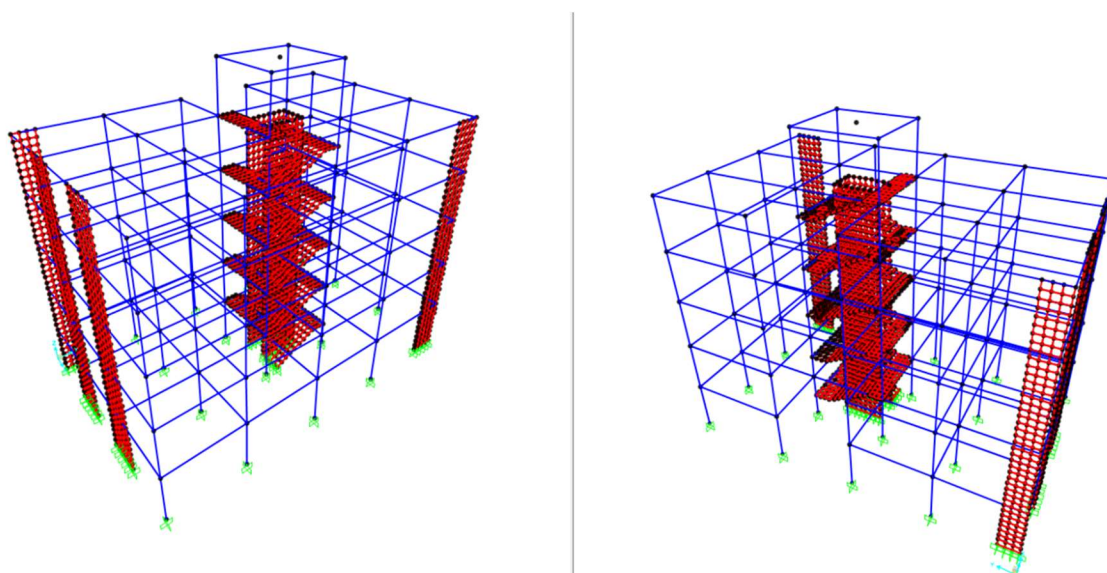


# Università degli Studi Roma Tre

## *Dipartimento di Ingegneria*

*Corso di Laurea in Ingegneria Civile per la Protezione dai Rischi Naturali*

### *Corso di costruzioni in zona sismica*



## **Progetto di un edificio per civile abitazione in zona sismica**

### **Professore:**

*Gianmarco De Felice*

### **Assistenti:**

*Ing. Daniele Corritore*

*Ing. Pietro Meriggi*

### **Studenti:**

*Maiorana Antonio*

*Medda Gian Marco*

*Mucciarone Antonio*

*Panasiti Gianluca*

**A.A. 2017/2018**



## Sommario

1.Introduzione .....	7
2. Dati di progetto.....	7
2.1 Localizzazione dell'edificio .....	7
2.2 Caratteristiche geometriche dell'edificio .....	7
2.3 Caratteristiche meccaniche dei materiali .....	9
2.3.1 Proprietà calcestruzzo .....	9
2.3.2. Acciaio.....	9
3. Solaio .....	10
3.1. Introduzione.....	10
3.1.1 Predimensionamento dei solai interpiano e di copertura .....	11
3.1.2 Predimensionamento del solaio di balcone .....	12
3.2 Analisi dei carichi .....	12
Fig.3.2: Pesì per unità di volume da normativa .....	13
3.2.1. Solaio interpiano.....	13
3.2.2. Solaio di balcone.....	14
3.2.3. Parapetto.....	14
3.2.4. Solaio di copertura.....	14
3.2.7. Carichi variabili .....	15
3.2.8. Carichi di esercizio .....	16
4. Progetto del solaio .....	17
4.1. Combinazione di carico.....	17
4.1.1. Combinazioni dei carichi agenti sui solai .....	18
4.1.2. Solaio interpiano.....	20
4.1.3. Solaio di copertura praticabile.....	22
4.1.4. Solaio di copertura non praticabile.....	23
4.2. Progetto delle armature .....	23
4.2.1. Premessa.....	23
4.2.2. Resistenza a momento flettente.....	24
4.2.2. Resistenza a taglio .....	27
5. Predimensionamento degli elementi strutturali.....	30
5.1. Predimensionamento delle travi.....	30
5.1.1. Carichi agenti sulle travi .....	30
5.2. Predimensionamento dei pilastri.....	33
6. Progettazione per l'azione sismica .....	36
6.1. Introduzione.....	36

6.2. Gli stati limite.....	36
6.2.1. Vita nominale.....	37
6.2.2. Coefficiente d'uso .....	37
6.2.3. Categorie di sottosuolo.....	40
6.2.4. Condizioni topografiche.....	40
7. Centri di massa .....	41
7.1. Incidenza e pesi sismici .....	42
7.3. Masse sismiche .....	45
7.3. Analisi Modale .....	45
8. Valutazione dell'azione sismica .....	49
8.1. Costruzione dello spettro di risposta elastico in accelerazione .....	50
8.2. Fattore di struttura .....	52
8.2.1. Tipologia strutturale .....	53
8.3. Regolarità in pianta e in elevazione .....	56
8.3.1. Calcolo del fattore di struttura .....	58
8.4. Determinazione dell'azione di progetto .....	60
8.5 Verifica degli elementi non strutturali.....	65
9. Metodi di analisi e criteri di verifica .....	66
9.1. Analisi lineare e non lineare, statica o dinamica .....	66
9.1.1. Variabilità spaziale del moto .....	66
9.2. Analisi statica lineare.....	66
9.3. Analisi dinamica lineare.....	69
10. Progetto e verifica degli elementi strutturali.....	71
10.1. Verifica e progetto armature a flessione delle travi nei telai .....	71
10.1.1. Lunghezza di ancoraggio .....	73
10.1.2. Lunghezza di sovrapposizione .....	73
10.1.4. Armatura longitudinale delle travi dei piani.....	74
10.1.5. Armatura longitudinale delle travi della copertura praticabile.....	75
10.2. Verifica e progetto armature a taglio delle travi nei telai.....	76
10.2.1. Armatura trasversale delle travi dei piani 1-2-3-4.....	79
10.2.2. Armatura trasversale delle travi della copertura praticabile .....	79
10.3. Verifica e progetto dei pilastri nei telai .....	80
10.3.1. Gerarchie delle resistenze dei pilastri .....	80
10.3.2. Resistenza a taglio .....	82
10.4.3. Verifica a pressoflessione .....	83
10.4.4. Verifica a sforzo normale.....	83



10.4.5. Verifica a taglio.....	83
10.5. Progetto delle armature dei pilastri .....	84
10.5.1. Armatura longitudinale .....	84
10.5.2. Lunghezza di ancoraggio .....	85
10.5.3. Lunghezza della zona critica .....	85
10.5.4. Armatura trasversale.....	85
10.5.5. Passo nella zona critica.....	85
10.6. Tabelle riepilogative .....	86
11. Nodi.....	86
11.1 Gerarchia delle resistenze nei nodi.....	87
11.1.1. Meccanismo di resistenza del nodo .....	88
11.2. Verifica di resistenza .....	89
11.2.3. Limitazioni d'armatura .....	89
11.3. Tabelle di calcolo .....	90
12. Setti.....	91
12.2. Sollecitazioni di calcolo .....	92
12.3. Verifica di resistenza .....	93
12.4. Limitazioni di armatura per le pareti.....	95
12.5. Tabelle relative al setto progettato .....	96
13. Corpo scala .....	99
13.1. Caratteristiche generali .....	99
13.2. Analisi e combinazione dei carichi degli elementi del corpo scala .....	100
13.3. Armatura longitudinale .....	102
13.3.1. Verifica a flessione .....	102
13.3.2. Tabella dei ferri longitudinali.....	103
13.3.3. Verifica a taglio.....	103
13.4. Trave d'interpiano .....	104
13.4.1. Tabella dei ferri longitudinali.....	104
13.4.1. Tabella dei ferri trasversali .....	105
13.4.2. Verifica a torsione.....	105
14. Nucleo ascensore .....	107
14.1 Aspetti normativi .....	107
14.2 Tabelle riepilogative del nucleo .....	107
14.2.1 Nucleo direzione X .....	107
14.2.2 Nucleo direzione Y1 .....	111
14.2.3 Nucleo direzione Y2 .....	114

14.3 Trave di accoppiamento .....	117
15. Pushover (analisi non lineare).....	119
15.1. Definizione dei materiali .....	120
15.1.1. Calcestruzzo .....	120
15.1.2. Acciaio .....	121
15.2. Definizione della sezione di travi e pilastri.....	122
15.2.1. Travi .....	122
15.2.2. Pilastri .....	122
15.3. Inserimento delle cerniere plastiche .....	123
15.4. Inserimento sorgenti di massa.....	124
15.5. analisi modale della struttura.....	125
15.6 Definizione delle combinazioni non lineari .....	125
15.6.1. Definizione della combinazione non lineare verticale .....	126
15.6.2. Definizione delle combinazioni non lineari orizzontali .....	126
15.7. Risultati analisi non lineare .....	128
15.7.1 Confronto tra le due curve di capacità .....	128
15.7.2 Applicazione del metodo N2 .....	128
15.7.3 Verifica dei risultati ottenuti.....	131
15.7.4 Step salienti dell'analisi di push-over.....	133

## 1.Introduzione

La seguente relazione pone in evidenza la descrizione della progettazione di un edificio multipiano intelaiato in cemento armato in zona sismica. La struttura è destinata ad un uso di civile abitazione per cui si prevede, per lo stesso, una vita utile di 50 anni. Le prescrizioni normative utilizzate sono le Norme Tecniche per le Costruzioni (NTC) di cui al Decreto del Ministero per le Infrastrutture del 17 gennaio 2018, la Circolare Ministeriale n° 617 del 17 febbraio 2009 e l'Eurocodice 8. La progettazione in zona sismica richiede diverse analisi sia in campo lineare (analisi statica e dinamica lineare) che in campo non lineare (analisi pushover) sulla struttura che verranno eseguite tramite il software Sap2000. Un altro software utilizzato è VCASLU per la verifica di sezioni in cemento armato richiesta nelle varie fasi di progettazione.

## 2. Dati di progetto

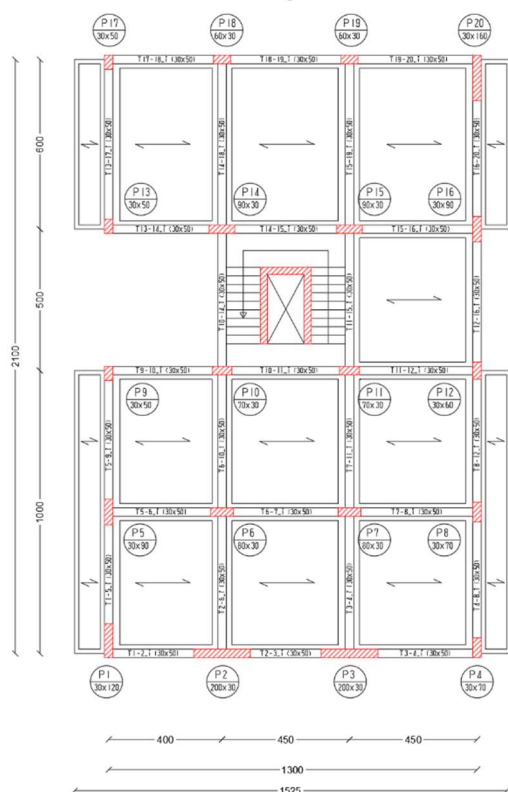
### *2.1 Localizzazione dell'edificio*

L'edificio è situato a Catania (CA), comune siciliano ai piedi dell'Etna che si affaccia sul mar Ionio. Il sito si trova all'interno di una zona ad alta sismicità (zona 1).

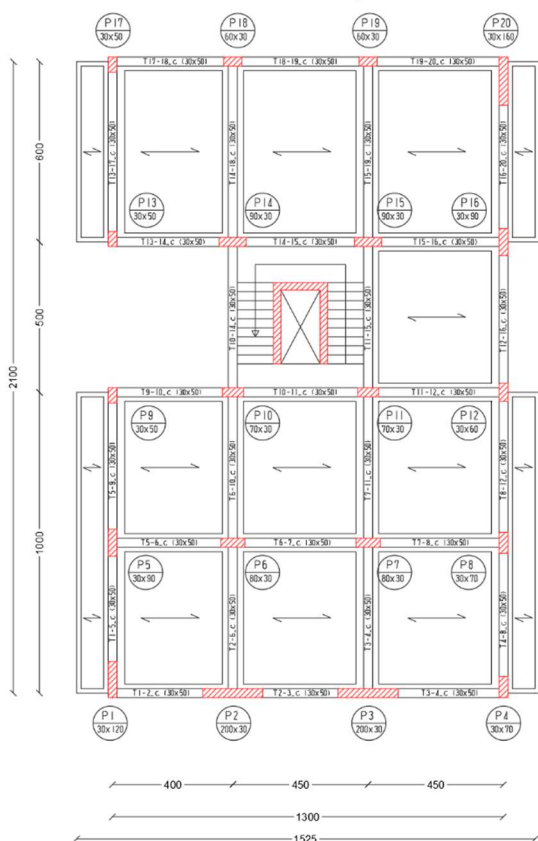
### *2.2 Caratteristiche geometriche dell'edificio*

La pianta della struttura è doppiamente asimmetrica e può essere schematizzata come due rettangoli rispettivamente di 6 m x 19 m e 10 m x 19 m balconi esclusi, disposti parallelamente e uniti da un terzo rettangolo di dimensioni 5m x 9.5 m che comprende il vano ascensore e le scale. L'edificio si eleva in altezza per 5 piani con un'altezza di piano pari a 3.2 m. La copertura è praticabile ed a falda orizzontale, con la presenza di un torrino in corrispondenza, del comparto scale ascensore, grazie al quale vi si accede.

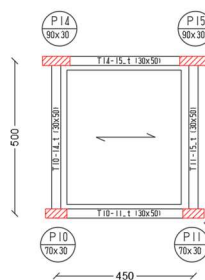
## Pianta piani 1-4



## Pianta Copertura



## Pianta Torino



### 2.3 Caratteristiche meccaniche dei materiali

Per la progettazione dell'opera è stato scelto un classico calcestruzzo 25/30, che rispetta le norme di classe di resistenza minime per le strutture semplicemente armate. Mentre per l'acciaio è stato utilizzato un B450C con elevate proprietà duttili.

#### 2.3.1 Proprietà calcestruzzo

Il calcestruzzo scelto, come evidente, rispetta le norme di resistenza minima riportate in tabella e presenta le seguenti caratteristiche meccaniche di resistenza:

$R_{ck} = 30 \text{ N/mm}^2$	resistenza caratteristica cubica
$f_{ck} = 0,83 R_{ck} = 24,9 \text{ N/mm}^2$	resistenza caratteristica cilindrica
$f_{cm} = f_{ck} + 8 = 32,9 \text{ N/mm}^2$	resistenza media a compressione
$\gamma_c = 1,5$	coefficiente parziale di sicurezza calcestruzzo
$\alpha_{cc} = 0,85$	coefficiente riduttivo per resistenze di lunga durata
$f_{cd} = \frac{\alpha_{cc} f_{ck}}{\gamma_c} = 14,11 \text{ N/mm}^2$	resistenza di calcolo a compressione
$f_{ctm} = 0,3 f_{ck}^{2/3} = 3,82 \text{ N/mm}^2$	resistenza media a trazione semplice
$f_{ctm} = 1,2 f_{ctm} = 4,58 \text{ N/mm}^2$	resistenza media a trazione per flessione
$f_{ctk} = 0,7 f_{ctm} = 3,21 \text{ N/mm}^2$	resistenza caratteristica a trazione
$f_{ctd} = f_{ctk} / \gamma_c = 2,14 \text{ N/mm}^2$	resistenza di calcolo a trazione
$E_{cm} = 22000 (f_{cm}/10)^{0,3} = 32588 \text{ N/mm}^2$	modulo elastico medio a 28 gg

#### 2.3.2. Acciaio

Si è scelto di utilizzare l'acciaio per cemento armato B450C caratterizzato dai seguenti valori nominali delle tensioni caratteristiche di snervamento e rottura da utilizzare nei calcoli:

Tab.2.2: valori nominali acciaio

$f_{y \text{ nom}}$	$450 \text{ N/mm}^2$
$f_{t \text{ nom}}$	$540 \text{ N/mm}^2$

In sede di progettazione si possono assumere convenzionalmente i seguenti valori delle proprietà del materiale:

$\gamma_s = 1,15$	coefficiente parziale di sicurezza acciaio
$f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s = 391,3 \text{ N/mm}^2$	resistenza di calcolo allo snervamento
$\rho = 7850 \text{ kg/m}^3$	densità

$\nu = 0,3$	coefficiente di Poisson
$E = 210000 \text{ N/mm}^2$	modulo elastico
$G = \frac{E}{[2(1+\nu)]} = 80769,2 \text{ N/mm}^2$	modulo di elasticità trasversale

### 3. Solaio

#### 3.1. Introduzione

Il progetto del solaio è l'unico che non prevede ulteriori limitazioni dovute all'ubicazione dell'edificio in zona sismica. Il comportamento del solaio è rappresentato da una piastra ortotropa che presenta comportamenti differenti nelle due direzioni principali del piano. In particolare la rigidezza nella direzione di tessitura dei travetti è superiore rispetto a quella ortogonale ad essa. Da questa considerazione ne deriva la possibilità di approssimare il solaio come una trave continua su più appoggi, costituiti dalle travi che lo supportano. Il ruolo del solaio è sostenere il peso della pavimentazione, dei carichi di esercizio in aggiunta al peso proprio. Inoltre ha la funzione di trasferire i carichi verticali alla struttura portante. Le sollecitazioni agenti dovute ai carichi saranno di taglio e flessione.

Secondo regole empiriche di buona progettazione ed indicazioni normative, il solaio deve possedere i seguenti requisiti:

- resistenza meccanica necessaria per i carichi a cui è sottoposto;
- spessore minimo;
- peso ridotto;
- superficie d'intradosso piana;
- ottima resistenza al fuoco;
- limitata deformabilità;
- facilità di posa in opera;
- buone caratteristiche di isolamento termico e acustico;
- basso costo di costruzione, che si può ottenere con il miglior impiego dei materiali.

In virtù dei requisiti esposti si è scelto di adottare la tipologia di solaio misto in latero-cemento. Il solaio misto prevede una serie di travetti in cemento armato alternati con elementi di alleggerimento detti pignatte in laterizio che non hanno funzione resistente ma aumentano la rigidezza flessionale. Il tutto è solidarizzato da una soletta in cemento armato che copre l'intera superficie.

Il predimensionamento della sezione del solaio si effettua su dati empirici e di normativa che legano l'altezza della sezione alla luce nella direzione di orditura del solaio.

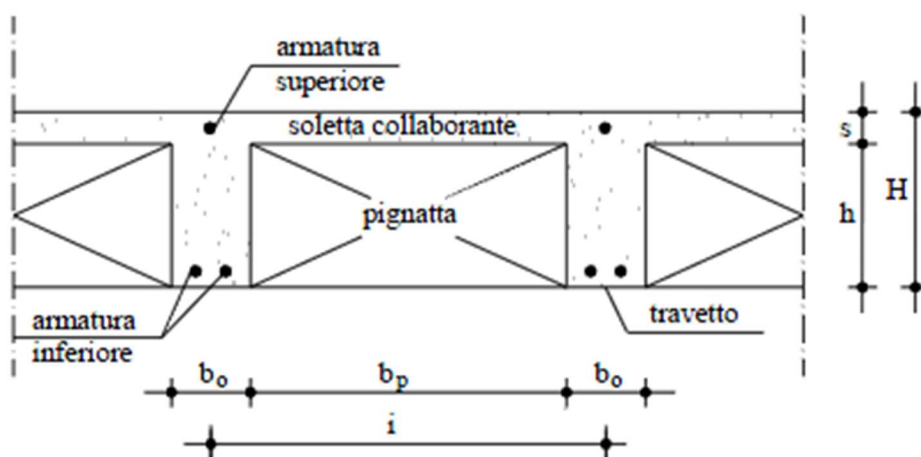


Fig.3.1: generica sezione di un solaio latero-cementizio

### 3.1.1 Predimensionamento dei solai interpiano e di copertura

Tab.3.1: misure adottate per i solai interpiano e di copertura

Elemento	Prescrizione normativa	Criteri empirici e misure adottate
<b>Altezza solaio</b>	$H_{int} > 15 \text{ cm}$	$L_{max} = 4,5 \text{ m}$ (D.M. 09.01.96) $H_{int} \geq L/25 = 20 \text{ cm}$ <b><math>H_{int} = 20 \text{ cm}</math></b>
<b>Altezza soletta</b>	$s \geq 4 \text{ cm}$	<b><math>s = 4 \text{ cm}</math></b>
<b>Interasse travetto</b>	$i \leq 15 s$	$15 \times 4 = 60 \text{ cm}$ <b><math>i = 50 \text{ cm}</math></b>
<b>Larghezza travetto</b>	$b_o \geq 1/8 i$ $b_o \geq 8 \text{ cm}$	$b_o \geq 6,25 \text{ cm}$ $b_o \geq 8 \text{ cm}$ <b><math>b_o = 10 \text{ cm}</math></b>
<b>Larghezza pignatta</b>	$b_p \leq 52 \text{ cm}$	in base all'interasse e alla lunghezza del travetto precedentemente adottata, <b><math>b_p = 40 \text{ cm}</math></b>
<b>Altezza pignatta</b>	-	$H_{int} = 20 \text{ cm}$ $s = 4 \text{ cm}$ ne consegue $h_p = H_{int} - s = 16 \text{ cm}$ <b><math>h_p = 16 \text{ cm}</math></b>

### 3.1.2 Predimensionamento del solaio di balcone

Il solaio di balcone prevede gli stessi criteri di quello interpiano eccetto per l'altezza della sezione che dovrà essere diminuita di 4 cm, nel rispetto dei minimi di normativa di 15 cm, al fine di creare uno scalino tra il solaio interno e il balcone così da evitare infiltrazioni d'acqua.

Tab.3.2: misure adottate per il solaio di balcone

Elemento	Misure adottate
Altezza solaio	$H_{est} = H_{int} - 4 \text{ cm} = 16 \text{ cm}$ <b><math>H_{est} = 16 \text{ cm}</math></b>
Altezza soletta	<b><math>s = 4 \text{ cm}</math></b>
Interasse travetto	<b><math>i = 50 \text{ cm}</math></b>
Larghezza travetto	<b><math>b_0 = 10 \text{ cm}</math></b>
Larghezza pignatta	<b><math>b_p = 40 \text{ cm}</math></b>
Altezza pignatta	$h_p = H_{est} - 4 \text{ cm} = 12 \text{ cm}$ <b><math>h_p = 12 \text{ cm}</math></b>

### 3.2 Analisi dei carichi

In seguito al predimensionamento del solaio è possibile andare ad individuare i carichi agenti su di esso, con i quali si procederà alla verifica allo stato limite ultimo (SLU). I carichi sono suddivisi in base alla loro evoluzione nel tempo:

- Carichi permanenti. Non variano durante la vita della struttura. Tutti i carichi dovuti al peso proprio della struttura resistente (strutturali) o carichi non rimovibili che gravano per tutta la vita utile su di essa (non strutturali): peso del solaio, materiali di finitura, tramezzi ed eventuali altri elementi gravanti su di esso in maniera permanente, come parapetti e cornicioni;
- Carichi variabili o di esercizio. Variano lentamente nel tempo e nello spazio. Dipendono dalla destinazione d'uso dell'edificio e del solaio stesso.

Al fine di stimare i carichi agenti sul singolo travetto è stata considerata inizialmente, per semplicità di calcolo, un'area di carico di  $1 \text{ m}^2$  (comprendente, quindi, due travetti), per poi ricavare il carico al  $\text{m}^2$  sul singolo travetto, avente interasse 0,5 m, utilizzato per la combinazione dei carichi.

Per la valutazione dei pesi dei vari materiali componenti il solaio è stato fatto riferimento alla Tabella 3.1.1 fornita dalla NTC 2018, riportati in  $\text{kN/m}^3$ . I tramezzi e gli impianti leggeri di edifici per abitazioni e uffici possono assumersi, in genere, come carichi equivalenti distribuiti, purché i solai abbiano adeguata capacità di ripartizione trasversale.



MATERIALI	PESO UNITÀ DI VOLUME [kN/m <sup>3</sup> ]
<b>Calcestruzzi cementizi e malte</b>	
Calcestruzzo ordinario	24,0
Calcestruzzo armato (e/o precompresso)	25,0
Calcestruzzi "leggeri": da determinarsi caso per caso	14,0 + 20,0
Calcestruzzi "pesanti": da determinarsi caso per caso	28,0 + 50,0
Malta di calce	18,0
Malta di cemento	21,0
Calce in polvere	10,0
Cemento in polvere	14,0
Sabbia	17,0
<b>Metalli e leghe</b>	
Acciaio	78,5
Ghisa	72,5
Alluminio	27,0
<b>Materiale lapideo</b>	
Tufo vulcanico	17,0
Calcere compatto	26,0
Calcere tenero	22,0
Gesso	13,0
Granito	27,0
Laterizio (pieno)	18,0
<b>Legnami</b>	
Conifere e pioppo	4,0 + 6,0
Latifoglie (escluso pioppo)	6,0 + 8,0
<b>Sostanze varie</b>	
Acqua dolce (chiara)	9,81
Acqua di mare (chiara)	10,1
Carta	10,0
Vetro	25,0
Per materiali non compresi nella tabella si potrà far riferimento a specifiche indagini sperimentali o a normative di comprovata validità assumendo i valori nominali come valori caratteristici.	

Fig.3.2: Pesi per unità di volume da normativa

### 3.2.1. Solaio interpiano

Per il calcolo dei carichi relativi al solaio interpiano sono stati aggiunti al calcolo gli elementi di rifinitura. Nella parte sottostante al solaio si è considerata la presenza di un intonaco di rifinitura per il piano inferiore, mentre la presenza del massetto e della pavimentazione per la parte superiore.

Tab.3.3: elementi costituenti e carico del solaio interpiano

Analisi dei carichi del solaio di interpiano					
Elemento	h [m]	L [m]	$\gamma$ [kN/m <sup>3</sup> ]	G [kN/m <sup>2</sup> ]	G [kN/m]
Soletta	0.04	0.50	25.00	1.00	0.50
Travetto	0.16	0.10	25.00	4.00	0.40
Pignatta	0.16	0.40	8.00	1.28	0.51
TOTALE PERMANENTI STRUTTURALI					1.41
Pavimento	0.02	0.50	20.00	0.40	0.20
Massetto	0.04	0.50	19.00	0.76	0.38
Intonaco	0.015	0.50	20.00	0.30	0.15
Tramezzi	-	0.50	-	1.60	0.80
TOTALE PERMANENTI NON STRUTTURALI					1.53

### 3.2.2. Solaio di balcone

Nel caso del solaio esterno, oltre agli elementi di rifinitura considerati già per il nucleo interno, si è tenuto conto anche di uno stato di impermeabilizzazione con strato bituminoso, saldato a caldo sulla soletta sottostante, al fine di evitare danneggiamento alla struttura da parte degli agenti atmosferici.

Tab.3.4: elementi costituenti e carico del solaio balcone

Analisi dei carichi del solaio di esterno					
Elemento	h [m]	L [m]	$\gamma$ [kN/m <sup>3</sup> ]	G [kN/m <sup>2</sup> ]	G [kN/m]
Soletta	0.04	0.50	25.00	1.00	0.50
Travetto	0.12	0.10	25.00	3.00	0.30
Pignatta	0.12	0.40	8.00	0.96	0.38
TOTALE PERMANENTI STRUTTURALI					1.18
Pavimento	0.02	0.50	20.00	0.40	0.20
Massetto	0.04	0.50	19.00	0.76	0.38
Intonaco	0.015	0.50	20.00	0.30	0.15
Imperm.	-	0.50	-	0.30	0.15
TOTALE PERMANENTI NON STRUTTURALI					0.88

### 3.2.3. Parapetto

Come elemento di protezione dalla caduta è stato scelto un parapetto in muratura, costituito da mattoni pieni con impermeabilizzazione ed intonaco su entrambi i lati, rifinito superiormente da una lastra di marmo. La scelta di un elemento in materiale murario è la condizione più gravosa per lo sbalzo dovuto al balcone, per cui in caso di una eventuale sostituzione di questo con una semplice ringhiera molto più leggera, non avrebbe nessuna ripercussione sulla stabilità e sicurezza dello sbalzo stesso. La stessa considerazione è stata effettuata per la copertura praticabile.

Tab.3.5: elementi costituenti e carico del parapetto

Analisi dei carichi Parapetto						
Elemento	h [m]	L [m]	$\gamma$ [kN/m <sup>3</sup> ]	G [kN/m <sup>2</sup> ]	G [kN/m]	Fd [Kn]
Muratura piena	1.00	0.15	18.00	-	2.70	-
Marmo	-	0.23	-	0.80	0.18	-
Intonaco	1.00	-	-	0.30	0.30	-
imperm.	1.00	-	-	0.30	0.30	-
TOTALE	-	-	-	-	3.48	1.742

### 3.2.4. Solaio di copertura

Nel progetto della struttura, sono state previste due tipologie di copertura: praticabile e non praticabile, per il torrino.

#### 3.2.4.1. Solaio di copertura praticabile e torrino

La copertura praticabile di un edificio oltre a garantire un isolamento legato sia alle infiltrazioni dovute agli agenti atmosferici dovrà garantire un isolamento termico volto al mantenimento di

una temperatura interna confortevole durante tutto l'anno. Inoltre è stato previsto l'inserimento di un impermeabilizzante volto ad evitare il rischio di infiltrazioni nel nucleo interno.

Tab.3.6: elementi costituenti e carico del solaio di copertura praticabile

Analisi dei carichi del solaio di copertura					
Elemento	h [m]	L [m]	$\gamma$ [kN/m <sup>3</sup> ]	G [kN/m <sup>2</sup> ]	G [kN/m]
Soletta	0.04	0.50	25.00	1.00	0.50
Travetto	0.16	0.10	25.00	4.00	0.40
Pignatta	0.16	0.40	8.00	1.28	0.51
TOTALE PERMANENTI STRUTTURALI					1.41
Pavimento	0.02	0.50	20.00	0.40	0.20
Massetto	0.04	0.50	19.00	0.76	0.38
Intonaco	0.015	0.50	20.00	0.30	0.15
Imperm.	-	0.50	-	0.30	0.15
TOTALE PERMANENTI NON STRUTTURALI					0.88

### 3.2.7. Carichi variabili

Sono carichi agenti in modo variabile sulla struttura e cioè dovuti a: persone, mobilio, strumentazioni, vento, neve. La loro entità è fissata dalle norme nella loro misura minima, la normativa lascia alla Committenza la possibilità di aumentarne l'entità secondo la specifica destinazione d'uso.

#### 3.2.7.1. Neve

La struttura in progettazione si erige in una zona a carico neve distinta dalla NTC-18 come zona III:

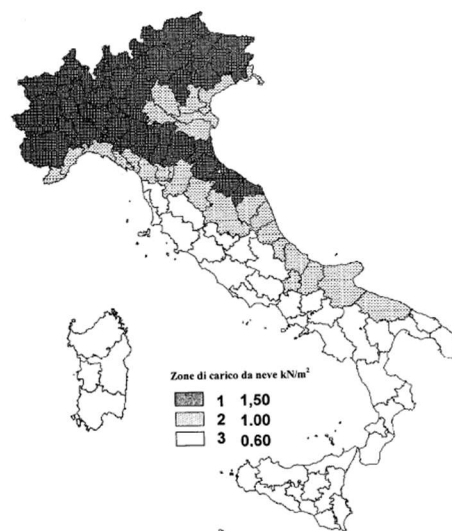


Figura 3.4.1 – Zone di carico da neve

### Zona III

Agrigento, Avellino, Benevento, Brindisi, Cagliari, Caltanissetta, Carbonia-Iglesias, Caserta, Catania, Catanzaro, Cosenza, Crotone, Enna, Frosinone, Grosseto, L'Aquila, Latina, Lecce, Livorno, Matera, Medio Campidano, Messina, Napoli, Nuoro, Ogliastra, Olbia Tempio, Oristano, Palermo, Pisa, Potenza, Ragusa, Reggio Calabria, Rieti, Roma, Salerno, Sassari, Siena, Siracusa, Taranto, Terni, Trapani, Vibo Valentia, Viterbo.

Fig.3.3: zona e localizzazione del comune di interesse

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

$$q_s = \mu_i q_{sk} C_E C_t$$

con:

$q_s$  = carico neve sulla copertura;

$\mu_i$  = coefficiente di forma della copertura;

$q_{sk}$  = valore caratteristico di riferimento del carico neve al suolo [ $\text{kN/m}^2$ ], per un periodo di ritorno di 50 anni;

$C_E$  = coefficiente di esposizione;

$C_t$  = coefficiente termico.

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

Si riportano di seguito i valori dell'altitudine del comune di interesse e dei coefficienti termico, di esposizione e di forma della struttura, considerando una copertura orizzontale:

Tab.3.7: coefficienti per il carico neve

<b>Altitudine</b>	$a_s$ [m]	7
<b>Esposizione</b>	$C_E$ [tab.3,4,I]	1
<b>Termico</b>	$C_t$	1
<b>Inclinazione falda</b>	$\alpha$ (°)	0
<b>Forma</b>	$\mu$	0,8

Per il calcolo del  $q_{sk}$ , la Normativa impone l'utilizzo di una specifica espressione a seconda della zona di appartenenza e della quota del sito. Nel caso in esame, la formula da utilizzare è:

$$q_{sk} = 0,6 \text{ kN/m}^2, \text{ poiché } a_s < 200 \text{ m}$$

Il carico neve risulta essere pari a **qs= 0,48 kN/m<sup>2</sup>**

### 3.2.8. Carichi di esercizio

Il carico accidentale caratteristico  $q_k$  varia in base alla destinazione d'uso adibita all'edificio, la NTC-2018 prevede l'adozione dei seguenti valori:

Tab.3.8: carichi relativi ai diversi ambienti

<b>Categoria</b>	<b>Ambiente</b>	<b>Carico [<math>\text{kN/m}^2</math>]</b>
A	residenziale	2
C2	balconi e scale	4
H1	copertura non praticabile	0,5
H2	copertura praticabile	2

Questi sono i valori della Tabella 3.1.II dell'NTC-2018 che verranno utilizzati successivamente per la stima delle sollecitazioni.

## 4. Progetto del solaio

### 4.1. Combinazione di carico

Per le verifiche agli stati limite ultimi (SLU), il D.M. 17/01/2018 impone di combinare le azioni come segue:

$$F_d = \gamma_g G_k + \gamma_q [Q_{ik} + \sum \Psi Q_{ik}]$$

Il carico di progetto  $F_d$  viene così individuato attraverso una combinazione dei carichi caratteristici permanenti  $G_k$  e accidentali  $Q_{ik}$  precedentemente calcolati, moltiplicati per opportuni coefficienti ( $\gamma_g, \gamma_q$ ), il coefficiente  $\Psi$  tiene conto della contemporaneità dei carichi variabili.

Tab.4.1: coefficienti parziali in funzione del tipo di carico

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

Tab.4.2: coefficienti parziali in funzione della categoria e dell'azione variabile

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

#### 4.1.1. Combinazioni dei carichi agenti sui solai

Si riportano di seguito tutti i carichi caratteristici e di calcolo, con combinazioni massime e minime, per i differenti tipi di solai, mediante l'utilizzo di opportuni coefficienti moltiplicativi.

Tab.4.3: Nomenclatura e valori di calcolo allo SLU

Nomenclatura carichi		
<b>G1s</b> carico caratteristico permanente strutturale solaio interpiano	1.41	KN/m
<b>G1ns</b> carico caratteristico permanente non strutturale solaio interpiano	1.53	KN/m
<b>G2s</b> carico caratteristico permanente strutturale solaio esterno	1.18	KN/m
<b>G2ns</b> carico caratteristico permanente non strutturale solaio esterno	0.88	KN/m
<b>G3s</b> carico caratteristico permanente strutturale solaio copertura	1.41	KN/m
<b>G3ns</b> carico caratteristico permanente non strutturale solaio copertura	0.88	KN/m
<b>Q1</b> carico caratteristico variabile solaio interpiano	1	KN/m
<b>Q2folla</b> carico caratteristico variabile solaio esterno	2	KN/m
<b>Q2neve</b> carico caratteristico variabile solaio esterno	0.24	KN/m
<b>Q3folla</b> carico caratteristico variabile solaio copertura	1	KN/m
<b>Q3Torrino</b> carico caratteristico variabile solaio copertura	0.25	KN/m
<b>Q3neve</b> carico caratteristico variabile solaio copertura	0.24	KN/m
<b>F</b> carico concentrato parapetto	1.74	KN

Tab.4.4: Combinazioni di carico solaio interpiano interno

combinazione solaio interpiano		
$G1_{max}=G1s*YG(s)s+G1ns*YG(ns)s=$	4.13	KN/m
$G1_{min}=G1s*YG(s)f=$	1.41	KN/m
$Q1_{max}=Q1*YQs=$	1.50	KN/m
$Q1_{min}=Q1*YQf=$	0.00	KN/m

Tab.4.5: Combinazioni di carico solaio balcone

combinazione solaio esterno		
$G2_{max}=G2s*YG(s)s+G2ns*YG(ns)s=$	2.86	KN/m
$G2_{min}=G2s*YG(s)f=$	1.18	KN/m
$Q2_{max}=Q2folla*YQs+Q2neve*YQs*\psi03=$	3.18	KN/m
$Q2_{min}=Q2folla*YQf+Q2neve*YQf*\psi03=$	0.00	KN/m

Tab.4.6: Combinazioni di carico solaio copertura

combinazione solaio copertura		
$G3_{max}=G3s*YG(s)s+G3ns*YG(ns)s=$	3.16	KN/m
$G3_{min}=G3s*YG(s)f=$	1.41	KN/m
$Q3_{max}=Q3folla*YQs+Q3neve*YQs*\psi03=$	1.68	KN/m
$Q3_{min}=Q3folla*YQf+Q3neve*YQf*\psi03=$	0.00	KN/m

Tab.4.7: Combinazioni di carico solaio copertura parapetto

combinazione solaio copertura parapetto		
$Fd_{max}=F*YGs=$	2.61	KN
$Fd_{min}=F*YGf=$	0.00	KN

Il calcolo dei diagrammi delle sollecitazioni, necessari per il dimensionamento delle armature longitudinali dei travetti del solaio, dovrà rappresentare le condizioni di carico più gravose. Come precedentemente accennato, avendo un comportamento a piastra ortotropa si può assumere come schema statico una trave continua nella direzione dell'orditura del solaio, su più appoggi rappresentati dalle travi ed uno sbalzo in corrispondenza dei balconi ove presenti. Non essendoci variazioni di pianta e di sezione nei vari orizzontamenti sono stati studiati tre differenti schemi statici rappresentativi per l'interpiano e tre per la copertura più uno relativo alla copertura non praticabile del torrino. Il diagramma delle sollecitazioni che rappresenta la condizione più gravosa, è rappresentato dall'involuppo dei vari diagrammi relativi alle combinazioni di carico che massimizzano le sollecitazioni nelle sezioni più critiche, più in particolare:

- Per massimizzare le sollecitazioni in campata si applica una combinazione dei carichi a scacchiera alternando i massimi carichi su ogni campata.
- Per massimizzare le sollecitazioni sulle sezioni di appoggio si applicano i carichi massimi sulle campate adiacenti all'appoggio stesso, per poi alternare a scacchiera partendo da questi.

Il calcolo delle sollecitazioni è stato eseguito tramite il software SAP2000.

È necessario tuttavia fare delle precisazioni sul comportamento e la schematizzazione del solaio. La scelta dei vincoli di cerniera nelle estremità consentirebbe la rotazione libera in quel punto, nella realtà la trave a cui è collegato il solaio ha una propria rigidità torsionale che si oppone in parte alla rotazione del solaio con sviluppo di momento torcente. La rigidità della trave aumenta in prossimità del pilastro, di conseguenza il comportamento del solaio varia in base alla posizione del travetto. In mezzera ha un comportamento molto più simile a quello che si avrebbe con una cerniera in estremità, mentre nelle sezioni vicino ai pilastri si ha un comportamento con vincolo di incastro. Da queste considerazioni è buona norma considerare una via di mezzo tra i due comportamenti quindi un minore grado di iperstaticità, viene considerato un vincolo di semi-incastro il cui momento non è nullo. Fuori calcolo viene aggiunto un momento negativo calcolabile su di una trave doppiamente incastrata la cui lunghezza è pari a quella della campata di estremità e il carico applicato è pari a metà del carico complessivo;

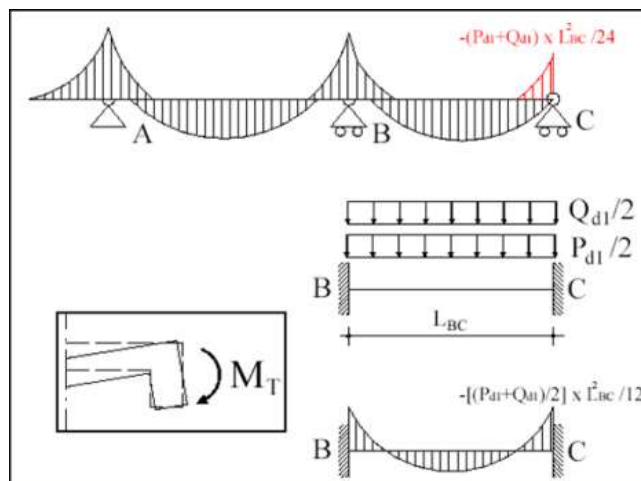


Fig.4.1: Carico aggiuntivo dovuto al semi-incastro

#### 4.1.2. Solaio interpiano

Di seguito si riportano tutte le combinazioni di carico considerate per il solaio interpiano.

Combinazione 1: prevede il massimo carico sullo sbalzo AB e sulle campate BC e DE in modo da poter ottenere il massimo valore del momento in corrispondenza dell'appoggio B.

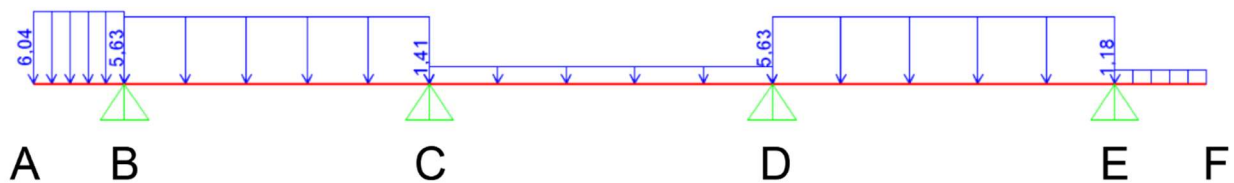


Fig.4.2: combinazione di carico 1

Combinazione 2: prevede il massimo carico sulle campate BC, CD e sullo sbalzo EF, in modo da poter ottenere il massimo valore del momento in corrispondenza dell'appoggio C.

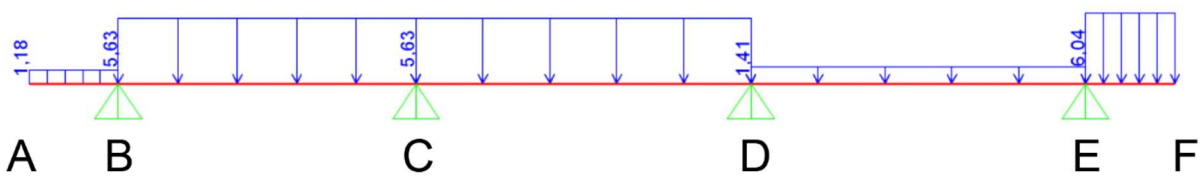


Fig.4.3: combinazione di carico 2

Combinazione 3: prevede il massimo carico sullo sbalzo AB e sulle campate CD e DE, in modo da poter identificare il massimo valore del momento in corrispondenza dell'appoggio D.

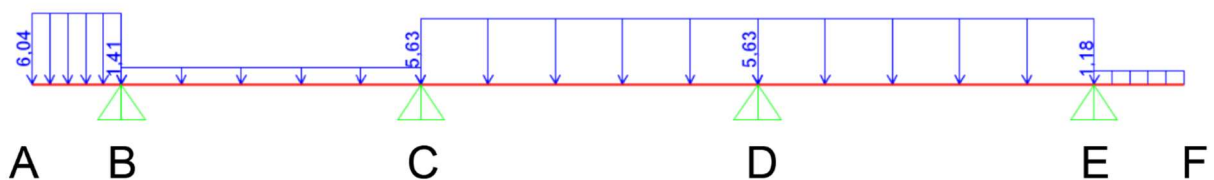


Fig.4.4: combinazione di carico 3



Combinazione 4: prevede il massimo carico sulle campate BC, DE e lo sbalzo EF, in modo da poter identificare il massimo valore del momento in corrispondenza dell'appoggio E.

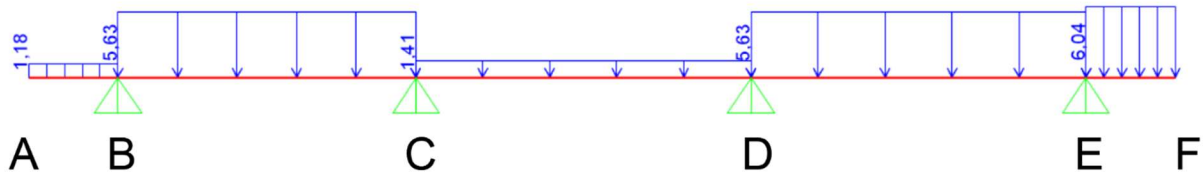


Fig.4.5: combinazione di carico 4

Combinazione 5: prevede il massimo carico sulle campate BC e DE, in modo da poter identificare il massimo valore del momento in corrispondenza delle sezioni in mezzzeria delle campate caricate.

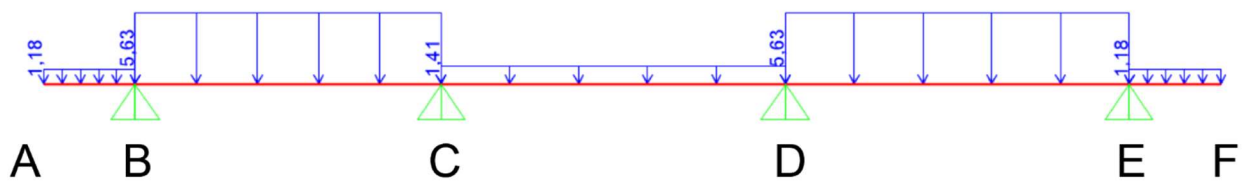


Fig.4.6: combinazione di carico 5

Combinazione 6: prevede il massimo carico sugli sbalzi e sulla campata CD, in modo da poter identificare il massimo valore del momento in corrispondenza delle sezioni in mezzzeria della campata caricata e sugli sbalzi.

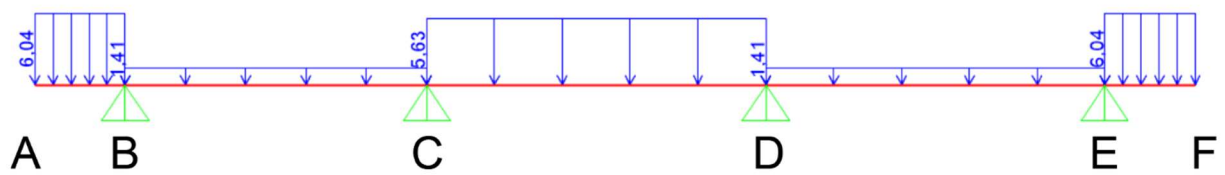


Fig.4.7: combinazione di carico 6

Si riportano direttamente i diagrammi di involucro del taglio e del momento del solaio interpiano più rappresentativo della struttura.

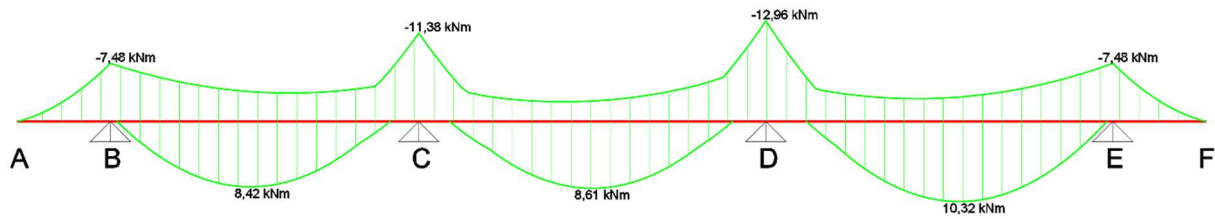


Fig.4.8: diagramma di involucro del momento

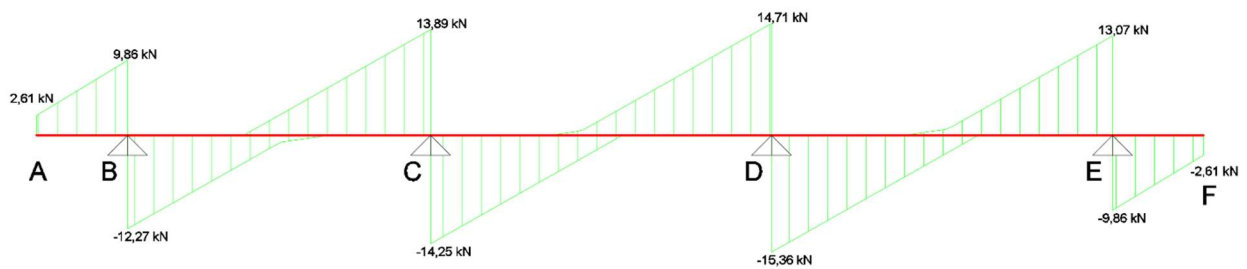


Fig.4.9: diagramma di involucro del taglio

#### 4.1.3. Solaio di copertura praticabile

Si riportano direttamente i diagrammi di involucro del taglio e del momento del solaio della copertura praticabile più rappresentativo.

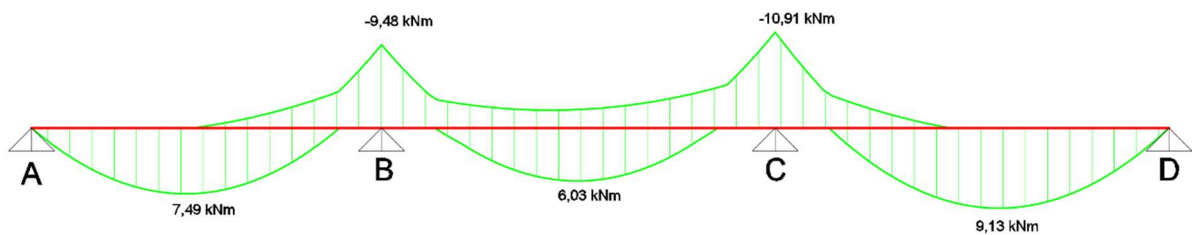


Fig.4.10: diagramma di involucro del momento

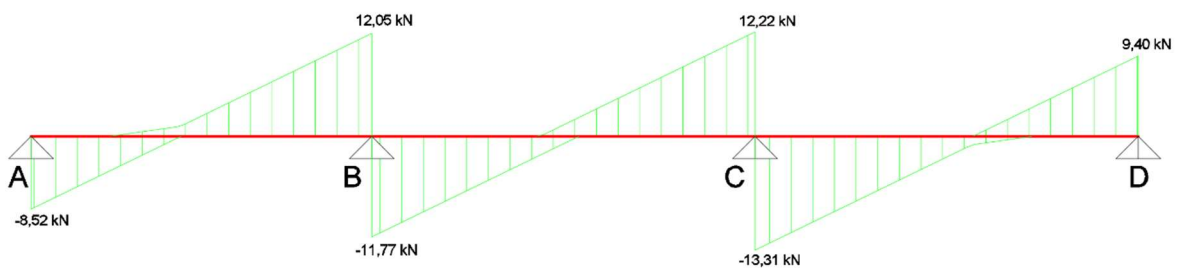


Fig.4.11: diagramma di involucro del taglio

#### 4.1.4. Solaio di copertura non praticabile

Anche in questo caso, si riportano direttamente i diagrammi del taglio e del momento.

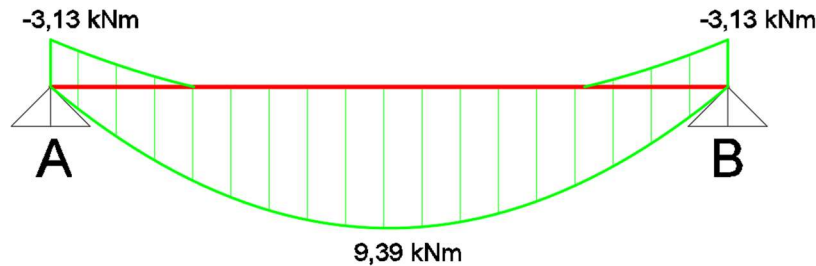


Fig.4.12: diagramma del momento

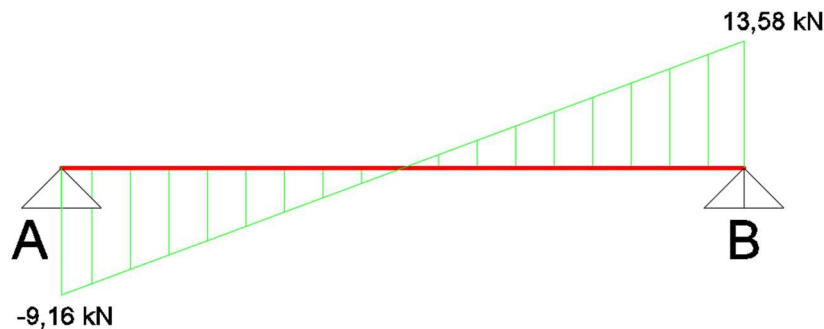


Fig.4.13: diagramma del taglio

## 4.2. Progetto delle armature

### 4.2.1. Premessa

Il passo successivo alla determinazione e calcolo delle sollecitazioni agenti sui singoli travetti del solaio è stato quello di andare ad armare il travetto e valutare il quantitativo di armatura minimo prescritto dalla NTC-2018. In accordo con la Normativa, si è optato di armare i travetti del solaio solo mediante armature longitudinali. Tale scelta comporta una resistenza al momento flettente completamente assegnata alle barre longitudinali, mentre lo sforzo di taglio è assorbito dal cls del travetto stesso, o da eventuali fasce piene appositamente progettate.

#### 4.1.2.1.3.1 Elementi senza armature trasversali resistenti a taglio

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

#### 4.2.2. Resistenza a momento flettente

Per garantire la resistenza al momento flettente agente sul travetto, sono state poste delle barre longitudinali con passo del diametro pari a 4 mm, scelta che garantisce una minore probabilità di errore durante i lavori di carpenteria in fase costruttiva. La progettazione del diametro e della lunghezza si è concepita in modo tale che le sollecitazioni flettenti vengano completamente assorbite dalle barre di ferro. In ogni sezione deve essere quindi verificato che:

$$M_{rd} = 0,9 * d * A_s * f_{yd} \geq M_{ed}$$

Dalla quale si ottiene l'armatura minima:

$$A_{s,eff} \geq M_{ed} / (0,9 * d * f_{yd})$$

L'NTC-2018 prescrive i limiti minimi e massimi di armatura longitudinale che devono essere presenti nella sezione di una trave, infatti dice che

L'area dell'armatura longitudinale in zona tesa non deve essere inferiore a

$$A_{s,min} = 0,26 \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} \cdot b_t \cdot d \text{ e comunque non minore di } 0,0013 \cdot b_t \cdot d, \quad (4.1.43)$$

dove:

$b_t$  rappresenta la larghezza media della zona tesa; per una trave a T con piattabanda compressa, nel calcolare il valore di  $b_t$  si considera solo la larghezza dell'anima;

$d$  è l'altezza utile della sezione;

$f_{ctm}$  è il valore medio della resistenza a trazione assiale definita nel § 11.2.10.2;

$f_{yk}$  è il valore caratteristico della resistenza a trazione dell'armatura ordinaria.

Al di fuori delle zone di sovrapposizione, l'area di armatura tesa o compressa non deve superare individualmente  $A_{s,max} = 0,04 A_c$ , essendo  $A_c$  l'area della sezione trasversale di calcestruzzo.

Inoltre, per motivi legati ai meccanismi di resistenza interni ad una trave, in corrispondenza degli appoggi è opportuno inserire un quantitativo di armatura maggiore di quello sufficiente per resistere allo sforzo di trazione sulle barre longitudinali inferiori pari al taglio dovuto alla reazione del vincolo stesso.

Tale prescrizione comporta che:

$$A_s \geq T_{ed} / f_{yd}$$

In seguito sono riportate le tabelle di calcolo per la progettazione delle armature longitudinali:

Tab.4.8: armatura longitudinale del solaio interpiano tre campate

Progetto delle armature solaio interpiano a 3 campate										
Sezione	L	Med [kNm]	PL <sup>2</sup> /16 [kNm]	Ved [kN]	As,min(M) [mm <sup>2</sup> ]	As,min(V) [mm <sup>2</sup> ]	As,min normativa [mm <sup>2</sup> ]	φ	As,eff. [mm <sup>2</sup> ]	Mrd [kNm]
<b>A</b>	S	-	-	-	-	-	-	1Φ14	153.94	9.22
	I	-	-	2.61	-	6.67	-	1Φ10	78.54	4.70
<b>B</b>	S	7.48	-	-	124.94	-	125.63	1Φ14	153.94	9.22
	I	-	-	12.27	-	31.36	-	1Φ10	78.54	4.70
<b>Mbc</b>	S	3.67	-	-	61.30	-	125.63	1Φ14	153.94	9.22
	I	8.42	5.63	-	140.64	-	25.13	2Φ10	157.08	9.40
<b>C</b>	S	11.38	-	-	190.08	-	125.63	1Φ10+1Φ14	232.48	13.92
	I	-	-	14.25	-	36.42	-	2Φ10	157.08	9.40
<b>Mcd</b>	S	2.53	-	-	42.26	-	125.63	1Φ14	153.94	9.22
	I	8.61	7.13	-	143.81	-	25.13	2Φ10	157.08	9.40
<b>D</b>	S	12.96	-	-	216.47	-	125.63	1Φ10+1Φ14	232.48	13.92
	I	-	-	15.36	-	39.25	-	1Φ10	78.54	4.70
<b>Mde</b>	S	2.93	-	-	48.94	-	125.63	1Φ14	153.94	9.22
	I	10.32	7.13	-	172.37	-	25.13	1Φ10+1Φ14	232.48	13.92
<b>E</b>	S	7.48	-	-	124.94	-	125.63	1Φ14	153.94	9.22
	I	-	-	13.07	-	33.40	-	1Φ10+1Φ14	232.48	13.92
<b>F</b>	S	-	-	-	-	-	-	1Φ14	153.94	9.22
	I	-	-	2.61	-	6.67	-	1Φ10+1Φ14	232.48	13.92

Tab.4.9: armatura longitudinale del solaio interpiano campata singola

Progetto delle armature solaio di interpiano ad 1 campata										
Sezione	L	Med [kNm]	PL <sup>2</sup> /16 [kNm]	Ved [kN]	As,min(M) [mm <sup>2</sup> ]	As,min(V) [mm <sup>2</sup> ]	As,min normativa [mm <sup>2</sup> ]	φ	As,eff. [mm <sup>2</sup> ]	Mrd [kNm]
<b>A</b>	S	4.75	-	-	79.34	-	125.63	2Φ10	157.08	9.40
	I	-	-	12.67	-	32.38	-	1Φ16	201.06	12.04
<b>Mab</b>	S	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	I	14.25	7.13	-	238.02	-	25.13	1Φ10+1Φ16	279.60	16.74
<b>B</b>	S	4.75	-	-	79.34	-	125.63	2Φ10	157.08	9.40
	I	-	-	12.67	-	32.38	-	1Φ16	201.06	12.04

Tab.4.10: armatura longitudinale del solaio di copertura praticabile tre campate

Progetto delle armature solaio di copertura a 3 campate										
Sezione	L	Med [kNm]	PL <sup>2</sup> /16 [kNm]	Ved [kN]	As,min(M) [mm <sup>2</sup> ]	As,min(V) [mm <sup>2</sup> ]	As,min normativa [mm <sup>2</sup> ]	φ	As,eff. [mm <sup>2</sup> ]	Mrd [kNm]
<b>A</b>	S	3.23	-	-	53.95	-	125.63	2Φ12	226.19	13.54
	I	-	-	8.52	-	21.77	-	1Φ8+1Φ12	163.36	9.78
<b>Mab</b>	S	-	-	-	-	-	-	2Φ12	226.19	13.54
	I	7.49	4.84	-	125.11	-	25.13	1Φ8+1Φ12	163.36	9.78
<b>B</b>	S	9.48	-	-	158.34	-	125.63	2Φ12	226.19	13.54
	I	-	-	12.05	-	30.79	-	1Φ12	113.10	6.77
<b>Mbc</b>	S	2.03	-	-	33.91	-	125.63	2Φ12	226.19	13.54
	I	6.03	6.12	-	100.72	-	25.13	1Φ12	113.10	6.77
<b>C</b>	S	10.91	-	-	182.23	-	125.63	2Φ12	226.19	13.54
	I	-	-	13.31	-	34.01	-	1Φ12	113.10	6.77
<b>Mcd</b>	S	-	-	-	-	-	-	2Φ12	226.19	13.54
	I	9.13	6.12	-	152.50	-	25.13	2Φ12	226.19	13.54
<b>D</b>	S	4.08	-	-	68.15	-	125.63	2Φ12	226.19	13.54
	I	-	-	9.4	-	24.02	-	2Φ12	226.19	13.54

Tab.4.11: armatura longitudinale del solaio di copertura praticabile campata singola

Progetto delle armature solaio di copertura a 1 campata										
Sezione	L	Med [kNm]	PL <sup>2</sup> /16 [kNm]	Ved [kN]	As,min(M) [mm <sup>2</sup> ]	As,min(V) [mm <sup>2</sup> ]	As,min normativa [mm <sup>2</sup> ]	φ	As,eff. [mm <sup>2</sup> ]	Mrd [kNm]
<b>A</b>	S	4.08	-	-	68.15	-	125.63	1Φ14	153.94	9.22
	I	-	-	10.89	-	27.83	-	1Φ10+1Φ14	232.48	13.92
<b>Mab</b>	S	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	I	12.25	6.12	-	204.61	-	25.13	1Φ10+1Φ14	232.48	13.92
<b>B</b>	S	4.08	-	-	68.15	-	125.63	1Φ14	153.94	9.22
	I	-	-	10.89	-	27.83	-	1Φ10+1Φ14	232.48	13.92

Tab.4.12: armatura longitudinale del solaio di copertura non praticabile

Progetto delle armature solaio del torrino										
Sezione	L	Med [kNm]	PL <sup>2</sup> /16 [kNm]	Ved [kN]	As,min(M) [mm <sup>2</sup> ]	As,min(V) [mm <sup>2</sup> ]	As,min normativa [mm <sup>2</sup> ]	φ	As,eff. [mm <sup>2</sup> ]	Mrd [kNm]
<b>A</b>	S	3.13	-	-	52.28	-	125.63	1Φ14	153.94	9.22
	I	-	-	10.89	-	27.83	-	1Φ10+1Φ14	232.48	13.92
<b>Mab</b>	S	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	I	9.39	4.70	-	156.79	-	25.13	1Φ10+1Φ14	232.48	13.92
<b>B</b>	S	3.13	-	-	52.28	-	125.63	1Φ14	153.94	9.22
	I	-	-	10.89	-	27.83	-	1Φ10+1Φ14	232.48	13.92

Progettate le armature delle sezioni di estremità e di mezzeria (poiché sezioni critiche), si procede all'individuazione delle lunghezze dei ferri, ricavandole dal diagramma dei momenti ottenuto da SAP2000. Di seguito si riportano i diagrammi dei momenti resistenti, sotto ognuno dei quali sono indicate le lunghezze effettive dei ferri. Queste lunghezze differiscono da quelle teoriche poiché modificate nel disegno esecutivo per venire incontro alle esigenze costruttive. Per evitare che i correnti superiori e inferiori raggiungessero lunghezze eccessive (la lunghezza massima usuale è 12 metri) essi sono stati spezzati dove il momento di calcolo è nullo, e sovrapposti di una lunghezza pari a 2 volte la lunghezza di ancoraggio [7.4.6.2.1 – NTC].

Si riportano di seguito i diagrammi dei momenti resistenti e la distinta dei ferri adottati per i solai interpiano e di copertura più rappresentativi:

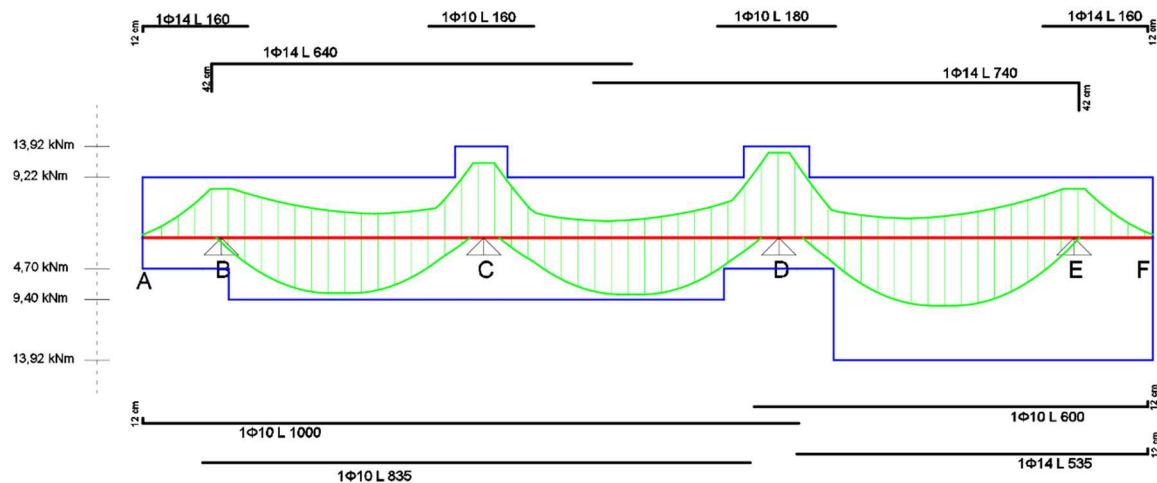


Fig.4.14: diagramma del momento resistente e distinta dei ferri del solaio interpiano tre campate

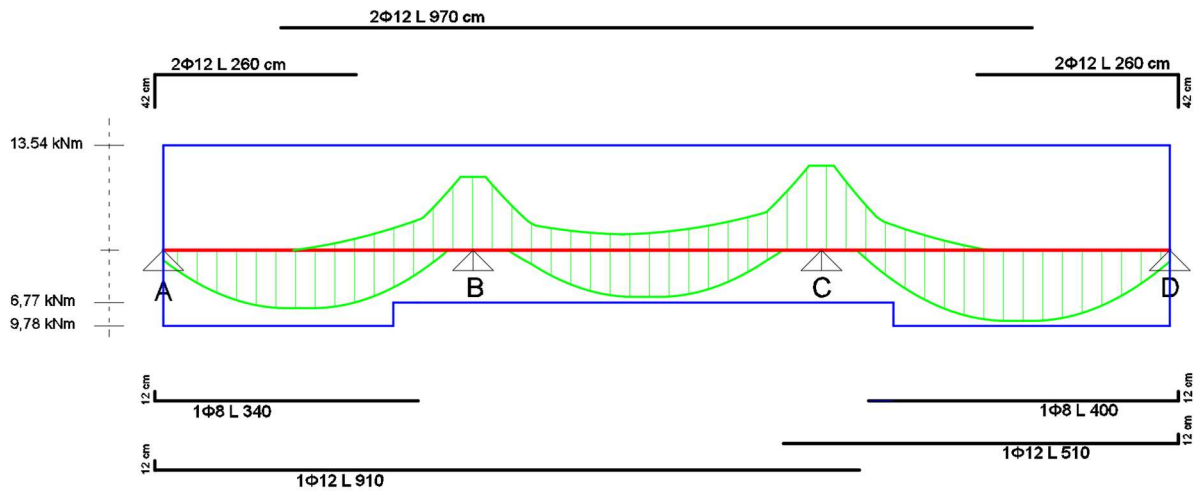


Fig.4.15: diagramma del momento resistente e distinta dei ferri del solaio di copertura praticabile tre campate

#### 4.2.2. Resistenza a taglio

Essendo il travetto non armato a taglio, la NTC-2018 fornisce il metodo mediante il quale valutare il taglio resistente associato alla sezione considerata.

La verifica di resistenza (SLU) si pone con

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

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

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

$$V_{Rd} = \left\{ 0,18 \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_1 \cdot f_{ck})^{1/3} / \gamma_c + 0,15 \cdot \sigma_{cp} \right\} \cdot b_w \cdot d \geq (v_{min} + 0,15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w d \quad (4.1.14)$$

con

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

$$v_{min} = 0,035 k^{3/2} f_{ck}^{1/2}$$

e dove

$d$  è l'altezza utile della sezione (in mm);

$\rho_1 = A_{sl} / (b_w \cdot d)$  è il rapporto geometrico di armatura longitudinale ( $\leq 0,02$ );

$\sigma_{cp} = N_{Ed} / A_c$  è la tensione media di compressione nella sezione ( $\leq 0,2 f_{cd}$ );

$b_w$  è la larghezza minima della sezione (in mm).

Di seguito sono riportate le tabelle di calcolo relative al taglio resistente. Nelle sezioni in cui non è verificata la disequazione prevista dalla NTC2018 sono state appositamente inserite delle fasce piene o semipiene come riportato nelle sezioni del solaio. In fase di progettazione è stato scelto di inserire una fascia piena di 15 cm lungo le travi del telaio. Lo spessore delle fasce appena citate è stato incrementato solo se il quantitativo già presente non fosse risultato sufficiente a garantire una efficace resistenza alle azioni taglianti.

Tab.4.13: fasce nel solaio interpiano tre campate

Solaio interpiano a tre campate					
Appoggio	$V_{ed}$	$A_{s,eff} [mm^2]$	Resistenza base	fascia semipiena	fascia piena
A dx	2.61	153.94	9.64	28.92	48.19
B sx	9.86	153.94	11.53	34.58	57.63
B dx	12.27	153.94	11.53	34.58	57.63
C sx	13.89	232.48	13.22	39.67	66.12
C dx	14.25	232.48	13.22	39.67	66.12
D sx	14.71	232.48	13.22	39.67	66.12
D dx	15.36	232.48	13.22	39.67	66.12
E sx	13.07	153.94	11.53	34.58	57.63
E dx	9.86	153.94	11.53	34.58	57.63
H sx	2.61	153.94	9.64	28.92	48.19

Tab.4.14: fasce nel solaio di copertura praticabile tre campate

Solaio interpiano a tre campate					
Appoggio	$V_{ed}$	$A_{s,eff} [mm^2]$	Resistenza base	fascia semipiena	fascia piena
A dx	8.52	226.19	13.10	39.31	65.52
B sx	12.05	226.19	13.10	39.31	65.52
B dx	11.77	226.19	13.10	39.31	65.52
C sx	12.22	226.19	13.10	39.31	65.52
C dx	13.31	226.19	13.10	39.31	65.52
D sx	9.4	226.19	13.10	39.31	65.52

Si riportano adesso i diagrammi del taglio resistente relativi ai solai più rappresentativi interpiano e della copertura.

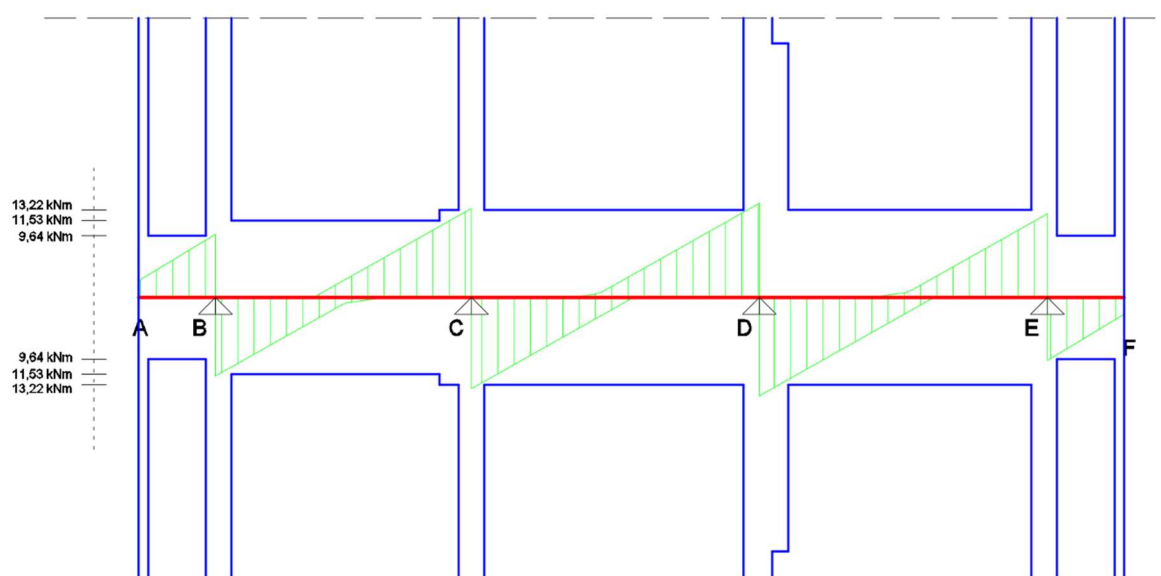


Fig.4.16: diagramma del taglio resistente e fasce del solaio interpiano tre campate



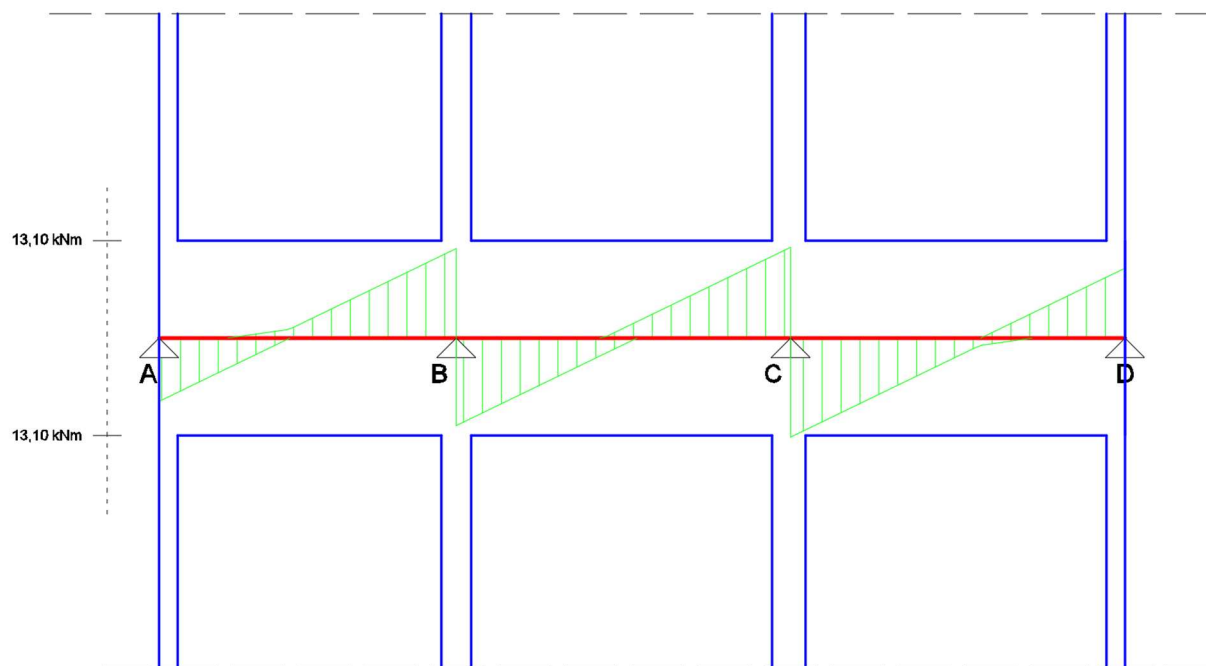


Fig.4.17: Diagramma del taglio resistente e fasce del solaio di copertura praticabile a tre campate

## 5. Predimensionamento degli elementi strutturali

### 5.1. Predimensionamento delle travi

Il predimensionamento delle travi come quello per i travetti, viene eseguito tramite criteri empirici e limitazioni normative. Trovandoci in zona sismica è necessario che ci sia una adeguata resistenza a flessione in tutti gli elementi che compongono il telaio resistente, di conseguenza si è optato di porre le stesse dimensioni per tutte le tipologie di travi, portanti e non. L'altezza della sezione viene scelta in base alla luce maggiore secondo la formula:

$$H = \frac{L}{10 \div 12}$$

La normativa impone una larghezza minima della sezione pari a 20 cm, e che il rapporto tra larghezza e altezza debba essere maggiore di 0,25 [7.4.6.1.1 - NTC]. La dimensione massima della nostra struttura risulta essere pari a  $L_{\max} = 6$  m è stata scelta per le travi una altezza di 50 cm e una larghezza di 30 cm.

#### 5.1.1. Carichi agenti sulle travi

I carichi agenti sulla trave consistono, anche in questo caso, in carichi permanenti e variabili. I permanenti sono dovuti al peso proprio della trave stessa ed il peso del solaio al metro quadro, ricavato dall'analisi dei carichi, moltiplicato per l'area di influenza relativa alla trave considerata. Nel caso di travi portanti (ortogonali all'orditura dei travetti) si considera metà della luce dei solai adiacenti, nel caso di travi non portanti invece l'area si estende a 0,5 m nella direzione ortogonale in entrambi i lati. Sulle travi perimetrali si aggiunge il peso delle tamponature e nel caso in cui vi fosse il balcone si aggiunge il peso del solaio di quest'ultimo ed il parapetto. Il peso relativo alle scale non è stato considerato in quanto il posizionamento delle scale è tale da non interessare le travi portanti; mentre per la trave interpiano e quella di testata è stato considerato soltanto il peso proprio. I carichi variabili sono dovuti ai carichi accidentali che gravano sui solai, i cui valori, che variano in base alla tipologia di solaio, sono riportati sulle NTC al paragrafo 3.4.1.

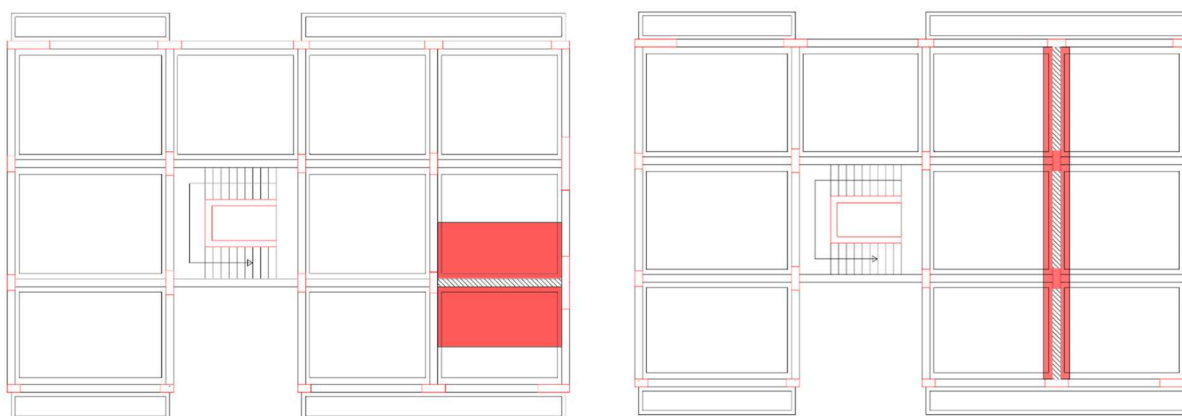


Fig.5.1: aree d'influenza delle travi portanti e delle travi di collegamento

Di seguito si riportano esempi rappresentativi del predimensionamento delle varie tipologie di travi per piani 1, 2, 3, 4 e per la copertura per una consultazione più dettagliata si rimanda all'appendice B.

Tab.5.1: travi portanti interpiano

T 1-5 T 5-9 T 13-17 interpiano				
Carico	L (m)	KN/m <sup>3</sup>	KN/m <sup>2</sup>	KN/m
Peso proprio	-	25	-	3.75
Solaio int	1.6	-	2.82	4.51
Solaio est	0.75	-	2.37	1.78
Fascia piena int.	0.25	25	5	1.25
Fascia semipiena int.	-	-	-	-
Fascia piena est.	0.30	25	4	1.20
Tamponatura (porte e finestre)	-	-	-	7.5789
Tamponatura (finestre)	-	-	-	-
Parapetto	-	-	3.48	3.48
P <sub>k</sub>				23.55
P <sub>d</sub>				<b>30.61</b>
Elementi non strutturali int.	1.85		3.06	5.66
Elementi non strutturali est.	1.05		1.76	1.85
Variabile int.	1.85		2	3.70
Variabile est.	1.05		4.24	4.45
Q <sub>k</sub>				15.66
Q <sub>d</sub>				<b>23.49</b>

Tab.5.2: travi portanti copertura

T 1-5 T 5-9 T 13-17 copertura				
Carico	L (m)	KN/m <sup>3</sup>	KN/m <sup>2</sup>	KN/m
Peso proprio	-	25	-	3.75
Solaio copertura	1.6	-	2.82	4.52
Fascia piena	0.25	25	5.00	1.25
Parapetto	-	-	3.48	3.48
P <sub>k</sub>				13.00
P <sub>d</sub>				<b>16.90</b>
Elementi non strutturali	1.85	-	1.76	3.256
Variabile copert.	1.85	-	2.24	4.144
Q <sub>k</sub>				7.4
Q <sub>d</sub>				<b>11.10</b>

Tab.5.3: travi perimetrali interpiano

T 17-18 T 18-19 T 19-20 interpiano				
Carico	L (m)	KN/m <sup>3</sup>	KN/m <sup>2</sup>	KN/m
Peso proprio	-	25	-	3.75
Solaio int	0.35	-	2.82	0.99
Fascia piena int.	0.15	25	5.00	0.75
Tamponatura (finestre)	-	-	-	8.66
P <sub>k</sub>				<b>14.15</b>
P <sub>d</sub>				18.39
Elementi non strutturali int.	0.5		3.06	1.53
Variabile int.	0.5		2	1
Q <sub>k</sub>				2.53
Q <sub>d</sub>				<b>3.795</b>

Tab.5.4: travi perimetrali copertura

T 17-18 T 18-19 T 19-20 copertura				
Carico	L (m)	KN/m <sup>3</sup>	KN/m <sup>2</sup>	KN/m
Peso proprio	-	25	-	3.75
Solaio copertura	0.35	-	2.82	0.99
Fascia piena	0.15	25	5.00	0.75
Parapetto	-	-	3.48	3.48
P <sub>k</sub>				<b>8.97</b>
P <sub>d</sub>				11.66
Elementi non strutturali	0.5	-	1.76	0.88
Variabile copert.	0.5	-	2.24	1.12
Q <sub>k</sub>				2
Q <sub>d</sub>				<b>3</b>

Tab.5.5: travi di collegamento interpiano

T 5-6 T 6-7 T 7-8 T 11- 12 T 15-16 interpiano				
Carico	L (m)	KN/m <sup>3</sup>	KN/m <sup>2</sup>	KN/m
Peso proprio	-	25	-	3.75
Solaio int	0.7	-	2.82	1.97
Fascia piena int.	0.3	25	5.00	1.50
P <sub>k</sub>				7.22
P <sub>d</sub>				<b>9.39</b>
Elementi non strutturali int.	1.00		3.06	3.06
Variabile int.	1		2	2
Q <sub>k</sub>				5.06
Q <sub>d</sub>				<b>7.59</b>

Tab.5.6: travi di collegamento copertura

T 5-6 T 6-7 T 7-8 T 11- 12 T15-16 copertura				
Carico	L (m)	KN/m <sup>3</sup>	KN/m <sup>2</sup>	KN/m
Peso proprio	-	25	-	3.75
Solaio copertura	0.7	-	2.82	1.98
Fascia piena int.	0.3	25	5.00	1.50
P <sub>k</sub>				7.23
P <sub>d</sub>				<b>9.39</b>
Elementi non strutturali int.	1.00		3.06	3.06
Variabile copert.	1	-	2.24	2.24
Q <sub>k</sub>				5.3
Q <sub>d</sub>				<b>7.95</b>

### 5.2. Predimensionamento dei pilastri

Il predimensionamento dei pilastri viene effettuato in funzione dei carichi verticali gravanti su di essi, calcolati mediante la teoria delle aree di influenza. Per ogni pilastro “i” ad ogni piano “j” la sua area di influenza sarà  $A_{ij}$  a cui corrisponderà un peso dato dal contributo dei carichi permanenti degli elementi strutturali e dei variabili di solaio balcone e copertura.

La sezione di ogni pilastro al piano “k” può essere espressa in base al carico complessivo  $N_{dik}$  come:

$$N_{dik} = \sum_{j=k+1}^n A_{ij} * W_{ij} * P_{pij}$$

Con:

$W_{ij}$  = carichi permanenti e variabili;

$P_{pij}$  = peso proprio del pilastro;

n = numero totale dei piani.

La resistenza a compressione del calcestruzzo viene stimata trascurando il contributo, di modesta entità, dell'acciaio. Questa dovrà essere superiore allo sforzo normale stimato dalla teoria delle aree di influenza:

$$N_{rd} = 0,8 * A_c * f_{cd} > N_{ed}$$

Esplicitando la disequazione sull'area, si ottiene la sezione minima di calcestruzzo necessaria per resistere allo sforzo normale di predimensionamento. Considerando che il dimensionamento a compressione semplice non tiene conto della presenza del momento flettente e che il pilastro è soggetto a una rottura di tipo fragile (è bene quindi che non lavori ai limiti delle sue possibilità), conviene amplificare la sezione minima prevista dalla normativa attraverso un coefficiente di sicurezza minore di 0,8. Si è scelto allora di considerare un coefficiente di sicurezza per il calcolo dell'area della sezione pari a 0,55. Per cui:

$$A_c = \frac{N_{ed}}{0,55 * f_{cd}}$$

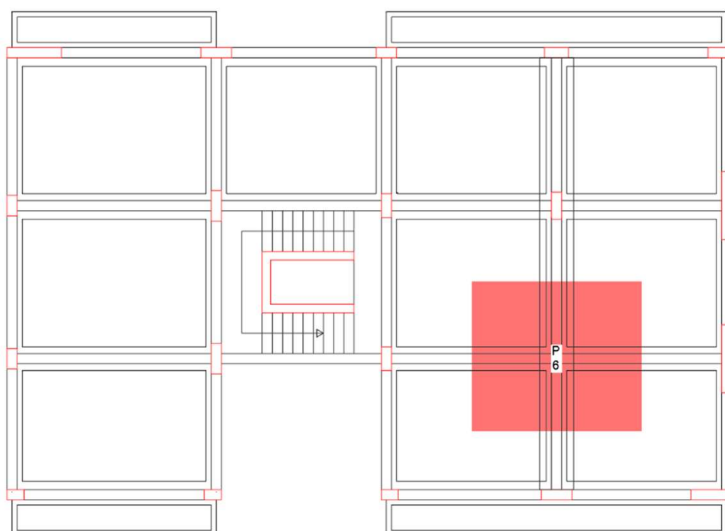


Fig.5.2: aree d'influenza dei pilastri

A titolo di esempio si riporta un calcolo di predimensionamento di un pilastro. Per una consultazione dettagliata relativa a tutte le colonne si rimanda all'appendice B.

Tab.5.7: Analisi carichi pilastro 6 in copertura

Predimensionamento pilastro 6 - copertura					
Area d'influenza copertura [m <sup>2</sup> ]		5 m x 4,35 m			21.75
Carico copertura	Influenza (m <sup>2</sup> )	Influenza (ml)	P(Kn/m <sup>2</sup> )	P(Kn/m)	P(Kn)
Solaio copertura	15.62	-	2.82	-	44.05
Travi portanti	-	4.7	-	3.75	17.63
Travi secondarie	-	3.85	-	3.75	14.44
Area fascia piena	2.945	-	-	73.625	14.73
Area fascia semipiena	-	-	-	-	-
Parapetto	-	-	-	-	-
Elementi non strutturali	18.565	-	1.760	-	32.6744
Variabile copert. Folla	21.75	-	2	-	43.50
Variabile copert. Neve	21.75	-	0.48	-	10.44
Valori caratteristici	TOT. Permanenti	90.84	KN		
	TOT. Variabili	86.61	KN		
Valori di calcolo	TOT. Permanenti	118.09	KN		
	TOT. Variabili	129.92	KN		
TOTALE		248.01	KN		
Carico totale alla base del pilastro		257.61	KN		
Area pilastro		33194.80	mm <sup>2</sup>		
		331.95	cm <sup>2</sup>		

Tab.5.8: Analisi carichi pilastro 6 sezione base interpiano

Predimensionamento pilastro 6 - piano 1 2 3 4					
Area d'influenza interna [m <sup>2</sup> ]		5 m x 4,35 m =		21.75	
Area d'influenza esterna [m <sup>2</sup> ]		-		-	
Carico 4° piano	Influenza (m <sup>2</sup> )	Influenza (ml)	P(Kn/m <sup>2</sup> )	P(Kn/m)	P(Kn)
Solaio interno	15.62	-	2.82	-	44.05
Solaio esterno	-	-	-	-	-
Travi portanti	-	4.7	-	3.75	17.63
Travi secondarie	-	3.85	-	3.75	14.44
Area fascia piena interna	2.945	-	-	73.625	14.73
Area fascia semipiena interna	-	-	-	-	-
Area fascia piena esterna	-	-	-	-	-
Area fascia semipiena esterna	-	-	-	-	-
Parapetto	-	-	-	-	-
Tamponatura (con finestre)	-	-	-	-	-
Tamponatura (porte e finestre)	-	-	-	-	-
Elementi non strutturali interno	18.565	-	3.060	-	56.8089
Elementi non strutturali esterno	-	-	-	-	-
Variabile int. Folla	18.57	-	2	-	37.13
Variabile est. Folla	-	-	-	-	-
Variabile est. Neve	-	-	-	-	-
Valori caratteristici	TOT. Permanenti	90.84	KN		
	TOT. Variabili	93.94	KN		
Valori di calcolo	TOT. Permanenti	118.09	KN		
	TOT. Variabili	140.91	KN		
TOTALE		259.00	KN		
Carico totale alla base del pilastro		1074.38	KN		
Area pilastro		138442.12	mm <sup>2</sup>		
		1384.42	cm <sup>2</sup>		

Tab.5.9: Calcolo carico totale e dimensionamento pilastro

Calcolo Sezione Minima alla base		
Carico totale alla base del pilastro	1331.99	KN
	171636.92	mm <sup>2</sup>
Area pilastro	1716.37	cm <sup>2</sup>
<b>SEZIONE MINIMA 30x60=1800 CM<sup>2</sup></b>		

## 6. Progettazione per l'azione sismica

### 6.1. Introduzione

La difesa dai terremoti, inizialmente concepita col solo intento di salvare le vite umane, è andata via via includendo ulteriori requisiti alle strutture, con l'obiettivo di garantirne le prestazioni per un'ampia gamma di eventi sismici, dai più deboli a quelli più forti. L'attuale filosofia del **performance-based design** individua più livelli prestazionali (stati limite) che dovrebbero essere soddisfatti.

### 6.2. Gli stati limite

L'attuale norma per le costruzioni civili divide gli stati limite in quattro classi, due di questi sono stati limite di esercizio mentre gli altri due sono stati limite ultimi:

- Stato Limite di Operatività (SLO): quando si richiede che la costruzione nel suo complesso, includendo impianti ed elementi non strutturali, non subisca danni e interruzioni d'uso significative;
- Stato Limite di Danno (SLD): o di immediato utilizzo, quando si richiede che la costruzione subisca danni tali da non mettere a rischio gli utenti e da non compromettere significativamente la capacità di resistenza e di rigidezza nei confronti delle azioni verticali e orizzontali, mantenendosi pertanto immediatamente utilizzabile pur nell'interruzione d'uso di parte delle apparecchiature.
- Stato Limite di Salvaguardia della Vita (SLV) o stato limite ultimo: quando si accetta che la costruzione subisca rotture o crolli dei componenti non strutturali, con perdita significativa di rigidezza nei confronti delle azioni orizzontali, ma si richiede che essa conservi una parte di resistenza e rigidezza per azioni verticali ed un margine di sicurezza nei confronti del collasso per azioni sismiche orizzontali.
- Stato Limite di prevenzione del Collasso (SLC): quando si accetta che la struttura subisca gravi rotture e crolli degli elementi non strutturali, e danni molto gravi delle componenti strutturali, ma si richiede che essa conservi una parte della rigidezza e resistenza per azioni verticali ed un esiguo margine di sicurezza nei confronti del collasso per azioni orizzontali.

La normativa può prevedere la verifica nei confronti di uno o più di questi stati limite, facendo riferimento per ciascuno di questi ad una specifica probabilità di occorrenza dell'evento sismico. Fin dalle norme più antiche l'obiettivo principale della progettazione antisismica è stato quello di lasciare un buon margine rispetto al collasso, ovvero quello che ora è indicato come SLV. In Italia da oltre un decennio è imposta anche una verifica allo SLD, mentre lo SLC è stato citato per la prima volta dall'OPCM 3274, con riferimento alla verifica di edifici esistenti. L'evento sismico di riferimento può essere definito in termini di probabilità di superamento  $P_{VR}$  in un tempo assegnato oppure come tempo di ritorno  $T_R$ . Le probabilità di superamento nel periodo di riferimento  $P_{VR}$  (probabilità di eccedenza), cui riferirsi per individuare l'azione sismica agente in ciascuno degli stati limite considerati, sono riportate:



Tab.6.1: Relazione stati limite probabilità di superamento

Stati Limite		P <sub>VR</sub> : Probabilità di superamento nel periodo di riferimento V <sub>r</sub>
Stati limite di esercizio	SLO	81%
	SLD	63%
Stati limite ultimi	SLV	10%
	SLC	5%

Qualora la protezione nei confronti degli stati limite di esercizio sia di prioritaria importanza, i valori di P<sub>VR</sub> forniti in tabella devono essere ridotti in funzione del grado di protezione che si vuole raggiungere.

Nota la P<sub>VR</sub>, il periodo di ritorno dell'azione sismica (T<sub>R</sub>) si ricava dalla seguente relazione (espressa in anni):

$$T_R = \frac{V_R}{\ln(1 - P_{VR})}$$

#### 6.2.1. Vita nominale

Nel definire il grado di sicurezza per una costruzione occorre tenere conto anche dell'importanza che può avere un suo collasso o danneggiamento. La normativa italiana prevede tre tipi di costruzione, per ciascuna delle quali è assegnata una vita nominale V<sub>N</sub> che "è intesa come il numero di anni nel quale la struttura, purché soggetta alla manutenzione ordinaria, deve potere essere usata per lo scopo al quale è destinata."

Tab.6.2: vita nominale V<sub>N</sub> per diversi tipi di opere

TIPI DI COSTRUZIONE		Vita nominale V <sub>N</sub> (in anni)
1	Opere provvisorie- Opere provvisionali- Strutture in fase costruttiva	≤ 10
2	Opere ordinarie, ponti, opere infrastrutturali e dighe di dimensioni contenute o di importanza normale	≥ 50
3	Grandi opere, ponti, opere infrastrutturali e dighe di grandi dimensioni o di importanza strategica	≥ 100

La costruzione che si intende progettare, come verrà meglio approfondito in seguito, rientra nella categoria di opere ordinarie di importanza normale, quindi con una **vita nominale di 50 anni**.

#### 6.2.2. Coefficiente d'uso

La norma definisce poi quattro classi d'uso, per ciascuna delle quali è assegnato un coefficiente d'uso C<sub>U</sub>. "In presenza di azioni sismiche, con riferimento alle conseguenze di un'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. "[§ 2.4.2 – NTC 2018]

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

$$V_R = V_N * C_U$$

Il valore del coefficiente d'uso  $C_U$  è definito, al variare della classe d'uso, come mostrato in Tab.2.4.II." [§ 2.4.3 - NTC 2018]:

Tab.6.3: valori dei coefficienti d'uso  $C_U$

CLASSE D'USO	I	II	III	IV
COEFFICIENTE $C_U$	0,7	1	1,5	2
Se $V_R \leq 35$ anni si pone comunque $V_R = 35$ anni				

Fissata la probabilità di superamento nel periodo di riferimento, individuata dall'obiettivo prestazionale da perseguire, e fissato il periodo di riferimento, avendo stabilito la classe d'uso della costruzione, si determina il periodo di ritorno dell'evento sismico al quale corrisponde un parametro di accelerazione al suolo  $a_g$ . Ovviamente a periodi di ritorno maggiori si associano accelerazioni di picco al suolo  $a_g$  più alte. Orientativamente si può ritenere che  $a_g$  vari con la radice quadrata del periodo di riferimento. Raddoppiare questo vuol dire quindi aumentare di circa il 40% l'accelerazione al suolo. L'impostazione seguita dalla norma italiana prevede però che per ciascuna località venga espressamente indicato il valore di  $a_g$  in funzione del periodo di riferimento. L'uso della costruzione prevede normali affollamenti, essendo un edificio per civile abitazione, dunque sarà posto  $C_U = 1$ . La vita di riferimento si calcola come appena visto:  $V_R = 50$  anni. La classificazione sismica generale si riferisce al moto di terreni compatti con superficie orizzontale. Quando lo strato roccioso di base (bed rock) non è affiorante, il moto in superficie è fortemente condizionato dalle caratteristiche degli strati superficiali di terreno; di ciò occorre dunque tener conto per definire l'azione sismica in un determinato sito. Le norme definiscono le caratteristiche dello spettro di risposta elastico, in punti individuati da una griglia di circa dieci chilometri di lato e per ciascun valore del periodo di ritorno del sisma, mediante tre parametri, riferiti ad un suolo rigido (sottosuolo A). Questi tre parametri sono:  $a_g$  (accelerazione al suolo),  $F_0$  (amplificazione spettrale massima per accelerazioni orizzontali) e  $T_C^*$  (periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale). I parametri  $S_S$  e  $C_C$ , dipendenti dal tipo di suolo, e il coefficiente di amplificazione  $S_T$ , dipendente dalla categoria topografica, tengono conto nella definizione dello

spettro degli effetti di sito. Nel caso in oggetto, la costruzione è eretta su una superficie orizzontale le cui caratteristiche geotecniche sono un dato progettuale, pertanto si pone:  $S_T = 1$ . Tutti gli altri parametri si determinano in accordo con le formule riportate nel paragrafo 3.2.3.2.1 “Spettro di risposta elastico in accelerazione delle componenti orizzontali” [NTC -2018].

### 6.2.3. Categorie di sottosuolo

Ai fini della definizione dell'azione sismica, si rende necessario valutare l'effetto della risposta sismica locale mediante specifiche analisi. In assenza di queste analisi, per la definizione dell'azione sismica si può fare riferimento a un approccio semplificato che si basa sull'individuazione di categorie di sottosuolo di riferimento.

Tab.6.4: categorie di sottosuolo

Categoria	Descrizione
A	Ammassi rocciosi affioranti o terreni molto rigidi caratterizzati da valori di $V_{s,30}$ superiori a 800 m/s eventualmente comprendenti in superficie uno strato di alterazione, con spessore massimo di 3 m.
B	Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fine molto consistenti con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di $V_{s,30}$ compresi tra 360 m/s e 800 m/s
C	Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fine mediamente consistenti con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di $V_{s,30}$ compresi tra 180 m/s e 360 m/s
D	Depositi di terreni a grana grossa scarsamente addensati o di terreni a grana fine scarsamente consistenti con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di $V_{s,30}$ inferiori a 180 m/s
E	Terreni di sottosuoli di tipo C o D per spessore non superiore a 20 m, posti sul sub strato di riferimento (con $V_{s,30} \geq 800$ m/s)

### 6.2.4. Condizioni topografiche

Per condizioni topografiche complesse è necessario predisporre specifiche analisi di risposta sismica locale. Per configurazioni superficiali semplici si può adottare la seguente classificazione:

Tab.6.5: caratteristiche della superficie topografica

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

## 7. Centri di massa

L'azione sismica induce un'accelerazione sulla struttura che provoca la nascita di forze d'inerzia orizzontali agenti al livello degli orizzontamenti, dove si può assumere concentrata la massa dell'edificio. Considerando i solai rigidi nel piano i gradi di libertà sul generico orizzontamento si riducono a tre, due traslazionali ed uno rotazionale. Viene detto centro di massa il punto di applicazione della risultante delle forze d'inerzia dovute all'azione sismica, relativo ad ogni piano. L'azione delle forze d'inerzia provocherà la nascita di reazioni a taglio proporzionale alla rigidezza dei telai e delle pareti. Possiamo quindi individuare in questo caso il centro di rigidezza come baricentro della risultante delle forze orizzontali resistenti nel singolo piano. In questo modo vengono individuate due forze opposte agenti su ogni piano. Nel caso in cui il centro di massa ed il centro di rigidezza non coincidano, per l'equilibrio nasce un momento che induce una rotazione relativa del piano con conseguente aumento delle forze di taglio agenti sugli elementi resistenti. Il momento sarà tanto grande quanto sarà grande la distanza fra i centri. Da ciò risulta conveniente disporre gli elementi resistenti in modo da minimizzare la distanza fra i due punti così da ridurre il momento torcente sulla struttura e conseguentemente eccessive deformazioni degli elementi più lontani dal centro di rigidezza. Il centro di massa rappresenta il baricentro delle massime sismiche ovvero i pesi sismici di ogni elemento strutturale normalizzati rispetto all'accelerazione di gravità. La norma prescrive di determinare i pesi sismici sommando ai carichi permanenti  $G_1$  e  $G_2$  le azioni variabili  $Q_k$  moltiplicate per il coefficiente di combinazione delle azioni variabili  $\psi_{2,j}$  che tiene conto della probabilità che tutti i carichi siano contemporaneamente presenti in occasione del sisma. Dunque gli effetti del sisma si valutano tenendo conto delle masse associate ai seguenti carichi gravitazionali [3.2.4 NTC]:

$$W_i = G_k + \sum_j \psi_{2j} Q_{kj}$$

con:

$W_i$  peso sismico dell' $i$ -esimo piano;

$\psi_{2j}$  coefficiente di combinazione dell'azione variabile  $j$ -esima;

$G_k, Q_k$  valori permanenti e variabili caratteristici.

**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

### 7.1. Incidenza e pesi sismici

La combinazione dei carichi permanenti e variabili per ogni elemento strutturale viene detta incidenza  $w$ . Varia a seconda della tipologia dell'elemento considerato, nel caso di solai interpiano balcone e scala viene utilizzata la relazione:

$$w_i = G_{1,i} + G_{2,i} + \psi_{2j} * Q_i$$

dove:

$w_i$  è l'incidenza dell' $i$ -esimo elemento;

$G_{1,i}$  è il carico permanente strutturale dell' $i$ -esimo elemento;

$G_{2,i}$  è il carico permanente non strutturale dell' $i$ -esimo elemento;

$\psi_{2j}$  è il coefficiente di combinazione dell'azione variabile  $j$ -esima;

$Q_i$  è il carico variabile sull' $i$ -esimo elemento.

Per le **tamponature**, invece, si considera un 25% in meno di peso per la presenza dei vuoti (porte e finestre), infatti:

$$w_{\text{tamp}} = 0,75 [G_{2,\text{tamp}} * \left( \frac{h_s}{2} + \frac{h_i}{2} - h_{\text{tr}} \right)]$$

dove:

$w_{\text{tamp}}$  è l'incidenza della tamponatura;

$G_{2,\text{tamp}}$  è il carico permanente non strutturale della tamponatura;

$h_s$  è l'altezza della parete superiore al piano considerato;

$h_i$  è l'altezza della parete inferiore al piano considerato;

$h_{\text{tr}}$  è l'altezza della trave del piano considerato.

Infine, per le **travi** e i **pilastri**, si considerano i carichi permanenti strutturali.

$$w_{\text{tr}} = G_{1,\text{tr}} * l_{\text{tr}} \qquad w_{\text{pil}} = G_{1,\text{pil}} * h_{\text{pil}}$$

dove:

$w_{\text{tr}}$  è l'incidenza della trave;

$w_{\text{pil}}$  è l'incidenza del pilastro;

$G_{1,\text{tr}}$  è il carico permanente strutturale della trave;

$G_{1,\text{pil}}$  è il carico permanente strutturale del pilastro;

$l_{tr}$  è la lunghezza della trave;  
 $h_{pil}$  è l'altezza del pilastro.

L'incidenza calcolata rappresenta il carico al metro quadro per solai balconi e scale, o al metro per gli altri elementi. Moltiplicando questa per l'area di influenza o la lunghezza si ottiene il valore dei pesi sismici in kN.

Si riporta quindi di seguito la tabella con i pesi sismici dei vari elementi:

*Tab.7.1: pesi sismici degli elementi dei piani interni*

<b>PESO SISMICO INTERPIANO</b>		
Solaio interno	699.6087	kN
Solaio esterno	118.6982	kN
Fascia piena interna	176.25	kN
Fascia piena esterna	40.56	kN
Parapetto	140.7536	kN
Tamponatura	500.346	kN
rampa	69.282	kN
pianerottolo	28	kN
travi	460.875	kN
travi interpiano	13.5	kN
setto ascensore	134	kN
pilastri e setti interpiano	434.4	kN
<b>TOT</b>	<b>2816.274</b>	<b>kN</b>

*Tab.7.2: pesi sismici degli elementi della copertura praticabile*

<b>PESO SISMICO COPERTURA</b>		
Solaio copertura praticabile	576.5724	kN
fascia piena copertura	166.5	kN
parapetti	251.3706	kN
tamponature	318.402	kN
rampa	34.641	kN
pianerottolo	36.32	kN
travi	460.875	kN
travi interpiano	13.5	kN
setto ascensore	67	kN
pilastri e setti interpiano	217.2	kN
pilastri copertura	60	kN
<b>TOT</b>	<b>2202.381</b>	<b>kN</b>

*Tab.7.3: pesi sismici degli elementi della copertura non praticabile*

<b>PESO SISMICO TORRINO</b>		
Solaio copertura non praticabile	40.6692	kN
fascia piena torino	16.2	kN
tamponature	68.229	kN
travi	63	kN
pilastri torino	38.4	kN
<b>TOT</b>	<b>226.4982</b>	<b>kN</b>



### 7.3. Masse sismiche

Per calcolare le masse sismiche è necessario dividere i pesi sismici precedentemente calcolati per l'accelerazione di gravità, infatti:

$$M_i = \frac{W_i}{g}$$

con:

$M_i$  = massa sismica dell'i-esimo elemento da assegnare sia allo spostamento in X che in Y;

$W_i$  = peso sismico dell'i-esimo elemento;

$g$  = accelerazione di gravità, pari a  $9,81 \frac{m}{s^2}$ .

La massa da associare al terzo grado di libertà, la rotazione, si calcola come:

$$M_{rot,i} = M_i * \rho^2$$

con:

$M_{rot,i}$  = massa rotazionale dell'i-esimo elemento;

$M_i$  = massa sismica dell'i-esimo elemento da assegnare sia allo spostamento in X che in Y;

$\rho^2$  = raggio giratore d'inerzia polare, calcolato come:

$$\rho = \frac{I_p}{A_{tot}}$$

con:

$\rho$  = raggio giratore d'inerzia polare;

$I_p$  = momento d'inerzia polare, calcolato come somma del momento d'inerzia rispetto agli assi principali baricentrici  $I_x$  ed  $I_y$ ;

$A_{tot}$  = area totale.

Di seguito si riportano le tabelle relative alle masse sismiche:

Tab.7.4: masse sismiche degli elementi dei piani interni

Livello	Baricentro delle masse			Momenti inerzia rispetto al baricentro geometrico		Raggio giratore di inerzia polare	Massa traslazionale		Massa rotazionale
	$X_G$ [m]	$Y_G$ [m]	Area [m <sup>2</sup> ]	$I_x$ [m <sup>4</sup> ]	$I_y$ [m <sup>4</sup> ]	$\rho^2$ [m <sup>2</sup> ]	$M_x$ [t]	$M_y$ [t]	$M_z$ [t m <sup>2</sup> ]
Piano interpiano	7.82	10.46	298.09	12145.96	5451.56	59.03	287.08	287.08	16947.66
Piano copertura	7.84	10.72	264.49	10595.33	3715.47	54.11	224.50	224.50	12147.25
Piano torrino	7.46	12.69	25.50	59.93	49.20	4.28	23.09	23.09	98.80

### 7.3. Analisi Modale

L'analisi modale è lo studio del comportamento dinamico di una struttura sottoposta a vibrazione. Permette la determinazione delle proprietà e della risposta di una struttura, in particolare permette di determinare le masse partecipanti nelle direzioni di vibrazione relative ad ogni modo di vibrare. L'analisi modale è uno strumento utile anche a valutare l'efficacia, in termini di azione torcente, della distribuzione degli elementi resistenti. Una struttura ben progettata risponderà ai primi due modi di vibrare, corrispondenti ad un input dinamico lungo gli assi del piano, con una traslazione pura nella direzione di applicazione dell'input. In altri termini se la struttura sottoposta

a questi input presenta movimenti rotazionali nel piano significa che vi è la nascita del momento torcente sopracitato dovuto al braccio tra risultante delle forze di inerzia applicata al centro di massa e risultante delle resistenze applicata al centro di rigidezza.

A partire dalla nostra struttura di base con gli elementi rigidi in particolare i pilastri già predimensionati andare ad innescare un processo iterativo in cui attraverso l'aumento di sezione di alcuni pilastri o l'inserimento di pareti si valutano volta per volta i primi modi di vibrare attraverso le masse partecipanti allo scopo di ridurre il più possibile l'azione torcente.

Nel modello su SAP2000 sono stati inseriti dei diaframmi rigidi per ogni piano per la necessità di considerare quello che è il comportamento che ha un edificio con un solaio rigido. Ovvero, il solaio fa in modo tale che ogni piano possa avere come gradi di libertà solo quelli propri al piano del solaio stesso, quindi 3.

Infatti la stessa NTC prevede che il solaio sia modellato con rigidezza infinita nel suo piano, se progettato adeguatamente, e riporta al par. 7.2.6:

Gli orizzontamenti possono essere considerati infinitamente rigidi nel loro piano, a condizione che siano realizzati in cemento armato, oppure in latero-cemento con soletta in c.a. di almeno 40 mm di spessore, o in struttura mista con soletta in cemento armato di almeno 50 mm di spessore collegata da connettori a taglio opportunamente dimensionati agli elementi strutturali in acciaio o in legno e purché le aperture presenti non ne riducano significativamente la rigidezza.

Per tal motivo, deformazioni di tipo verticale, in corrispondenza delle intersezioni tra soletta e pilastri, sono eliminate. Quindi i diaframmi vanno a definire quelli che sono i gdl propri di alcuni punti del piano, coincidenti appunto con i collegamenti ai pilastri. Tale operazione è consentita mediante l'inserimento di diaframmi appositamente definiti.

A seguito delle varie analisi sono stati inseriti 4 setti come si vede in figura, che hanno reso possibile l'ottenimento dei primi due modi traslazionali ed il terzo rotazionale. Questo individua una riduzione notevole dello sforzo torsionale sulla struttura dovuto al sisma. Si riportano nella seguente tabella i valori delle masse partecipanti relative ai tre modi considerati.

Tab.7.5: modi di vibrare

TABLE: Modal Participating Mass Ratios						
OutputCase	StepType	StepNum	Period	UX	UY	RZ
Text	Text	Unitless	Sec	%	%	%
Modal	Mode	1	0.492523	58.866	6.209	9.435
Modal	Mode	2	0.478686	5.924	65.109	0.35
Modal	Mode	3	0.460066	8.493	0.114	63.017

Si riportano nelle figure seguenti i modi di vibrare in visualizzazione 2D e 3D.

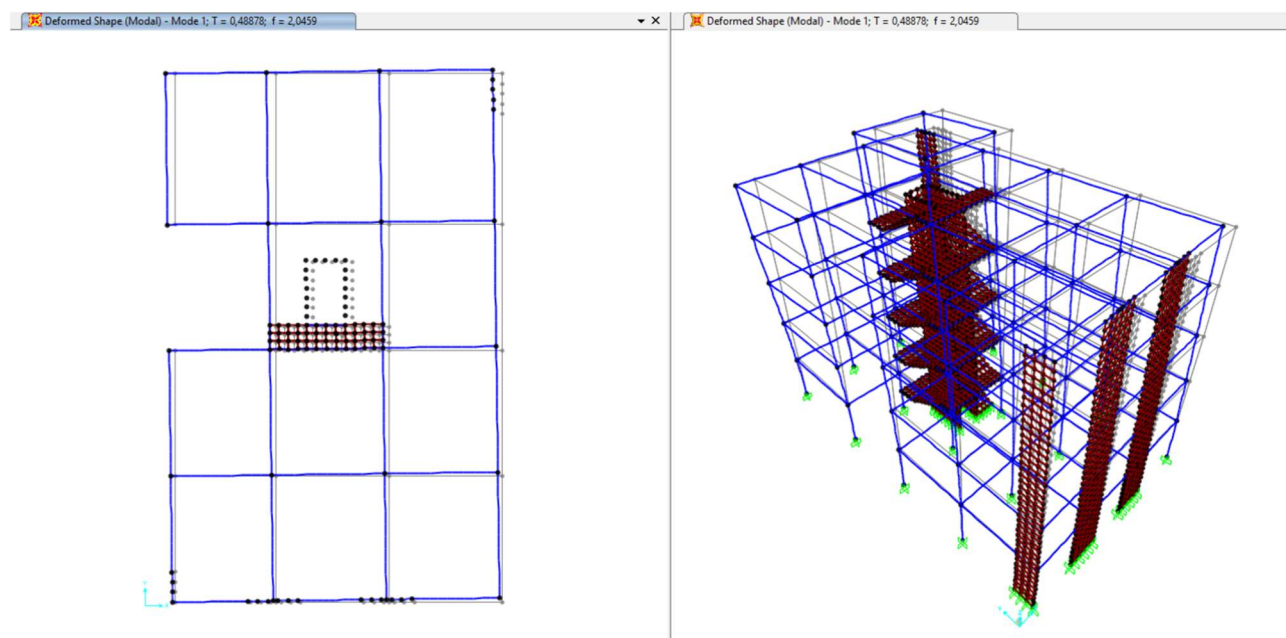


Fig.7.1: modo 1

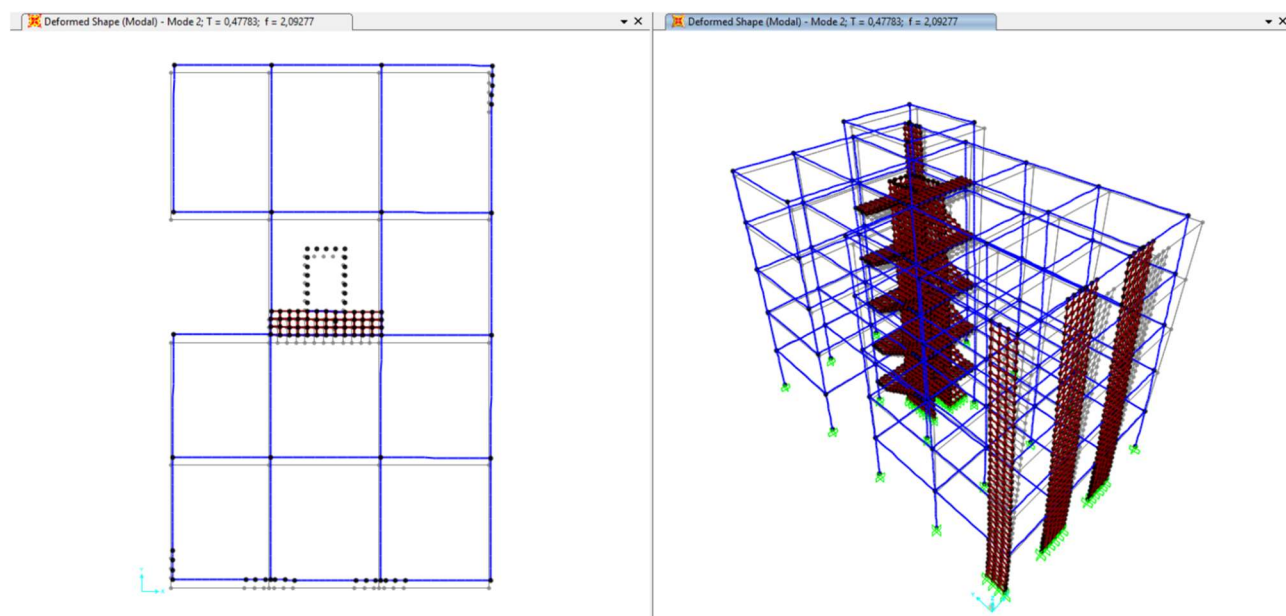


Fig.7.2: modo 2

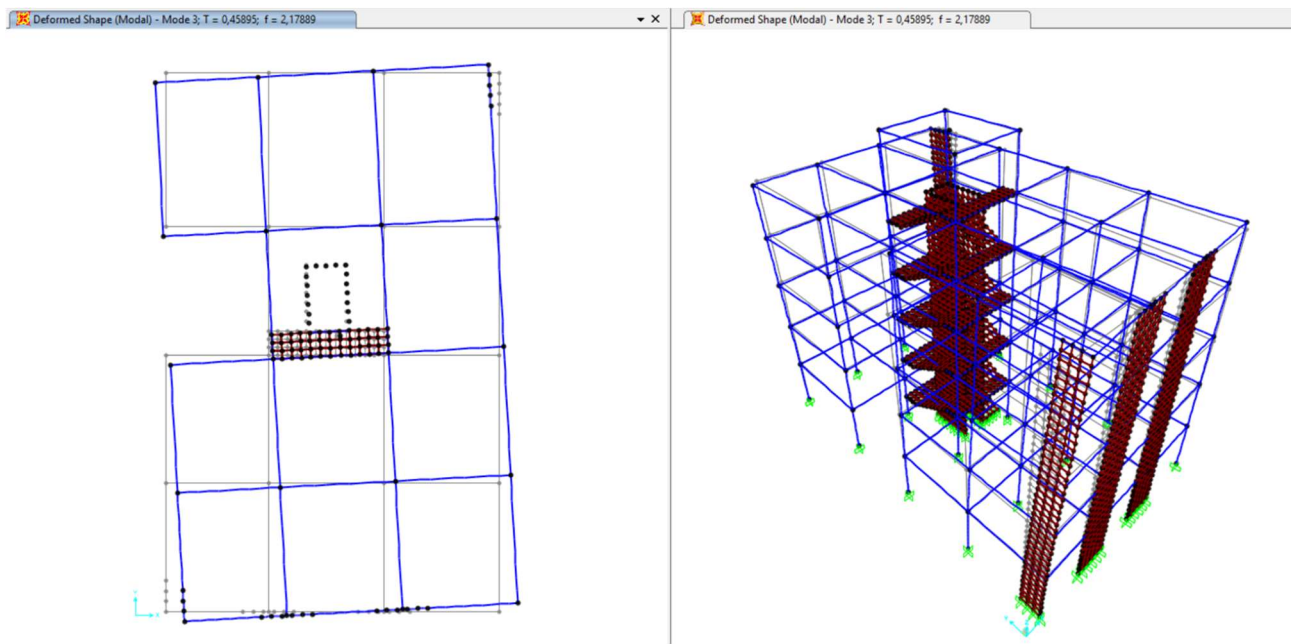


Fig.7.3: modo 3

## 8. Valutazione dell'azione sismica

Le azioni sismiche si definiscono a partire dalla “pericolosità sismica di base” del sito di costruzione. La pericolosità sismica è definita in termini di accelerazione orizzontale massima attesa  $a_g$  in condizioni di campo libero su sito di riferimento rigido con superficie topografica orizzontale, nonché di ordinate dello spettro di risposta elastico in accelerazione ad essa corrispondente  $S_e(T)$ , con riferimento a prefissate probabilità di eccedenza  $P_{VR}$ , nel periodo di riferimento  $V_R$ . Essa costituisce l'elemento di conoscenza primario per la determinazione delle azioni sismiche. L'Italia ha subito diverse classificazioni sismiche fino ad arrivare a quella attuale, stabilita nel 2010, che ha suddiviso il territorio italiano in quattro zone a pericolosità decrescente:

1. è la zona più pericolosa dove possono verificarsi forti terremoti;
2. nei comuni inseriti in questa zona possono verificarsi terremoti abbastanza forti;
3. i comuni interessati in questa zona possono essere soggetti a scuotimenti modesti;
4. è la meno pericolosa, infatti nei comuni inseriti in questa zona la possibilità dei danni sismica sono basse.

Di fatto, con questa nuova classificazione, sparisce il territorio “non classificato”, che diviene zona 4, nel quale è facoltà delle Regioni prescrivere l'obbligo della progettazione antisismica. A ciascuna zona, inoltre, viene attribuito un valore dell'azione sismica utile per la progettazione, espresso in termini di accelerazione massima su roccia (zona 1 = 0,35 g; zona 2 = 0,25 g; zona 3 = 0,15 g; zona 4 = 0,05 g).

**Il comune di Catania è stato classificato come zona sismica 1**, corrispondente a una zona in cui i siti possono essere soggetti a terremoti molto forti. Si vuole ora definire l'azione sismica riguardante questa zona.

Le forme spettrali sono definite nella norma, per ciascuna delle probabilità di superamento nel periodo di vita utile della struttura, a partire dai valori dei seguenti parametri su sito di riferimento rigido orizzontale:

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

Questi valori, necessari per la determinazione delle azioni sismiche, sono forniti dalla norma in funzione dei punti del reticolo di riferimento in cui è stata suddivisa l'Italia e del periodo di ritorno dell'azione sismica  $T_R$ . Nelle norme, l'azione sismica è caratterizzata da 3 componenti traslazionali, due orizzontali contrassegnate da X e Y ed una verticale contrassegnata da Z, da considerare tra di loro indipendenti. La componente verticale è la meno gravosa per la nostra struttura essendo questa progettata già per resistere alle azioni verticali, per cui in questa trattazione verrà trascurata.

Le componenti possono essere descritte, in funzione del tipo di analisi adottata, mediante una delle seguenti rappresentazioni:

- accelerazione massima attesa in superficie;
- accelerazione massima e relativo spettro di risposta attesi in superficie;
- accelerogramma.

Le due componenti ortogonali indipendenti che descrivono il moto orizzontale sono caratterizzate dallo stesso spettro di risposta o dalle due componenti accelerometriche orizzontali del moto sismico.

### 8.1. Costruzione dello spettro di risposta elastico in accelerazione

Lo spettro di risposta elastico in accelerazione è espresso da una forma spettrale (spettro normalizzato) riferita ad uno smorzamento ( $\xi$ ) convenzionale del 5%, moltiplicata per il valore della accelerazione orizzontale massima  $a_g$  su sito di riferimento rigido orizzontale. Sia la forma spettrale che il valore di  $a_g$  variano al variare della probabilità di superamento nel periodo di riferimento. Gli spettri così definiti possono essere utilizzati per strutture con periodo fondamentale minore o uguale a 4,0 s. Per strutture con periodi fondamentali superiori lo spettro deve essere definito da apposite analisi ovvero l'azione sismica deve essere descritta mediante accelerogrammi. Quale che sia la probabilità di superamento nel periodo di riferimento considerato, lo spettro di risposta elastico della componente orizzontale è definito dalle espressioni seguenti:

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

dove:

- $T$  è il periodo di vibrazione;
- $S_e(T)$  è l'accelerazione spettrale orizzontale;
- $S$  è il coefficiente che tiene conto della categoria di sottosuolo e delle condizioni topografiche mediante la relazione seguente:

$$S = S_S \cdot S_T$$

essendo:

- $S_S$  il coefficiente di amplificazione stratigrafica, **preso pari ad 1** come definito dalla tabella 3.2.V della normativa e dalla 7.5 della relazione;

Tab.8.1: coefficiente  $S_s$  e  $C_c$

Categoria sottosuolo	$S_s$	$C_c$
A	1,00	1,00
B	$1,00 \leq 1,40 - 0,40 \cdot F_0 \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,20$	$1,10 \cdot (T_C^*)^{-0,20}$
C	$1,00 \leq 1,70 - 0,60 \cdot F_0 \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,50$	$1,05 \cdot (T_C^*)^{-0,33}$
D	$0,90 \leq 2,40 - 1,50 \cdot F_0 \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,80$	$1,25 \cdot (T_C^*)^{-0,50}$
E	$1,00 \leq 2,00 - 1,10 \cdot F_0 \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,60$	$1,15 \cdot (T_C^*)^{-0,40}$

- $S_T$  il coefficiente di amplificazione topografica;
- $\eta$  il fattore che altera lo spettro elastico per coefficienti di smorzamento viscosi convenzionali  $\xi$  diversi dal 5%, mediante la relazione

$$\eta = \sqrt{\frac{10}{(5 + \xi)}} \geq 0,55$$

dove  $\xi$  (espresso in percentuale) è valutato sulla base di materiali, tipologia strutturale e terreno di fondazione;

- $F_0$  il fattore che quantifica l'amplificazione spettrale massima, sul sito di riferimento rigido orizzontale, ed ha valore minimo pari a 2,2;
- $T_C$  il periodo corrispondente all'inizio del tratto a velocità costante dello spettro, dato da

$$T_C = C_C \cdot T_C^*$$

dove:

- $T_C^*$  è definito come il periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale;
- $C_C$  è un coefficiente funzione della categoria di sottosuolo, preso pari ad 1 come definito dalla tabella 3.2.V della normativa e corrispondente alla tabella 7.5 della relazione;
- $T_B$  è il periodo corrispondente all'inizio del tratto dello spettro ad accelerazione costante

$$T_B = T_C/3;$$

- $T_D$  è il periodo corrispondente all'inizio del tratto a spostamento costante dello spettro, espresso in secondi mediante la relazione:

$$T_D = 4,0 * \frac{a_g}{g} + 1,6.$$

In mancanza di più rigorose analisi inerenti la risposta sismica locale della struttura, quali le componenti orizzontali del moto e le categorie di sottosuolo di fondazione, la forma spettrale su sottosuolo di categoria A è modificata attraverso il coefficiente stratigrafico  $S_s$ , il coefficiente topografico  $S_T$  e il coefficiente  $C_C$  che modifica il valore del periodo  $T_C$ .

Per tener conto dell'amplificazione topografica e in assenza di specifiche analisi di risposta sismica locale, si utilizzano i valori del coefficiente topografico  $S_T$  riportati in funzione delle categorie topografiche e dell'ubicazione dell'opera o dell'intervento.

**Tabella 3.2.VI – Valori massimi del coefficiente di amplificazione topografica  $S_T$**

Categoria topografica	Ubicazione dell'opera o dell'intervento	$S_T$
T1	-	1,0
T2	In corrispondenza della sommità del pendio	1,2
T3	In corrispondenza della cresta del rilievo	1,2
T4	In corrispondenza della cresta del rilievo	1,4

Per categoria topografica T<sub>1</sub>,  **$S_T$  vale 1.**

- Spettri di progetto per gli stati limite di esercizio (NTC-2018 par.3.2.3.3)

Per gli stati limite di esercizio, lo spettro di progetto  $S_d(T)$  da utilizzare, sia per le componenti orizzontali che per la componente verticale, è lo spettro di risposta elastico corrispondente calcolato come prima visto, riferito alla probabilità di superamento nel periodo di riferimento considerata.

- Spettri di progetto per gli stati limite ultimi (NTC-2018 par.3.2.3.5)

Qualora le verifiche agli stati limite ultimi non vengano effettuate tramite l'uso di opportuni accelerogrammi ed analisi dinamiche al passo, ai fini del progetto o della verifica delle strutture le capacità dissipative delle strutture possono essere messe in conto attraverso una riduzione delle forze elastiche, che tiene conto in modo semplificato della capacità dissipativa anelastica della struttura, della sua sovra-resistenza, dell'incremento del suo periodo proprio a seguito delle plasticizzazioni. In tal caso, lo spettro di progetto  $S_d(T)$  da utilizzare, sia per le componenti orizzontali, sia per la componente verticale, è lo spettro elastico corrispondente riferito alla probabilità di superamento nel periodo di riferimento, dividendo le ordinate per il fattore di struttura  $q$ .

Si assumerà comunque:

$$S_d(T) \geq 0,2a_g$$

Al fine di definire il fattore su citato, è necessario definire la tipologia strutturale alla quale la nostra struttura appartiene.

## 8.2. Fattore di struttura

Nella verifica agli stati limite ultimi è necessario tenere conto delle capacità dissipative anelastiche della struttura, della sovra-resistenza e dell'incremento del periodo proprio, che avvengono a seguito della diminuzione della rigidità dovuta alla plasticizzazione degli elementi strutturali. Questo processo si effettua in maniera più onerosa con opportuni accelerogrammi e analisi dinamiche apposite. In maniera semplificata si considera un fattore di struttura  $q$  che raccoglie tutte le proprietà dissipative della struttura. Lo spettro di progetto  $S_d(T)$  viene ridotto sulle ordinate sostituendo nelle formule usate per calcolarlo,  $\eta$  con  $1/q$  [3.2.3.5 – NTC] dove  $q$  è il fattore di struttura che dipende dalla tipologia strutturale, dal suo grado di iperstaticità e dai criteri di progettazione adottati e prende in conto le non linearità del materiale. Esso può essere calcolato tramite la seguente espressione (punto 7.3.1):



$$q = q_0 \cdot K_R \cdot K_w$$

dove:

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

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

$K_w$ : è il fattore di riduzione introdotto per prevenire il collasso delle strutture a seguito della rottura delle pareti ( $K_w = 1,0$  per strutture a telaio e miste equivalenti a telai o  $K_w = 0,5 \leq (1 + \alpha_0)/3 \leq 1$  per strutture a pareti, miste equivalenti a pareti o torsionalmente deformabili);

$\alpha_0$ : è il valore assunto in prevalenza dal rapporto tra altezze e larghezze delle pareti. Nel caso in cui gli  $\alpha_0$  delle pareti non differiscano significativamente tra di loro, il valore di  $\alpha_0$  per l'insieme delle pareti può essere calcolato assumendo come altezza la somma delle altezze delle singole pareti e come larghezza la somma delle larghezze.

Il valore del fattore di struttura è massimo per i telai regolari multipiano a più campate in quanto sono caratterizzate da notevoli capacità deformative e dissipative, mentre diminuisce sempre di più man mano che si riduce l'iperstaticità del sistema e la capacità di distribuire uniformemente nei vari elementi strutturali la duttilità. Le strutture a nucleo risultano quindi quelle con fattore di riduzione minore. Per poter calcolare il fattore di struttura va dunque stabilita la tipologia della struttura (7.4.3.1) e verificata la sua regolarità in pianta e in elevazione (7.2.2).

### *8.2.1. Tipologia strutturale*

Per la determinazione del fattore di struttura, la NTC-2018 chiede di identificare la tipologia di edificio oggetto della progettazione tra diverse tipologie di strutture sismo-resistenti proposte (NTC-2018-7.4.3.1):

- strutture a telaio, nelle quali la resistenza alle azioni sia verticali che orizzontali è affidata principalmente a telai spaziali, aventi resistenza a taglio alla base maggiore del 65% della resistenza a taglio totale;
- strutture a pareti, nelle quali la resistenza alle azioni sia verticali che orizzontali è affidata principalmente a pareti singole o accoppiate, aventi resistenza a taglio alla base maggiore del 65% della resistenza a taglio totale;
- strutture miste telaio-pareti, nelle quali la resistenza alle azioni verticali è affidata prevalentemente ai telai, la resistenza alle azioni orizzontali è affidata in parte ai telai ed in parte alle pareti, singole o accoppiate; se più del 50% dell'azione orizzontale è assorbita dai telai si parla di strutture miste equivalenti a telai, altrimenti si parla di strutture miste equivalenti a pareti;
- strutture deformabili torsionalmente composte da telai o pareti, la cui rigidezza torsionale non soddisfa ad ogni piano la condizione  $r/l_s > 0,8$  nella quale:

$r^2$  = rapporto tra rigidità torsionale e flessionale di piano;  
 $I_s^2 = (L^2 + B^2)/12$  con L e B dimensioni in pianta del piano;

- strutture a pendolo inverso, nelle quali almeno il 50% della massa è nel terzo superiore dell'altezza della costruzione o nelle quali la dissipazione di energia avviene alla base di un singolo elemento strutturale.

Le verifiche sul comportamento della struttura e sulla deformabilità a torsione sono state effettuate utilizzando il modello dell'edificio con il software SAP2000.

È stata eseguita tramite l'applicazione di sollecitazioni verticali e orizzontali e andando a valutare la resistenza a taglio alla base. Il contributo delle pareti alla resistenza della struttura è risultato essere superiore al 65% della resistenza a taglio totale per cui la struttura risulta avere un comportamento a pareti.

Tab.8.2: verifica comportamento X

Verifica direzione X			
Elementi	Reazioni [kN]	Contributo	
Sollecitazione applicata	60000		
Contributo pilastri	15164.293	25.3	%
Contributo setti	41924.37	69.9	%

Tab.8.3: verifica comportamento Y

Verifica direzione X			
Elementi	Reazioni [kN]	Contributo	
Sollecitazione applicata	60000		
Pilastri	10776.6	18.0	%
Setti	41490.6	69.2	%

Per la verifica della deformabilità torsionale è necessario calcolare la rigidità torsionale e flessionale di ogni piano nelle due direzioni orizzontali. Fissata la direzione ed il piano da analizzare, sono stati bloccati gli spostamenti di tutti gli altri piani e lasciato libero lo spostamento del piano considerato. Applicando due forze esplorative (es.  $F=10000$  Kn) si esegue l'analisi andando a valutare lo spostamento medio nella direzione considerata per la valutazione della rigidità flessionale.

La rigidità flessionale-traslazionale del piano vale:

$$K_{fless,i} = (2F_{0,i}) / (u_{med}) \quad \left[ \frac{kN}{m} \right]$$

con  $u_{med} = (u_{1,i} + u_{2,i})/2$

Lo stesso procedimento viene eseguito per la valutazione della rigidezza torsionale questa volta applicando una coppia torcente  $M_t$  e andando a valutare la rotazione, in radianti, risultante.

$$K_{tors} = \frac{M_t}{\varphi} \quad [\text{kNm}]$$

Il rapporto tra  $r$  ed  $l_s$  deve, al fine di catalogare la struttura come non deformabile torsionalmente, essere superiore a 0,8.

Il calcolo viene eseguito per ogni piano in entrambe le direzioni sismiche.

Tab.8.4: Parametri verifica deformabilità torsionale

Verifica deformabilità torsionale		
F	10000	KN
dy	13	m
dx (braccio)	21	m
Mt (edificio)	210000	KNm
ls	7.12975	

Tab.8.5: Verifica deformabilità torsionale

1 Piano	x			y			z	Kx [KN/m]	Ky [KN/m]	Kt [KN/m]	rx	ry
	ua [m]	ub [m]	umed [m]	ua [m]	ub [m]	umed [m]	teta					
	0.0154	0.0637	0.03955	0.0376	0.0333	0.03545	4.28E-03	505689.0013	564174.8942	4.91E+07	9.850221782	9.325688
										r/ls	1.38	1.31
2 Piano	x			y			z	Kx [KN/m]	Ky [KN/m]	Ktx [KN/m]	rx	ry
	ua [m]	ub [m]	umed [m]	ua [m]	ub [m]	umed [m]	teta					
	0.0154	0.0637	0.03955	0.0376	0.0333	0.03545	4.28E-03	505689.0013	564174.8942	4.91E+07	9.850221782	9.325688
										r/ls	1.38	1.31
3 Piano	x			y			z	Kx [KN/m]	Ky [KN/m]	Kt [KN/m]	rx	ry
	ua [m]	ub [m]	umed [m]	ua [m]	ub [m]	umed [m]	teta					
	0.0154	0.0637	0.03955	0.0376	0.0333	0.03545	4.28E-03	505689.0013	564174.8942	4.91E+07	9.850221782	9.325688
										r/ls	1.38	1.31
4 Piano	x			y			z	Kx [KN/m]	Ky [KN/m]	Kt [KN/m]	rx	ry
	ua [m]	ub [m]	umed [m]	ua [m]	ub [m]	umed [m]	teta					
	0.0154	0.0637	0.03955	0.0376	0.0333	0.03545	4.28E-03	505689.0013	564174.8942	4.91E+07	9.850221782	9.325688
										r/ls	1.38	1.31
Copertura	x			y			z	Kx [KN/m]	Ky [KN/m]	Kt [KN/m]	rx	ry
	ua [m]	ub [m]	umed [m]	ua [m]	ub [m]	umed [m]	teta					
	0.0528	0.1123	0.08255	0.1127	0.1135	0.1131	1.34E-02	242277.4076	176834.6596	1.57E+07	8.057727117	9.431599
										r/ls	1.13	1.32

**La struttura risulta non deformabile torsionalmente.**

### 8.3. Regolarità in pianta e in elevazione

La normativa NTC2018 definisce un edificio regolare in pianta se rispetta le seguenti condizioni (NTC2018-7.2.1.):

- la distribuzione di masse e rigidezze è approssimativamente simmetrica rispetto a due direzioni ortogonali e la forma in pianta è compatta, ossia il contorno di ogni orizzontamento è convesso; il requisito può ritenersi soddisfatto, anche in presenza di rientranze in pianta, quando esse non influenzano significativamente la rigidezza nel piano dell'orizzontamento e, per ogni rientranza, l'area compresa tra il perimetro dell'orizzontamento e la linea convessa circoscritta all'orizzontamento non supera il 5% dell'area dell'orizzontamento;
- il rapporto tra i lati del rettangolo circoscritto alla pianta di ogni orizzontamento è inferiore a 4;
- ciascun orizzontamento ha una rigidezza nel proprio piano tanto maggiore della corrispondente rigidezza degli elementi strutturali verticali da potersi assumere che la sua deformazione in pianta influenzi in modo trascurabile la distribuzione delle azioni sismiche tra questi ultimi e ha resistenza sufficiente a garantire l'efficacia di tale distribuzione.

La struttura in esame presenta una rientranza di 20 m<sup>2</sup> che rappresenta circa il 13% dell'area dell'orizzontamento. In conclusione non rispettando quindi uno dei criteri normativi, **l'edificio risulta non regolare in pianta.**

Mentre sempre riferendosi agli edifici, una costruzione è regolare in altezza se tutte le seguenti condizioni sono rispettate:

- tutti i sistemi resistenti alle azioni orizzontali si estendono per tutta l'altezza della costruzione o, se sono presenti parti aventi differenti altezze, fino alla sommità della rispettiva parte dell'edificio;
- massa e rigidezza rimangono costanti o variano gradualmente, senza bruschi cambiamenti, dalla base alla sommità della costruzione (le variazioni di massa da un orizzontamento all'altro non superano il 25%, la rigidezza non si riduce da un orizzontamento a quello sovrastante più del 30% e non aumenta più del 10%); ai fini della rigidezza si possono considerare regolari in altezza strutture dotate di pareti o nuclei in c.a. o di pareti e nuclei in muratura di sezione costante sull'altezza o di telai controventati in acciaio, ai quali sia affidato almeno il 50% dell'azione sismica alla base;
- il rapporto tra la capacità e la domanda allo SLV non è significativamente diverso, in termini di resistenza, per orizzontamenti successivi (tale rapporto, calcolato per un generico orizzontamento, non deve differire più del 30% dall'analogo rapporto calcolato per l'orizzontamento adiacente); può fare eccezione l'ultimo orizzontamento di strutture intelaiate di almeno tre orizzontamenti;
- eventuali restringimenti della sezione orizzontale della costruzione avvengano con continuità da un orizzontamento al successivo; oppure avvengano in modo che il rientro di un orizzontamento non superi il 10% della dimensione corrispondente all'orizzontamento immediatamente sottostante, né il 30% della dimensione corrispondente al primo orizzontamento. Fa eccezione l'ultimo orizzontamento di costruzioni di almeno quattro orizzontamenti, per il quale non sono previste limitazioni di restringimento.

Qualora, immediatamente al di sopra della fondazione, sia presente una struttura scatolare rigida, purché progettata con comportamento non dissipativo, i controlli sulla regolarità in altezza possono essere riferiti alla sola struttura soprastante la scatolare, a condizione che quest'ultima abbia rigidità rispetto alle azioni orizzontali significativamente maggiore di quella della struttura ad essa soprastante. Tale condizione si può ritenere soddisfatta se gli spostamenti della struttura soprastante la scatolare, valutati su un modello con incastri al piede, e gli spostamenti della struttura soprastante, valutati tenendo conto anche della deformabilità della struttura scatolare, sono sostanzialmente coincidenti. (NTC2018-7.2.1)

Il calcolo della rigidità flessionale di ogni piano è stato eseguito bloccando con vincoli di incastro i piani inferiori al piano e lasciando liberi gli spostamenti dello stesso e degli orizzontamenti soprastanti. Per ogni direzione sono state applicate delle forze esplorative ed è stato valutato lo spostamento medio dei nodi con il quale si è calcolata la resistenza flessionale dell'orizzontamento.

Tab.8.6: Parametri verifica regolarità in altezza

Verifica regolarità in altezza		
F	100000	KN
dy	13	m
dx (braccio)	21	m
Mt (edificio)	2100000	KNm
ls	7.12975	

Tab.8.7: Verifica regolarità in altezza

1 Piano	x			y			Kx [KN/m]	Ky [KN/m]
	ua [m]	ub [m]	umed [m]	ua [m]	ub [m]	umed [m]		
	0.0534	0.1424	0.0979	0.0832	0.085	0.0841	2042900.919	2378121.284
2 Piano	x			y			Kx [KN/m]	Ky [KN/m]
	ua [m]	ub [m]	umed [m]	ua [m]	ub [m]	umed [m]		
	0.0537	0.144	0.09885	0.0843	0.0825	0.0834	2023267.577	2398081.535
							0.99	1.01
3 Piano	x			y			Kx [KN/m]	Ky [KN/m]
	ua [m]	ub [m]	umed [m]	ua [m]	ub [m]	umed [m]		
	0.0548	0.1455	0.10015	0.0859	0.0843	0.0851	1997004.493	2350176.263
							0.99	0.98
4 Piano	x			y			Kx [KN/m]	Ky [KN/m]
	ua [m]	ub [m]	umed [m]	ua [m]	ub [m]	umed [m]		
	0.057	0.1471	0.10205	0.0879	0.0864	0.08715	1959823.616	2294893.861
							0.98	0.98
Copertura	x			y			Kx [KN/m]	Ky [KN/m]
	ua [m]	ub [m]	umed [m]	ua [m]	ub [m]	umed [m]		
	0.0434	0.2054	0.1244	0.1073	0.1216	0.11445	1607717.042	1747487.986
							0.82	0.76

La variazione di resistenza rientra nei limiti di normativa inoltre non presentando restringimenti di sezione orizzontale in altezza e discontinuità in elevazione come sporgenze e rientri, l'edificio risulta essere regolare in altezza.

Ai fini della verifica non è stato considerato il torrino in quanto l'edificio presenta più di quattro orizzontamenti.

### 8.3.1. Calcolo del fattore di struttura

L'ultimo parametro necessario al calcolo del fattore di struttura è la classe di duttilità con cui viene progettato l'edificio. La normativa definisce due classi di duttilità che si differenziano in base alla capacità dell'edificio in c.a. di dissipare energia in campo anelastico sotto azioni cicliche ripetute:

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

In funzione della scelta intrapresa variano le modalità di applicazione del criterio della gerarchia delle resistenze nonché l'entità dell'azione sismica di progetto, poiché la classe di duttilità influenza il calcolo del fattore di struttura.

Si è scelto di progettare l'edificio in classe di duttilità alta CD "A". Per cui l'edificio dovrà presentare elevate prestazioni dissipative.

È possibile ora andare a calcolare q fattore della struttura avendo a disposizione tutti i parametri necessari. Ricordando che:

$$q = q_0 \cdot K_R \cdot K_w$$

Avendo stabilito la regolarità in altezza il parametro  $K_R$  è preso pari a 1.

Tab.8.8: fattore di riduzione  $K_r$

Tipologia di struttura	$K_r$
Regolare	1
Non regolare	0,8

Il valore di  $K_w$  invece per strutture con comportamento a pareti vale:

$$0,5 \leq \frac{1 + \alpha_0}{3} \leq 1$$

Dove  $\alpha_0$  è il rapporto tra le altezze e larghezze delle pareti. Nel caso in cui gli  $\alpha_0$  delle pareti non differiscano significativamente tra loro, si può assumere come  $\alpha_0$  globale il rapporto tra l'altezza presa come somma delle altezze delle singole pareti, e la lunghezza, come la somma delle lunghezze. Rispettando i requisiti di uniformità delle pareti il parametro  $\alpha_0$  è stato calcolato in maniera semplificata e risulta essere pari a 1,63. Di conseguenza il fatto riduttivo  $K_w$  nel rispetto dei limiti di normativa risulta essere pari a  **$k_w = 0.876$** .

$q_0$ : la struttura progettata in classe di duttilità alta (CD "A") e risulta avere comportamento a pareti in entrambe le direzioni. Il valore di  $\alpha_u/\alpha_1$  per strutture non regolari in pianta si trova mediando il valore di  $\alpha_u/\alpha_1$  di quelle regolari in pianta con 1.

Il fattore di struttura da utilizzare per ciascuna direzione della azione sismica orizzontale è calcolato come riportato nel § 7.3.1.

I massimi valori di  $q_0$  relativi alle diverse tipologie ed alle due classi di duttilità considerate (CD“A” e CD“B”) sono contenuti nella tabella seguente.

**Tabella 7.4.I – Valori di  $q_0$**

Tipologia	$q_0$	
	CD“B”	CD“A”
Strutture a telaio, a pareti accoppiate, miste	$3,0\alpha_u/\alpha_1$	$4,5\alpha_u/\alpha_1$
Strutture a pareti non accoppiate	3,0	$4,0\alpha_u/\alpha_1$
Strutture deformabili torsionalmente	2,0	3,0
Strutture a pendolo inverso	1,5	2,0

Le strutture a pareti estese debolmente armate devono essere progettate in CD “B”. Strutture aventi i telai resistenti all’azione sismica composti, anche in una sola delle direzioni principali, con travi a spessore devono essere progettate in CD“B” a meno che tali travi non si possano considerare elementi strutturali “secondari”.

Per strutture regolari in pianta, possono essere adottati i seguenti valori di  $\alpha_u/\alpha_1$ :

a) Strutture a telaio o miste equivalenti a telai

- strutture a telaio di un piano  $\alpha_u/\alpha_1 = 1,1$
- strutture a telaio con più piani ed una sola campata  $\alpha_u/\alpha_1 = 1,2$
- strutture a telaio con più piani e più campate  $\alpha_u/\alpha_1 = 1,3$

b) Strutture a pareti o miste equivalenti a pareti

- strutture con solo due pareti non accoppiate per direzione orizzontale  $\alpha_u/\alpha_1 = 1,0$
- altre strutture a pareti non accoppiate  $\alpha_u/\alpha_1 = 1,1$
- strutture a pareti accoppiate o miste equivalenti a pareti  $\alpha_u/\alpha_1 = 1,2$

In definitiva come tipologia strutturali si è adottata quella a pareti non accoppiate.

Essendo la struttura non regolare in pianta, si media il valore del rapporto  $\alpha_u/\alpha_1$  di 1,1 con 1, ottenendo un valore **pari a 1,05**.

Il valore di  $q$  ottenuto è:

$$q = q_0 K_r K_w = \mathbf{3.68}$$

*Tab.8.9: Tabella riepilogativa fattore di struttura*

Kr	1
$\alpha_0$	1.63
Kw	0.876
$\alpha_u/\alpha_1$	1.05
q	3.68

#### 8.4. Determinazione dell'azione di progetto

La definizione dell'azione sismica viene definita attraverso uno spettro di progetto al quale verrà applicato il fattore di struttura precedentemente calcolato. Lo spettro in accordo con la normativa è stato individuato attraverso il software SPETTRI-NTC fornito direttamente dal Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici e suddivide la fase di input in 3 step:

1. Individuazione della pericolosità sismica: localizzazione del sito su cui sorgerà la struttura.

The screenshot shows the 'FASE 1. INDIVIDUAZIONE DELLA PERICOLOSITÀ DEL SITO' window. It features two search methods: 'Ricerca per coordinate' (selected) and 'Ricerca per comune'. The coordinate search shows longitude 15.0742 and latitude 37.5013. The commune search shows Sicily, Catania province, and Catania commune. On the left, there are buttons for 'Elaborazioni grafiche' (Grafici spettri di risposta, Variabilità dei parametri) and 'Elaborazioni numeriche' (Tabella parametri). Below these is a 'Nodi del reticolo intorno al sito' diagram showing a grid of nodes with coordinates like 47866, 47867, 48088, and 48089. The main area displays a map of Italy with a red dot indicating the site location. A legend on the right explains the site status: 'Sito esterno al reticolo' (black dot), 'Interpolazione su 3 nodi' (grey dot), and 'Interpolazione corretta' (green dot). A note states that the commune search uses ISTAT coordinates and that seismic actions can differ within a commune. At the bottom, there are tabs for 'INTRO', 'FASE 1' (active), 'FASE 2', and 'FASE 3'.

Fig.8.1: individuazione della pericolosità del sito

2. Scelta della strategia di progettazione:

in questa fase è possibile valutare l'azione sismica definendo i parametri della struttura:

- vita nominale in anni  $V_n$ : corrisponde al numero di anni per cui la struttura deve poter essere usata per lo scopo al quale è destinata, con opportuna manutenzione;
- coefficiente d'uso della costruzione  $C_u$ : suddivide le costruzioni in classi ed è funzione di una interruzione di operatività o eventuale collasso.

Nel caso in esame si tratta di una struttura di civile abitazione con  $V_n$  pari a 50 anni e  $C_u$  pari a 1.



## FASE 2. SCELTA DELLA STRATEGIA DI PROGETTAZIONE

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

Coefficiente d'uso della costruzione -  $C_U$   info

**Valori di progetto**

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

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

Stati limite di esercizio - SLE	SLO - $P_{VR} = 81\%$	<input style="width: 50px;" type="text" value="30"/>
	SLD - $P_{VR} = 63\%$	<input style="width: 50px;" type="text" value="50"/>
Stati limite ultimi - SLU	SLV - $P_{VR} = 10\%$	<input style="width: 50px;" type="text" value="475"/>
	SLC - $P_{VR} = 5\%$	<input style="width: 50px;" type="text" value="975"/>

**Elaborazioni**

Grafici parametri azione ☐

Grafici spettri di risposta ☐

Tabella parametri azione ☐

**Strategia di progettazione**

**LEGENDA GRAFICO**

---□--- Strategia per costruzioni ordinarie

.....■..... Strategia scelta

INTRO
FASE 1
FASE 2
FASE 3

Fig.8.2: scelta della strategia di progettazione

### 3. determinazione dell'azione di progetto:

- categoria del sottosuolo B: Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di  $V_{s,30}$  compresi tra 360 m/s e 800 m/s (ovvero  $NSPT_{30} > 50$  nei terreni a grana grossa e  $c_{u,30} > 250$  kPa nei terreni a grana fina).
- categoria topografica  $T_1$ : superficie pianeggiante, pendii con inclinazione  $i < 15^\circ$ ;
- coefficiente di smorzamento pari a 5%;
- fattore di struttura: il coefficiente  $q$  della struttura in oggetto è 3.68, la quale è regolare in altezza.

## FASE 3. DETERMINAZIONE DELL'AZIONE DI PROGETTO

**Stato Limite**  
 Stato Limite considerato **SLV** info

**Risposta sismica**  
 Categoria di sottosuolo **B** info  $S_S = 1.196$   $C_C = 1.351$  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)  $\zeta (\%) = 5$   $\eta = 1.000$  info  
☐ Spettro di progetto inelastico (SLU)  $\text{Fattore } q_o = 3.68$   $\text{Regol. in altezza } \text{si}$  info

**Compon. verticale**  
 Spettro di progetto  $\text{Fattore } q = 1.5$   $\eta = 0.667$  info

**Elaborazioni**  
 Grafici spettri di risposta   
 Parametri e punti spettri di risposta

— Spettro di progetto - componente orizzontale  
 — Spettro di progetto - componente verticale  
 — Spettro elastico di riferimento (Cat. A-T1,  $\xi = 5\%$ )

INTRO      FASE 1      FASE 2      **FASE 3**

Fig.8.3: determinazione dell'azione di progetto

A questo punto è possibile optare per uno spettro di progetto elastico utile per la verifica all'SLD per il limite massimo di drift nel piano.

Mentre per la verifica allo SLV per la progettazione della struttura è necessario ottenere lo spettro di progetto anelastico.

#### Parametri indipendenti

STATO LIMITE	SLD
$a_q$	0.076 g
$F_o$	2.546
$T_C^*$	0.264 s
$S_S$	1.200
$C_C$	1.436
$S_T$	1.000
$q$	1.000

#### Parametri dipendenti

$S$	1.200
$\eta$	1.000
$T_B$	0.126 s
$T_C$	0.379 s
$T_D$	1.906 s

#### Parametri indipendenti

STATO LIMITE	SLV
$a_q$	0.207 g
$F_o$	2.456
$T_C^*$	0.359 s
$S_S$	1.197
$C_C$	1.350
$S_T$	1.000
$q$	3.680

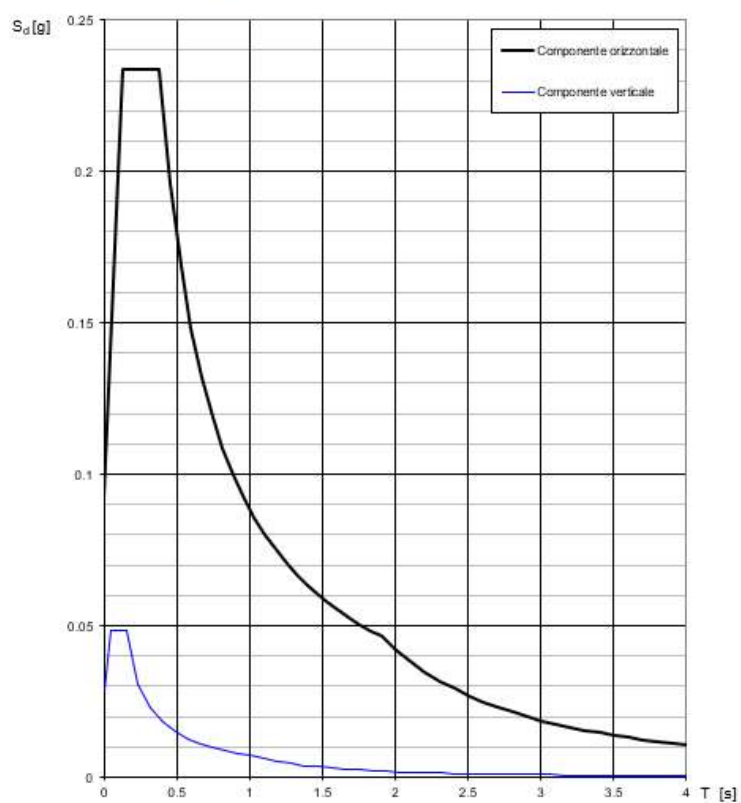
#### Parametri dipendenti

$S$	1.197
$\eta$	0.272
$T_B$	0.161 s
$T_C$	0.484 s
$T_D$	2.427 s

### Punti dello spettro di risposta

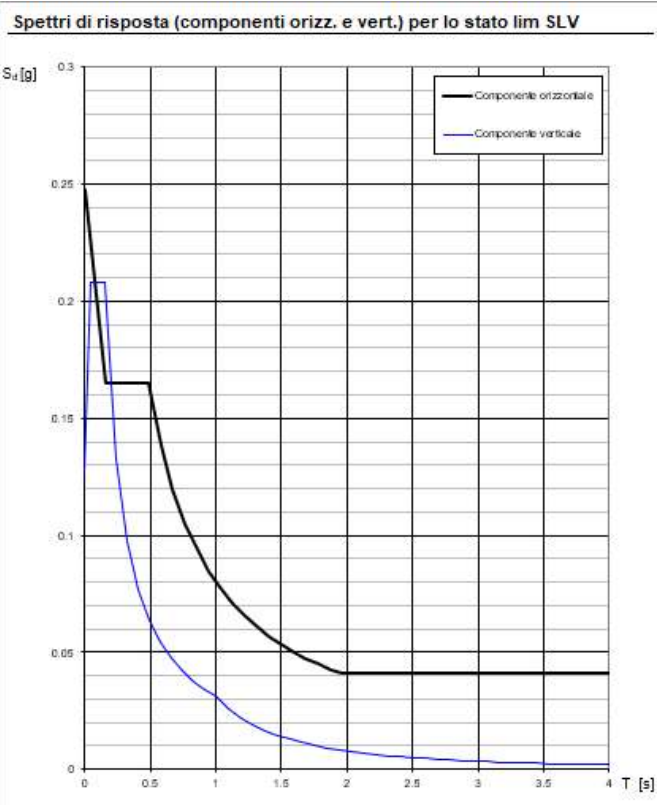
	T [s]	Se [g]
	0.000	0.092
T <sub>B</sub> ←	0.126	0.234
T <sub>C</sub> ←	0.379	0.234
	0.451	0.196
	0.524	0.169
	0.597	0.148
	0.670	0.132
	0.742	0.119
	0.815	0.109
	0.888	0.100
	0.960	0.092
	1.033	0.086
	1.106	0.080
	1.179	0.075
	1.251	0.071
	1.324	0.067
	1.397	0.063
	1.470	0.060
	1.542	0.057
	1.615	0.055
	1.688	0.052
	1.760	0.050
	1.833	0.048
T <sub>D</sub> ←	1.906	0.046
	2.006	0.042
	2.105	0.038
	2.205	0.035
	2.305	0.032
	2.404	0.029
	2.504	0.027
	2.604	0.025
	2.704	0.023
	2.803	0.021
	2.803	0.021
	2.903	0.020
	3.003	0.019
	3.103	0.018
	3.202	0.016
	3.302	0.015
	3.402	0.015
	3.501	0.014
	3.601	0.013
	3.701	0.012
	3.801	0.012
	3.900	0.011
	4.000	0.011

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



### Punti dello spettro di risposta

	T [s]	Se [g]
	0.000	0.248
$T_B \leftarrow$	0.161	0.165
$T_C \leftarrow$	0.484	0.165
	0.577	0.139
	0.669	0.120
	0.762	0.105
	0.854	0.094
	0.947	0.084
	1.039	0.077
	1.132	0.071
	1.224	0.065
	1.317	0.061
	1.410	0.057
	1.502	0.053
	1.595	0.050
	1.687	0.047
	1.780	0.045
	1.872	0.043
	1.965	0.041
	2.057	0.041
	2.150	0.041
	2.242	0.041
	2.335	0.041
$T_D \leftarrow$	2.427	0.041
	2.502	0.041
	2.577	0.041
	2.652	0.041
	2.727	0.041
	2.802	0.041
	2.877	0.041
	2.952	0.041
	3.026	0.041
	3.101	0.041
	3.176	0.041
	3.251	0.041
	3.326	0.041
	3.401	0.041
	3.476	0.041
	3.551	0.041
	3.626	0.041
	3.700	0.041
	3.775	0.041
	3.850	0.041
	3.925	0.041
	4.000	0.041



### 8.5 Verifica degli 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 di costruzioni civili ed 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 siano inferiori ai limiti indicati di seguito.

- a) per tamponamenti collegati rigidamente alla struttura che interferiscono con la deformabilità della stessa  
 $d_r < 0,005 h$ ;
- b) per tamponamenti progettati in modo da non subire danni a seguito di spostamenti di interpiano  $d_{rp}$ , per effetto della loro deformabilità intrinseca, ovvero dei collegamenti della struttura:  
 $d_r < d_{rp} < 0,01 h$
- c) per costruzioni con struttura portante in muratura ordinaria:  
 $d_r < 0,003 h$ ;
- d) per costruzioni con struttura portante in muratura armata:  
 $d_r < 0,004 h$ .

Dove  $d_r$  è lo spostamento interpiano, ovvero la differenza tra gli spostamenti al solaio superiore ed inferiore e  $h$  è l'altezza del piano.

Poiché i tamponamenti del progetto in questione sono collegati rigidamente alla struttura, si è proseguito con l'esecuzione della verifica a). Per eseguire tale verifica è stato introdotto nel codice di calcolo SAP 2000 lo spettro riportato precedentemente relativo allo SLD e si sono poi controllati i vari spostamenti prodotti dall'azione sismica.

Di seguito si riporta la tabella riassuntiva della verifica sul drift interpiano.

Tab.8.10: Verifica drift interpiano

Verifica Drift interpiano								
Piano	z [m]	Nodo	U1 [m]	U2 [m]	$d_r$ [X]	$d_r$ [Y]	Verifica X	Verifica Y
0	0	Nodo 0	0	0	0	0	Verificato	Verificato
1	3.2	Nodo 1	0.002049	0.001393	0.002049	0.001393	Verificato	Verificato
2	6.4	Nodo 2	0.005828	0.004323	0.003779	0.00293	Verificato	Verificato
3	9.6	Nodo 3	0.009965	0.007899	0.004137	0.003576	Verificato	Verificato
4	12.8	Nodo 4	0.013831	0.011563	0.003866	0.003664	Verificato	Verificato
5	16	Nodo 5	0.016883	0.014837	0.003052	0.003274	Verificato	Verificato

## 9. Metodi di analisi e criteri di verifica

### 9.1. Analisi lineare e non lineare, statica o dinamica

L'analisi delle strutture soggette ad azione sismica può essere lineare o non lineare.

L'analisi lineare viene utilizzata per calcolare gli effetti del sisma sia nel caso di sistemi dissipativi sia nel caso di sistemi non dissipativi. Oggetto della seguente analisi è un sistema dissipativo, progettato per lo stato limite ultimo di salvaguardia della vita SLV. Gli effetti delle azioni sismiche sono calcolati riferendosi allo spettro di progetto ottenuto ai capitoli precedenti.

L'analisi non lineare si utilizza per sistemi dissipativi come quello in oggetto e tiene conto delle non linearità geometriche e di materiale.

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

Il metodo d'analisi lineare di riferimento è l'analisi modale con spettro di risposta o "analisi lineare dinamica". L'equilibrio è trattato dinamicamente e l'azione è modellata direttamente attraverso lo spettro di progetto precedentemente definito.

Qualora la struttura abbia una risposta sismica che non dipenda significativamente dai modi di vibrare superiori, è possibile utilizzare il metodo delle forze laterali o "analisi lineare statica". L'equilibrio in questo caso è trattato staticamente e l'analisi della struttura è lineare, si modella l'azione sismica attraverso lo spettro di progetto.

Inoltre, esclusivamente per studiare gli effetti su sistemi dissipativi, l'analisi può essere non lineare statica o dinamica. Per la prima, l'equilibrio è trattato staticamente modellando il sisma mediante forze statiche fatte crescere monotonamente. Per la seconda, l'azione sismica viene modellata mediante accelerogrammi.

#### 9.1.1. Variabilità spaziale del moto

Sia per l'analisi statica lineare che per la dinamica lineare, si deve tenere conto dell'eccentricità accidentale del centro di massa. Tale eccentricità può essere determinata mediante l'applicazione di carichi statici costituiti da momenti torcenti di valore pari alla risultante della forza agente nel piano moltiplicata per l'eccentricità accidentale delle masse rispetto alla sua posizione di calcolo ovvero pari al 5% della dimensione media dell'edificio perpendicolare alla direzione di applicazione dell'azione sismica.

### 9.2. Analisi statica lineare

L'analisi statica lineare (trattata in NTC2018-7.3.3.2) è la tipologia d'analisi in assoluto più semplice e fornisce un utile metro di confronto per i risultati ottenuti tramite la ben più articolata analisi dinamica lineare. Per la valutazione della risposta della struttura si considera esclusivamente il primo modo di vibrare, valutato attraverso l'espressione semplificata fornita dalla Normativa (NTC2018-7.3.5). Quest'analisi è indicata per strutture semplici, in cui il primo modo di vibrare è l'unico modo significativo (strutture simili ad un oscillatore semplice ad un grado di libertà). Non si effettua nessuna combinazione degli effetti perché non si considerano altri modi di vibrare secondari della struttura. L'analisi consiste nell'applicazione di forze statiche equivalenti alle forze d'inerzia indotte dall'azione sismica. Questa tipologia di analisi secondo l'NTC2018 può essere effettuata per costruzioni che rispettano specifici requisiti:

- il periodo del modo di vibrare principale  $T_1$  non superi  $2,5T_c$  o  $T_d$

- regolarità in altezza della costruzione

Il primo periodo si calcola con la relazione:

$$T_1 = 2\sqrt{d}$$

dove:

-  $d$  è lo spostamento laterale elastico del punto più alto dell'edificio espresso in metri, dovuto alla combinazione di carichi applicata nella direzione orizzontale.

La combinazione di carichi a cui si riferisce l'NTC2018 è quella dei carichi sismici applicata lateralmente sulla struttura. In questo caso, per un valore più preciso, il periodo del modo di vibrare principale è stato ottenuto dall'analisi modale effettuata in precedenza.

Considerando masse diverse distribuite ad altezze differenti lungo l'edificio (ipoteticamente ciascun solaio rappresenta una massa), la normativa fornisce la formula per la distribuzione delle azioni (NTC2018-7.3.3.2).

La forza da applicare a ciascuna massa della costruzione è data dalla seguente formula:

$$F_i = F_h \frac{z_i W_i}{\sum_j^n z_j W_j}$$

dove:

- $F_h$  forza orizzontale pari a  $S_d(T_1) \cdot W \cdot \lambda / g$ ;
- $F_i$  è la forza da applicare alla massa  $i$ -esima;
- $W_i$  e  $W_j$  sono i pesi, rispettivamente, della massa  $i$  e della massa  $j$ ;
- $z_i$  e  $z_j$  sono le quote, rispetto al piano di fondazione, delle masse  $i$  e  $j$ ;
- $S_d(T_1)$  è l'ordinata dello spettro di risposta di progetto;
- $W$  è il peso complessivo della costruzione;
- $\lambda$  è un coefficiente pari a 0,85 se la costruzione ha almeno tre orizzontamenti e se  $T_1 < 2T_C$ , pari a 1 in tutti gli altri casi;
- $g$  è l'accelerazione di gravità.

Nel caso della statica lineare le forze di piano vengono applicate ai centri di massa combinando l'azione sulle varie eccentricità.

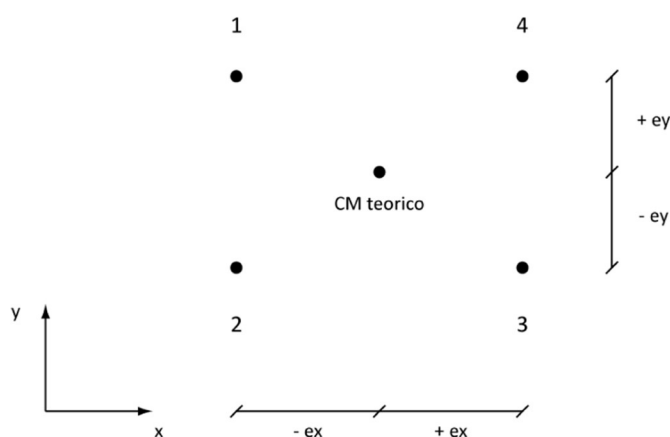


Fig.9.1: Eccentricità dei centri di massa

In questo modo verranno a crearsi 32 combinazioni frutto della variabilità del segno del sisma e dell'applicazione alle varie eccentricità.

COMB 1-4:	$\pm$	1	$E_x^+$	$\pm$	0.3	$E_y^+$
COMB 5-8:	$\pm$	1	$E_x^+$	$\pm$	0.3	$E_y^-$
COMB 9-12:	$\pm$	1	$E_x^-$	$\pm$	0.3	$E_y^+$
COMB 13-16:	$\pm$	1	$E_x^-$	$\pm$	0.3	$E_y^-$
COMB 17-20:	$\pm$	0.3	$E_x^+$	$\pm$	1	$E_y^+$
COMB 21-24:	$\pm$	0.3	$E_x^+$	$\pm$	1	$E_y^-$
COMB 25-28:	$\pm$	0.3	$E_x^-$	$\pm$	1	$E_y^+$
COMB 29-32:	$\pm$	0.3	$E_x^-$	$\pm$	1	$E_y^-$

Nella tabella 9.1 si riportano i primi tre periodi fondamentali della struttura ottenuti dall'analisi modale, con i rispettivi valori di accelerazione. Tali valori sono stati utili per la determinazione della forza orizzontale  $F_h$  da applicare in direzione x e y.

Tab.9.1: Determinazione delle forze  $F_h$  nelle due direzioni X e Y

Periodi dello spettro di normativa			Periodi ottenuto dall'analisi modale		
$T_b$	$T_c$	$T_d$	$T_1$	$T_2$	$T_3$
0.1614	0.4843	2.4272	0.4925	0.4787	0.46
			$a_1$	$a_2$	$a_3$
			1.589	1.620	1.620
			direz. X	direz. Y	

Massa sismica M edificio [W/g]	$\lambda$	$F_{hx}$ [kN]	$F_{hy}$ [kN]
13694.10	0.85	18498.5	18852.48

Una volta determinati i valori di  $F_h$  si è potuto calcolare la forza da applicare a ciascun piano della costruzione.

Tab.9.2: Determinazione delle forze da applicare ad ogni piano nelle direzioni x ed y

DIREZIONE X				
Piano	z [m]	W [kN]	$z_i \cdot W_i$	<b><math>F_i</math> [kN]</b>
1	3.2	2816.30	9012.16	<b>1285.27</b>
2	6.4	2816.30	18024.32	<b>2570.55</b>
3	9.6	2816.30	27036.48	<b>3855.82</b>
4	12.8	2816.30	36048.64	<b>5141.10</b>
Copertura	16	2202.40	35238.40	<b>5025.55</b>
Torrino	19.2	226.50	4348.80	<b>620.21</b>
			129708.80	



DIREZIONE Y				
Piano	z [m]	W [KN]	zi*Wi	Fi [KN]
1	3.2	2795.65	8946.07	<b>1300.26</b>
2	6.4	2795.65	17892.13	<b>2600.53</b>
3	9.6	2795.65	26838.20	<b>3900.79</b>
4	12.8	2795.65	35784.26	<b>5201.05</b>
Copertura	16	2173.28	34772.47	<b>5053.99</b>
Torrino	19.2	226.50	4348.77	<b>632.07</b>
			128581.89	

### 9.3. Analisi dinamica lineare

L'analisi dinamica lineare consiste nel calcolo e nella combinazione degli effetti dell'azione sismica, rappresentata dallo spettro di risposta di progetto per i modi di vibrare significativi ottenuti tramite l'analisi modale della struttura. L'NTC2018 definisce i modi significativi tutti i modi con massa partecipante superiore al 5% ed un numero di modi la cui massa partecipante totale sia superiore allo 85%.

Durante un evento sismico gli effetti massimi associati ad un modo di vibrare non si verificano generalmente nello stesso istante in cui si verificano quelli associati ad un altro modo di vibrare, e per tale ragione gli effetti finali non possono calcolarsi come una semplice somma.

Per la combinazione degli effetti relativi ai singoli modi deve essere utilizzata una combinazione quadratica completa (CQC), quale quella indicata nell'espressione:

$$E = \sqrt{\sum_j \sum_i \rho_{ij} E_i E_j}$$

Con:

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

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

$$\rho_{ij} = \frac{8\xi^2 \beta_{ij}^{3/2}}{(1 + \beta_{ij})[(1 - \beta_{ij})^2 + 4\xi^2 \beta_{ij}]}$$

Con:

$\xi$  smorzamento viscoso dei modi i e j;

$\beta_{ij}$  rapporto tra l'inverso dei periodi di ciascuna coppia i-j di modi  $\beta_{ij} = T_j/T_i$ .

In aggiunta a quanto appena riportato, la Circolare esplicativa del 2009 riporta anche un ulteriore tipo di combinazione, la SRSS applicabile soltanto se i periodi di vibrazione di ciascun modo differiscono almeno del 10% da quello di tutti gli altri, ovvero ogni modo di vibrare può essere considerato indipendente.

Nel caso relativo alla struttura in esame sono stati considerati per le direzioni del piano X e Y rispettivamente 5 e 6 modi di vibrare.

Tab.9.3: Masse partecipanti considerate per le due direzioni

Direzione X				Direzione Y			
Modo	Periodo	Massa [%]	Somma Massa [%]	Modo	Periodo	Massa [%]	Somma Massa [%]
1	0.492523	58.866	58.866	1	0.492523	6.209	6.209
2	0.478686	5.924	64.79	2	0.478686	65.109	71.318
3	0.460066	8.493	73.283	6	0.114989	13.645	84.963
5	0.149371	9.738	83.021	10	0.065239	4.533	89.496
8	0.094291	5.36	88.381				

Nel caso specifico come si evince dalla tabella i modi di vibrare considerati non risultano essere indipendenti per cui è stata applicata una combinazione quadratica completa CQC.

L'analisi dinamica lineare è stata effettuata utilizzando il software SAP2000.

Attraverso la function Response Spectrum è stata effettuata l'implementazione dello spettro di progetto in ambiente SAP. I parametri inseriti corrispondono a quelli utilizzati nella definizione dello spettro tramite SPETTRI-NTC l'unica differenza è che in questo caso vanno definiti due spettri relativi alle due direzioni di azione del sisma e per ognuno di questi va inclusa l'eccentricità pari al 5%. Il software automaticamente andrà ad applicare ai centri di massa effettuando tutte le possibili permutazioni di segno di sisma ed eccentricità riducendo le combinazioni da applicare a due:

COMB 1:                1     $E_x$    +   0.3    $E_y$

COMB 2:                0.3    $E_x$    +   1     $E_y$

Si riportano a seguire i risultati ottenuti in termini di reazioni alla base della nostra struttura.

Tab.9.4: Reazioni alla base struttura analisi statica e dinamica lineare

Base Reactions								
OutputCase	CaseType	StepType	GlobalFX	GlobalFY	GlobalFZ	GlobalMX	GlobalMY	GlobalMZ
Text	Text	Text	KN	KN	KN	KN-m	KN-m	KN-m
INVILUPPO	Combination	Max	1707.978	1737.687	19280.257	222637.5799	-131316.635	25522.6956
INVILUPPO	Combination	Min	-1707.978	-1737.687	19278.38	181327.561	-171956.251	-25522.6951

OutputCase	CaseType	StepType	GlobalFX	GlobalFY	GlobalFZ	GlobalMX	GlobalMY	GlobalMZ
Text	Text	Text	KN	KN	KN	KN-m	KN-m	KN-m
INVILUPPO	Combination	Max	1892.48	1891.34	19190.04	223345.08	-129140.89	26723.62
INVILUPPO	Combination	Min	-1892.48	-1891.34	19190.04	179214.88	-173297.68	-26723.62

Come è evidente vi è una differenza minore del 15% tra i risultati delle analisi dinamica e statica lineare relativamente al taglio alla base. Questa differenza è dovuta principalmente al fatto che il taglio alla base derivante dall'analisi statica è calcolato assegnando tutta la massa della struttura ad un modo principale in una data direzione. In realtà nelle direzioni x e y non vi è completa partecipazione di tutta la massa, da ciò si ha la giustificazione di tale differenza. Viceversa, i torcenti applicati attraverso le analisi dinamiche sono maggiori rispetto a quelli ottenuti dalle analisi statiche. Il contributo torsionale di queste ultime è dovuto unicamente alle eccentricità accidentali, viceversa nelle analisi dinamiche il contributo torsionale deriva direttamente dalle caratteristiche modali della struttura e, in aggiunta dagli effetti accidentali.

## *10. Progetto e verifica degli elementi strutturali*

Una volta determinate le sollecitazioni agenti sulla nostra struttura dovute all'azione sismica ed all'azione dei carichi statici, è necessario andare a progettare ed a verificare gli elementi strutturali resistenti del nostro edificio. La progettazione di strutture antisismiche secondo normativa prevede di seguire le regole del Capacity Design anche detto criterio della gerarchia delle resistenze. Questo criterio si basa sull'idea di progettare in modo tale di imporre il meccanismo di collasso desiderato, andando a definire le armature e quindi la resistenza delle sezioni che si vogliono far plasticizzare, garantendone il comportamento duttile, per poi progettare l'insieme degli altri elementi in funzione della capacità resistente definita.

La progettazione secondo capacity design mira a proteggere alcuni elementi, il cui cedimento è critico nei confronti del collasso globale della struttura, assegnando una resistenza differenziata e maggiore rispetto ad altri.

In particolare, nel caso della nostra struttura a telaio, l'obiettivo è la nascita di cerniere plastiche alle estremità delle travi. Seguendo la gerarchia delle resistenze le armature a flessione di queste sezioni saranno progettate in base alle sollecitazioni agenti calcolate precedentemente, di conseguenza fin dal progetto delle armature a taglio delle stesse travi, nel progetto dei nodi e nel progetto dei pilastri le azioni su cui verranno dimensionate le armature si basano sulla capacità resistente a flessione assegnata inizialmente alle travi, opportunamente maggiorata per tenere conto della possibile dispersione statistica delle resistenze dei materiali. Le travi hanno quindi funzione di "fusibile" per la nostra struttura ovvero nel processo di rottura della struttura vanno a plasticizzarsi con lo scopo di proteggere e evitare modalità di rottura più fragili.

### *10.1. Verifica e progetto armature a flessione delle travi nei telai*

In ogni sezione il momento resistente deve essere superiore o uguale al momento flettente di calcolo.

Il momento flettente di calcolo da utilizzare per il dimensionamento o verifica delle travi sono quelli ottenuti dall'analisi globale della struttura, tenuto conto delle combinazioni delle componenti dell'azione sismica in combinazione con i carichi verticali allo stato limite ultimo. Per cui risulta chiaro che la determinazione dell'armatura longitudinale oltre che dalle sollecitazioni è condizionato dal rispetto dei minimi e massimi normativi.

I valori dei coefficienti  $\Psi_{2j}$  sono riportati nella tabella seguente tratta dalla normativa:

$$E + G_1 + G_2 + P + \Psi_{21} \cdot Q_{k1} + \Psi_{22} \cdot Q_{k2} + \dots$$

Tab.10.1: 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

In particolar modo, le prescrizioni normative da verificare sono, per tutta la lunghezza della trave:

- almeno due barre  $\phi 14$  devono essere presenti superiormente ed inferiormente;
- in ogni sezione della trave, il rapporto geometrico deve rispettare i seguenti limiti:

$$\frac{1,4}{f_{yk}} < \rho < \rho_{\text{comp}} + 3,5/f_{yk};$$

- l'armatura compressa non deve essere mai inferiore ad un quarto di quella tesa:

$$\rho_{\text{comp}} \geq 0,25\rho;$$

- nelle zone critiche della trave, l'armatura compressa non deve essere mai inferiore ad un mezzo di quella tesa:

$$\rho_{\text{comp}} \geq 0,5\rho.$$

Nella prescrizione 7.4.6.1.1-NTC è chiaramente specificato che le zone critiche si estendono, per CD "B" e CD "A", per una lunghezza pari rispettivamente a 1 e 1,5 volte l'altezza della sezione della trave.

Si riportano inoltre i minimi normativi che coincidono con le prescrizioni in zona non critica:

L'area dell'armatura longitudinale in zona tesa non deve essere inferiore a

$$A_{s,min} = 0,26 \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} \cdot b_t \cdot d \text{ e comunque non minore di } 0,0013 \cdot b_t \cdot d, \quad (4.1.43)$$

dove:

$b_t$  rappresenta la larghezza media della zona tesa; per una trave a T con piattabanda compressa, nel calcolare il valore di  $b_t$  si considera solo la larghezza dell'anima;

$d$  è l'altezza utile della sezione;

$f_{ctm}$  è il valore medio della resistenza a trazione assiale definita nel § 11.2.10.2;

$f_{yk}$  è il valore caratteristico della resistenza a trazione dell'armatura ordinaria.

Negli appoggi di estremità all'intradosso deve essere disposta un'armatura efficacemente ancorata, calcolata per uno sforzo di trazione pari al taglio.

Al di fuori delle zone di sovrapposizione, l'area di armatura tesa o compressa non deve superare individualmente  $A_{s,max} = 0,04 A_c$ , essendo  $A_c$  l'area della sezione trasversale di calcestruzzo.

Inoltre, alle estremità della trave (intesi come nodi perimetrali) deve essere disposta un'armatura inferiore in grado di assorbire uno sforzo:

$$A_{f,min} = \frac{T_d}{f_{yd}}$$

Infine la limitazione inferiore più influente è sicuramente quella fornita dal momento flettente di calcolo  $M_d$  per la zona tesa relativamente alle sezioni di estremità e di mezzzeria:

$$A_{min} = \frac{M_{ed}}{0,9 \cdot d \cdot f_{yd}}$$

I ferri dovranno essere scelti in base alla massima tra le armature minime da normativa e di calcolo, senza superare l'armatura massima consentita.

Le armature longitudinali progettate a flessione non risentono di particolari dettagli riguardanti la zona critica. Il momento resistente fornisce l'input di base per il successivo progetto delle armature a taglio nonché per il progetto dei pilastri e dei nodi.

#### *10.1.1. Lunghezza di ancoraggio*

In condizioni di buona aderenza, si è scelto di considerare una lunghezza di ancoraggio pari a  $40\phi$ .

#### *10.1.2. Lunghezza di sovrapposizione*

Le giunzioni tra le barre devono essere tali da assicurare la trasmissione delle forze da una barra all'altra. La continuità delle barre può effettuarsi mediante sovrapposizione, calcolata in modo da assicurare l'ancoraggio di ciascuna barra. La lunghezza di sovrapposizione nel tratto rettilineo deve essere stata posta non minore di 40 volte il diametro della barra.

### 10.1.3 Staffe di contenimento

Per quanto riguarda la piegatura dei ferri, invece, si considera il seguente schema:

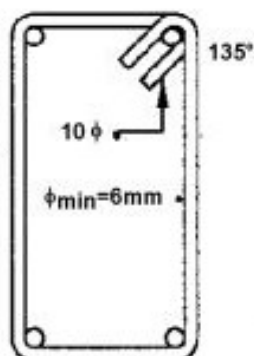


Fig.10.1: staffa di contenimento

### 10.1.4. Armatura longitudinale delle travi dei piani

E' stato eseguito il solo progetto di due telai, ortogonali tra loro: in direzione X il telaio individuato dalle travi T5-6, T6-7, T7-8, mentre in direzione Y il telaio individuato dalle travi T4-8, T8-12, T12-16, T16-20.

Si riportano i ferri adottati per un piano per ogni telaio a titolo di esempio di applicazione del processo di dimensionamento. Per una consultazione più dettagliata si rimanda all'appendice F.

Tab.10.2: Armature longitudinali interpiano telaio X

Trave	Sezione	Lato	Med [kNm]	$\phi$	Mrd [kNm]
T5-6	<b>A</b>	S	71.19	2 $\phi$ 14+1 $\phi$ 18	93.08
		I	41.26	2 $\phi$ 14	50.96
	<b>E</b>	S	-	2 $\phi$ 14	50.96
		I	15.32	2 $\phi$ 14+1 $\phi$ 18	93.08
	<b>B sinistra</b>	S	72.11	2 $\phi$ 14+1 $\phi$ 18	93.08
		I	46.42	2 $\phi$ 14	50.96
T6-7	<b>B destra</b>	S	76.06	2 $\phi$ 14+1 $\phi$ 18	93.08
		I	40.06	2 $\phi$ 14	50.96
	<b>F</b>	S	-	2 $\phi$ 14	50.96
		I	15.59	2 $\phi$ 14+1 $\phi$ 18	93.08
	<b>C sinistra</b>	S	76.79	2 $\phi$ 14+1 $\phi$ 18	93.08
		I	39.48	2 $\phi$ 14	50.96
T7-8	<b>C destra</b>	S	72.17	2 $\phi$ 14+1 $\phi$ 18	93.08
		I	34.65	2 $\phi$ 14	50.96
	<b>G</b>	S	-	2 $\phi$ 14	50.96
		I	18.00	2 $\phi$ 14+1 $\phi$ 18	93.08
	<b>D</b>	S	66.00	2 $\phi$ 14+1 $\phi$ 18	93.08
		I	33.57	2 $\phi$ 14	50.96

Tab.10.3: Armature longitudinali interpiano telaio Y

Trave	Sezione	Lato	Med [kNm]	$\phi$	Mrd [kNm]
T4-8	<b>A</b>	S	138.37	2 $\Phi$ 24	149.76
		I	0.00	2 $\Phi$ 20	103.95
	<b>F</b>	S	0.00	2 $\Phi$ 24	149.76
		I	65.61	2 $\Phi$ 20	103.95
	<b>B sinistra</b>	S	129.03	2 $\Phi$ 24	149.76
		I	0.60	2 $\Phi$ 20	103.95
T8-12	<b>B destra</b>	S	136.19	2 $\Phi$ 24	149.76
		I	0.60	2 $\Phi$ 20	103.95
	<b>G</b>	S	0.00	2 $\Phi$ 24	149.76
		I	66.47	2 $\Phi$ 20	103.95
	<b>C sinistra</b>	S	129.06	2 $\Phi$ 24	149.76
		I	9.45	2 $\Phi$ 20	103.95
T12-16	<b>C destra</b>	S	111.08	2 $\Phi$ 24	149.76
		I	9.45	2 $\Phi$ 20	103.95
	<b>H</b>	S	0.00	2 $\Phi$ 24	149.76
		I	45.73	2 $\Phi$ 20	103.95
	<b>D sinistra</b>	S	114.37	2 $\Phi$ 20+2 $\Phi$ 24	253.76
		I	5.47	3 $\Phi$ 20	156.00
T16-20	<b>D destra</b>	S	247.1783	2 $\Phi$ 20+2 $\Phi$ 24	253.76
		I	5.47	3 $\Phi$ 20	156.00
	<b>I</b>	S	0.00	2 $\Phi$ 24	149.76
		I	157.48	3 $\Phi$ 20	156.00
	<b>E</b>	S	36.52	2 $\Phi$ 24	149.76
		I	25.67	2 $\Phi$ 20	103.95

#### 10.1.5. Armatura longitudinale delle travi della copertura praticabile

Poiché le sollecitazioni non differivano di molto rispetto alle travate interpiano, le armature longitudinali per la copertura per il telaio in direzione X sono state scelte uguali a quelle interpiano.

Tab.10.4: Armature longitudinali copertura telaio Y

Trave	Sezione	Lato	Med [kNm]	$\phi$	Mrd [kNm]
T4-8	<b>A</b>	S	87.82	2 $\Phi$ 20	104.00
		I	13.47	3 $\Phi$ 16	99.84
	<b>F</b>	S	0.00	2 $\Phi$ 20	104.00
		I	37.83	3 $\Phi$ 16	99.84
	<b>B sinistra</b>	S	76.99	2 $\Phi$ 20	104.00
		I	18.84	3 $\Phi$ 16	99.84
T8-12	<b>B destra</b>	S	81.20	2 $\Phi$ 20	104.00
		I	18.84	3 $\Phi$ 16	99.84
	<b>G</b>	S	0.00	2 $\Phi$ 20	104.00
		I	37.32	3 $\Phi$ 16	99.84
	<b>C sinistra</b>	S	76.68	2 $\Phi$ 20	104.00
		I	11.93	3 $\Phi$ 16	99.84
T12-16	<b>C destra</b>	S	76.03	2 $\Phi$ 20	104.00
		I	11.93	3 $\Phi$ 16	99.84
	<b>H</b>	S	0.00	2 $\Phi$ 20	104.00
		I	36.74	3 $\Phi$ 16	99.84
	<b>D sinistra</b>	S	81.25	2 $\Phi$ 20+1 $\Phi$ 16	137.28
		I	11.83	3 $\Phi$ 16	99.84
T16-20	<b>D destra</b>	S	127.07	2 $\Phi$ 20+1 $\Phi$ 16	137.28
		I	11.83	3 $\Phi$ 16	99.84
	<b>I</b>	S	0.00	2 $\Phi$ 20	104.00
		I	88.69	3 $\Phi$ 16	99.84
	<b>E</b>	S	12.79	2 $\Phi$ 20	104.00
		I	17.26	3 $\Phi$ 16	99.84

## 10.2. Verifica e progetto armature a taglio delle travi nei telai

Il progetto a taglio delle travi, nel rispetto del capacity design, deve essere effettuato sulla base della capacità resistente a flessione delle stesse. L'obiettivo è far plasticizzare a flessione prima che avvenga la rottura a taglio.

La capacità a flessione deve essere valutata sulla base delle armature flessionali effettivamente presenti, compreso il contributo di quelle poste all'interno della larghezza collaborante di eventuali solette piene, se ancorate al di fuori della campata in esame. Si distinguono i casi in cui vi sono travi confluenti trasversalmente nello stesso nodo di estremità e non e casi in cui i pilastri sono esterni o interni secondo lo schema

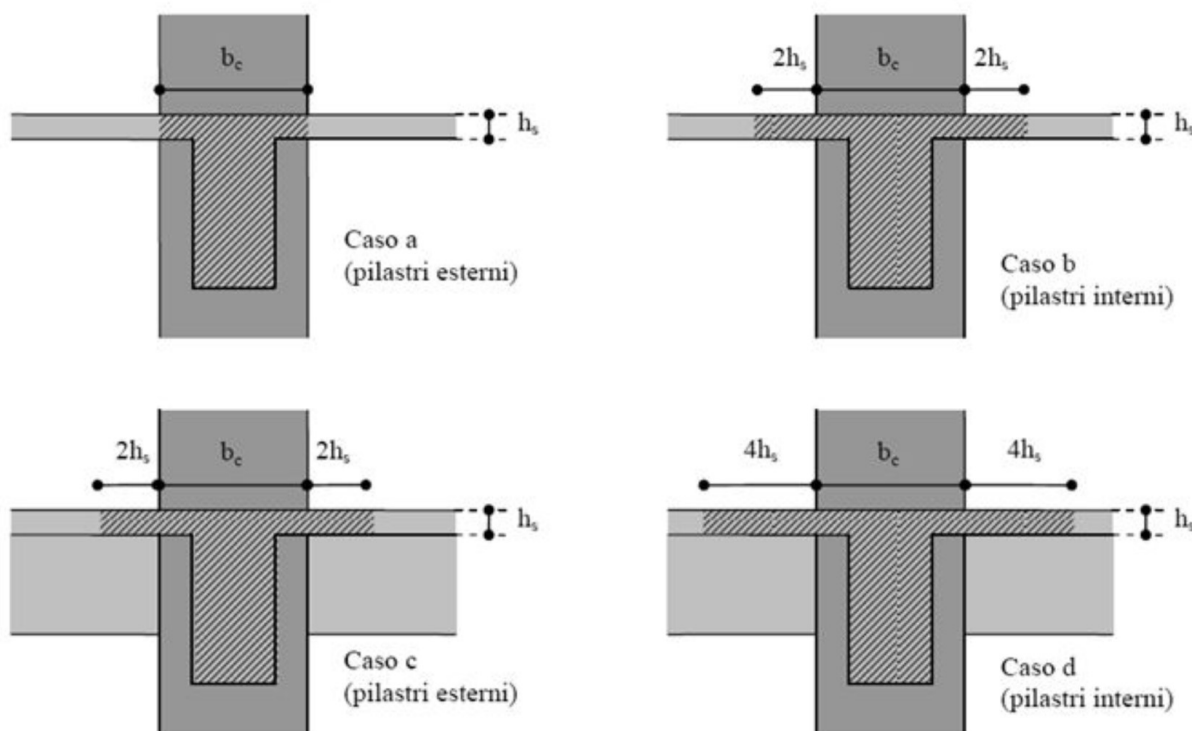


Fig.10.2: Sezioni travi con soletta collaborante

La domanda a taglio, per ciascuna direzione e ciascun verso di applicazione delle azioni sismiche, si ottiene dalla condizione di equilibrio della trave, considerata incernierata agli estremi, soggetta ai carichi gravitazionali e all'azione della capacità flessionale di progetto nelle due sezioni di plasticizzazione generalmente quelle di estremità. I tagli agenti, quindi, si calcolano considerando l'equilibrio della trave sotto l'azione dei carichi gravitazionali nella condizione sismica di progetto  $G_k + \psi_2 Q_k$  e dei momenti resistenti  $M_u$  nelle sezioni di estremità amplificati del fattore  $\gamma_{rd} = 1,2$  in caso di Classe di Duttività Alta (CD "A") [7.4.5.2.1]. Si ricorda che nel caso di sisma "positivo", cioè da sinistra verso destra, la sezione di sinistra si plasticizza con momento flettente positivo e quella di destra con momento negativo, mentre il contrario accade con sismica di verso opposto. Gli schemi di calcolo da considerare sono dunque 4:



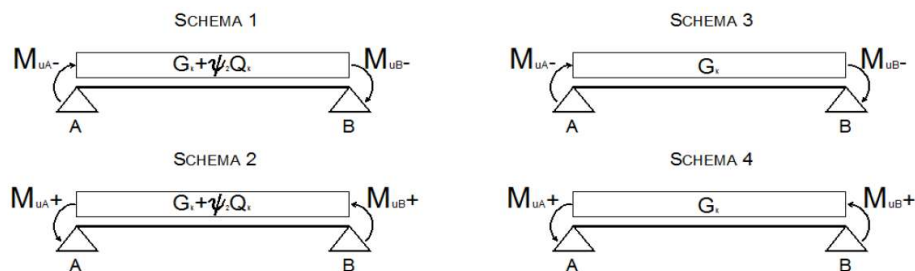


Fig.10.3: Schema statico per la verifica a taglio

Il taglio è valutato attraverso la semplice sovrapposizione degli effetti e varia linearmente lungo la trave. Le formule utilizzate per ottenere i tagli di calcolo  $V_{Ed}$  negli appoggi sono le seguenti:

$$\begin{aligned}
 V_{A,1}^+ &= \gamma_{Rd} \frac{M_{uA}^+ + M_{uB}^+}{l_{trave}} + \frac{(G_k + \psi Q_k) \cdot l_{trave}}{2}; & V_{A,2}^+ &= \gamma_{Rd} \frac{M_{uA}^+ + M_{uB}^+}{l_{trave}} + \frac{G_k \cdot l_{trave}}{2} \\
 V_{A,1}^- &= \gamma_{Rd} \frac{M_{uA}^- + M_{uB}^-}{l_{trave}} + \frac{(G_k + \psi Q_k) \cdot l_{trave}}{2}; & V_{A,2}^- &= \gamma_{Rd} \frac{M_{uA}^- + M_{uB}^-}{l_{trave}} + \frac{G_k \cdot l_{trave}}{2} \\
 V_{B,1}^+ &= \gamma_{Rd} \frac{M_{uA}^+ + M_{uB}^+}{l_{trave}} - \frac{(G_k + \psi Q_k) \cdot l_{trave}}{2}; & V_{B,2}^+ &= \gamma_{Rd} \frac{M_{uA}^+ + M_{uB}^+}{l_{trave}} - \frac{G_k \cdot l_{trave}}{2} \\
 V_{B,1}^- &= \gamma_{Rd} \frac{M_{uA}^- + M_{uB}^-}{l_{trave}} - \frac{(G_k + \psi Q_k) \cdot l_{trave}}{2}; & V_{B,2}^- &= \gamma_{Rd} \frac{M_{uA}^- + M_{uB}^-}{l_{trave}} - \frac{G_k \cdot l_{trave}}{2}
 \end{aligned}$$

Fig.10.4: Valori di taglio negli appoggi

Oltre al calcolo precedentemente esposto è stata considerata anche la combinazione  $V_d$  caratterizzata dai soli carichi verticali  $1,3G_k + 1,5Q_k$ . Il taglio di calcolo risulterà dunque dall'espressione:

$$V_{Ed} = \max (V_1, V_2, V_3, V_4, V_d)$$

Determinati i carichi di calcolo, si procede alla verifica, ovvero alla determinazione del taglio resistente, e al confronto che deve portare a:

$$V_{rd} \geq V_{Ed}$$

La resistenza di calcolo della trave è valutata come:

$$V_{rd} = \min (V_{rsd}, V_{rcd})$$

con:

$$\begin{aligned}
 \text{- taglio trazione} & \quad V_{rsd} = 0,9 \cdot d \cdot \frac{A_{sw}}{s} \cdot f_{yd} \cdot \text{ctg}\theta \\
 \text{- taglio compressione} & \quad V_{rcd} = 0,9 \cdot d \cdot b \cdot f'_{cd} \cdot f_{yd} \cdot \frac{\text{ctg}\theta}{1 + \text{ctg}^2\theta}
 \end{aligned}$$

in cui:

-  $d$  è l'altezza utile della sezione;

- $b$  è la larghezza della sezione;
- $A_{sw}$  l'area dell'armatura trasversale;
- $s$  è l'interasse fra due armature trasversali;
- $f'_{cd}$  è la resistenza a compressione ridotta del 50%.

Inoltre va specificato che la resistenza a taglio di elementi strutturali dotati di specifica armatura a taglio è valutata sulla base di schematizzazione a traliccio i cui elementi resistenti sono:

- le armature trasversali;
- le armature longitudinali
- il corrente compresso di calcestruzzo;
- i puntoni d'anima inclinata.

L'inclinazione dei puntoni di calcestruzzo rispetto all'asse della trave deve rispettare i seguenti limiti:

$$1 \leq \text{ctg}\theta \leq 2,5 \rightarrow 22^\circ \leq \theta \leq 45^\circ$$

Si ricorda che per tutta la zona critica,  $\theta$  è stato assunto pari ad 1.

Definito  $V_{r1}$  come:

$$V_{r1} = \left( 2 - \left| \frac{V_{ed,min}}{V_{ed,max}} \right| \right) * f_{ctd} * b * d$$

Nel caso in cui:

- il rapporto fra taglio massimo e minimo risulti inferiore di 0,5;
- il maggiore fra i valori assoluti dei due tagli superi il valore  $V_{r1}$ .

allora nel piano verticale di inflessione della trave devono essere disposti due ordini di armature diagonali, l'uno inclinato di  $+45^\circ$  e l'altro di  $-45^\circ$  rispetto all'asse della trave.

È importante anche riportare le prescrizioni normative riguardanti le staffe, poiché per tutta la lunghezza della trave deve risultare che:

- le staffe devono avere una sezione complessiva  $\frac{A_{sw}}{s} \geq 1,5 * b_w$ ;
- il passo non deve essere superiore a 0,8 volte l'altezza della sezione;
- le staffe devono essere almeno 3 in un metro;
- almeno il 50% dell'armatura necessaria per il taglio deve essere costituita da staffe.

### 10.2.1. Armatura trasversale delle travi dei piani 1-2-3-4

Tab.10.5: Armature trasversali interpiano telaio X

Telaio X					
Travi Interpiano					
Trave	Sezione	$\phi$ [mm]	$A_{sw}$ [mm <sup>2</sup> ]	s [mm]	S critico
T5-6	A	8	100.53	150	80
	B	8	100.53	150	80
T6-7	A	8	100.53	150	80
	B	8	100.53	150	80
T7-8	A	8	100.53	150	80
	B	8	100.53	150	80

Tab.10.6: Armature trasversali interpiano telaio Y

Telaio Y					
Travi Interpiano					
Trave	Sezione	$\phi$ [mm]	$A_{sw}$ [mm <sup>2</sup> ]	s [mm]	S critico
T4-8	A	10	157.08	150	80
	B	10	157.08	150	80
T8-12	A	10	157.08	150	80
	B	10	157.08	150	80
T12-16	A	10	157.08	150	80
	B	10	157.08	150	80
T16-20	A	12	226.19	120	80
	B	12	226.19	120	80

### 10.2.2. Armatura trasversale delle travi della copertura praticabile

Tab.10.7: Armature trasversali copertura telaio X

Telaio X					
Travi Copertura					
Trave	Sezione	$\phi$ [mm]	$A_{sw}$ [mm <sup>2</sup> ]	s [mm]	S critico
T5-6	A	8	100.53	150	80
	B	8	100.53	150	80
T6-7	A	8	100.53	150	80
	B	8	100.53	150	80
T7-8	A	8	100.53	150	80
	B	8	100.53	150	80

Tab.10.8: Armature trasversali copertura telaio Y

Telaio Y					
Travi Copertura					
Trave	Sezione	$\phi$ [mm]	$A_{sw}$ [mm <sup>2</sup> ]	s [mm]	S critico
T4-8	A	10	157	150	80
	B	10	157	150	80
T8-12	A	10	157	150	80
	B	10	157	150	80
T12-16	A	10	157	150	80
	B	10	157	150	80
T16-20	A	10	157	150	80
	B	10	157	150	80

### 10.3. Verifica e progetto dei pilastri nei telai

Prima di procedere con la descrizione relativa a tutti i passaggi eseguiti in fase di progetto dei pilastri si vuole porre l'attenzione su un'ipotesi adottata durante tale esercitazione.

Avendo progettato le armature delle travi di due soli telai, si è ipotizzato che i restanti telai paralleli ad essi siano progettati con le medesime armature, in modo da consentire di andare a determinare i momenti resistenti per ognuna delle sezioni delle travi, richieste per il progetto dei pilastri. Attenzione per la sezione delle travi del telaio in direzione X individuato dalle travi T1-2, T2-3, T3-4, poiché queste presentano una sezione a L e non più a T (essendo un telaio esterno senza balcone). Questo ne determina un differente momento resistente, nonostante le medesime armature.

#### 10.3.1. Gerarchie delle resistenze dei pilastri

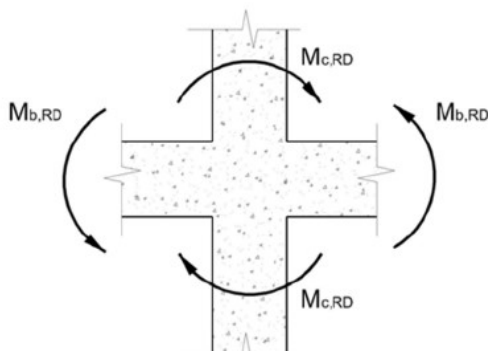
I pilastri sono elementi fondamentali in termini di progettazione, per tre motivi:

- La crisi di un pilastro è estremamente drammatica per una struttura in cemento armato. Non è una crisi locale, ma coinvolge l'intero piano, in quanto la crisi di un pilastro comporta un sovraccarico nei pilastri circostanti e quindi una relativa crisi di questi ultimi. Sebbene gli edifici in cemento armato siano più sicuri rispetto a edifici in muratura, il numero di morti prodotto da una crisi di un edificio in cemento armato è maggiore rispetto a un crollo di edifici in muratura, perché se crolla un edificio in cemento armato (e crolla perché crollano i pilastri) si genera un effetto pancake in cui i solai si schiacciano l'uno sull'altro, senza lasciare scampo per gli occupanti.
- poiché i pilastri sono sollecitati a sforzo assiale, la duttilità flessionale dei pilastri è più piccola di quella delle travi: le travi, che non hanno sforzo assiale, in generale, raggiungono lo stato di crisi nella regione 2, con una conseguente forte capacità di deformazione delle sezioni inflesse; i pilastri, in presenza di sforzo assiale, raggiungono lo stato di crisi nella regione 0 o 1, con curvature molto più basse.

- La duttilità della struttura non si misura solamente sulla duttilità dell'elemento strutturale che è sollecitato (in questo caso sulla duttilità a presso flessione della sezione critica del pilastro) ma si misura anche nel comportamento complessivo della struttura in cemento armato. Come abbiamo visto più volte nel caso in cui i pilastri si plasticizzano prima delle travi, si genera un piano soffice, ovvero si ha la concentrazione di deformazioni su un solo piano: questa concentrazione di sollecitazioni e plasticizzazioni sul piano terra produce una forte riduzione della duttilità complessiva, in quanto tanti più sono gli elementi che si plasticizzano, tanto maggiore è la capacità di dissipare energia.

Il pilastro deve essere progettato per essere protetto rispetto alla condizione di crisi delle travi. Si deve applicare lo stesso metodo basato sulla gerarchia delle resistenze visto per il progetto a taglio della trave.

Ai fini della progettazione in capacità, per ciascuna direzione e ciascun verso di applicazione delle azioni sismiche, per ogni nodo trave-pilastro (ad eccezione dei nodi in corrispondenza della sommità dei pilastri dell'ultimo orizzontamento), la capacità a flessione complessiva dei pilastri deve essere maggiore della capacità a flessione complessiva delle travi amplificata del coefficiente  $\gamma_{Rd}$ , in accordo con la formula:



$$\sum M_{c,Rd} \geq \gamma_{Rd} \cdot \sum M_{b,Rd} \quad (7.4.4)$$

Fig.10.5: Momenti di calcolo pilastri interpiano

dove:

- $\gamma_{Rd} = 1,3$  per le strutture in CD "A" e  $\gamma_{Rd} = 1,1$  per le strutture in CD "B";
- $M_{c,Rd}$  è il momento resistente del generico pilastro convergente nel nodo, calcolato per i livelli di sollecitazione assiale presenti nelle combinazioni sismiche delle azioni;
- $M_{b,Rd}$  è il momento resistente della generica trave convergente nel nodo.

Nell'espressione (7.4.4) si assume il nodo in equilibrio ed i momenti, sia nei pilastri che nelle travi, tra loro concordi. Nel caso in cui i momenti nel pilastro al di sopra e al di sotto del nodo siano tra loro discordi, al primo membro della formula (7.4.4) va posto il momento maggiore in valore assoluto, mentre il minore va sommato ai momenti resistenti delle travi

Il procedimento di verifica consiste sostanzialmente nell'accertare che la disuguaglianza risulti soddisfatta. Al primo termine sono inseriti in valore assoluto i momenti resistenti dei pilastri determinati sulla base delle armature previste e degli sforzi assiali derivanti dalla combinazione sismica e al secondo termine i momenti resistenti, sempre in valore assoluto, delle sezioni delle travi che convergono nel nodo. Essendo i momenti sulle travi si dovrà considerare per una delle travi il momento resistente valutato considerando tese le barre superiori e per l'altra tese le barre inferiori.

Qualora le armature o le altezze delle due travi fossero differenti occorrerà prendere in esame sia la circostanza di momenti di verso orario che antiorario.

Per la sezione di base dei pilastri del piano terreno si adotta come momento di calcolo il maggiore tra il momento risultante dall'analisi ed il momento resistente  $M_{C,Rd}$  della sezione di sommità del pilastro.

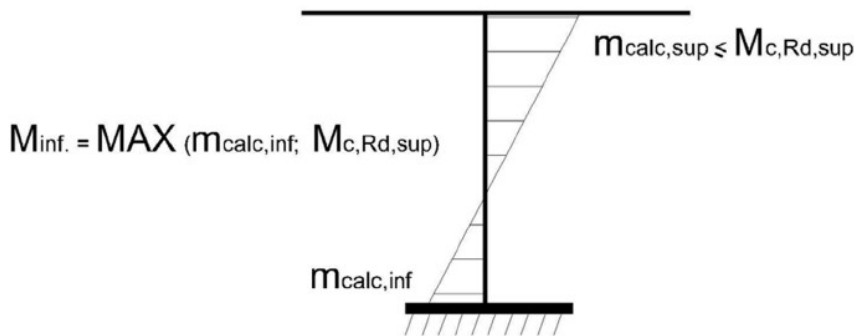


Fig.10.5: Momenti di calcolo pilastro alla base

### 10.3.2. Resistenza a taglio

Ai fini della progettazione in capacità, per ciascuna direzione di applicazione del sisma la domanda a taglio  $V_{Ed}$  si ottiene imponendo l'equilibrio con i momenti delle sezioni di estremità (superiore e inferiore) del pilastro  $M_{i,d}^i$ ,  $M_{i,d}^s$ , determinate come appresso indicato ed amplificate del fattore di sovraresistenza  $\gamma_{Rd}$ , secondo l'espressione:

$$V_{Ed} l_p = \gamma_{rd} (M_{i,d}^i + M_{i,d}^s)$$

Dove:

$M_{i,d} = M_{c,rd} \cdot \min(1; \frac{\sum M_{b,rd}}{\sum M_{c,rd}})$  è il momento nella sezione di estremità (superiore o inferiore) in corrispondenza della formazione delle cerniere nelle travi dove i valori in sommatoria sono quelli impiegati nella (7.4.4);

$M_{c,rd}$  è la capacità a flessione nella sezione di estremità (superiore o inferiore);

$l_p$  è la lunghezza del pilastro.

La resistenza di calcolo del pilastro è valutata come:

$$V_{rd} = \min (V_{rsd}, V_{rcd})$$

con:

- taglio trazione  $V_{rsd} = 0,9 * d * \frac{A_{sw}}{s} * f_{yd} * \text{ctg}\theta$

- taglio compressione  $V_{rcd} = 0,9 * \alpha_c * b * f'_{cd} * f_{yd} * \frac{\text{ctg}\theta}{1 + \text{ctg}^2\theta}$

in cui:

- $d$  è l'altezza utile della sezione;
- $b$  è la larghezza della sezione;
- $A_{sw}$  l'area dell'armatura trasversale;
- $s$  è l'interasse fra due armature trasversali;
- $f'_{cd}$  è la resistenza a compressione ridotta del 50%.
- $\alpha_c$  è un coefficiente maggiorativo funzione del valore della tensione media di compressione nella sezione ed è pari a:  
 1, per membrature non compresse  
 $1 + \sigma_{cp}/f_{cd}$ , per  $0 < \sigma_{cp} < 0,25 \cdot f_{cd}$   
 1,25, per  $0,25 \cdot f_{cd} < \sigma_{cp} < 0,5 \cdot f_{cd}$   
 $2,5 \cdot (1 - \sigma_{cp}/f_{cd})$ , per  $0,5 \cdot f_{cd} < \sigma_{cp} < f_{cd}$ .

#### 10.4.3. Verifica a pressoflessione

Per le strutture in CD "A" la sollecitazione di compressione non deve eccedere il 55% della resistenza massima a compressione della sezione di solo calcestruzzo. La verifica a presso-flessione deviata può essere condotta in maniera semplificata effettuando, per ciascuna direzione del sisma, una verifica a presso-flessione retta nella quale le sollecitazioni vengono determinate come visto precedentemente e la resistenza viene ridotta del 30%.

Per effettuare le seguenti verifiche è stato usato un software di calcolo, chiamato VCASLU. Questo programma costruisce il dominio di resistenza  $M_x$ - $M_y$  del pilastro in esame per un dato sforzo normale, assegnando le dimensioni geometriche della sezione e le armature longitudinali prescelte. La verifica consiste nel verificare che la coppia  $M_x$ - $M_y$  di progetto sia interna a tale dominio costruito con lo sforzo normale minimo.

#### 10.4.4. Verifica a sforzo normale

Per tutte le strutture, la sollecitazione di compressione non deve eccedere rispettivamente il 65% in CD "B" e il 55% in CD "A" della resistenza massima a compressione della sezione di solo calcestruzzo:

$$\begin{aligned} N_{Ed} / (b \cdot h) &\leq 0.65 \cdot f_{cd} && \text{in CD "B"} \\ N_{Ed} / (b \cdot h) &\leq 0.55 \cdot f_{cd} && \text{in CD "A"} \end{aligned}$$

#### 10.4.5. Verifica a taglio

Per ogni piano dovrà risultare verificata la seguente condizione:

$$V_{rd} \geq V_{ed}$$

La resistenza di calcolo della trave è valutata come:

$$V_{rd} = \min (V_{rsd}, V_{rcd})$$

con:

- taglio trazione  $V_{rsd} = 0,9 * d * \frac{A_{sw}}{s} * f_{yd} * ctg\theta$
- taglio compressione  $V_{rzd} = 0,9 * d * b * f'_{cd} * f_{yd} * \frac{ctg\theta}{1+ctg^2\theta}$

in cui:

- d è l'altezza utile della sezione;
- b è la larghezza della sezione;
- $A_{sw}$  l'area dell'armatura trasversale;
- s è l'interasse fra due armature trasversali;
- $f'_{cd}$  è la resistenza a compressione ridotta del 50%.

Inoltre va specificato che la resistenza a taglio di elementi strutturali dotati di specifica armatura a taglio è valutata sulla base di schematizzazione a traliccio i cui elementi resistenti sono:

- le armature trasversali;
- le armature longitudinali
- il corrente compresso di calcestruzzo;
- i puntoni d'anima inclinata.

L'inclinazione dei puntoni di calcestruzzo rispetto all'asse della trave deve rispettare i seguenti limiti:

$$1 \leq ctg\theta \leq 2,5 \rightarrow 22^\circ \leq \theta \leq 45^\circ$$

## 10.5. Progetto delle armature dei pilastri

### 10.5.1. Armatura longitudinale

La normativa prevede come già specificato numerose volte in precedenza, che il rapporto geometrico di armatura longitudinale debba essere compreso fra:

$$1\% < \rho < 4\%$$

Se l'area del ferro fosse maggiore del 4% dell'area del calcestruzzo ci potrebbero essere problemi di confezionamento del pilastro in quanto il calcestruzzo non riuscirebbe a riempire uniformemente la cassaforma con conseguente formazione di vuoti; ci potrebbero invece essere problemi di flessione e ritiro, che comportano sforzi di trazione, se l'area del ferro fosse inferiore all'1% di quella del calcestruzzo.

Inoltre per tutta la lunghezza del pilastro, l'interasse tra le barre non deve essere superiore a 250 mm:

$$i_{barre\_long} \leq 250mm$$

Per quanto riguarda le limitazioni sull'armatura valgono le seguenti condizioni [4.1.6.1.2 – NTC]:

- le barre longitudinali devono avere diametro maggiore od uguale a 12 mm e non potranno avere interassi maggiori di 300 mm;
- l'area totale delle armature non deve essere inferiore a  $A_{s,min} = (0,10 N_{Ed}/f_{yd})$  e comunque non minore di  $0,003 A_c$ , dove  $N_{Ed}$  è la forza di compressione assiale di calcolo.



#### 10.5.2. Lunghezza di ancoraggio

Le armature longitudinali devono essere interrotte ovvero sovrapposte preferibilmente nelle zone compresse o di minore sollecitazione. La continuità fra le barre può effettuarsi mediante:

- sovrapposizione, calcolata in modo da assicurare l'ancoraggio di ciascuna barra. In ogni caso la lunghezza di sovrapposizione nel tratto rettilineo deve essere non minore di 20 volte il diametro della barra. La distanza mutua (interfero) nella sovrapposizione non deve superare 4 volte il diametro;
- saldature, eseguite in conformità alle norme in vigore sulle saldature. Devono essere accertate la saldabilità degli acciai che vengono impiegati, nonché la compatibilità fra metallo e metallo di apporto nelle posizioni o condizioni operative previste nel progetto esecutivo;
- giunzioni meccaniche per barre di armatura. Tali tipi di giunzioni devono essere preventivamente validati mediante prove sperimentali.

#### 10.5.3. Lunghezza della zona critica

In assenza di analisi più accurate si può assumere che la lunghezza della zona critica sia la maggiore tra: l'altezza della sezione, 1/6 dell'altezza libera del pilastro, 45 cm, l'altezza libera del pilastro se questa è inferiore a 3 volte l'altezza della sezione.

$$- L_{h,critica} = \max \left\{ \begin{array}{l} - h_{sez,pil} \text{ l'altezza della sezione;} \\ - 1/6 \text{ l'altezza libera del pilastro;} \\ - 45 \text{ cm;} \\ - \text{l'altezza libera del pilastro se } H_{pil} < 3 h_{sez\_pilastro} \end{array} \right.$$

#### 10.5.4. Armatura trasversale

Nelle zone critiche devono essere rispettate le condizioni seguenti:

- le barre disposte sugli angoli della sezione devono essere contenute dalle staffe;
- almeno una barra ogni due, di quelle disposte sui lati, deve essere trattenuta da staffe interne o da legature;
- le barre non fissate devono trovarsi a meno di 15 cm e 20 cm da una barra fissata, rispettivamente per CD "A" e CD "B".
- il diametro delle staffe di contenimento e legature deve essere non inferiore a 6 mm.

#### 10.5.5. Passo nella zona critica

Nelle zone critiche, per strutture progettate in CD "A" il passo delle staffe non deve essere superiore alla più piccola delle quantità seguenti [7.4.6.2.2 – NTC]:

- 1/3 del lato minore della sezione trasversale;
- 125 mm per CD "A" e 175mm per CD "B";
- 6 volte il diametro minimo delle barre longitudinali ( $s = 10$  cm);

Il rapporto tra l'area complessiva dei bracci delle staffe e il passo deve essere:

$$\frac{A_{st}}{s} \geq 0,08 \frac{f_{cd} * b_{st}}{f_{yd}}$$

dove:

- $A_{st}$  è l'area complessiva dei bracci delle staffe;
- $b_{st}$  è la distanza tra i bracci più esterni delle staffe ed  $s$  è il passo delle stesse.

## 10.6. Tabelle riepilogative

Le tabelle di calcolo relative al progetto delle armature vengono riportate in allegato.

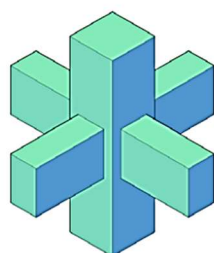
## 11. Nodi

Come definito dalla Normativa al par. 7.4.4.3:

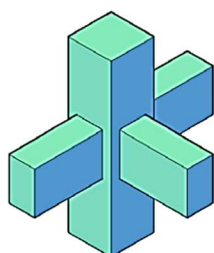
Si definisce nodo la zona del pilastro che si incrocia con le travi ad esso concorrenti. Si distinguono due tipi di nodi:

- nodi interamente confinati: così definiti quando in ognuna delle quattro facce verticali si innesta una trave. Il confinamento si considera realizzato quando su ogni faccia la sezione della trave si sovrappone per almeno i  $3/4$  della larghezza del pilastro, e su entrambe le coppie di facce opposte del nodo le sezioni delle travi si ricoprono per almeno i  $3/4$  dell'altezza;
- nodi non interamente confinati: tutti i nodi non appartenenti alla categoria precedente.

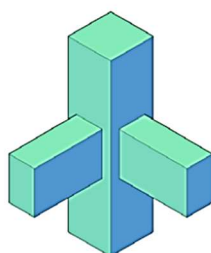
Il tutto risulta chiarito dalle figure seguenti:



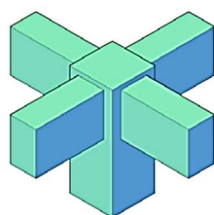
Nodo interno  
interamente confinato



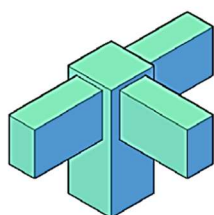
Nodo esterno  
non interamente confinato



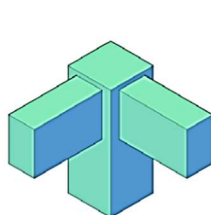
Nodo d'angolo  
non interamente confinato



Nodo interno di copertura  
interamente confinato



Nodo esterno di copertura  
non interamente confinato



Nodo d'angolo di copertura  
non interamente confinato

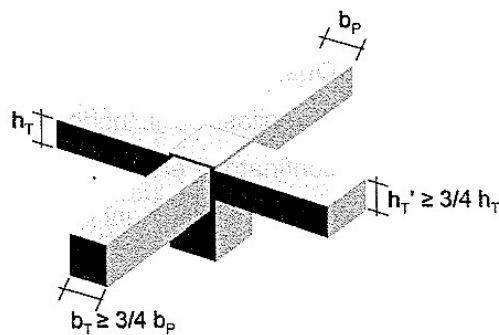
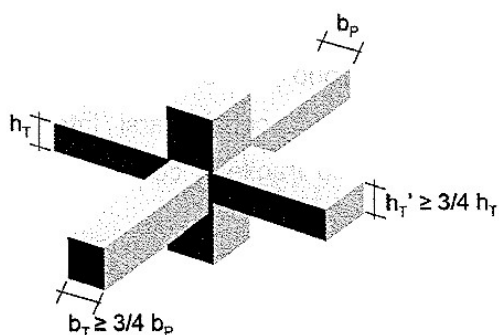


Fig.11.1: Rappresentazioni del confinamento dei nodi

La resistenza del nodo deve essere tale da assicurare che non pervenga alla rottura prima delle zone della trave e del pilastro ad esso adiacenti, nel rispetto della capacity design.

### 11.1 Gerarchia delle resistenze nei nodi

La normativa prevede, nel rispetto della gerarchia delle resistenze che le sollecitazioni sui nodi siano calcolate utilizzando il valore delle resistenze delle travi ed il minimo del taglio nei pilastri. La forza di taglio agente nel nucleo di calcestruzzo può essere calcolata, per ciascuna direzione dell'azione sismica come indicato nell'NTC(7.4.4.3.1):

$$V_{jbd} = \gamma_{Rd} \cdot (A_{s1} + A_{s2}) \cdot f_{yd} - V_C \text{ per nodi interni}$$

$$V_{jbd} = \gamma_{Rd} \cdot A_{s1} \cdot f_{yd} - V_C \text{ per nodi esterni}$$

In cui:

- $\gamma_{Rd}$  è il coefficiente di sovrarresistenza pari a 1,3;
- $A_{s1}$  e  $A_{s2}$  sono rispettivamente l'area dell'armatura superiore ed inferiore;
- $f_{yd}$  è la resistenza di calcolo dell'armatura;
- $V_c$  è la forza di taglio nel pilastro al di sopra del nodo, derivante dall'analisi in condizioni sismiche.

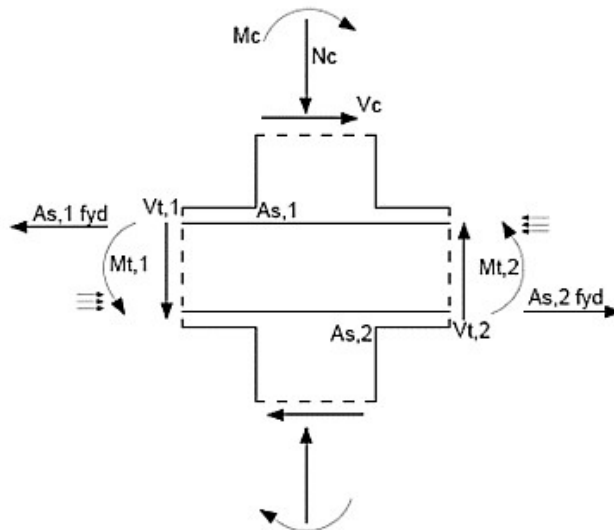


Fig.11.2: Interazione trave pilastro sul nodo

### 11.1.1. Meccanismo di resistenza del nodo

La capacità resistente a taglio del nodo è fornita da un meccanismo a traliccio che, tramite la fessurazione diagonale, vede operare un meccanismo di taglio compressione sul puntone di cls ed un meccanismo di taglio trazione sull'armatura. È necessario soddisfare requisiti volti a garantire l'efficacia della combinazione dei due meccanismi.

- Il meccanismo a puntone diagonale si innesca per trasmettere le zone di compressione della trave e del pilastro. Le forze assiali di compressione delle travi vengono trasferite sulla zona di calcestruzzo compressa e si combinano con le forze verticali nelle zone compresse delle colonne. Si ha la formazione di un puntone diagonale compresso, in equilibrio all'interno del nodo.

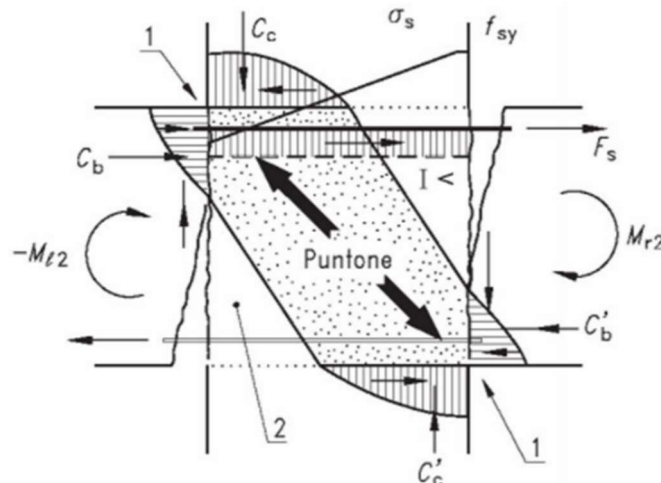


Fig.11.3: Meccanismo a puntone diagonale compresso

- Il meccanismo di confinamento si verifica quando in corrispondenza delle sezioni trasversali delle travi si sviluppano fessure flessionali di notevole ampiezza (corrispondenti ad un apprezzabile allungamento permanente delle barre di armatura dovuto ad una precedente inversione del momento di grande intensità) che non possono chiudersi in fase successiva.

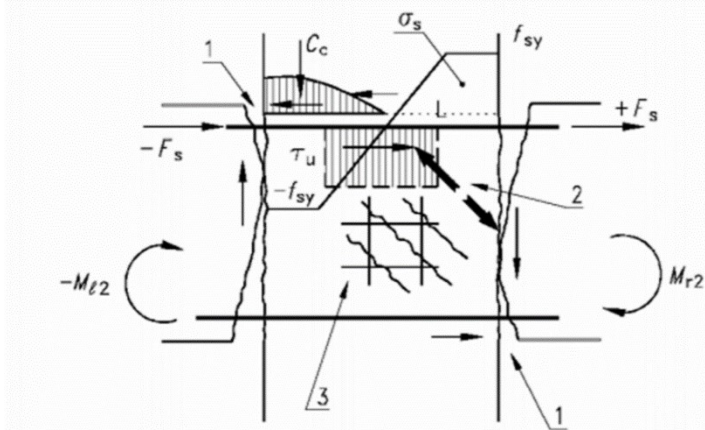


Fig.11.4: Meccanismo di confinamento

### 11.2. Verifica di resistenza

La compressione nel puntone diagonale indotta dal meccanismo a traliccio non deve eccedere la resistenza a compressione del calcestruzzo. Questo requisito in accordo con la NTC2018, può ritenersi soddisfatto se:

$$V_{jbd} \leq \eta \cdot f_{cd} \cdot b_j \cdot h_{jc} \cdot \sqrt{1 - \frac{v_d}{\eta}}$$

In cui:

$$\eta = \alpha_j \cdot \left(1 - \frac{f_{ck}}{250}\right) \text{ con } f_{ck} \text{ espresso in MPa;}$$

$\alpha_j$  è un coefficiente che vale 0,6 per nodi interni e 0,48 per nodi esterni;

$v_d$  è la forza assiale nel pilastro al di sopra del nodo normalizzata rispetto alla resistenza a compressione della sezione di solo calcestruzzo;

$h_{jc}$  è la distanza tra le giaciture più esterne di armature del pilastro;

$b_j$  è la larghezza effettiva del nodo.

Quest'ultima è assunta pari alla minore tra:

- la maggiore tra le larghezze della sezione del pilastro e della sezione della trave;
- la minore tra le larghezze della sezione del pilastro e della sezione della trave, ambedue aumentate di metà altezza della sezione del pilastro.

Per evitare che la massima trazione diagonale del calcestruzzo ecceda la  $f_{ctd}$  deve essere previsto un adeguato confinamento. In assenza di modelli più accurati, si possono disporre nel nodo staffe orizzontali di diametro non inferiore a 6 mm, in modo che:

$$\frac{A_{sh} \cdot f_{ywd}}{b_j \cdot h_{jw}} \geq \frac{[V_{jbd} / (b_j \cdot h_{jc})]^2}{f_{ctd} + v_d \cdot f_{cd}} - f_{ctd}$$

In cui:

$A_{sh}$  è l'area totale della sezione delle staffe;

$h_{jw}$  è la distanza tra le giaciture di armature superiori e inferiori della trave;

$f_{ctd}$  è la resistenza di progetto a trazione del calcestruzzo;

$f_{ywd}$  è la resistenza di progetto dell'acciaio.

#### 11.2.3. Limitazioni d'armatura

L'eurocodice 8 stabilisce ulteriori limitazioni sulle armature da disporre nei nodi trave pilastro. In particolare, deve essere prevista una quantità di armatura verticale passante nel nodo tale che:

$$A_{sv,i} \geq \frac{2}{3} \cdot A_{sh} \cdot \frac{h_{jc}}{h_{jw}}$$

Dove  $A_{sv,i}$  è l'area delle barre poste lungo i lati delle facce rilevanti del nodo.

Per quanto riguarda l'armatura orizzontale sono previste due limitazioni riguardanti i nodi non confinati:

- L'armatura di confinamento orizzontale nei nodi non interamente confinati deve essere almeno pari all'armatura orizzontale nella zona critica del pilastro adiacente al nodo
- Le staffe orizzontali presenti lungo l'altezza del nodo devono verificare la seguente condizione:

$$\frac{n_{st} \cdot A_{st}}{i \cdot b_j} \geq 0,05 \frac{f_{ck}}{f_{yk}}$$

Nella quale  $n_{st}$  ed  $A_{st}$  sono rispettivamente il numero di bracci e l'area della sezione trasversale della barra della singola staffa orizzontale.

### *11.3. Tabelle di calcolo*

I nodi presi in considerazione sono relativi all'intersezione dei due telai considerati nella progettazione e sono tutti nodi non interamente confinati.

Le tabelle di calcolo relative al progetto delle armature del nodo vengono riportate nell'appendice F.

## 12. Setti

Si definisce setto (o parete) un “elemento strutturale verticale” con sezione allungata che ha principalmente la funzione di assorbire le sollecitazioni orizzontali (vedi il taglio) trasmesse alla struttura da parte del sisma.

Si possono distinguere varie tipologie di setti:

- pareti semplici: elementi strutturali di supporto per altri elementi che hanno una sezione trasversale caratterizzata da un rapporto tra dimensione massima e minima in pianta superiore a 4;
- pareti di forma composta: insieme di pareti semplici collegate in modo da formare sezioni a L, T, U;
- pareti accoppiate: elementi strutturali composti da due o più pareti singole, connesse in maniera regolare da travi opportunamente duttili (dette travi di accoppiamento), tali da ridurre di almeno il 20% la somma dei momenti flettenti alla base delle pareti collegate rispetto alle stesse pareti ipotizzate come agenti separatamente;
- pareti duttili: pareti incastrate alla base in maniera tale che non ci siano rotazioni relative rispetto al resto della struttura, progettate ed armate in maniera da dissipare energia per flessione in una zona plastica posta in prossimità della base (detta cerniera plastica), e prive di aperture o fori importanti;
- grandi pareti debolmente armate: pareti con elevate dimensioni trasversali, aventi cioè un rapporto tra dimensione massima in pianta e l'altezza superiore a  $2/3$ , oppure la dimensione massima in pianta superiore a 4 m.

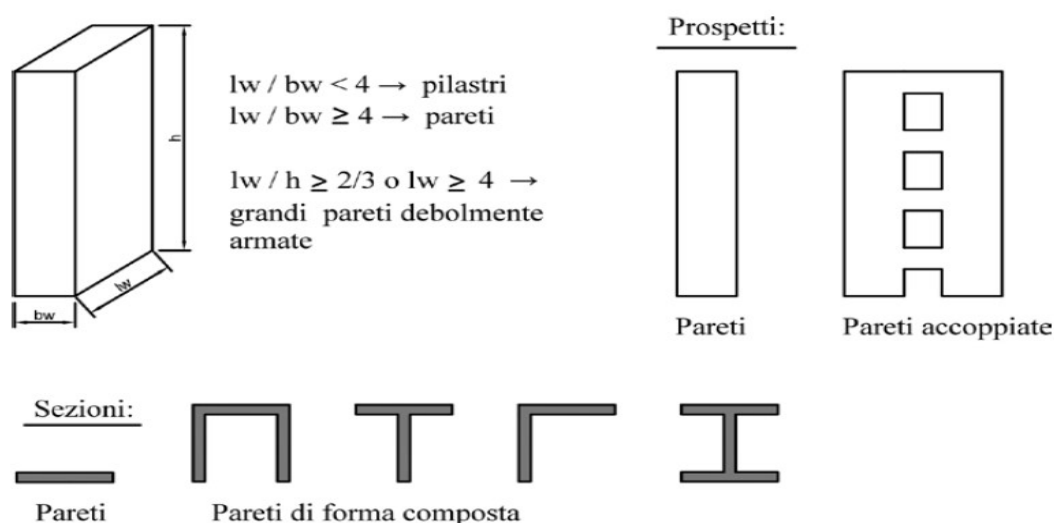


Fig.12.1: tipologia di setto

Nel presente progetto è stato scelto di inserire 4 setti al fine di ottenere una tipologia di modi vibrazionali principali della struttura corrispondenti a 2 traslazionali ed un terzo rotazionale, coincidenti con i primi 3 modi dell'edificio.

La necessità di inserire tali pareti è dovuta al fatto che il corpo scale ed il nucleo ascensore si trovano in una posizione completamente asimmetrica rispetto a quello che è il baricentro della struttura, quindi non è stato trovato alcuna disposizione delle travi al fine di ottenere una struttura a telaio.

Ne consegue che i setti scelti presentano dimensione dell'ordine dei 2 metri, e orientazione equipartita in X ed Y, come risulta evidente consultando la tavola relativa alla planimetria dell'edificio.

A seguire saranno riportate le prescrizioni normative ed i calcoli effettuati relativi al setto P20.

## 12.2. Sollecitazioni di calcolo

Per quanto riguarda l'entità delle sollecitazioni di calcolo per le pareti la NTC2018-7.4.4.5.1 riporta la procedura per il calcolo.

Il diagramma dei momenti flettenti lungo l'altezza della parete è ottenuto per traslazione verso l'alto dell'involuppo del diagramma dei momenti derivante dall'analisi. L'involuppo può essere assunto lineare, se la struttura non presenta significative discontinuità in termini di massa, rigidezza e resistenza lungo l'altezza. La traslazione deve essere in accordo con l'inclinazione degli elementi compressi nel meccanismo resistente a taglio e può essere assunta pari ad  $h_{cr}$  (altezza della zona inelastica di base, altezza critica).

L'altezza  $h_{cr}$  è data dal più grande dei seguenti valori:

$$h_{cr} = \max \left\{ \begin{array}{l} l_w; \\ \frac{1}{6} H \end{array} \right.$$

L'altezza critica da assumere non deve essere comunque maggiore di:

$$h_{cr} \leq \left\{ \begin{array}{l} h_w; \\ 2 l_w \end{array} \right.$$

Con:

$h_w$  altezza libera del piano terra

$l_w$  altezza sezione di base della parete;

$H$  altezza totale della parete;

Nello schema seguente, dove  $h_w$  è l'altezza della parete ed  $A$  è il taglio alla base incrementato dei fattori opportuni, si riportano gli andamenti tipo di Momento e Taglio, come previsto dalla NTC:

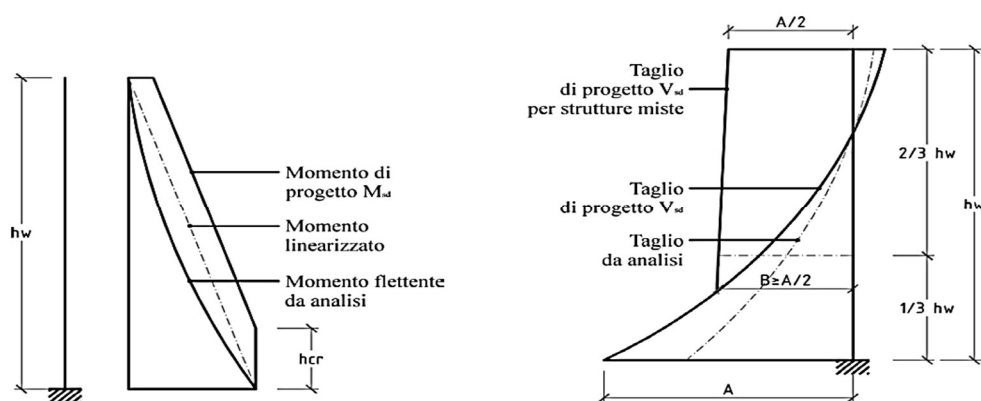


Fig.12.2: Schematizzazione andamento sollecitazioni sul setto



Per quanto riguarda la sollecitazione tagliante, sia per strutture in CD "B" che per quelle in CD "A", si deve tener conto del possibile incremento delle forze di taglio a seguito della formazione della cerniera plastica alla base della parete. Per quanto riguarda il taglio, questo deve essere incrementato di un fattore pari a:

$$1,5 \leq q \cdot \sqrt{\left(\frac{\gamma_{Rd}}{q} \cdot \frac{M_{Rd}}{M_{Ed}}\right)^2 + 0,1 \left(\frac{S_e(T_c)}{S_e(T_1)}\right)} \leq q \quad \text{per pareti snelle } \frac{h}{l} > 2$$

$$\gamma_{Rd} \cdot \frac{M_{Rd}}{M_{Ed}} \leq q \quad \text{per pareti tozze } \frac{h}{l} \leq 2$$

Dove:

$\gamma_{Rd} = 1,2$ ;

$M_{Ed}$  è il momento di calcolo alla base della parete;

$M_{Rd}$  è il momento resistente alla base della parete;

$T_1$  è il periodo fondamentale di vibrazione dell'edificio nella direzione dell'azione sismica;

$S_e(T)$  è l'ordinata dello spettro di risposta elastico.

### 12.3. Verifica di resistenza

Come ben noto, la verifica di resistenza deve essere fatta assicurandosi che la capacità sia superiore o uguale alla corrispondente domanda.

Le verifiche di resistenza da eseguire per le pareti sono riportate in NTC2018-7.4.4.5.1.

Nel caso di pareti semplici, la verifica di resistenza si compie con riferimento al rettangolo di base. Nel caso di pareti di forma composta, la verifica va fatta considerando la parte di sezione costituita dalle anime parallele o approssimativamente parallele alla direzione principale sismica e attribuendo alle ali dimensioni date dal minimo fra:

- effettiva larghezza dell'ala;
- metà della distanza fra anime adiacenti;
- 25% dell'altezza complessiva della parete  $h_w$ .

In generale, la normativa prevede che per le pareti e i setti vengano soddisfatte le seguenti verifiche:

#### 1) Verifica a pressoflessione della parete:

Per tutte le pareti, la forza normale di compressione non deve eccedere rispettivamente il 40% in CD "B" e il 35% in CD "A" della resistenza massima a compressione della sezione di solo calcestruzzo. Le verifiche devono essere condotte nel modo indicato per i pilastri tenendo conto, nella determinazione della resistenza, di tutte le armature longitudinali presenti nella parete.

#### 2) Verifica a taglio-compressione e a taglio-trazione della parete:

Le verifiche di resistenza a taglio per le pareti sono riportate in NTC2018-7.4.4.5.1.

Si distinguono le verifiche da eseguire a seconda della classe di duttilità della struttura, essendo la presente di tipo A occorrerà:

- considerare la possibile rottura a taglio-compressione del calcestruzzo dell'anima,

- considerare la possibile rottura a taglio-trazione delle armature dell'anima

#### *Verifica a taglio-compressione del calcestruzzo dell'anima*

La determinazione della resistenza è condotta in accordo con il paragrafo 4.1.2.3.5.2, assumendo un braccio delle forze  $z$  pari all'80% dell'altezza della sezione  $l_w$  ed un'inclinazione delle diagonali compresse pari a  $45^\circ$ . Nelle zone critiche tale resistenza va moltiplicata per un fattore riduttivo di 0.4.

#### *Verifica a taglio-trazione dell'armatura dell'anima*

Il calcolo dell'armatura d'anima deve tener conto del rapporto di taglio  $\alpha_s = M_{Ed} / (V_{Ed} l_w)$ . Per la verifica va considerato, ad ogni piano, il massimo valore di  $\alpha_s$ .

Se  $\alpha_s > 2$ , la determinazione della resistenza è condotta in accordo con il § 4.1.2.3.5.2, assumendo un braccio delle forze interne  $z$  pari a  $0,8 l_w$  ed un'inclinazione delle diagonali compresse pari a  $45^\circ$ . Altrimenti si utilizzano le seguenti espressioni:

$$V_{Ed} \leq V_{Rd,c} + 0,75 \cdot Q_h \cdot f_{yd,h} \cdot b_w \cdot \alpha_s \cdot l_w$$

$$Q_h \cdot f_{yd,h} \cdot b_w \cdot z \leq Q_v \cdot f_{yd,v} \cdot b_w \cdot z + \min N_{Ed}$$

In cui  $p_h$  e  $p_v$  sono i rapporti tra l'area della sezione dell'armatura orizzontale o verticale d'anima, rispettivamente, e l'area della relativa sezione di calcestruzzo,  $f_{ud,h}$  e  $f_{yd,v}$  sono i valori di progetto della resistenza delle armature orizzontali e verticali,  $N_{Ed}$  è la forza assiale di progetto (positiva se di compressione),  $V_{Rd,c}$  è la resistenza a taglio delle elementi non armati, determinata in accordo con il paragrafo 4.1.2.3.5.1 da assumersi nulla nelle zone dissipative quando  $N_{Ed}$  è di trazione.

#### 3) Verifica a scorrimento nelle zone dissipative:

Sui possibili piani di scorrimento (per esempio le riprese di getto o i giunti costruttivi) posti all'interno delle zone critiche deve risultare:

$$V_{Ed} \leq V_{Rd,s}$$

Dove  $V_{Rd,s}$  è il valore di progetto della resistenza a taglio nei confronti dello scorrimento

$$V_{Rd,s} = V_{dd} + V_{id} + V_{fd}$$

Nella quale  $V_{dd}$ ,  $V_{id}$  e  $V_{fd}$  rappresentano rispettivamente il contributo dell'effetto spinotto delle armature verticali, il contributo delle armature inclinate presenti alla base, il contributo della resistenza per attrito, e sono dati dalle espressioni:

$$V_{dd} = \min \begin{cases} 1,3 \cdot \sum A_{sj} \cdot \sqrt{f_{cd} \cdot f_{yd}} \\ 0,25 \cdot f_{yd} \cdot \sum A_{sj} \end{cases}$$

$$V_{id} = f_{yd} \cdot \sum A_{si} \cdot \cos(\phi_i)$$

$$V_{fd} = \min \left\{ \begin{aligned} &\mu_f \cdot \left[ \left( \sum A_{sj} \cdot f_{yd} + N_{Ed} \right) \cdot \xi + M_{Ed} / z \right] \\ &0,5 \cdot \eta \cdot f_{cd} \cdot \xi \cdot l_w \cdot b_{wo} \end{aligned} \right.$$

dove  $\eta$  è dato dall'espressione (7.4.9) (in cui  $\alpha_j=0,60$ ),  $\mu_f$  è il coefficiente d'attrito calcestruzzo-calcestruzzo sotto azioni cicliche (può essere assunto pari a 0,60),  $\sum A_{sj}$  la somma delle aree delle barre verticali intersecanti il piano contenente la potenziale superficie di scorrimento,  $\xi$  l'altezza della parte compressa della sezione normalizzata all'altezza della sezione,  $A_{sj}$  l'area di ciascuna armatura inclinata che attraversa il piano detto formando con esso un angolo  $\phi_i$ .

#### 12.4. Limitazioni di armatura per le pareti

Come prevede la NTC18-7.4.6.2.4, le armature, sia orizzontali sia verticali, devono essere disposte su entrambe le facce della parete. Le armature presenti sulle due facce devono essere collegate con legature in ragione di almeno nove ogni metro quadrato. Il passo tra le barre deve essere inferiore a 30 cm. Il diametro delle barre deve essere non maggiore di un decimo dello spessore della parete. Nell'altezza della zona critica di base  $h_{cr}$ , si definisce una zona "confinata" costituita dallo spessore della parete e da una lunghezza "confinata"  $l_c$  pari al 20% della lunghezza in pianta "l" della parete stessa e comunque non inferiore a 1,5 volte lo spessore della parete. In tale zona il rapporto geometrico  $\rho$  dell'armatura totale verticale, riferito all'area confinata, deve essere compreso tra i seguenti limiti:

$$1\% < \rho < 4\%$$

Nelle zone confinate l'armatura trasversale deve essere costituita da barre di diametro non inferiore a 6 mm, disposti in modo da fermare una barra verticale ogni due con un passo non superiore a 8 volte il diametro della barra o a 10 cm. Le barre non fissate devono trovarsi a meno di 15 cm da una barra fissata.

Le armature inclinate che attraversano potenziali superfici di scorrimento devono essere efficacemente ancorate al di sopra e al di sotto della superficie di scorrimento ed attraversare tutte le sezioni della parete poste al di sopra di essa e distanti da essa meno della minore tra metà altezza metà larghezza della parete.

Nella rimanente parte della parete, in pianta ed in altezza, vanno seguite le regole delle condizioni non sismiche, con un'armatura minima orizzontale e verticale pari allo 0,2%, per controllare la fessurazione da taglio.

## 12.5. Tabelle relative al setto progettato

Nella tabella riportata sono presenti le caratteristiche geometriche relative al setto progettato

Tab.12.1: Caratteristiche setto considerato

Dimensioni setto P20			
bw	30	cm	Spessore
lw	160	cm	lunghezza totale
Area sez	4800	cm <sup>2</sup>	area sezione
Area sez ridotta	3696	cm <sup>2</sup>	Area sezione del setto ridotta del copriferro
Area sez critica	1008	cm <sup>2</sup>	
hs	270	cm	Altezza interpiano
hw	1600	cm	altezza totale
Parete snella			tipologia parete
hcr	2.7	m	Verificato
lcr	45	cm	lunghezza zona critica

Si ricorda che una parete risulta snella se è verificata la seguente condizione:

$$\frac{\text{Altezza parete}}{\text{Larghezza sezione di base}} > 2$$

In seguito, si riportano le tabelle relative alle sollecitazioni esterne agenti sul setto ricavate da SAP2000.

Tab.12.2: Sollecitazioni setto considerato

Sezione	Altezza [m]	MedX [KNm]	MedY [KNm]	Ned max [KN]	Ned min [KN]	Ted X [KN]	Ted Y [KN]
0	0	1102	76	2161	771	28.14	219.14
1	3.2	1065.27	61.36	1856	651	29.5	121
2	6.4	844.87	46.16	1385	485	30.7	88.4
3	9.6	624.47	30.96	912	319	30.97	89.46
4	12.8	404.07	15.76	437	150	27.44	52.17
5	16	183.67	0.56	0	0	20.5	58

Di seguito si riportano le armature inserite e le relative verifiche, facendo una opportuna distinzione tra zona non critica e zona critica.

Tab.12.3: Armature inserite in zona non critica

zona NON critica (non dissipativa)									
Armatura longitudinale					Armatura trasversale				
As,min [mm2]	φ	As,eff[mm2]	ρ>0.2%	1% < ρ < 4%	φ st,min [mm2]	φ st,eff [mm2]	Ast,eff[mm2]	s max [mm]	s adottato [mm]
/	/	/	/	/	/	/	/	/	/
1440	34φ14	5233.893361	Verificato	Verificato	6	8	50.27	168	140
1440	34φ14	5233.893361	Verificato	Verificato	6	8	50.27	168	140
1440	34φ14	5233.893361	Verificato	Verificato	6	8	50.27	168	140
1440	34φ14	5233.893361	Verificato	Verificato	6	8	50.27	168	140
1440	34φ14	5233.893361	Verificato	Verificato	6	8	50.27	168	140

Tab.12.4: Armature inserite in zona critica confinata

zona critica (dissipativa)								
Zona confinata (45cm)								
Armatura longitudinale			Armatura trasversale					
$\phi$	As ,eff[mm2]	1% < $\rho$ < 4%	$\phi$ st,min [mm2]	$\phi$ st,eff [mm2]	Ast ,eff[mm2]	s max [mm]	s adottato [mm]	Verifica $\omega d$
13 $\phi$ 14	2001.19452	Verificato	6	8	50.27	84	60	Verificato
/	/	/	/	/	/	/	/	/
/	/	/	/	/	/	/	/	/
/	/	/	/	/	/	/	/	/
/	/	/	/	/	/	/	/	/
/	/	/	/	/	/	/	/	/
/	/	/	/	/	/	/	/	/

Tab.12.5: Armature inserite in zona critica non confinata

zona critica (dissipativa)				
Zona NON confinata				
Armatura longitudinale			Armatura trasversale	
$\phi$	As ,eff[mm2]	$\rho > 0.2\%$	Ast ,eff[mm2]	s adottato [mm]
12 $\phi$ 14	1847.25648	Verificato	50.27	60
/	/	/	/	/
/	/	/	/	/
/	/	/	/	/
/	/	/	/	/
/	/	/	/	/

Per concludere, si riportano le tabelle riepilogative delle verifiche eseguite sul setto.

Tab.12.6: Verifica a presso flessione

Verifica presso-flessione												
Ned<0.35*Ac*fcd	Mrdx	Mrdy	Mrdx ridotto	Mrdy ridotto	Momenti resistenti travi				Verifica			
					Trave 16-20		Trave 19-20					
					M+	M-	M+	M-	dir x	dir y	Mrdx>Medx	Mrdy>Medy
Verificato	1461	284.2	1022.7	198.94	128	218	129.3	62.01	Verificato	Verificato	Verificato	Verificato
Verificato	1340	255.6	938	178.92	128	218	129.3	62.01	Verificato	Verificato	Verificato	Verificato
Verificato	1340	255.6	938	178.92	128	218	129.3	62.01	Verificato	Verificato	Verificato	Verificato
Verificato	1340	255.6	938	178.92	128	218	129.3	62.01	Verificato	Verificato	Verificato	Verificato
Verificato	1340	255.6	938	178.92	128	218	129.3	62.01	Verificato	Verificato	Verificato	Verificato
Verificato	1340	255.6	938	178.92	128	218	129.3	62.01	Verificato	Verificato	Verificato	Verificato

Tab.12.7: Verifica a taglio compressione nell'anima

Verifica taglio-compressione								
Fattori					Ved y [KN]	Vrcd y [KN]	Verifica Vedy<Vrcdy	
q=	3.68							
a(T2) dir y=	1.62	m/s2		σcp	αc			
as(Tc)	1.62	m/s2		2.84	1.20	455.8112	1441.825	Verificato
Fat. amplif. Y	2.08	Fat. amplif. Y adottato	2.08	2.84	1.20	251.68	1441.825	Verificato
cotgθ	1			2.84	1.20	183.872	1441.825	Verificato
z	1280	braccio delle forze interne [mm]		2.47	1.17	186.0768	1410.247	Verificato
d	1570	altezza utile direz y [mm]		1.18	1.08	108.5136	1301.29	Verificato
α	90	inclinazione staffe		0.00	1.00	120.64	1201.05	Verificato

Tab.12.8: Verifica a taglio trazione nell'anima

Verifica taglio-trazione											
$\alpha_s$	num. bracci	caso $\alpha_s > 2$		caso $\alpha_s < 2$							
		Vr <sub>sd</sub> [KN]	verifica	fattori			Vr <sub>d,c</sub> [KN]	p <sub>v</sub>	p <sub>h</sub>	verifica par. 7.4.15	verifica par 7.4.16
1.511042	4	/	/	k	1.356915	<2	432.92122	0.010412	0.01117	Verificato	Verificato
2.64539	2	397.0349	Verificato	$\rho_1$	0.011112	<0.02	/	/	/	/	/
2.871789	2	397.0349	Verificato	$\gamma_c$	1.5		/	/	/	/	/
2.097476	2	397.0349	Verificato	v <sub>min</sub>	0.27661		/	/	/	/	/
2.327281	2	397.0349	Verificato				/	/	/	/	/
0.951522	2	/	/				232.27522	0.014161	0.002394	Verificato	Verificato

Tab.12.9: Verifica di scorrimento nelle zone dissipative

Verifica di scorrimento						
Vdd [KN]	Vid [KN]	fattori		Vfd [KN]	Vrd,s	Ved < Vrd,s
566.1924528	0	ξ cr	0.215	315.792	881.9845	Verificato
506.5932472	0	ξ	0.201875	296.514	803.1072	Verificato
506.5932472	0	η	0.432	296.514	803.1072	Verificato
506.5932472	0			296.514	803.1072	Verificato
506.5932472	0			296.514	803.1072	Verificato
506.5932472	0			248.1556	754.7488	Verificato

## 13. Corpo scala

### 13.1. Caratteristiche generali

Il corpo scala rappresenta uno degli elementi di più complessa realizzazione sia in fase di progettazione e dimensionamento che esecutiva, per gli innumerevoli parametri di cui è necessario tenere conto.

Da un punto di vista tipologico, si possono distinguere:

- scala a soletta rampante
- scala con trave a ginocchio.

La soluzione scelta nel caso in esame ricade sulla scala a soletta rampante dove la struttura resistente è composta da una piastra ad asse inclinato (rampa) che poggia sulle travi poste al livello di piano ed interpiano. I gradini posti sopra di essa non hanno funzione portante. Si è scelta tale opzione per avere una minore incidenza in termini di rigidità sulla struttura, inoltre presenta rispetto alle scale con travi a ginocchio dei vantaggi di tipo statico e tecnologico. Nello specifico: statico in quanto influenza in minor modo lo schema dei telai spaziali a maglie rettangolari di un normale edificio in cemento armato; tecnologico perché risulta molto più semplice per le maestranze una scala a solettone (soletta piena), piuttosto che una con travi a ginocchio. Una caratteristica della scala a soletta rampante, che comporta di notevoli benefici allo schema statico generale, è che i quattro pilastri, occorrenti per il sostegno della scala stessa, possono essere disposti anche all'esterno del vano scala, realizzando delle campate più grandi, riducendo così la rigidità della scala a favore di una più uniforme distribuzione delle rigidità stesse.

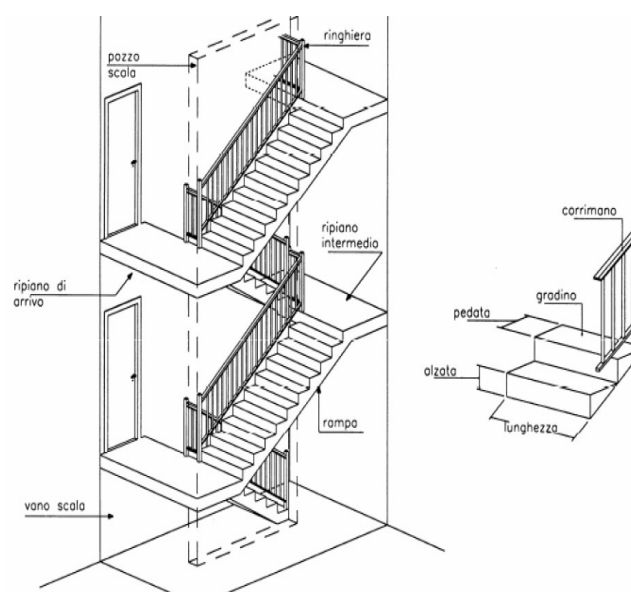


Fig.13.1: Rappresentazione scala a soletta rampante

## 13.2. Analisi e combinazione dei carichi degli elementi del corpo scala

Tab.13.1: Carichi permanenti strutturali rampa

Analisi dei carichi della rampa strutturali					
Materiale	h (m)	L (m)	$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	P(kN/m)	P(KN/m <sup>2</sup> )
Soletta	0.17	1.2	25	5.10	4.25
TOTALE	-	-	-	5.10	4.25

Tab.13.2: Carichi non permanenti strutturali rampa

Analisi dei carichi della rampa non strutturali					
Materiale	h (m)	L (m)	$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	P(kN/m)	P(KN/m <sup>2</sup> )
Gradino	0.08	1.2	25	2.40	2
Marmo pedata	0.03	1.2	20	0.72	0.6
Massetto pedata	0.03	1.2	19	0.68	0.57
Marmoalzata	0.02	1.2	20	0.48	0.4
Massetto alzata	0.01	1.2	19	0.23	0.19
Intonaco	0.034	1.2	20	0.82	0.68
TOTALE	-	-	-	5.33	4.44

Tab.13.3: Carichi permanenti strutturali pianerottolo

Analisi dei carichi del pianerottolo strutturali					
Materiale	h (m)	L (m)	$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	P(kN/m)	P(KN/m <sup>2</sup> )
Soletta	0.15	2.1	25	7.88	3.75
TOTALE	-	-	-	7.88	3.75

Tab.13.4: Carichi permanenti non strutturali pianerottolo

Analisi dei carichi del pianerottolo non strutturali					
Materiale	h (m)	L (m)	$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	P(kN/m)	P(KN/m <sup>2</sup> )
Marmo	0.03	2.1	20	1.26	0.6
Massetto	0.03	2.1	19	1.20	0.57
Intonaco	0.03	2.1	20	1.26	0.6
TOTALE	-	-	-	3.72	1.77

Tab.13.4: Carichi variabili rampa e pianerottolo

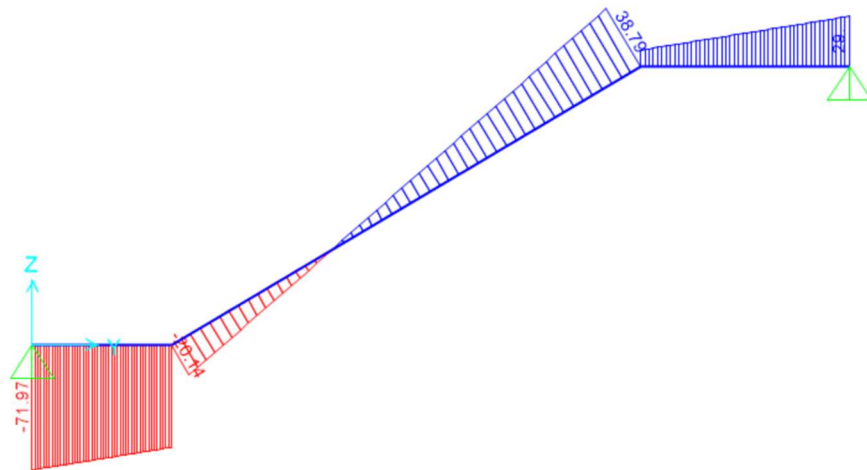
Carichi variabili rampa				
Carico	Q(kN/m <sup>2</sup> )	L (m)	Q (kN/m)	Q(KN/m <sup>2</sup> )
Folla	4	1.2	4.8	4.00
Carichi variabili pianerottolo				
Carico	Q(kN/m <sup>2</sup> )	L (m)	Q (kN/m)	Q(KN/m <sup>2</sup> )
Folla	4	2.1	8.4	4.00

Al fine di prevedere un'eventuale plasticizzazione del corpo scala agli estremi, è stato deciso di studiare un doppio schema strutturale, ovvero appoggio-appoggio ed incastro-incastro. Questo ha permesso di massimizzare i momenti nel primo caso in mezzera (rampa), e nel secondo caso agli

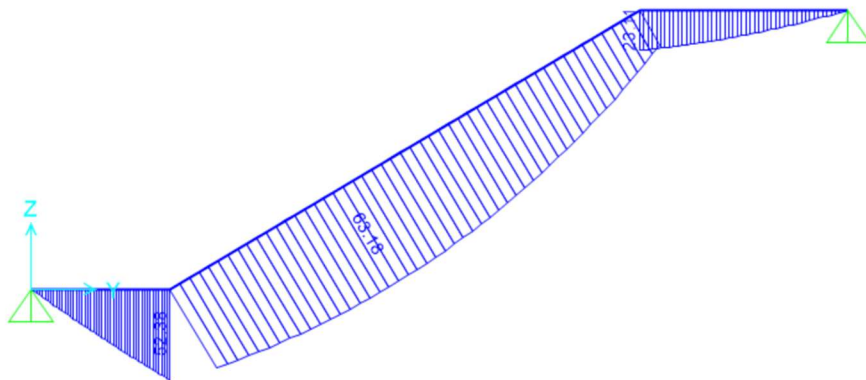


estremi, così da prevenire eventuali plasticizzazioni nei nodi d'estremità. Si riportano di seguito i due schemi analizzati.

**Schema strutturale Appoggio-Appoggio**



*Fig.13.2: diagramma del taglio su appoggi*



*Fig.13.3: Diagramma del momento su appoggi*

### Schema strutturale Incastro-Incastro

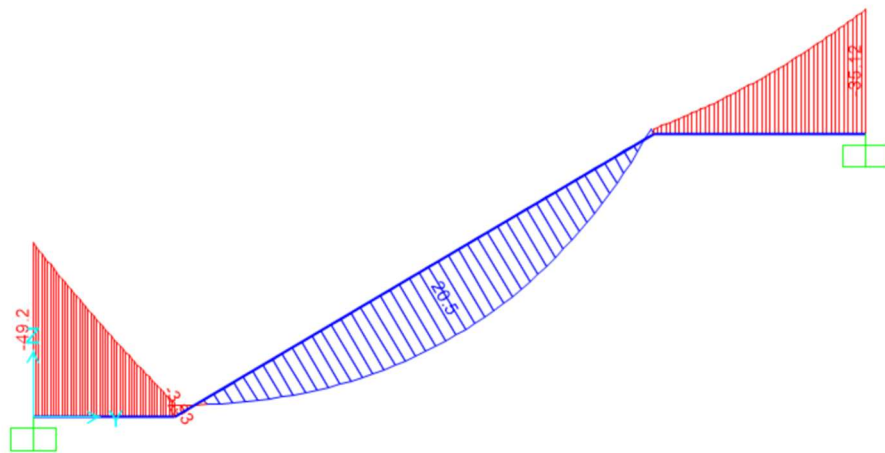


Fig.13.4: Diagramma del momento doppio incastro

### 13.3. Armatura longitudinale

#### 13.3.1. Verifica a flessione

Uno dei vantaggi della progettazione della scala a soletta rampante, consiste nel fatto che essa ha un comportamento perfettamente analogo ai solai precedentemente calcolati. Questo permette di effettuare delle verifiche flessionali, mediante progettazione di armature longitudinali, perfettamente analoghe ai casi precedentemente illustrati, con gli stessi principi e formule normative. L'area dell'armatura longitudinale in zona tesa non deve essere inferiore a (4.1.6.1 NTC):

$$A_{s,min} = \max\left(0,26 \cdot \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} \cdot b \cdot d ; 0,0013 \cdot b \cdot d\right)$$

Negli appoggi di estremità all'intradosso deve essere disposta un'armatura efficacemente ancorata, calcolata per uno sforzo di trazione pari al taglio ( $A_s = T_d/f_{yd}$ ).

Al di fuori delle zone di sovrapposizione, l'area di armatura tesa o compressa non deve superare individualmente  $A_{s,max} = 0,04 A_c$ , essendo  $A_c$  l'area della sezione trasversale di calcestruzzo.

### 13.3.2. Tabella dei ferri longitudinali

Tab.13.5: ferri trasversali trave interpiano

sezione	Lato	M <sub>ed</sub> [kN m]	Ferri		As min [cm <sup>2</sup> ]	Aseff [cm <sup>2</sup> ]	Mrd [kN m]	Armatura trasversal e	Numero Φ 8
			Φ	Φ					
			10	14					
A	sup	49.2	0	8	1074.64	1231.50	56.38	246.30	5
	inf	0	0	8	231.19	1231.50	56.38	246.30	5
B	sup	0	0	8	231.19	1231.50	56.38	246.30	5
	inf	52.38	0	8	1144.10	1231.50	56.38	246.30	5
C	sup	0	0	6	231.19	923.63	42.29	184.73	4
	inf	63.18	0	10	1380.00	1539.38	70.48	307.88	7
D	sup	0	0	6	231.19	923.63	42.29	184.73	4
	inf	23.11	0	6	504.78	923.63	42.29	184.73	4
E	sup	35.12	0	6	767.10	923.63	42.29	184.73	4
	inf	0	0	6	231.19	923.63	42.29	184.73	4

### 13.3.3. Verifica a taglio

Poiché la scala a soletta rampante è piena, essa non necessita di armature specifiche a taglio per le motivazioni riportate in precedenza, tuttavia risulta necessario effettuare una verifica perfettamente analoga al caso dei solai di piano e copertura, secondo la relazione:

$$V_{Rd} = \left\{ 0,18 \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_1 \cdot f_{ck})^{1/3} / \gamma_c + 0,15 \cdot \sigma_{cp} \right\} \cdot b_w \cdot d \geq (v_{min} + 0,15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w d \quad (4.1.14)$$

con

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

$$v_{min} = 0,035 k^{3/2} f_{ck}^{1/2}$$

e dove

d è l'altezza utile della sezione (in mm);

$\rho_1 = A_{sl} / (b_w \cdot d)$  è il rapporto geometrico di armatura longitudinale ( $\leq 0,02$ );

$\sigma_{cp} = N_{Ed} / A_c$  è la tensione media di compressione nella sezione ( $\leq 0,2 f_{cd}$ );

$b_w$  è la larghezza minima della sezione (in mm).

La verifica a taglio risulta essere soddisfatta senza l'aggiunta di ferri trasversali appositi, tuttavia fuori calcolo sono stati inseriti dei ferri  $\Phi 8$  per motivi costruttivi.

Tab.13.6: Verifica a taglio corpo scala

ARMATURA TRASVERSALE										
sezione		Ved [kN]	Ferri		As <sub>eff</sub> [cm <sup>2</sup> ]	d [mm]	$\rho_1$	k	v <sub>min</sub>	Vrd [kN]
			$\Phi$	$\Phi$						
			10	14						
A	sup	0	0	8	1231.50	1200.00	0.020	1.4	0.3	896.49
	inf	71.97	0	2	307.88	1200.00	0.020	1.4	0.3	896.49
B	sup	0	0	2	307.88	1200.00	0.020	1.4	0.3	896.49
	inf	20.14	0	8	1231.50	1200.00	0.020	1.4	0.3	896.49
C	sup	0	0	2	307.88	1200.00	0.020	1.4	0.3	896.49
	inf	0	0	10	1539.38	1200.00	0.020	1.4	0.3	896.49
D	sup	38.79	0	2	307.88	1200.00	0.020	1.4	0.3	896.49
	inf	0	0	5	769.69	1200.00	0.020	1.4	0.3	896.49
E	sup	29	0	5	769.69	1200.00	0.020	1.4	0.3	896.49
	inf	0	0	2	307.88	1200.00	0.020	1.4	0.3	896.49

### 13.4. Trave d'interpiano

Relativamente alla presenza di una scala che trasmette carichi ai pianerottoli, è necessario verificare il comportamento a torsione delle travi su cui si innestano i pianerottoli stessi. A partire dalle caratteristiche geometriche specifiche di questi elementi si è effettuato un controllo sulla necessità o meno di inserire un'armatura trasversale aggiuntiva dovuta al contributi dei momenti agenti parallelamente all'asse longitudinale delle travi:

Tab.13.7: caratteristiche della trave d'interpiano

Trave d'interpiano		
h	50	cm
b	30	cm
d'	3	cm
d	47	cm

#### 13.4.1. Tabella dei ferri longitudinali

Tab.13.8: ferri longitudinali trave interpiano

Trave Interpiano	Sezione	Lato	Med [kNm]	Ved [kN]	$\phi$	Mrd [kNm]
	A	S	89.82	84.03	2 $\Phi 14$ +1 $\Phi 18$	93.08
		I	94.65	88.05	4 $\Phi 14$	101.92
	B	S	15.82	18.86	2 $\Phi 14$ +1 $\Phi 18$	93.08
		I	13.96	18.12	2 $\Phi 14$	50.96
	C	S	88.62	88.62	2 $\Phi 14$ +1 $\Phi 18$	93.08
		I	86.12	86.12	4 $\Phi 14$	101.92

### 13.4.1. Tabella dei ferri trasversali

Tab.13.9: ferri trasversali trave interpiano

Trave	Sezione	Ved	Φ a 2 bracci	Asw [mm <sup>2</sup> ]	s [mm]	S critico	Vrd [KN]
Tinter.	A	83.69	8.00	100.53	120.00	80.00	138.67
	C	83.69	8.00	100.53	120.00	80.00	138.67

### 13.4.2. Verifica a torsione

La verifica di resistenza (SLU) consiste nel controllare che:

$$T_{rd} \geq T_{ed}$$

Dove  $T_{ed}$  è il valore di calcolo del momento torcente agente. Per elementi prismatici sottoposti a torsione semplice o combinata con altre sollecitazioni, che abbiano sezione piena o cava, lo schema resistente è costituito da un traliccio periferico in cui gli sforzi di trazione sono affidati alle armature longitudinali e trasversali ivi contenute e gli sforzi di compressione sono affidati alle bielle di calcestruzzo. Con riferimento al calcestruzzo la resistenza si calcola con:

$$T_{Rcd} = 2 \cdot A \cdot t \cdot f'_{cd} \cdot \text{ctg}\theta / (1 + \text{ctg}^2\theta)$$

per sezioni piene  $t = A_c/u$ , dove  $A_c$  è l'area della sezione ed  $u$  è il suo perimetro;  $t$  deve essere assunta comunque  $\geq 2$  volte la distanza fra il bordo e il centro dell'armatura longitudinale. Con riferimento alle staffe trasversali la resistenza si calcola con:

$$T_{Rsd} = 2 \cdot A \cdot \frac{A_s}{s} \cdot f_{yd} \cdot \text{ctg}\theta$$

Con riferimento all'armatura longitudinale la resistenza si calcola con:

$$T_{Rld} = 2 \cdot A \cdot \frac{\sum A_l}{u_m} \cdot f_{yd} / \text{ctg}\theta$$

dove si è posto

$A$  area racchiusa dalla fibra media del profilo periferico;

$A_s$  area delle staffe;

$u_m$  perimetro medio del nucleo resistente

$s$  passo delle staffe;

$\sum A_l$  area complessiva delle barre longitudinali.

La resistenza alla torsione della trave è la minore delle tre sopra definite:

$$T_{Rd} = \min (T_{Rcd}, T_{Rsd}, T_{Rld})$$

Per quanto riguarda la crisi lato calcestruzzo, la resistenza massima di una membratura soggetta a torsione e taglio è limitata dalla resistenza delle bielle compresse di calcestruzzo. Per non eccedere tale resistenza, deve essere soddisfatta la seguente condizione:

$$\frac{T_{Ed}}{T_{Rcd}} + \frac{V_{Ed}}{V_{Rcd}} \leq 1$$

Tab.13.10: ferri trasversali trave interpiano

Sezione	Ted [kNm]	Ved [kN]	Vrcd[kN]	Trd [kN]	Trd [kN] Z. critica	Trd ≥ Ted	$\frac{Ted}{Trcd} + \frac{Ved}{Vrcd} \leq 1$
A	46.45	88.05	449.4375	54.94	55.6	verificato	verificato
B	12.52	18.86	449.4375	54.94	55.6	verificato	verificato
C	47.02	88.62	449.4375	54.94	55.6	verificato	verificato



Tab.14.1: Caratteristiche nucleo direzione X

Dimensioni nucleo dir X			
bw	30	cm	Spessore
lw	180	cm	lunghezza totale
Area sez	5400	cm <sup>2</sup>	area sezione
Area sez ridotta	4176	cm <sup>2</sup>	Area sezione del setto ridotta del copriferro
Area sez critica	1008	cm <sup>2</sup>	
hs	270	cm	Altezza interpiano
hw	1600	cm	altezza totale
Parete snella			tipologia parete
hcr	2.7	m	Verificato
lcr	45	cm	lunghezza zona critica

Di seguito si riportano le tabelle relative alle sollecitazioni esterne agenti sul nucleo ricavate da SAP2000.

Tab.14.2: Sollecitazioni nucleo direzione X

Sezione	Altezza [m]	MedX [KNm]	MedY [KNm]	Ned max [KN]	Ned min [KN]	Ted X [KN]	Ted Y [KN]
0	0	51.3	793.100	3098.300	2262.9	607.35	99
1	3.2	49.59	634.534	2061.600	1371.2	712.4	8.37
2	6.4	39.33	475.914	1130.900	592.4	616.1	6.3
3	9.6	29.07	317.294	498.200	119.9	401.8	3.6
4	12.8	18.81	158.674	208.900	4.5	151.6	1.6
5	16	8.55	0.1	0.0	0	12.6	1

Di seguito si riportano le armature inserite e le relative verifiche, facendo una opportuna distinzione tra zona non critica e zona critica.

Tab.14.3: Armature inserite in zona non critica

zona NON critica (non dissipativa)									
Armatura longitudinale					Armatura trasversale				
As,min [mm <sup>2</sup> ]	φ	As,eff[mm <sup>2</sup> ]	ρ>0.2%	1% < ρ < 4%	φ st,min [mm <sup>2</sup> ]	φ st,eff [mm <sup>2</sup> ]	Ast,eff[mm <sup>2</sup> ]	s max [mm]	s adottato [mm]
/	/	/	/	/	/	/	/	/	/
1620	14φ18+18φ14	6333.45	Verificato	Verificato	6	8	50.27	168	100
1620	34φ14	6333.45	Verificato	Verificato	6	8	50.27	168	100
1620	34φ14	6333.45	Verificato	Verificato	6	8	50.27	168	100
1620	34φ14	6333.45	Verificato	Verificato	6	8	50.27	168	100
1620	34φ14	6333.45	Verificato	Verificato	6	8	50.27	168	100



Tab.14.4: Armature inserite in zona critica confinata

zona critica (dissipativa)								
Zona confinata (45cm)								
Armatura longitudinale			Armatura trasversale					
$\phi$	As ,eff[mm2]	1% < $\rho$ < 4%	$\phi$ st,min [mm2]	$\phi$ st,eff [mm2]	Ast ,eff[mm2]	s max [mm]	s adottato [mm]	Verifica $\omega d$
8 $\phi$ 18+3 $\phi$ 14	2497.56616	Verificato	6	8	50.27	84	50	Verificato
/	/	/	/	/	/	/	/	/
/	/	/	/	/	/	/	/	/
/	/	/	/	/	/	/	/	/
/	/	/	/	/	/	/	/	/
/	/	/	/	/	/	/	/	/

Tab.14.5: Armature inserite in zona critica non confinata

zona critica (dissipativa)				
Zona NON confinata				
Armatura longitudinale			Armatura trasversale	
$\phi$	As ,eff[mm2]	$\rho > 0.2\%$	Ast ,eff[mm2]	s adottato [mm]
12 $\phi$ 14	1847.25648	Verificato	50.27	50
/	/	/	/	/
/	/	/	/	/
/	/	/	/	/
/	/	/	/	/
/	/	/	/	/

Per concludere, si riportano le tabelle riepilogative delle verifiche eseguite sul nucleo.

Tab.14.6: Verifica a presso flessione

Verifica presso-flessione				
Ned<0.35*Ac*fcd	Mrdx	Mrdy		
			Mrdx>Medx	Mrdy>Medy
Verificato	385.5	2011	Verificato	Verificato
Verificato	342.2	1816	Verificato	Verificato
Verificato	342.2	1816	Verificato	Verificato
Verificato	342.2	1816	Verificato	Verificato
Verificato	342.2	1816	Verificato	Verificato
Verificato	342.2	1816	Verificato	Verificato

Tab.14.7: Verifica a taglio compressione dell'anima

Verifica taglio-compressione								
Fattori					Ved y [KN]	Vrcd y [KN]	Verifica Vedy<Vrcdy	
q=	3.68							
a(T1) dir y=	1.58	m/s2		ocp	αc			
as(Tc)	1.62	m/s2		2.84	1.20	1609.478	1625.497	Verificato
Fat. amplif. Y	2.65	Fat. amplif. Y adottato	2.65	2.84	1.20	1887.86	4063.743	Verificato
cotgθ	1			2.71	1.19	1632.665	4032.224	Verificato
z	1440	braccio delle forze interne [mm]		1.19	1.08	1064.77	3670.194	Verificato
d	1770	altezza utile direz y [mm]		0.50	1.04	401.74	3504.657	Verificato
α	90	inclinazione staffe		0.00	1.00	33.39	3385.125	Verificato

Tab.14.8: Verifica a taglio trazione dell'anima

Verifica taglio-trazione											
$\alpha_s$	num. bracci	caso $\alpha_s > 2$		caso $\alpha_s < 2$							
		Vrsd [kN]	verifica	fattori			Vrd,c[kN]	pv	ph	verifica par.7.4.15	verifica par 7.4.16
0.725465	4	/	/	k	1.336	<2	490.21886	0.010404	0.013404	Verificato	Verificato
0.494833	2	/	/	$\rho_1$	0.012	<0.02	490.21886	0.015166	0.003351	Verificato	Verificato
0.429146	2	/	/	$\gamma_c$	1.5		479.71254	0.015166	0.003351	Verificato	Verificato
0.438712	2	/	/	vmin	0.270		359.03592	0.015166	0.003351	Verificato	Verificato
0.581478	2	/	/				303.85693	0.015166	0.003351	Verificato	Verificato
0.002372	2	/	/				264.01286	0.015166	0.003351	Verificato	Verificato

Tab.14.9: Verifica a scorrimento nelle zone dissipative

Verifica di scorrimento						
Vdd [kN]	Vid [kN]	fattori		Vfd [kN]	Vrd,s	Ved < Vrd,s
662.2809679	0	$\xi_{cr}$	0.2275	375.921	1038.202	Verificato
613.0204	0	$\xi$	0.214375	354.2333	967.2537	Verificato
613.0204	0	$\eta$	0.432	354.2333	967.2537	Verificato
613.0204	0			354.2333	967.2537	Verificato
613.0204	0			345.7081	958.7285	Verificato
613.0204	0			318.7722	931.7926	Verificato

### 14.2.2 Nucleo direzione Y1

Nella tabella riportata sono presenti le caratteristiche geometriche relative al nucleo progettato

Tab.14.10: Caratteristiche nucleo direzione Y1

Dimensioni nucleo dir Y1			
bw	30	cm	Spessore
lw	270	cm	lunghezza totale
Area sez	8100	cm <sup>2</sup>	area sezione
Area sez ridotta	6336	cm <sup>2</sup>	Area sezione del setto ridotta del copriferro
Area sez critica	1224	cm <sup>2</sup>	
hs	270	cm	Altezza interpiano
hw	1600	cm	altezza totale
Parete snella			tipologia parete
hcr	2.7	m	Verificato
lcr	54	cm	lunghezza zona critica

Di seguito si riportano le tabelle relative alle sollecitazioni esterne agenti sul nucleo ricavate da SAP2000.

Tab.14.11: Sollecitazioni nucleo direzione Y1

Sezione	Altezza [m]	MedX [KNm]	MedY [KNm]	Ned max [KN]	Ned min [KN]	Ted X [KN]	Ted Y [KN]
0	0	2625.00	69.50	4198	2707.8	78.1	747.4
1	3.2	2542.97	56.22	2786.4	1480.6	22.1	720.7
2	6.4	2017.97	42.32	1494.7	476.1	21	571.6
3	9.6	1492.97	28.42	628.4	60.2	17.4	366.9
4	12.8	967.97	14.52	293.1	52.2	13	169
5	16	442.97	0.62	0	0	16.2	93.5

Di seguito si riportano le armature inserite e le relative verifiche, facendo una opportuna distinzione tra zona non critica e zona critica.

Tab.14.12: Armature inserite in zona non critica

zona NON critica (non dissipativa)									
Armatura longitudinale					Armatura trasversale				
As,min [mm2]	φ	As,eff[mm2]	p>0.2%	1% < p < 4%	φ st,min [mm2]	φ st,eff [mm2]	Ast,eff[mm2]	s max [mm]	s adottato [mm]
/	/	/	/	/	/	/	/	/	/
2430	41φ18	10433.2292	Verificato	Verificato	6	8	50.27	168	100
2430	41φ18	10433.2292	Verificato	Verificato	6	8	50.27	168	100
2430	41φ18	10433.2292	Verificato	Verificato	6	8	50.27	168	100
2430	41φ18	10433.2292	Verificato	Verificato	6	8	50.27	168	100
2430	41φ18	10433.2292	Verificato	Verificato	6	8	50.27	168	100

Tab.14.13: Armature inserite in zona critica confinata

zona critica (dissipativa)								
Zona confinata (45cm)								
Armatura longitudinale			Armatura trasversale					
$\phi$	As ,eff[mm2]	1% < $\rho$ < 4%	$\phi$ st,min [mm2]	$\phi$ st,eff [mm2]	Ast ,eff[mm2]	s max [mm]	s adottato [mm]	Verifica $\omega d$
13 $\phi$ 18	3308.097064	Verificato	7.2	8	50.27	84	50	Verificato
/	/	/	/	/	/	/	/	/
/	/	/	/	/	/	/	/	/
/	/	/	/	/	/	/	/	/
/	/	/	/	/	/	/	/	/
/	/	/	/	/	/	/	/	/

Tab.14.14: Armature inserite in zona critica non confinata

zona critica (dissipativa)				
Zona NON confinata				
Armatura longitudinale			Armatura trasversale	
$\phi$	As ,eff[mm2]	$\rho > 0.2\%$	Ast ,eff[mm2]	s adottato [mm]
18 $\phi$ 18	4580.442089	Verificato	50.27	50
/	/	/	/	/
/	/	/	/	/
/	/	/	/	/
/	/	/	/	/
/	/	/	/	/

Per concludere, si riportano le tabelle riepilogative delle verifiche eseguite sul nucleo.

Tab.14.15: Verifica a presso flessione

Verifica presso-flessione				
Ned<0.35*Ac*fcd	Mrdx	Mrdy		
			Mrdx>Medx	Mrdy>Medy
Verificato	4760	514	Verificato	Verificato
Verificato	4388	470.4	Verificato	Verificato
Verificato	4388	470.4	Verificato	Verificato
Verificato	4388	470.4	Verificato	Verificato
Verificato	4388	470.4	Verificato	Verificato
Verificato	4388	470.4	Verificato	Verificato

Tab.14.16: Verifica a taglio compressione dell'anima

Verifica taglio-compressione								
Fattori					Ved y [KN]	Vrcd y [KN]	Verifica Vedy<Vrcdy	
q=	3.68							
a(T2) dir X=	1.62	m/s2		σcp	αc			
as(Tc)	1.62	m/s2		2.84	1.20	205.403	2452.021	Verificato
Fat. amplif. Y	2.63	Fat. amplif. Y adottato	2.63	2.84	1.20	58.123	6130.053	Verificato
cotgθ	1			2.36	1.17	55.23	5956.698	Verificato
z	2160	braccio delle forze interne [mm]		0.99	1.07	45.762	5463.867	Verificato
d	2670	altezza utile direz y [mm]		0.46	1.03	34.19	5273.117	Verificato
α	90	inclinazione staffe		0.00	1.00	42.606	5106.375	Verificato

Tab.14.17: Verifica a taglio trazione dell'anima

Verifica taglio-trazione											
α <sub>s</sub>	num. Bracci	caso α <sub>s</sub> >2		caso α <sub>s</sub> <2							
		Vr <sub>sd</sub> [kN]	verifica	fattori			Vr <sub>d,c</sub> [kN]	p <sub>v</sub>	p <sub>h</sub>	verifica par.7.4.15	verifica par 7.4.16
0.330	4	/	/	k	1.27369	<2	732.17461	0.01245	0.013404	Verificato	Verificato
0.942	2	/	/	ρ <sub>1</sub>	0.013025	<0.02	732.17461	0.016467	0.003351	Verificato	Verificato
0.746	2	/	/	γ <sub>c</sub>	1.5		674.38959	0.016467	0.003351	Verificato	Verificato
0.605	2	/	/	v <sub>min</sub>	0.251555		510.11253	0.016467	0.003351	Verificato	Verificato
0.414	2	/	/				446.52936	0.016467	0.003351	Verificato	Verificato
0.014	2	/	/				390.94861	0.016467	0.003351	Verificato	Verificato

Tab.14.18: Verifica a scorrimento nelle zone dissipative

Verifica di scorrimento						
V <sub>dd</sub> [kN]	V <sub>id</sub> [kN]	fattori		V <sub>fd</sub> [kN]	V <sub>rd,s</sub>	V <sub>ed</sub> <V <sub>rd,s</sub>
1083.732	0	ξ <sub>cr</sub>	0.214444	531.522	1615.254	Verificato
1009.842	0	ξ	0.209259	518.67	1528.512	Verificato
1009.842	0	η	0.432	518.67	1528.512	Verificato
1009.842	0			518.67	1528.512	Verificato
1009.842	0			518.67	1528.512	Verificato
1009.842	0			512.5893	1522.431	Verificato

### 14.2.3 Nucleo direzione Y2

Nella tabella riportata sono presenti le caratteristiche geometriche relative al nucleo progettato

Tab.14.19: Caratteristiche nucleo direzione Y1

Dimensione nucleo dir Y2			
bw	30	cm	Spessore
lw	270	cm	lunghezza totale
Area sez	8100	cm <sup>2</sup>	area sezione
Area sez ridotta	6336	cm <sup>2</sup>	Area sezione del setto ridotta del copriferro
Area sez critica	1224	cm <sup>2</sup>	
hs	270	cm	Altezza interpiano
hw	1600	cm	altezza totale
Parete snella			tipologia parete
hcr	2.7	m	Verificato
lcr	54	cm	lunghezza zona critica

Di seguito si riportano le tabelle relative alle sollecitazioni esterne agenti sul nucleo ricavate da SAP2000.

Tab.14.20: Sollecitazioni nucleo direzione Y2

Sezione	Altezza [m]	MedX [KNm]	MedY [KNm]	Ned max [KN]	Ned min [KN]	Ted X [KN]	Ted Y [KN]
0	0	2601.6	95.1	3954.5	2322	162.7	314.8
1	3.2	2520.3	76.53425868	2870.6	1485.1	44	562.7
2	6.4	1999.98	57.51425868	1607.7	551.2	63.9	461.8
3	9.6	1479.66	38.49425868	698.5	6.5	62.5	306.2
4	12.8	959.34	19.47425868	260.9	68.2	49.6	141.7
5	16	439.02	0.454258675	0	0	8.2	157.7

Di seguito si riportano le armature inserite e le relative verifiche, facendo una opportuna distinzione tra zona non critica e zona critica.

Tab.14.20: Armature inserite in zona non critica

zona NON critica (non dissipativa)									
Armatura longitudinale					Armatura trasversale				
As,min [mm2]	$\phi$	As,eff[mm2]	$\rho > 0.2\%$	$1\% < \rho < 4\%$	$\phi_{st,min}$ [mm2]	$\phi_{st,eff}$ [mm2]	Ast,eff[mm2]	s max [mm]	s adottato [mm]
/	/	/	/	/	/	/	/	/	/
2430	41 $\phi$ 18	10433.2292	Verificato	Verificato	6	8	50.27	168	100
2430	41 $\phi$ 18	10433.2292	Verificato	Verificato	6	8	50.27	168	100
2430	41 $\phi$ 18	10433.2292	Verificato	Verificato	6	8	50.27	168	100
2430	41 $\phi$ 18	10433.2292	Verificato	Verificato	6	8	50.27	168	100
2430	41 $\phi$ 18	10433.2292	Verificato	Verificato	6	8	50.27	168	100

Tab.14.21: Armature inserite in zona critica confinata

zona critica (dissipativa)									
Zona confinata (45cm)									
Armatura longitudinale			Armatura trasversale						
$\phi$	As,eff[mm2]	$1\% < \rho < 4\%$	$\phi_{st,min}$ [mm2]	$\phi_{st,eff}$ [mm2]	Ast,eff[mm2]	s max [mm]	s adottato [mm]	Verifica $\omega_d$	
13 $\phi$ 18	3308.097064	Verificato	6	8	50.27	84	50	Verificato	
/	/	/	/	/	/	/	/	/	
/	/	/	/	/	/	/	/	/	
/	/	/	/	/	/	/	/	/	
/	/	/	/	/	/	/	/	/	
/	/	/	/	/	/	/	/	/	

Tab.14.22: Armature inserite in zona critica non confinata

zona critica (dissipativa)				
Zona NON confinata				
Armatura longitudinale			Armatura trasversale	
$\phi$	As,eff[mm2]	$\rho > 0.2\%$	Ast,eff[mm2]	s adottato [mm]
18 $\phi$ 18	4580.442089	Verificato	50.27	50
/	/	/	/	/
/	/	/	/	/
/	/	/	/	/
/	/	/	/	/
/	/	/	/	/

Per concludere, si riportano le tabelle riepilogative delle verifiche eseguite sul nucleo.

Tab.14.23: Verifica a presso flessione

Verifica presso-flessione				
Ned<0.35*Ac*fcd	Mrdx	Mrdy		
			Mrdx>Medx	Mrdy>Medy
Verificato	4760	514	Verificato	Verificato
Verificato	4388	470.4	Verificato	Verificato
Verificato	4388	470.4	Verificato	Verificato
Verificato	4388	470.4	Verificato	Verificato
Verificato	4388	470.4	Verificato	Verificato
Verificato	4388	470.4	Verificato	Verificato

Tab.14.24: Verifica a taglio compressione dell'anima

Verifica taglio-compressione								
Fattori					Ved y [KN]	Vrcd y [KN]	Verifica Vedy<Vrcdy	
q=	3.68							
a(T2) dir X=	1.62	m/s2		σcp	αc			
as(Tc)	1.62	m/s2		2.84	1.20	431.155	2452.021	Verificato
Fat. amplif. Y	2.65	Fat. amplif. Y adottato	2.65	2.84	1.20	116.6	6130.053	Verificato
cotgθ	1			2.54	1.18	169.335	6020.983	Verificato
z	2160	braccio delle forze interne [mm]		1.10	1.08	165.625	5503.746	Verificato
d	2670	altezza utile direz y [mm]		0.41	1.03	131.44	5254.799	Verificato
α	90	inclinazione staffe		0.00	1.00	21.73	5106.375	Verificato

Tab.14.25: Verifica a taglio trazione dell'anima

Verifica taglio-trazione											
αs	b	caso αs>2		caso αs<2							
		Vrds [KN]	verifica	fattori			Vrd,c[KN]	pv	ph	verifica par.7.4.15	verifica par 7.4.16
0.216486	4	/	/	k	1.27369	<2	732.17461	0.01245	0.013404	Verificato	Verificato
0.644228	2	/	/	ρ1	0.013025	<0.02	732.17461	0.016467	0.003351	Verificato	Verificato
0.333358	2	/	/	γc	1.5		695.81786	0.016467	0.003351	Verificato	Verificato
0.228114	2	/	/	vmin	0.251555		523.40564	0.016467	0.003351	Verificato	Verificato
0.145417	2	/	/				440.42326	0.016467	0.003351	Verificato	Verificato
0.020518	2	/	/				390.94861	0.016467	0.003351	Verificato	Verificato



Tab.14.26: Verifica a scorrimento nelle zone dissipative

Verifica di scorrimento						
Vdd [kN]	Vid [kN]	fattori		Vfd [kN]	Vrd,s	Ved < Vrd,s
1083.732	0	$\xi_{cr}$	0.215	532.899	1616.631	Verificato
1009.842	0	$\xi$	0.201875	500.3674	1510.209	Verificato
1009.842	0	$\eta$	0.432	500.3674	1510.209	Verificato
1009.842	0			500.3674	1510.209	Verificato
1009.842	0			500.3674	1510.209	Verificato
1009.842	0			494.5012	1504.343	Verificato

### 14.3 Trave di accoppiamento

Le travi di accoppiamento vengono considerate travi snelle. Nel caso in esame, tutte le travi di accoppiamento hanno le seguenti dimensioni geometriche:

Tab.14.27: Caratteristiche trave di accoppiamento

Trave accoppiamento		
b	30	cm
h	40	cm
d	3	cm
Luce netta	125	cm

Per la verifica si segue lo stesso procedimento delle travi, se è soddisfatta almeno una delle seguenti condizioni:

- la sollecitazione di taglio di calcolo risulta:  $V_{Ed} \leq f_{ctd} \cdot b \cdot d$  (essendo b la larghezza e d l'altezza utile della sezione);
- il rapporto tra la luce netta e l'altezza è uguale o superiore a 1.

Poiché il rapporto tra la luce della sezione e l'altezza è uguale a 3.125 e la sollecitazione di taglio di calcolo agente su tale trave risulta essere inferiore al prodotto  $f_{ctd} \cdot b \cdot d$ , le due verifiche risultano essere soddisfatte, quindi la procedura per la progettazione di tale trave è stata identica a quella vista per le travi.

Si seguito si riporta una tabella riepilogativa delle armature minime da garantire e quelle effettivamente inserite nell'elemento.

Tab.14.28: Armature longitudinali trave di accoppiamento

Progetto delle <b>armature longitudinali</b> delle travi di accoppiamento										
Sezione	Med [kNm]	Ved [kN]	As,min normativ a [mm <sup>2</sup> ]	As,min Taglio [mm <sup>2</sup> ]	As,min Momento [mm <sup>2</sup> ]	As,max [mm <sup>2</sup> ]	φ	Area effettiva [mm <sup>2</sup> ]	Verifica	Mrd [kNm]
<b>A</b>	13.10		164.50	0.00	92.99	4800.00	2Φ14+1Φ18	562.35	Verificato	73.28
	7.10	19.30	164.50	49.32	50.40	4800.00	2Φ14	307.88	Verificato	40.12
<b>C</b>	3.80		164.50	0.00	26.98	4800.00	2Φ14+1Φ18	562.35	Verificato	73.28
	1.90		164.50	0.00	13.49	4800.00	2Φ14	307.88	Verificato	40.12
<b>B</b>	19.20	22.3	164.50	56.99	136.30	4800.00	2Φ14+1Φ18	562.35	Verificato	73.28
	8.90		164.50	0.00	63.18	4800.00	2Φ14	307.88	Verificato	40.12

Inoltre, si riporta di seguito la tabella riepilogativa delle armature trasversali inserite. Si osservi che, data l'esigua estensione della trave, si è assunta interamente critica, in quanto dai calcoli svolti emerge una lunghezza critica da applicare ad ambo gli estremi della trave pari a 0.6 m.

Tab.14.29: Armature trasversali trave di accoppiamento

Progetto delle <b>armature trasversali</b> delle travi di accoppiamento							
Sezione	Ved	s min[mm]	s adottato	Vr <sub>cd</sub> [kN]	Vr <sub>sd</sub> [kN]	Vr <sub>d</sub> [kN]	Vr <sub>d</sub> >Ved
A	119.34	84	80.00	353.81	163.75	163.75	verificato
B	119.34	84	80.00	353.81	163.75	163.75	verificato

## 15. Pushover (analisi non lineare)

L'analisi statica non lineare è uno strumento molto efficace per ottenere una previsione accurata e realistica della risposta sismica di una struttura, con tale analisi infatti la risposta della struttura viene determinata mediante l'integrazione al passo delle equazioni del moto di un sistema MDOF (Multiple Degree Of Freedom).

Essa è stata utilizzata in questo progetto per verificare la bontà delle nostre scelte progettuali, in particolare, è stata utilizzata per:

- valutare i rapporti di sovrarresistenza  $\frac{\alpha_u}{\alpha_1}$  e quindi verificare il fattore di struttura adottato;
- verificare l'effettiva distribuzione della domanda inelastica degli edifici.

L'analisi non lineare richiede che al sistema strutturale reale sia associato un sistema strutturale equivalente non lineare.

Nel caso in cui tale sistema equivalente sia ad un grado di libertà, a detto sistema strutturale equivalente si applicano i carichi gravitazionali e, per la direzione considerata dell'azione sismica, un sistema di forze orizzontali distribuite, ad ogni livello della costruzione, proporzionalmente alle forze d'inerzia ed aventi risultante  $F_b$  (taglio alla base).

Tali forze sono scalate in modo da far crescere monotonamente, sia in direzione positiva che negativa e fino al raggiungimento delle condizioni di collasso, lo spostamento orizzontale  $d_c$  di un punto di controllo.

Questa analisi di push-over è stata applicata a due telai della nostra struttura, in particolare il telaio composto dalle travi T5-6, T6-7 e T7-8 ed il telaio composto dalle travi T4-8, T8-12, T12-16 e T16-20, di seguito riportati in figura. Si noti che è stato anche messo in evidenza il punto di controllo scelto.

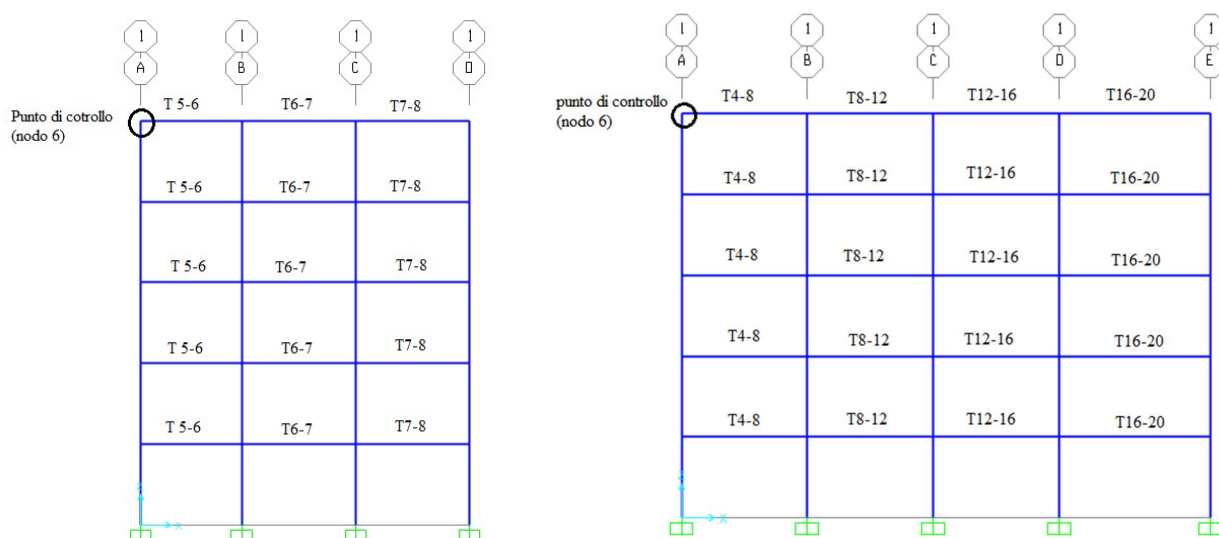


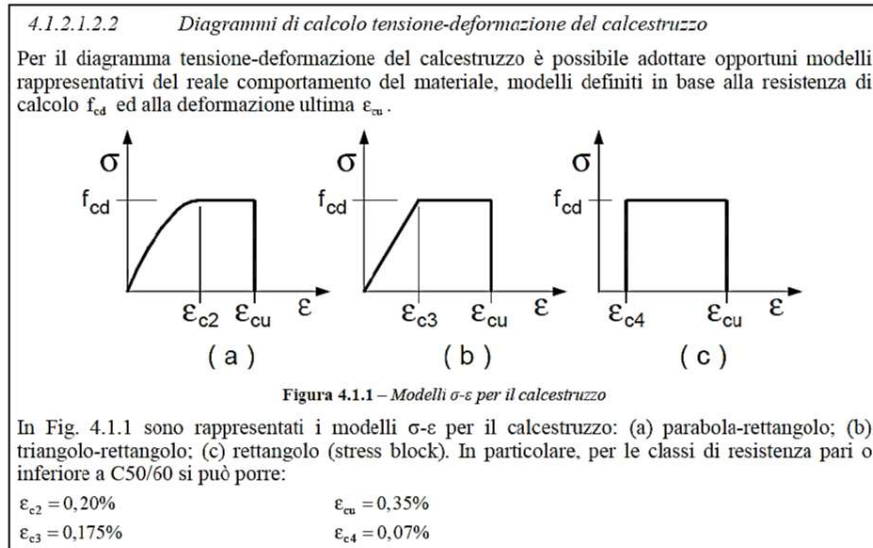
Fig.15.1: telai scelti

Nei successivi paragrafi verrà descritto nel dettaglio l'iter procedurale seguito per ottenere le curve di capacità dei due telai in questione.

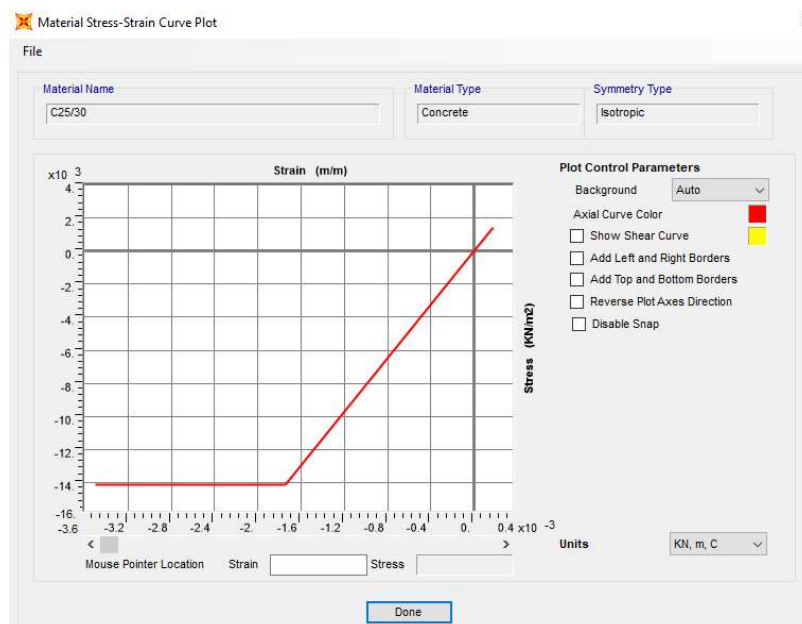
## 15.1. Definizione dei materiali

### 15.1.1. Calcestruzzo

La Normativa Italiana propone tre diversi modelli per quanto riguarda il diagramma tensione-deformazione relativo al calcestruzzo.



Come modello si è adottato uno di tipo triangolo-rettangolo (b). Si è inserito nel SAP tale modello costruendolo per punti.

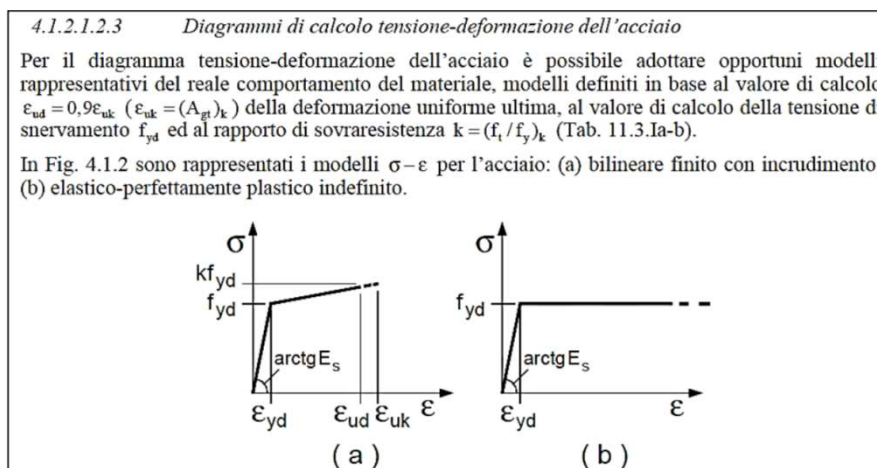


Si può notare che il legame tensione deformazione segue un andamento triangolare, con tensione massima di compressione pari a 14.11 MPa.

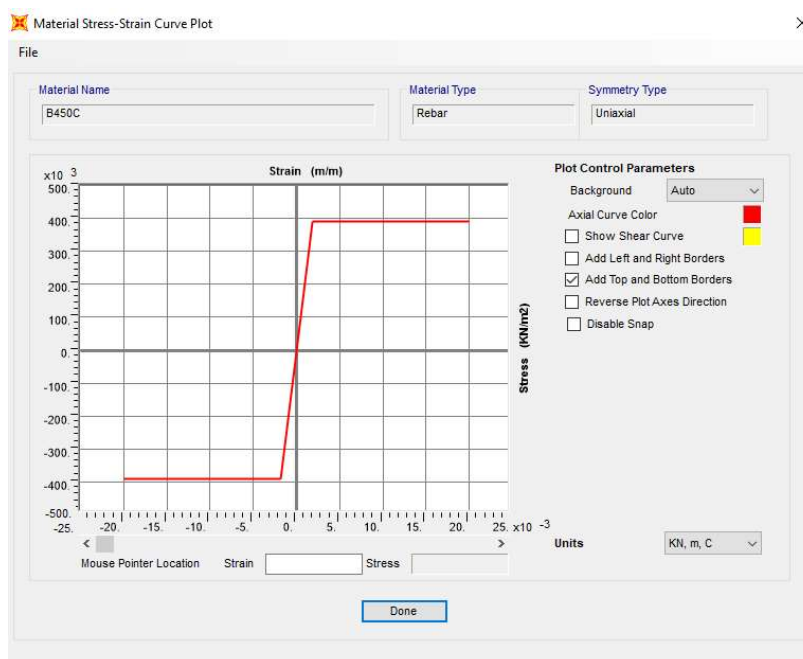
Inoltre, si è tenuto conto anche della resistenza a trazione del calcestruzzo, il cui valore massimo si è posto pari a un decimo della resistenza a compressione (1.41 MPa).

### 15.1.2. Acciaio

La Normativa Italiana propone due diversi modelli per quanto riguarda il diagramma tensione-deformazione relativo all'acciaio.



Come modello si è adottato uno di tipo elastico-perfettamente plastico (b). Si è inserito nel SAP tale modello costruendolo per punti.



Si può osservare che a differenza del calcestruzzo, nell'acciaio si ha un comportamento identico sia a compressione che a trazione, con tensione massima pari a 391.3 MPa.

### 15.2. Definizione della sezione di travi e pilastri

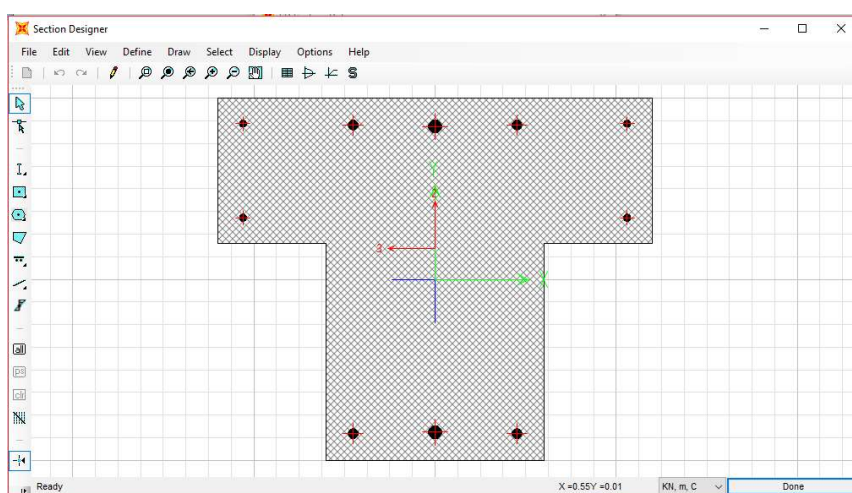
Per ogni elemento strutturale, la cui sezione è stata già calcolata precedentemente, è stata definita ed assegnata la sezione su SAP2000, incluse le armature presenti al suo interno.

Questo passaggio permette di evitare il passaggio di assegnazione manuale dei diagrammi momento-curvatura essendo questi calcolati direttamente dal software di calcolo.

#### 15.2.1. Travi

Per quanto riguarda le travi, mediante il comando *Section designer* si è definita la sezione della trave che caratterizza il telaio in considerazione e si sono disposte al suo interno le armature ottenute dai precedenti calcoli.

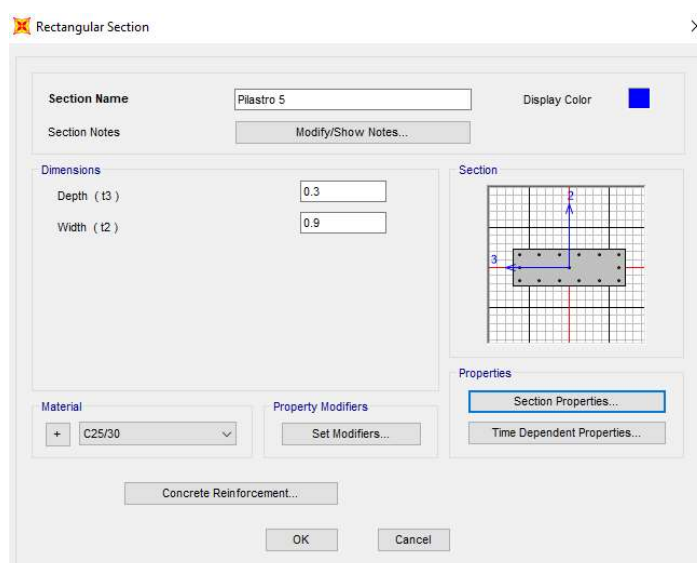
Come si può notare si è definita una sezione della trave a T e si è tenuto conto dell'armatura fuori calcolo (reggistaffe).



#### 15.2.2. Pilastri

Per quanto riguarda i pilastri è stato necessario definire diverse sezioni, in quanto sono stati armati in maniera diversa per via delle differenti dimensioni e degli effettivi sforzi a cui essi sono soggetti.

A titolo di esempio, si riporta la sezione di uno dei pilastri definiti nel programma.



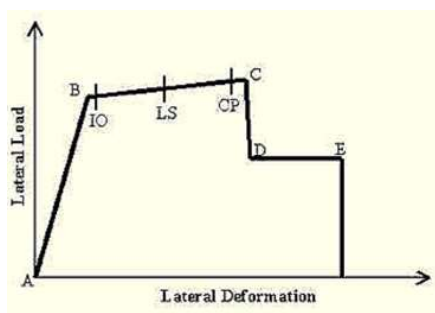
### 15.3. Inserimento delle cerniere plastiche

Per quanto riguarda la definizione delle cerniere plastiche all'interno degli elementi strutturali costituenti i telai considerati, occorre distinguere sul tipo di cerniera da assegnare, ovvero definire quali sollecitazione possono scaturire la nascita di tale cerniera nell'elemento considerato. La distinzione è fatta tra travi e pilastri, dove le prime avranno cerniere sensibili al solo momento flettente presente ( $M3$ ), mentre i secondi saranno influenzati da entrambi i momenti presenti ( $M2$  e  $M3$ ) ed anche dallo sforzo normale agente ( $P$ ).

Nel presente progetto è stato scelto di usare il modello a plasticità concentrata, cioè tutti gli elementi che costituiscono la struttura rimangono in campo elastico, e laddove si prevede la formazione di una cerniera plastica, vengono introdotti elementi cerniera con comportamento anelastico. La non linearità della struttura rimane quindi concentrata in pochi elementi, appunto le cerniere plastiche, il cui legame costitutivo dipende dalla loro posizione all'interno della struttura e dal comportamento del singolo elemento strutturale, oltre che da quello globale del fabbricato.

Per quanto riguarda l'inserimento di cerniere plastiche all'interno degli elementi strutturali facenti parte il modello, SAP consente tale assegnazione mediante elementi denominati *Hinges* stanti sotto la voce di *Assign > Frame > Hinges*.

Nel SAP2000 sono presenti delle cerniere prese dalla normativa americana ASCE, caratterizzate dal seguente diagramma momento rotazione.



Il punto B evidenzia l'abbandono della fase elastica (inizio della fase plastica nelle cerniere), e la comparsa del primo meccanismo plastico.

Il punto IO evidenzia il raggiungimento del primo stato limite denominato Immediate Occupancy (rioccupazione immediata), superato il quale si ha un danneggiamento basso, ma comunque tale da rendere necessario un intervento di ripristino locale per la rioccupazione dell'edificio.

Il punto LS evidenzia il raggiungimento del secondo stato limite denominato Life Safety (Salvataggio della vita), superato il quale si ha un danneggiamento alto, e non si ha la certezza del salvataggio delle vite degli occupanti dell'edificio.

Il punto CP evidenzia il raggiungimento dell'ultimo stato limite denominato Collapse Prevention (Prevenzione del Collasso). Questo livello segna un danneggiamento molto pronunciato prossimo a quello di Collasso (individuato dal punto C).

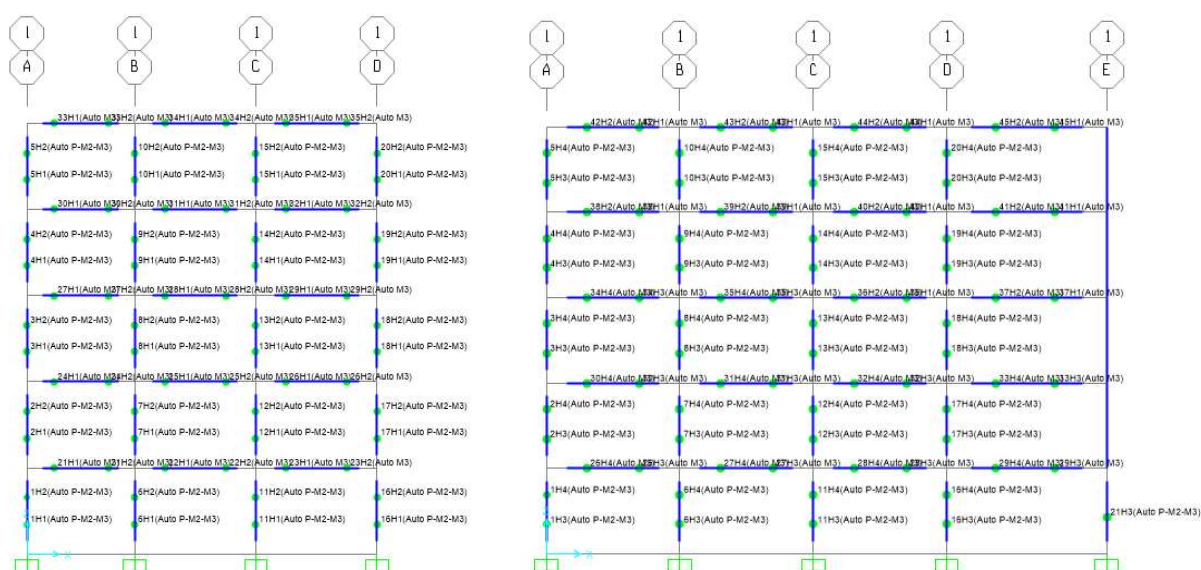
Si fa notare che il collasso individuato dal punto C, risulta un Collasso in termini di forza orizzontale, cioè gli elementi strutturali sono così danneggiati da non portare più forze orizzontali, ma permane una resistenza ai carichi verticali. Il collasso vero e proprio è indicato dal punto E.



A seconda che l'elemento considerato sia una trave od un pilastro, la cerniera plastica dovrà essere caratterizzata dalle sollecitazioni che ne causano la nascita:

- per le travi: M3;
- per i pilastri e i setti: Interazione tra P-M2-M3.

Per quanto concerne il posizionamento delle cerniere plastiche all'interno del modello, è stata assegnata una distanza relativa ai due lembi opposti degli elementi, in modo tale che le varie cerniere plastiche si trovino nel punto medio della zona critica, mentre per il setto, caratterizzato da una zona critica alla base, è stata inserita una sola cerniera. Se ne riporta il posizionamento grafico sul software:



*Fig.15.2: Posizioni cerniere plastiche telaio direzione X (sinistra) e Y (destra)*

Inizialmente sono stati definiti nel programma due load pattern, il primo indicato con G di tipo dead che rappresenta i carichi permanenti agenti sulla struttura, il secondo indicato con Q che invece rappresenta i carichi variabili.

Successivamente sono stati assegnati gli effettivi carichi di tipo G e Q, ricavati da una precedente analisi dei carichi della struttura, sulle campate del telaio analizzato. Per quanto riguarda i carichi permanenti, non sono stati considerati i pesi propri degli elementi strutturali in quanto implicitamente tenuti in conto dal programma stesso (sono stati assegnati i pesi dei materiali).

Infine, si sono inserite le sorgenti di massa. Per eseguire questo inserimento si è seguito il seguente percorso nel programma: *Define > Mass source...* e si è generata una nuova sorgente di massa (indicata con massa). Come si può notare, nel definire la sorgente di massa si è tenuto conto sia del peso proprio dei materiali che dei load pattern appena definiti, moltiplicandoli per gli opportuni coefficienti che caratterizzano la combinazione sismica.



### 15.5. analisi modale della struttura

Prima di passare alla vera e propria analisi non lineare, è stata eseguita una preliminare analisi modale del telaio appena realizzato, per determinare il modo di vibrare fondamentale della struttura, con la relativa massa partecipante. Il motivo per cui si esegue tale analisi risiede nel fatto che essa fornisce importanti indicazioni nella scelta dei gruppi di distribuzione di forze di cui si parla in maniera più approfondita al paragrafo 15.6.2.

Di seguito si riportano i risultati dell'analisi modale in termini di massa partecipante e di periodi dei singoli modi di vibrare.

Tab.15.1: Masse partecipanti analisi modale

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	1.43	0	0.67	0	0	0.67	0
MODAL	Mode	2	0.64	0	0.01	0	0	0.68	0
MODAL	Mode	3	0.33	0.82	0	1.70E-06	0.82	0.68	1.70E-06
MODAL	Mode	4	0.28	0	0.19	6.33E-20	0.82	0.86	1.70E-06
MODAL	Mode	5	0.19	0	0.01	0	0.82	0.87	1.70E-06
MODAL	Mode	6	0.15	9.70E-20	0.005	7.49E-19	0.82	0.88	1.70E-06
MODAL	Mode	7	0.13	3.07E-19	0.03	1.57E-18	0.82	0.91	1.70E-06
MODAL	Mode	8	0.11	1.47E-19	0.04	1.11E-17	0.82	0.94	1.70E-06
MODAL	Mode	9	0.10	1.09E-01	1.37E-20	1.47E-05	0.93	0.94	1.64E-05
MODAL	Mode	10	0.08	2.71E-18	2.20E-04	2.86E-16	0.93	0.94	1.64E-05

Come si può notare, nella direzione X (direzione in cui il nostro telaio è orientato), il modo avente maggiore massa partecipante è il terzo. Tale modo è infatti caratterizzato da una massa partecipante pari all'82% e da un periodo proprio di 0.33 secondi. Tale modo è stato quindi scelto come modo di vibrare fondamentale per la definizione dei gruppi di forze.

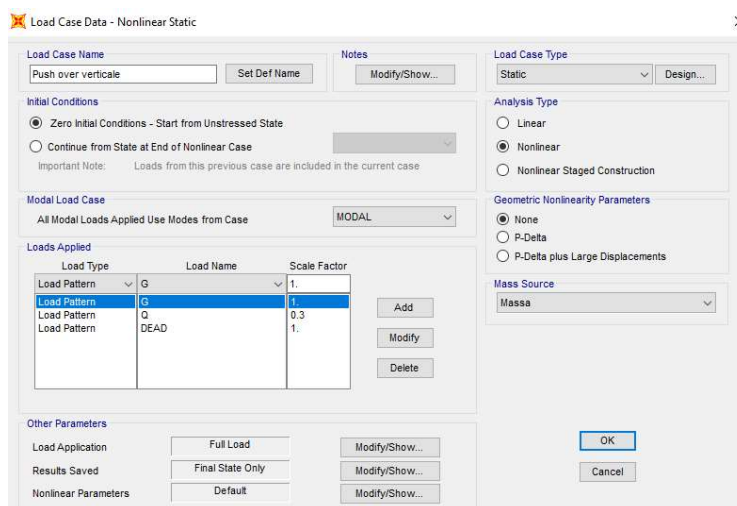
### 15.6 Definizione delle combinazioni non lineari

Per effettuare l'analisi di push-over è necessario assegnare delle combinazioni di carico aventi come analisi una di tipo non lineare. È quindi necessario definire una prima combinazione avente al suo interno i carichi verticali agenti sulla struttura in combinazione sismica, dalla quale le combinazioni orizzontali prenderanno lo stato iniziale degli elementi che pertanto non partono da una condizione nulla.

### 15.6.1. Definizione della combinazione non lineare verticale

Per quanto riguarda i carichi verticali, è stata definita una combinazione di carico di tipo non lineare. I carichi applicati in tale combinazione sono quelli legati al peso proprio degli elementi strutturali, moltiplicati per un coefficiente pari ad 1, i carichi permanenti, anch'essi moltiplicati per un coefficiente 1, ed infine i carichi variabili, ridotti di un coefficiente pari a 0,3.

Per quanto riguarda la condizione iniziale, si è imposto che questi carichi venissero applicati a partire dalla condizione non deformata di partenza.



### 15.6.2. Definizione delle combinazioni non lineari orizzontali

Per la scelta dell'entità delle forze orizzontali da applicare alla strutturale e specialmente della loro forma, si è seguito quanto richiesto dalla NTC18 al paragrafo 7.3.4.1, dove vengono definiti due gruppi principali di distribuzioni di forze da applicare nel caso si effettui un'analisi non lineare statica. Per completezza, in seguito è riportato quanto previsto dalla NTC:

Si devono considerare almeno due distribuzioni di forze d'inerzia, ricadenti l'una nelle distribuzioni principali (Gruppo 1) e l'altra nelle distribuzioni secondarie (Gruppo 2) appresso illustrate.

**Gruppo 1 - Distribuzioni principali:**

- se il modo di vibrare fondamentale nella direzione considerata ha una partecipazione di massa non inferiore al 75% si applica una delle due distribuzioni seguenti:
  - distribuzione proporzionale alle forze statiche di cui al § 7.3.3.2, utilizzando come seconda distribuzione la a) del Gruppo 2,
  - distribuzione corrispondente a un andamento di accelerazioni proporzionale alla forma del modo fondamentale di vibrare nella direzione considerata;
- in tutti i casi può essere utilizzata la distribuzione corrispondente all'andamento delle forze di piano agenti su ciascun orizzontamento calcolate in un'analisi dinamica lineare, includendo nella direzione considerata un numero di modi con partecipazione di massa complessiva non inferiore allo 85%. L'utilizzo di questa distribuzione è obbligatorio se il periodo fondamentale della struttura è superiore a  $1,3 T_C$ .

**Gruppo 2 - Distribuzioni secondarie:**

- a) distribuzione di forze, desunta da un andamento uniforme di accelerazioni lungo l'altezza della costruzione;
- b) distribuzione adattiva, che cambia al crescere dello spostamento del punto di controllo in funzione della plasticizzazione della struttura;
- c) distribuzione multimodale, considerando almeno sei modi significativi.

Come prima considerazione, ad ognuna di esse è necessario definire che si vuole ottenere una curva di capacità relativa allo spostamento di un nodo specifico (punto di controllo), scelto nel nodo 6 del telaio considerato (nodo dell'ultimo piano nell'estremo di sinistra). Tenendo conto di quanto indicato, sono state scelte le seguenti 2 distribuzioni di forze, per poi considerare esclusivamente quella con gli effetti più sfavorevoli (ovvero quella con curva di capacità minore):

1) GRUPPO 1 B: la seconda distribuzione del Gruppo 1 definito dalla Norma, relativa a una massa partecipante non inferiore al 75%. Tale combinazione consiste nel considerare il modo principale avente massa partecipante di maggiore entità grazie al quale si ottiene una distribuzione di forze orizzontali (incrementata per step successivi) proporzionale al vettore di spostamento modale del modo fondamentale;

2) GRUPPO 2 A: la prima distribuzione del gruppo 2, relativa al considerare una distribuzione di accelerazioni uniformi lungo l'altezza della struttura (incrementata per step successivi), quindi la vera forma della distribuzione di forze dipende dalle masse relative ad ogni singolo piano e assegnate nel modello, ognuna delle quali è soggetta alla stessa accelerazione.

A questo punto, sono stati definiti due load pattern di tipo Quake, nominati come Gruppo 1B e Gruppo 2A, e si sono applicate al telaio i rispettivi profili di forze.

Di seguito si riportano le tabelle riepilogative che hanno portato alla definizione di tali distribuzioni di forze orizzontali per il telaio in direzione X.

*Tab.15.2: Distribuzione forze gruppo 1B*

<b>Distribuzione forze gruppo 1B</b>				
Impalcato	W [kN]	$\phi(1)$ [m]	Fi [kN]	$\phi$
1	179.14	0.025	4.4785	0.17
2	179.14	0.064	11.46496	0.45
3	179.14	0.0995	17.82443	0.69
4	179.14	0.126	22.57164	0.88
5	182.39	0.141	25.71699	1.00

*Tab.15.3: Distribuzione forze gruppo 2A*

<b>Distribuzione forze gruppo 2A</b>				
Impalcato	W [kN]	acc [g]	Fi [kN]	$\phi$
1	179.14	0.1651	29.57601	0.98
2	179.14	0.1651	29.57601	0.98
3	179.14	0.1651	29.57601	0.98
4	179.14	0.1651	29.57601	0.98
5	182.39	0.1651	30.11259	1.00

## 15.7. Risultati analisi non lineare telaio X

### 15.7.1 Confronto tra le due curve di capacità

Di seguito si riportano le curve di push-over ottenute con i due gruppi di forze 1B e 2A. Le curve di capacità rappresentano lo spostamento del punto di controllo (il punto di controllo coincide con il nodo esterno di sinistra del 5° piano) in funzione del taglio alla base della struttura. L'area sottesa la curva di controllo rappresenta l'energia dissipata dal sistema: tra le due curve si è scelta quella con minore energia dissipata.

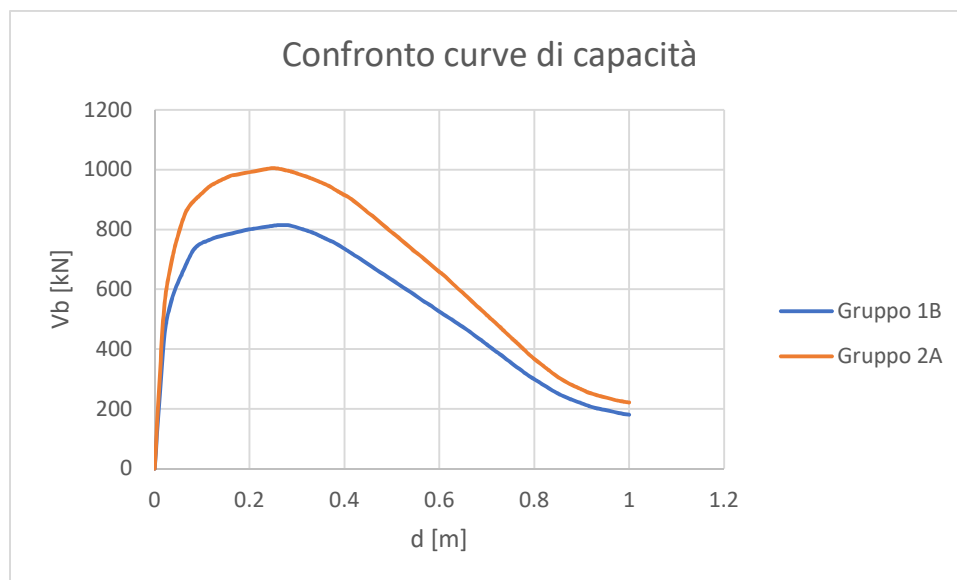


Fig.15.3: Confronto curve di capacità

### 15.7.2 Applicazione del metodo N2

Per valutare quale sia la capacità di spostamento della struttura rispetto a quella che è la domanda, occorre passare dalla curva relativa all'edificio avente  $n$  gradi di libertà (indicata con MDOF, ovvero Multiple Degree Of Freedom) ad una equivalente ad un singolo grado di libertà (SDOF, Single Degree Of Freedom). Una volta fatto ciò, occorre bilinearizzare tale curva SDOF al fine di avere un andamento ben leggibile e decifrabile. Tale metodologia si basa sull'assunzione che la risposta di un sistema a più gradi di libertà possa essere correlata alla risposta di un sistema equivalente ad un grado di libertà con un'appropriata caratteristica isteretica, ovvero la dissipazione di energia è ottenuta mediante le deformazioni elasto-plastiche degli elementi facenti parte il telaio.

Questo metodo di analisi, anche noto come metodo N2, è applicabile solo per costruzioni il cui comportamento è governato da un solo modo naturale di vibrare.

Tale processo è stato effettuato mediante un foglio di calcolo in formato Excel fornito direttamente dalla CSI (casa produttrice di SAP2000), avente collegamenti diretti con il modello presente sul software strutturale. Lo step finale consiste nel verificare che la domanda di spostamento massimo della struttura sia al più pari alla capacità di spostamento.

### Ricerca del fattore di partecipazione di massa

Modo fondamentale	<b>3</b>
Spostamento modale del punto di controllo:	<b>0.141</b> m
Direzione considerata	<b>U1</b>

#### Informazioni sul modo di vibrare fondamentale

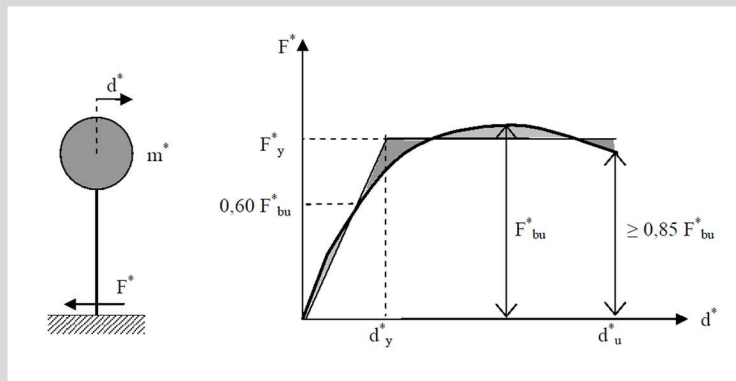
Periodo	0.33
Massa attivata in direzione U1	82.1%
Massa attivata in direzione U2	0.0%

Fattore di partecipazione	9.20 kNs <sup>2</sup>
Fattore di scala Massa Modale	1 kNms <sup>2</sup>

#### Caratteristiche del sistema SDOF equivalente

Fattore di partecipazione		<b>1.298</b>
Quantità di massa attivata	rpM	82.07%
Massa del sistema equivalente	M*	65.3 kNs <sup>2</sup> /m
Rigidezza del sistema equivalente	K*	19235.3 kN/m
Frequenza del sistema equivalente	$\omega^*$	17.167 1/s
Periodo del sistema equivalente	T*	0.366 s

### Tracciamento dell'oscillatore elastoplastico equivalente



#	39	numero di step compresi
Fbu	814.6 kN	resistenza max edificio
Fbu*	627.8 kN	massima azione del sistema ridotto
0.6Fbu*	376.7 kN	punto di intersezione con l'oscillatore EPP equivalente
d(0.6Fbu)	0.0196 m	punto di intersezione con l'oscillatore EPP equivalente
k*	19235 kN/m	rigidezza primo ramo
du*	0.3384 m	spostamento massimo con una perdita massima di resistenza del 15%
dy*	0.0307 m	spostamento limite primo ramo
F*y	589.7 kN	snervamento
d*m	0.2072 m	spostamento corrispondente alla massima resistenza
A*	190.49 kNm	area corrispondente alla massima resistenza
dy*	0.0307 m	spostamento snervamento oscillatore equivalente

# Punti per grafici e individuazione degli SL

$\gamma_1$  1.298

Caratteristiche SDOF elasto-plastico equivalente:

Fy	589.673	kN
du	0.338	m
dy	0.031	m
K1	19235	kN/m

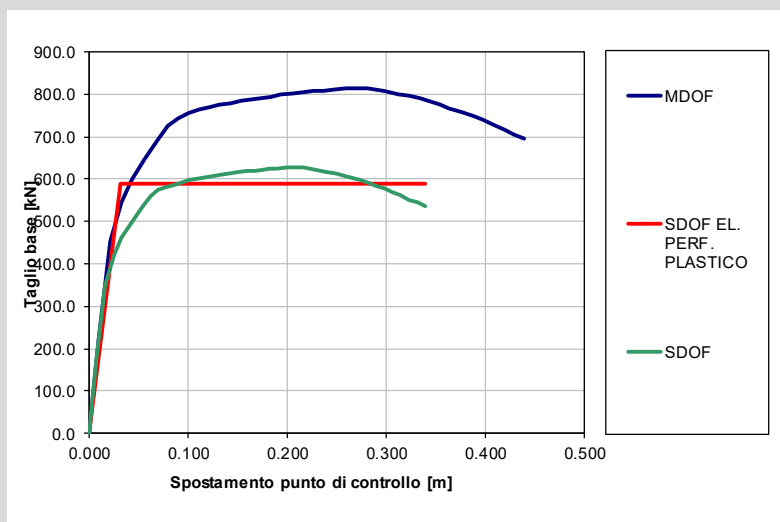
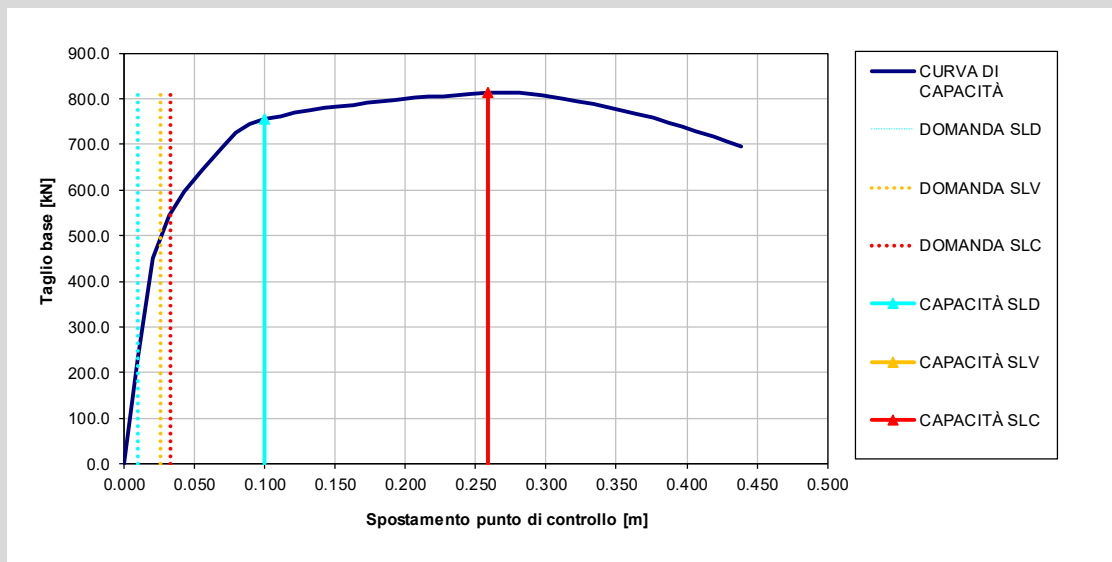
Curva elasto-plastica equivalente:

d [m]	V [kN]
0	0
0.031	589.67
0.338	589.67

Determinazione degli stati limite:

	Domanda	Capacità
	d [m]	d [m] V [kN]
SLD	0.010	0.100 754.69
SLV	0.026	0.259 814.28
SLC	0.033	0.259 814.28

## CURVA DI CAPACITA' - MDOF - TARGET DISPLACEMENT



SLV		
q*	d*max	dmax
0	[m]	[m]
0.253	0.008	0.010

SLV		
q*	d*max	dmax
0	[m]	[m]
0.660	0.020	0.026

SLC		
q*	d*max	dmax
0	[m]	[m]
0.841	0.026	0.033

## RISULTATI DELLA VALUTAZIONE

### Risultati della valutazione allo SLD

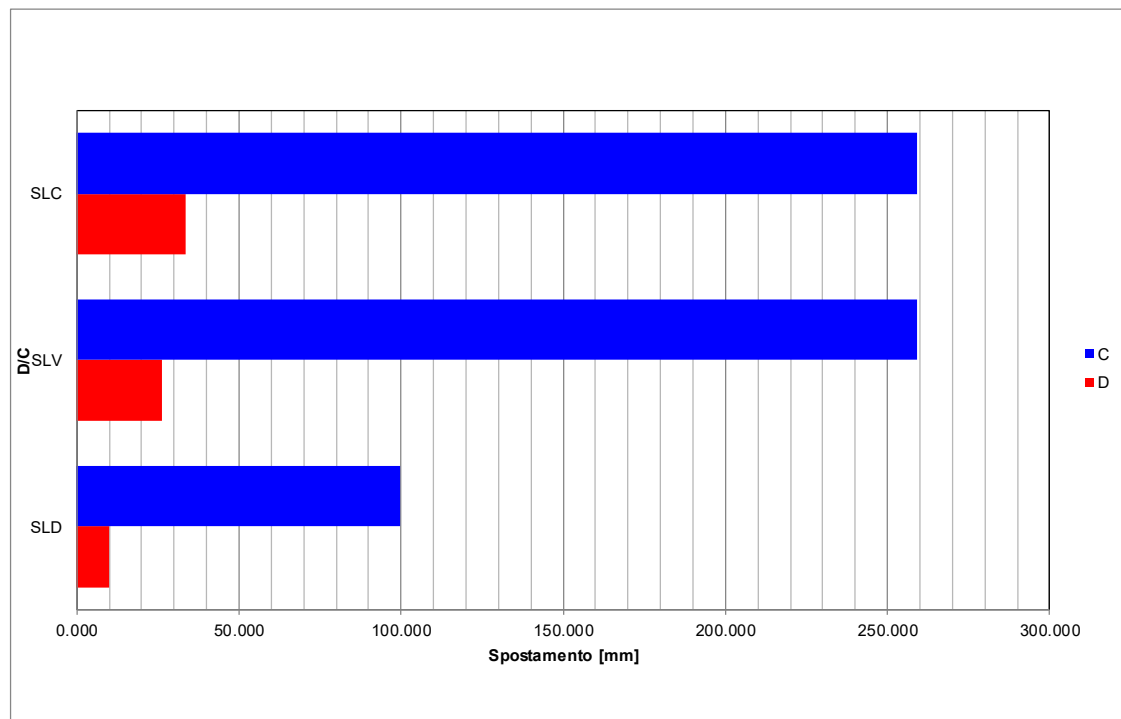
Domanda di spostamento	D	10.046 mm		
Capacità di spostamento	C	99.511 mm		Taglio corrispondente al livello di capacità 754.685 kN
Rapporto D/C:		10.1%	-->	LA DOMANDA DI SPOSTAMENTO E' INFERIORE ALLA CAPACITA'
Fattore di sicurezza:		990.5%		

### Risultati della valutazione allo SLV

Domanda di spostamento	D	26.248 mm		
Capacità di spostamento	C	258.866 mm		Taglio corrispondente al livello di capacità 814.283 kN
Rapporto D/C:		10.1%	-->	LA DOMANDA DI SPOSTAMENTO E' INFERIORE ALLA CAPACITA'
Fattore di sicurezza:		986.2%		

### Risultati della valutazione allo SLC

Domanda di spostamento	D	33.435 mm		
Capacità di spostamento	C	258.866 mm		Taglio corrispondente al livello di capacità 814.283 kN
Rapporto D/C:		12.9%	-->	LA DOMANDA DI SPOSTAMENTO E' INFERIORE ALLA CAPACITA'
Fattore di sicurezza:		774.2%		



### 15.7.3 Verifica dei risultati ottenuti

Per verificare la bontà del progetto, sono state effettuate le due verifiche fondamentali previste dal metodo N2. La prima consiste nella verifica della domanda in spostamento del sistema anelastico, la seconda invece riguarda la verifica del rapporto di sovreresistenza.

-Verifica della domanda in spostamento del sistema anelastico

Tale verifica consiste nel confrontare la domanda in spostamento del sistema anelastico  $d_{max}^*$  con la capacità in spostamento del sistema elasto-plastico equivalente  $d_u^*$ , in riferimento allo stato limite in esame (SLV). Nello specifico occorre verificare che:

$$d_{max}^* \leq d_u^*$$

Sulla base dei risultati precedentemente riportati, possiamo facilmente notare che tale verifica risulta soddisfatta, infatti:

$$d_{max}^* = 0.02 \text{ m} \leq 0.338 \text{ m} = d_u^*$$

-Verifica del rapporto di sovrarresistenza

Nella fase di studio del comportamento strutturale, si è introdotto e determinato il rapporto di sovrarresistenza, definito come il rapporto tra il valore dell'azione sismica per il quale si forma un numero di cerniere plastiche tali da rendere la struttura labile e quello per il quale il primo elemento strutturale raggiunge la plasticizzazione a flessione:

$$\frac{\alpha_u}{\alpha_1} = \frac{F_u^*}{F_y^*}$$

Tuttavia, nella precedente fase di studio il valore di tale rapporto è stato desunto direttamente da tabelle fornite dalla normativa. In tale fase, il rapporto di sovrarresistenza che si è adottato è pari a 1.05.

A questo punto, poiché si sono ottenuti i risultati dell'analisi non lineare, si hanno a disposizione i valori di  $F_u^*$  e  $F_y^*$ : è quindi possibile confrontare il valore di  $\frac{\alpha_u}{\alpha_1}$  adottato nel calcolo del fattore di struttura con quello ottenuto dall'analisi non lineare per valutare la bontà della scelta.

Per quanto riguarda i valori di  $F_u^*$  e  $F_y^*$ , si ha:

$$F_u^* = 627.8 \text{ kN}$$

$$F_y^* = 589.7 \text{ kN}$$

Ne segue che il loro rapporto è pari a:

$$\frac{F_u^*}{F_y^*} = 1.06$$

Dal confronto tra il rapporto  $\frac{F_u^*}{F_y^*}$  e il rapporto  $\frac{\alpha_u}{\alpha_1}$  possiamo notare che l'analisi strutturale è stata svolta a favore di sicurezza in quanto il rapporto di sovrarresistenza risulta essere sottostimato:

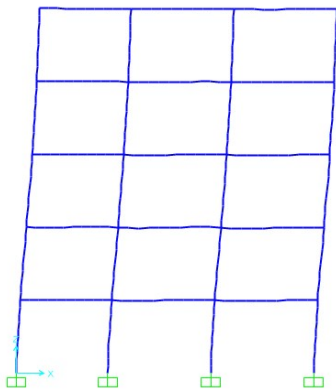
$$\frac{F_u^*}{F_y^*} = 1.06 > 1.05 = \frac{\alpha_u}{\alpha_1}$$



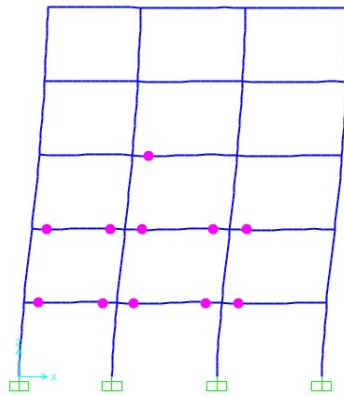
#### 15.7.4 Step salienti dell'analisi di push-over

Di seguito si riportano alcuni step salienti riguardo l'evoluzione della plasticizzazione delle cerniere con l'avanzamento dell'analisi non lineare.

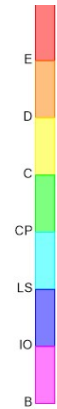
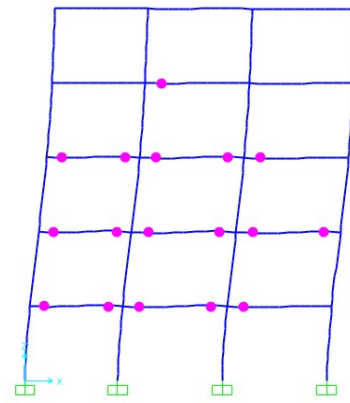
Step 1



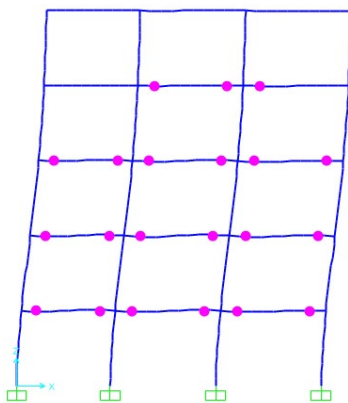
Step 2



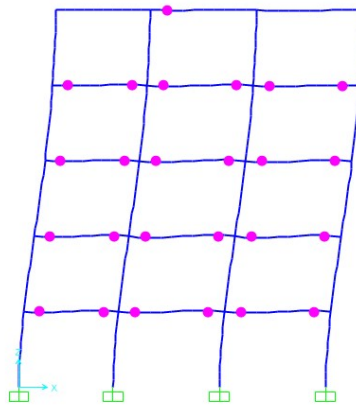
Step 3



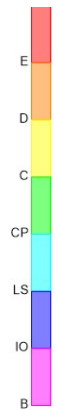
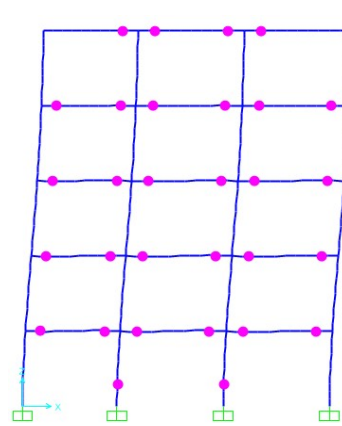
Step 4



Step 7



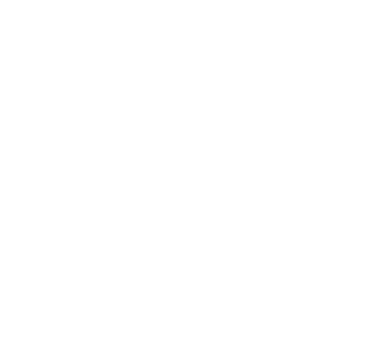
Step 8



Step 10

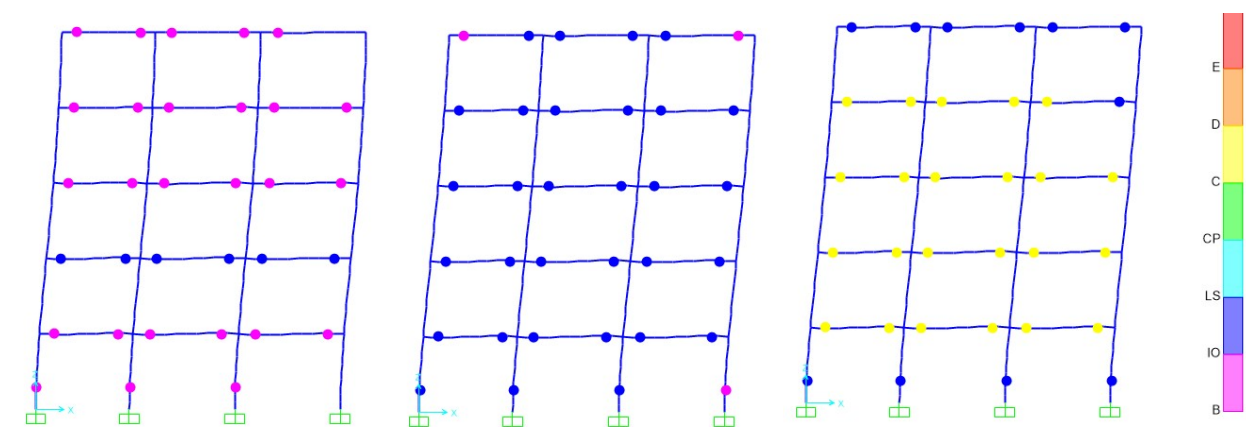


Step 20



Step 30

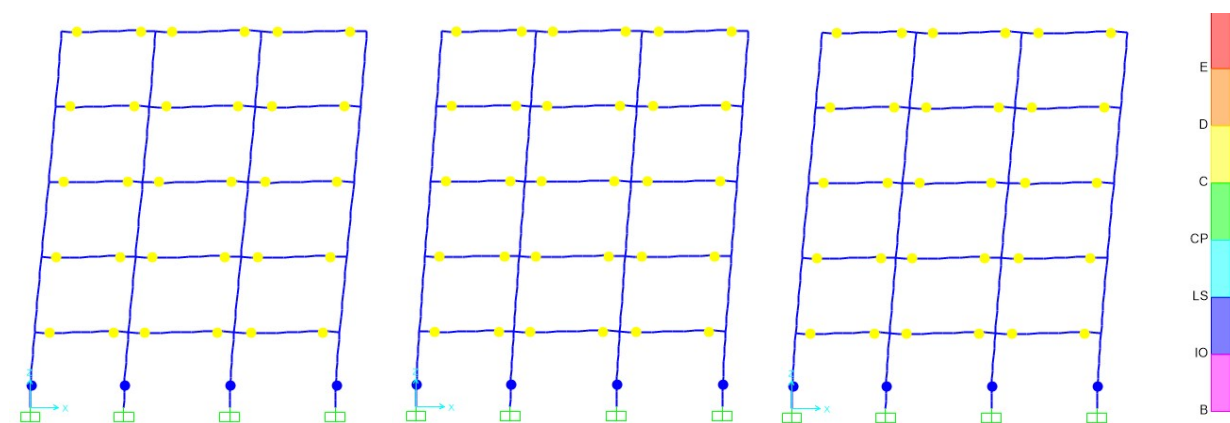




Step 40

Step 50

Step 60



Step 70

Step 80

Step 91

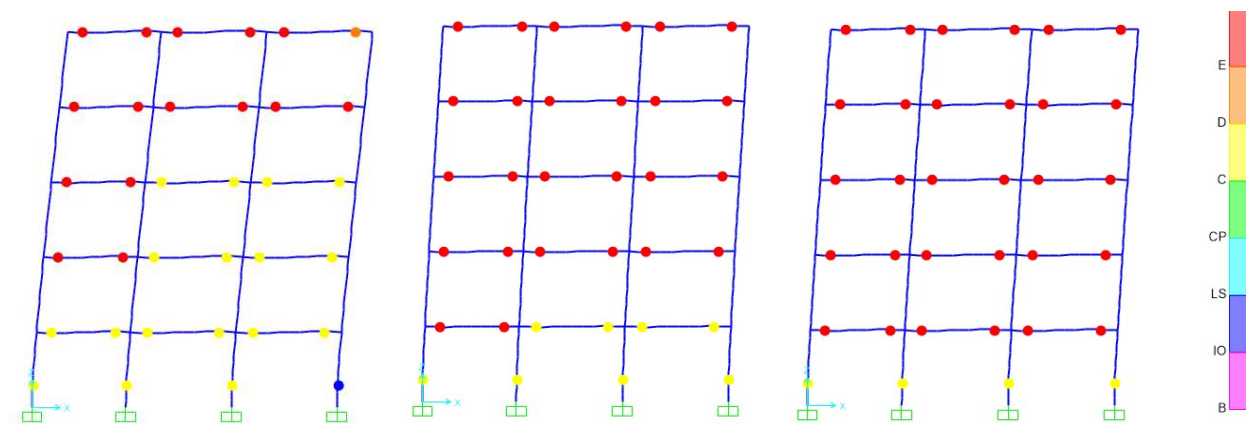


Fig.15.4: step di plasticizzazione degli elementi del TelaioX

Riepilogo colori delle cerniere.

Il punto B evidenzia l'abbandono della fase elastica (inizio della fase plastica nelle cerniere), e la comparsa del primo meccanismo plastico.

Il punto IO evidenzia il raggiungimento del primo stato limite denominato Immediate Occupancy (rioccupazione immediata), superato il quale si ha un danneggiamento basso, ma comunque tale da rendere necessario un intervento di ripristino locale per la rioccupazione dell'edificio.

Il punto LS evidenzia il raggiungimento del secondo stato limite denominato Life Safety (Salvataggio della vita), superato il quale si ha un danneggiamento alto, e non si ha la certezza del salvataggio delle vite degli occupanti dell'edificio.

Il punto CP evidenzia il raggiungimento dell'ultimo stato limite denominato Collapse Prevention (Prevenzione del Collasso). Questo livello segna un danneggiamento molto pronunciato prossimo a quello di Collasso (individuato dal punto C).

Si fa notare che il collasso individuato dal punto C, risulta un Collasso in termini di forza orizzontale, cioè gli elementi strutturali sono così danneggiati da non portare più forze orizzontali, ma permane una resistenza ai carichi verticali. Il collasso vero e proprio è indicato dal punto E.

## 15.8. Risultati analisi non lineare telaio Y

### 15.8.1 Confronto tra le due curve di capacità

Di seguito si riportano le curve di push-over ottenute con i due gruppi di forze 1B e 2A. Le curve di capacità rappresentano lo spostamento del punto di controllo (il punto di controllo coincide con il nodo esterno di sinistra del 5° piano) in funzione del taglio alla base della struttura. L'area sottesa la curva di controllo rappresenta l'energia dissipata dal sistema: tra le due curve si è scelta quella con minore energia dissipata.

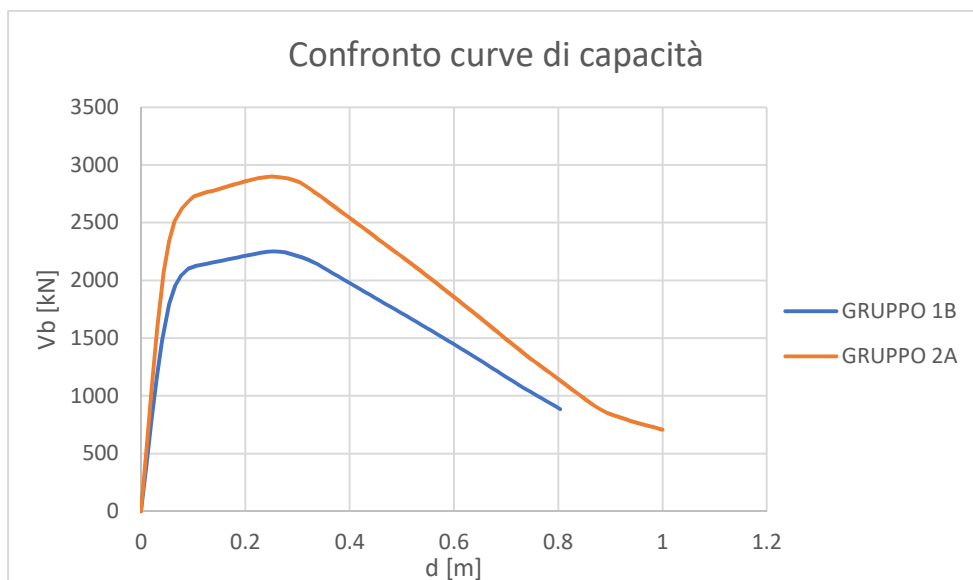


Fig.15.5: Confronto curve di capacità

### 15.8.2 Applicazione del metodo N2

Per valutare quale sia la capacità di spostamento della struttura rispetto a quella che è la domanda, occorre passare dalla curva relativa all'edificio avente  $n$  gradi di libertà (indicata con MDOF, ovvero Multiple Degree Of Freedom) ad una equivalente ad un singolo grado di libertà (SDOF, Single Degree Of Freedom). Una volta fatto ciò, occorre bilinearizzare tale curva SDOF al fine di avere un andamento ben leggibile e decifrabile. Tale metodologia si basa sull'assunzione che la risposta di un sistema a più gradi di libertà possa essere correlata alla risposta di un sistema equivalente ad un grado di libertà con un'appropriata caratteristica isteretica, ovvero la dissipazione di energia è ottenuta mediante le deformazioni elasto-plastiche degli elementi facenti parte il telaio.

Questo metodo di analisi, anche noto come metodo N2, è applicabile solo per costruzioni il cui comportamento è governato da un solo modo naturale di vibrare.

Tale processo è stato effettuato mediante un foglio di calcolo in formato Excel fornito direttamente dalla CSI (casa produttrice di SAP2000), avente collegamenti diretti con il modello presente sul software strutturale. Lo step finale consiste nel verificare che la capacità di spostamento massimo della struttura sia al più pari alla domanda di spostamento.

# Ricerca del fattore di partecipazione di massa

Modo fondamentale	6
Spostamento modale del punto di controllo:	0.083 m
Direzione considerata	U1

## Informazioni sul modo di vibrare fondamentale

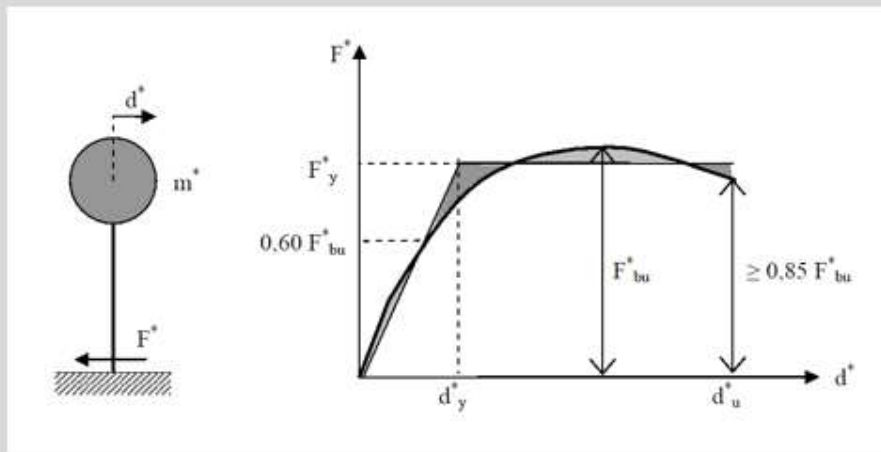
Periodo	0.44
Massa attivata in direzione U1	77.1%
Massa attivata in direzione U2	0.0%

Fattore di partecipazione	-16.32 kNs <sup>2</sup>
Fattore di scala Massa Modale	1 kNms <sup>2</sup>

## Caratteristiche del sistema SDOF equivalente

Fattore di partecipazione	1.354
Quantità di massa attivata	rpM 77.14%
Massa del sistema equivalente	M* 196.6 kNs <sup>2</sup> /m
Rigidezza del sistema equivalente	K* 37483.3 kN/m
Frequenza del sistema equivalente	$\omega^*$ 13.809 1/s
Periodo del sistema equivalente	T* 0.455 s

## Tracciamento dell'oscillatore elastoplastico equivalente



#	37	numero di step compresi
Fbu	2251.5 kN	resistenza max edificio
Fbu*	1662.6 kN	massima azione del sistema ridotto
0.6Fbu*	997.6 kN	punto di intersezione con l'oscillatore EPP equivalente
d(0.6Fbu)	0.0266 m	punto di intersezione con l'oscillatore EPP equivalente
k*	37483 kN/m	rigidezza primo ramo
du*	0.3089 m	spostamento massimo con una perdita massima di resistenza del 15%
dy*	0.0421 m	spostamento limite primo ramo
F*y	1578.6 kN	snervamento
d*m	0.1880 m	spostamento corrispondente alla massima resistenza
A*	454.40 kNm	area corrispondente alla massima resistenza
dy*	0.0421 m	spostamento snervamento oscillatore equivalente

$\gamma_1$  1.354

Caratteristiche SDOF elasto-plastico equivalente:

Fy 1578.622 kN  
du 0.309 m  
dy 0.042 m  
K1 37483 kN/m

Curva elasto-plastica equivalente:

d [m] V [kN]  
0 0  
0.042 1578.62  
0.309 1578.62

Determinazione degli stati limite:

Domanda

d [m]

Capacità

d [m] V [kN]

SLD

0.014

0.106 2128.08

SLV

0.042

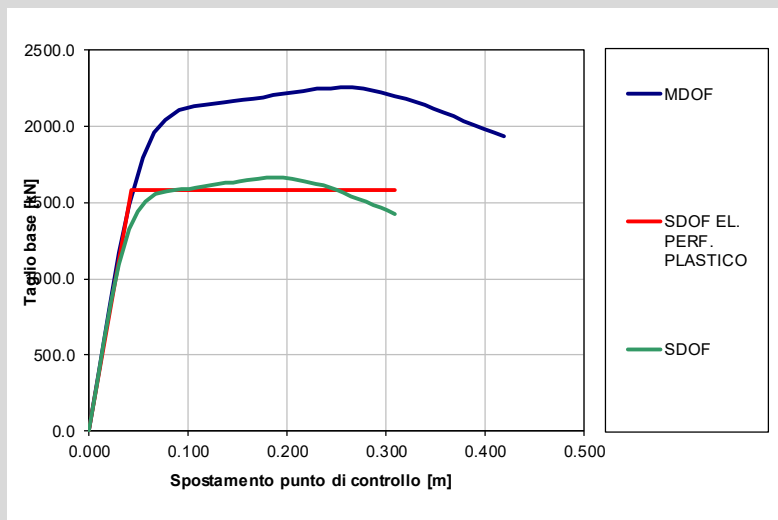
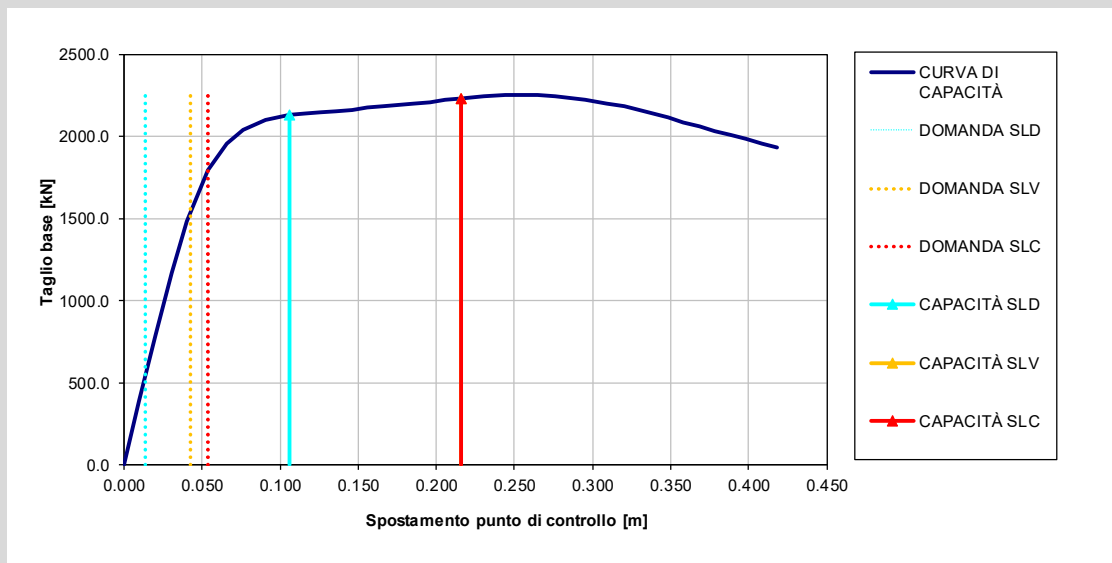
0.216 2228.83

SLC

0.054

0.216 2228.83

CURVA DI CAPACITA' - MDOF - TARGET DISPLACEMENT



SLV		
q*	d*max	dmax
0	[m]	[m]
0.239	0.010	0.014

SLV		
q*	d*max	dmax
0	[m]	[m]
0.742	0.031	0.042

SLC		
q*	d*max	dmax
0	[m]	[m]
0.946	0.040	0.054

## RISULTATI DELLA VALUTAZIONE

### Risultati della valutazione allo SLD

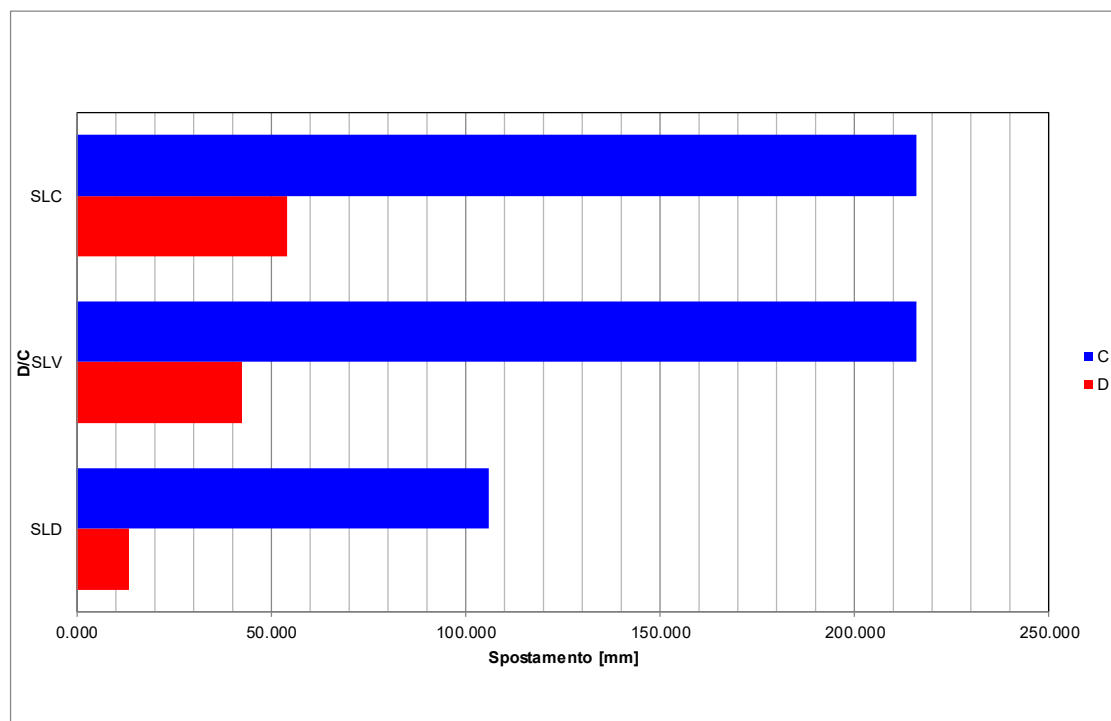
Domanda di spostamento	D	13.617 mm		
Capacità di spostamento	C	105.806 mm		Taglio corrispondente al livello di capacità 2128.081 kN
Rapporto D/C:		12.9%	-->	LA DOMANDA DI SPOSTAMENTO E' INFERIORE ALLA CAPACITA'
Fattore di sicurezza:		777.0%		

### Risultati della valutazione allo SLV

Domanda di spostamento	D	42.335 mm		
Capacità di spostamento	C	215.806 mm		Taglio corrispondente al livello di capacità 2228.828 kN
Rapporto D/C:		19.6%	-->	LA DOMANDA DI SPOSTAMENTO E' INFERIORE ALLA CAPACITA'
Fattore di sicurezza:		509.8%		

### Risultati della valutazione allo SLC

Domanda di spostamento	D	53.927 mm		
Capacità di spostamento	C	215.806 mm		Taglio corrispondente al livello di capacità 2228.828 kN
Rapporto D/C:		25.0%	-->	LA DOMANDA DI SPOSTAMENTO E' INFERIORE ALLA CAPACITA'
Fattore di sicurezza:		400.2%		



### 15.8.3 Verifica dei risultati ottenuti

Per verificare la bontà del progetto, sono state effettuate le due verifiche fondamentali previste dal metodo N2. La prima consiste nella verifica della domanda in spostamento del sistema anelastico, la seconda invece riguarda la verifica del rapporto di sovrarresistenza.

-Verifica della domanda in spostamento del sistema anelastico

Tale verifica consiste nel confrontare la domanda in spostamento del sistema anelastico  $d_{max}^*$  con la capacità in spostamento del sistema elasto-plastico equivalente  $d_u^*$ , in riferimento allo stato limite in esame (SLV). Nello specifico occorre verificare che:

$$d_{max}^* \leq d_u^*$$

Sulla base dei risultati precedentemente riportati, possiamo facilmente notare che tale verifica risulta soddisfatta, infatti:

$$d_{max}^* = 0.031 \text{ m} \leq 0.309 \text{ m} = d_u^*$$

-Verifica del rapporto di sovrarresistenza

Nella fase di studio del comportamento strutturale, si è introdotto e determinato il rapporto di sovrarresistenza, definito come il rapporto tra il valore dell'azione sismica per il quale si forma un numero di cerniere plastiche tali da rendere la struttura labile e quello per il quale il primo elemento strutturale raggiunge la plasticizzazione a flessione:

$$\frac{\alpha_u}{\alpha_1} = \frac{F_u^*}{F_y^*}$$

Tuttavia, nella precedente fase di studio il valore di tale rapporto è stato desunto direttamente da tabelle fornite dalla normativa. In tale fase, il rapporto di sovrarresistenza che si è adottato è pari a 1.05.

A questo punto, poiché si sono ottenuti i risultati dell'analisi non lineare, si hanno a disposizione i valori di  $F_u^*$  e  $F_y^*$ : è quindi possibile confrontare il valore di  $\frac{\alpha_u}{\alpha_1}$  adottato nel calcolo del fattore di struttura con quello ottenuto dall'analisi non lineare per valutare la bontà della scelta.

Per quanto riguarda i valori di  $F_u^*$  e  $F_y^*$ , si ha:

$$F_u^* = 1662.6 \text{ kN}$$

$$F_y^* = 1578.6 \text{ kN}$$

Ne segue che il loro rapporto è pari a:

$$\frac{F_u^*}{F_y^*} = 1.053$$

Dal confronto tra il rapporto  $\frac{F_u^*}{F_y^*}$  e il rapporto  $\frac{\alpha_u}{\alpha_1}$  possiamo notare che l'analisi strutturale è stata svolta a favore di sicurezza in quanto il rapporto di sovrarresistenza risulta essere sottostimato:

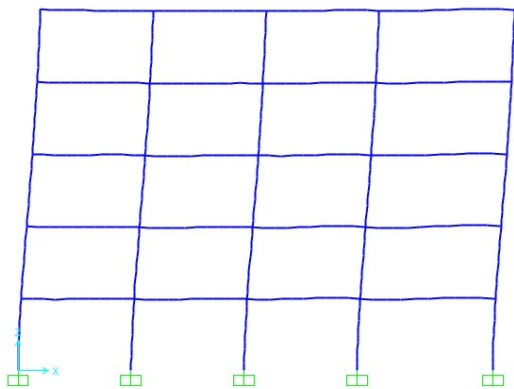
$$\frac{F_u^*}{F_y^*} = 1.053 > 1.05 = \frac{\alpha_u}{\alpha_1}$$



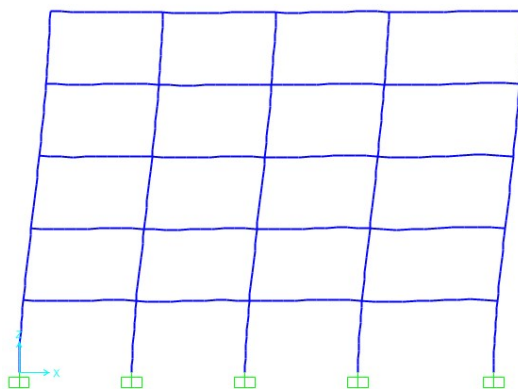
#### 15.8.4 Step salienti dell'analisi di push-over

Di seguito si riportano alcuni step salienti riguardo l'evoluzione della plasticizzazione delle cerniere con l'avanzamento dell'analisi non lineare.

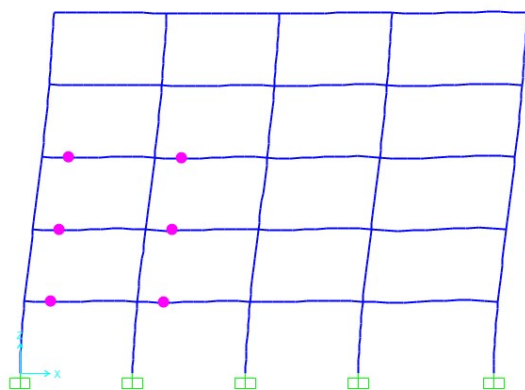
Step 1



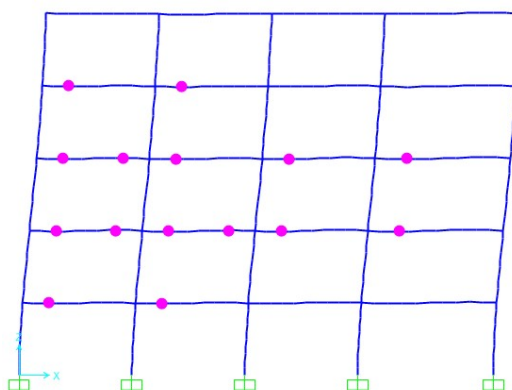
Step 2



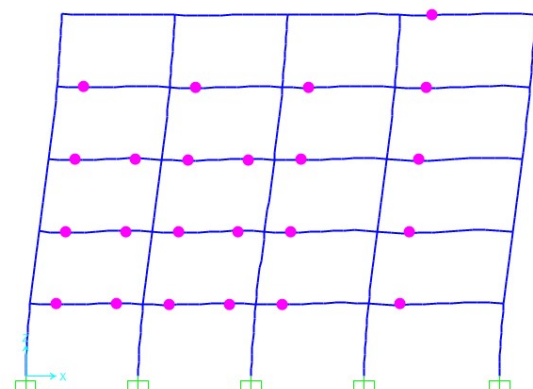
Step 3



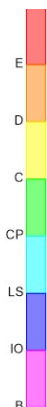
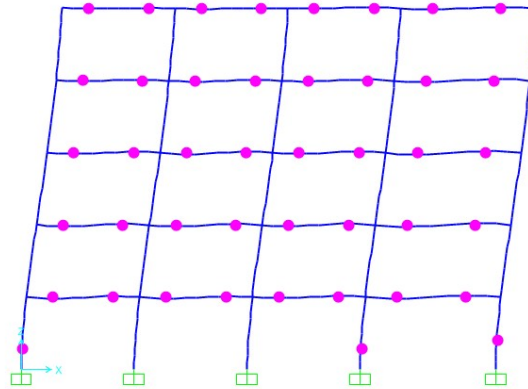
Step 4



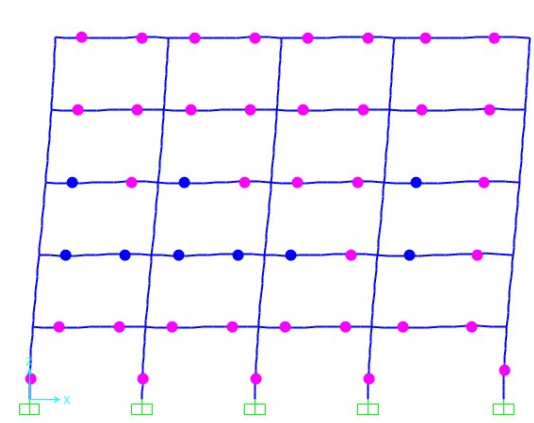
Step 5



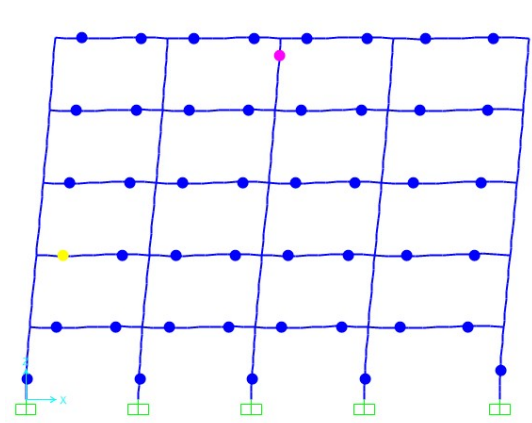
Step 8



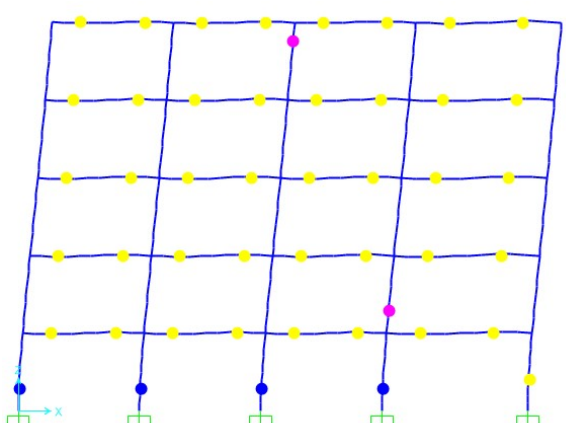
Step 10



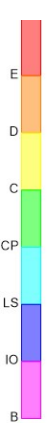
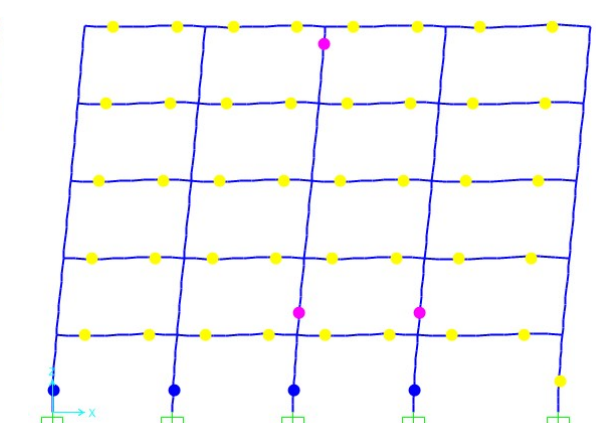
Step 20



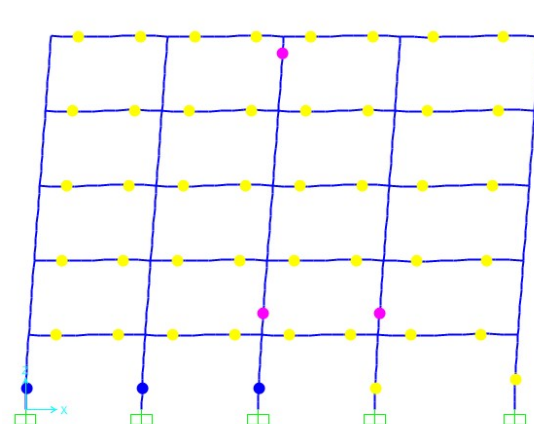
Step 30



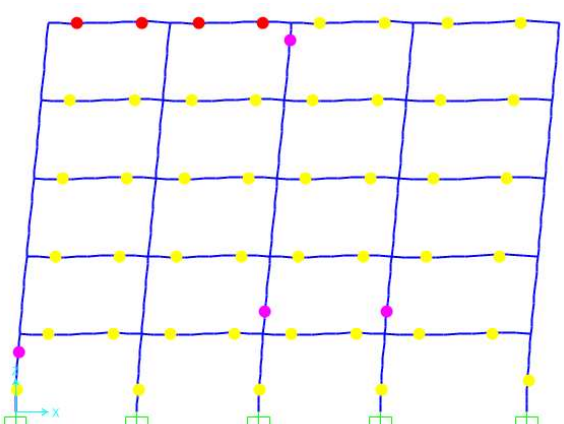
Step 40



Step 50



Step 60



### Step 71

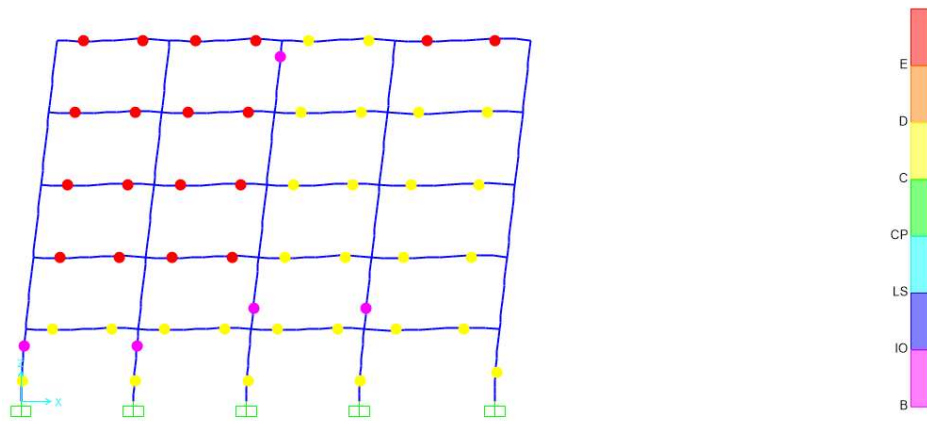


Fig.15.6: step di plasticizzazione degli elementi del Telaio Y

Riepilogo colori delle cerniere.

Il punto B evidenzia l'abbandono della fase elastica (inizio della fase plastica nelle cerniere), e la comparsa del primo meccanismo plastico.

Il punto IO evidenzia il raggiungimento del primo stato limite denominato Immediate Occupancy (rioccupazione immediata), superato il quale si ha un danneggiamento basso, ma comunque tale da rendere necessario un intervento di ripristino locale per la rioccupazione dell'edificio.

Il punto LS evidenzia il raggiungimento del secondo stato limite denominato Life Safety (Salvataggio della vita), superato il quale si ha un danneggiamento alto, e non si ha la certezza del salvataggio delle vite degli occupanti dell'edificio.

Il punto CP evidenzia il raggiungimento dell'ultimo stato limite denominato Collapse Prevention (Prevenzione del Collasso). Questo livello segna un danneggiamento molto pronunciato prossimo a quello di Collasso (individuato dal punto C).

Si fa notare che il collasso individuato dal punto C, risulta un Collasso in termini di forza orizzontale, cioè gli elementi strutturali sono così danneggiati da non portare più forze orizzontali, ma permane una resistenza ai carichi verticali. Il collasso vero e proprio è indicato dal punto E.