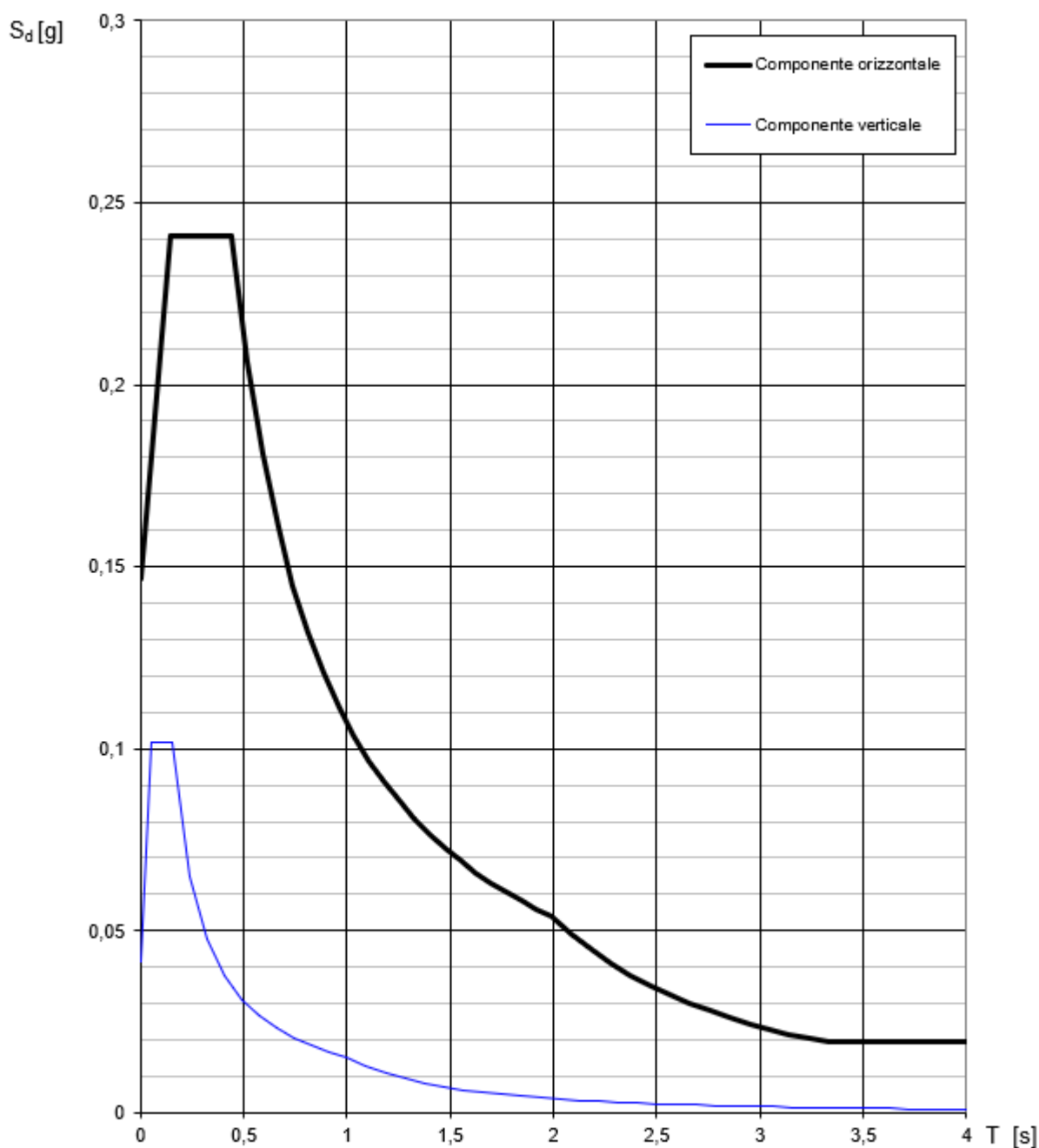
FASE 1

FASE 2

**FASE 3**

### 8.9.1.5 Spettro di progetto allo SLV

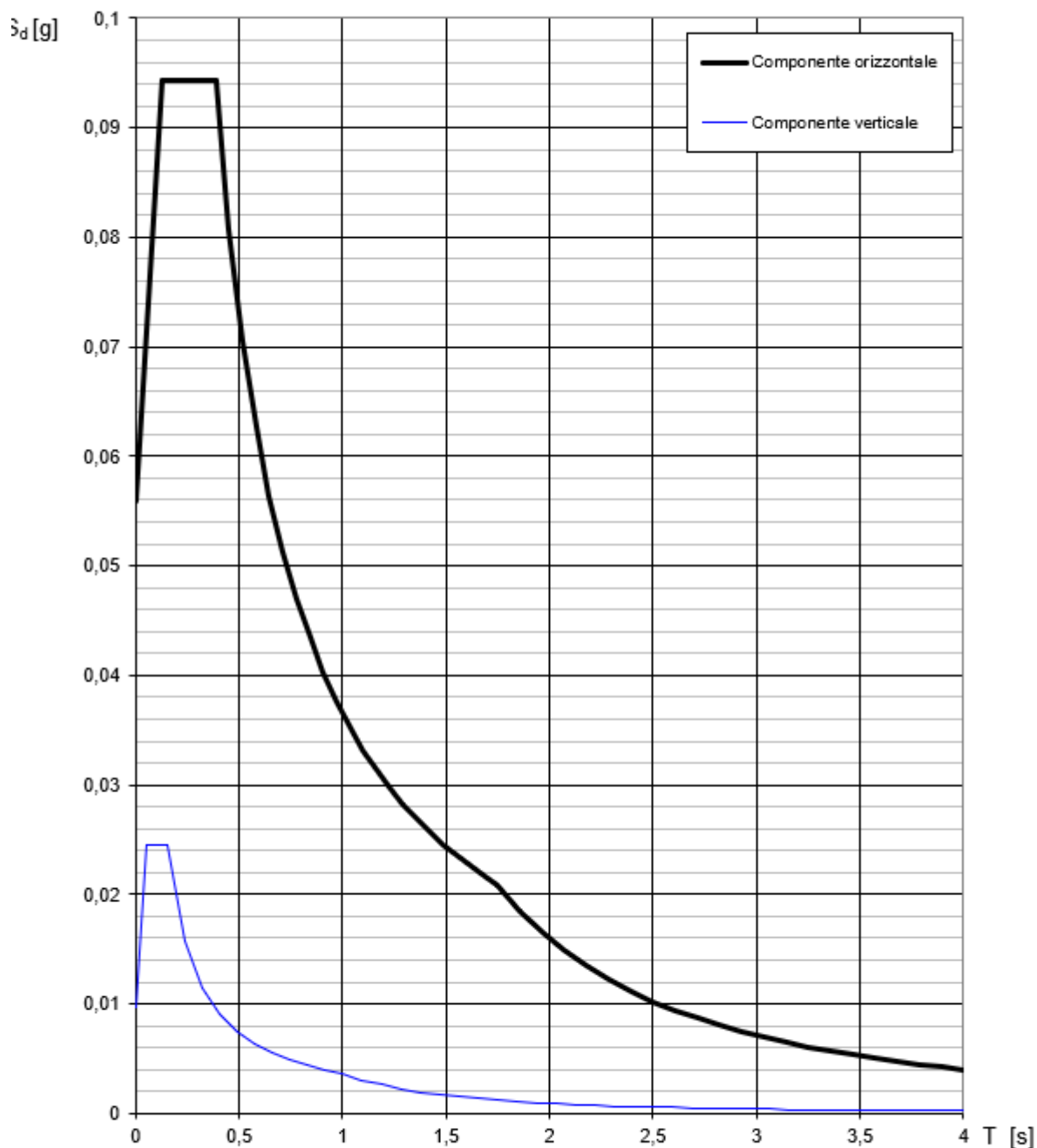
#### **Spettri di risposta (componenti orizz. e vert.) per lo stato limite: SLV**



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



### Spettri di risposta (componenti orizz. e vert.) per lo stato limite: SLD



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

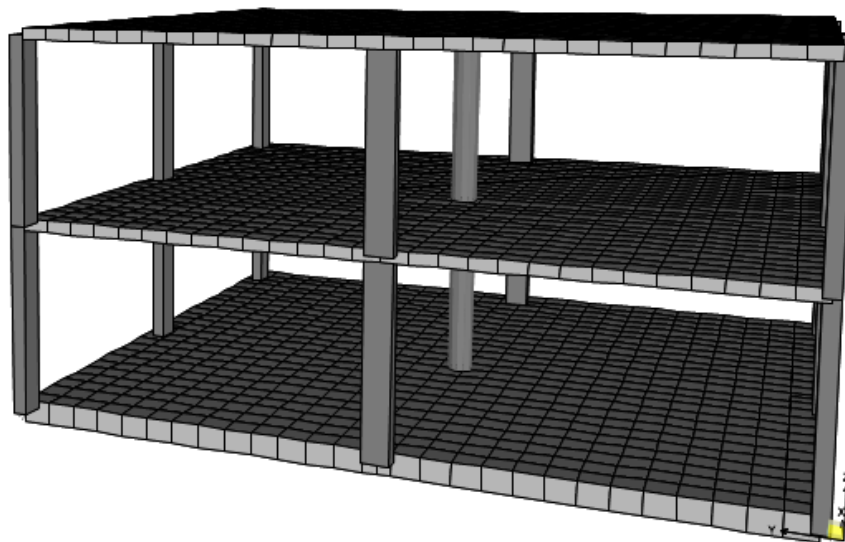
## 9 ASSUNZIONI E METODOLOGIA DI CALCOLO

### 9.1 Assunzioni e modellazione globale

Si riportano una serie di punti a descrizione delle analisi effettuate:

- La modellazione è stata eseguita con il software FEM “SAP2000”
- Si è eseguita analisi dinamica modale ;
- Il modello è tridimensionale;
- Il modello è stato prodotto “al vero” con le reali geometrie di pilastri, travi;
- Alla base della fondazione sono state settate delle molle Winkler con  $K=15'000 \text{ KN/m}^3$ ;
- Per i pilastri si è utilizzato un elemento “beam”;
- Per i solai pieni e la fondazione a platea sono utilizzati elementi “shell”;
- Il peso proprio delle strutture è automaticamente conteggiato dal software.
- I carichi sono stati specificati sia come azioni concentrate/distribuite (tamponamenti esterni) applicate ai nodi o agli elementi shell (carichi distribuiti dei solai, permanenti e accidentali);
- L'origine e direzioni degli assi è riportata negli estratti di ogni immagine.

L'immagine sotto dà esemplificazione grafica.



*Estratto modello FEM edificio*

## 10 RISULTATI PRELIMINARI

Il presente capitolo riporta una serie di valutazioni preliminare sull'opera in progetto.

### 10.1 Modi di vibrare

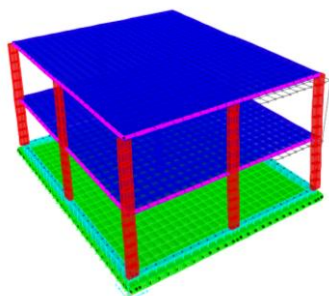
La tabella seguente riassume i modi di vibrare (desunti da modello su suolo elastico).

Si riportano nel seguito i modi di vibrare significativi per la struttura in oggetto.

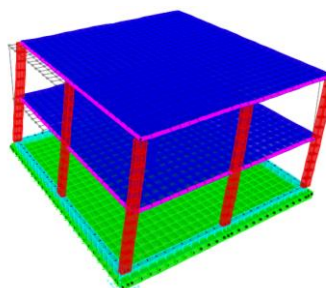
1° Modo di vibrare  $T=0,742$

2° Modo di vibrare  $T=0,699$

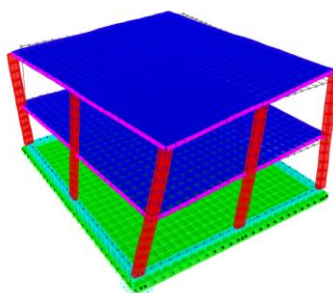
3° Modo di vibrare  $T=0,547$



1° Modo



2° Modo



3° Modo

### 10.1.1 *Quantità di massa movimentata dai modi considerati*

Come si evince in tabella la massa complessiva movimentata supera l'85%:

TABLE: Modal Participating Mass Ratios									
OutputCase	StepType	StepNum	Period	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ
Text	Text	Unitless	Sec	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless
MODAL	Mode	1	0,742028	0,00053	0,58884	3,253E-19	0,00053	0,58884	3,253E-19
MODAL	Mode	2	0,699302	0,58337	0,00036	5,223E-20	0,58389	0,5892	3,775E-19
MODAL	Mode	3	0,54783	2,641E-17	2,448E-17	8,057E-10	0,58389	0,5892	8,057E-10
MODAL	Mode	4	0,215533	0,00006869	0,04436	5,995E-15	0,58396	0,63356	8,057E-10
MODAL	Mode	5	0,185455	0,05308	0,00003046	1,426E-15	0,63704	0,63359	8,057E-10
MODAL	Mode	6	0,160888	0,00000558	0,00001127	2,509E-14	0,63704	0,6336	8,057E-10
MODAL	Mode	7	0,156824	4,466E-16	4,049E-16	0,72882	0,63704	0,6336	0,72882
MODAL	Mode	8	0,154601	0,00013	0,000005182	3,963E-14	0,63717	0,63361	0,72882
MODAL	Mode	9	0,152266	1,417E-17	7,209E-20	8,478E-07	0,63717	0,63361	0,72882
MODAL	Mode	10	0,147156	4,375E-15	3,106E-15	0,000001845	0,63717	0,63361	0,72883
MODAL	Mode	11	0,129423	2,33E-08	0,000006449	9,211E-17	0,63717	0,63361	0,72883
MODAL	Mode	12	0,119108	0,00002328	4,053E-07	2,323E-15	0,6372	0,63361	0,72883
MODAL	Mode	13	0,117894	2,345E-16	1,768E-17	0,0365	0,6372	0,63361	0,76533
MODAL	Mode	14	0,111688	2,297E-16	4,965E-16	4,825E-10	0,6372	0,63361	0,76533
MODAL	Mode	15	0,101234	1,238E-14	5,776E-15	0,00083	0,6372	0,63361	0,76616
MODAL	Mode	16	0,096811	4,19E-16	2,979E-16	0,00831	0,6372	0,63361	0,77447
MODAL	Mode	17	0,093832	0,00017	0,00015	4,506E-15	0,63736	0,63376	0,77447
MODAL	Mode	18	0,09084	0,0003	0,0004	3,363E-15	0,63767	0,63415	0,77447
MODAL	Mode	19	0,088769	4,62E-15	1,294E-16	9,578E-10	0,63767	0,63415	0,77447
MODAL	Mode	20	0,082631	0,00033	0,00004925	3,493E-17	0,63799	0,6342	0,77447
MODAL	Mode	21	0,079932	0,00039	0,00075	1,07E-16	0,63838	0,63496	0,77447
MODAL	Mode	22	0,070135	1,912E-14	6,23E-16	2,249E-08	0,63838	0,63496	0,77447
MODAL	Mode	23	0,068386	1,435E-13	2,21E-13	0,00556	0,63838	0,63496	0,78003
MODAL	Mode	24	0,067496	0,00734	0,00622	8,369E-15	0,64572	0,64118	0,78003
MODAL	Mode	25	0,065234	0,01333	0,0152	2,865E-15	0,65906	0,65638	0,78003
MODAL	Mode	26	0,062162	2,164E-13	2,509E-13	0,0066	0,65906	0,65638	0,78663
MODAL	Mode	27	0,06216	0,02478	0,02532	1,072E-14	0,68384	0,68171	0,78663
MODAL	Mode	28	0,061619	0,12357	0,12707	8,547E-16	0,80741	0,80877	0,78663
MODAL	Mode	29	0,060009	0,00022	0,00027	1,526E-13	0,80763	0,80905	0,78663
MODAL	Mode	30	0,056442	1,96E-13	1,957E-13	0,000004469	0,80763	0,80905	0,78664
MODAL	Mode	31	0,05638	1,189E-13	9,785E-14	0,13543	0,80763	0,80905	0,92206
MODAL	Mode	32	0,052917	3,346E-12	3,097E-12	0,03725	0,80763	0,80905	0,95931
MODAL	Mode	33	0,052271	4,508E-14	3,981E-14	0,0178	0,80763	0,80905	0,97711
MODAL	Mode	34	0,050247	0,00017	0,0022	7,686E-15	0,8078	0,81124	0,97711
MODAL	Mode	35	0,049793	0,00325	0,00247	1,109E-14	0,81105	0,81372	0,97711
MODAL	Mode	36	0,049424	3,769E-13	3,477E-13	3,613E-09	0,81105	0,81372	0,97711
MODAL	Mode	37	0,04929	0,00026	0,0002	2,952E-14	0,8113	0,81392	0,97711
MODAL	Mode	38	0,046214	0,000002979	0,00007684	8,49E-16	0,81131	0,814	0,97711
MODAL	Mode	39	0,044206	1,71E-14	5,186E-16	0,00224	0,81131	0,814	0,97935
MODAL	Mode	40	0,04238	7,384E-15	1,462E-15	0,01019	0,81131	0,814	0,98954
MODAL	Mode	41	0,039356	1,314E-16	9,02E-16	2,735E-07	0,81131	0,814	0,98954
MODAL	Mode	42	0,039277	0,0019	0,00045	5,052E-16	0,81321	0,81444	0,98954
MODAL	Mode	43	0,038966	1,82E-15	1,727E-14	0,00032	0,81321	0,81444	0,98986
MODAL	Mode	44	0,038688	0,0013	0,00094	2,385E-14	0,81451	0,81538	0,98986
MODAL	Mode	45	0,037294	8,961E-17	3,145E-15	3,175E-07	0,81451	0,81538	0,98986
MODAL	Mode	46	0,036517	3,863E-16	4,661E-15	0,000002403	0,81451	0,81538	0,98986
MODAL	Mode	47	0,036332	0,00229	0,0029	9,859E-14	0,8168	0,81828	0,98986
MODAL	Mode	48	0,035166	8,522E-15	3,545E-14	0,00818	0,8168	0,81828	0,99803
MODAL	Mode	49	0,033757	0,09336	0,08827	2,819E-13	0,91016	0,90655	0,99803
MODAL	Mode	50	0,03335	0,00259	0,00096	6,611E-14	0,91275	0,90751	0,99803
MODAL	Mode	51	0,033181	7,248E-15	5,911E-14	5,902E-09	0,91275	0,90751	0,99803
MODAL	Mode	52	0,032778	0,01163	0,01849	5,579E-14	0,92437	0,926	0,99803
MODAL	Mode	53	0,032062	0,06073	0,06152	1,357E-15	0,98511	0,98752	0,99803
MODAL	Mode	54	0,031454	5,128E-15	5,536E-14	0,00061	0,98511	0,98752	0,99864
MODAL	Mode	55	0,031146	0,00373	0,00425	1,232E-12	0,98884	0,99177	0,99864
MODAL	Mode	56	0,03113	0,00539	0,0023	1,796E-13	0,99422	0,99407	0,99864
MODAL	Mode	57	0,029406	1,009E-13	4,342E-14	0,00000663	0,99422	0,99407	0,99865
MODAL	Mode	58	0,028902	0,00006104	0,00028	1,138E-14	0,99428	0,99435	0,99865
MODAL	Mode	59	0,028301	0,00107	0,00025	6,188E-15	0,99535	0,9946	0,99865
MODAL	Mode	60	0,028004	2,469E-15	1,28E-14	2,996E-08	0,99535	0,9946	0,99865

## 10.2 Reazioni alla base

La tabella seguente riporta le reazioni alla base, per ogni caso di carico e combinazione.

**S** Base Reactions

File View Edit Format-Filter-Sort Select Options

Units: As Noted

Filter:

	OutputCase	CaseType Text	GlobalFX KN	GlobalFY KN	GlobalFZ KN
▶	SLU 1 VX	Combination	5,537E-11	3,366E-11	7141,472
	SLU 1 VY	Combination	1,647E-10	-33,453	7141,472
	SLU 2 VX	Combination	5,481E-11	3,327E-11	7073,504
	SLU 2 VY	Combination	1,641E-10	-33,453	7073,504
	SLU 3 VX	Combination	5,387E-11	3,273E-11	6937,568

## 10.3 Verifica degli spostamenti

Si riportano i limiti proposti dalla normativa vigente al fine di evitare fessurazioni sui tamponamenti.  
 N.B: Tali limiti sono da adottare alle azioni in regime di SLD e non agli stati limite ultimi.

### 7.3.7.2 Verifiche degli elementi strutturali in termini di contenimento del danno agli elementi non strutturali

Per le costruzioni ricadenti in classe d'uso I e II si deve verificare che l'azione sismica di progetto non produca agli elementi costruttivi senza funzione strutturale danni tali da rendere la costruzione temporaneamente inagibile.

Nel caso delle costruzioni civili e industriali, qualora la temporanea inagibilità sia dovuta a spostamenti eccessivi interpiano, questa condizione si può ritenere soddisfatta quando gli spostamenti interpiano ottenuti dall'analisi in presenza dell'azione sismica di progetto relativa allo SLD (v. § 3.2.1 e § 3.2.3.2) siano inferiori ai limiti indicati nel seguito

- per tamponamenti collegati rigidamente alla struttura che interferiscono con la deformabilità della stessa
 

$d_i < 0,005 h$

(7.3.16)
- per tamponamenti progettati in modo da non subire danni a seguito di spostamenti di interpiano  $d_{ip}$ , per effetto della loro deformabilità intrinseca ovvero dei collegamenti alla struttura:
 
$$d_i \leq d_{ip} \leq 0,01 h$$
(7.3.17)
- per costruzioni con struttura portante in muratura ordinaria
 
$$d_i < 0,003 h$$
(7.3.18)
- per costruzioni con struttura portante in muratura armata
 
$$d_i < 0,004 h$$
(7.3.19)

dove:

$d_i$  è lo spostamento interpiano, ovvero la differenza tra gli spostamenti al solaio superiore ed inferiore, calcolati secondo i §§ 7.3.3 o 7.3.4,

$h$  è l'altezza del piano.

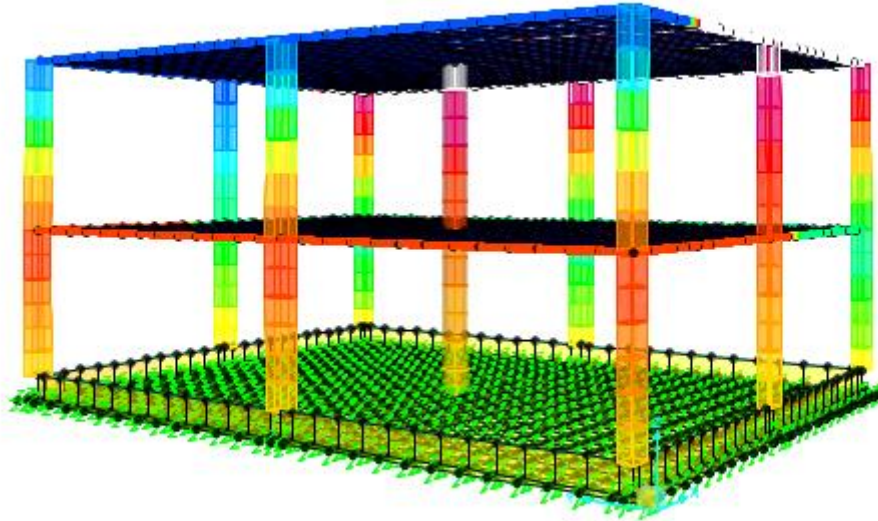
In caso di coesistenza di diversi tipi di tamponamenti o struttura portante nel medesimo piano della costruzione, deve essere assunto il limite di spostamento più restrittivo. Qualora gli spostamenti di interpiano siano superiori a  $0,005 h$  (caso b) le verifiche della capacità di spostamento degli elementi non strutturali vanno estese a tutti i tamponamenti, alle tramezzature interne ed agli impianti.

Per le costruzioni ricadenti in classe d'uso III e IV si deve verificare che l'azione sismica di progetto non produca danni agli elementi costruttivi senza funzione strutturale tali da rendere temporaneamente non operativa la costruzione.

Nel caso delle costruzioni civili e industriali questa condizione si può ritenere soddisfatta quando gli spostamenti interpiano ottenuti dall'analisi in presenza dell'azione sismica di progetto relativa allo SLD (v. § 3.2.1 e § 3.2.3.2) siano inferiori ai 2/3 dei limiti in precedenza indicati.

### 10.3.1 **Controllo sotto le azioni sismiche – S.L.V.**

Si riporta l'andamento della deformata lungo l'altezza, in direzione X



*Spostamenti in direzione X*

**S** Joint Displacements

File View Edit Format-Filter-Sort Select Options

Units: As Noted Joint Displacements

Filter:

	Joint Text	OutputCase	CaseType Text	StepType Text	U1 m	U2 m	U3 m
▶	1575	SISMA Y	Combination	Min	-0,007129	-0,022633	-0,005747
	1576	SISMA Y	Combination	Min	-0,007129	-0,022633	-0,006155
	1577	SISMA Y	Combination	Min	-0,007129	-0,022633	-0,006566
	1578	SISMA Y	Combination	Min	-0,007129	-0,022633	-0,006956
	1602	SISMA Y	Combination	Min	-0,007129	-0,022633	-0,006039

N.B 1. In via speditiva la verifica è condotta sull'intero edificio dato che non ci sono “piani deboli” e la struttura, e relativi spostamenti, hanno un andamento uniforme lungo l'altezza.

Pertanto:

$$\theta = \frac{\Delta}{H_{tot}} = \frac{0,0222}{8} \cong 0,00277 < 0,005$$

**La verifica risulta ampiamente soddisfatta.**

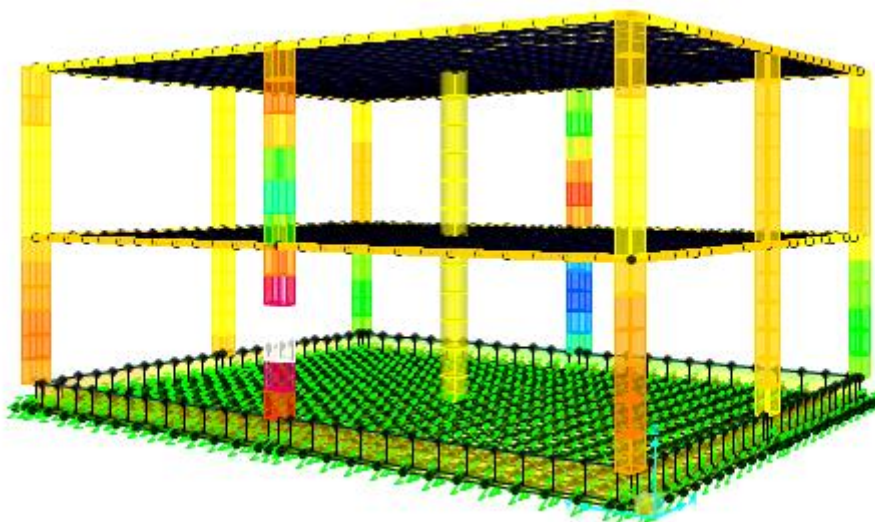
**Il buon grado di soddisfacimento indica una buona rigidezza strutturale.**

N.B 2. I limiti sopra-riportati fanno riferimenti allo SLD, pertanto le verifiche risultano ampiamente soddisfatte dato che i valori di spostamento riportati sono allo SLV.



## 10.4 Verifica degli spostamenti sotto l'azione del vento - SLE

Si riporta l'andamento della deformata lungo l'altezza, in direzione X



*Spostamenti in direzione X*

**S** Joint Displacements

File View Edit Format-Filter-Sort Select Options

Units: As Noted

Filter:

	Joint Text	OutputCase	CaseType Text	U1 m	U2 m	U3 m
▶	1142	SLE RARA ...	Combination	3,187E-06	0,001465	-0,003671
	1142	SLE tutto 1 ...	Combination	3,305E-06	0,001464	-0,003579
	1145	SLE RARA ...	Combination	1,3E-05	0,001462	-0,004018
	1145	SLE tutto 1 ...	Combination	1,3E-05	0,001462	-0,003931
	1197	SLE RARA ...	Combination	8,918E-06	0,00146	-0,005056

N.B 1. In via speditiva la verifica è condotta sull'intero edificio dato che non ci sono “piani deboli” e la struttura, e relativi spostamenti, hanno un andamento uniforme lungo l'altezza.

Pertanto:

$$\theta = \frac{\Delta}{H_{tot}} = \frac{0,0014}{8} \cong 0,000182 < 0,005$$

**La verifica risulta ampiamente soddisfatta.**

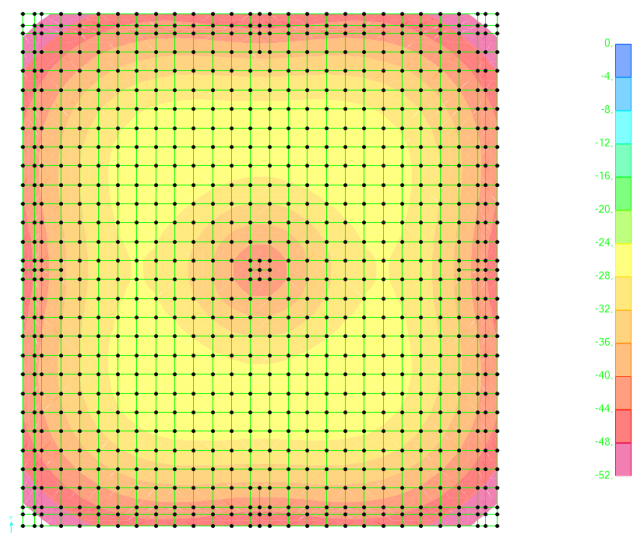
**Il buon grado di soddisfacimento indica una buona rigidezza strutturale.**



## 11 VALUTAZIONI GEOTECNICHE

### 11.1 Pressioni allo SLE

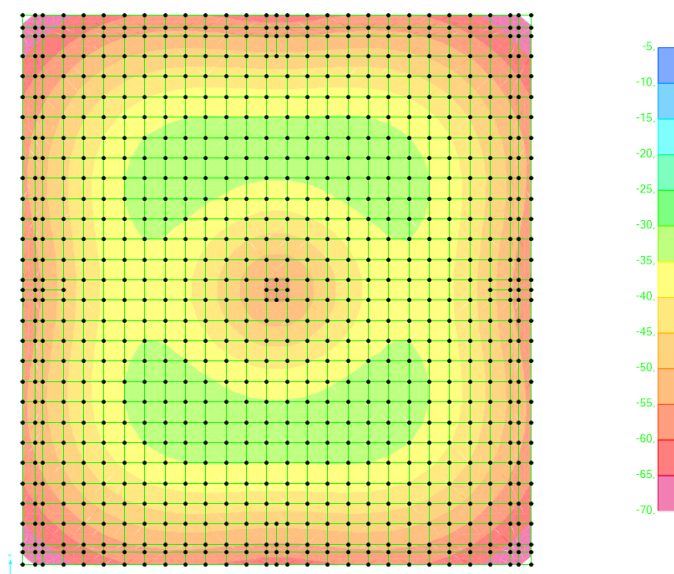
I seguenti grafici mostrano le pressioni e i cedimenti sul terreno, al di sotto della platea di fondazione.



Pianta fondazione – **Pressioni verticale massima sul terreno di 52 KPa**

### 11.2 Pressioni allo SLU

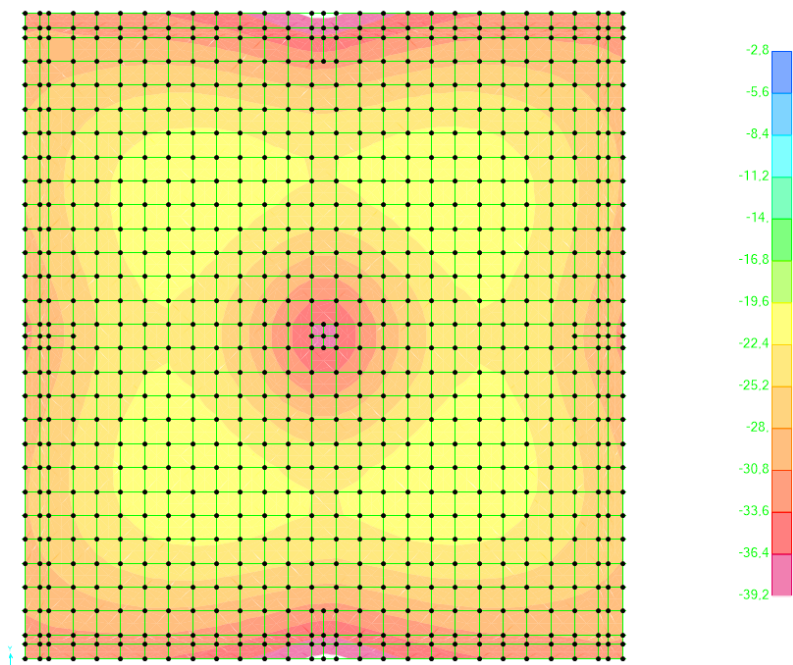
Il seguente grafico mostra le pressioni sul terreno, al di sotto della platea.



Pianta fondazione – **Pressioni verticale massima sul terreno di 70 KPa**

### 11.3 Pressioni allo SLV

Il seguente grafico mostra le pressioni sul terreno, al di sotto della platea.



*Pianta fondazione – Pressioni verticale massima sul terreno di 40 KPa*

## 11.4 Conclusioni

Si riassumono i risultati ottenuti nelle diverse combinazioni:

- Stato limite di esercizio (**SLE**):

- Pressione massima 52 KPa
- Cedimento massimo: 4 mm

**S** Joint Displacements

File View Edit Format-Filter-Sort Select Options

Units: As Noted

Filter:

	Joint Text	OutputCase	CaseType Text	U1 m	U2 m	U3 m
▶	28	SLE RARA ...	Combination	-1,4E-05	-1,8E-05	-0,00379
	22	SLE RARA ...	Combination	0	0	-0,003789
	20	SLE RARA VX	Combination	1,9E-05	3E-05	-0,003741
	28	SLE RARA VX	Combination	-1,9E-05	-3E-05	-0,003741

- Stato limite ultimo (**SLU**):

- Pressione massima 70 KPa
- Cedimento massimo: 5 mm

**S** Joint Displacements

File View Edit Format-Filter-Sort Select Options

Units: As Noted

Filter:

	Joint Text	OutputCase	CaseType Text	U1 m	U2 m	U3 m
▶	28	SLU 1 VY	Combination	-2E-05	-2,8E-05	-0,00491
	22	SLU 1 VY	Combination	0	0	-0,004902
	20	SLU 1 VX	Combination	2,5E-05	3,9E-05	-0,004863
	28	SLU 1 VX	Combination	-2,5E-05	-3,9E-05	-0,004863

- Stato limite ultimo (**SLV**):

- Pressione massima 40 KPa
- Cedimento massimo: 5 mm

**S** Joint Displacements

File View Edit Format-Filter-Sort Select Options

Units: As Noted

Filter:

	Joint Text	OutputCase	CaseType Text	StepType Text	U1 m	U2 m	U3 m
▶	22	SISMA X	Combination	Min	0	0	-0,004673
	27	SISMA X	Combination	Min	0	0	-0,004678
	20	SISMA X	Combination	Min	-0,00019	-0,000131	-0,004604
	28	SISMA X	Combination	Min	-0,000225	-0,000184	-0,004604



<b>GBRG ENGINEERING srl</b> Sede Legale: Via Togliatti 54 Sede Op.va: Via dei Fiori 2/d 20080 Zibido S. Giacomo (MI) Tel. 02/9000.33.63 Fax 02/922.709.38 <a href="mailto:giuseppe.giunta@gbrg.it">giuseppe.giunta@gbrg.it</a> <a href="http://www.gbrg.it">www.gbrg.it</a>	<b>COMUNE DI LUNGAVILLA</b> <u>P.zza Cap. Albini n°3 - 27053</u> R.U.P. – Arch. Chiara Nobile <a href="mailto:Comune.lungavilla@legalpec.it">Comune.lungavilla@legalpec.it</a>
---	---

## 12.1.2 *Descrizione geometrica e armatura*

La platea di fondazione ha le seguenti caratteristiche:

ZONA SP.40cm

- Armatura diffusa:

- Superiore (\*)  $\varnothing 12 / 20\text{cm}$
- Inferiore (\*)  $\varnothing 12 / 20\text{cm}$
- Rinforzo flessionale inf (\*\*)  $3\varnothing 20 / \text{m}$
- Rinforzo a punzonamento zona pilastri  $3\varnothing 18$  (piegati)

**$M_{rd}=80 \text{ kNm/m}^*$**   
 **$M_{rd}=205 \text{ kNm/m}^{**}$**

**$V_{rd}=146 \text{ kN/m}^*$**   
 **$V_{rd}=166 \text{ kN/m}^{**}$**

\* valori di resistenza allo SLU considerando solo la maglia di base della platea, escludendo infittimenti flessionali e a taglio.

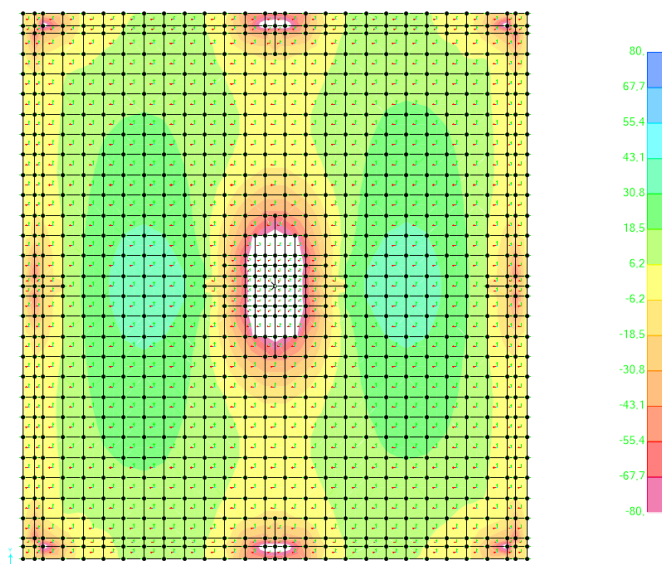
\*\* valori di resistenza allo SLU considerando gli infittimenti flessionali e a taglio.

## 12.2 Azioni di calcolo e verifiche

### 12.2.1 Flessione – INVILUPPO

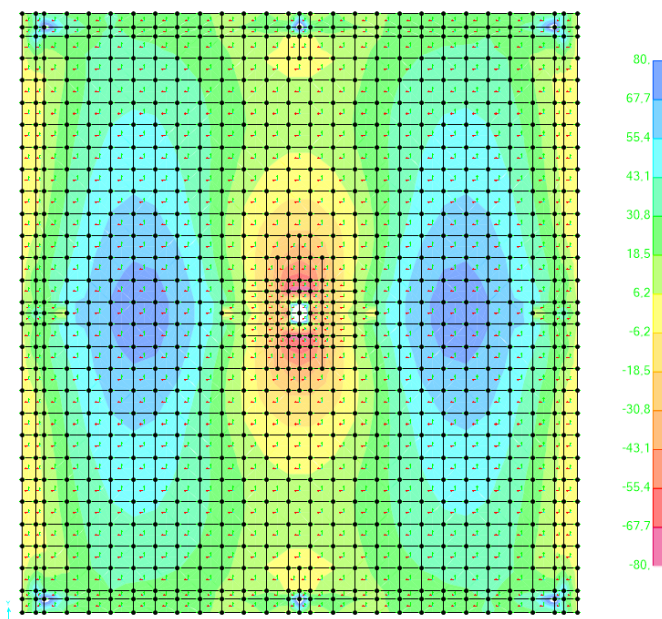
I grafici seguenti, estratti dal software di calcolo, riportano le azioni flessioni nella combinazione “INVILUPPO” (ovvero il massimo tra tutti le combinazioni di carico).

Il massimo e minimo momento settato sul diagramma di output corrisponde alle capacità della sezione con armatura “diffusa”, di modo che si evidenziano le zone che necessitano di infittimento.



Momenti M11 agenti “attorno” all’asse y – **Massimi momenti negativi 195 KNm**

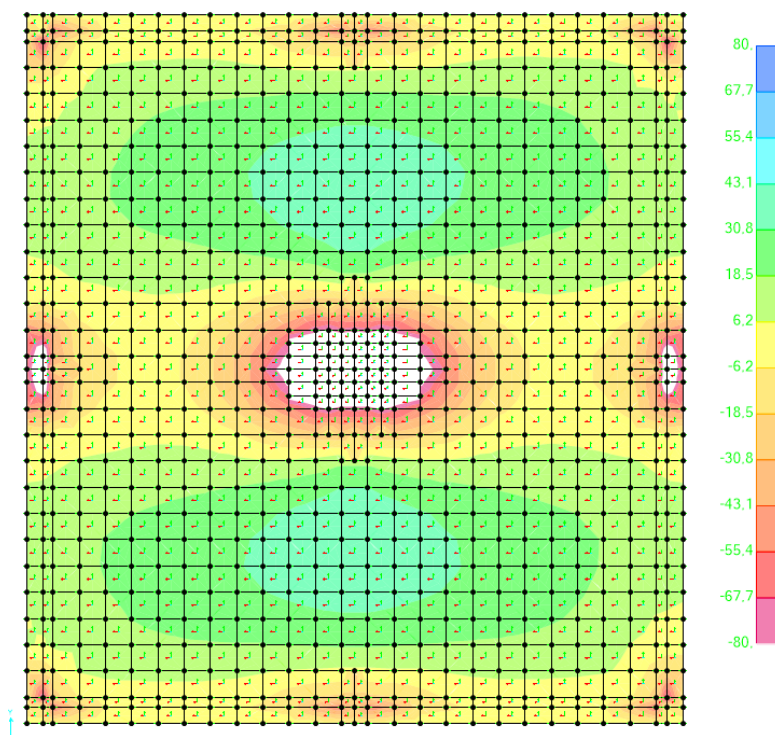
→ Infittimento 3Ø20/m



Momenti M11 agenti “attorno” all’asse y – **Massimi momenti positivi 76 KNm/m**

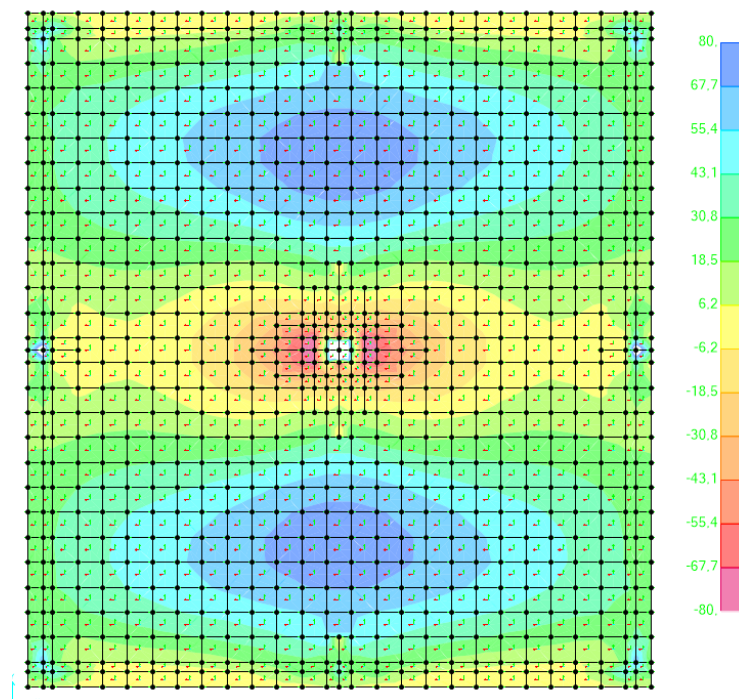
→ Verificato





*Momenti M22 agenti "attorno" all'asse x – Massimi momenti negativi 198 KNm*

→ Infittimento 3 $\phi$ 20/m



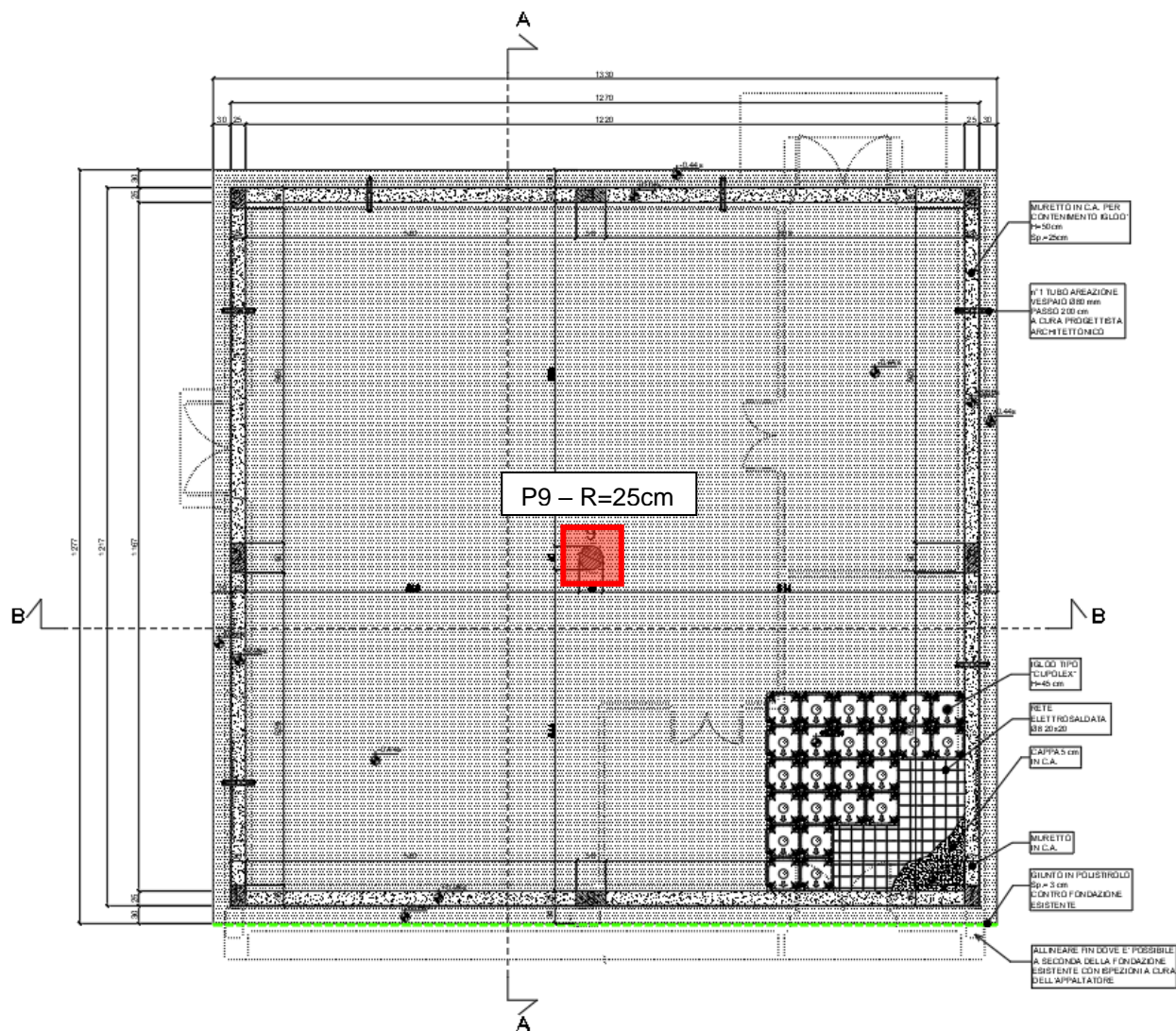
*Momenti M11 agenti "attorno" all'asse y – Massimi momenti positivi 80 KNm/m*

→ Verificato



### 12.2.1 Punzonamento - SLU

Nel seguito si riporta la pianta delle fondazioni con indicazione del pilastro oggetto di verifica a punzonamento. In particolare si procede alla verifica a punzonamento di un pilastro  $r=25$  cm.



### 12.2.1.1 Pilastro P9 – R=25cm

Si riporta output delle sollecitazioni nei vari SL agenti alla base della pilastrata:

**S** Element Forces - Frames
— □ )

File **View** Edit Format-Filter-Sort Select Options

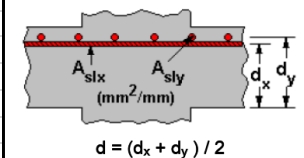
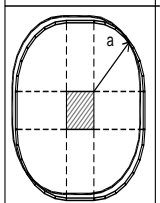
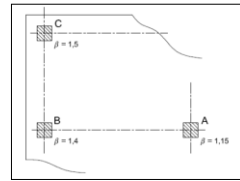
Units: As Noted
Element Forces - Frames

Filter:

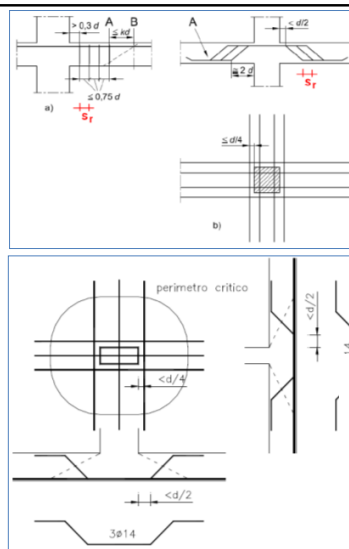
	Frame Text	Station m	OutputCase	CaseType Text	StepType Text	P KN	V2 KN	V3 KN	T KN-m	M2 KN-m	M3 KN-m
▶	11	0	SLU 1 VX	Combination		-1385,977	-3,242E-11	-7,358E-12	-0,0019	6,269E-12	-7,7E-11
	11	0	SLU 1 VY	Combination		-1385,977	-0,017	9,602	-0,0019	19,6462	-0,0298
	11	1,695	SLU 1 VX	Combination		-1375,161	-3,242E-11	-7,358E-12	-0,0019	1,874E-11	-2,204E-11
	11	1,695	SLU 1 VY	Combination		-1375,16	-0,017	9,602	-0,0019	3,3705	-0,0016
	11	0	SLU 2 VX	Combination		-1364,897	-3,173E-11	-5,887E-12	-0,0019	7,391E-12	-7,561E-11

*Massimo assiale  $N_{max,SLU} = 1385kN$*

Si riporta la sola verifica a punzonamento del pilastro indagato, senza armatura idonea.

VERIFICA A PUNZONAMENTO SENZA ARMATURA			
GEOMETRIA			
LATO	450	mm	
LATO	450	mm	
TIPO DI CASO	TAB.1	$\beta$	
	A	1,15	
SOLLECITAZIONE PUNZONANTE			
TAGLIO $V_{Ed}$	1385000	N	
FORZA NETTA DERIVANTE DAL SUOLO			
TAGLIO $\Delta V_{Ed}$	158943,312	N	
PLATEA C.A.			
$H_f$	400	mm	
$d_x$	354	mm	
$d_y$	342	mm	
copriferro	30	mm	
Zeventuale riduzione	0	mm	
<b>d</b>	<b>348</b>	<b>mm</b>	
tipo di tentativo	2,00	*d	
a	696	mm	
$u_0$	1800	mm	
$u_1$	6170,88	mm	
area racchiusa nel $u_1$	3178866,24	mm <sup>2</sup>	
CARATT.MATERIALI		$R_{ck}$	ACCIAIO
CLS	30		
ACCIAIO			B450C
CALCOLO TAGLIO		$V_{min} = 0,0035 k^{3/2} f_{ck}^{1/2}$	
$V_{min}$	0,0407	N	
$V_{ad}$	1226057	N	
<b><math>v_{Ed}</math></b>	<b>0,6566</b>	<b>N/mm<sup>2</sup></b>	
VERIFICA TAGLIO		$V_{Rd,c} = C_{Rd,c} k (100 \rho_l f_{ck})^{1/3} \geq V_{min}$	
$C_{Rd,c}$	0,12		
$\gamma_c$	1,5		
k	1,76		
$f_{dk}$	24,90	N/mm <sup>2</sup>	
$\rho$	0,00487		
<b><math>v_{Rd,c}</math></b>	<b>0,48481</b>	<b>N/mm<sup>2</sup></b>	
<b><math>v_{Rd}</math></b>	<b>0,48481</b>	<b>N/mm<sup>2</sup></b>	<b>NON VERIFICA</b>
<b><math>v_{Ed}</math></b>	<b>0,65657</b>	<b>N/mm<sup>2</sup></b>	
ARMATURA SUPERIORE			
ARMATURA DIREZIONE X		DIAM.	NUM. PASSO
	$A_{sx}$	339	mm <sup>2</sup>
	$\rho_x$	0,004875	
ARMATURA DIREZIONE Y		DIAM.	NUM. PASSO
	$A_{sy}$	339	mm <sup>2</sup>
	$\rho_y$	0,004872	
 <p><math>d = (d_x + d_y) / 2</math></p>			
			
TAB. 1			
COEFFICIENTE $\beta$			
caso	posizione	valore	
A	centrale	1,15	
B	di bordo	1,4	
C	d'angolo	1,5	
			

VERIFICA A PUNZONAMENTO CON ARMATURA				
$V_{Rd,cs} = 0,75 V_{Rd,c} + 1,5 (d/s_r) A_{sw} f_{ywd,ef} (1/(u_1 d)) \sin \alpha$				
diametro	18	mm		
n° file di ferri piegati	1			
$s_r$		mm		
n° ferri nel perimetro	12			
$A_{sw}$	3054	mm <sup>2</sup>		
$d$	348	mm		
$f_{ywd,ef}$	337	N/mm <sup>2</sup>		
$f_{yk}$	391	N/mm <sup>2</sup>		
$\alpha$	45°			
$\alpha$ (radianti)	0,7854	rad		
$V_{Rd,cs}$	0,7042	N/mm <sup>2</sup>	VERIFICA	
$vE_d$	0,6566	N/mm <sup>2</sup>		
VERIFICA IN ADIACENZA AL PILASTRO				
$v_{ad}$	1,9573	N/mm <sup>2</sup>	VERIFICA	
$v$	0,5402			
$V_{Rd,max}$	4,4840	N/mm <sup>2</sup>		

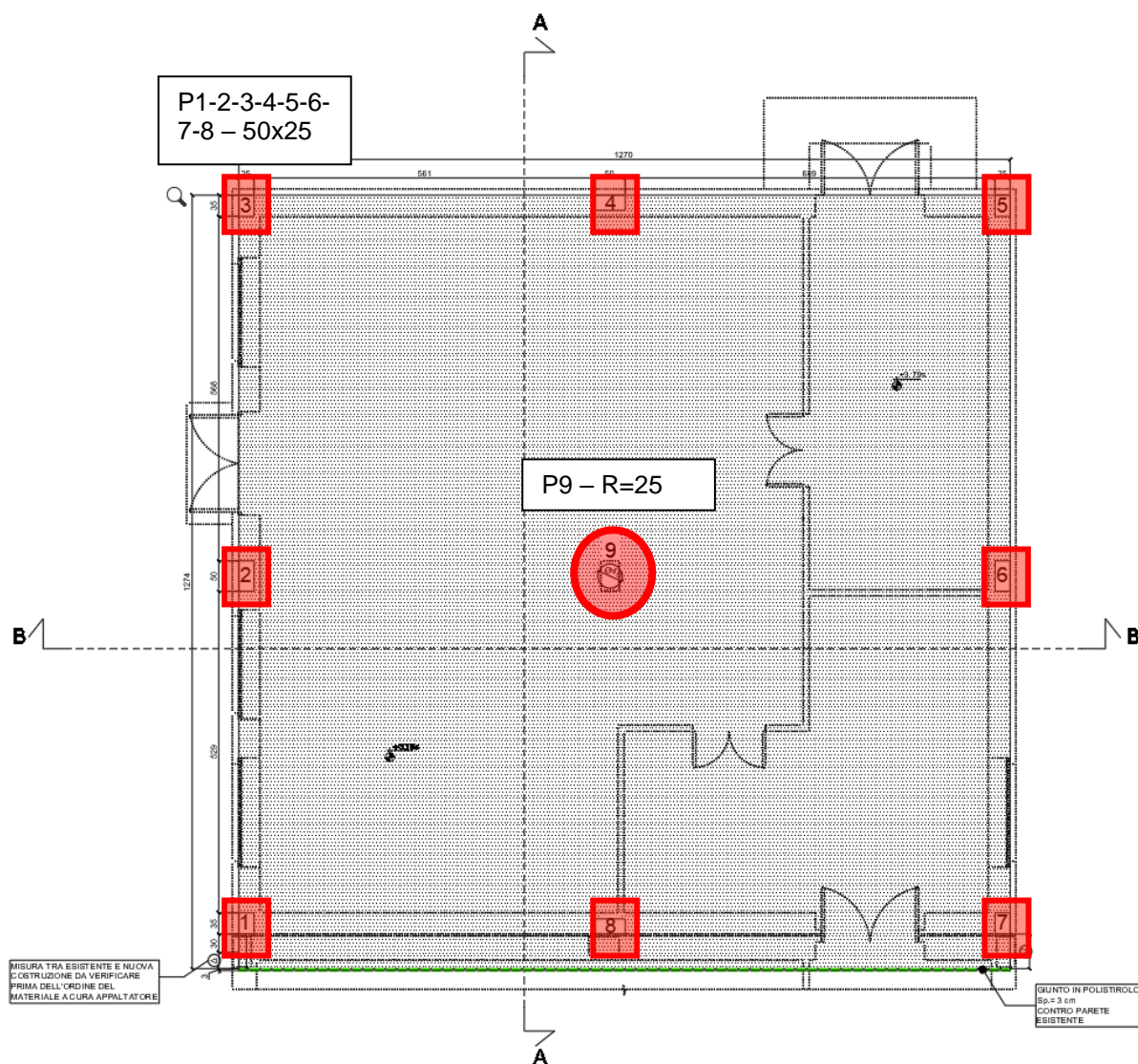


## 13 VERIFICHE PILASTRI

Nel presente capitolo vengono riportate le verifiche di resistenza nei vari SL dei pilastri in c.a.

### 13.1 Inquadramento

La sezione “più sollecitata” è al piano terra. Si riportano le valutazioni nei successivi paragrafi. Nel seguito si riporta una pianta esemplificativa con identificazione degli elementi verticali.



## 13.2 Verifiche SLU/SLV

### 13.2.1 P - 50x25

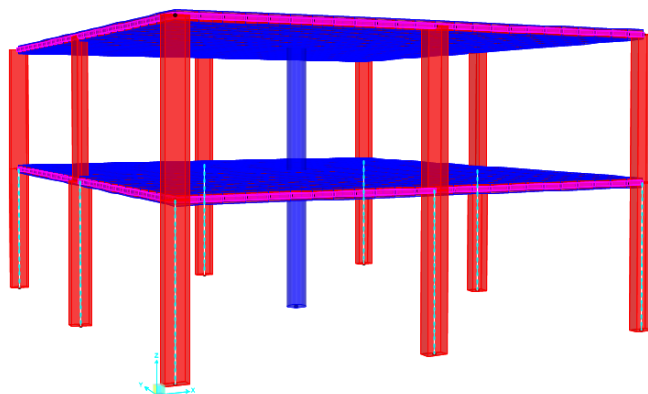
#### 13.2.1.1 PTerra

Si riportano le caratteristiche della sezione lungo lo sviluppo del pilastro (nei piani di interesse):

SEZIONE: 50x25 – Rck30

ARMATURA: 10Ø16 LONG – Staffe Ø8/10 (estremità)

Si riportano le azioni derivanti, per ogni singola combinazione di carico.



**S** Element Forces - Frames

File View Edit Format-Filter-Sort Select Options

Units: As Noted

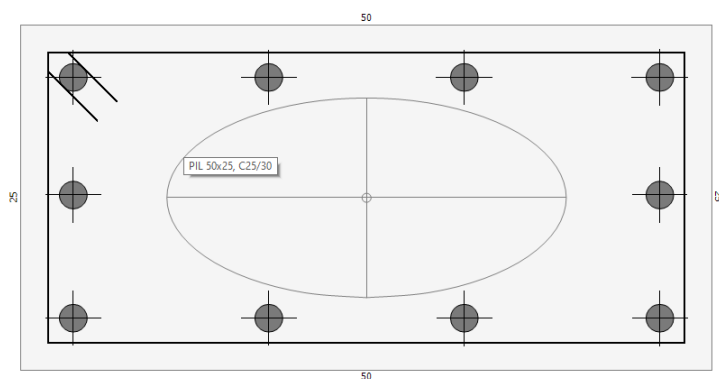
Filter:

	Frame Text	Station m	OutputCase	CaseType Text	StepType Text	P KN	V2 KN	V3 KN	T KN-m	M2 KN-m	M3 KN-m
▶	231	3,5	SISMA Y	Combination	Min	-443,242	-19,448	-33,607	-0,0154	-109,8004	-52,8483
	228	0	SISMA Y	Combination	Min	-432,304	-19,448	-60,066	-0,0154	-100,4681	-16,1398
	230	3,5	SISMA Y	Combination	Min	-232,688	-9,721	-30,167	-0,177	-92,1935	-59,2408
	232	3,5	SISMA Y	Combination	Min	-232,688	-25,207	-30,167	-0,1853	-92,1935	-41,5935
	233	3,5	SISMA Y	Combination	Min	-414,669	-50,417	-40,957	-0,0291	-87,564	-26,3151
	234	3,5	SISMA Y	Combination	Min	-414,669	4,118	-40,957	-0,0291	-87,564	-87,9831
	228	3,5	SISMA Y	Combination	Min	-443,242	-19,448	-60,066	-0,0154	-79,1207	-52,8483
	227	3,5	SISMA Y	Combination	Min	-232,688	-9,721	-44,941	-0,1853	-75,0691	-59,2408
	229	3,5	SISMA Y	Combination	Min	-232,688	-25,207	-44,941	-0,177	-75,0691	-41,5935
	227	0	SISMA Y	Combination	Min	-221,751	-9,721	-44,941	-0,1853	-65,2265	5,946
	229	0	SISMA Y	Combination	Min	-221,751	-25,207	-44,941	-0,177	-65,2265	-30,6077
	233	0	SISMA Y	Combination	Min	-403,732	-50,417	-40,957	-0,0291	-56,0708	-88,5322
	234	0	SISMA Y	Combination	Min	-403,732	4,118	-40,957	-0,0291	-56,0708	40,6727
	228	0	SISMA X	Combination	Min	-383,64	-64,827	-27,281	-0,0514	-51,8149	-53,7992
	228	0	SLU 1 VX	Combination		-546,233	-3,394E-12	-21,868	4,195E-13	-51,1852	-4,778E-12

Record: << < 1 > >> of 408

Add Tables... Done

Combinazioni oggetto di verifica – SLU (massimo assiale) e SLV (massima flessione bidirezionale)



Carichi e risultati			
SLU			
	A	B	C
N [daN]	-44 300,00		
Mx [daN m]	10 900,00		
My [daN m]	5 200,00		
Tx [daN]	1 900,00		
Ty [daN]	3 300,00		
Mt [daN m]			
Descrizione			
Fessurata			
Verifica a compressione-flessione deviata			
NEd	daN	-44 300,00	
MEd	daN m	10 900,00	
MEd	daN m	5 200,00	
MRd	daN m	11 606,08	
MRd	daN m	7 502,14	
CMx		1,06	
CMy		1,44	
CMMy		1,06	
CMin		1,06	
Verifica al taglio direzione Y			
VRd (senza staffe)	daN	13 357,89	
VRs	daN	18 671,09	
VRcd	daN	29 115,31	
VSd	daN	3 300,00	
VRd	daN	18 671,09	
Csicurezza		5,658	
Teta		21,8	
Verifica al taglio direzione X			
VRd (senza staffe)	daN	11 159,55	
VRs	daN	35 077,33	
VRcd	daN	35 111,99	
VSd	daN	1 900,00	
VRd	daN	35 077,33	
Csicurezza		18,462	

**Verifica Soddisfatta**

$$K_{fless} = 1.06$$

$$K_{taglio} = 18$$

## 13.2.1 P9 – r=25

### 13.2.1.1 PTerra

Si riportano le caratteristiche della sezione lungo lo sviluppo del pilastro (nei piani di interesse):

SEZIONE: r = 25 – Rck30

ARMATURA: 14Ø20 LONG – Staffe Ø8/10 (estremità)

Si riportano le azioni derivanti, per ogni singola combinazione di carico.

**Element Forces - Frames**

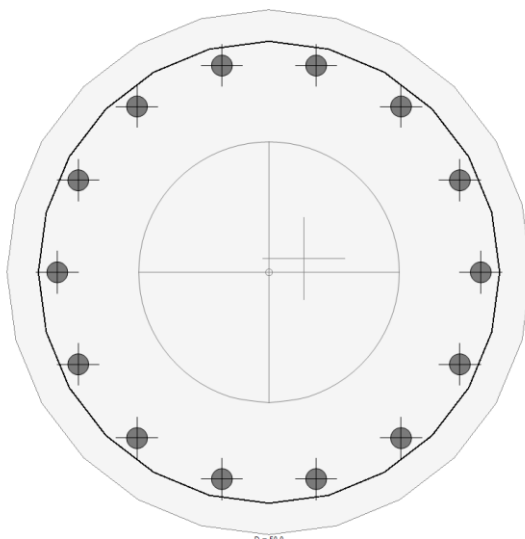
Units: As Noted  
Filter:

Frame Text	Station m	OutputCase	CaseType Text	StepType Text	P KN	V2 KN	V3 KN	T KN-m	M2 KN-m	M3 KN-m
11	0	SISMA Y	Combination	Max	-885,265	29,606	184,681	2,167E-09	400,0845	70,2079
11	3,39	SISMA Y	Combination	Max	-868,624	29,606	184,681	2,167E-09	226,7709	30,7122
12	3,39	SISMA Y	Combination	Max	-389,284	31,147	76,117	7,906E-09	162,7256	55,3817
11	0	SISMA X	Combination	Max	-885,265	98,687	55,404	4,725E-09	120,0254	234,0262
12	0,11	SISMA Y	Combination	Max	-405,384	31,147	76,117	7,906E-09	91,7923	46,9254
11	1,695	SISMA Y	Combination	Max	-876,944	29,606	184,681	2,167E-09	88,0656	20,4436
11	3,39	SISMA X	Combination	Max	-868,624	98,687	55,404	4,725E-09	68,0313	102,3739
12	3,39	SISMA X	Combination	Max	-389,284	103,823	22,835	1,851E-08	48,8177	184,6057
12	1,75	SISMA Y	Combination	Max	-397,334	31,147	76,117	7,906E-09	43,2389	5,0283
11	0	SLU 3 VY	Combination		-1294,664	-2,76E-11	20,244	9,367E-12	42,7997	-5,954E-11
12	0,11	SISMA X	Combination	Max	-405,384	103,823	22,835	1,851E-08	27,5377	156,4179
11	1,695	SISMA X	Combination	Max	-876,944	98,687	55,404	4,725E-09	26,4197	68,1452
11	0	SLU 1 VY	Combination		-1360,851	-2,039E-11	12,147	6,231E-12	25,6798	-4,098E-11
11	0	SLU 2 VY	Combination		-1341,41	-1,948E-11	12,147	6,167E-12	25,6798	-3,974E-11
12	1,75	SISMA X	Combination	Max	-397,334	103,823	22,835	1,851E-08	12,9717	16,761

Record: 1 of 60

Add Tables... Done

Combinazioni oggetto di verifica – SLU (massimo assiale) e SLV (massima flessione bidirezionale)



**Armatura**

Carichi e risultati

SLU

	A	B	C
N [daN]	-88 500,00		
Hx [daN m]	40 000,00		
Hy [daN m]	7 000,00		
Tx [daN]	2 900,00		
Ty [daN]	18 400,00		
Mt [daN m]			
Descrizione			

Verifica a compressione flessione deviata

	daN	daN m	daN m	daN m	daN m	daN m	daN m	daN m	daN m
NEd	-88 500,00								
MEd		40 000,00							
MEd			7 000,00						
MEd				33 804,23					
MEd					0,00				
Chi					0,00				
Chi					0,00				
Chi					0,00				
Chi					0,00				

Verifica al taglio direzione Y

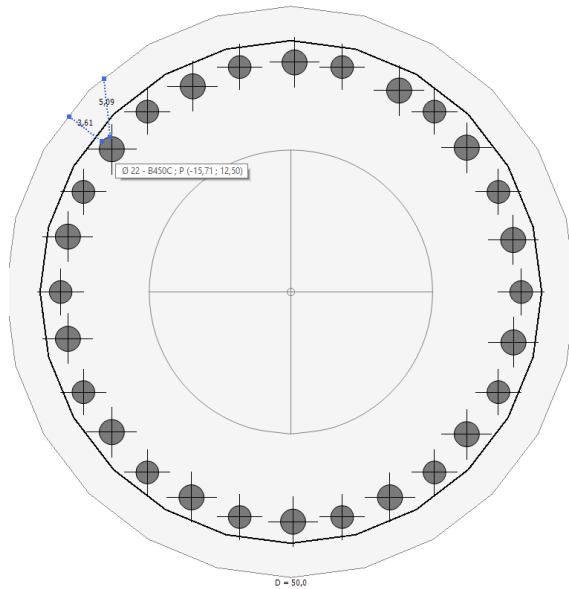
	daN	daN	daN	daN	daN	daN	daN	daN	daN
VEd (senza staffe)	19 099,52								
VEd		30 631,15							
VEd			50 153,86						
VEd				18 400,00					
VEd					30 631,15				
Caricatura					1,665				
Teta					21,8				

Verifica al taglio direzione X

	daN	daN	daN	daN	daN	daN	daN	daN	daN
VEd (senza staffe)	19 099,52								
VEd		30 631,15							
VEd			50 153,86						
VEd				2 900,00					
VEd					30 631,15				
Caricatura					10,862				



Con l'azione massima allo SLV la sezione del pilastro P9 non risulterebbe soddisfatta, ma essendo a quota 0m devono essere considerate anche le chiamate Ø22 con le quali il pilastro risulta ampiamente verificato.



Armatura			
Carichi e risultati			
SLV			
	A	B	C
N [daN]	-88 500,00		
Mx [daN m]	40 000,00		
My [daN m]	7 000,00		
Tx [daN]	2 900,00		
Ty [daN]	18 400,00		
Ht [daN m]			
Descrizione			
Fessurata			
Verifica a compressione-flessione deviata			
NEd	daN	-88 500,00	
MEd	daN m	40 000,00	
MEyd	daN m	7 000,00	
MRcd	daN m	58 266,63	
MRyd	daN m	43 820,44	
Chx		1,46	
Chy		6,26	
ChxMy		1,44	
ChMin		1,44	
Verifica al taglio direzione Y			
VRd (senza staffe)	daN	20 323,69	
VRd	daN	30 293,62	
VRcd	daN	49 601,20	
VEd	daN	18 400,00	
VRd	daN	30 293,62	
Circurezza		1,646	
Totale		21,8	
Verifica al taglio direzione X			
VRd (senza staffe)	daN	20 323,69	
VRd	daN	30 293,62	
VRcd	daN	49 601,20	
VEd	daN	2 900,00	
VRd	daN	30 293,62	
Circurezza		10,446	
Proprietà			

**Verifica Soddisfatta**

$$K_{fless} = 1.44$$

$$K_{taglio} = 1,6$$



Si riportano sollecitazioni massime sopra la quota delle chiamate Ø22.

Element Forces - Frames

File View Edit Format-Filter-Sort Select Options

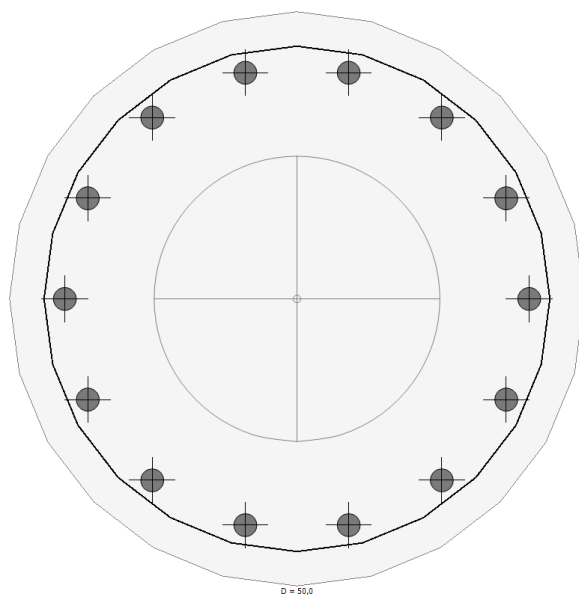
Units: As Noted

Filter:

	Frame Text	Station m	OutputCase	CaseType Text	StepType Text	P KN	V2 KN	V3 KN	T KN-m	M2 KN-m	M3 KN-m
	11	0	SISMA Y	Combination	Max	-885,265	29,606	184,681	2,167E-09	400,0845	70,2079
►	11	3,39	SISMA Y	Combination	Max	-868,624	29,606	184,681	2,167E-09	226,7709	30,7122
	12	3,39	SISMA Y	Combination	Max	-389,284	31,147	76,117	7,906E-09	162,7256	55,3817
	11	0	SISMA X	Combination	Max	-885,265	98,687	55,404	4,725E-09	120,0254	234,0262
	12	0,11	SISMA Y	Combination	Max	-405,384	31,147	76,117	7,906E-09	91,7923	46,9254
	11	1,695	SISMA Y	Combination	Max	-876,944	29,606	184,681	2,167E-09	88,0656	20,4436
	11	3,39	SISMA X	Combination	Max	-868,624	98,687	55,404	4,725E-09	68,0313	102,3739
	12	3,39	SISMA X	Combination	Max	-389,284	103,823	22,835	1,851E-08	48,8177	184,6057
	12	1,75	SISMA Y	Combination	Max	-397,334	31,147	76,117	7,906E-09	43,2389	5,0283
	11	0	SLU 3 VY	Combination		-1294,664	-2,76E-11	20,244	9,367E-12	42,7997	-5,954E-11
	12	0,11	SISMA X	Combination	Max	-405,384	103,823	22,835	1,851E-08	27,5377	156,4179
	11	1,695	SISMA X	Combination	Max	-876,944	98,687	55,404	4,725E-09	26,4197	68,1452
	11	0	SLU 1 VY	Combination		-1360,851	-2,039E-11	12,147	6,231E-12	25,6798	-4,098E-11
	11	0	SLU 2 VY	Combination		-1341,41	-1,948E-11	12,147	6,167E-12	25,6798	-3,974E-11
	12	1,75	SISMA X	Combination	Max	-397,334	103,823	22,835	1,851E-08	12,9717	16,761

Record: << < 2 > >> of 60

Add Tables... Done



Armatura

Carichi e risultati

SLU

	A	B	C
N (daN)	-88 600,00		
Mx (daN m)	22 600,00		
My (daN m)	3 000,00		
Tx (daN)	2 900,00		
Ty (daN)	18 400,00		
Mt (daN m)			
Descrizione			

Verifica a compressione-flessione deviata

NEd	daN	-88 600,00
MEd	daN m	22 600,00
MEd	daN m	3 000,00
MRd	daN m	34 370,81
MRd	daN m	26 099,16
CMx		1,52
CMx		6,70
CMxMy		1,51
CMx		1,51

Verifica al taglio direzione Y

VRd (senza staffe)	daN	19 099,52
VRd	daN	30 631,15
VRd	daN	50 153,86
VEd	daN	18 400,00
VRd	daN	30 631,15
Circoscrizione		1,665
Tela		21,8

Verifica al taglio direzione X

VRd (senza staffe)	daN	19 099,52
VRd	daN	30 631,15
VRd	daN	50 153,86
VEd	daN	2 900,00
VRd	daN	30 631,15
Circoscrizione		10,562

Proprietà

**Verifica Soddisfatta**

$$K_{fless} = 1.51$$

$$K_{taglio} = 1,66$$

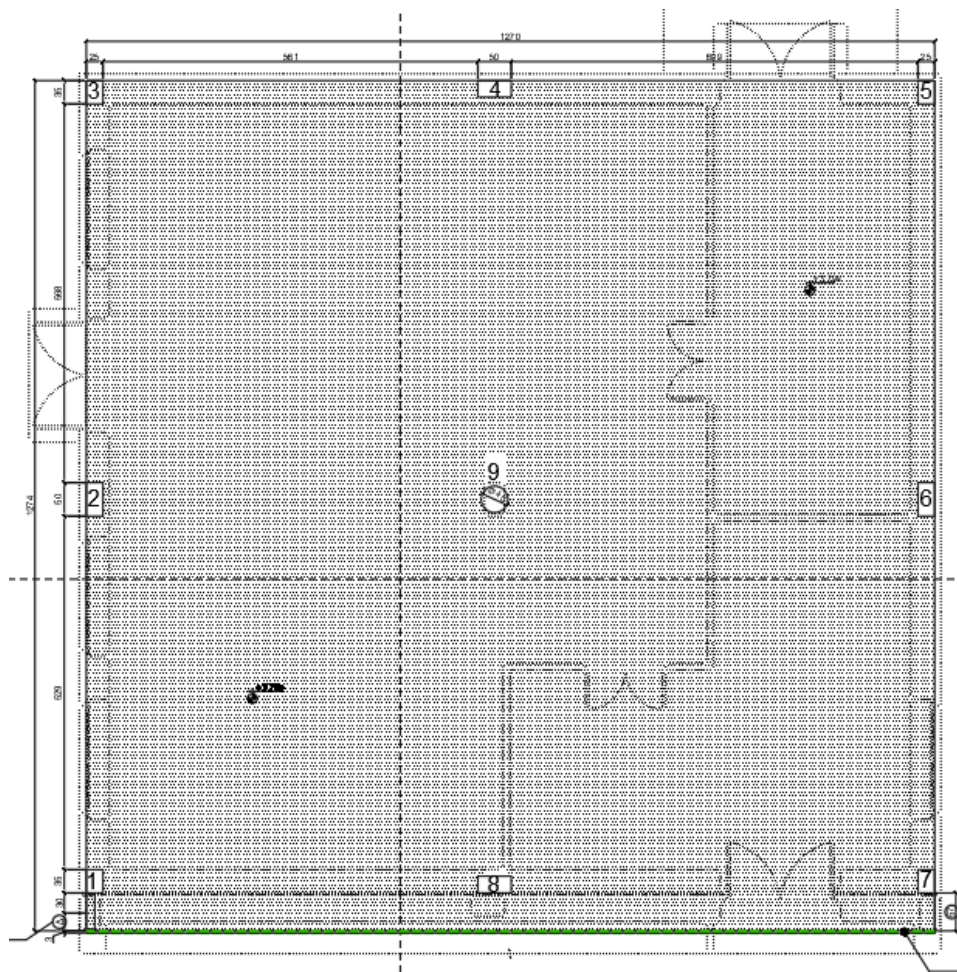
## 14 SOLAI PIENI IN C.A.

### 14.1 Inquadramento

Il presente paragrafo riporta le verifiche di due solai “tipo” realizzati in c.a. pieno di spessore 22cm. Tali solette sono armate con maglia diffusa  $\varnothing 12/20 \times 20$  sup/inf in entrambe le direzioni. Gli infittimenti sono invece valutati caso per caso.

#### 14.1.1 *Posizione dell'elemento*

Le immagini seguenti inquadrano l'elemento oggetto di studio.

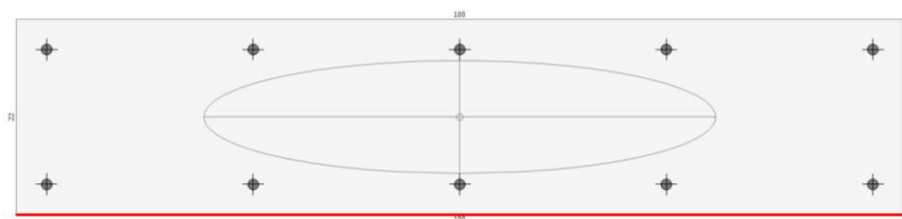


## 14.1.2 Descrizione geometrica e armatura

L'elemento ha le seguenti caratteristiche:

- Solaio in c.a. pieno: spessore 22cm
- Armatura diffusa  $\varnothing 12 / 20\text{cm}$
- Armatura di infittimento sup  $\varnothing 20$
- Armatura di infittimento inf/sup  $\varnothing 14$
- Rinforzo a punzonamento zona pilastri  $\varnothing 18$  (piegati)

L'immagine seguente riporta una immagine esemplificativa.



Carichi e risultati		
SLU		
	A	B
N [daN]		
Hx [daN m]	4 196,02	
Hx [daN m]		
Tx [daN]		
Ty [daN]	9 924,02	
My [daN m]		
Descrizione		
Verifica		
Verifica a flessione semplice		
NEd	daN	0,00
HEd	daN m	4 196,02
HEd	daN m	4 196,02
Caricatura		1,00
e dN	%	3,00
e Tx	%	21,03
Campo	m	
L		0,140
L lim		0,450
S		0,70
Verifica al taglio direzione Y		
VEd	daN	9 924,02
Caricatura		1
Dettagli costruttivi		
CRITERIO STATICO		
Armatura longitudinale		
A tesa Min	cm²	3,05
A tesa	cm²	88,06
Staffe		
Passo campo	cm	6,7
Passo appoggio	cm	6,7
Proprietà		

Si ottengono i seguenti valori di resistenza allo SLU:

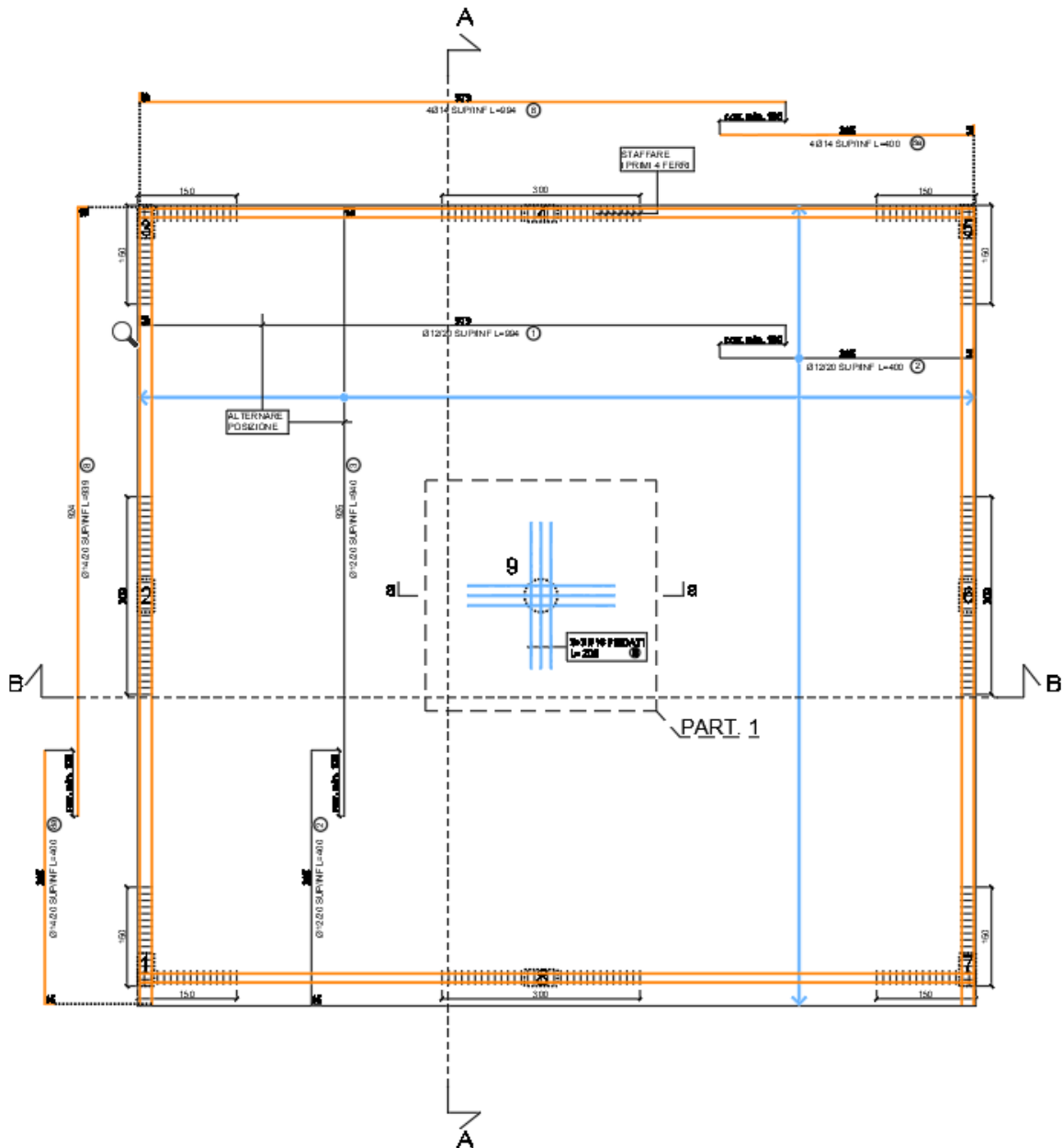
$$\text{Mrd} = 42 \text{ kNm}$$

$$\text{Vrd} = 99,24 \text{ kN}$$

## PIANTA SOLAIO PIANO PRIMO (Qs=+3,79m)

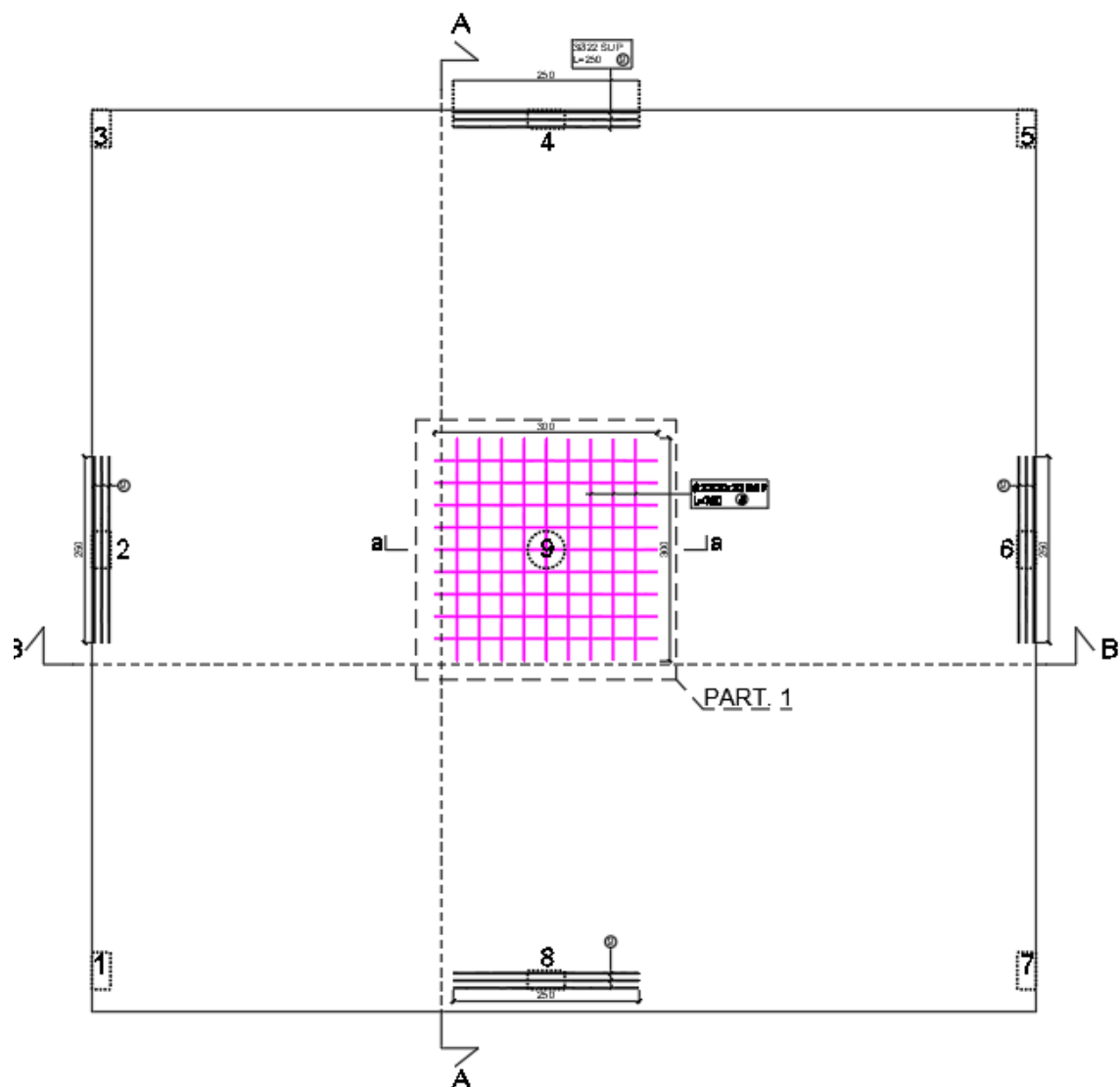
ARMATURE

Scala 1:50

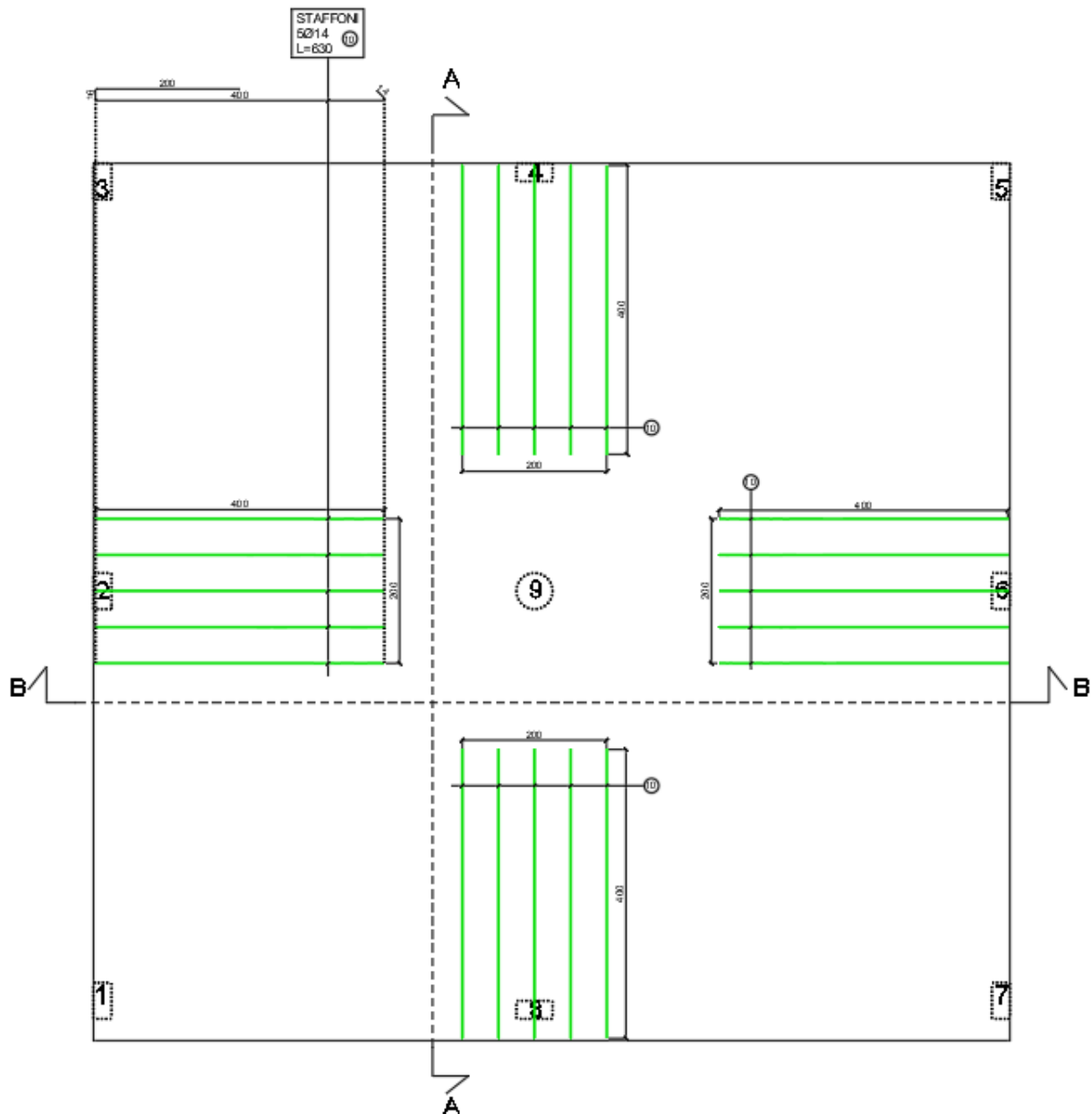


**PIANTA SOLAIO PIANO PRIMO (Qs=+3,79m)**  
 ARMATURE INTEGRATIVE SUPERIORI

Scala 1:50



## Scale 1:50



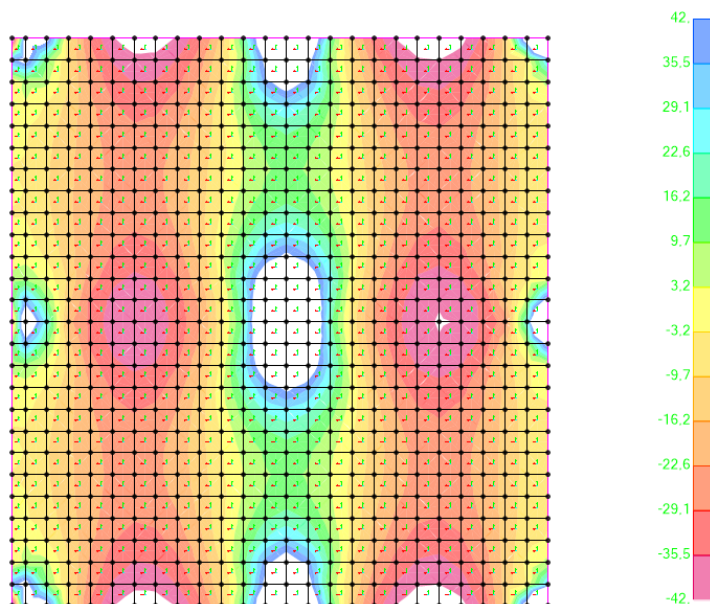
## 14.2 Azioni di calcolo e verifiche allo SLU

Si riporta di seguito gli output del programma di calcolo per la determinazione delle massime sollecitazioni nei vari SL agenti sulla soletta in c.a.

La verifica della sezione viene svolta a partire dal momento resistente della soletta.

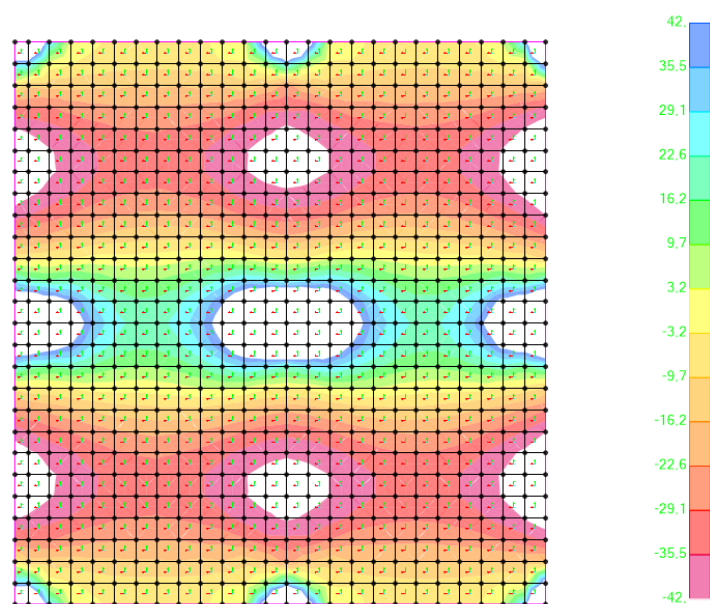
### 14.2.1 *Momenti allo SLU – SOLAIO P1*

#### 14.2.1.1 *Momenti M11 – Direzione X*



Momenti M11 – Zone Bianche da infittire

#### 14.2.1.2 *Momenti M22 – Direzione Y*

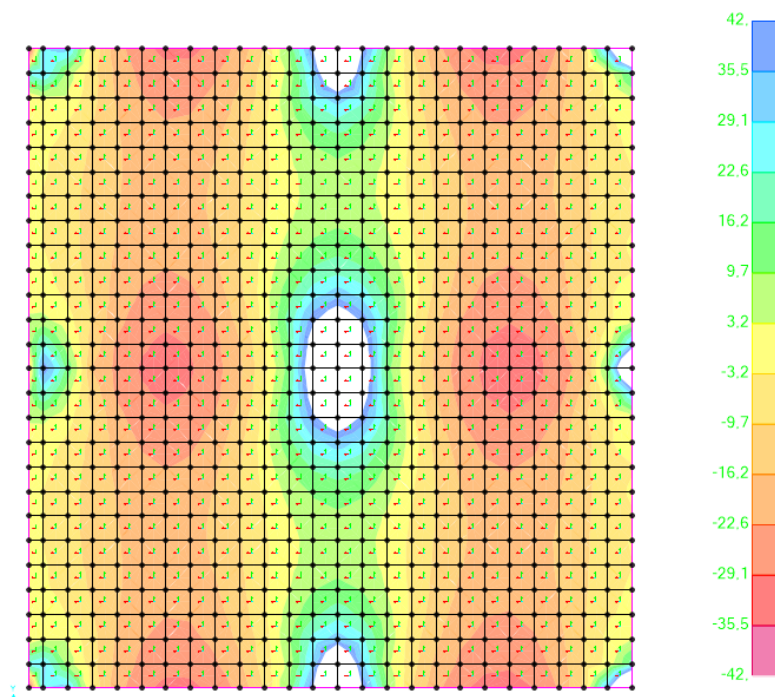


Momenti M22 – Zone Bianche da infittire



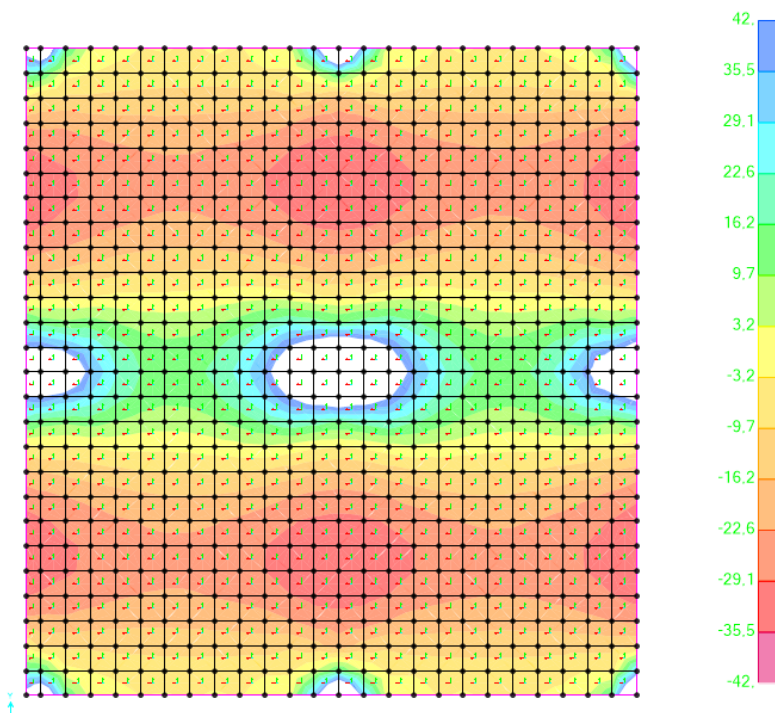
## 14.2.1 *Momenti allo SLU – SOLAIO DI COPERTURA*

### 14.2.1.1 *Momenti M11 – Direzione X*



Momenti M11 – Zone Bianche da infittire

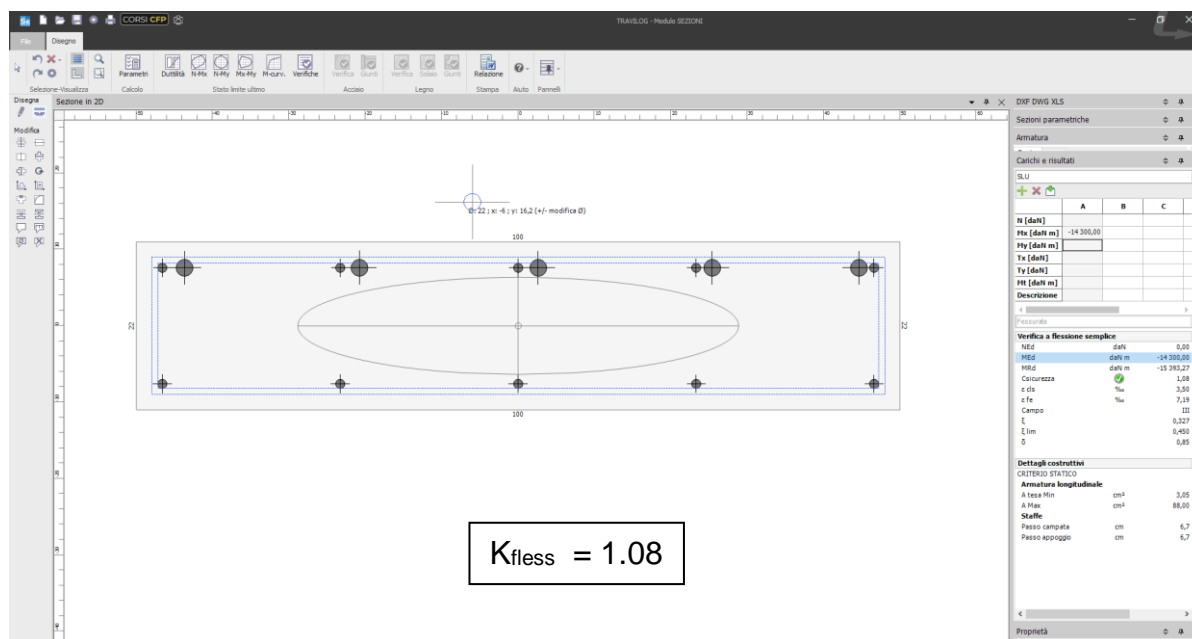
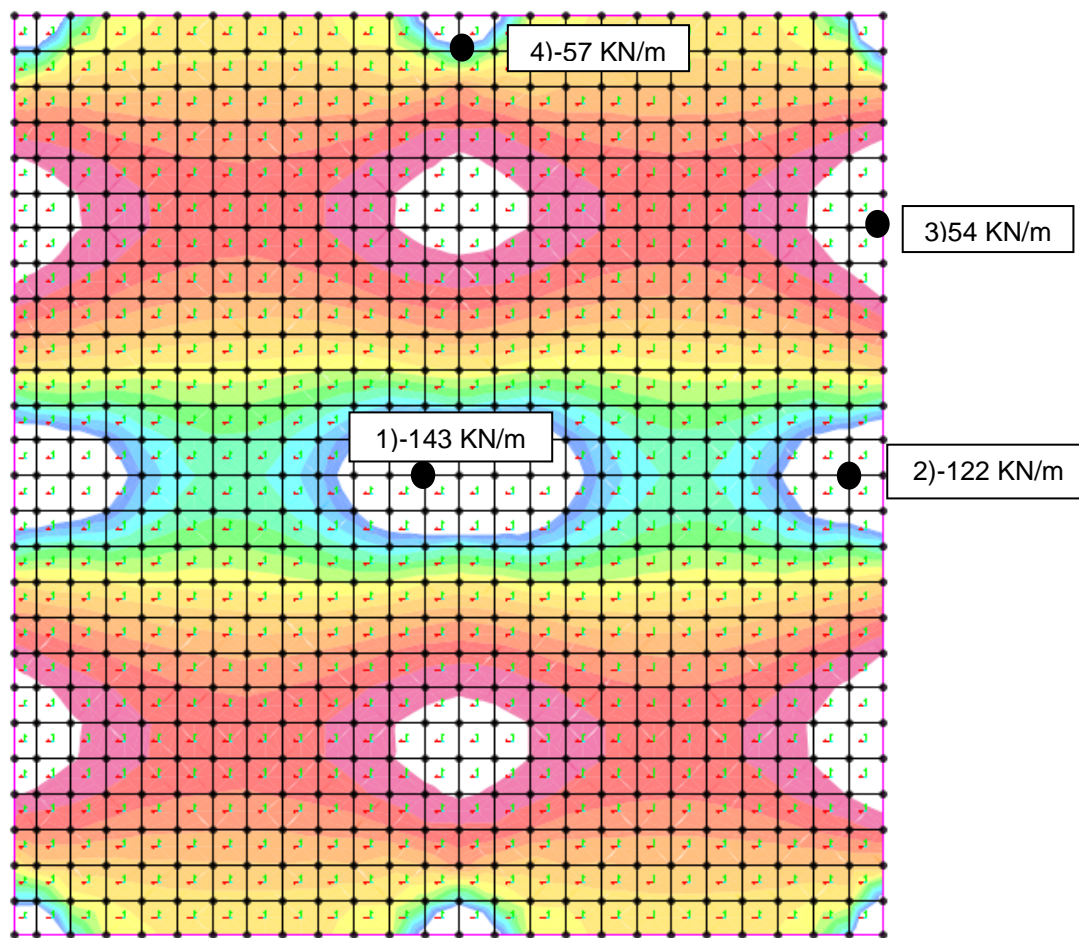
### 14.2.1.2 *Momenti M22 – Direzione Y*

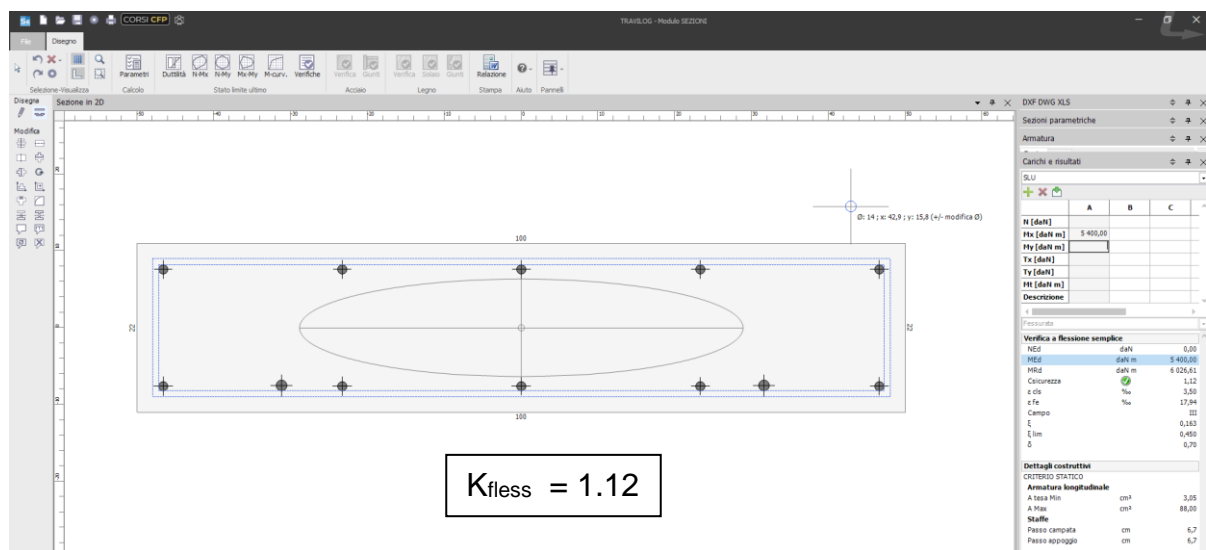
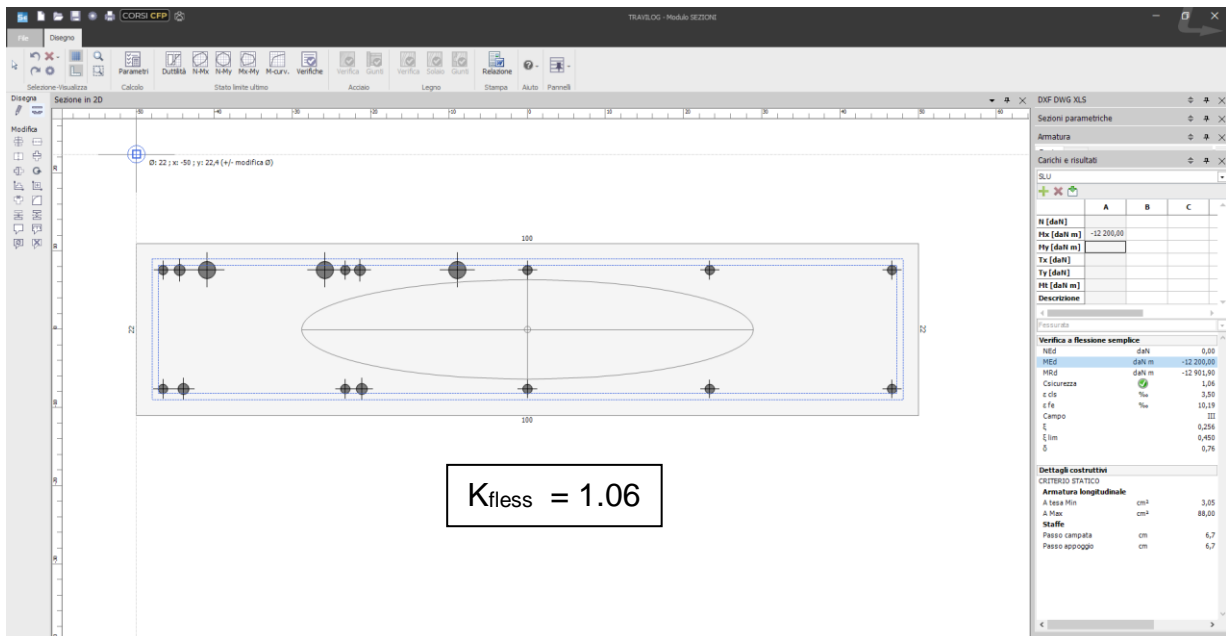
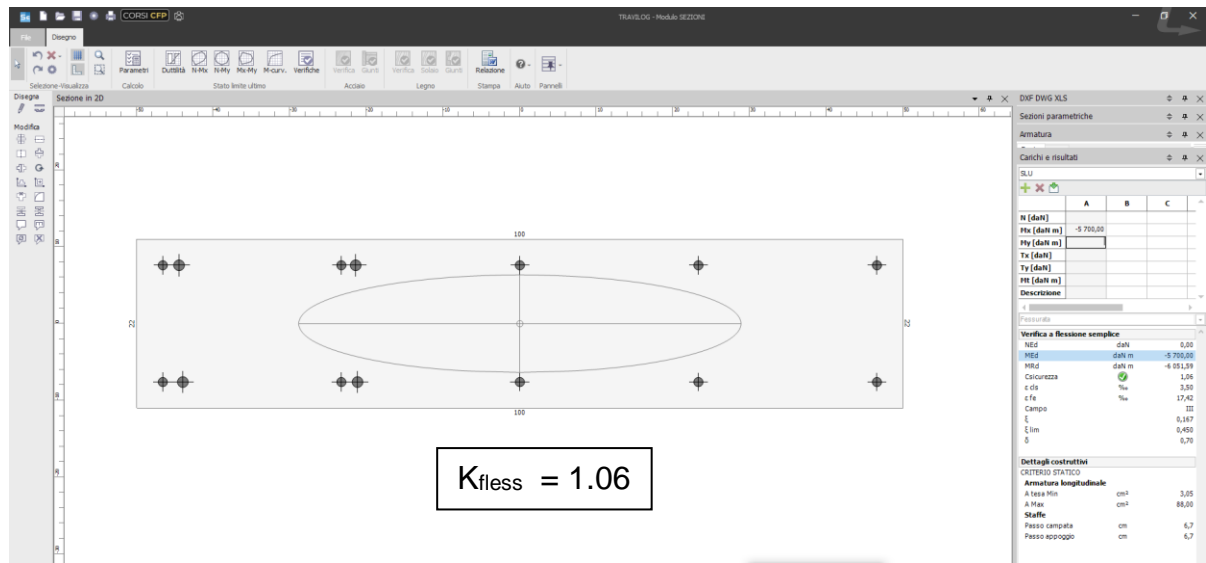




### 14.2.1 Verifiche allo SLU – SOLAIO P1

Si riportano i 4 punti con sollecitazioni dimensionanti.

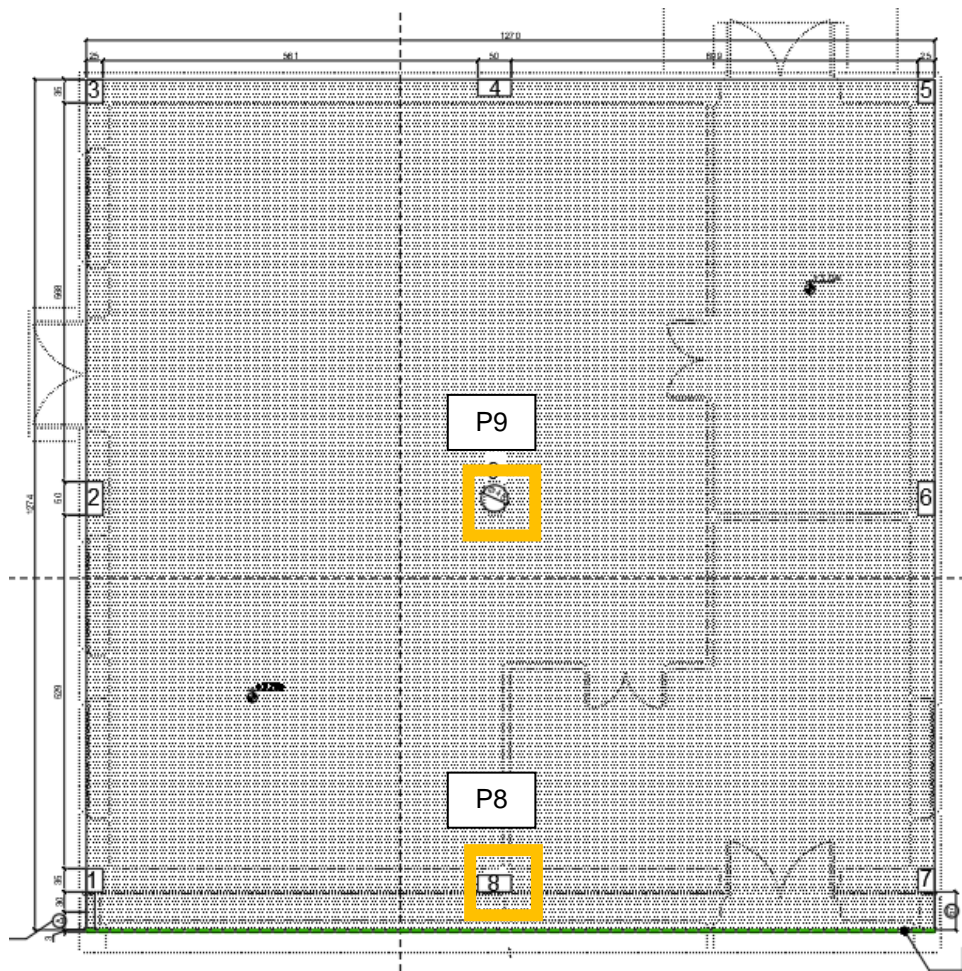




### 14.2.1 **Punzonamento**

Si procede alla verifica a punzonamento della soletta in c.a. sp.22cm soggetta ai carichi concentrati derivanti dai pilastri in c.a.

Si riportano le verifiche dei pilastri ritenute significative:

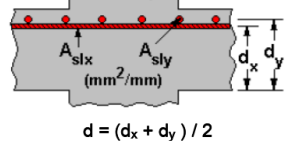
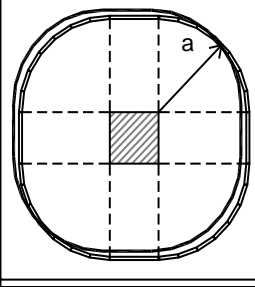
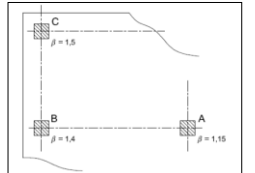


### 14.2.1.1 Pilastro P9 – r=25 cm

Si considerano le seguenti caratteristiche geometriche, materiche e di sollecitazione:

SOLETTA: sp.22cm – Rck35  
Armature: Ø12/20 sup/inf  
Rinforzo a punzonamento zona pilastri Ø18 (piegati)  
Rinforzo flessionale sup Ø20 / 20

Nsup (P1) = 631kN  
Ninf (PT) = 1361kN  
ΔN = 730Kn

VERIFICA A PUNZONAMENTO SENZA ARMATURA			
<b>GEOMETRIA</b>			
LATO	450	mm	
LATO	450	mm	
TIPO DI CASO	TAB.1	β	
	A	1,15	
<b>SOLLECITAZIONE PUNZONANTE</b>			
N <sub>pilastro sup.</sub>	631000	N	
N <sub>pilastro inf.</sub>	1361000	N	
TAGLIO V <sub>Ed</sub>	730000	N	
<b>SOLETTA</b>			
H <sub>t</sub>	220	mm	
d <sub>x</sub>	185	mm	
d <sub>y</sub>	175	mm	
copriferro	30	mm	
Zeventuale riduzione	0	mm	
d <sub>(automatica)</sub>	180	mm	
d <sub>(inserimento manuale)</sub>		mm	
tipo di tentativo	2,00	*d	
a	360	mm	
U <sub>0</sub> (automatico)	1800	mm	
U <sub>0</sub> (inserimento manuale)		mm	
U <sub>1</sub>	4062	mm	
U <sub>1</sub> (inserimento manuale)		mm	
A in U <sub>1</sub> (inserimento manuale)		mm <sup>2</sup>	
A in U <sub>1</sub> (automatico)	1459944	mm <sup>2</sup>	
<b>CARATT. MATERIALI</b>			
R <sub>ck</sub>		ACCIAIO	
CLS	35		
ACCIAIO	B450C		
<b>CALCOLO TAGLIO</b>			
V <sub>min</sub>	V <sub>min</sub> = 0.0035 k <sup>3/2</sup> f <sub>ck</sub> <sup>1/2</sup>		
V <sub>ad</sub>	0,0534	N	
V <sub>Ed</sub>	730000	N	
V <sub>Ed</sub>	1,1482	N/mm <sup>2</sup>	
<b>VERIFICA TAGLIO</b>			
V <sub>Rd,c</sub>	V <sub>Rd,c</sub> = C <sub>Rd,c</sub> k (100 ρ <sub>l</sub> f <sub>ck</sub> ) <sup>1/3</sup> ≥ V <sub>min</sub>		
C <sub>Rd,c</sub>	0,12		
γ <sub>c</sub>	1,5		
k	2,00		
f <sub>ck</sub>	29,05	N/mm <sup>2</sup>	
ρ	0,02000		
V <sub>Rd,c</sub>	0,9295	N/mm <sup>2</sup>	
V <sub>Rd,c</sub>	0,9295	N/mm <sup>2</sup>	
V <sub>Ed</sub>	1,1482	N/mm <sup>2</sup>	NON VERIFICA
<b>ARMATURA SUPERIORE</b>			
ARMATURA DIREZIONE X	DIAM.	NUM.	PASSO
	12	3,7	20
A <sub>slx</sub>	418	mm <sup>2</sup>	
ρ <sub>x</sub>	0,1162388		
ARMATURA DIREZIONE Y	DIAM.	NUM.	PASSO
	12	3,7	20
A <sub>slly</sub>	418	mm <sup>2</sup>	
ρ <sub>y</sub>	0,11618		
 <p>d = (d<sub>x</sub> + d<sub>y</sub>) / 2</p>			
			
<b>TAB. 1</b>			
<b>COEFFICIENTE β</b>			
caso	posizione	valore	
A	centrale	1,15	
B	di bordo	1,4	
C	d'angolo	1,5	
			

→ Necessaria armature specifica a punzonamento: 3 piegati Ø18

**VERIFICA A PUNZONAMENTO CON ARMATURA**

$$V_{Rd,cs} = 0,75 v_{Rd,c} + 1,5 (d/s_r) A_{sw} f_{ywd,ef} (1/(u_1 d)) \sin \alpha$$

diámetro	18	mm
n° file di ferri	1	
s <sub>r</sub>		mm
n° ferri nel perimetro	12	
A <sub>sw</sub>	3054	mm <sup>2</sup>
d	180	mm
f <sub>ywd,ef</sub>	295	N/mm <sup>2</sup>
f <sub>yk</sub>	391	N/mm <sup>2</sup>
α	45°	
α (radianti)	0,7854	rad

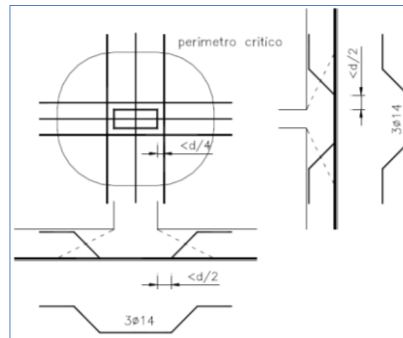
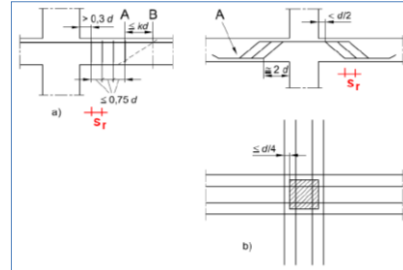
$$v = 0,6 \left[ 1 - \frac{f_{ck}}{250} \right] (f_{ck} \text{ in MPa})$$

$$f_{ywd,ef} = 250 + 0,25 d \leq f_{ywd}$$

V <sub>Rd,cs</sub>	1,5727	N/mm <sup>2</sup>	VERIFICA
vE <sub>d</sub>	1,1482	N/mm <sup>2</sup>	

**VERIFICA IN ADIACENZA AL PILASTRO**

V <sub>ad</sub> (su perimetro u <sub>0</sub> )	2,5910	N/mm <sup>2</sup>	VERIFICA
v	0,5303		
V <sub>Rd,max</sub>	5,1349	N/mm <sup>2</sup>	

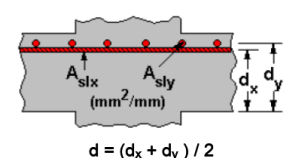
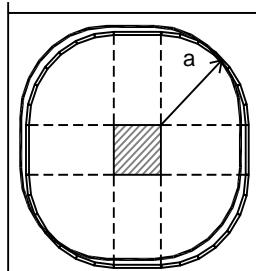
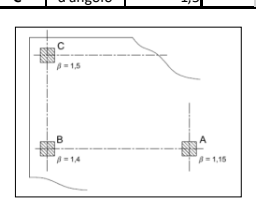


### 14.2.1.2 Pilastro P8 – 50x25 cm

Si considerano le seguenti caratteristiche geometriche, materiche e di sollecitazione:

SOLETTA: sp.22cm – Rck35  
 Armature:  $\varnothing 12/20$  sup/inf  
 Rinforzo flessionale inf./sup in y 5 $\varnothing 14$   
 Rinforzo flessionale sup in x 3 $\varnothing 22$

N<sub>sup</sub> (P1) = 260kN  
 N<sub>inf</sub> (PT) = 6081kN  
 $\Delta N$  = 730Kn

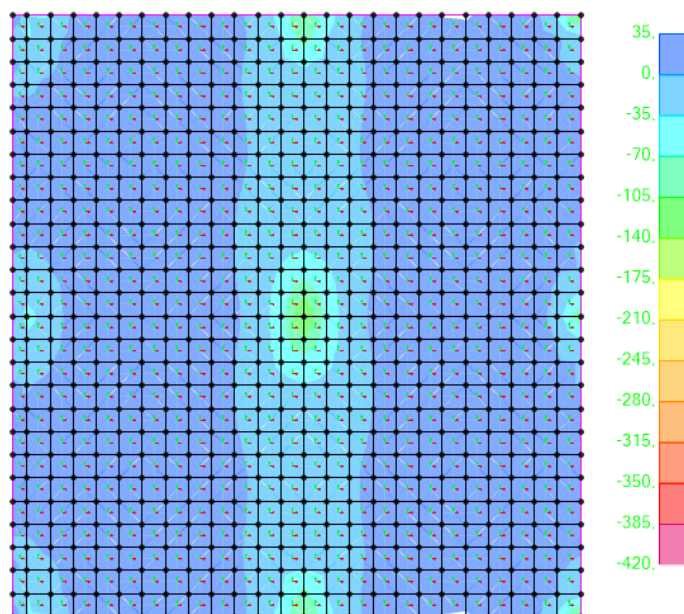
VERIFICA A PUNZONAMENTO SENZA ARMATURA			
<b>GEOMETRIA</b>			
LATO	500	mm	
LATO	250	mm	
TIPO DI CASO	TAB.1	$\beta$	
	B	1,40	
<b>SOLLECITAZIONE PUNZONANTE</b>			
N <sub>pilastro sup.</sub>	260000	N	
N <sub>pilastro inf.</sub>	608000	N	
TAGLIO V <sub>Ed</sub>	348000	N	
<b>SOLETTA</b>			
H <sub>f</sub>	220	mm	
d <sub>x</sub>	185	mm	
d <sub>y</sub>	175	mm	
copriferro	30	mm	
Zeventuale riduzione	0	mm	
d <sub>1</sub> (automatica)	180	mm	
d <sub>1</sub> (inserimento manuale)		mm	
tipo di tentativo	2,00	*d	
a	360	mm	
U <sub>0</sub> (automatico)	1500	mm	
U <sub>0</sub> (inserimento manuale)		mm	
U <sub>1</sub>	3762	mm	
U <sub>1</sub> (inserimento manuale)		mm	
A in U <sub>1</sub> (inserimento manuale)		mm <sup>2</sup>	
A in U <sub>1</sub> (automatico)	1196944	mm <sup>2</sup>	
<b>CARATT. MATERIALI</b>			
R <sub>ck</sub>	ACCIAIO		
CLS	35		
ACCIAIO	B450C		
<b>CALCOLO TAGLIO</b>			
V <sub>min</sub>	0,0534	N	
V <sub>ad</sub>	348000	N	
v <sub>Ed</sub>	0,7195	N/mm <sup>2</sup>	
<b>VERIFICA TAGLIO</b>			
V <sub>Rd,c</sub>	0,12		
$\gamma_c$	1,5		
k	2,00		
f <sub>ck</sub>	29,05	N/mm <sup>2</sup>	
$\rho$	0,02000		
V <sub>Rd,c</sub>	0,9295	N/mm <sup>2</sup>	
V <sub>Rd,c</sub>	0,9295	N/mm <sup>2</sup>	
v <sub>Ed</sub>	0,7195	N/mm <sup>2</sup>	VERIFICA
<b>ARMATURA SUPERIORE</b>			
ARMATURA DIREZIONE X	DIAM.	NUM.	PASSO
	12	2,6	20
A <sub>sX</sub>	294	mm <sup>2</sup>	
$\rho_x$	0,0816813		
ARMATURA DIREZIONE Y	DIAM.	NUM.	PASSO
	12	1,6	20
A <sub>sY</sub>	181	mm <sup>2</sup>	
$\rho_y$	0,05024		
 <p><math>d = (d_x + d_y) / 2</math></p>			
			
<b>TAB. 1</b>			
<b>COEFFICIENTE <math>\beta</math></b>			
caso	posizione	valore	
A	centrale	1,15	
B	di bordo	1,4	
C	d'angolo	1,5	
			

## 14.3 Azioni di calcolo e verifiche allo SLE – Solaio

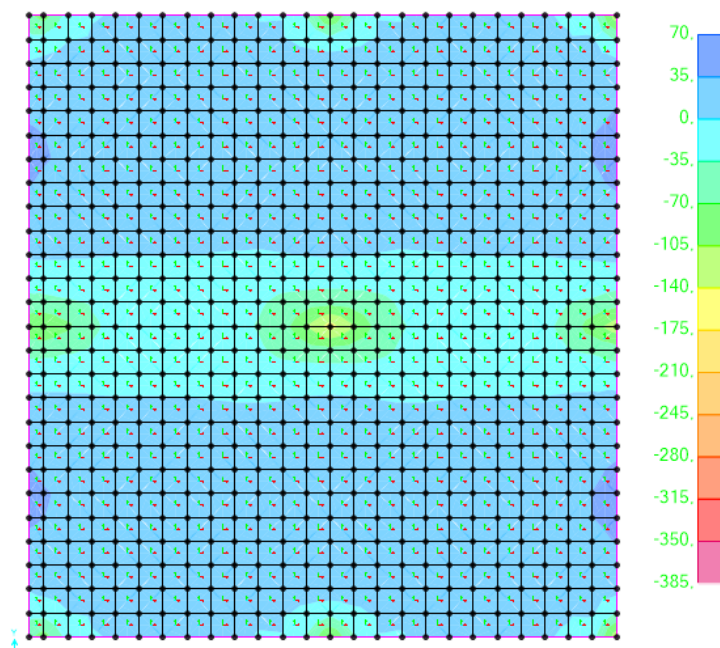
Nel presente paragrafo vengono riportate le verifiche agli SLE dei solai e sbalzi.

### 14.3.1 Sollecitazioni allo SLE

Si riportano dapprima le massime sollecitazioni flettenti agenti su tali elementi:



Momenti M11 allo SLE – Direzione X

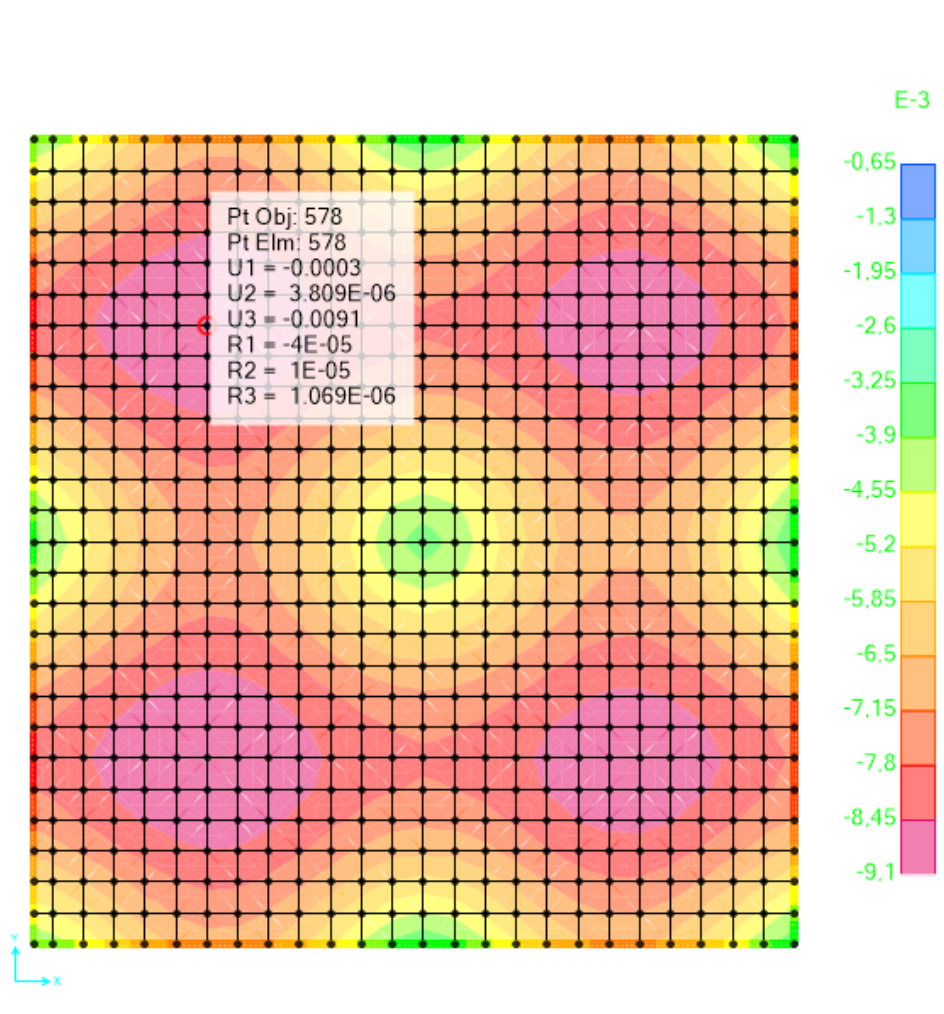


Momenti M22 allo SLE – Direzione Y



#### 14.3.1.1 Deformata allo SLE

La deformata massima in campo sotto combinazione rara è pari a 9,1 mm.



*Deformata allo SLE*

Tenendo conto di una luce di calcolo di circa 6,5 m, possiamo ammettere come limite di deformata da non superare il valore di  $L/500$ .

$$f_{adm} = 6500/500 = 13 \text{ mm} \gg f_{calc} = 9,1 \text{ mm}$$

verifica soddisfatta

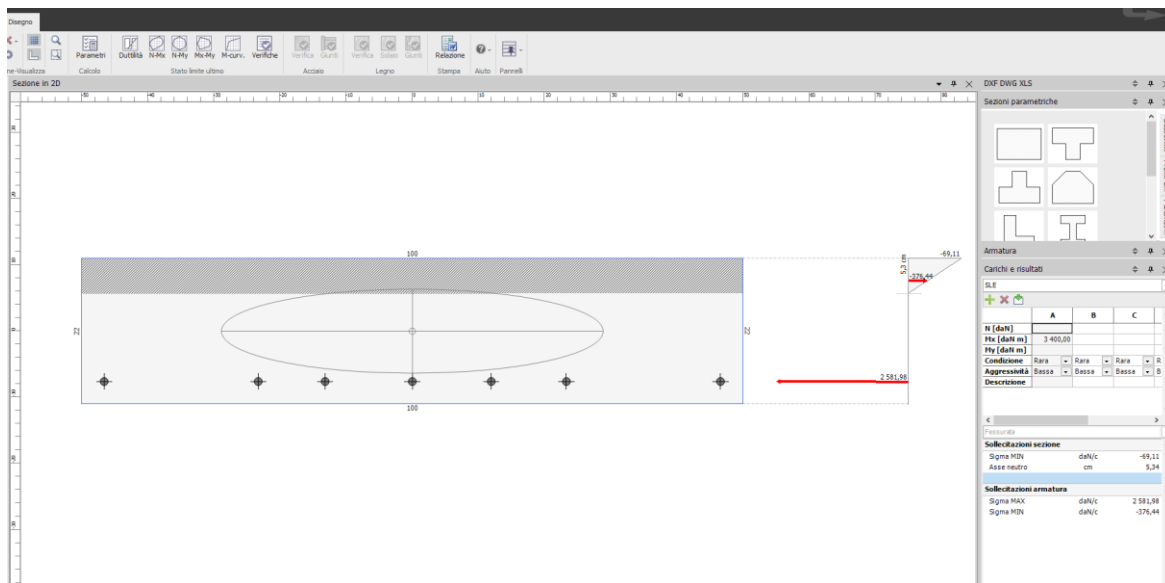
### 14.3.1.2 Verifiche fessurative SLE (CAMPATA)

Per la verifica a fessurazione dello sbalzo si considerano i seguenti valori di momento flettente:

$$M_{11,max,sle} = 34\text{kNm/m}$$

E le seguenti caratteristiche sezionali:

SOLETTA: sp.22cm – Rck35  
 Armature:  $\varnothing 12/20$  sup/inf



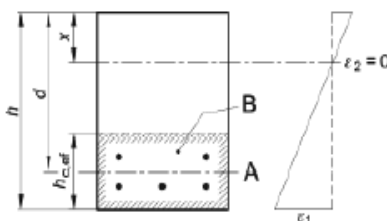
Si ottengono i seguenti parametri:

$$x = 5.3\text{cm}$$

$$\sigma_s = 258\text{Mpa}$$

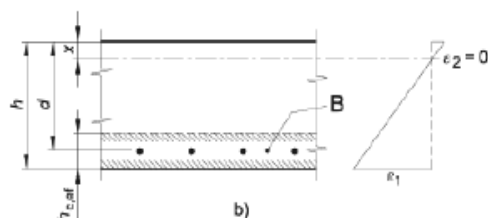
**Legenda**

- a) Trave  
A Livello del baricentro dell'acciaio  
B Area tesa efficace,  $A_{c,eff}$



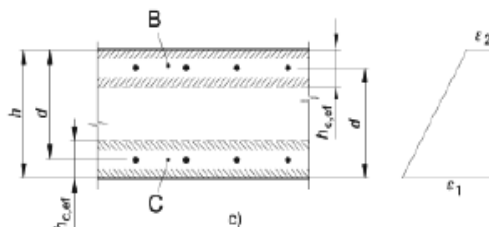
a)

- b) Piastra  
B Area tesa efficace,  $A_{c,eff}$



b)

- c) Elemento in trazione  
B Area tesa efficace di estradosso,  $A_{c,eff}$   
C Area tesa efficace di intradosso,  $A_{c,eff}$



c)

**calcolo ampiezza fessure secondo circolare 7/2019: C4.1.2.2.4.5**

dati di ingresso		calcolazioni	
tipo carico	flessione	$k_t$	0,4
durata	lunga	$f_{ctm}$	3,21 MPa
tipo barre	migliorata	$A_{c,eff}$	556,7 cm <sup>2</sup>
$\sigma_s$	258 MPa	$A_s$	7,92 cm <sup>2</sup>
$E_s$	210000 MPa	$\rho_{eff}$	0,0142
$\Phi$ barre	12 mm	$\varepsilon_{sm}$	0,00076 0,08%
n° barre	7	$\Delta_{sm}$	134 mm
$f_{ck}$	35,0 MPa	$k_1$	0,8
$E_{cm}$	32000 MPa	$k_2$	0,5
h	22 cm	$k_3$	3,4
b	100 cm	$k_4$	0,425
$c_{inf}$	2,5 cm	[C4.1.5 e 4.1.1.14]	
$c_{sup}$	2,5 cm	$w_k = 1.7 \cdot \varepsilon_{sm} \cdot \Delta_{sm}$	
x	5,3 cm	$w_k$	<b>0,173 mm</b>

<  $W_2=0,3\text{mm}$

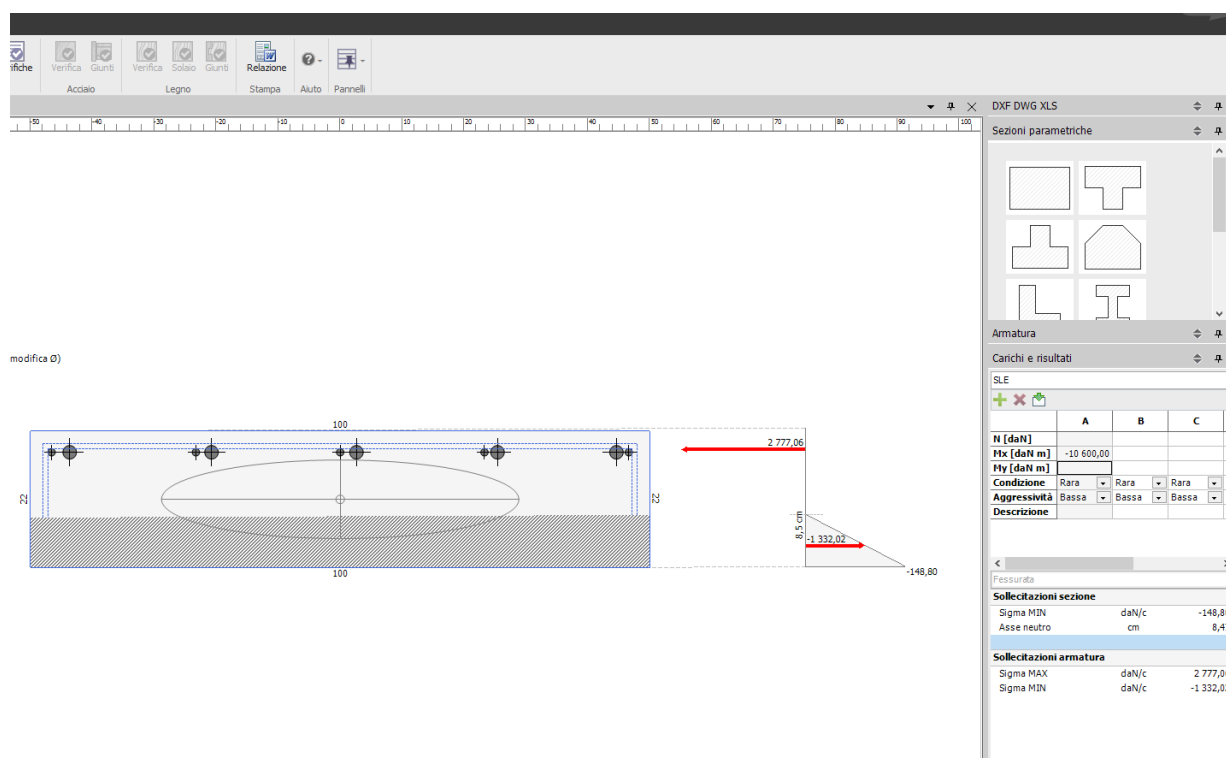
### 14.3.1.3 Verifiche fessurative SLE (APPOGGIO P9)

Per la verifica a fessurazione dello sbalzo si considerano i seguenti valori di momento flettente:

$$M_{11,max,sle} = -106 \text{ kNm/m}$$

E le seguenti caratteristiche sezionali:

SOLETTA: sp.22cm – Rck35  
 Armature:  $\varnothing 12/20$  sup/inf  
 $\varnothing 22/20$  sup



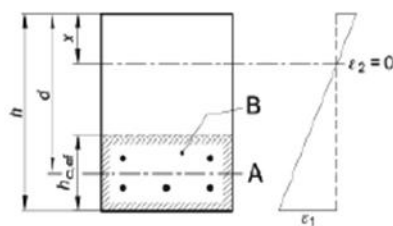
Si ottengono i seguenti parametri:

$$x = 8.47 \text{ cm}$$

$$\sigma_s = 277 \text{ Mpa}$$

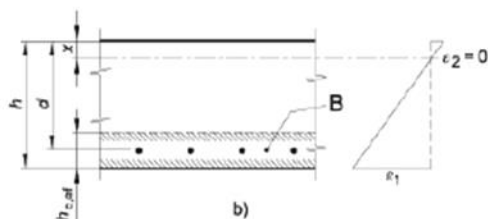
**Legenda**

- a) Trave  
A Livello del baricentro dell'acciaio  
B Area tesa efficace,  $A_{c,eff}$



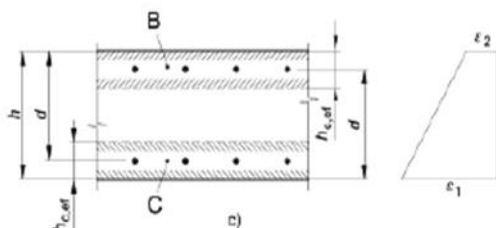
a)

- b) Piastra  
B Area tesa efficace,  $A_{c,eff}$



b)

- c) Elemento in trazione  
B Area tesa efficace di estradosso,  $A_{s,eff}$   
C Area tesa efficace di intradosso,  $A_{b,eff}$



c)

**calcolo ampiezza fessure secondo circolare 7/2019: C4.1.2.2.4.5**

dati di ingresso		calcolazioni	
tipo carico	flessione	$k_t$	0,4
durata	lunga	$f_{ctm}$	3,21 MPa
tipo barre	migliorata	$A_{c,eff}$	451,0 cm <sup>2</sup>
$\sigma_s$	277 MPa	$A_s$	24,71 cm <sup>2</sup>
$E_s$	210000 MPa	$\rho_{eff}$	0,0548
$\Phi$ barre	22 mm	$\varepsilon_{sm}$	0,00117 0,12%
n° barre	6,5	$\Delta_{sm}$	90 mm
$f_{ck}$	35,0 MPa	$k_1$	0,8
$E_{cm}$	32000 MPa	$k_2$	0,5
h	22 cm	$k_3$	3,4
b	100 cm	$k_4$	0,425
$c_{inf}$	2,5 cm	[C4.1.5 e 4.1.1.14]	
$c_{sup}$	2,5 cm	$w_k = 1.7 \cdot \varepsilon_{sm} \cdot \Delta_{sm}$	
x	8,47 cm	$w_k$	<b>0,179 mm</b>

<  $W_2=0,3\text{mm}$