

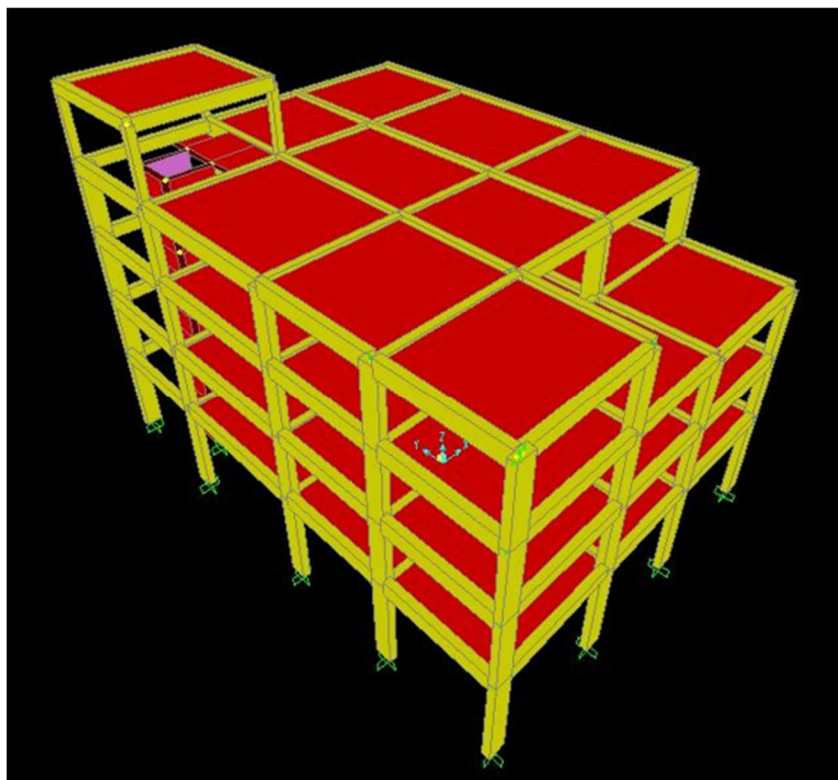


UNIVERSITA' DEGLI STUDI ROMA TRE

Dipartimento di Ingegneria



Corso di Laurea in Ingegneria Civile per la Protezione dai Rischi Naturali
Ingegneria Sismica-Relazione Tecnica



Progetto di un edificio per civile abitazione in zona sismica

Professore:

Prof. Gianmarco De Felice

Assistenti:

Ing. Pietro Meriggi

Progettisti:

Corinna Minieri

Anno Accademico 2021/2022

Sommario

Introduzione	4
1.Geometria edificio.....	5
1.1 Quadro sismico	6
1.2 Sottosuolo e topografia	9
1.3.Materiali	10
1.4 Quadro normativo	11
2. Predimensionamento e analisi dei carichi degli elementi strutturali	12
2.1 Il solaio	12
2.2 Predimensionamento solaio	13
2.3 Analisi dei carichi	15
<i>Azioni permanenti</i>	15
<i>Peso proprio solaio</i>	15
<i>Sovraccarichi permanenti</i>	16
2.4 Tamponatura	18
2.5 Carichi variabili	19
Carico neve	19
2.6 Travi.....	21
2.7 Scale	22
2.8 Pilastri.....	24
3.Analisi modale.....	29
3.1 Definizione del modello.....	29
3.2 Calcolo dei pesi sismici	31
3.3 Masse sismiche	38
3.4 Determinazione centro di massa	39
3.5 Individuazione del centro di rigidità	45

3.6 Prima analisi del telaio	47
4.Progettazione sismica.....	60
4.1 Regolarità in pianta e in elevazione	60
4.2 Tipologia strutturale.....	66
4.3 Classe di duttilità.....	69
4.4 Fattore di struttura.....	69
4.5 Costruzione dello spettro di progetto per il sito in esame.....	70
Fase 1	71
Fase 2	71
Fase 3	73
4.6 Spettri di risposta elastici in accelerazione	73
4.7 Modellazione delle azioni	77
4.8 Analisi dinamica lineare.....	79
5. Progetto e verifica degli elementi strutturali.....	81
5.1 Progetto delle travi	86
5.2 Telaio YZ	87
5.3 Lunghezza di ancoraggio delle barre di armatura.....	92
5.4 Telaio XZ	94
5.5 Determinazione taglio agente di calcolo	101
5.6 Determinazione taglio resistente	105
5.7 Pilastri	110
5.8 Verifica nodi	121
5.9 Setti	128
5.10 Scale.....	135

Introduzione

La presente relazione si propone di illustrare e descrivere i criteri di calcolo e di progettazione di un edificio multipiano in calcestruzzo armato situato in zona sismica, destinato ad uso di civile abitazione.

La progettazione è stata condotta seguendo i criteri di dimensionamento allo SLU con riferimento alla Normativa 2018 e agli Eurocodici. Fondamentale strumento di ausilio è stato il *software Midas Gen* per il calcolo delle sollecitazioni, ed il software V.C.A.S.L.U. per le verifiche a flessione delle sezioni.

In particolare dell'edificio in esame si effettuerà un'analisi dinamica lineare con spettro di risposta. Meritatamente alla pratica progettuale non sono richieste le verifiche di esercizio di fessurazione, deformabilità, limitazione delle tensioni. Nella realtà progettuale tali verifiche sono fondamentali, in quanto oltre all'aspetto di resistenza una struttura deve essere funzionale, e le verifiche allo SLU non sempre ci tutelano per condizioni meno gravose.

Una volta individuata la tipologia di edificio, le caratteristiche architettoniche, bisogna effettuare un *predimensionamento* degli elementi strutturali. Fatto questo possiamo effettuare un'analisi dei carichi, quindi combinare i carichi, risolvere lo schema statico rappresentativo della struttura che stiamo analizzando, calcolare le sollecitazioni e quindi progettare il nostro elemento strutturale.

La progettazione è stata eseguita in riferimento alla classe di duttilità media secondo il criterio di comportamento strutturale dissipativo.

L'edificio progettato, destinato ad uso di civile abitazione, è situato a Morrone del Sannio in Provincia di Campobasso(CB) collocato ad una quota di 839 m s.l.m., in una zona sismica 2: "Zona con pericolosità sismica media dove possono verificarsi forti terremoti", come indicato nell'Ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri n.3274/2003, aggiornata con la Delibera della Giunta Regionale del Molise del 2 agosto 2006 n.1171.

L'*AgMax*, accelerazione massima presente all'interno del territorio comunale è 0,225g.

La categoria di sottosuolo è di tipo B, quindi, caratterizzata da "rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti."

1.Geometria edificio

Essendo la struttura intelaiata lo scheletro portante è costituito da un telaio spaziale composto da travi, pilastri e setti. La struttura è costituita da un fabbricato indipendente a pianta rettangolare.

L'edificio è a pianta rettangolare 15,5m x 21m e si sviluppa per 4 piani con altezza di interpiano di 3m, più un torrino. La copertura, praticabile, è costituita da un'unica falda orizzontale mentre il torrino, collocato in posizione eccentrica, in corrispondenza del vano ascensore, ha una copertura non praticabile. La scala è a sbalzo, con i gradini incastrati al setto.

Sono presenti rispettivamente tre campate in direzione longitudinale e quattro campate in direzione verticale secondo la vista in pianta. Di seguito sono riportate le dimensioni assiali di progetto del fabbricato.

a(m)	b(m)	c(m)	d(m)	e(m)	f(m)	g(m)
5.50	4.5	5.5	4.5	5	6.5	5

La struttura si compone di un solaio di interpiano di 25 cm realizzato con travetti gettati in opera.

Le travi a seconda del ruolo strutturale presentano due sezioni, una 30x 50, l'altra 30 x 65.

I pilastri, invece, presentano una sezione 30 x70 cm e sono orientati in modo da avere la lunghezza maggiore disposta lungo il perimetro dell'edificio.

Alla struttura è stata attribuita una classe d'uso II trattandosi di un edificio ad uso di civile abitazione, quindi una costruzione il cui uso preveda normale affollamento (Cap.2.4.2 NTC18); inoltre, avendo previsto livelli di prestazione ordinari si è adottato un valore minimo di vita nominale di 50 anni (Tab.2.4.I NTC18) per cui l'azione sismica viene valutata in relazione ad un periodo di riferimento di estensione pari al periodo con cui si prevede l'opera manterrà i previsti livelli prestazionali senza subire significativo danneggiamento.

Dalla classe d'uso è possibile dedurre il valore del coefficiente d'uso $C_u=1$ (Cap.2.4.3 NTC18)

La vita di riferimento si ricava, per ciascun tipo di costruzione, moltiplicandone la vita nominale di progetto V_N per il coefficiente d'uso C_u

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

Il periodo di ritorno medio è pari a

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

Con P_{vr} probabilità di superamento, che varierà a seconda dello stato limite considerato.

1.1 Quadro sismico

L'edificio sorge a Morrone del Sannio, in provincia di Campobasso (Latitudine 41,7125 Longitudine 14,7807). Nel 2003 sono stati emanati i criteri di una nuova classificazione sismica del territorio, indicando i principi generali sulla base dei quali le regioni hanno compilato l'elenco dei comuni con relativa attribuzione ad una delle quattro zone nelle quali è stato riclassificato il territorio nazionale. In basso è riportata la zona sismica per il territorio di Morrone del Sannio, indicata nell'Ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri n. 3274/2003, aggiornata con la Delibera della Giunta Regionale del Molise del 2 agosto 2006 n. 1171. I criteri per l'aggiornamento della mappa di pericolosità sismica sono stati definiti nell'Ordinanza del PCM n. 3519/2006, che ha suddiviso l'intero territorio nazionale in quattro zone sismiche sulla base del valore dell'accelerazione orizzontale massima (ag) su suolo rigido o pianeggiante, che ha una probabilità del 10% di essere superata in 50 anni.

Elenco e definizione delle zone sismiche:

- **Zona 1** ($ag > 0.25$ g) indica la zona più pericolosa, dove possono verificarsi fortissimi terremoti;
- **Zona 2** ($0.15 < ag \leq 0.25$ g) in questa zona possono verificarsi forti terremoti;
- **Zona 3** ($0.05 < ag \leq 0.15$ g) indica una zona che può essere soggetta a forti terremoti ma rari;
- **Zona 4** ($ag \leq 0.05$ g) è la zona meno pericolosa, dove i terremoti sono rari ed è facoltà delle Regioni prescrivere l'obbligo della progettazione antisismica.

Tabella 1: Zonazione sismica Morrone del Sannio

Zona sismica	Zona con pericolosità sismica media dove possono verificarsi forti terremoti.
2	
AgMax	Accelerazione massima presente all'interno del territorio comunale.
0,225	

In figura possiamo osservare la classificazione di ciascuna zona, individuata secondo i valori di accelerazione di picco orizzontale del suolo (ag) con probabilità di superamento del 10% in 50 anni. La Regione Molise ricade in un'area caratterizzata da sismicità significativa, che in passato ha rilasciato terremoti di elevata magnitudo. La categoria di pericolosità sismica del comune di Morrone del Sannio è di tipo 2, ovvero "*Pericolosità ELEVATA*".

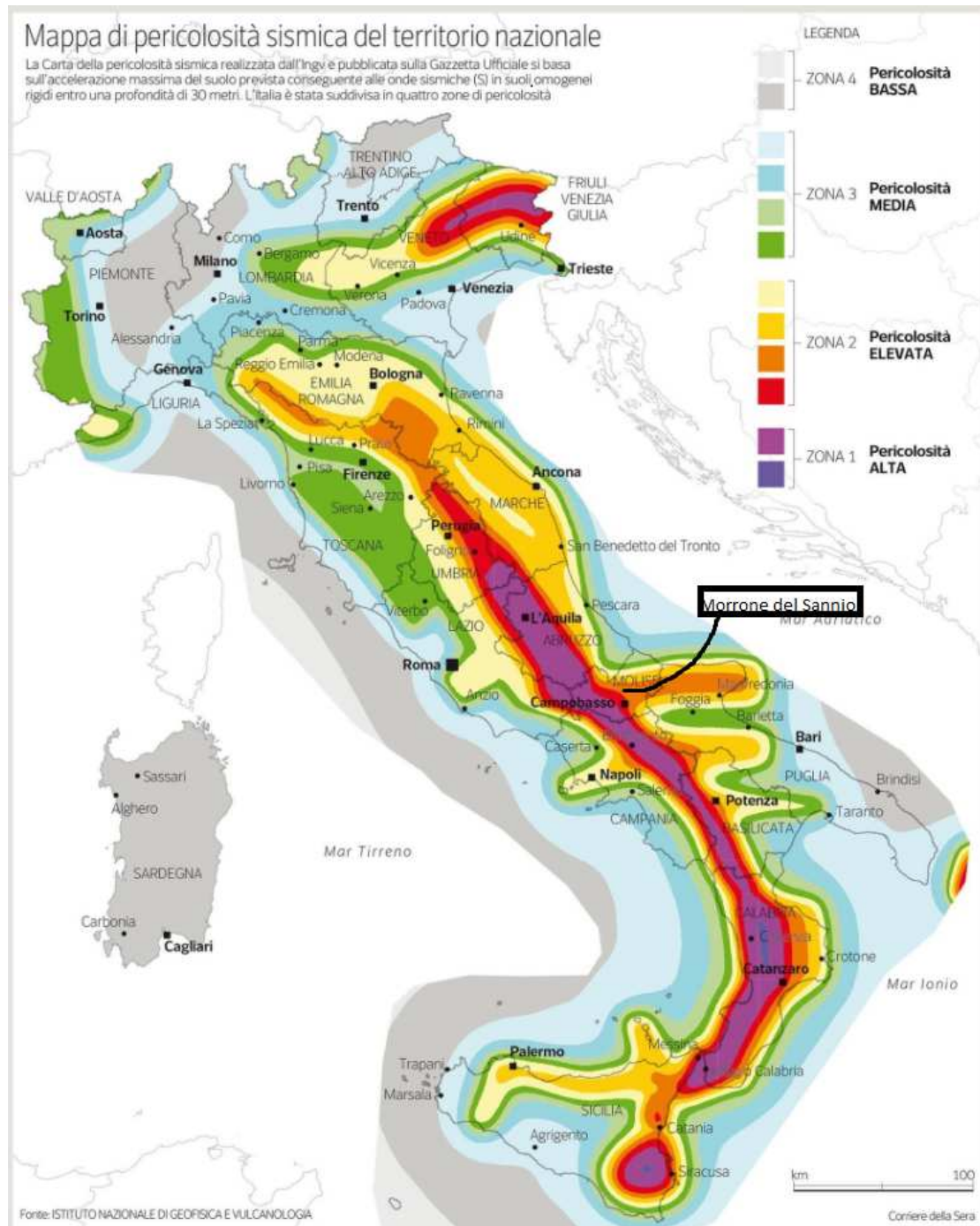


Figura 1: Mappa di pericolosità sismica del territorio nazionale

Utilizzando le mappe interattive di pericolosità sismica fornite dell'INGV è stato possibile estrapolare un ingrandimento inerente a quanto precedentemente detto.

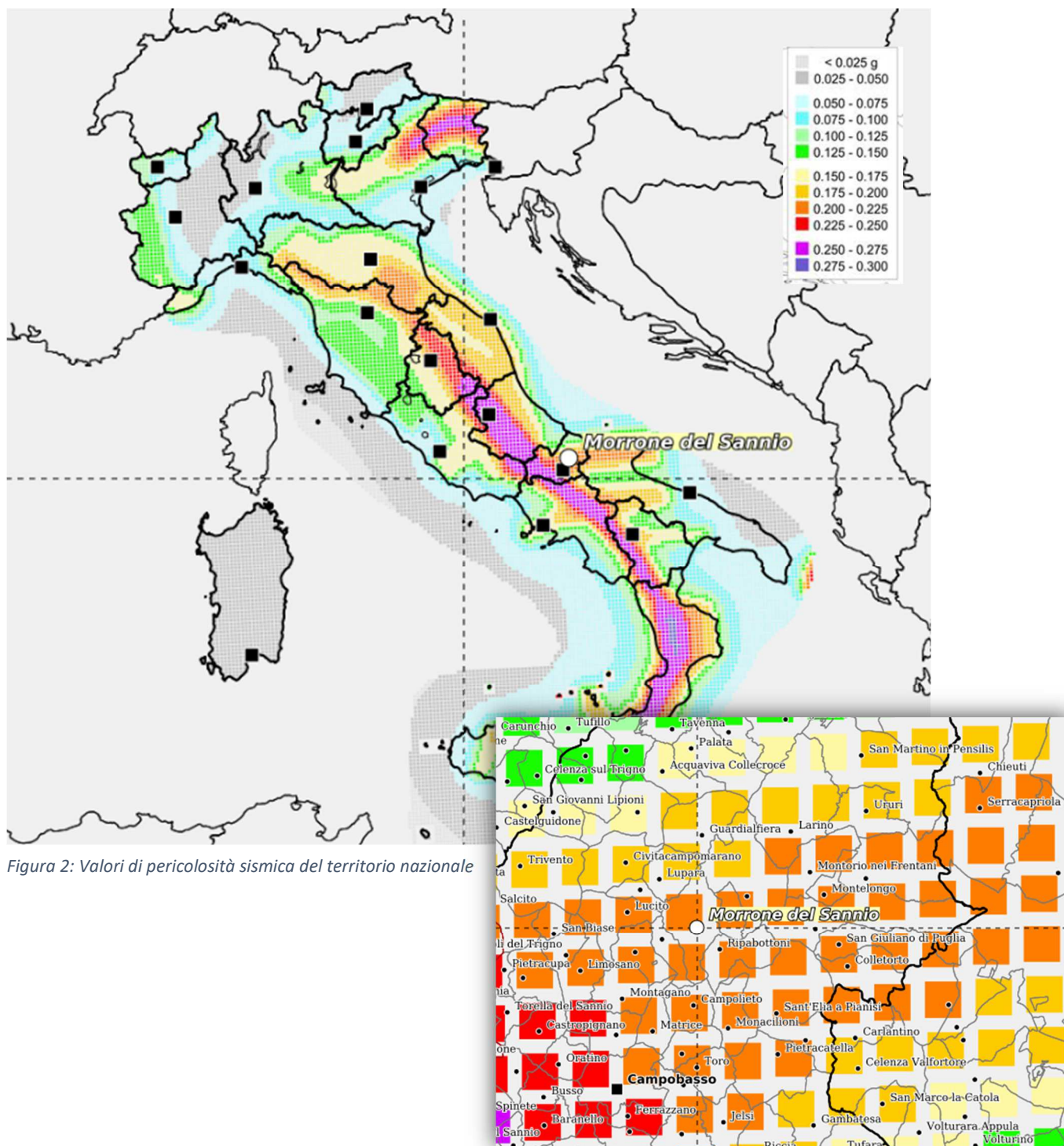


Figura 2: Valori di pericolosità sismica del territorio nazionale

1.2 Sottosuolo e topografia

Per la definizione dell'azione sismica sarebbe opportuno effettuare un'analisi della risposta sismica locale. In assenza di tale analisi si può fare riferimento ad un approccio semplificato, che si basa sulla classificazione del sottosuolo in funzione dei valori della velocità di propagazione delle onde di taglio V_s . La categoria di sottosuolo del caso oggetto di studio è di tipo B, caratterizzata da *“Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 360 m/s e 800 m/s”* (Tab.3.2.II NTC18). A questo tipo di terreno viene associata una velocità delle onde di taglio di 650 m/s. Da un inquadramento geografico effettuato attraverso Google Earth mirato a valutare le caratteristiche topografiche del sito in esame per la stima del coefficiente di amplificazione topografica, necessario per codificare gli effetti del sito con cui andare a definire l'azione sismica di progetto è stato osservato che il sito appartiene ad una categoria topografica di tipo T2, ovvero caratterizzata da *“Pendii con inclinazione media $i > 15^\circ$ ”*.



1.3.Materiali

La scelta dei materiali è un requisito cardine della progettazione per garantire un'adeguata durabilità della struttura, prevenendo e proteggendola dai fenomeni di degrado.

In questo senso è necessario valutare il livello di aggressione cui la struttura sarà esposta e questo avviene definendo le classi di esposizione attraverso i riferimenti normativi UNI 11104:2016.

Nella specifico si considera una struttura abitativa a destinazione civile esposta ad ambiente "XC3";

Una volta nota la classe di esposizione, è possibile definire la classe minima di calcestruzzo.

In definitiva, si sceglie di utilizzare un calcestruzzo C28/35 per travi, pilastri e solaio.

Calcestruzzo		C 28/35	
Resistenza a compressione caratteristica cubica	R_{ck}	35	MPa
Resistenza a compressione caratteristica cilindrica	f_{ck}	29.05	MPa
Resistenza a compressione media	f_{cm}	37.1	MPa
Resistenza a compressione di progetto	f_{cd}	16.5	MPa
Resistenza a trazione media	f_{ctm}	2.8	MPa
Resistenza a trazione per flessione media	f_{ctm}	3.4	MPa
Resistenza a trazione per flessione caratteristica	f_{ctk}	2.4	MPa
Resistenza a trazione per flessione di progetto	f_{ctd}	1.6	MPa
Modulo elastico	E_c	32	Gpa
Coefficiente parziale di sicurezza	γ_c	1.5	-

Mentre per quanto riguarda l'acciaio da calcestruzzo armato si utilizzano barre di classe B450C ad aderenza migliorata come prescritto dalla normativa vigente.

Acciaio da cemento armato		B450C	
Resistenza caratteristica	f_{yk}	450	MPa
Resistenza di progetto	f_{yd}	391.3	MPa
Coefficiente di sicurezza	γ_s	1.15	-
Modulo elastico	E_s	210	GPa
Resistenza caratteristica a trazione	f_{tk}	540	MPa

Seguendo le prescrizioni dell'Eurocodice 2, al Cap.4.4.1, nota la classe strutturale e classe di esposizione è stato possibile valutare il copriferro nominale, il quale risulta:

$$C_{nom} = C_{min} + \Delta C_{dev}$$

- ΔC_{dev} è stato assunto di 10 mm in modo precauzionale
- $C_{min} = MAX(c_{min,b}; c_{min,dur}; 10mm)$

In cui:

- $C_{min,b}$ corrisponde al diametro massimo della barra, il copriferro minimo necessario per l'aderenza delle armature

- $C_{min,dur}$ è il copriferro minimo correlato alle condizioni ambientali, funzione della classe strutturale e della classe di esposizione, i cui valori sono riportati nella Tab.4.4 dell'EC2.

Il copriferro nominale da adottarsi risulta pari a $C_{nom} = 35 \text{ mm}$.

1.4 Quadro normativo

I calcoli e le verifiche riportate nella presente relazione sono stati condotti con riferimento al disposto delle seguenti norme:

- **NTC 2018**–Norme Tecniche Per Le Costruzioni, D.M. 17 gennaio 2018
- **Circolare 21 gennaio 2019**, n. 7–relativa alle “Istruzioni per l’applicazione delle Nuove norme tecniche per le costruzioni-di cui al decreto ministeriale 17 gennaio 2018”
- **Eurocodice 8**-Progettazione delle strutture per la resistenza sismica

I calcoli sono stati svolti adottando il metodo semiprobabilistico agli stati limite basato sull’impiego dei coefficienti parziali, in accordo a quanto indicato al par. 2.3 delle suddette norme tecniche. La sicurezza e le prestazioni saranno garantite verificando gli stati limite ultimi e di esercizio definiti in funzione dell’utilizzo della struttura e di quanto stabilito dalle norme; in particolare nei confronti dell’azione sismica si è verificata:

•*La sicurezza nei riguardi dello Stato Limite di Danno (SLD)*, per cui la costruzione a seguito del terremoto subisce 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 orizzontali e verticali, mantenendosi immediatamente utilizzabile

•*La sicurezza nei riguardi dello Stato Limite di Salvaguardia della Vita (SLV)*, per cui la costruzione a seguito del terremoto subisce crolli e rotture dei componenti non strutturali e significativi danni dei componenti strutturali cui si associa una perdita significativa di rigidezza nei confronti delle azioni orizzontali; la costruzione conserva invece una parte della resistenza e rigidezza per azioni verticali e un margine di sicurezza nei confronti del collasso per azioni sismiche orizzontali.

La ricerca dei parametri di sollecitazione è stata eseguita avvalendosi di codici di calcolo automatico per l'analisi strutturale. Tali codici sono di sicura ed accertata validità e sono stati impiegati conformemente alle loro caratteristiche. Nel caso specifico i software utilizzati sono:

- *SAP2000 e Midas Gen*; Programmi di calcolo strutturale agli elementi finiti
- *VCASLU*, Programma per il progetto e la verifica di pilastri allo SLU

2. *Predimensionamento* e analisi dei carichi degli elementi strutturali

Occorre evidenziare una distinzione tra gli elementi che compongono la struttura.

Una prima suddivisione separa gli elementi strutturali da quelli non strutturali, questi ultimi non vengono progettati per resistere alle sollecitazioni derivanti dai carichi esterni e dall'azione sismica, come fondazioni, travi, pilastri, setti, scale, solai, ma pur non avendo una funzione portante consentono la funzionalità dell'intera struttura. Gli elementi strutturali vengono quindi progettati per resistere ai carichi verticali e azione sismica; essi si dividono in principali e secondari, ai secondari (solai, balconi e scale) compete la funzione di trasmettere i carichi agli elementi strutturali principali (travi, pilastri, setti e fondazioni).

Questa prima parte della relazione è dedicata all'illustrazione della procedura di *predimensionamento* di elementi strutturali e non, parallelamente all'analisi dei carichi gravitanti su di essi.

2.1 Il solaio

Il solaio è un elemento proprio dell'edificio che funge da interpiano e da copertura (nel caso dell'ultimo piano), oltre che formare il piano di calpestio. Considerando tutte le tipologie di solaio che possono essere realizzate per un edificio in cemento armato (le quali si differenziano per i materiali utilizzati e le diverse modalità di esecuzione) la tipologia scelta nell'ambito di questa specifica esercitazione progettuale è quello in latero-cemento, che comprende la struttura principale in cemento armato, unitamente ad elementi di alleggerimento in laterizio.

Il solaio, di tipo *laterocementizio*, è dunque costituito da travetti gettati in opera ed elementi di alleggerimento, le pignatte, le quali pur non avendo funzione resistente aumentano la rigidità flessionale. Il solaio rappresenta un elemento strutturale secondario orizzontale, poiché trasmette i carichi agli elementi strutturali principali: travi, pilastri, setti e fondazioni.

Il solaio deve inoltre garantire un collegamento rigido tra gli elementi verticali strutturali per consentire un comportamento spaziale della struttura, fondamentale al fine di assorbire le forze orizzontali.

Il solaio, struttura bidimensionale piana caricata ortogonalmente al proprio piano viene progettato *affinchè* soddisfi i requisiti di elevata resistenza meccanica, modesta deformabilità, minimo spessore, peso ridotto, buone proprietà isolanti, termiche e acustiche.

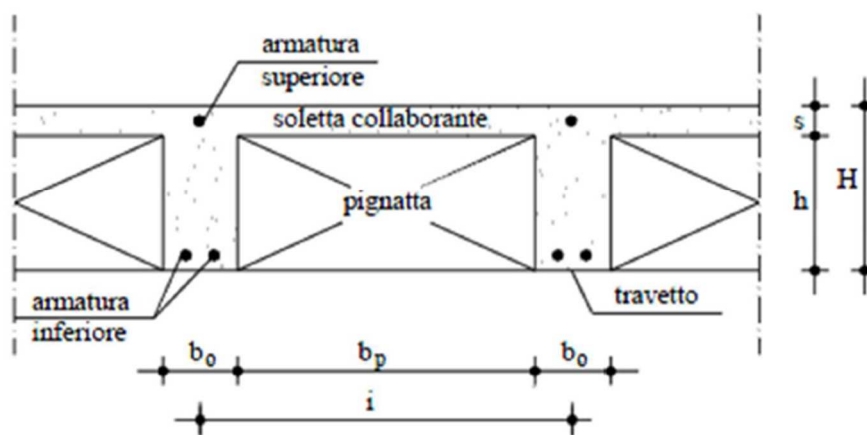
Si è scelto di disporre una rete elettrosaldata come armatura di ripartizione. Essa viene realizzata con barre di 6 cm, un quantitativo di armatura trasversale almeno pari al 20% dell'armatura longitudinale inferiore, e con maglie quadrate di 20 cm.

La rete elettrosaldata oltre a ripartire trasversalmente i carichi, fornisce resistenza nei confronti di carichi concentrati e limita le fessurazioni da ritiro del calcestruzzo. Si è reso necessario ricorrere ad un travetto ripartitore in quanto le luci sono di estensione superiore a 6m.

Nell'ambito di questa esercitazione progettuale viene richiesto di dimensionare il solaio di interpiano e quello di copertura, attraverso la definizione delle caratteristiche geometriche degli elementi che costituiscono questo elemento strutturale.

Preliminarmente alla fase di *predimensionamento* e analisi dei carichi si è scelta la direzione di orditura del solaio. Si è scelto di disporre l'orditura secondo la luce più corta, evitando in questo modo di realizzare un solaio troppo alto.

Di seguito la sezione tipo del solaio che andremo a progettare:



2.2 Predimensionamento solaio

Questa procedura è stata effettuata in riferimento al paragrafo 4.1.9.1 delle “Norme tecniche” (D.M.2018) ed in accordo alla “Circolare applicativa del 17 gennaio del 2019”.

Poiché andremo a dimensionare un solaio latero-cementizio fondamentale, nonché necessaria si dimostra essere questa fase, infatti, per una struttura in cemento l'aliquota derivante dal peso proprio è estremamente significativa, non considerare l'effetto del carico dovuto al peso potrebbe portare a delle verifiche non soddisfatte.

Per il *Predimensionamento* si possono seguire due diversi criteri, uno di natura *analitica*, l'altro di natura *empirica*.

Per quanto attiene il primo criterio ci si riferisce a delle formule che forniscono delle misure geometriche, definite per soddisfare criteri di resistenza e deformazione. Nell'ambito di questa esercitazione non si farà riferimento a questi criteri in quanto a questo punto della pratica progettuale non si conoscono con certezza i carichi né le sollecitazioni.

Faremo riferimento, invece, a dei criteri di natura empirica; andremo ad utilizzare valori dati dalla normativa, i quali si basano sull'esperienza e riguardano indirettamente l'aspetto *deformativo* del solaio.

Le prescrizioni normative per il solaio sono le seguenti:

- *L'H del solaio deve essere maggiore di 15 cm considerato che una pignatta non è alta meno di 12 cm, l'altezza minima del solaio è 16 cm.*
- *La soletta deve essere almeno 4 cm. In genere non si usano solette con spessore maggiore di 5 cm e 4 cm è l'altezza usuale.*
- *L'interasse deve essere minore uguale a 15 volte la soletta. Un interasse usuale è circa 50/52 cm a seconda della larghezza del travetto, considerando una pignatta larga 40 cm*
- *La larghezza del travetto è solitamente circa 10/12 cm, possibilmente non più di 14 cm*
- *L'altezza delle pignatte è un numero pari es 14/16/18 cm, il minimo è 12 cm*

Fondamentale è definire l'altezza minima del solaio; tale altezza viene definita secondo la normativa 1996, come porzione della luce più grande tra le travi che seguono l'andatura dei travetti. Indicata con L la luce massima si deve verificare per solai con travetti non precompressi:

$$H > \frac{L}{25}$$

Si deve ottenere un valore pari, eventualmente approssimato per eccesso, inoltre poiché il solaio deve essere uniforme si impone tale valore come minimo per tutto il solaio.

La luce più estesa nella direzione di orditura del solaio è pari a 550 cm

$$H = \frac{L}{25} = 22 \text{ cm} > 15 \text{ cm}$$

Approssimando per eccesso assumiamo un Hmin di 22 cm.

Si può dimostrare che per valori inferiori a tale limite il solaio è troppo deformabile.

Inoltre devono essere verificate le seguenti condizioni:

$$b_0 = 10 \text{ cm} \quad \text{se } L_{max} < 6,00 \text{ m}$$

$$b_0 = 12 \text{ cm} \quad \text{se } L_{max} > 6,00 \text{ m}$$

Il solaio viene alzato sopra la soletta di una quantità superiore a 4 cm per la predisposizione del pavimento attraverso uno strato di massetto(*cls* alleggerito). Al di sotto dei travetti e pignatte si ha uno strato di intonaco (1-1,5 cm). Per la trattazione di questi elementi si rimanda al paragrafo sull'analisi dei carichi. Per quanto riguarda il torrino avendo una luce massima di 5m l'altezza minima del solaio risulta essere 20 cm, scegliamo una pignatta di 16 cm mantenendo una soletta di 5 cm.

Grandezza di riferimento		Prescrizioni NTC	Predimensionamento	Valori adottati	Unità
Altezza solaio	H	$H > 15$	$H \geq L/30$	25	cm
Altezza soletta	s	$s \geq 4$	$s = H - h$	5	cm
Altezza pignatte	h	$h > 12$	$h = H - s$	20	cm
Larghezza pignatta	b_p	$b_p \leq 52$	In commercio	40	cm
Profondità pignatta	l_p		In commercio	25	cm
Interasse travetto	i	$i \leq 15 s$	$i = b_0 + b_p$	50	cm
Larghezza travetto	b_0	$b_0 \geq i/8; b_0 \geq 8$	$8 \leq b_0 \leq 14$	10	cm

2.3 Analisi dei carichi

Lo step successivo è rappresentato dall'analisi dei carichi gravitanti sul solaio, i quali possono essere facilmente quantificati grazie all'identificazione dell'aliquota peso proprio avvenuta in fase di *Predimensionamento*. Preliminarmente alla valutazione dei carichi conviene classificare i solai in funzione della loro destinazione d'uso; tale procedura facilita l'identificazione dei carichi. La normativa classifica le azioni a seconda della loro evoluzione nel tempo in azioni permanenti, variabili, accidentali o eccezionali.

Azioni permanenti

Le azioni permanenti sono azioni che agiscono durante tutta la vita nominale di progetto della costruzione, senza subire mutamenti significativi.

Per un solaio questa categoria comprende i carichi permanenti strutturali, quindi il peso proprio, e i sovraccarichi permanenti. Il peso proprio comprende la soletta in *cls*, i travetti e le pignatte, mentre l'intonaco, il massetto ed il pavimento fanno parte dei sovraccarichi permanenti, ossia di tutti quei elementi di finitura, che pur non avendo valore strutturale sono gravanti in maniera permanente.

Peso proprio solaio

Il valore caratteristico del peso proprio del solaio è dato dalla somma della porzione in cemento armato($25,00 \text{ kN/m}^3$) e degli elementi di alleggerimento in laterizio , il cui peso

dipende dal tipo di laterizio stesso. Tale componente può essere calcolata attraverso due diversi metodi. Nel primo metodo, approssimato, per la determinazione del peso medio pignatte-travetti si fa riferimento ad un peso omogeneizzato di *cls* e laterizio assunto pari a 10 kN/m^3 .

$$G_{sk}[\text{kNm}^{-2}] = 25.00 \times s + 10.00 \times (H - s)$$

Il secondo metodo, utilizzato nella pratica progettuale, fornisce un calcolo esatto, considerando la somma specifica delle tre aliquote, soletta, travetto, pignatta. Per il calcolo di travetti e pignatta si inserisce nel computo l'ingombro complessivo; *{per un interasse di 50cm avremo che in un metro ci sono due travetti e due pignatte, quindi i travetti occuperanno 20 cm su un metro mentre le pignatte 80.}*

$$G_{sk}[\text{kNm}^{-2}] = g_s + g_t + g_p$$

$$\text{soletta } g_s = 25 * s$$

$$\text{travetti } g_t = 25 * (H - s) * 0,2/1,0$$

$$\text{pignatte } g_p = 6 * (H - s) * 0,8/1,0$$

Si è moltiplicato il peso per unità di volume dell'elemento (*cls* o laterizio) per il relativo spessore, ottenendo un peso per unità di superficie.

Per quanto riguarda la pignatta si è assunto un peso per unità volume di 6 KN/m^3 .

Sovraccarichi permanenti

Per la trattazione di carichi permanenti non strutturali si ritiene opportuno partire da una trattazione di quegli elementi che sono comuni alle tre tipologie di solaio per poi analizzare nel merito di ciascun solaio le componenti proprie specifiche che rientrano nella categoria di sovraccarichi permanenti.

Gli elementi comuni sono pavimento, massetto, intonaco.

- Il massetto viene realizzato in malta di calce(18 kN/m^3) con uno spessore di 4cm
- L'intonaco di spessore 1,5 cm con peso di unità di volume di 18 kN
- Il pavimento, di altezza 2 cm, con peso di unità di volume di 20 kN è di ceramica di tipo *Gress*

Relativamente al solaio di interpiano, in aggiunta agli elementi precedentemente indicati risulta necessario calcolare l'incidenza dei tramezzi.

I tramezzi, elementi divisori interni, sono carichi per unità di lunghezza, in quanto costituiscono carichi distribuiti lungo il solaio il quale risente dell'effetto dovuto ad essi solo dove ho la

tramezzatura. La Normativa ci consente, tuttavia, di far entrare questi elementi nel computo metrico per il calcolo del carico agente sul solaio a patto che il solaio sia progettato per avere buone capacità di ripartizione dei carichi. Per un solaio latero-cementizio è possibile ragguagliare il carico dovuto ai tramezzi ad un carico permanentemente portato uniformemente distribuito; il carico per unità di lunghezza può essere considerato come carico per unità di superficie.

Una volta individuato il carico per unità di lunghezza del tramezzo la Normativa ci fornisce il corrispondente carico per unità di superficie equivalente:

- $G \leq 1,00$ [kN/m]: $g = 0,40$ [kN/m²]
- per elementi divisorii con $1,00 < G \leq 2,00$ [kN/m]: $g_2 = 0,80$ [kN/m²]
- per elementi divisorii con $2,00 < G \leq 3,00$ [kN/m]: $g_2 = 1,20$ [kN/m²]
- per elementi divisorii con $3,00 < G \leq 4,00$ [kN/m]: $g_2 = 1,60$ [kN/m²]
- per elementi divisorii con $4,00 < G \leq 5,00$ [kN/m]: $g_2 = 2,00$ [kN/m²]

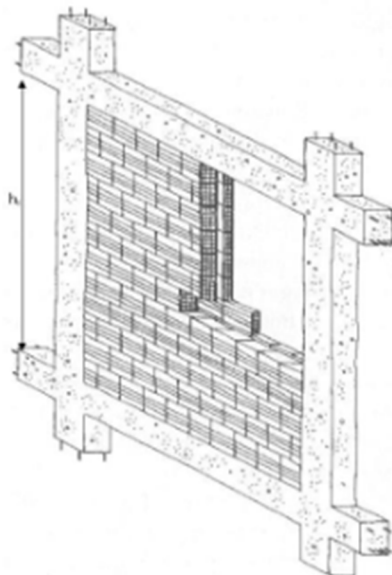
Il tramezzo è costituito da muratura in mattoni forati, di spessore 8 cm, con un peso per unità di volume di 11 kN/m^3 , e da due strati di intonaco a gesso, uno interno e l'altro esterno, ciascuno di spessore 1,5 cm con peso di unità di volume di 18 kN/m^3 .

Tramezzi interni						H _{solaio}	=	0.25	m	-
Intonaco esterno	18	x	0.015	=	0.27	KN/m ²	H _{interpiano}	=	3	m
Mattoni forati	11	x	0.08	=	0.88	KN/m ²	H _{tramezzo}	=	2.75	m
Intonaco interno	18	x	0.015	=	0.27	KN/m ²	g ₂	=	3.91	KN/m
Carico tamponatura piena					1.42	KN/m ²	G ₂ tramezzo	=	1.6	KN/m ²

Per quanto riguarda il solaio di copertura, come precedentemente indicato l'H, quella di calcolo, è la stessa per tutto il solaio.

E' opportuno prevedere un manto di impermeabilizzazione ovunque, e si ricorre come elemento di rifinitura ad un massetto di pendenza in cls alleggerito con argilla espansa; elemento distintivo è rappresentato, inoltre, dal pannello isolante.

2.4 Tamponatura



La tamponatura è la parete portata di chiusura perimetrale, in questo caso realizzata in muratura formata da due file di mattoni forati, tra cui si interpone uno strato di isolante. La sua funzione è quella di separazione tra spazio interno e spazio esterno riempiendo i riquadri dei telai esterni. Poiché quindi la funzione portante è assicurata dal telaio, le tamponature esercitano sulle membrature strutturali inflesse un carico uniforme per unità di lunghezza; questo si calcola moltiplicando i pesi per l'altezza della tamponatura e riducendo il risultato con adeguati coefficienti moltiplicativi per considerare la presenza di sole porte o finestre o la presenza sia di porte che finestre. Le due tamponature previste sono piene e vetrate, le seconde hanno un peso inferiore del 20% rispetto alle prime per la presenza di aperture o finestre. L'altezza considerata per il calcolo del carico per unità di lunghezza è l'altezza interpiano, depurata delle due semisezioni delle travi che la tamponatura collega(h_t).

Tamponatura esterna						
Intonaco esterno	18	x	0.02	=	0.36	KN/m ²
Isolante EPS	1	x	0.08	=	0.08	KN/m ²
Mattoni forati	11	x	0.3	=	3.3	KN/m ²
Intonaco interno	18	x	0.015	=	0.27	KN/m ²
Carico tamponatura piena					4.01	KN/m ²
Carico tamponatura vetrata					3.21	KN/m ²

Tamponatura interna						
Intonaco esterno	18	x	0.015	=	0.27	KN/m ²
Mattoni forati	11	x	0.3	=	3.3	KN/m ²
Intonaco interno	18	x	0.015	=	0.27	KN/m ²
Carico tamponatura piena	3.84					KN/m²

2.5 Carichi variabili

I carichi variabili agiscono con “*valori istantanei che possono risultare sensibilmente diversi fra loro nel corso della vita nominale della struttura*”; sono, pertanto, carichi agenti in modo variabile sulla struttura e sono dovuti alle persone, vento, neve, mobilio ,strumentazione.

La Norma fissa l’entità di sovraccarichi verticali, orizzontali e delle corrispondenti azioni locali concentrate; tali valori vengono distinti per destinazione d’uso delle costruzioni.

Nella pratica progettuale si utilizzerà i valori della prima colonna, tabella 3.1.II, trattandosi di carichi verticali uniformemente distribuiti, in quanto i carichi concentrati vengono impiegati per verifiche locali. Andremo a considerare il carico dovuto alla destinazione d’uso, da ritenersi come azione statica equivalente, e quindi comprensiva degli effetti dinamici ordinari, e poi il carico neve specificatamente per il solaio di copertura e per il torrino.

Per il solaio di interpiano l’unico carico accidentale da considerarsi è il carico folla, assunto pari a 2 kN/m² come riporta la Normativa per gli “Ambienti ad uso residenziale”.

Per il solario di copertura ed il torrino andremo a valutare l’effetto del carico neve.

Carico neve

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

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

dove

q_s è il carico neve sulla copertura in unità di superficie

μ_i è il coefficiente di forma della copertura

q_{sk} è il valore di riferimento del carico neve al suolo

C_E è il coefficiente di esposizione

C_t è il coefficiente termico

L’azione della neve è un’ azione di tipo gravitazionale, si tratta di un fenomeno naturale valutato in funzione della localizzazione dell’edificio nel territorio. Per il calcolo si ipotizza che il carico agisca in direzione verticale e lo si riferisce alla proiezione orizzontale della superficie della copertura.

q_{sk} dipende dalle condizioni locali di clima e di esposizione; la Normativa fornisce delle espressioni cui riferirsi in mancanza di adeguate indagini locali, e a cui corrispondono valori associati ad un periodo di ritorno di 50 anni. Per una zona di *tipo 2*, come indicato nello schema di progetto, e ad una quota dal suolo di 839 m sul livello del mare si utilizza la seguente espressione: $q_{sk} = 0,85[1 + (a_s/481)^2]$

Con $a_s = 839m$

μ_i dipende dalla forma della copertura, dall'inclinazione sull'orizzontale e dalle condizioni climatiche locali.

Per una copertura a terrazzo si adotta come valore 0,8.

C_E tiene conto delle caratteristiche specifiche dell'area, non essendo specificata la presenza di costruzioni o alberi più alti, né si segnala una significativa rimozione di neve sulla costruzione a causa del vento si assume come valore 1.

C_t tiene conto della riduzione del carico della neve a causa dello scioglimento della stessa per effetto della perdita di calore della costruzione; poiché siamo in assenza di uno specifico e documentato studio poniamo $C_t = 1$.

Azione della neve			
Coefficiente di forma delle coperture	μ_i	0.8	
Coefficiente di esposizione	C_E	1	
Coefficiente termico	C_t	1	
Altitudine di riferimento s.l.m		839	[m]
Carico di neve al suolo	q_{sk}	3.44	[kN/m ²]
Carico neve	q_s	2.75	[kN/m ²]

Di seguito l'analisi dei carichi del solaio di interpiano e copertura

Piano tipo - Zone interne - Solaio h= 20+5 cm					
Carichi permanenti strutturali (G1)					
Elemento	Altezza [m]	Larghezza [m]	n° in un metro	Peso specifico [kN/m ³]	Peso [kN/m ²]
Travetti	0.2	0.1	2	25	1
Pignatte	0.2	0.4	2	6	0.96
Soletta	0.05	1	1	25	1.25
Totale G1					3.21
Carichi permanenti non strutturali (G2)					
Elemento	Altezza [m]	Larghezza [m]	n° in un metro	Peso specifico [kN/m ³]	Peso [kN/m ²]
Massetto allettamento (malta di calce)	0.04	1	1	18	0.72
Intonaco	0.015	1	1	18	0.27
Pavimento di tipo GRESS	0.02	1	1	20	0.4
Incidenza tramezzi					1.6
Totale G2					2.99
Totale permanenti G1+G2					6.2
Carichi accidentali					
Sovraccarichi				2.00	KN/m²

Copertura piana praticabile - Solaio h= 20+5 cm					
Carichi permanenti strutturali (G1)					
Elemento	Altezza [m]	Larghezza [m]	n° in un metro	Peso specifico [kN/m ³]	Peso [kN/m ²]
Travetti	0.2	0.1	2	25	1
Pignatte	0.2	0.4	2	6	0.96
Soletta	0.05	1	1	25	1.25
Totale G1					3.21
Carichi permanenti non strutturali (G2)					
Elemento	Altezza [m]	Larghezza [m]	n° in un metro	Peso specifico [kN/m ³]	Peso [kN/m ²]
Massetto allettamento (malta di calce)	0.04	1	1	18	0.72
Intonaco	0.015	1	1	18	0.27
Manto di impermeabilizzazione		1	1		0.3
Massetto di pendenza in cls alleggerito	0.1	1	1	10	1
Pannello isolante	0.1	1	1	1	0.1
Totale G2					2.39
Totale permanenti G1+G2					5.6
Carichi accidentali					
Sovraccarichi				2.00	KN/m ²
Carico neve				2.75	KN/m ²

2.6 Travi

Le travi che compongono il nostro elemento strutturale si dividono in:

- Travi portanti
- Travi di collegamento
- Travi perimetrali portanti
- Travi perimetrali di collegamento

Le travi portanti, si sviluppano ortogonalmente rispetto alla tessitura del solaio, portano essenzialmente il solaio e sé stesse. Le travi di collegamento portano solo sé stesse, ma contribuiscono ad aumentare la rigidezza dell'impalcato. Le travi perimetrali portano sé stesse, tamponature o parapetto e se portanti anche il solaio. Per il *predimensionamento* delle travi è opportuno definire le travi emergenti e quelle a spessore. In merito all'esercitazione progettuale si sceglie di realizzare tutte le travi emergenti. Sarebbe consentito di realizzare le travi di collegamento come travi a spessore, con l'inconvenienza che a parità di sollecitazione esse richiederebbero un quantitativo di armatura maggiore, pertanto sono più dispendiose. La procedura di *predimensionamento* prevede la determinazione della Base e Altezza della trave. Per una trave emergente la base oscilla tra 20 e 40 cm; nella pratica è stato scelto il valore impiegato usualmente, ossia **30 cm**. La trave, inoltre, è posizionata in asse con il pilastro e possiede la medesima larghezza. Per la determinazione dell'altezza si è fatto riferimento a criteri di natura empirica. In tale sede, ricorrere ad un criterio analitico è

impensabile. Oltre alla mancata conoscenza in merito alle sollecitazioni e carichi tale procedura è di carattere iterativo. L'altezza viene stimata in maniera grossolana attraverso la seguente formula: $H = L/(10 \div 12)$

In cui L è la misura della luce.

Per le travi che proseguono nella medesima direzione è stato preso lo stesso valore per dare continuità. I valori si mantengono uguali anche per le travi del solaio di copertura, in quanto dipendenti dalle stesse luci. Per il solaio di interpiano e copertura le travi parallele all'orditura del solaio sono **30x50** mentre quelle perpendicolari sono **30x65**. Per il torrino, dove l'orditura dei travetti è variata le travi sono **30x50**.

Per la verifica dell'altezza delle travi principali si applica la seguente formula:

$$d = 2.3 \sqrt{\frac{M_d}{b f_{cd}}}$$

Scegliamo una trave portante, il cui carico valutato nel suo valore di progetto è $Pd = 72,91 \text{ KN/m}$, ed il momento flettente stimato è $Pd l^2/10 = 308,04 \text{ KNm}$

Dalla formula precedentemente indicata l'altezza utile ricavata è **57,94 cm** a cui vengono aggiunti i 5 cm di copriferro ottenendo 62,94 cm.

Avendo scelto delle travi 30x65 tale verifica è soddisfatta.

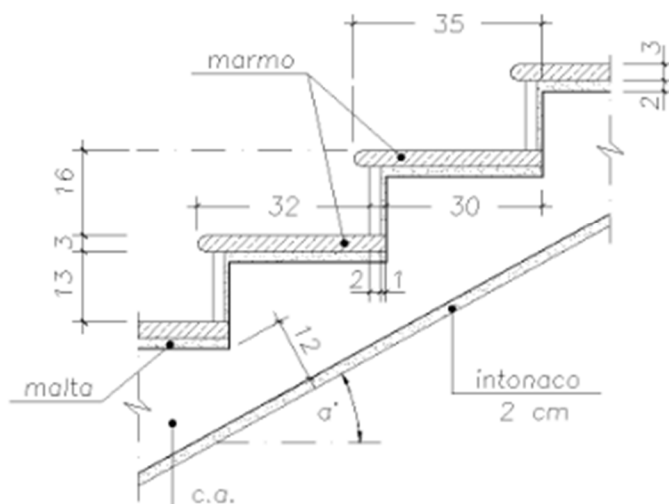
2.7 Scale

Preliminarmente alla definizione dei carichi che agiscono sul corpo scala è necessario effettuare un *predimensionamento* delle travi e del gradino. Nel presente progetto la scala si sviluppa attorno ad un setto in cui alloggerà il vano ascensore. I gradini sono schematizzati come delle mensole incastrate nel setto, al di sotto di essi viene gettato uno spessore di soletta in cls che solidarizza la struttura e rende la rampa un tutt'uno.

Per effettuare un *corretto predimensionamento* è stato fatto riferimento al D.M-14 giugno 1989,n.236 "Prescrizioni tecniche necessarie a garantire l'accessibilità, l'adattabilità e la visitabilità degli edifici privati e di edilizia residenziale pubblica sovvenzionata e agevolata, ai fini del superamento e dell'eliminazione delle barriere architettoniche". Visto che le rampe delle scale del progetto non sono di uso pubblico devono avere una larghezza minima di 0.8 m, quindi, è stato scelto di adottare una larghezza di 1.30 m. Ulteriori vincoli dettati dal D.M. suddetto riguardano la pedata minima avente un valore pari a 25 cm ed il rapporto tra alzata (a) e pedata (p), definito come: $2a + p = 64$

Scegliamo un'alzata di 15 cm e una pedata di 30 cm. Inoltre si esegue uno sfasamento delle scale all'indietro per dare continuità al corrimano e per ragioni estetiche. Dividendo l'altezza di interpiano per l'alzata dei gradini si ottiene il numero di gradini totali; questo numero viene poi diviso per tre per avere i gradini di ciascuna rampa(7).

Rampe scale			
<i>Pedata</i>	=	0.30	m
<i>Alzata</i>	=	0.15	m



Il carico dei gradini è comprensivo del permanente strutturale(soletta e gradino) e del sovraccarico permanente (allettamento, rivestimento alzata e pedata, corrimano, intonaco) in aggiunta al carico accidentale, dovuto al calpestio delle persone.

Avendo fin ora sviluppato il calcolo per il singolo gradino, per ottenere il peso complessivo di 1 m lineare di scala è sufficiente moltiplicare i carichi per il numero di gradini al metro per ottenere il peso complessivo.

Carichi permanenti strutturali											
<i>Soletta</i>		25.00	x	0.050	x	1.118			=	1.40	KN/m ²
<i>Gradini in c.a.</i>		25.00	x	0.023	x	1.000	/	0.30	=	1.88	KN/m ²
										3.27	KN/m²

Carichi permanenti portati											
<i>Rivestimento pedate</i>		0.81	x	0.350	x	1.000	/	0.30	=	0.95	KN/m ²
<i>Allettamento pedate</i>		20.00	x	0.310	x	0.020	/	0.30	=	0.41	KN/m ²
<i>Rivestimento alzate</i>		0.54	x	0.120	x	1.000	/	0.30	=	0.22	KN/m ²
<i>Allettamento alzate</i>		20.00	x	0.100	x	0.010	/	0.30	=	0.07	KN/m ²
<i>Intonaco</i>		18.00	x	0.015	x	1.118			=	0.30	KN/m ²
										1.94	KN/m²

Totale permanenti	5.22	KN/m²	
Carichi accidentali			
<i>Sovraccarichi</i>	4.00	KN/m²	<i>Cat.A (Scale comuni) Tab. 3.1.II NTC2018</i>

Nel passaggio tra un piano all'altro si prevedono 3 pianerottoli, due intermedi ed uno di arrivo
(1.8 × 4.7 m)

Analisi dei carichi pianerottolo scale

Carichi permanenti strutturali											
<i>Soletta in c.a. H=20 cm</i>		25.00	x	0.20					=	5.00	KN/m²
Carichi permanenti portati											
<i>Pavimentazione (marmo 3 cm)</i>		0.81							=	0.81	KN/m²
<i>Allettamento</i>		20.00	x	0.020					=	0.40	KN/m²
<i>Intonaco</i>		18.00	x	0.015					=	0.27	KN/m²
										1.48	KN/m²
									Totale permanenti	6.48	KN/m²

Carichi accidentali			
<i>Sovraccarichi</i>	4.00	KN/m²	<i>Cat.A (Scale comuni) Tab. 3.1.II NTC2018</i>

Analisi dei carichi pianerottolo di piano

Pianerottolo di piano								
Carichi permanenti								
<i>Carichi permanenti strutturali</i>								
<i>Soletta in c.a. H=20 cm</i>		25.00	x	0.25	x	=	6.25	KN/m2
<i>Carichi permanenti portati</i>								
<i>Pavimentazione (marmo 3 cm)</i>		0.81			/	=	0.81	KN/m2
<i>Allettamento</i>		20.00	x	0.020	/	=	0.40	KN/m2
<i>Intonaco</i>		18.00	x	0.015	x	=	0.27	KN/m2
<i>Totale permanenti</i>							7.73	KN/m2
<i>Carichi accidentali</i>								
<i>Sovraccarichi</i>		4.00	KN/m	<i>Cat.A (Scale comuni) Tab. 3.1.II NTC2018</i>				

2.8 Pilastri

Il *predimensionamento* dei pilastri viene effettuato secondo la teoria delle aree di influenza a partire dall'analisi dei carichi portati dal pilastro, a differenza delle travi per le quali è previsto prima il *predimensionamento* e poi l'analisi dei carichi. La teoria delle aree di influenza si basa sul flusso delle tensioni. Sappiamo che il carico del solaio scarica sulle travi, principalmente le portanti, le quali scaricano a loro volta sui pilastri che portano il carico in fondazione. Andremo a dimensionare i pilastri in funzione dei carichi verticali che devono sopportare; in questa fase si considera solo lo sforzo normale. Per determinare l'aliquota di carico che va a gravare sul singolo pilastro si delinea un'area A_{ij} ossia l'area del pilastro i sul piano

j. Tale area viene definita a partire dall'intersezione delle linee medie dei solai, quindi dividendo i solai adiacenti in due parti in entrambe le direzioni. Al piano k la sezione sarà dimensionata in base al carico complessivo:

$$N_{ik} = \sum_{i=j+1}^N (A_{ij} \times W_{ij}) + P_{p,ij}$$

Dove con:

- $P_{p,ij}$ è il peso proprio del pilastro;
- N è il numero di piani

Ad ogni pilastro competerà un'area di influenza, il cui peso comprende sia il contributo dei carichi permanenti che di quelli variabili. Al variare del piano aumenterà il carico verticale che grava sul solaio. Ogni pilastro sostiene sé stesso, il carico dell'impalcato e il carico dei piani superiori. Conseguentemente il pilastro di piano terra supporterà i carichi di tutta la pilastrata. Facendo il calcolo per il pilastro di base se dovesse risultare che esso per assorbire una elevata sollecitazione richiede delle dimensioni significative, superiori a quelle minime, 30 per 30, allora si può prevedere di variare le dimensioni sull'altezza, mantenendo invariato l'asse baricentrico.

Noi partiremo dal pilastro di base. Per il *predimensionamento* dei pilastri considereremo quelli che sono più sollecitati, in quanto caratterizzati da un'ampia area di influenza. Il peso dovuto al solaio è ottenuto moltiplicando l'area di influenza per il carico, permanente e variabile, in unità di superficie. Per la trave, note le dimensioni definite in fase di - *predimensionamento* si è moltiplicata l'area trasversale delle travi per il peso di volume del calcestruzzo e per la lunghezza delle travi contenuta entro l'area di competenza. Meritatamente ai pilastri si è ipotizzato un valore di 30 x70 , e si è calcolato il contributo di peso proprio moltiplicando l'area per il peso di volume del calcestruzzo e poi per l'estensione del pilastro. Poiché partiamo dal pilastro di base il carico complessivo è dovuto sia al peso dei solai di interpiano che del solaio di copertura. Ci poniamo nella condizione più sfavorevole in termini di sollecitazioni, quindi, amplifichiamo i carichi permanenti e variabili moltiplicandoli per gli opportuni coefficienti di sicurezza. Definito lo sforzo normale alla base, in riferimento alla NTC18 cap. 7.4.6.1.2. "La dimensione minima della sezione trasversale non deve essere inferiore a 25 cm", è stata definita l'area trasversale minima del pilastro mediante la seguente formula empirica:

$$A_{p,min} = \frac{N_{ik}}{0.6 \times f_{cd}}$$

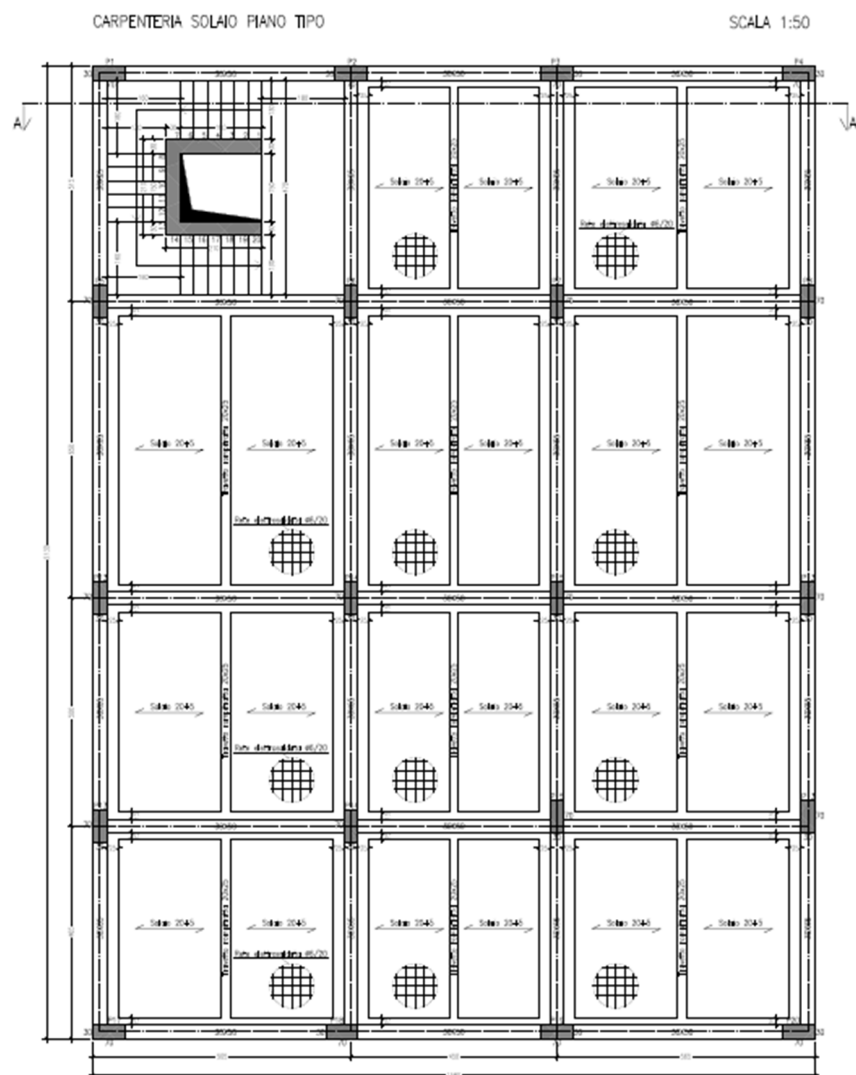
Considerando che il pilastro ha una rottura di tipo fragile e tenendo conto che oltre allo sforzo di compressione è presente una flessione, non ci si pone nelle condizioni limite per cui ci si tutela amplificando l'area attraverso un coefficiente di sicurezza che riduce il valore di progetto dello sforzo di compressione. L'area ottenuta è inferiore rispetto a 2100 cm^2 per cui ho verificato che le dimensioni ipotizzate sono giuste.

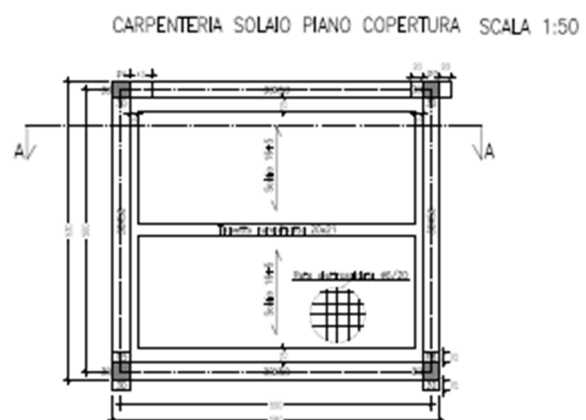
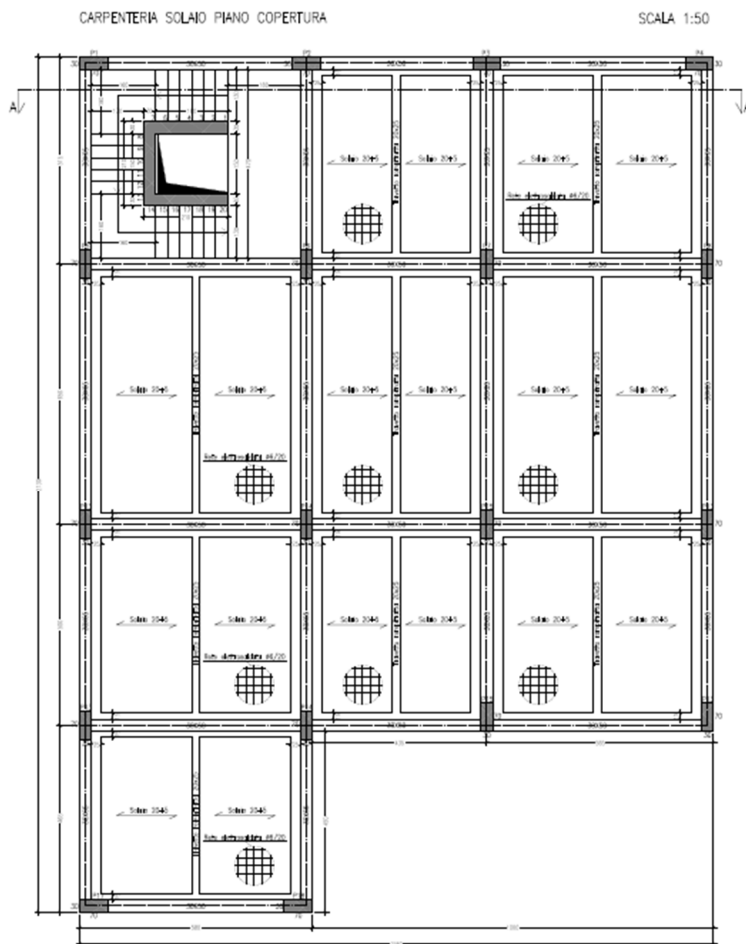
Il pilastro preso in considerazione in questa fase è il pilastro 15, il quale rappresenta il pilastro più sollecitato.

P15	B m	H m	G ₁ KN/m	G ₁ KN/m ²	G ₂ KN/m ²	Q _{k1} KN/m ²	Q _{k2} KN/m ²	Ψ ₀₂ -	L _{inf} m	A _{inf} m ²	N _d KN
Piano 1											
Trave Secondaria	0.3	0.5	3.75	-	-	-	-	-	5.00	-	24.38
Trave Principale	0.3	0.65	4.875	-	-	-	-	-	5.75	-	36.44
Solaio	-	-	-	3.21	2.99	2.00	0	0	-	28.75	317.98
Pilastro	0.3	0.7	5.25	-	-	-	-	-	4	-	27.30
											406.09
Piano 2											
Trave Secondaria	0.3	0.5	3.75	-	-	-	-	-	5.00	-	24.38
Trave Principale	0.3	0.65	4.875	-	-	-	-	-	5.75	-	36.44
Solaio	-	-	-	3.21	2.99	2.00	0	0	-	28.75	317.98
Pilastro	0.3	0.7	5.25	-	-	-	-	-	3	-	20.48
											399.27
Piano 3											
Trave Secondaria	0.3	0.5	3.75	-	-	-	-	-	5.00	-	24.38
Trave Principale	0.3	0.65	4.875	-	-	-	-	-	5.75	-	36.44
Solaio	-	-	-	3.21	2.99	2.00	0	0	-	28.75	317.98
Pilastro	0.3	0.7	5.25	-	-	-	-	-	3	-	20.48
											399.27
Piano 4											
Trave Secondaria	0.3	0.5	3.75	-	-	-	-	-	5.00	-	24.38
Trave Principale	0.3	0.65	4.875	-	-	-	-	-	5.75	-	36.44
Solaio	-	-	-	3.21	2.39	2.00	2.75	0.5	-	28.75	354.85
Pilastro	0.3	0.7	5.25	-	-	-	-	-	3	-	20.48
											436.14

N _{dtot}	1640.76	KN
R _{ck}	35.00	Mpa
f _{ck}	29.05	Mpa
f _{cd}	16.46	Mpa
Ap=N _{dtot} /0,6fcd	1661.19	cm ²
B	30.00	cm
H	55.37	cm
H scelto	70	cm

La sezione scelta per i pilastri è 30× 70. Per semplicità realizzativa e per favorire una regolarità della struttura al variare dell'altezza dell'edificio, non è stata prevista nessuna rastremazione di queste sezioni.





3. Analisi modale

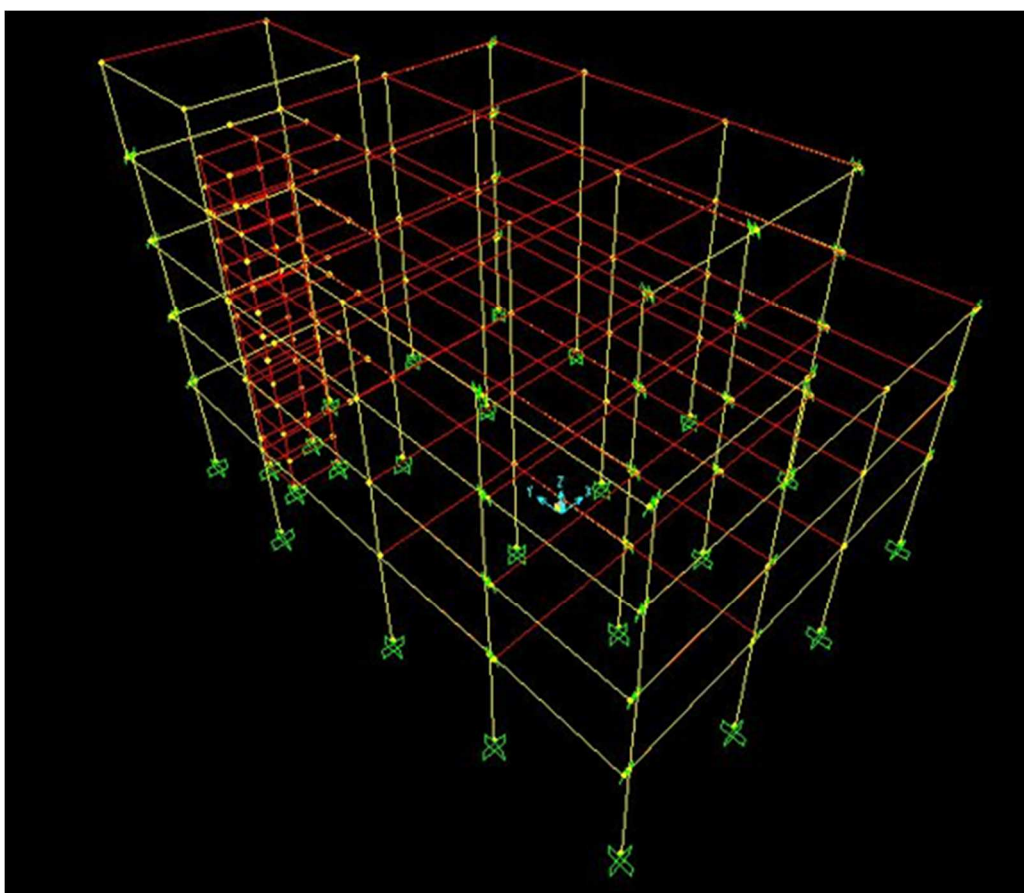
L'analisi modale consiste nel determinare i modi di oscillazione libera della struttura, cioè in assenza di forzante esterna, caratterizzati da uno specifico periodo corrispondente al singolo modo di vibrare, e da una forma specifica, definita forma modale. In questi moti liberi si assume un valore del coefficiente di smorzamento ξ convenzionale, imposto pari al 5%. Il modello che si assume valido nell'analisi di questi particolari modi di vibrazione risulta quello a un singolo grado di libertà idealmente visualizzato come una massa collegata ad un'asta priva di massa ma dotata di rigidità che, se perturbata dalla posizione di equilibrio, inizia ad oscillare con un moto di tipo armonico caratterizzato dai parametri tipici di questo modello, ovvero ampiezza, pulsazione, e fase. Nel caso specifico della struttura, ogni tipo di modo di vibrare coinvolgerà una percentuale variabile della massa totale degli elementi che concorrono nella singola tipologia di oscillazione, in relazione a quanto quel singolo moto risulta essere principale. In ambito sismico, è sufficiente considerare quei modi di vibrare propri della struttura che coinvolgano almeno il 5% della massa totale, e comunque un numero di modi la cui massa totale partecipante sia almeno pari all'85%, andando a trascurare i modi di vibrare in cui la massa che partecipa è inferiore al valore citato precedentemente, considerati poco influenti. È quindi necessario in questa fase progettuale determinare quelle che sono le totalità delle masse che attivamente partecipano alle oscillazioni libere della struttura, unitamente ad utilizzare il software di calcolo SAP2000 il cui uso in questa parte progettuale è di semplificare il calcolo agli autovalori determinato dalla risoluzione dell'equazione secolare, che consente ad esempio di individuare le forme modali.

3.1 Definizione del modello

Una volta terminata la fase di *predimensionamento* e analisi dei carichi di tutti i principali elementi strutturali, che costituiscono l'edificio in questione, è stato possibile definire e realizzare, sul programma di calcolo preso in considerazione Sap2000, l'intero edificio. I pilastri e le travi sono stati definiti come elementi "frame": sono state specificate le sezioni di questi elementi, le dimensioni e la classe di calcestruzzo utilizzata per la loro realizzazione.

Questi elementi "frame", una volta creati, sono stati collegati tra loro attraverso dei nodi, chiamati "joint". Nel tenere conto della rigidità degli elementi strutturali, si è considerata dimezzata la rigidità dei pilastri. Per attribuire a ciascun impalcato il vincolo di piano rigido, in modo tale da vincolare ciascun nodo che agisce su ogni piano lungo le due direzioni di traslazione (assumendo l'ipotesi di impalcato infinitamente rigidi), è stato definito un vincolo interno "constraint" chiamato "diaphragm".

Le masse che andremo a definire per ciascun piano verranno concentrate in un unico punto, denominato “special joint”. Questo punto permette di ridurre notevolmente i gradi di libertà di ciascun nodo: infatti, ogni nodo teoricamente possiede 6 gradi di libertà (tre traslazionali lungo le tre direzioni e tre rotazioni intorno a questi stessi assi). Concentrando la massa di ciascun piano in un unico punto per ogni piano, i gradi si riducono solamente a tre, (ossia due traslazioni orizzontali, nelle due direzioni ortogonali del baricentro dell’impalcato e una rotazione intorno all’asse verticale passante per esso).



3.2 Calcolo dei pesi sismici

Per ciascun piano andremo a valutare i valori dei pesi sismici, i quali ci permetteranno di determinare le masse sismiche associate a ciascun grado di libertà.

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

$$G_1 + G_2 + \sum_j \psi_j Q_{kj}$$

G_1 e G_2 rappresentano, rispettivamente i carichi permanenti strutturali e non, mentre i carichi variabili Q_{kj} vengono ridotti attraverso un coefficiente riportato all'interno della tabella 2.5.1 della NTC18 per tenere conto della probabilità che tutti i carichi siano presenti sulla struttura durante il sisma.

Tab. 2.5.1 - Valori dei coefficienti di combinazione

Categoria/Azione variabile	ψ_0	ψ_{ij}	ψ_{2j}
Categoria A - Ambienti ad uso residenziale	0,7	0,5	0,3
Categoria B - Uffici	0,7	0,5	0,3
Categoria C - Ambienti suscettibili di affollamento	0,7	0,7	0,6
Categoria D - Ambienti ad uso commerciale	0,7	0,7	0,6
Categoria E - Aree per immagazzinamento, uso commerciale e uso industriale Biblioteche, archivi, magazzini e ambienti ad uso industriale	1,0	0,9	0,8
Categoria F - Rimesse, parcheggi ed aree per il traffico di veicoli (per autoveicoli di peso ≤ 30 kN)	0,7	0,7	0,6
Categoria G - Rimesse, parcheggi ed aree per il traffico di veicoli (per autoveicoli di peso > 30 kN)	0,7	0,5	0,3
Categoria H - Coperture accessibili per sola manutenzione	0,0	0,0	0,0
Categoria I - Coperture praticabili	da valutarsi caso per caso		
Categoria K - Coperture per usi speciali (impianti, eliporti, ...)	da valutarsi caso per caso		
Vento	0,6	0,2	0,0
Neve (a quota ≤ 1000 m s.l.m.)	0,5	0,2	0,0
Neve (a quota > 1000 m s.l.m.)	0,7	0,5	0,2
Variazioni termiche	0,6	0,5	0,0

Il coefficiente ψ_{2j} utilizzato per valutare il peso dovuto al solaio sarà 0,3 in quanto categoria A (ambiente ad uso residenziale), mentre per la scala e pianerottolo utilizzeremo 0,6 dalla categoria C (ambienti suscettibili di affollamento). Il calcolo dei pesi sismici dovrà essere effettuato per ogni elemento strutturale stimato gravare sul singolo impalcato. Valuteremo l'incidenza di ogni singolo elemento e moltiplicheremo i risultati per la lunghezza, o superficie di estensione in modo da ottenere un peso sismico. Il peso sismico totale di ciascun impalcato sarà dato dalla somma dei pesi dei singoli elementi.

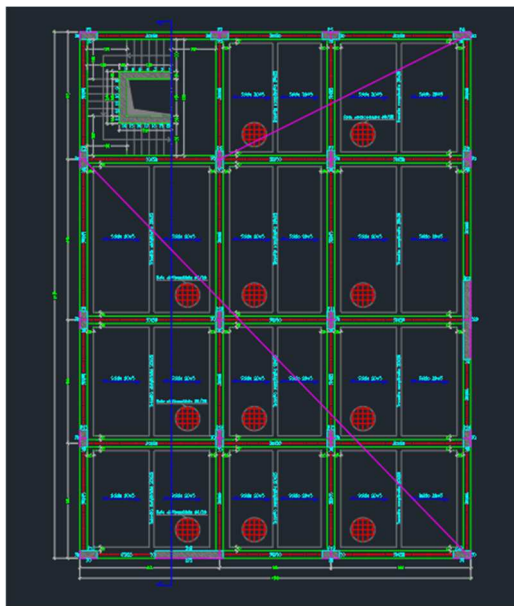
$$W_{tot} = \sum_i W_i$$

Di seguito si riportano le tabelle che illustrano il calcolo del peso sismico in funzione degli elementi strutturali del singolo piano.

Sono state calcolate le combinazioni di carico per trovare il valore di incidenza ed è poi stato ricavato il peso sismico moltiplicando il valore d'incidenza per le relative dimensioni degli elementi. Da osservare che per valutare l'incidenza di elementi come pilastri, tamponature scale si è stimato che la metà superiore e inferiore fosse di competenza del singolo impalcato. Questo comporta delle differenze per i singoli impalcati, in particolare per la copertura per la quale nel calcolo dell'incidenza dovuta ad elementi verticali si considererà solo metà altezza.

Solaio quota primo livello ($z=4\text{ m}$)

Per quanto riguarda la valutazione dell'incidenza dei solai il solaio di interpiano è stato diviso in due parti, definite con delle diagonali che intercettano l'asse delle travi; così facendo si è ottenuta una stima approssimata del peso sismico dovuto al solaio evitando il calcolo oneroso che si prevede se si dovesse tenere conto del peso legato alla fascia piena.



Per quanto riguarda l'incidenza delle tamponature si è seguito lo schema relativo alla disposizione delle tamponature distinguendo tra tamponature vetrate, piene e tamponature interne.

A partire dal peso strutturale (e non) in termini di unità di superficie, si è valutata l'incidenza moltiplicando tale valore per la quota di estensione in altezza che si stima gravare su tale impalcato, in particolare per il solaio di primo livello considerando che le colonne del primo piano sono estese 4 metri mentre quelle del secondo 3 si è fatta la media tra i due valori. Fondamentale, come già indicato precedentemente, per gli elementi verticali ai fini del calcolo dell'incidenza si deve

considerare per ciascun impalcato metà altezza del piano superiore e metà del piano inferiore; il peso delle tamponature $W(kN)$ è stato calcolato moltiplicando l'incidenza per l'estensione in lunghezza, valutata tra asse e asse. Meritatamente alle travi si è partiti dal peso proprio distinguendo tra le travi portanti 30×65 e quelle di collegamento 30×50 ; una volta valutata l'incidenza, ossia il peso a metro lineare, si è moltiplicato tale valore per la lunghezza complessiva lungo l'impalcato. Si è inoltre tenuto conto del peso legato al cordolo tra il pilastro P17 e il pilastro P18 in cui è presente il cordolo di sezione 30×25 cm. Per quanto riguarda i pilastri abbiamo un'unica sezione 30×70 , procediamo tenendo conto che si tratta di un elemento verticale per cui valuteremo il relativo sviluppo per ciascun impalcato. Per quanto riguarda le scale abbiamo valutato che sull'impalcato di primo livello dal piano superiore deriva l'incidenza di una rampa (1) di 6 gradini (pedata 0.3 cm e alzata 0.15 cm) e un pianerottolo di 2.47 m^2 . Per il calcolo del peso dovuto al pianerottolo si moltiplica il peso di superficie ottenuto dalla combinazione per l'area di competenza, mentre per quanto riguarda le scale trattandosi di elementi a sviluppo verticale si considera un rettangolo di larghezza pari alla larghezza del gradino (1.3 m) e con una lunghezza pari all'ipotenusa del triangolo avente come cateti la pedata e alzata moltiplicate ciascuna per il numero di gradini contenuto entro la rampa. L'ipotenusa si ottiene dividendo il cateto di lunghezza pari al (numero di gradini x pedata) per il coseno dell'angolo α , dove $\alpha = \arctan(\text{alzata}/\text{pedata})$. Per "la terza" rampa, poiché quella del piano di primo livello è diversa da quella del piano sottostante si fa una media tra le due, considerando che mentre la rampa del piano superiore ha una fisionomia simile alla rampa 1 (5 gradini anziché 6) quella del piano inferiore si compone di 6 gradini (alzata 0.167cm, pedata 0.3 cm). Abbiamo inoltre il pianerottolo 4 di area 1.69 m^2 e la rampa 5 con 7 gradini (alzata 0.167 cm e pedata 0.3 cm). Infine il pianerottolo di calpestio con un carico permanente di 7.73 m^2 ed un'estensione di 8.46 m^2 .

Peso sismico solaio	$G_1(kN/m^2)$	$G_2(kN/m^2)$	$Q(kN/m^2)$	ψ	$w_i(\text{incidenza})$	$L(m)$	$A(m^2)$	$W(kN)$
Solaio	3.21	2.99	2	0.3	6.8		298	2026.4

Peso sismico tamponature	$G_1(kN/m^2)$	$w_i(kN/m)$	$L(m)$	$W(kN)$
Tamponatura vetrata				
P1-P17; P4-S12; S12-P20	3.21	9.1485	38.8	354.96
P17-S18; S18-P20; P2-P4	3.21	9.63	22.9	222.85
Tamponatura piena				
P1-P2	4.01	12.03	5.5	66.17
Tamponatura interna				
P5-P7	3.84	11.52	10	115.20
P7-P19	3.84	10.944	16	175.10
		Wtot		934.29

Peso sismico travi	KN/m^3	$w_i(kN/m)$	$L(m)$	$W(kN)$
30 x 65	25.00	4.88	80.80	393.90
30 x 50	25.00	3.75	72.00	270.00
Cordolo	25.00	1.88	2.90	5.44
		Wtot		669.34

Pilastri	wi(kN/m)	L(m)	n° pilastri	W(KN)
30x 70	5.25	3.5	20	367.5

Scala	G _{tot}	Q	y	wi(kN/m ²)	A(m ²)	W(kN)
Rampa 1	5.22	4	0.6	7.62	2.62	19.9
Pianerottolo 2	6.48	4	0.6	8.88	2.47	21.9
Rampa 3	5.22	4	0.6	7.62	2.65	20.2
Pianerottolo 4	6.48	4	0.6	8.88	1.69	15.0
Rampa 5	5.22	4	0.6	7.62	3.12	23.8
Pianerottolo 6	7.73	4	0.6	10.13	8.46	85.7
					W_{tot}	186.6

Solaio quota secondo livello (z=7 m)

Per quanto riguarda l'impalcato di secondo livello valgono le medesime considerazioni prese per il calcolo dei pesi sismici relativi al primo livello con alcune differenze. In particolare se per il peso dovuto al solaio e alle travi il computo rimane invariato per quanto riguarda tamponature, pilastri e setti si considererà un'altezza di 3 metri. In particolare per le scale individuiamo 2 pianerottoli di 2.47 m² due rampe identiche (6 gradini con alzata 0.15 cm e pedata 0.3 cm), una rampa centrale con 5 gradini e struttura uguale alle altre due ed infine il pianerottolo di calpestio, uguale per tutti i piani.

Peso sismico solaio	G ₁ (kN/m ²)	G ₂ (kN/m ²)	Q(kN/m ²)	ψ	wi(incidenza)	L(m)	A(m ²)	W(kN)
Solaio	3.21	2.99	2	0.3	6.8		298	2026.4

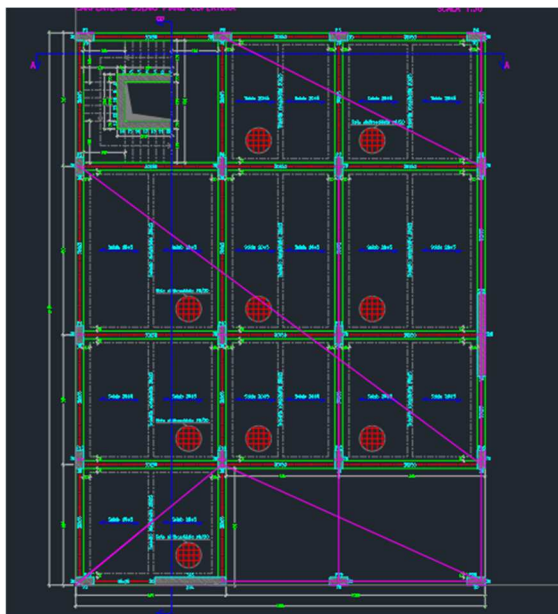
Peso sismico tamponature	G ₁ (kN/m ²)	wi(kN/m)	L(m)	W(kN)
Tamponatura vetrata				
P1-P17; P4-P12; P12-P20	3.21	7.5435	38.8	292.6878
P17-P18; P18-P20; P2-P4	3.21	8.025	22.9	186.0998
Tamponatura piena				
P1-P2	4.01	10.025	5.5	55.1375
Tamponatura interna				
P5-P7	3.84	9.6	10	96
P7-P19	3.84	9.024	16	144.384
			W_{tot}	774.3091

Peso sismico travi	KN/m ³	wi(kN/m)	L(m)	W(kN)
30 x 65	25.00	4.88	80.80	393.90
30 x 50	25.00	3.75	72.00	270.00
Cordolo	25.00	1.88	2.90	5.44
			W_{tot}	669.34

Pilastri	wi(kN/m)	L(m)	n° pilastri	W(KN)
30x 70	5.25	3	20	315

Scala	G _{tot}	Q	y	wi(kN/m ²)	A(m ²)	W(kN)
Rampa 1	5.22	4.00	0.60	7.62	2.62	19.93
Pianerottolo 2	6.48	4.00	0.60	8.88	2.47	21.93
Rampa 3	5.22	4.00	0.60	7.62	2.18	16.61
Pianerottolo 4	6.48	4.00	0.60	8.88	2.47	21.93
Rampa 5	5.22	4.00	0.60	7.62	2.62	19.93
Pianerottolo 6	7.73	4.00	0.60	10.13	8.46	85.70
					W_{tot}	186.05

Solaio quota terzo livello ($z=10\text{ m}$)



Il solaio è stato diviso in 4 parti, di cui 3 vengono raggruppate all'interno dello stesso gruppo in quanto definiscono il solaio di interpiano, mentre le ultime due campate in basso a destra vengono trattate come solaio di copertura; da segnalare che nel computo dell'incidenza dovuta a quest'ultimo tratto di solaio si impiega il carico strutturale della copertura e come variabile unicamente il carico legato alla destinazione d'uso, si esclude, pertanto, il carico neve in quanto il coefficiente di combinazione è nullo. Per quanto riguarda travi, scale e setti il calcolo è lo stesso per il solaio di secondo livello. Le differenze sono legate essenzialmente alla planimetria della copertura, la quale rispetto a quella di interpiano si caratterizza per l'assenza delle ultime due campate in basso a destra. Conseguentemente per i tratti di tamponatura vetrata P18-P20, P14-P16, P16-P20 si considererà solo metà altezza di interpiano così come per il tratto di tamponatura interna P15-P19. In particolare per il tratto P18-P14 si sceglie di inserire una tamponatura piena per la parte superiore. Inoltre sui tratti P18-P20, P15-P19, P16-P20 si predispone il parapetto.

In conseguenza alla modifica planimetrica i pilastri P19-P20 incideranno solo per metà sul terzo impalcato.

Solaio	G1(kN/m ²)	G2(kN/m ²)	Q(kN/m ²)	ψ	wi(incidenza)	L(m)	A(m ²)	W(kN)
Solaio 1	3.21	2.99	2	0.3	6.8		253	1720.4
Solaio 2	3.21	2.39	2	0.3	6.2		45	279
							Wtot	1999.4

Peso sismico tamponature	$G_s(kN/m^2)$	$w_i(kN/m)$	L(m)	W(kN)
Tamponatura vetrata				
P1-P17; P4-P12; P12-P16	3.2	7.5	34.3	258.7
P18-P20	3.2	4.0	10.0	40.1
P16-P20	3.2	3.8	4.5	17.0
P17-P18; P2-P4	3.2	8.0	12.9	105.8
P14-P16	3.2	4.0	10.0	40.1
Tamponatura piena				
P18-P14	4.0	5.0	4.5	22.6
P1-P2	4.0	10.0	5.5	55.1
Tamponatura interna				
P5-P7	3.8	9.6	10.0	96.0
P7-P15	3.8	9.0	11.5	103.8
P15-P19	3.8	4.5	4.5	20.3
Wtot				759.588425

Parapetti	$w_i(kN/m)$	L(m)	W(kN)
P18-P20; P15-P19; P16-P20	2.32	19	44.08

Peso sismico travi	KN/m^3	$w_i(kN/m)$	L(m)	W(kN)
30 x 65	25.00	4.88	80.80	393.90
30 x 50	25.00	3.75	72.00	270.00
Cordolo	25.00	1.88	2.90	5.44
Wtot				669.34

Pilastri	$w_i(kN/m)$	L(m)	n° pilastri	W(kN)
30x 70	5.25	3	18	283.5
30x 70 P19 e P20	5.25	1.5	2	15.75
Wtot				299.25

Scala	G_{tot}	Q	γ	$w_i(kN/m^2)$	A(m ²)	W(kN)
Rampa 1	5.22	4	0.6	7.62	2.62	19.9
Pianerottolo 2	6.48	4	0.6	8.88	2.47	21.9
Rampa 3	5.22	4	0.6	7.62	2.65	20.2
Pianerottolo 4	6.48	4	0.6	8.88	1.69	15.0
Rampa 5	5.22	4	0.6	7.62	3.12	23.8
Pianerottolo 6	7.73	4	0.6	10.13	8.46	85.7
Wtot						186.6

Solaio quota quarto livello ($z=13$ m)

Per la valutazione dell'incidenza legata al solaio si tiene conto di un'unica tipologia di solaio, quello di copertura, di cui si terrà conto in termini di carico permanente e per quanto riguarda il variabile solo in termini di carico legato alla destinazione d'uso. Anziché considerare il torrino come impalcato a sé stante si sceglie di farlo ricadere all'interno del calcolo per valutare l'incidenza del solaio di copertura. Dunque, in corrispondenza, del vano ascensore si considererà il solaio torrino, in particolare se ne terrà conto solo in termini di carico strutturale e non in quanto sia il carico neve che il carico legato alla destinazione d'uso (categoria H) hanno dei coefficienti di combinazione nulli.

Per quanto riguarda le travi si considera l'assenza dei tratti P18-P19-P20, P15-P19, P16-P20.

I pilastri sono quelli riportati nella planimetria di copertura con l'unica accortezza di valutare l'incidenza per metà impalcato (1.5 m). Inoltre si considera l'incidenza dei pilastri costituenti il torrino, di sezione 30x30 valutati nella loro interezza (3 m).

In particolare la scala ritenuta agente su tale impalcato si comporrà di 2 rampe di cui una avrà metà altezza, 1 pianerottolo interno più quello di calpestio.

Meritatamente alle tamponature segnaliamo alcune peculiarità:

- Il tratto P1-P5 sarà composto da metà vetrata per l'incidenza della parte inferiore, dalla parte superiore deriverà il carico dovuto ad una tamponatura vetrata sull'intera altezza di interpiano, per la presenza del torrino.
- Un ragionamento simile si ripete per il tratto P1-P2, il quale sulla metà inferiore sarà costituito da metà tamponatura piena sulla metà superiore da un'intera tamponatura vetrata.

I tratti P1 – P17, P4 – P12, P12 – P16, P14 – P16, P17 – P18, P2 – P4 avranno l'incidenza di metà tamponatura vetrata. Infine lungo tutto il perimetro, fatta eccezione per il torrino, si dispongono i parapetti.

Solaio	G1(kN/m ²)	G2(kN/m ²)	Q(kN/m ²)	ψ	wi(incidenza)	L(m)	A(m ²)	W(kN)
Solaio	3.21	2.39	2	0.3	6.2		253	1568.6
Torrino	2.82	1.67	-	0.3	4.49		27.5	123.475
Wtot								1692.075

Peso sismico tamponature	G ₁ (kN/m ²)	wi(kN/m)	L(m)	W(kN)
Tamponatura vetrata				
P1-P17; P4-P12; P12-P16	3.21	3.77175	34.1	128.6167
P1-P5	3.21	8.025	5	40.125
P14-P16	3.21	4.0125	10	40.125
P17-S18; P2-P4	3.21	4.0125	12.9	52.92488
Tamponatura piena				
P14-S18	4.01	4.71175	4.5	21.20288
P5-P6	4.01	10.025	5.5	55.1375
P1-P2	4.01	15.0375	5.5	82.70625
Tamponatura interna				
P5-P6	3.84	4.8	5.5	26.4
P6-P7	3.84	4.8	4.5	21.6
P7-P15	3.84	4.512	11.5	51.888
Wtot				520.7262

Parapetti	wi(kN/m)	L(m)	W(kN)
P2-P4, P17-P18, P18-P14, P14-P16, P5-P17, P4-P16	2.32	62.5	145

Peso sismico travi	KN/m ³	wi(kN/m)	L(m)	W(kN)
30 x 65	25	4.875	71.8	350.025
30 x 50	25	3.75	83	311.25
Cordolo	25	1.875	2.9	5.4375
Wtot				666.7125

Pilastrini	wi(kN/m)	L(m)	n° pilastrini	W(kN)
30x 70	5.25	1.5	18	141.75
30x30	2.25	3	4	27
Wtot				168.75

Scala	G _{tot}	Q	γ	wi(kN/m ²)	A(m ²)	W(kN)
Rampa 3	5.22	4	0.6	7.62	1.090	8.306
Pianerottolo 4	6.48	4	0.6	8.88	2.470	21.934
Rampa 5	5.22	4	0.6	7.62	2.616	19.935
Pianerottolo 6	7.73	4	0.6	10.13	8.460	85.700
Wtot						135.874

Di seguito si riportano i pesi sismici totali di ciascun impalcato, ottenuti sommando i pesi dei singoli elementi strutturali.

Impalcato 1	
Elementi	Pesi sismici W(KN)
Solaio	2026.4
Tamponature	934.29
Travi	669.34
Pilastri	367.5
Scala	186.6
Setti	304.5
TOTALE	4488.62

Impalcato 2	
Elementi	Pesi sismici W(KN)
Solaio	2026.40
Tamponature	774.31
Travi	669.34
Pilastri	315.00
Scala	186.05
Setti	262.13
TOTALE	4233.22

Impalcato 3	
Elementi	Pesi sismici W(KN)
Solaio	1999.4
Tamponature	759.59
Travi	669.34
Pilastri	299.25
Scala	186.60
Setti	262.13
Parapetti	44.08
TOTALE	4220.38

Impalcato 4	
Elementi	Pesi sismici W(KN)
Solaio	1692.075
Tamponature	520.73
Travi	666.71
Pilastri	168.75
Scala	135.87
Setti	160.99
Parapetti	145.00
TOTALE	3490.13

3.3 Masse sismiche

Una volta ottenuto il peso sismico W_i di ciascun impalcato andiamo a calcolare le masse sismiche traslazionali M_x e M_y relative a ciascun piano dividendo il peso sismico per l'accelerazione di gravità g (9.81 m/s^2); le due masse traslazionali lungo gli assi x e y sono quindi uguali.

Per il calcolo della massa rotazionale si fa riferimento al raggio giratore di inerzia, dato dalla seguente espressione dove a e b indicano le massime lunghezze in pianta dell'edificio lungo le due direzioni:

$$\rho = \sqrt{\frac{a^2 + b^2}{12}}$$

a	21.30	m
b	15.80	m
ρ	7.66	m

La massa rotazionale è ottenuta dal prodotto tra la massa traslazionale ed il raggio giratore di inerzia

$$I_p = M \rho^2$$

Nella seguente tabella vengono definiti i valori delle masse ottenute, sia quelle traslazionali e che quelle rotazionali per ciascun impalcato.

Masse sismiche			
N° impalcato	Peso sismico W(kN)	Massa(t)	Massa rotazionale
<i>Livello 1 (z=4m)</i>	4297.00	438.02	25673
<i>Livello 2 (z=7m)</i>	4233.22	431.52	24303.8
<i>Livello 3 (z=10m)</i>	4220.38	430.21	34005.59
<i>Livello 4 (z=13 m)</i>	3490.13	355.77	25644.73

3.4 Determinazione centro di massa

Calcolate le masse traslazionali e la massa rotazionale andiamo a calcolare le coordinate del centro di massa relative al singolo piano; poiché i piani sono diversi verranno presentate 4 diverse tabelle ciascuna relativa al singolo impalcato. Il risultato ottenuto per ciascuna di queste tabelle sono le coordinate del centro di massa; otterremo, pertanto, diverse coordinate del centro di massa per ciascun impalcato.

Viene fissato un sistema di riferimento che ha l'origine nel vertice sinistro inferiore esterno del pilastro P17, esso si estende lungo l'orizzontale e la verticale percorrendo il bordo delle travi perimetrali; si calcolano, quindi, nel sistema di riferimento le coordinate x e y del baricentro di ciascun elemento che compone l'impalcato.

Sfruttando il *teorema di Varignon* le coordinate del centro di masse si calcolano attraverso le seguenti relazioni:

$$X_{c.m.} = \frac{S_{y,tot}}{M_{tot}}$$

$$Y_{c.m} = \frac{S_{x,tot}}{M_{tot}}$$

Con

$$M_{tot} = \sum_i m_i$$

$$S_{x,tot} = \sum_i y_i m_i$$

$$S_{y,tot} = \sum_i x_i m_i$$

Nelle seguenti tabelle vengono riportati i pesi sismici, le masse sismiche; indicheremo con x_i e y_i le coordinate nel sistema di riferimento scelto del baricentro dei singoli elementi che compongono l'impalcato e di cui si è tenuto conto per il calcolo delle masse. Per ogni elemento, nota massa sismica e baricentro si calcola il momento statico rispetto ai due assi.

Infine si sommano i momenti statici ottenendo i valori totali, vengono divisi per la massa sismica totale di ciascun impalcato, e attraverso le formule di *Varignon* si determinano le coordinate del centro di massa.

Z=4 m						
Elemento	Q	Massa	Xi	Yi	Syi=M* xi	Sxi=M*yi
	(KN)	(kN s^2/m)	(m)	(m)	(kN s^2)	(kN s^2)
Permanenti solaio - S1	310.00	31.60	10.65	18.65	336.54	589.35
Carico antropico - Solaio - S1	30.00	3.06	10.65	18.65	32.57	57.03
Permanenti solaio - S2	1537.60	156.74	7.90	8.15	1238.23	1277.41
Carico antropico - Solaio - S2	148.80	15.17	7.90	8.15	119.83	123.62
Tamponatura P1-P17	192.12	19.58	0.15	10.65	2.94	208.57
Tamponatura P4-S12	90.57	9.23	15.65	16.20	144.49	149.57
Tamponatura S12-P20	72.27	7.37	15.65	4.10	115.30	30.21
Tamponatura P1-P2	66.17	6.74	2.90	21.15	19.56	142.65
Tamponatura P2-P4	96.30	9.82	10.65	21.15	104.55	207.62
Tamponatura P17-S18	30.25	3.08	1.60	0.15	4.93	0.46
Tamponatura S18-P20	96.30	9.82	10.65	0.15	104.55	1.47
Tamponatura P5-P7	115.20	11.74	5.15	16.15	60.48	189.65
Tamponatura P7-P19	175.10	17.85	10.00	8.15	178.50	145.47
Permanenti scala- rampa R1	13.66	1.39	2.80	20.35	3.90	28.33
Carico antropico scala - rampa R1	6.28	0.64	2.80	20.35	1.79	13.02
Permanenti scala- pianerottolo P2	16.01	1.63	1.08	20.22	1.76	32.99
Carico antropico scala - pianerottolo P2	5.93	0.60	1.08	20.22	0.65	12.22
Permanenti scala- rampa R3	13.85	1.41	0.95	18.65	1.34	26.32
Carico antropico scala - rampa R3	6.37	0.65	0.95	18.65	0.62	12.10
Permanenti scala- pianerottolo P4	10.95	1.12	0.95	16.95	1.06	18.92
Carico antropico scala - pianerottolo P4	4.06	0.41	0.95	16.95	0.39	7.01
Permanenti scala- rampa R5	16.31	1.66	2.65	16.95	4.41	28.19
Carico antropico scala - rampa R5	7.50	0.76	2.65	16.95	2.03	12.96
Permanenti scala- pianerottolo P6	65.40	6.67	4.60	18.65	30.66	124.33
Carico antropico scala - pianerottolo P6	20.30	2.07	4.60	18.65	9.52	38.60
Travi orizzontali P1-P4	58.13	5.93	7.90	21.15	46.81	125.32
Travi orizzontali P5-P8	58.13	5.93	7.90	16.15	46.81	95.69
Travi orizzontali P9-S12	58.13	5.93	7.90	9.65	46.81	57.18
Travi orizzontali P13-P16	58.13	5.93	7.90	11.15	46.81	66.06
Travi orizzontali P17-S18	5.44	0.55	1.60	0.15	0.89	0.08
Travi orizzontali P18-P20	37.50	3.82	10.65	0.15	40.71	0.57
Travi verticali P1-P17	102.38	10.44	0.15	10.65	1.57	111.14
Travi verticali P2-S18	102.38	10.44	5.65	10.65	58.96	111.14
Travi verticali P3-P19	102.38	10.44	10.15	10.65	105.92	111.14
Travi verticali P4-S12	48.26	4.92	15.65	16.20	76.99	79.70
Travi verticali P12-P20	38.51	3.93	15.65	4.10	61.44	16.10
Pilastro P1	18.38	1.87	0.35	21.15	0.66	39.62
Pilastro P2	18.38	1.87	5.65	21.15	10.58	39.62
Pilastro P3	18.38	1.87	10.15	21.15	19.01	39.62
Pilastro P4	18.38	1.87	15.45	21.15	28.94	39.62
Pilastro P5	18.38	1.87	0.15	16.00	0.28	29.97
Pilastro P6	18.38	1.87	5.65	16.00	10.58	29.97
Pilastro P7	18.38	1.87	10.00	16.00	18.73	29.97
Pilastro P8	18.38	1.87	15.65	16.00	29.31	29.97
Pilastro P9	18.38	1.87	0.15	9.65	0.28	18.08
Pilastro P10	18.38	1.87	5.65	9.65	10.58	18.08
Pilastro P11	18.38	1.87	10.15	9.65	19.01	18.08
Pilastro P13	18.38	1.87	0.15	4.65	0.28	8.71
Pilastro P14	18.38	1.87	5.65	4.65	10.58	8.71
Pilastro P15	18.38	1.87	10.00	4.65	18.73	8.71
Pilastro P16	18.38	1.87	15.65	4.65	29.31	8.71
Pilastro P17	18.38	1.87	0.35	0.15	0.66	0.28
Pilastro P19	18.38	1.87	10.15	0.15	19.01	0.28
Pilastro P20	18.38	1.87	15.45	0.15	28.94	0.28
Pilastro P12	18.38	1.87	10.15	9.65	19.01	18.08
Pilastro P18	18.38	1.87	15.65	4.65	29.31	8.71
Setto Ascensore	149.63	15.25	2.41	18.65	36.80	284.46
TOTALE	4333.75	441.77			3394.92	4931.69

X (c.m)	7.68	m
Y (c.m)	11.16	m

Z=7 m						
Elemento	Q	Massa	Xi	Yi	Syi=M*xi	Sxi=M*yi
	(KN)	kN s ² /m	(m)	(m)	(kN s ²)	(kN s ²)
Permanenti solaio - S1	310.00	31.60	10.65	18.65	336.54	589.35
Carico antropico - Solaio - S1	30.00	3.06	10.65	18.65	32.57	57.03
Permanenti solaio - S2	1537.60	156.74	7.90	8.15	1238.23	1277.41
Carico antropico - Solaio - S2	148.80	15.17	7.90	8.15	119.83	123.62
Tamponatura P1-P17	158.41	16.15	0.15	10.65	2.42	171.98
Tamponatura P4-S12	74.68	7.61	15.65	16.20	119.14	123.33
Tamponatura S12-P20	59.59	6.07	15.65	4.10	95.07	24.91
Tamponatura P1-P2	55.14	5.62	2.90	21.15	16.30	118.87
Tamponatura P2-P4	80.25	8.18	10.65	21.15	87.12	173.02
Tamponatura P17-S18	25.60	2.61	1.60	0.15	4.18	0.39
Tamponatura S18-P20	80.25	8.18	10.65	0.15	87.12	1.23
Tamponatura P5-P7	96.00	9.79	5.15	16.15	50.40	158.04
Tamponatura P7-P19	144.38	14.72	10.00	8.15	147.18	119.95
Permanenti scala- rampa R1	13.66	1.39	2.80	20.35	3.90	28.33
Carico antropico scala - rampa R1	6.28	0.64	2.80	20.35	1.79	13.02
Permanenti scala- pianerottolo P2	16.01	1.63	1.08	20.22	1.76	32.99
Carico antropico scala - pianerottolo P2	5.93	0.60	1.08	20.22	0.65	12.22
Permanenti scala- rampa R3	11.38	1.16	0.95	18.65	1.10	21.64
Carico antropico scala - rampa R3	5.23	0.53	0.95	18.65	0.51	9.95
Permanenti scala- pianerottolo P4	16.01	1.63	1.08	17.08	1.76	27.87
Carico antropico scala - pianerottolo P4	5.93	0.60	1.08	17.08	0.65	10.32
Permanenti scala- rampa R5	13.66	1.39	2.80	16.95	3.90	23.60
Carico antropico scala - rampa R5	6.28	0.64	2.80	16.95	1.79	10.85
Permanenti scala- pianerottolo P6	65.40	6.67	4.60	18.65	30.66	124.33
Carico antropico scala - pianerottolo P6	20.30	2.07	4.60	18.65	9.52	38.60
Travi orizzontali P1-P4	58.13	5.93	7.90	21.15	46.81	125.32
Travi orizzontali P5-P8	58.13	5.93	7.90	16.15	46.81	95.69
Travi orizzontali P9-S12	58.13	5.93	7.90	9.65	46.81	57.18
Travi orizzontali P13-P16	58.13	5.93	7.90	11.15	46.81	66.06
Travi orizzontali P17-S18	5.44	0.55	1.60	0.15	0.89	0.08
Travi orizzontali S18-P20	37.50	3.82	10.65	0.15	40.71	0.57
Travi verticali P1-P17	102.38	10.44	0.15	10.65	1.57	111.14
Travi verticali P2-S18	102.38	10.44	5.65	10.65	58.96	111.14
Travi verticali P3-P19	102.38	10.44	10.15	10.65	105.92	111.14
Travi verticali P4-S12	48.26	4.92	15.65	16.20	76.99	79.70
Travi verticali S12-P20	38.51	3.93	15.65	4.10	61.44	16.10
Pilastro P1	15.75	1.61	0.35	21.15	0.56	33.96
Pilastro P2	15.75	1.61	5.65	21.15	9.07	33.96
Pilastro P3	15.75	1.61	10.15	21.15	16.30	33.96
Pilastro P4	15.75	1.61	15.45	21.15	24.81	33.96
Pilastro P5	15.75	1.61	0.15	16.00	0.24	25.69
Pilastro P6	15.75	1.61	5.65	16.00	9.07	25.69
Pilastro P7	15.75	1.61	10.00	16.00	16.06	25.69
Pilastro P8	15.75	1.61	15.65	16.00	25.13	25.69
Pilastro P9	15.75	1.61	0.15	9.65	0.24	15.49
Pilastro P10	15.75	1.61	5.65	9.65	9.07	15.49
Pilastro P11	15.75	1.61	10.15	9.65	16.30	15.49
Pilastro P13	15.75	1.61	0.15	4.65	0.24	7.47
Pilastro P14	15.75	1.61	5.65	4.65	9.07	7.47
Pilastro P15	15.75	1.61	10.00	4.65	16.06	7.47
Pilastro P16	15.75	1.61	15.65	4.65	25.13	7.47
Pilastro P17	15.75	1.61	0.35	0.15	0.56	0.24
Pilastro P19	15.75	1.61	10.15	0.15	16.30	0.24
Pilastro P20	15.75	1.61	15.45	0.15	24.81	0.24
Pilastro P12	18.38	1.87	10.15	9.65	19.01	18.08
Pilastro P18	18.38	1.87	15.65	4.65	29.31	8.71
Setto Ascensore	128.25	13.07	2.41	18.65	31.55	243.82
TOTALE	4104.60	418.41			3226.68	4653.20

X (c.m)	7.71	m
Y (c.m)	11.12	m

Z= 10 m						
Elemento	Q (KN)	Massa kN s ² /m	XI (m)	YI (m)	Syl=M* xi (kN s ²)	Sxi=M*yi (kN s ²)
Permanenti solaio - S1	310.00	31.60	10.65	18.65	336.54	589.35
Carico antropico - Solaio - S1	30.00	3.06	10.65	18.65	32.57	57.03
Permanenti solaio - S2	1105.15	112.66	7.90	10.40	889.98	1171.62
Carico antropico - Solaio - S2	106.95	10.90	7.90	10.40	86.13	113.38
Permanenti solaio - S3	153.45	15.64	2.90	2.40	45.36	37.54
Carico antropico - Solaio - S3	14.85	1.51	2.90	2.40	4.39	3.63
Permanenti solaio - S4	252.00	25.69	10.65	2.40	273.58	61.65
Carico antropico - Solaio - S4	27.00	2.75	10.65	2.40	29.31	6.61
Tamponatura P1-P17	158.41	16.15	0.15	10.65	2.42	171.98
Tamponatura P4-S12	74.68	7.61	15.65	16.20	119.14	123.33
Tamponatura S12-P16	25.65	2.61	15.65	6.35	40.92	16.60
Tamponatura P16-P20	16.97	1.73	15.65	2.40	27.08	4.15
Tamponatura P1-P2	55.14	5.62	2.90	21.15	16.30	118.87
Tamponatura P2-P4	80.25	8.18	10.65	21.15	87.12	173.02
Tamponatura P17-S18	25.60	2.61	1.60	0.15	4.18	0.39
Tamponatura S18-P20	40.13	4.09	10.65	0.15	43.56	0.61
Tamponatura S18-P14	22.56	2.30	5.65	2.40	12.99	5.52
Tamponatura P14-P16	40.13	4.09	10.65	4.65	43.56	19.02
Tamponatura P5-P6	52.80	5.38	2.90	16.15	15.61	86.92
		0.00			0.00	0.00
Tamponatura P6-P7	43.20	4.40	7.90	16.15	34.79	71.12
Tamponatura P7-P15	103.78	10.58	10.15	10.40	107.37	110.02
Tamponatura P15-P19	20.30	2.07	10.15	2.40	21.01	4.97
		0.00			0.00	0.00
Parapetti S18-P20	23.20	2.36	10.65	0.15	25.19	0.35
Parapetti P15-P19	10.44	1.06	10.15	2.40	10.80	2.55
Parapetti P16-P20	10.44	1.06	15.65	2.40	16.66	2.55
Permanenti scala- rampa R1	13.66	1.39	2.80	20.35	3.90	28.33
Carico antropico scala - rampa R1	6.28	0.64	2.80	20.35	1.79	13.02
Permanenti scala- pianerottolo P2	16.01	1.63	1.08	20.22	1.76	32.99
Carico antropico scala - pianerottolo P2	5.93	0.60	1.08	20.22	0.65	12.22
Permanenti scala- rampa R3	11.38	1.16	0.95	18.65	1.10	21.64
Carico antropico scala - rampa R3	5.23	0.53	0.95	18.65	0.51	9.95
Permanenti scala- pianerottolo P4	16.01	1.63	1.08	17.08	1.76	27.87
Carico antropico scala - pianerottolo P4	5.93	0.60	1.08	17.08	0.65	10.32
Permanenti scala- rampa R5	13.66	1.39	2.80	16.95	3.90	23.60
Carico antropico scala - rampa R5	6.28	0.64	2.80	16.95	1.79	10.85
Permanenti scala- pianerottolo P6	65.40	6.67	4.60	18.65	30.66	124.33
Carico antropico scala - pianerottolo P6	20.30	2.07	4.60	18.65	9.52	38.60
Travi orizzontali P1-P4	58.13	5.93	7.90	21.15	46.81	125.32
Travi orizzontali P5-P8	58.13	5.93	7.90	16.15	46.81	95.69
Travi orizzontali P9-S12	58.13	5.93	7.90	9.65	46.81	57.18
Travi orizzontali P13-P16	58.13	5.93	7.90	11.15	46.81	66.06
Travi orizzontali P17-S18	5.44	0.55	1.60	0.15	0.89	0.08
Travi orizzontali S18-P20	37.50	3.82	10.65	0.15	40.71	0.57
Travi verticali P1-P17	102.38	10.44	0.15	10.65	1.57	111.14
Travi verticali P2-S18	102.38	10.44	5.65	10.65	58.96	111.14
Travi verticali P3-P19	102.38	10.44	10.15	10.65	105.92	111.14
Travi verticali P4-S12	48.26	4.92	15.65	16.20	76.99	79.70
Travi verticali S12-P20	38.51	3.93	15.65	4.10	61.44	16.10
Pilastro P1	15.75	1.61	0.35	21.15	0.56	33.96
Pilastro P2	15.75	1.61	5.65	21.15	9.07	33.96
Pilastro P3	15.75	1.61	10.15	21.15	16.30	33.96
Pilastro P4	15.75	1.61	15.45	21.15	24.81	33.96
Pilastro P5	15.75	1.61	0.15	16.00	0.24	25.69
Pilastro P6	15.75	1.61	5.65	16.00	9.07	25.69
Pilastro P7	15.75	1.61	10.00	16.00	16.06	25.69
Pilastro P8	15.75	1.61	15.65	16.00	25.13	25.69
Pilastro P9	15.75	1.61	0.15	9.65	0.24	15.49
Pilastro P10	15.75	1.61	5.65	9.65	9.07	15.49
Pilastro P11	15.75	1.61	10.15	9.65	16.30	15.49
Pilastro P13	15.75	1.61	0.15	4.65	0.24	7.47
Pilastro P14	15.75	1.61	5.65	4.65	9.07	7.47
Pilastro P15	15.75	1.61	10.00	4.65	16.06	7.47
Pilastro P16	15.75	1.61	15.65	4.65	25.13	7.47
Pilastro P17	15.75	1.61	0.35	0.15	0.56	0.24
Pilastro P19	7.88	0.80	10.15	0.15	8.15	0.12
Pilastro P20	7.88	0.80	15.45	0.15	12.40	0.12
Pilastro P12	18.38	1.87	10.15	9.65	19.01	18.08
Pilastro P18	18.38	1.87	15.65	4.65	29.31	8.71
Setto Ascensore	128.25	13.07	2.41	18.65	31.55	243.82
TOTALE	4091.21	417.04			3196.58	4666.63
X (c.m)	7.66	m				
Y (c.m)	11.19	m				

Z= 13 m						
Elemento	Q (KN)	Massa kN s ² /m	XI (m)	YI (m)	Syl=M* xi (kN s ²)	Sxl=M*YI (kN s ²)
Permanenti solaio - S1	280.00	28.54	10.65	18.65	303.98	532.31
Carico antropico - Solaio - S1	30.00	3.06	10.65	18.65	32.57	57.03
Permanenti solaio - S2	998.20	101.75	7.90	10.40	803.85	1058.23
Carico antropico - Solaio - S2	106.95	10.90	7.90	10.40	86.13	113.38
Permanenti solaio - S3	138.60	14.13	2.90	2.40	40.97	33.91
Carico antropico - Solaio - S3	14.85	1.51	2.90	2.40	4.39	3.63
Permanenti solaio - Torrino	123.48	12.59	2.90	18.65	36.50	234.74
Tamponatura P1-P5	58.98	6.01	0.15	18.65	0.90	112.14
Tamponatura P5-P17	60.35	6.15	0.15	8.15	0.92	50.14
Tamponatura P4-S12	37.34	3.81	15.65	16.20	59.57	61.66
Tamponatura S12-P16	12.82	1.31	15.65	6.35	20.46	8.30
Tamponatura P1-P2	82.71	8.43	2.90	21.15	24.45	178.31
Tamponatura P2-P4	40.13	4.09	10.65	21.15	43.56	86.51
Tamponatura P17-S18	12.80	1.30	1.60	0.15	2.09	0.20
Tamponatura S18-P14	21.20	2.16	5.65	2.40	12.21	5.19
Tamponatura P14-P16	40.13	4.09	10.65	4.65	43.56	19.02
Tamponatura P5-P6	81.54	8.31	2.90	16.15	24.10	134.23
Tamponatura P6-P7	21.60	2.20	7.90	16.15	17.39	35.56
Tamponatura P7-P15	51.89	5.29	10.15	10.40	53.69	55.01
Parapetti P2-P4	23.20	2.36	10.65	21.15	25.19	50.02
Parapetti P17-S18	12.76	1.30	2.40	0.15	3.12	0.20
Parapetti S18-P14	10.44	1.06	5.65	2.40	6.01	2.55
Parapetti P14-P16	23.20	2.36	10.65	4.65	25.19	11.00
Parapetti P5-P17	37.12	3.78	0.15	8.15	0.57	30.84
Parapetti P4-P16	38.28	3.90	15.65	12.90	61.07	50.34
Permanenti scala- rampa R3	5.69	0.58	0.95	18.65	0.55	10.82
Carico antropico scala - rampa R3	2.62	0.27	0.95	18.65	0.25	4.97
Permanenti scala- pianerottolo P4	16.01	1.63	1.08	17.08	1.76	27.87
Carico antropico scala - pianerottolo P4	5.93	0.60	1.08	17.08	0.65	10.32
Permanenti scala- rampa R5	13.66	1.39	2.80	16.95	3.90	23.60
Carico antropico scala - rampa R5	6.28	0.64	2.80	16.95	1.79	10.85
Permanenti scala- pianerottolo P6	65.40	6.67	4.60	18.65	30.66	124.33
Carico antropico scala - pianerottolo P6	20.30	2.07	4.60	18.65	9.52	38.60
Travi orizzontali P1-P4	58.13	5.93	7.90	21.15	46.81	125.32
Travi orizzontali P5-P8	58.13	5.93	7.90	16.15	46.81	95.69
Travi orizzontali P9-S12	58.13	5.93	7.90	9.65	46.81	57.18
Travi orizzontali P13-P16	58.13	5.93	7.90	11.15	46.81	66.06
Travi orizzontali P17-S18	5.44	0.55	1.60	0.15	0.89	0.08
Travi orizzontali P1-P2 Torrino	20.63	2.10	2.90	21.15	6.10	44.47
Travi orizzontali P5-P6 Torrino	20.63	2.10	2.90	16.15	6.10	33.95
Travi verticali P1-P17	102.38	10.44	0.15	10.65	1.57	111.14
Travi verticali P2-S18	102.38	10.44	5.65	10.65	58.96	111.14
Travi verticali P3-P15	80.44	8.20	10.15	12.90	83.23	105.77
Travi verticali P4-S12	48.26	4.92	15.65	16.20	76.99	79.70
Travi verticali S12-P16	16.58	1.69	15.65	6.35	26.44	10.73
Travi verticali P1-P5 Torrino	18.75	1.91	0.15	18.65	0.29	35.65
Travi verticali P2-P6 Torrino	18.75	1.91	5.65	18.65	10.80	35.65
Pilastro P1	7.88	0.80	0.35	21.15	0.28	16.98
Pilastro P1 Torrino	6.75	0.69	0.15	21.15	0.10	14.55
Pilastro P2	7.88	0.80	5.65	21.15	4.54	16.98
Pilastro P2 Torrino	6.75	0.69	5.65	21.15	3.89	14.55
Pilastro P3	7.88	0.80	10.15	21.15	8.15	16.98
Pilastro P4	7.88	0.80	15.45	21.15	12.40	16.98
Pilastro P5	7.88	0.80	0.15	16.00	0.12	12.84
Pilastro P5 Torrino	6.75	0.69	0.15	16.00	0.10	11.01
Pilastro P6	7.88	0.80	5.65	16.00	4.54	12.84
Pilastro P6 Torrino	6.75	0.69	5.65	16.00	3.89	11.01
Pilastro P7	7.88	0.80	10.00	16.00	8.03	12.84
Pilastro P8	7.88	0.80	15.65	16.00	12.56	12.84
Pilastro P9	7.88	0.80	0.15	9.65	0.12	7.75
Pilastro P10	7.88	0.80	5.65	9.65	4.54	7.75
Pilastro P11	7.88	0.80	10.15	9.65	8.15	7.75
Pilastro P13	7.88	0.80	0.15	4.65	0.12	3.73
Pilastro P14	7.88	0.80	5.65	4.65	4.54	3.73
Pilastro P15	7.88	0.80	10.00	4.65	8.03	3.73
Pilastro P16	7.88	0.80	15.65	4.65	12.56	3.73
Pilastro P17	7.88	0.80	0.35	0.15	0.28	0.12
Pilastro P12	18.38	1.87	10.15	9.65	19.01	18.08
Pilastro P18	18.38	1.87	15.65	4.65	29.31	8.71
Setto Ascensore	94.05	9.59	2.41	18.65	23.13	178.80
TOTALE	3444.943	351.1665			2408.506	4502.615

X (c.m)	6.86	m
Y (c.m)	12.82	m

3.5 Individuazione del centro di rigidezza

Tra i principi base della progettazione figura sicuramente la necessità di evitare eccessive eccentricità tra il centro di massa e il centro di rigidezza *affinchè* vi sia una riduzione delle sollecitazioni torsionali che sollecitano maggiormente i pilastri perimetrali.

Per ogni piano andremo a determinare le coordinate del centro di rigidezza analizzando gli elementi che effettivamente contribuiscono al rinforzo della struttura alle azioni orizzontali ovvero pilastri e setti. Per il calcolo del centro di rigidezza manteniamo il sistema di riferimento già utilizzato per il calcolo del centro di massa.

Per ogni piano le coordinate del centro delle rigidezze (X_{CR} ; Y_{CR}) sono definite a partire dalle rigidezze degli elementi verticali del piano applicando il teorema di *Varignon*.

$$X_{C-R.} = \frac{\sum_i k_{yi} x_i}{\sum_i k_{yi}}$$

$$Y_{C-R.} = \frac{\sum_i k_{xi} y_i}{\sum_i k_{xi}}$$

$$K_{yi} = \frac{n E I_{xi}}{H_i^3} \quad K_{xi} = \frac{n E I_{yi}}{H_i^3}$$

$$I_{xi} = \frac{x_i y_i^3}{12} \quad I_{yi} = \frac{y_i x_i^3}{12}$$

In cui

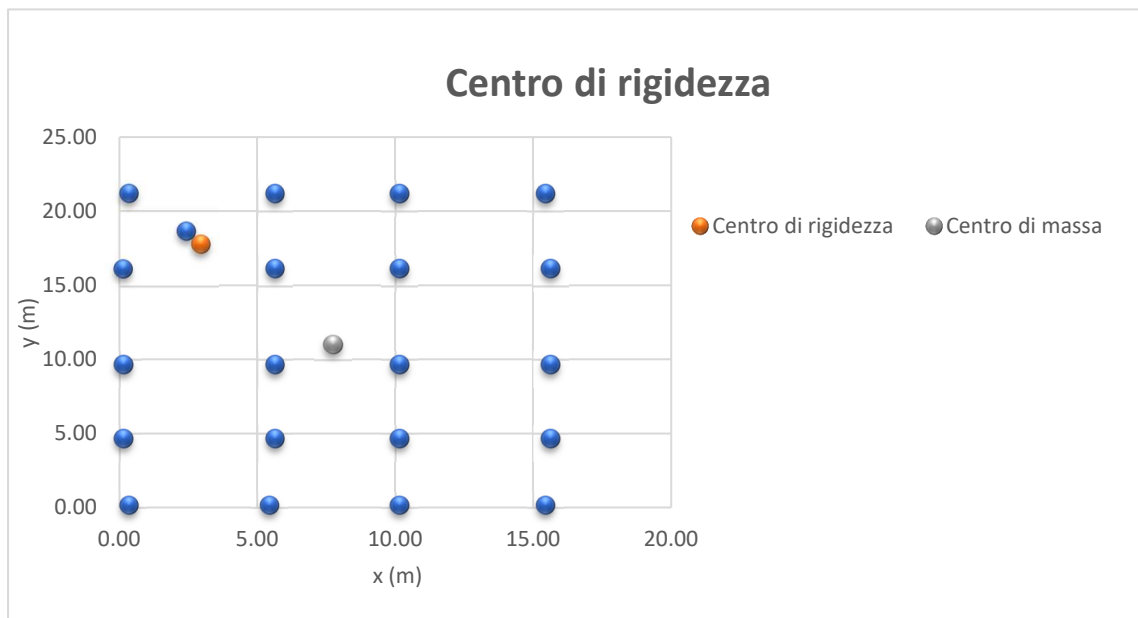
- 'n', coefficiente adimensionale definito dalle condizioni di vincolo, è assunto pari a 12 considerando il pilastro doppiamente incastrato in sommità e alla base.
- Si assume un valore del modulo di elasticità pari a 32588.11 MPa
- x_i e y_i sono le dimensioni in pianta dei pilastri e dei setti rispettivamente in direzione X e in direzione Y

In questa analisi sono stati considerati solamente i setti del vano ascensore.

z=4m											
ELEMENTI	Lx (cm)	Ly (cm)	Iy (m ⁴)	Ix (m ⁴)	Kx [N/m]	Ky [N/m]	x (m)	y (m)	K _x ·y _i	K _y ·x _i	
PILASTRI											
P1	70	30	0.00858	0.0016	3.73E+08	6.84E+07	0.35	21.15	7.88E+09	2.40E+07	
P2	70	30	0.00858	0.0016	3.73E+08	6.84E+07	5.65	21.15	7.88E+09	3.87E+08	
P3	70	30	0.00858	0.0016	3.73E+08	6.84E+07	10.15	21.15	7.88E+09	6.95E+08	
P4	70	30	0.00858	0.0016	3.73E+08	6.84E+07	15.45	21.15	7.88E+09	1.06E+09	
P5	30	70	0.00158	0.0086	6.84E+07	3.73E+08	0.15	16.15	1.11E+09	5.59E+07	
P6	30	70	0.00158	0.0086	6.84E+07	3.73E+08	5.65	16.15	1.11E+09	2.11E+09	
P7	30	70	0.00158	0.0086	6.84E+07	3.73E+08	10.15	16.15	1.11E+09	3.78E+09	
P8	30	70	0.00158	0.0086	6.84E+07	3.73E+08	15.65	16.15	1.11E+09	5.83E+09	
P9	30	70	0.00158	0.0086	6.84E+07	3.73E+08	0.15	9.65	6.60E+08	5.59E+07	
P10	30	70	0.00158	0.0086	6.84E+07	3.73E+08	5.65	9.65	6.60E+08	2.11E+09	
P11	30	70	0.00158	0.0086	6.84E+07	3.73E+08	10.15	9.65	6.60E+08	3.78E+09	
P12	30	70	0.00158	0.0086	6.84E+07	3.73E+08	15.65	9.65	6.60E+08	5.83E+09	
P13	30	70	0.00158	0.0086	6.84E+07	3.73E+08	0.15	4.65	3.18E+08	5.59E+07	
P14	30	70	0.00158	0.0086	6.84E+07	3.73E+08	5.65	4.65	3.18E+08	2.11E+09	
P15	30	70	0.00158	0.0086	6.84E+07	3.73E+08	10.15	4.65	3.18E+08	3.78E+09	
P16	30	70	0.00158	0.0086	6.84E+07	3.73E+08	15.65	4.65	3.18E+08	5.83E+09	
P17	70	30	0.00858	0.0016	3.73E+08	6.84E+07	0.35	0.15	5.59E+07	2.40E+07	
P18	70	30	0.00858	0.0016	3.73E+08	6.84E+07	5.45	0.15	5.59E+07	3.73E+08	
P19	70	30	0.00858	0.0016	3.73E+08	6.84E+07	10.15	0.15	5.59E+07	6.95E+08	
P20	70	30	0.00858	0.0016	3.73E+08	6.84E+07	15.45	0.15	5.59E+07	1.06E+09	
Setto Ascensore			0.735	1.1144	3.19E+10	4.84E+10	2.41	18.65	5.96E+11	1.17E+11	
					ΣK _x	ΣK _y			ΣK _x ·Y	ΣK _y ·X	
					35738291575	5.344E+10			6.357E+11	1.565E+11	

Centro di rigidezza		
X _R	=	2.93
Y _R	=	17.79

Centro di massa		
X _G	=	7.74
Y _G	=	10.99



3.6 Prima analisi del telaio

L'obiettivo di questa fase, dopo aver determinato le coordinate del centro di massa e le coordinate del centro di rigidezza, è quella di andare a verificare lo scarto tra le coordinate di questi punti. Il confronto di questi punti ci permette di notare, insieme all'analisi dei modi di vibrazione svolta tramite il programma di calcolo strutturale SAP2000, di poter vedere e intuire il comportamento della struttura. In particolare, gli effetti torsionali, come abbiamo già anticipato nei capitoli precedenti, andranno a sollecitare soprattutto i pilastri posti lungo il perimetro della struttura e che presentano una distanza dal centro di rigidezza piuttosto elevata. Queste analisi hanno quindi l'obiettivo di ridurre al massimo gli effetti torsionali e le sollecitazioni che l'intera struttura può subire. Osserviamo che l'azione sismica è applicata nel baricentro delle masse di ciascun impalcato, e per produrre uno spostamento traslazionale puro l'azione orizzontale deve risultare applicata nel baricentro delle rigidezze, altrimenti lo spostamento traslazionale sarà accoppiato ad uno di tipo rotazionale e l'azione sismica provocherà degli effetti torsionali per i diversi impalcati. Quest'obiettivo può essere ottenuto grazie alla possibilità di poter avvicinare il più possibile il centro di rigidezza al baricentro delle masse.

Viene pertanto richiesto l'inserimento di due setti in cemento armato aggiuntivi rispetto ai già presenti setti dell'ascensore al fine di avvicinare il più possibile i centri di massa e di rigidezza ai vari orizzontamenti. Effettuando l'analisi modale di questa struttura e andando ad analizzare i modi di vibrazione dell'edificio, traspare che la quantità di massa rotazionale e gli effetti torsionali sono di fatto non trascurabili.

“Nel rappresentare la rigidezza degli elementi strutturali si deve tener conto della fessurazione. In caso non siano effettuate analisi specifiche la rigidezza flessionale a taglio di elementi in muratura, calcestruzzo armato, acciaio-calcestruzzo, può essere ridotta sino al 50% della rigidezza dei corrispondenti elementi non fessurati, tenendo debitamente conto dello stato limite considerato e dell'influenza della sollecitazione assiale presente”

Elemento strutturale	Rigidezza flessionale	Rigidezza tagliente
Travi	0,5	0,5
Travi precomprese	1,0	0,5
Pilastri soggetti a sforzo di compressione dovuto ai carichi gravitazionali:		
$N \geq 0,5 A_c \cdot f_{cd} (*)$	0,7	0,5
$N \leq 0,3 A_c \cdot f_{cd}$ o tesi	0,5	0,5
Pareti	0,5 + 0,8	0,5
(*) A_c = area della sola sezione di calcestruzzo (escludendo le armature)		

TAB. III Fattori di riduzione rigidezze per verifiche allo SLV ricavate dalle FEMA

Fessurato

OutputCase	StepType	StepNum	Period	UX	UY	RZ
MODAL	Mode	1	0.667	49.8%	12.1%	10.7%
MODAL	Mode	2	0.489	25.4%	41.2%	17.2%
MODAL	Mode	3	0.386	3.0%	28.1%	49.5%
MODAL	Mode	4	0.228	1.3%	0.9%	0.3%
MODAL	Mode	5	0.223	1.0%	1.3%	0.0%
MODAL	Mode	6	0.216	0.0%	0.5%	4.8%
MODAL	Mode	7	0.203	5.4%	1.2%	0.1%
MODAL	Mode	8	0.125	4.8%	8.8%	0.7%
MODAL	Mode	9	0.114	1.6%	0.0%	0.8%
MODAL	Mode	10	0.089	4.0%	3.0%	11.7%
MODAL	Mode	11	0.075	0.1%	0.1%	0.2%
MODAL	Mode	12	0.066	0.0%	0.0%	0.0%

Non fessurato

OutputCase	StepType	StepNum	Period	UX	UY	RZ
MODAL	Mode	1	0.528739	62.0%	7.2%	5.4%
MODAL	Mode	2	0.414495	16.2%	46.4%	23.1%
MODAL	Mode	3	0.340652	1.9%	30.1%	50.9%
MODAL	Mode	4	0.186143	1.8%	0.6%	0.3%
MODAL	Mode	5	0.18295	0.2%	1.1%	0.0%
MODAL	Mode	6	0.176957	0.2%	0.6%	3.7%
MODAL	Mode	7	0.161987	5.8%	0.8%	0.3%
MODAL	Mode	8	0.112287	4.2%	7.7%	0.7%
MODAL	Mode	9	0.092182	0.6%	0.0%	1.6%
MODAL	Mode	10	0.083324	3.8%	2.7%	10.0%
MODAL	Mode	11	0.065092	0.0%	0.0%	0.0%
MODAL	Mode	12	0.062695	0.0%	0.0%	0.0%

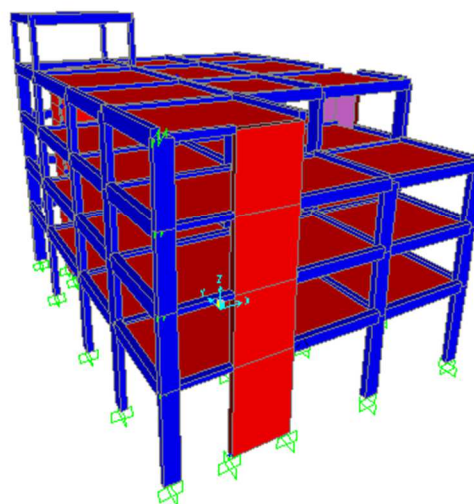
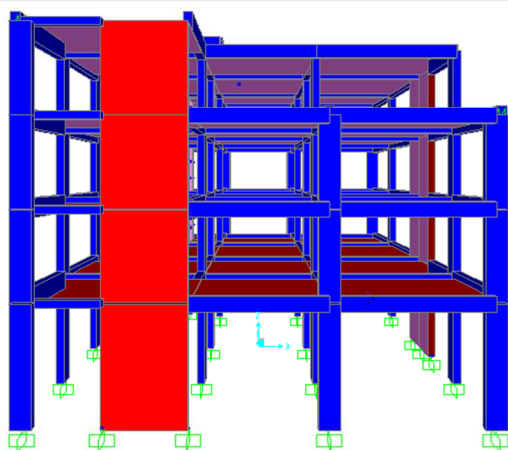
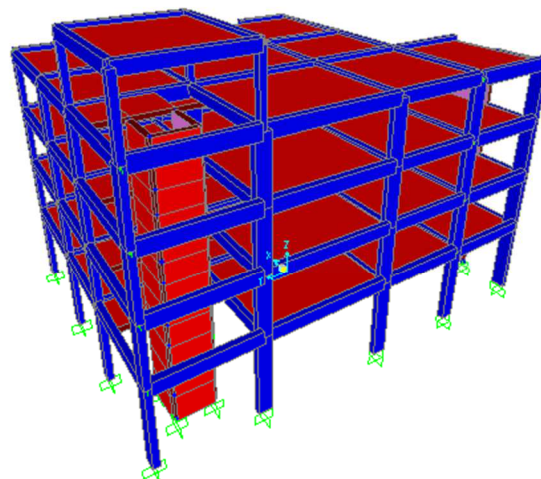
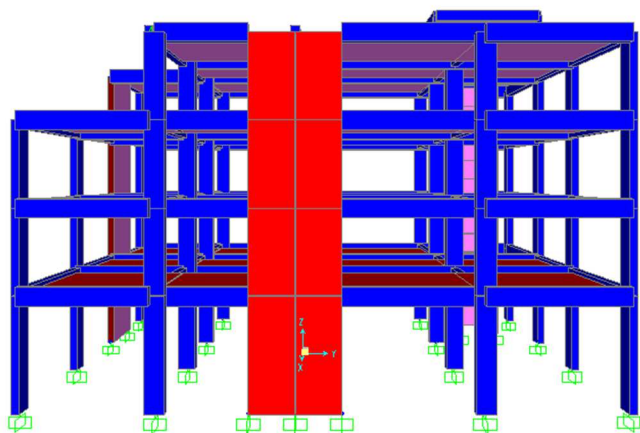
Il corpo scala ed il nucleo ascensore si trovano in una posizione completamente asimmetrica rispetto a quello che è il baricentro della struttura. L'obiettivo è quindi quello di ottenere una tipologia di modi vibrazionali principali della struttura corrispondenti a due traslazioni, rispettivamente per i primi due modi di vibrare, ed un terzo rotazionale. I setti sono progettati per assorbire interamente l'azione sismica. Nel presente progetto è stato scelto di inserire complessivamente due setti in cemento armato(oltre ovviamente i setti del vano ascensore) lungo il perimetro dell'edificio. Questi tre setti, denominati nelle diverse analisi con le lettere S12, S18 presentano tutti uno spessore di 0,3 m mentre, per quanto riguarda la loro dimensione lungo il bordo della struttura, essi sono caratterizzati dalle seguenti lunghezze:

- Setto S18: 0,3 m x 2,75 m

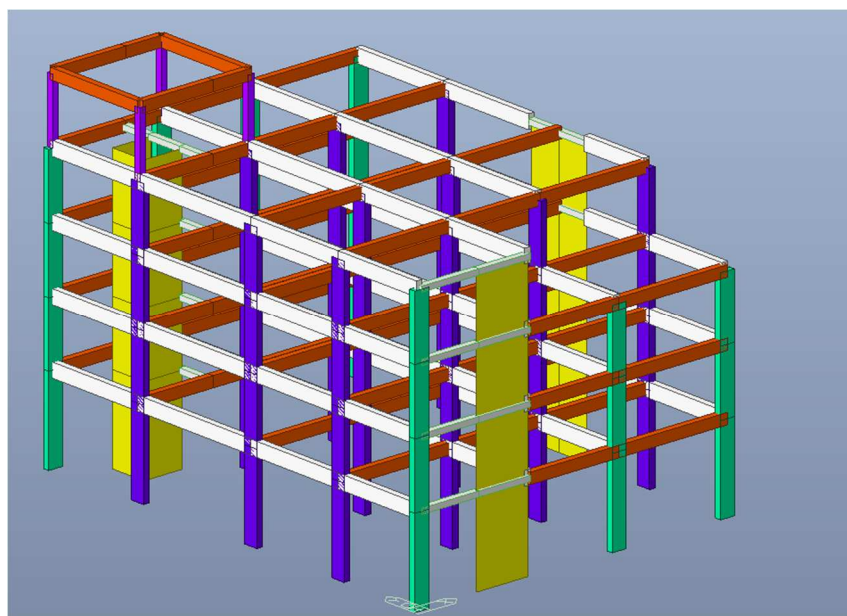
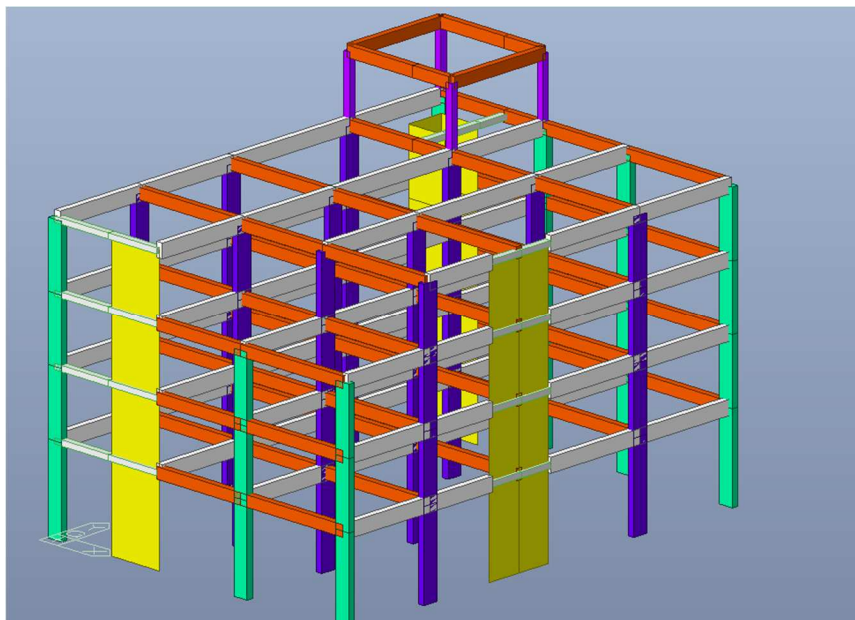
- Setto S12: 0,3 m x 3.2 m

Il setto S18 è disposto lungo la direzione X dell'edificio, mentre il setto S12 lungo la direzione Y. Nella figura successiva viene riportato lo schema strutturale definito a seguito dell'inserimento di questi nuovi elementi.

Modello realizzato con Sap2000



Modello realizzato con Midas Gen



Una volta definiti i nuovi elementi strutturali, l'operazione successiva è stata quella di andare a ridefinire le coordinate del centro di massa e di rigidità di ciascun piano.

Per poter definire nuovamente il centro di massa, è stato necessario andare a considerare anche l'incidenza dei setti.

Solaio quota primo livello ($z=4$ m)

Per valutare il peso sismico riconducibile ai setti si valuta l'incidenza moltiplicando il peso di volume (25 kN/m^3) per lo spessore (30 cm) e per il relativo sviluppo in verticale di 3.5 m. Infine tale valore viene moltiplicato per l'estensione in lunghezza lungo il singolo impalcato.

Peso sismico solaio	$G_1(\text{kN/m}^2)$	$G_2(\text{kN/m}^2)$	$Q(\text{kN/m}^2)$	ψ	$w_i(\text{incidenza})$	$L(\text{m})$	$A(\text{m}^2)$	$W(\text{kN})$
Solaio	3.21	2.99	2	0.3	6.8		298	2026.4

Peso sismico tamponature	$G_1(\text{kN/m}^2)$	$w_i(\text{kN/m})$	$L(\text{m})$	$W(\text{kN})$
Tamponatura vetrata				
P1-P17; P4-S12; S12-P20	3.21	9.1485	38.8	354.96
P17-S18; S18-P20; P2-P4	3.21	9.63	22.9	222.85
Tamponatura piena				
P1-P2	4.01	12.03	5.5	66.17
Tamponatura interna				
P5-P7	3.84	11.52	10	115.20
P7-P19	3.84	10.944	16	175.10
			Wtot	934.29

Peso sismico travi	KN/m^3	$w_i(\text{kN/m})$	$L(\text{m})$	$W(\text{kN})$
30 x 65	25.00	4.88	80.80	393.90
30 x 50	25.00	3.75	72.00	270.00
Cordolo	25.00	1.88	2.90	5.44
			Wtot	669.34

Pilastri	$w_i(\text{kN/m})$	$L(\text{m})$	n° pilastri	$W(\text{kN})$
30x 70	5.25	3.5	18	330.75

Scala	G_{tot}	Q	γ	$w_i(\text{kN/m}^2)$	$A(\text{m}^2)$	$W(\text{kN})$
Rampa 1	5.22	4	0.6	7.62	2.62	19.9
Pianerottolo 2	6.48	4	0.6	8.88	2.47	21.9
Rampa 3	5.22	4	0.6	7.62	2.65	20.2
Pianerottolo 4	6.48	4	0.6	8.88	1.69	15.0
Rampa 5	5.22	4	0.6	7.62	3.12	23.8
Pianerottolo 6	7.73	4	0.6	10.13	8.46	85.7
					Wtot	186.6

Setti	$w_i(\text{kN/m})$	$L(\text{m})$	$W(\text{kN})$
S18	26.25	2.75	72.1875
S12	26.25	3.2	84
Ascensore	26.25	5.65	148.3125
		Wtot	304.5

Solaio quota secondo livello ($z=7$ m)

Peso sismico solaio	$G_1(\text{kN/m}^2)$	$G_2(\text{kN/m}^2)$	$Q(\text{kN/m}^2)$	ψ	$w_i(\text{incidenza})$	$L(\text{m})$	$A(\text{m}^2)$	$W(\text{kN})$
Solaio	3.21	2.99	2	0.3	6.8		298	2026.4

Peso sismico tamponature	$G_1(\text{kN/m}^2)$	$w_i(\text{kN/m})$	$L(\text{m})$	$W(\text{kN})$
Tamponatura vetrata				
P1-P17; P4-S12; S12-P20	3.21	7.5435	38.8	292.6878
P17-S18; S18-P20; P2-P4	3.21	8.025	22.9	186.0998
Tamponatura piena				
P1-P2	4.01	10.025	5.5	55.1375
Tamponatura interna				
P5-P7	3.84	9.6	10	96
P7-P19	3.84	9.024	16	144.384
Wtot				774.3091

Peso sismico travi	KN/m^3	$w_i(\text{kN/m})$	$L(\text{m})$	$W(\text{kN})$
30 x 65	25.00	4.88	80.80	393.90
30 x 50	25.00	3.75	72.00	270.00
Cordolo	25.00	1.88	2.90	5.44
Wtot				669.34

Pilastri	$w_i(\text{kN/m})$	$L(\text{m})$	n° pilastri	$W(\text{kN})$
30x 70	5.25	3	18	283.5

Scala	G_{tot}	Q	γ	$w_i(\text{kN/m}^2)$	$A(\text{m}^2)$	$W(\text{kN})$
Rampa 1	5.22	4.00	0.60	7.62	2.62	19.93
Pianerottolo 2	6.48	4.00	0.60	8.88	2.47	21.93
Rampa 3	5.22	4.00	0.60	7.62	2.18	16.61
Pianerottolo 4	6.48	4.00	0.60	8.88	2.47	21.93
Rampa 5	5.22	4.00	0.60	7.62	2.62	19.93
Pianerottolo 6	7.73	4.00	0.60	10.13	8.46	85.70
Wtot						186.05

Setti	$w_i(\text{kN/m})$	$L(\text{m})$	$W(\text{kN})$
S18	22.5	2.75	61.875
S12	22.5	3.2	72
Ascensore	22.5	5.7	128.25
Wtot			262.125

Solaio quota terzo livello ($z=10\text{ m}$)

Solaio	G1(kN/m ²)	G2(kN/m ²)	Q(kN/m ²)	ψ	wi(incidenza)	L(m)	A(m ²)	W(kN)
Solaio 1	3.21	2.99	2	0.3	6.8		253	1720.4
Solaio 2	3.21	2.39	2	0.3	6.2		45	279
							Wtot	1999.4

Peso sismico tamponature	G _i (kN/m ²)	wi(kN/m)	L(m)	W(kN)
Tamponatura vetrata				
P1-P17; P4-S12; S12-P16	3.2	7.5	34.3	258.7
S18-P20	3.2	4.0	10.0	40.1
P16-P20	3.2	3.8	4.5	17.0
P17-S18; P2-P4	3.2	8.0	12.9	105.8
P14-P16	3.2	4.0	10.0	40.1
Tamponatura piena				
S18-P14	4.0	5.0	4.5	22.6
P1-P2	4.0	10.0	5.5	55.1
Tamponatura interna				
P5-P7	3.8	9.6	10.0	96.0
P7-P15	3.8	9.0	11.5	103.8
P15-P19	3.8	4.5	4.5	20.3
			Wtot	759.588425

Scala	G _{tot}	Q	γ	wi(kN/m ²)	A(m ²)	W(kN)
Rampa 1	5.22	4	0.6	7.62	2.62	19.9
Pianerottolo 2	6.48	4	0.6	8.88	2.47	21.9
Rampa 3	5.22	4	0.6	7.62	2.65	20.2
Pianerottolo 4	6.48	4	0.6	8.88	1.69	15.0
Rampa 5	5.22	4	0.6	7.62	3.12	23.8
Pianerottolo 6	7.73	4	0.6	10.13	8.46	85.7
					W _{tot}	186.6

Peso sismico travi	KN/m ³	wi(kN/m)	L(m)	W(kN)
30 x 65	25.00	4.88	80.80	393.90
30 x 50	25.00	3.75	72.00	270.00
Cordolo	25.00	1.88	2.90	5.44
			Wtot	669.34

Pilastrì	wi(kN/m)	L(m)	n° pilastrì	W(KN)
30x 70	5.25	3	16	252
30x 70 P19 e P20	5.25	1.5	2	15.75
			Wtot	267.75

Parapetti	wi(kN/m)	L(m)	W(kN)
S18-P20; P15-P19; P16-P20	2.32	19	44.08

Setti	wi(kN/m)	L(m)	W(kN)
S18	22.5	2.75	61.875
S12	22.5	3.2	72
Ascensore	22.5	5.7	128.25
		Wtot	262.125

Solaio quota quarto livello ($z=13$ m)

Solaio	$G_1(kN/m^2)$	$G_2(kN/m^2)$	$Q(kN/m^2)$	ψ	$vi(incidenza)$	$L(m)$	$A(m^2)$	$W(kN)$
Solaio	3.21	2.39	2	0.3	6.2		253	1568.6
Torrino	2.82	1.67	-	0.3	4.49		27.5	123.475
Wtot								1692.075

Peso sismico tamponature	$G_1(kN/m^2)$	$w_i(kN/m)$	$L(m)$	$W(kN)$
Tamponatura vetrata				
P1-P17; P4-P12; P12-P16	3.21	3.77175	34.1	128.6167
P1-P5	3.21	8.025	5	40.125
P14-P16	3.21	4.0125	10	40.125
P17-S18; P2-P4	3.21	4.0125	12.9	52.92488
Tamponatura piena				
P14-S18	4.01	4.71175	4.5	21.20288
P5-P6	4.01	10.025	5.5	55.1375
P1-P2	4.01	15.0375	5.5	82.70625
Tamponatura interna				
P5-P6	3.84	4.8	5.5	26.4
P6-P7	3.84	4.8	4.5	21.6
P7-P15	3.84	4.512	11.5	51.888
Wtot				520.7262

Parapetti	$w_i(kN/m)$	$L(m)$	$W(kN)$
P2-P4, P17-P18, P18-P14, P14-P16, P5-P17, P4-P16	2.32	62.5	145

Peso sismico travi	KN/m^3	$w_i(kN/m)$	$L(m)$	$W(kN)$
30 x 65	25	4.875	71.8	350.025
30 x 50	25	3.75	83	311.25
Cordolo	25	1.875	2.9	5.4375
Wtot				666.7125

Scala	G_{tot}	Q	γ	$w_i(kN/m^2)$	$A(m^2)$	$W(kN)$
Rampa 3	5.22	4	0.6	7.62	1.090	8.306
Pianerottolo 4	6.48	4	0.6	8.88	2.470	21.934
Rampa 5	5.22	4	0.6	7.62	2.616	19.935
Pianerottolo 6	7.73	4	0.6	10.13	8.460	85.700
Wtot						135.874

Pilastrati	$w_i(kN/m)$	$L(m)$	n° pilastrati	$W(kN)$
30x 70	5.25	1.5	18	141.75
30X30	2.25	3	4	27
Wtot				168.75

Setti	$w_i(kN/m)$	$L(m)$	$W(kN)$
S18	11.25	2.75	30.9375
S12	11.25	3.2	36
Ascensore	16.5	5.7	94.05
Wtot			160.9875

Di seguito si riportano i pesi sismici totali di ciascun impalcato, ottenuti sommando i pesi dei singoli elementi strutturali.

Impalcato 1	
Elementi	Pesi sismici W(KN)
Solaio	2026.4
Tamponature	934.29
Travi	669.34
Pilastri	330.75
Scala	186.6
Setti	304.5
TOTALE	4451.87

Impalcato 2	
Elementi	Pesi sismici W(KN)
Solaio	2026.40
Tamponature	774.31
Travi	669.34
Pilastri	283.50
Scala	186.05
Setti	262.13
TOTALE	4201.72

Impalcato 3	
Elementi	Pesi sismici W(KN)
Solaio	1999.4
Tamponature	759.59
Travi	669.34
Pilastri	267.75
Scala	186.60
Setti	262.13
Parapetti	44.08
TOTALE	4188.88

Impalcato 4	
Elementi	Pesi sismici W(KN)
Solaio	1692.075
Tamponature	520.73
Travi	666.71
Pilastri	168.75
Scala	135.87
Setti	160.99
Parapetti	145.00
TOTALE	3490.13

Masse sismiche			
N° impalcato	Peso sismico W(kN)	Massa(t)	Massa rotazionale (kN m s ²)
Livello 1 (z=4m)	4453.19	453.94	26606
Livello 2 (z=7m)	4201.71	428.31	25104
Livello 3 (z=10m)	4188.33	426.94	25024
Livello 4 (z=13 m)	3475.13	354.24	20763

Calcolo centro di rigidezza

z=4m										
ELEMENTI	Lx (cm)	Ly (cm)	Iy (m ⁴)	Ix (m ⁴)	Kx [N/m]	Ky [N/m]	x (m)	y (m)	K _x ·yi	K _y ·xi
PILASTRI										
P1	70	30	0.00858	0.00158	2.74E+08	5.03E+07	0.35	21.15	5.79E+09	1.76E+07
P2	70	30	0.00858	0.00158	2.74E+08	5.03E+07	5.65	21.15	5.79E+09	2.84E+08
P3	70	30	0.00858	0.00158	2.74E+08	5.03E+07	10.15	21.15	5.79E+09	5.10E+08
P4	70	30	0.00858	0.00158	2.74E+08	5.03E+07	15.45	21.15	5.79E+09	7.77E+08
P5	30	70	0.00158	0.00858	5.03E+07	2.74E+08	0.15	16.15	8.12E+08	4.11E+07
P6	30	70	0.00158	0.00858	5.03E+07	2.74E+08	5.65	16.15	8.12E+08	1.55E+09
P7	30	70	0.00158	0.00858	5.03E+07	2.74E+08	10.15	16.15	8.12E+08	2.78E+09
P8	30	70	0.00158	0.00858	5.03E+07	2.74E+08	15.65	16.15	8.12E+08	4.28E+09
P9	30	70	0.00158	0.00858	5.03E+07	2.74E+08	0.15	9.65	4.85E+08	4.11E+07
P10	30	70	0.00158	0.00858	5.03E+07	2.74E+08	5.65	9.65	4.85E+08	1.55E+09
P11	30	70	0.00158	0.00858	5.03E+07	2.74E+08	10.15	9.65	4.85E+08	2.78E+09
S12	30	320	0.00720	0.81920	2.30E+08	2.62E+10	15.65	9.65	2.22E+09	4.09E+11
P13	30	70	0.00158	0.00858	5.03E+07	2.74E+08	0.15	4.65	2.34E+08	4.11E+07
P14	30	70	0.00158	0.00858	5.03E+07	2.74E+08	5.65	4.65	2.34E+08	1.55E+09
P15	30	70	0.00158	0.00858	5.03E+07	2.74E+08	10.15	4.65	2.34E+08	2.78E+09
P16	30	70	0.00158	0.00858	5.03E+07	2.74E+08	15.65	4.65	2.34E+08	4.28E+09
P17	70	30	0.00858	0.00158	2.74E+08	5.03E+07	0.35	0.15	4.11E+07	1.76E+07
S18	275	30	0.51992	0.00619	1.66E+10	1.98E+08	4.43	0.15	2.49E+09	8.74E+08
P19	70	30	0.00858	0.00158	2.74E+08	5.03E+07	10.15	0.15	4.11E+07	5.10E+08
P20	70	30	0.00858	0.00158	2.74E+08	5.03E+07	15.45	0.15	4.11E+07	7.77E+08
Setto Ascensore			0.73500	1.11440	2.35E+10	3.56E+10	2.41	18.65	4.38E+11	8.58E+10
					ΣK_x	ΣK_y			ΣK_x·yi	ΣK_y·xi
					4.276E+10	6.529E+10			4.712E+11	5.205E+11

Centro di rigidezza		
X_R	=	7.97
Y_R	=	11.02
Centro di massa		
X_G	=	7.74
Y_G	=	10.99



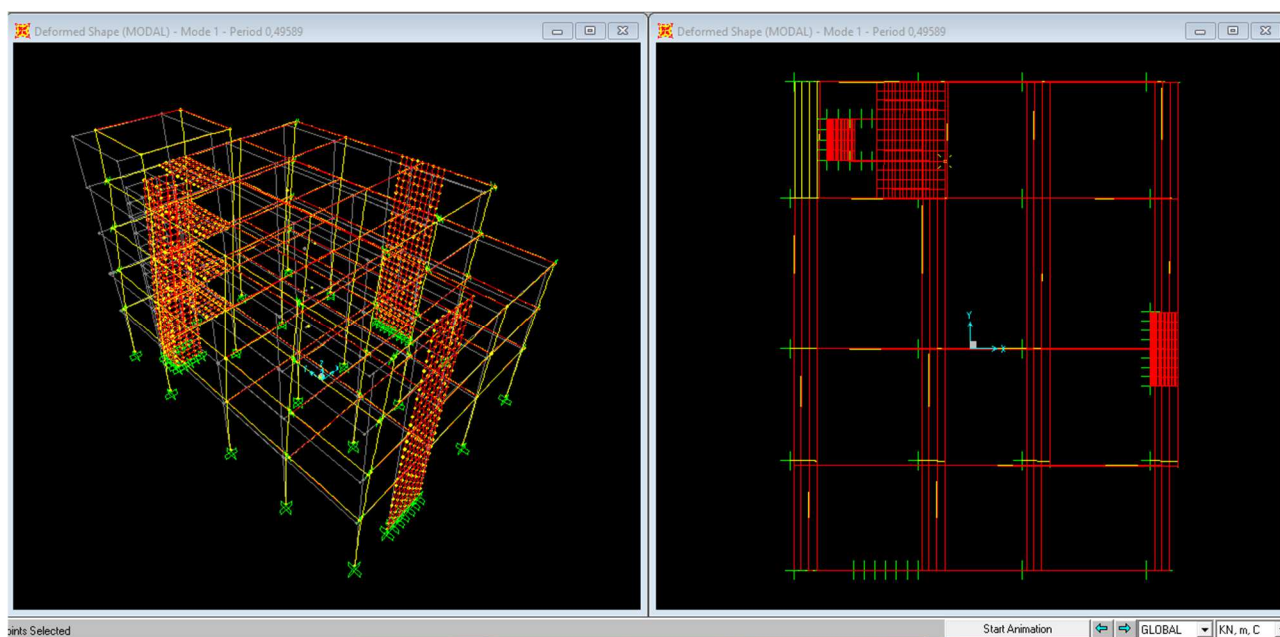
I risultati ottenuti per questa seconda analisi modale sono riportati nella tabella seguente.

Come si può vedere, con questi due nuovi elementi la struttura nei primi due modi di vibrare le due componenti prevalenti del modo risultano essere i due spostamenti traslazionali, rispettivamente lungo Y e lungo X. Inoltre risulta praticamente nulla la componente orizzontale, che invece si rivela dominante nel terzo modo.

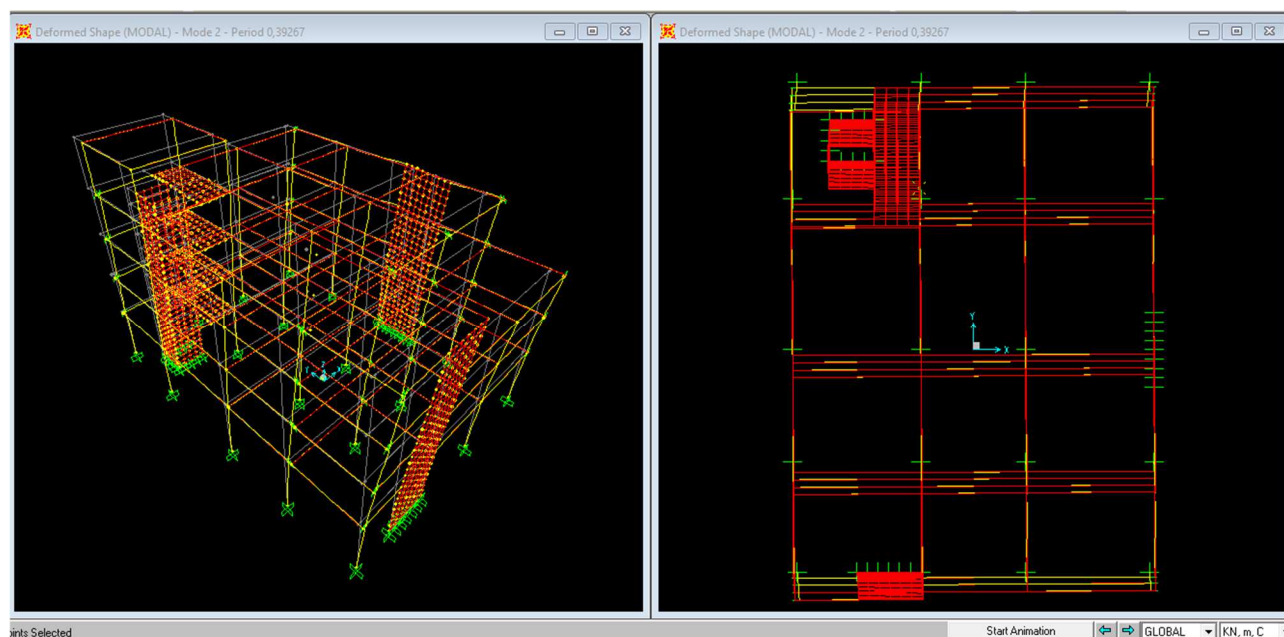
OutputCase	StepType	StepNum	Period	UX	UY	RZ
MODAL	Mode	1	0.494	76.5%	0.0%	3.4%
MODAL	Mode	2	0.391	0.0%	78.8%	0.9%
MODAL	Mode	3	0.312	0.1%	0.3%	71.0%
MODAL	Mode	4	0.110	19.0%	0.0%	1.0%
MODAL	Mode	5	0.100	0.0%	17.0%	0.5%
MODAL	Mode	6	0.070	0.0%	0.4%	17.2%
MODAL	Mode	7	0.049	3.7%	0.1%	0.1%
MODAL	Mode	8	0.048	0.1%	2.9%	0.1%
MODAL	Mode	9	0.033	0.0%	0.4%	0.0%
MODAL	Mode	10	0.033	0.5%	0.0%	0.6%
MODAL	Mode	11	0.032	0.1%	0.1%	2.7%
MODAL	Mode	12	0.021	0.0%	0.0%	0.5%

Ci possiamo rifare a quanto definito e riportato nella Normativa all'interno del capitolo 7.3.3.1., il quale impone al progettista di andare a considerare tutti i “*modi con massa partecipante superiore al 5% e un numero di modi la cui massa partecipante totale sia superiore all'85%*”.

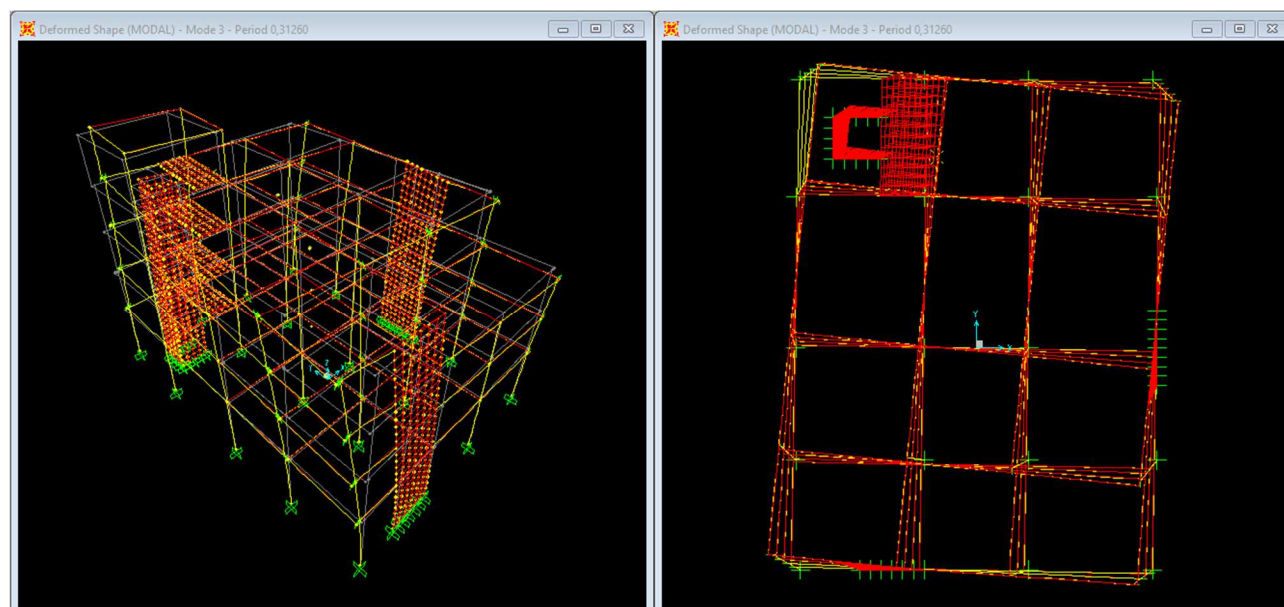
Modo 1(dir. X)



Modo 2(dir. Y)



Modo 3



4.Progettazione sismica

Terminata la parte preliminare del progetto si è proceduto allo studio dei principi base della progettazione in zona sismica, con riferimento alla normativa italiana (NTC18) all'Eurocodice 8. Progetteremo la costruzione assumendo un comportamento dissipativo, quindi accettando che la struttura sia in grado di sopportare i carichi deformandosi in campo plastico.

A partire dallo spettro elastico di risposta si terrà conto della duttilità attraverso il fattore di comportamento q , da utilizzare per lo stato limite considerato e nella direzione considerata per l'azione sismica. Lo spettro di progetto è ottenuto dallo spettro elastico sostituendo nelle formule utilizzate per il calcolo μ con $1/q$; abbattendo lo spettro elastico, si tiene conto in maniera semplificata delle non linearità. Il fattore di comportamento dipende dal materiale con cui è realizzata la costruzione, dalla tipologia strutturale, dalla regolarità in pianta e in elevazione, dalla classe di duttilità e dal rapporto di *sovrarresistenza*. Il limite superiore q_{lim} del fattore di comportamento relativo allo SLV è calcolato tramite la seguente espressione:

$$q_{lim} = q_0 Kr$$

q_0 è il valore base del fattore di comportamento allo SLV, i cui massimi valori sono riportati in Tab 7.3.II in dipendenza della classe di duttilità, della tipologia strutturale, e del rapporto (α_u / α_1) tra il valore dell'azione sismica per il quale si verifica la plasticizzazione in un numero di zone dissipative tale da rendere la struttura un meccanismo e quello per il quale il primo elemento strutturale raggiunge la plasticizzazione a flessione. Kr è un fattore correttivo che dipende dalle caratteristiche di regolarità in altezza della costruzione, con valore pari a 1 per costruzioni regolari in altezza e pari a 0.8 per costruzioni non regolari in altezza.

4.1 Regolarità in pianta e in elevazione

Le costruzioni devono avere, quanto più possibile, struttura iperstatica caratterizzata da regolarità in pianta e in altezza.

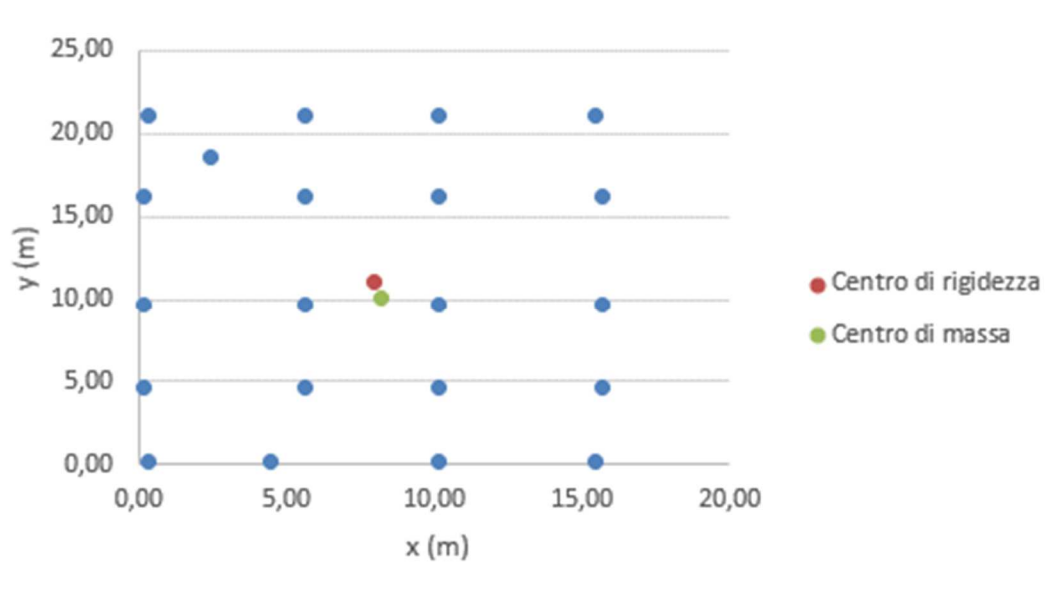
Per quanto riguarda gli edifici, una costruzione è regolare in pianta se tutte le seguenti condizioni sono rispettate:

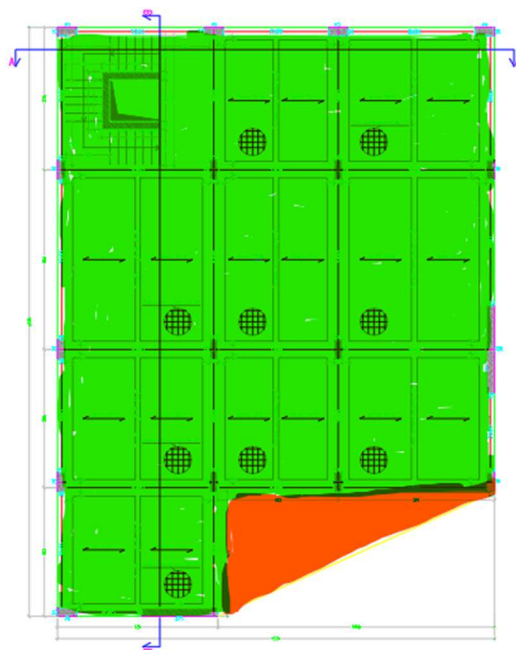
- a) *La distribuzione di masse e rigidezza è approssimativamente simmetrica rispetto a due direzioni ortogonali e la forma in pianta è compatta, ossia il contorno di ogni orizzontamento è convesso; il requisito può ritenersi soddisfatto, anche in presenza di rientranze in pianta, quando esse non influenzano 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;*

- b) *il rapporto tra i lati del rettangolo circoscritto alla pianta di ogni orizzontamento è inferiore a 4*
- c) *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 dell'azioni sismiche tra questi ultimi e ha resistenza sufficiente a garantire l'efficacia di tale distribuzione.*

Nel caso in esame non essendo verificate tutte le condizioni possiamo affermare che la struttura non risulta regolare in pianta, in particolare

- a) *la distribuzione di masse e rigidezze è approssimativamente simmetrica rispetto alle due direzioni ortogonali come si evince dalla seguente immagine*





Il piano di copertura presenta una rientranza in pianta rispetto agli altri orizzontamenti; l'area compresa tra il perimetro dell'orizzontamento e la linea convessa circoscritta all'orizzontamento(**area rossa**) supera il 5% dell'area dell'orizzontamento(**area verde**)

$$A^* = A_{perim.circ} - A_{orizz}$$

$$\frac{A^*}{A_{orizz}} = \frac{22.5}{336} = 6.7\% > 5\%$$

*b) Il rapporto tra 15.8 m e 21.3 m, ovvero i lati del rettangolo circoscritto alla pianta, risulta $0.74 < 4$; pertanto tale criterio è **soddisfatto***

L_1	21.3	m
L_2	15.8	m
L_1	\leq	$4 \cdot L_2$
21.3	\leq	63.2

c) La presenza della soletta di 5 cm di spessore prevista il solaio, rende possibile considerare gli orizzontamenti infinitamente rigidi nel loro piano

Relativamente alla regolarità in pianta, il primo criterio è solo in parte soddisfatto, quindi la struttura risulta irregolare in pianta; questo dato si rifletterà nella valutazione del rapporto di sovrarresistenza.

A proposito della regolarità in altezza, devono essere rispettate tutte le seguenti condizioni:

- d) *Tutti i sistemi resistenti alle azioni orizzontali si estendono per tutta l'altezza della costruzione o, se sono presenti parti aventi differenti altezze, fino alla sommità della rispettiva parte dell'edificio*
- e) *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 %*
- f) *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. Fa eccezione l'ultimo orizzontamento di costruzioni di almeno tre orizzontamenti, per il quale non sono previste limitazioni di restringimento.*
- g) *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 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 previste limitazioni di restringimento.*

Il punto d) risulta soddisfatto in quanto tutti i sistemi resistenti alle azioni orizzontali (pilastri e setti) si estendono dalla fondazione al solaio di copertura

Per valutare il soddisfacimento del punto e) possiamo osservare dalla tabella sottostante come le masse variano gradualmente senza superare il limite consentito

Impalcato	M(t)	Riduzione	Verifica ($\Delta M < 25\%$)
1° livello	453.94	0.00%	SI
2° livello	428.31	6%	SI
3° livello	426.94	0.3%	SI
4° livello	354.24	17%	SI

Per quanto riguarda la variazione di rigidezza “si possono considerare regolare 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.

Sul modello è stata applicata l'azione sismica Ej-SLV valutata per le due componenti x e y, attraverso la modalità “Section Cut” è stato possibile valutare la percentuale di azione sismica assorbita dai setti nelle due direzioni; in entrambi i casi più del 50% dell'azione orizzontale è

assorbita dai setti; quindi oltre al soddisfacimento di questo criterio si è potuto dimostrare che la tipologia strutturale cui appartiene la nostra struttura è di “Struttura mista equivalente a pareti” per entrambe le direzioni X e Y.

Elementi	Direzione X (kN)	Direzione Y (kN)
Azione sismica base	3203.575	3400.122
Azione sismica base setti	2822.977	2841.899
Percentuale setti	88.1%	84%

Meritatamente al punto F a questo punto della pratica progettuale possiamo constatare come sia non sia possibile valutarne il soddisfacimento o meno.

Per quanto riguarda il punto g) riscontriamo una riduzione del 13% della sezione orizzontale della costruzione nel solaio di copertura, trattandosi, però dell'ultimo piano di un edificio a quattro orizzontamenti non sono previste limitazioni. In ultimo anche questo criterio risulta soddisfatto. Prima di concludere l'analisi sulla regolarità della struttura valutiamo quanto riportato nella circolare C7.2.1:

“In generale, un edificio può dirsi regolare in pianta e in altezza quando il suo comportamento dinamico sia governato principalmente da modi di vibrare traslazionali lungo le sue direzioni principali e quando tali modi siano caratterizzati da spostamenti crescenti, all'incirca linearmente, con l'altezza.”

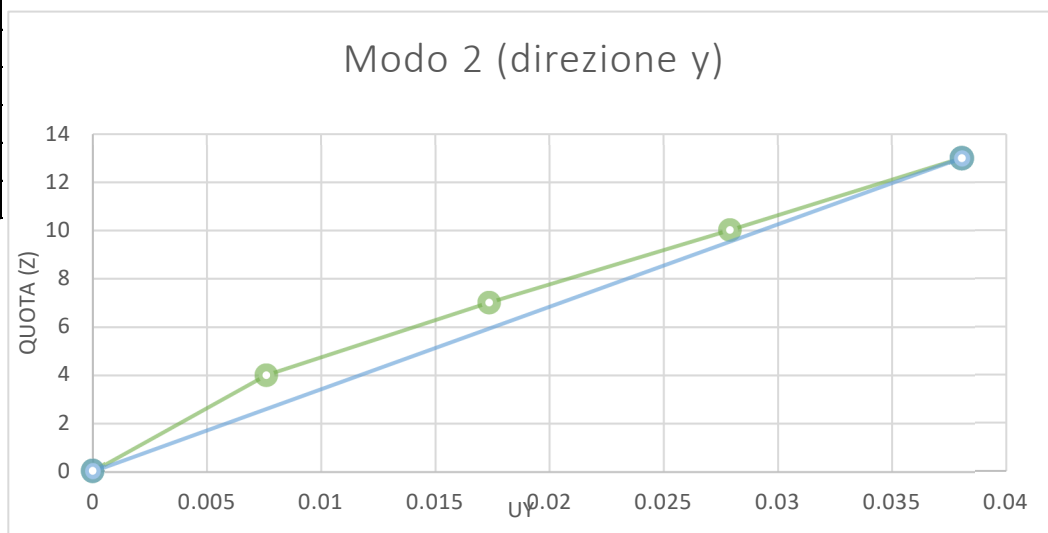
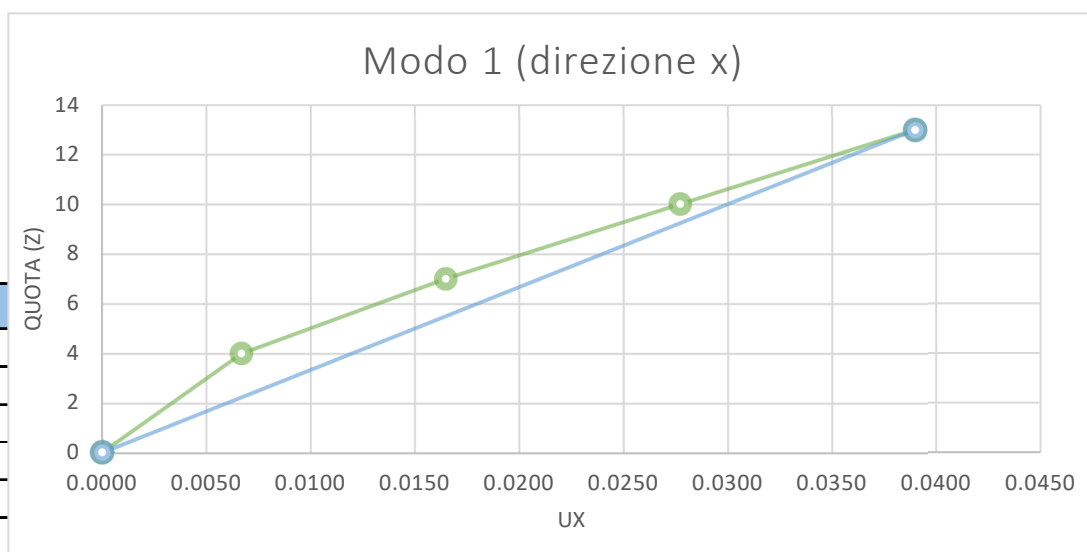
Prendendo in analisi i primi due modi di vibrare, traslazionali nelle due direzioni principali x e y, e selezionando i centri di massa per ciascun piano si sono rappresentati gli spostamenti delle masse di ogni piano, ipotizzate concentrate nel centro di massa, in funzione della distanza dal piano della fondazione.

Sia nel primo modo, lungo x, che nel secondo, lungo y gli spostamenti di piano non si possono ritenere linearmente crescenti con l'altezza.

Si riportano di seguito i risultati ottenuti.

MODO 1	z	u_x
	m	m
	0	0.0000
	4	0.0067
	7	0.0165
	10	0.0277
	13	0.0390

MODO 2	z	u_y
	m	m
	0	0
	4	0.0076
	7	0.0174
	10	0.0279
	13	0.0381



In conclusione possiamo affermare che la struttura non risulta regolare né in pianta né in elevazione. La mancata regolarità in pianta è legata al non soddisfacimento del primo criterio; per quanto riguarda l'altezza, ai fini cautelativi, non potendo valutare il punto f) consideriamo la struttura irregolare.

4.2 Tipologia strutturale

Le strutture sismo-resistenti in calcestruzzo armato previste dalle presenti norme possono essere classificate nelle seguenti tipologie:

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 $\geq 65\%$ della resistenza a taglio totale;
2. **Strutture a pareti**, nelle quali la resistenza alle azioni sia verticali che orizzontali è affidata principalmente a pareti, aventi resistenza a taglio alla base $\geq 65\%$ della resistenza a taglio totale; le pareti, a seconda della forma in pianta, si definiscono semplici o composte, a seconda della assenza o presenza di opportune “travi di accoppiamento” duttili distribuite in modo regolare lungo l'altezza, si definiscono singole o accoppiate;
3. **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;
4. **Strutture a pendolo inverso**, nelle quali almeno il 50% della massa è nel terzo superiore dell'altezza della costruzione e nelle quali la dissipazione d'energia avviene alla base di un singolo elemento strutturale;
5. **Strutture a pendolo inverso intelaiate monopiano**, nelle quali almeno il 50% della massa è nel terzo superiore dell'altezza della costruzione, in cui i pilastri sono incastrati in sommità alle travi lungo entrambe le direzioni principali dell'edificio. In ogni caso, per questo tipo di strutture, la forza assiale non può eccedere il 30% della resistenza a compressione della sola sezione di calcestruzzo;
6. **Strutture deformabili torsionalmente**, composte da telai e/o pareti, la cui rigidezza torsionale non soddisfa ad ogni piano la condizione $r^2/I_s^2 \geq 1$, nella quale:
 r^2 è raggio torsionale al quadrato, per ciascun piano, il rapporto tra la rigidezza torsionale rispetto al centro di rigidezza laterale e la maggiore tra le rigidezze laterali, tenendo conto dei soli elementi strutturali primari, per strutture a telaio o pareti (purché snelle e a deformazione prevalente flessionale), r^2 può essere valutato, per ogni piano, riferendosi ai momenti d'inerzia flessionali delle sezioni degli elementi verticali primari.
 I_s^2 per ogni piano, è il rapporto fra il momento d'inerzia polare della massa del piano rispetto ad un asse verticale passante per il centro di massa del piano e la massa stessa del piano; nel caso di piano a pianta rettangolare $I_s^2 = (L^2 + B^2)/12$, essendo L e B le dimensioni in pianta del piano.

Escludiamo il comportamento a pendolo inverso, in quanto dall'analisi dei pesi sismici risulta che i primi tre piani hanno delle masse confrontabili, già a partire dalla copertura si riscontra una riduzione della massa.

Verifichiamo ora se la struttura è non deformabile *torsionalmente* attraverso la seguente

$$\text{relazione: } r^2/I_s^2 \geq 1$$

Il raggio torsionale può essere valutato nelle due direzioni oppure direttamente verificandolo nella direzione di maggiore rigidezza, quindi nel nostro caso in direzione y.

$$R_x = \sqrt{\frac{K_T}{K_x}}$$

$$R_y = \sqrt{\frac{K_T}{K_y}}$$

$$\text{In cui } K_t = \sum (K_{xi} y_i^2 + K_{yi} x_i^2) \quad K_x = \sum K_{xi} \quad K_y = \sum K_{yi}$$

Il calcolo delle rigidezze flessionali nelle due direzioni e torsionali può essere effettuato a mano attraverso le espressioni analitiche riportate in precedenza.

Nella pratica si è scelto di tenere conto delle rigidezze effettive individuate attraverso una metodologia più precisa che prevede l'impiego del modello sul software.

Per la determinazione delle rigidezze si prende un sistema di forze orizzontali applicate nel centro di massa di ogni piano, tale sistema di forze corrisponde ai pesi sismici traslazionali; a ogni centro di massa applichiamo i pesi sismici (W_x e W_y) nelle due direzioni principali x e y.

Si determina, successivamente, il taglio alla base di ogni livello in ciascuna delle due direzioni a seconda della rigidezza che si vuole stimare. Il taglio alla base sarà pari alla somma delle forze applicate dal piano di riferimento fino all'ultimo livello.

Applicando il sistema di forze sul modello si valuta lo spostamento di ciascun centro di massa nelle due direzioni; trattandosi di spostamenti assoluti, nella valutazione della rigidezza bisogna tenere conto del *drift* ossia della differenza tra lo spostamento del piano di interesse e quello del piano inferiore. Solo per il piano di primo livello il *drift* coinciderà con lo spostamento assoluto riportato dal software.

La rigidezza nelle due direzioni per ciascun piano si calcola infine dividendo il taglio alla base di ciascun livello per il *drift* corrispondente.

Impalcato	$W_{x,i}$ (kN)	$V_{x,i}$ (kN)	$u_{x,i}$ (m)	$\delta_{x,i}$ (m)	$K_{x,i}$ (kN/m)
1°livello	4453	16318	0.016	0.016	1019891
2°livello	4202	11865	0.0374	0.0214	554444
3°livello	4188	7663	0.0605	0.0231	331748
4°livello	3475	3475	0.0829	0.0224	155138

Impalcato	$W_{y,i}$ (kN)	$V_{y,i}$ (kN)	$u_{y,i}$ (m)	$\delta_{y,i}$ (m)	$K_{y,i}$ (kN/m)
1°livello	4453	16318	0.0117	0.0117	1394722
2°livello	4202	11865	0.0252	0.0135	878896
3°livello	4188	7663	0.0389	0.0137	559370
4°livello	3475	3475	0.0514	0.0125	278008

Per il calcolo della rigidezza torsionale si applica a ciascun centro di massa un momento fittizio di 1000 kNm. Si determina il momento risultante alla base di ciascun livello sommando i momenti applicati dal piano di interesse fino in sommità e si registrano le rotazioni (θ); per ogni livello vengono calcolate le rotazioni relative in maniera equivalente a quella utilizzare per valutare i *drift* di piano, quindi come differenza tra la rotazione del piano di interesse meno quella del piano sottostante.

La rigidezza torsionale per ogni piano viene determinata dividendo il momento risultante per la rotazione relativa attraverso.

Impalcato	M_i (kNm)	M'_i (kNm)	θ_i (rad)	θ'_i (rad)	K_{tors} (kNm)
1°livello	1000	4000	0.00003	0.00003	133333333
2°livello	1000	3000	0.00006	0.00003	100000000
3°livello	1000	2000	0.0001	0.00004	50000000
4°livello	1000	1000	0.00014	0.00004	25000000

VERIFICA DELLA DEFORMABILITA' A TORSIONE										
Impalcato	$K_{x,i}$ (kN/m)	$K_{y,i}$ (kN/m)	K_{tors} (kNm)	I_s^2 (m)	r_x^2	r_y^2	r_x^2/I_s^2	Verifica	r_y^2/I_s^2	Verifica
1°livello	1019891	1394722.077	133333333.3	56.77	130.733	95.60	2.23	SI	1.63	SI
2°livello	554444	878896.0667	100000000	56.77	180.36	113.78	3.08	SI	1.94	SI
3°livello	331748	559370.4964	50000000	56.77	150.72	89.39	2.57	SI	1.53	SI
4°livello	155138	278007.552	25000000	56.77	161.15	89.93	2.75	SI	1.53	SI

4.3 Classe di duttilità

La costruzione è stata progettata in accordo con il comportamento strutturale dissipativo, il quale prevede che nella valutazione della domanda un numero elevato di membrature e/o collegamenti evolvono in campo plastico, mentre la restante parte della struttura rimane in campo elastico; la domanda derivante dall'azione sismica e dalle altre azioni è calcolata, in funzione dello stato limite cui ci si riferisce e della tipologia strutturale, tenendo conto della capacità dissipativa legata alle non linearità di materiale.

La Norma richiede, infatti, che per la progettazione di edifici di calcestruzzo in zona sismica sia garantita un'adeguata capacità di dissipazione dell'energia senza una significativa riduzione della resistenza globale e un comportamento duttile globale. La duttilità deve riguardare un grande volume della struttura in differenti elementi e posizioni in tutti i suoi piani.

Una costruzione a comportamento strutturale dissipativo deve essere progettata per conseguire una delle due classi di duttilità:

- Classe di duttilità alta (CD "A")
- Classe di duttilità media (CD "B")

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

L'edificio di progetto sarà realizzato in "classe di duttilità media, B".

4.4 Fattore di struttura

Trattandosi di una struttura "mista equivalente a pareti" il valore base del fattore di comportamento allo SLV è dato dalla seguente espressione:

$$q_0 = 3 * (\alpha_u / \alpha_1)$$

In particolare per la presenza di pareti di calcestruzzo armato per prevenire il collasso fragile il valore di q_0 viene ridotto mediante il fattore K_w assunto pari a $(1 + \alpha_0)/3$

Con $0.5 < k_w < 1$.

α_0 rappresenta il rapporto tra altezza e lunghezza delle pareti.

Di seguito il calcolo di K_w

Calcolo Kw	H (m)	L (m)	α_0	K _w
setto ascensore Lx	13	2.1	6.19	1.00
setto ascensore Ly	13	2.1	6.19	1.00
setto S12	13	3.2	4.06	1.00
setto S18	13	2.75	4.73	1.00

Il rapporto di sovrarresistenza risulterebbe pari a 1,2 secondo il punto b) al paragrafo 7.4.3.2 delle NTC18 trattandosi di una **struttura mista equivalente a pareti**.

Nella pratica il rapporto viene calcolato come media tra 1 ed il valore fornito per la tipologia strutturale in quanto è la struttura è non regolare in pianta ottenendo come valore 1.1.

K_r è pari a 0.8 per edifici irregolari in altezza e K_w=1 dal calcolo precedentemente illustrato.

Pertanto, il valore del fattore di comportamento assunto è:

$$q = K_w * K_r * q_0 = 2.64$$

α_u/α_1	1.1
$q_0(CDB)$	3.3
K _R	0.8
K _w	1.00
q	2.64

struttura mista equivalente a pareti irregolare in pianta

irregolare in altezza

4.5 Costruzione dello spettro di progetto per il sito in esame

Al fine di effettuare un confronto tra gli Spettri a pericolosità uniforme e quelli utilizzati dalla normativa NTC18, si riporta nel presente capitolo una trattazione relativa e didattica su come questi ultimi siano generati. Si fa riferimento al file disponibile su sito del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici, in base agli studi di carattere probabilistico condotti dall'Istituto Nazionale di Geofisica e Vulcanologia (INGV).

La definizione degli spettri di Normativa è articolata in tre fasi, ciascuna delle quali prevede la scelta dei valori di alcuni parametri:

- Fase 1: Individuazione della pericolosità del sito
- Fase 2: Scelta strategia di progettazione
- Fase 3: Determinazione dell'azione di progetto

Il foglio di calcolo restituisce come risultato gli spettri di progetto per tutti gli stati limite impostati nella fase 3, in forma tabellare.

Nel caso in esame sono stati calcolati gli spettri di progetto per il sito di Morrone del Sannio, relativi ai 4 stati limite con prefissati tempo di ritorno, per poterli confrontare con gli spettri a pericolosità uniforme relativi agli stessi tempi di ritorno.

Fase 1

In questa fase è necessario localizzare il sito in cui si vuole valutare la pericolosità sismica nel territorio nazionale. L'area è situata nel comune di Morrone del Sannio, in provincia di Campobasso.

FASE 1. INDIVIDUAZIONE DELLA PERICOLOSITÀ DEL SITO

☐ Ricerca per coordinate

LONGITUDINE:

LATITUDINE:

☒ Ricerca per comune

REGIONE:

PROVINCIA:

COMUNE:

Elaborazioni grafiche

Grafici spettri di risposta

Variabilità dei parametri

Elaborazioni numeriche

Tabella parametri

8 Reticolo di riferimento

0

7

1

2

5

Controllo sul reticolo

☒ Sito esterno al reticolo

☐ Interpolazione su 3 nodi

☐ Interpolazione corretta

Nodi del reticolo intorno al sito

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

Interpolazione

INTRO
FASE 1
FASE 2
FASE 3

Fase 2

La seconda fase permette di valutare l'azione sismica in base alla definizione dei parametri della struttura:

- Vita nominale della costruzione(in anni) V_N : intesa come numero di anni per cui l'opera, purchè soggetta alla manutenzione ordinaria, deve potere essere usata per lo scopo al quale è destinata;
- Coefficiente d'uso della costruzione C_U : suddivide le costruzioni, in presenza di azioni sismiche, in classi e è funzione di una interruzione di operatività o di un eventuale collasso.

Per il caso in oggetto la vita nominale è pari a 50 anni ed il coefficiente d'uso pari a 1.

La normativa divide le azioni sismiche in base a quattro stati limite, due di esercizio e due ultimi, a cui sono associati altrettanti tempi di ritorno. Gli stati limite di esercizio sono:

- *Stato limite di operatività (SLO)*: In seguito all'evento sismico la costruzione nel suo complesso non deve subire danni o interruzioni d'uso significative;
- *Stato limite di danno (SLD)*: In seguito al terremoto la costruzione nel suo complesso subisce danni tali da non mettere a rischio gli utenti della struttura e non compromettere in maniera significativa la capacità di resistenza e di rigidità nei confronti delle azioni verticali e orizzontali;

Gli stati limite ultimi sono:

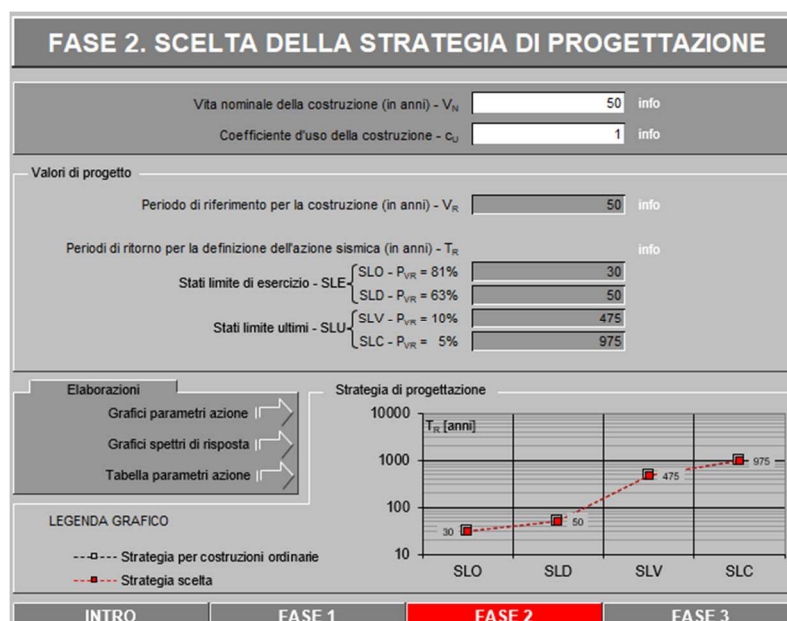
- *Stato limite di salvaguardia della vita (SLV)*: In seguito al terremoto la costruzione subisce rotture e crolli delle componenti non strutturali e riporta danni significativi di quelli strutturali, cui si associa una perdita di rigidità nei confronti delle azioni orizzontali. La costruzione conserva una parte della rigidità e della resistenza per le azioni verticali e un margine di sicurezza nei confronti del collasso per le azioni orizzontali.
- *Stato limite di prevenzione del collasso (SLC)*: In seguito al terremoto la costruzione subisce gravi rotture e crolli dei componenti non strutturali e riporta gravi danni di quelli strutturali, la costruzione conserva un margine di sicurezza per le azioni verticali ed uno esiguo nei confronti del collasso per le azioni orizzontali.

Ad ogni stato limite sono associati 4 tempi di ritorno che si ricavano dalla formula:

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

Dove: $V_R = C_U * V_N$

P_{VR} è la probabilità di superamento associata ad ogni tempo di ritorno



Fase 3

In quest'ultima fase, per determinare il valore dell'accelerazione, rimane da definire la categoria di sottosuolo e la categoria topografica.

Nel caso in oggetto lo spettro di risposta è stato calcolato per le seguenti categorie:

- CategoriassottosuoloB:
“*Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti*, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 360 m/s e 800 m/s “ di cui la Tab 3.2 II dell'NTC18.
- *Categoria topografica T2*: pendii con inclinazione media $i > 15^\circ$

Il software genera due spettri di risposta: uno per la componente verticale dell'accelerazione (in blu) e uno per la componente orizzontale (in nero), la quale sarà ovviamente preponderante rispetto alla prima e che quindi sarà quello utilizzato ai fini dell'analisi. Questi due spettri vengono poi confrontati con lo spettro elastico iniziale (rosso).

Per quanto riguarda la componente orizzontale viene selezionato lo Spettro elastico perché nel calcolo della pericolosità non abbiamo in alcun modo tenuto conto della capacità dissipativa della struttura. In questo studio infatti ci interessa solamente la pericolosità del sito, ossia qual è lo scuotimento che io mi aspetto in quel determinato sito a quel preciso tempo di ritorno, e ciò non è influenzato dal tipo di struttura.

4.6 Spettri di risposta elastici in accelerazione

Lo spettro di risposta elastico in accelerazione è espresso da una forma spettrale (spettro normalizzato) riferita ad uno smorzamento convenzionale del 5% moltiplicata per il valore di accelerazione massima su sito di riferimento rigido orizzontale.

Sia la forma spettrale che il valore di valore di a_g variano al variare della probabilità di superamento P_{VR} nel periodo di riferimento V_R .

Quale che sia la probabilità di superamento nel periodo di riferimento considerata, lo spettro di risposta elastico della componente orizzontale è definito dalle espressioni seguenti:

$$0 \leq T < T_B \quad S_e(T) = a_g \times S \times \eta \times F_0 \times \left[\frac{T}{T_B} + \frac{1}{\eta \times F_0} \left(1 - \frac{T}{T_B} \right) \right]$$

$$T_B \leq T < T_C \quad S_e(T) = a_g \times S \times \eta \times F_0$$

$$T_C \leq T < T_D \quad S_e(T) = a_g \times S \times \eta \times F_0 \times \left(\frac{T_C}{T} \right)$$

$$T_D \leq T \quad S_e(T) = a_g \times S \times \eta \times F_0 \times \left(\frac{T_C T_D}{T^2} \right)$$

Dove:

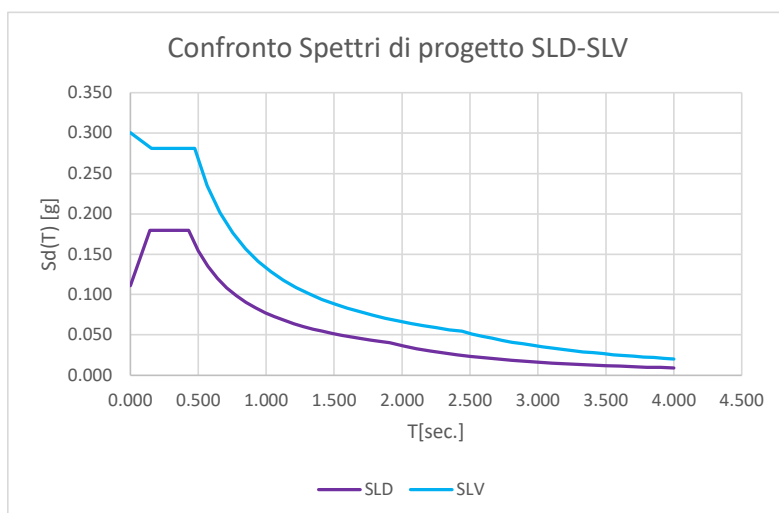
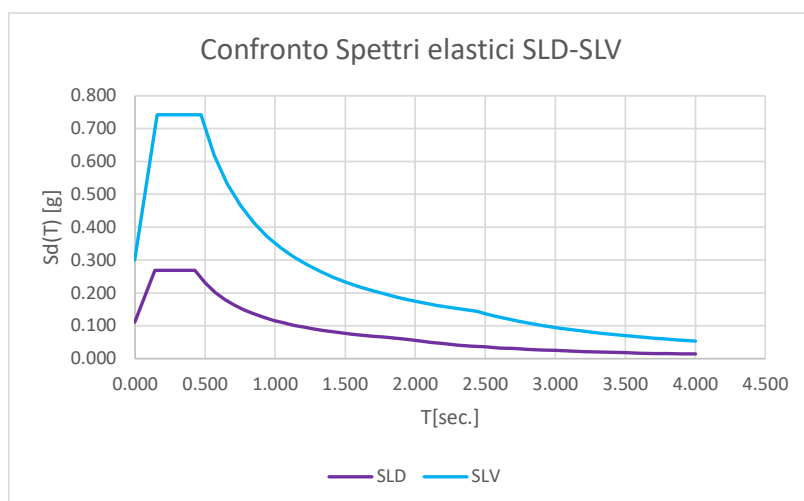
- T è il periodo di vibrazione
- S_e è l'accelerazione spettrale orizzontale;
- S è il coefficiente che tiene conto della categoria di sottosuolo e delle condizioni topografiche mediante la seguente relazione: $S = S_S * S_T$ essendo S_S il coefficiente di amplificazione stratigrafica e S_T il coefficiente di amplificazione topografica;
- η è il fattore che altera lo spettro elastico per coefficienti di smorzamento viscosi convenzionali diversi dal 5% mediante la seguente relazione: $\eta = \sqrt{\frac{10}{(5+\xi)}} \geq 0.55$
- F_0 è il fattore che quantifica l'amplificazione spettrale massima, sul sito di riferimento rigido orizzontale, ed ha un valore minimo pari a 2.2
- T_C è il periodo corrispondente all'inizio del tratto a velocità costante dello spettro dato da:

$$T_C = C_c \times T_C^*$$
Dove T_C^* è il periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale e C_c è un coefficiente in funzione della categoria di sottosuolo;
- T_B è il periodo corrispondente all'inizio del tratto dello spettro ad accelerazione costante: $T_B = \frac{T_C}{3}$
- T_D è il periodo corrispondente all'inizio del tratto a spostamento costante dello spettro, espresso in secondi mediante la seguente relazione: $T_D = 4.0 * \frac{a_g}{g} + 1.6$

Di seguito i valori dei parametri F_0 , a_g , T_C^*

STATO LIMITE	T_R [anni]	a_g [g]	F_0	T_C^* [s]
SLO	30	0.058	2.361	0.292
SLD	50	0.077	2.432	0.306
SLV	475	0.21	2.471	0.347
SLC	975	0.277	2.45	0.356

SLD	elastico	SLD	progetto	SLV	elastico	SLV	progetto
a_g	0.077	a_g	0.077	a_g	0.21	a_g	0.21
F_0	2.426	F_0	2.426	F_0	2.471	F_0	2.471
T_c^*	0.308	T_c^*	0.308	T_c^*	0.347	T_c^*	0.347
ξ	5	ξ	5	ξ	5	ξ	5
η	1	η	0.667	η	1	η	0.379
C_c	1.392	C_c	1.392	C_c	1.359	C_c	1.359
T_B	0.143	T_B	0.143	T_B	0.157	T_B	0.157
T_c	0.429	T_c	0.429	T_c	0.472	T_c	0.472
T_D	1.908	T_D	1.908	T_D	2.440	T_D	2.440
S_S	1.2	S_S	1.200	S_S	1.192	S_S	1.192
S_T	1.2	S_T	1.2	S_T	1.2	S_T	1.2
$S=S_S \cdot S_T$	1.44	$S=S_S \cdot S_T$	1.44	$S=S_S \cdot S_T$	1.43	$S=S_S \cdot S_T$	1.43



SLD	elastico	SLD	progetto	SLV	elastico	SLV	progetto
T	Sd(T)	T	Sd(T)	T	Sd(T)	T	Sd(T)
sec.	g	sec.	g	sec.	g	sec.	g
0.000	0.111	0.000	0.111	0.000	0.300	0.000	0.300
0.143	0.269	0.143	0.179	0.157	0.743	0.157	0.281
0.429	0.269	0.429	0.179	0.472	0.743	0.472	0.281
0.499	0.231	0.499	0.154	0.565	0.619	0.565	0.235
0.570	0.202	0.570	0.135	0.659	0.531	0.659	0.201
0.640	0.180	0.640	0.120	0.753	0.465	0.753	0.176
0.711	0.162	0.711	0.108	0.847	0.414	0.847	0.157
0.781	0.148	0.781	0.098	0.940	0.372	0.940	0.141
0.851	0.135	0.851	0.090	1.034	0.339	1.034	0.128
0.922	0.125	0.922	0.083	1.128	0.311	1.128	0.118
0.992	0.116	0.992	0.077	1.222	0.287	1.222	0.109
1.063	0.109	1.063	0.072	1.315	0.266	1.315	0.101
1.133	0.102	1.133	0.068	1.409	0.249	1.409	0.094
1.204	0.096	1.204	0.064	1.503	0.233	1.503	0.088
1.274	0.091	1.274	0.060	1.596	0.219	1.596	0.083
1.344	0.086	1.344	0.057	1.690	0.207	1.690	0.078
1.415	0.082	1.415	0.054	1.784	0.196	1.784	0.074
1.485	0.078	1.485	0.052	1.878	0.187	1.878	0.071
1.556	0.074	1.556	0.049	1.971	0.178	1.971	0.067
1.626	0.071	1.626	0.047	2.065	0.170	2.065	0.064
1.697	0.068	1.697	0.045	2.159	0.162	2.159	0.061
1.767	0.065	1.767	0.044	2.253	0.155	2.253	0.059
1.838	0.063	1.838	0.042	2.346	0.149	2.346	0.057
1.908	0.060	1.908	0.040	2.440	0.144	2.440	0.054
2.008	0.055	2.008	0.036	2.514	0.135	2.514	0.051
2.107	0.050	2.107	0.033	2.589	0.128	2.589	0.048
2.207	0.045	2.207	0.030	2.663	0.121	2.663	0.046
2.306	0.041	2.306	0.028	2.737	0.114	2.737	0.043
2.406	0.038	2.406	0.025	2.811	0.108	2.811	0.041
2.506	0.035	2.506	0.023	2.886	0.103	2.886	0.039
2.605	0.032	2.605	0.022	2.960	0.098	2.960	0.037
2.705	0.030	2.705	0.020	3.034	0.093	3.034	0.035
2.805	0.028	2.805	0.019	3.109	0.088	3.109	0.033
2.904	0.026	2.904	0.017	3.183	0.084	3.183	0.032
3.004	0.024	3.004	0.016	3.257	0.081	3.257	0.031
3.103	0.023	3.103	0.015	3.331	0.077	3.331	0.029
3.203	0.021	3.203	0.014	3.406	0.074	3.406	0.028
3.303	0.020	3.303	0.013	3.480	0.071	3.480	0.027
3.402	0.019	3.402	0.013	3.554	0.068	3.554	0.026
3.502	0.018	3.502	0.012	3.629	0.065	3.629	0.025
3.602	0.017	3.602	0.011	3.703	0.062	3.703	0.024
3.701	0.016	3.701	0.011	3.777	0.060	3.777	0.023
3.801	0.015	3.801	0.010	3.851	0.058	3.851	0.022
3.900	0.014	3.900	0.010	3.926	0.055	3.926	0.021
4.000	0.014	4.000	0.009	4.000	0.053	4.000	0.020

4.7 Modellazione delle azioni

Le azioni agenti sulla struttura vengono classificate secondo la variazione della loro intensità nel tempo, si riscontrano quindi azioni permanenti (G), azioni variabili (Q), eccezionali (A), e sismiche (E).

Le azioni sismiche, ossia le azioni derivanti dai terremoti, sono modellate attraverso forze statiche equivalenti (*Analisi statica*) o spettri di risposta (*Analisi dinamica*). Per tenere conto della variabilità spaziale del moto sismico, nonché di eventuali incertezze nella localizzazione delle masse, deve essere attribuita al centro di massa una eccentricità accidentale, rispetto alla posizione derivante dal calcolo. Per gli edifici l'eccentricità accidentale da considerarsi non deve essere inferiore a 0.05 volte la dimensione dell'edificio misurata perpendicolarmente alla direzione di applicazione dell'azione sismica. Detta eccentricità è assunta costante, per entità e direzione, su tutti gli orizzontamenti.

Per quanto riguarda il progetto in questione non essendo verificate le ipotesi di applicabilità dell'analisi statica lineare, è stata effettuata solamente l'analisi dinamica lineare; per tenere conto delle eccentricità accidentali senza spostare direttamente il centro di massa, si sono applicate delle coppie torcenti calcolate con le forze statiche equivalenti alle azioni di inerzia indotte dal sisma, le quali seguono l'espressione proposta dalla Normativa all'interno del capitolo 7.3.3.2 che riportiamo qui di seguito:

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

“Per semplicità di analisi è possibile descrivere la variabilità spaziale del moto e l'aleatorietà dell'effettivo baricentro delle masse e delle rigidezze attraverso lo spostamento del centro di massa dalla sua posizione originaria nella direzione delle due componenti orizzontali e in ambo i versi. In alternativa è consentito applicare un momento torcente valutato a partire dalla risultante orizzontale della forza agente al piano, determinata come in 7.3.3.2 moltiplicata per l'eccentricità accidentale del baricentro delle masse rispetto alla sua posizione di calcolo determinata come in 7.2.6. Nel valutare gli effetti dell'eccentricità accidentale, si dovranno considerare, ovviamente, gli effetti concomitanti delle due componenti dell'azione sismica, utilizzando le regole di combinazione indicate al 7.3.5”

Analisi statica equivalente direzione X

ANALISI STATICA EQUIVALENTE LUNGO X						
α_u/α_1	1.1	struttura mista equivalente a pareti irregolare in pianta				
$q_{0(CDB)}$	3.3					
K_R	0.8	irregolare in altezza				
K_W	1					
q	2.64	fattore di struttura				
a_g	0.21	g				
S	1.43					
η	0.379					
F_0	2.471					
TB	0.157					
TC	0.472	s				
TD	2.44	s				
d	0.0829	m				
$T1=2 \cdot \nu d$	0.576	s	<	2TC	0.944	s
$T1(SAP)$	0.495	s				
$T1$	0.495	s				
λ	0.85					
S_d	0.268	g				

Forze sismiche dir. X						
Piano	W_i (kN)	z_i (m)	$W_i \cdot z_i$ (kNm)	F_h (kN)	F_i (kN)	M_i (kNm)
livello 1	4453	5.50	24492	3717.520852	573.51	610.79
livello 2	4202	8.50	35715	3717.520852	836.29	890.65
livello 3	4188	11.50	48165	3717.520852	1127.83	1201.14
livello 4(Cop.+Tor.)	3475	14.50	50389	3717.520852	1179.90	1256.59

$W_{tot} =$	16318.25	
$\sum (z_j \cdot W_j) =$	158761	
$F_h =$	3717.52	kN
Eccentricità	L_{y_i} (m)	$0,05 \cdot L_{y_i}$ (m)
	21.3	1.07

Analisi statica equivalente direzione Y

ANALISI STATICA EQUIVALENTE LUNGO X						
α_u / α_1	1.1	struttura mista equivalente a pareti irregolare in pianta				
$q_{0(CDB)}$	3.3					
K_R	0.8					
K_W	1	irregolare in altezza				
q	2.64	fattore di struttura				
a_g	0.21	g				
S	1.43					
η	0.379					
F_0	2.471					
TB	0.157	s				
TC	0.472	s				
TD	2.44	s				
d	0.0514	m				
$T1=2 \cdot \nu d$	0.453	s	<	2TC	0.944	s
$T1(SAP)$	0.392	s				
$T1$	0.392	s				
λ	0.85					
S_d	0.281	g				

Forze sismiche dir. Y						
Piano	W_i (kN)	z_i (m)	$W_i \cdot z_i$ (kNm)	F_h (kN)	F_i (kN)	M_i (kNm)
livello 1	4453	5.50	24492	3898.671	601.45	475.15
livello 2	4202	8.50	35715	3898.671	877.04	692.86
livello 3	4188	11.50	48165	3898.671	1182.79	934.40
livello 4(Cop.+Tor.)	3475	14.50	50389	3898.671	1237.39	977.54

$W_{tot}=$	16318.25	
$\sum (z_i \cdot W_i)=$	158761	
$F_h=$	3898.67	kN
Eccentricità	Lx_i (m)	$0,05 \cdot Lx_i$ (m)
	15.8	0.79

4.8 Analisi dinamica lineare

Rappresenta il metodo di riferimento per determinare gli effetti dell'azione sismica.

La principale differenza con l'analisi statica lineare è che in questo caso si deve tenere conto dei principali modi di vibrare che sono stati ottenuti a seguito dell'Analisi modale.

Nella determinazione dei modi di vibrare della costruzione è necessario considerare tutti i modi che hanno una massa partecipante ritenuta significativa, ovvero andare a valutare tutti quei modi che hanno una massa partecipante superiore al 5% e un numero di modi la cui massa partecipante totale sia superiore all'85%. Per quanto riguarda la combinazione degli effetti relativi a ciascun

modo, deve essere utilizzata una combinazione quadratica completa (CQC) degli effetti relativi a ciascun modo, definita tramite la seguente espressione:

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

Sul software si sono definite nuove variabili ($E_{x,SLV}, E_{y,SLV}, E_{x,SLD}, E_{y,SLD}$), di tipo “response spectrum” sotto la voce load cases, a cui è associato rispettivamente uno spettro di risposta allo SLV e allo SLD, combinate tramite una CQC con assegnata eccentricità pari al 5 % alla voce “eccentricity ratio”.

All'interno del software sono state implementate le seguenti combinazioni di carico:

- 8+8 combinazioni di carico delle azioni sismiche: $\pm E_x \pm 0.3 E_y$ e $\pm 0.3 E_x \pm E_y$ (ridotte da 32 a 8 per aver già considerato l'eccentricità all'interno della definizione di ciascun load cases E_x ed E_y) sia per lo SLV che per lo SLD.
- 2 combinazioni di involucro delle azioni sismiche “Involuppo_dinamica SLV” e “Involuppo_dinamica_SLD” rispettivamente per i due stati limite sopra citati;
- 1 combinazione di involucro delle azioni statiche dovute ai carichi gravitazionali allo SLU ($\gamma_{G1}G_1 + \gamma_{G2}G_2 + \gamma_{Q1}Q_{K1} \dots$) nelle tre possibili configurazioni: due combinazioni a scacchiera per i telai tridimensionali al fine di massimizzare i momenti in mezzera delle travi e una terza combinazione nella configurazione di massimo carico delle travi per massimo lo sforzo normale sui pilastri
- 1 combinazione di involucro delle azioni sismiche allo SLV e SLU

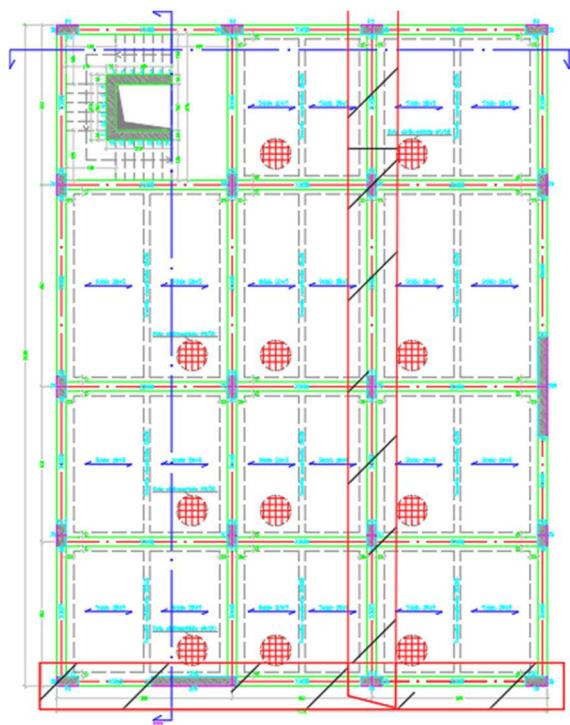
Joint	OutputCase	CaseType	StepType	U1	U2	R3
88	INVILUPPO SLV	Combination	Max	0,004086	0,00297	0,000062
88	INVILUPPO SLV	Combination	Min	-0,003861	-0,003014	-0,000062
89	INVILUPPO SLV	Combination	Max	0,010085	0,006733	0,000134
89	INVILUPPO SLV	Combination	Min	-0,009432	-0,00686	-0,000133
90	INVILUPPO SLV	Combination	Max	0,017003	0,010816	0,00021
90	INVILUPPO SLV	Combination	Min	-0,01578	-0,011044	-0,000209
91	INVILUPPO SLV	Combination	Max	0,024039	0,014813	0,000279
91	INVILUPPO SLV	Combination	Min	-0,022167	-0,015152	-0,000279

5. Progetto e verifica degli elementi strutturali

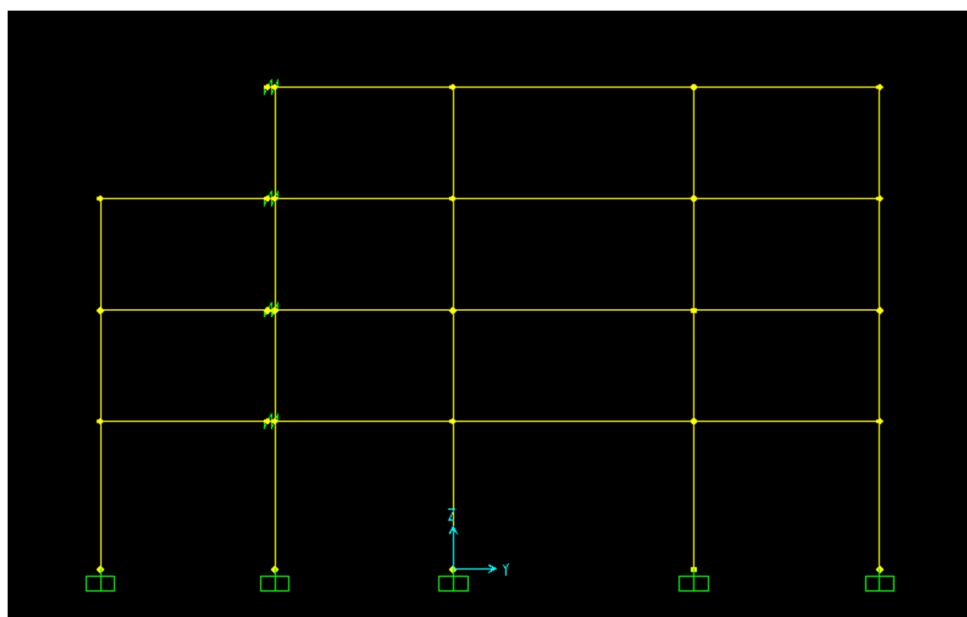
La filosofia progettuale utilizzata ai fini della progettazione sismica dei vari elementi strutturali, quali travi, pilastri, setti etc. va sotto il nome di gerarchia delle resistenze. Essa si discosta dalla più tradizionale metodologia agli stati limite in quanto mentre quest'ultima ammette la verifica locale nei vari elementi che la loro capacità sia maggiore o uguale alla domanda, ovvero che il carico di progetto non porti ad una condizione ultima, la progettazione sismica si basa sulla estrema aleatorietà dell'evento, e dunque permette alla struttura di potersi deformare ben oltre il limite elastico andando ad ammettere danni strutturali ingenti, mantenendo però la sua capacità di sopportare il carico verticale. Quanto detto si traduce stabilendo una gerarchia progettuale, cioè individuando i meccanismi di collasso e di danno duttili e facendo in modo che essi precedano sempre i meccanismi fragili.

La Gerarchia delle resistenze o *capacity design* consiste nell'individuare il meccanismo di collasso "desirato" e progettare le armature in modo tale che questo si verifichi. Si definiscono quindi le armature degli elementi che si vogliono far plasticizzare determinandone la resistenza, garantendo così un comportamento duttile delle stesse. I restanti elementi strutturali verranno poi progettati in funzione della capacità resistente degli elementi più deboli precedentemente definiti. Nell'intera struttura, dunque si individuano delle zone denominate dissipative, tali da poter rendere l'edificio capace di deformarsi in campo plastico e andare a dissipare così energia prima di raggiungere il collasso, mentre in tutte le altre zone, quelle non dissipative, la progettazione è limitata a mantenerle in campo elastico sotto l'azione appunto di forze pari alla resistenza delle zone duttili. Così la struttura risulta meno vulnerabile al sisma, poiché essa può andare a rispondere solamente secondo un predefinito modo di tipo duttile. Operativamente, si richiede ad esempio che meccanismi di rottura fragili come il taglio, vengano analizzati in funzione delle azioni flessionali, oppure che il nodo trave-colonna rimanga integro e che le cerniere plastiche si vadano a localizzare solo alle estremità delle travi e alla base delle colonne.

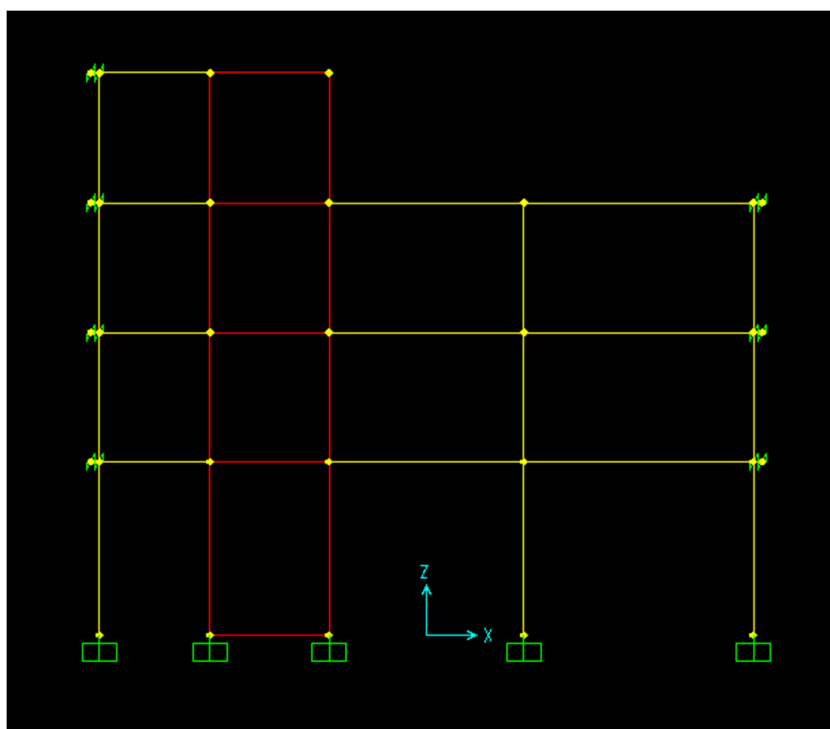
Per i calcoli che seguiranno sono stati scelti due particolari telai della struttura lungo due direzioni ortogonali tra loro.



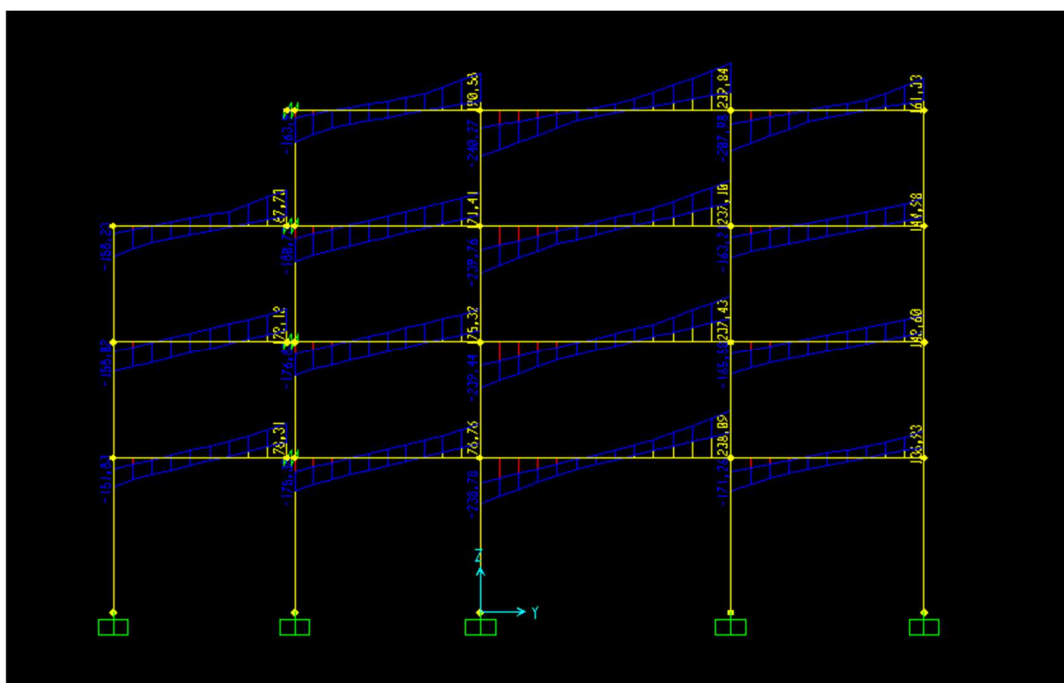
Telaio YZ



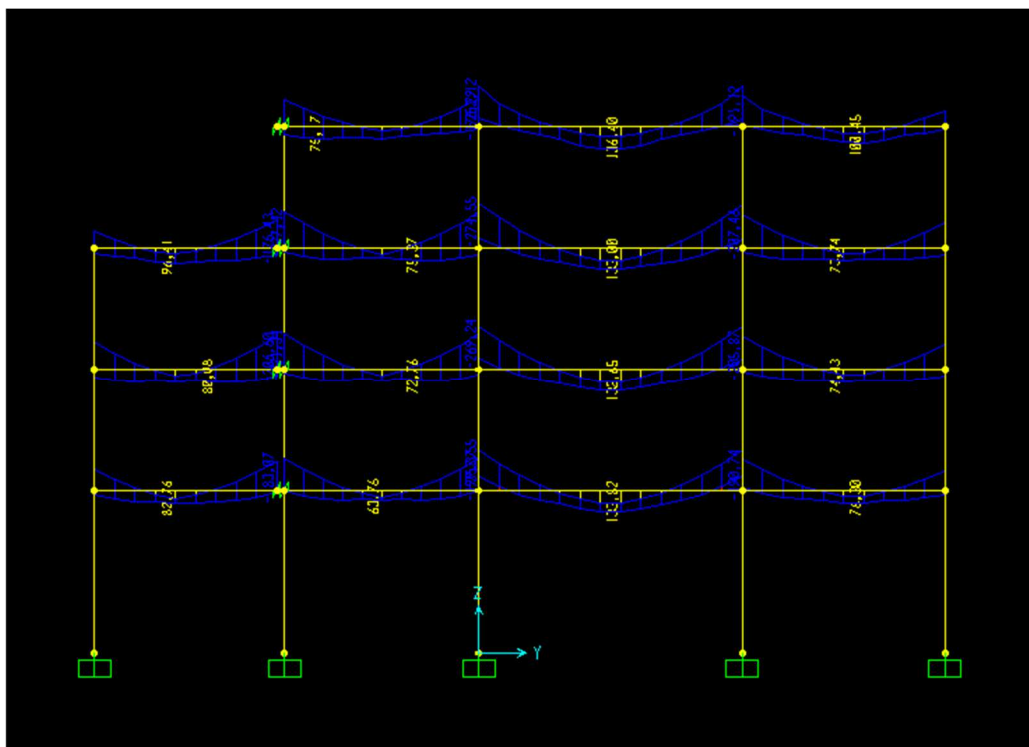
Telaio XZ



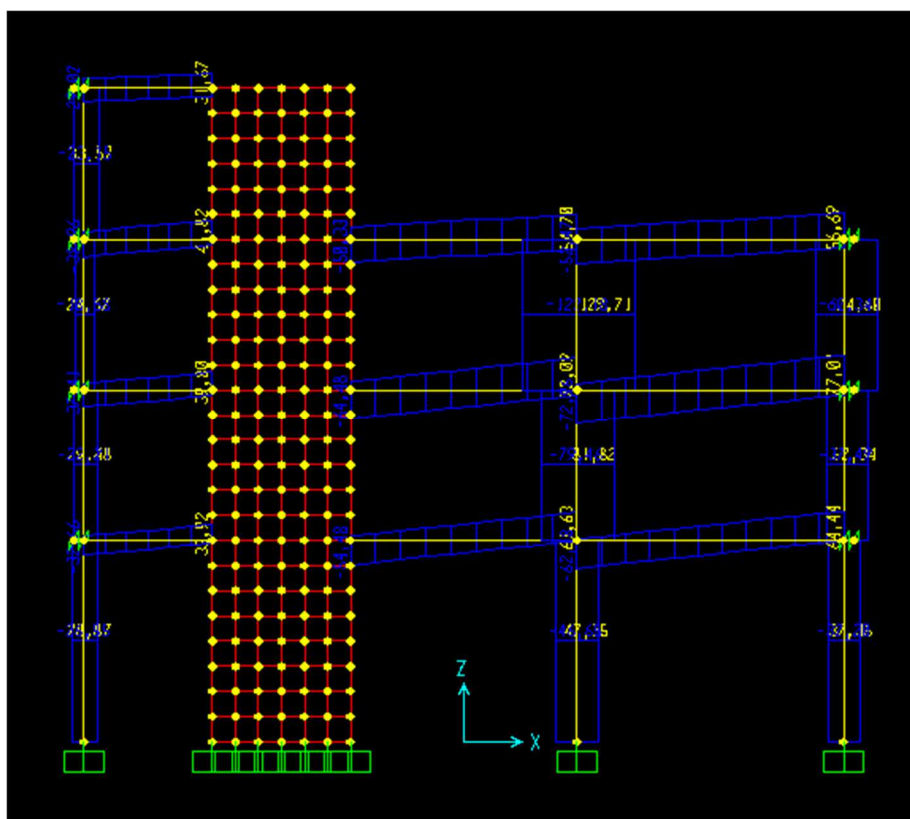
Taglio telaio YZ



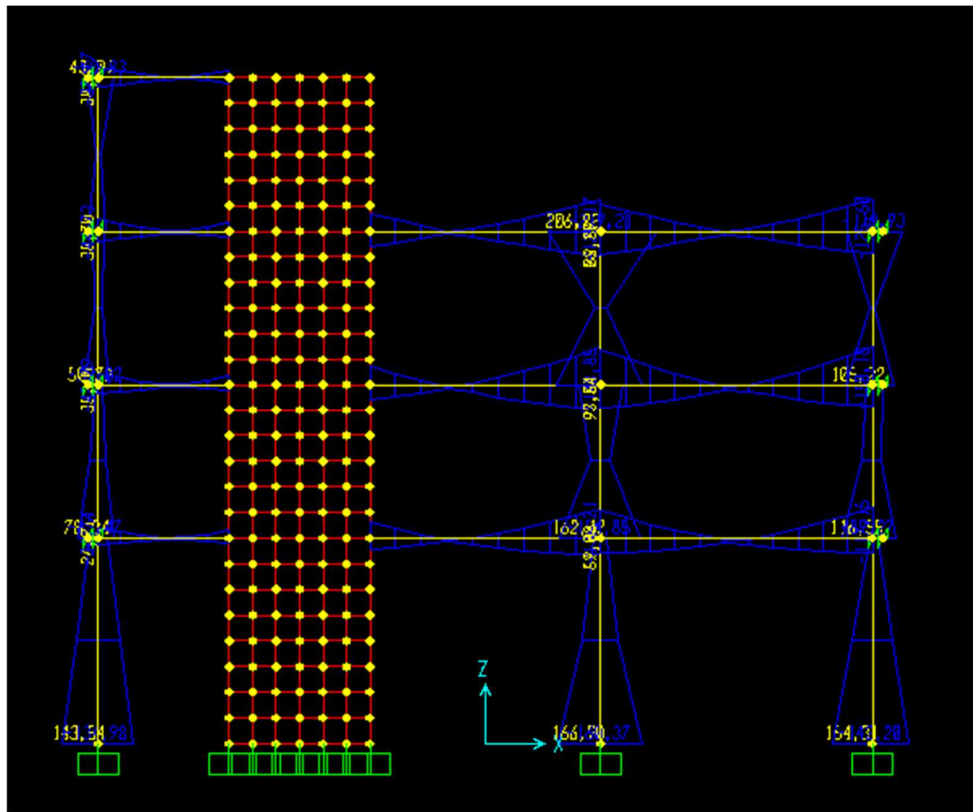
Momento telaio YZ



Taglio telaio XZ



Momento telaio XZ



5.1 Progetto delle travi

Per il principio della gerarchia delle resistenze la rottura delle travi per flessione deve avere la funzione di fusibile, ossia di rottura controllata tale da proteggere la struttura da modalità più fragili. L'armatura richiesta sarà definita sia sulla base delle sollecitazioni che in accordo ai minimi di Normativa. In ogni sezione si deve verificare che il momento resistente sia superiore rispetto al momento flettente di calcolo ottenuto dall'analisi della struttura allo SLV.

Fondamentale risulta definire le zone critiche, dove si concentrano le deformazioni plastiche per effetto delle sollecitazioni; esse partono dai nodi trave-pilastro e si estendono per una lunghezza che dipende dalla classe di duttilità impiegata. Per una classe di duttilità media la lunghezza critica deve essere pari all'altezza della sezione della trave.

Per il progetto delle armature longitudinali si deve tenere conto sia dei limiti per zona sismica che non, entrambi devono essere verificati.

Almeno due barre di diametro non inferiore a 14 mm devono essere presenti superiormente ed inferiormente, per tutta la lunghezza della trave.

Inoltre in ogni sezione della trave il rapporto geometrico relativo all'armatura tesa deve essere

compreso entro i seguenti limiti: $\frac{1.4}{f_{yk}} < \rho < \rho_{comp} + \frac{3.5}{f_{yk}}$

In cui:

- ρ è il rapporto geometrico relativo all'armatura tesa, pari ad $\frac{A_s}{bh}$;
- ρ_{comp} è il rapporto geometrico relativo all'armatura compressa;
- f_{yk} è la tensione caratteristica di snervamento dell'acciaio (in Mpa);

La Norma inoltre cita:

“L'armatura superiore, disposta per il momento negativo alle estremità delle travi, deve essere contenuta, per almeno il 75%, entro la larghezza dell'anima e comunque, per le sezioni T o ad L, entro una fascia di soletta pari, rispettivamente, alla larghezza del pilastro, o ad larghezza del pilastro aumentata di 2 volte lo spessore della soletta da ciascun lato del pilastro, a seconda che nel nodo manchi o sia presente una trave ortogonale. Le armature longitudinali delle travi, sia superiori sia inferiori, devono attraversare, di regola, i nodi senza ancorarsi o giuntarsi per sovrapposizione in essi.”

Rimangono i requisiti in zona non sismica, in riferimento al paragrafo 4.1.6.1.1 delle NTC18.

La quantità di armatura in zona tesa non deve risultare inferiore a :

$$A_{s,min} = 0.26 \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} b d$$

E comunque non minore di $0.0013 b d$

Al di fuori delle zone di sovrapposizione l'area di armatura tesa o compressa non deve superare individualmente $A_{s,max} = 0.04 A_c$

In cui A_c è l'area della sezione trasversale di calcestruzzo.

Negli appoggi di estremità, all'intradosso deve essere disposta un'armatura efficacemente ancorata, calcolata coerentemente con il modello a traliccio adottato per il taglio in funzione dell'angolo di inclinazione assunto per le bielle di calcestruzzo.

5.2 Telaio YZ

Come indicato precedentemente la sezione è a T, quindi comprensiva della trave 30x65 e della fascia piena, la quale si estende a partire da entrambi i bordi della trave con una sezione 25x25 cm.

Il copriferro è di 5 cm, quindi l'altezza utile è di 60 cm.

Di seguito le dimensioni geometriche della trave:

<i>B</i>	<i>H</i>	<i>d'</i>	<i>d</i>
30	65	5	60
cm	cm	cm	cm

Per la progettazione delle armature si struttura una tabella con l'indicazione delle sezioni critiche. Il primo passo è rappresentato dal “*Predimensionamento*” in cui vengono definiti i minimi di armatura in funzione delle sollecitazioni. A favore di sicurezza si considera un valore di cotangente teta pari a 2.5.

Seguono poi le prescrizioni sull'armatura minima, si terrà conto dei limiti per zona sismica e non. Il quantitativo minimo di armatura di calcolo sulla base del quale definire i ferri è assunto pari al massimo tra i valori minimi calcolati tenendo conto di tutte le prescrizioni.

In particolare si dispongono come ferri correnti, necessari per assorbire il minimo di sollecitazione e per assolvere a funzione di *reggistaffa*, superiormente $2\phi 18$ e $2\phi 14$, inferiormente $3\phi 18$.

ϕ_1	A_{s1}	ϕ_2	A_{s2}
18	2.54	14	1.54
mm	cm ²	mm	cm ²

Una volta definiti i diametri costituenti la sezione si effettuano le verifiche sulla percentuale di armatura compressa:

- 50% ρ tesa in zona critica (quindi 65 cm a partire dal bordo nodo trave-pilastro)
- 25% ρ tesa in zona non critica

Si eseguono i calcoli sui quantitativi massimi di armatura verificandone il soddisfacimento.

Infine si calcola il momento resistente con una formula semplificata: $M_{rd} = A_s 0.9d f_{yd}$

Le semplificazioni consistono nel trascurare il contributo della armature compresse, ponendosi in una configurazione di collasso di rottura bilanciata in cui la deformazione delle armature tese risulta pari al 1‰ ed il braccio delle forze interne 0.9 d.

Il momento resistente viene anche calcolato con il software V.C.A.SLU verificando che esso sia superiore rispetto al momento agente tirato fuori dall'analisi.

Di seguito si riportano le informazioni sulla geometria della trave nelle sezioni di interesse, ossia quelle di riferimento per la determinazione dell'armatura; successivamente vengono forniti i calcoli effettuati per il progetto a flessione delle travi.

Geometria travi

Travi 3-19	Sez.	b (cm)	h (cm)	bf (cm)	hf (cm)	b _t (cm)	d (cm)	A _c (cm ²)	b · h (cm ²)
P3 sup.	T	30	65	50	25	80	60	3200	1950
P3 inf.	T	30	65	50	25	30	60	3200	1950
P3-P7 sup.	T	30	65	50	25	80	60	3200	1950
P3-P7 inf.	T	30	65	50	25	30	60	3200	1950
P7 sup.	T	30	65	50	25	80	60	3200	1950
P7 inf.	T	30	65	50	25	30	60	3200	1950
P7-P11 sup.	T	30	65	50	25	80	60	3200	1950
P7-P11 inf.	T	30	65	50	25	30	60	3200	1950
P11 sup.	T	30	65	50	25	80	60	3200	1950
P11 inf.	T	30	65	50	25	30	60	3200	1950
P11-P15 sup.	T	30	65	50	25	80	60	3200	1950
P11-P15 inf.	T	30	65	50	25	30	60	3200	1950
P15 sup.	T	30	65	50	25	80	60	3200	1950
P15 inf.	T	30	65	50	25	30	60	3200	1950
P15-P19 sup.	T	30	65	50	25	80	60	3200	1950
P15-P19 inf.	T	30	65	50	25	30	60	3200	1950
P19 sup.	T	30	65	50	25	80	60	3200	1950
P19 inf.	T	30	65	50	25	30	60	3200	1950

3° piano

SOLLECITAZIONI		PREDIMENSIONAMENTO ARMATURA		REQUISITI NON SISMICI		REQUISITI SISMICI		ARMATURA EFFETTIVA						REQUISITI SISMICI		REQUISITI NON SISMICI						
M _d (KNm)	V _d (KN)	A _s = M/0,9d _f y _d (cm ²)	A _s = V·cotgα/f _y d (cm ²)	A _{s,min1} = 0,26(f _{ctm} /f _{yk})b _t d (cm ²)	A _{s,min2} = 0,0013b _t d (cm ²)	A _{s,min3} = 2φ14	A _{s,min4} = b·h·1,4/f _y k (cm ²)	A _{s,d} (cm ²)	n ₁ ·φ ₁	n ₂ ·φ ₂	A _s (cm ²)	A' _s (cm ²)	A' _s '>=0,5·A _s	A' _s '>=0,25·A _s	A _{s,max} =A' _s '+ b·h·3,5/f _{yk} (cm ²)	A _s <A _{s,max} x	A _{s,max} =4 %A _c (cm ²) x	A _s <A _{s,max} x	M _R = A _s ·0,9d _f y _d (kNm)	M _R VC A (kNm)	M _r >M _d	APPOGGI
158.49	144.98	7.50	-	7.86	6.24	3.08	6.07	7.86	2	2	8.17	10.71	SI	-	25.88	SI	128.00	SI	172.60	181.80	V	P3 sup.
40.97		1.94	9.26	2.95	2.34	3.08	6.07	9.26	3	2	10.71	8.17	SI	-	23.33	SI	128.00	SI	226.37	245.50	V	P3 inf.
0	-	0.00	-	7.86	6.24	3.08	6.07	7.86	2	2	8.17	7.63	-	SI	22.80	SI	128.00	SI	172.60	181.80	V	P3-P7 sup.
73.74		3.49	-	2.95	2.34	3.08	6.07	6.07	3	0	7.63	8.17	-	SI	23.33	SI	128.00	SI	161.31	178.60	V	P3-P7 inf.
269.24	-	12.74	-	7.86	6.24	3.08	6.07	12.74	4	2	13.26	7.63	SI	-	22.80	SI	128.00	SI	280.14	290.80	V	P7 sup.
24.78		1.17	-	2.95	2.34	3.08	6.07	6.07	3	0	7.63	13.26	SI	-	28.42	SI	128.00	SI	161.31	178.60	V	P7 inf.
0	-	0.00	-	7.86	6.24	3.08	6.07	7.86	2	2	8.17	7.63	-	SI	22.80	SI	128.00	SI	172.60	181.80	V	P7-P11 sup.
133		6.29	-	2.95	2.34	3.08	6.07	6.29	3	0	7.63	8.17	-	SI	23.33	SI	128.00	SI	161.31	178.60	V	P7-P11 inf.
274.55	-	12.99	-	7.86	6.24	3.08	6.07	12.99	4	2	13.26	7.63	SI	-	22.80	SI	128.00	SI	280.14	290.80	V	P11 sup.
39.61		1.87	-	2.95	2.34	3.08	6.07	6.07	3	0	7.63	13.26	SI	-	28.42	SI	128.00	SI	161.31	178.60	V	P11 inf.
0	-	0.00	-	7.86	6.24	3.08	6.07	7.86	2	2	8.17	7.63	-	SI	22.80	SI	128.00	SI	172.60	181.80	V	P11-P15 sup.
75.37		3.57	-	2.95	2.34	3.08	6.07	6.07	3	0	7.63	8.17	-	SI	23.33	SI	128.00	SI	161.31	178.60	V	P11-P15 inf.
227.42	-	10.76	-	7.86	6.24	3.08	6.07	10.76	3	2	10.71	7.63	SI	-	22.80	SI	128.00	SI	226.37	236.40	V	P15 sup.
42.56		2.01	-	2.95	2.34	3.08	6.07	6.07	3	0	7.63	10.71	SI	-	25.88	SI	128.00	SI	161.31	178.60	V	P15 inf.
0	-	0.00	-	7.86	6.24	3.08	6.07	7.86	2	2	8.17	7.63	-	SI	22.80	SI	128.00	SI	172.60	181.80	V	P15-P19 sup.
96.41		4.56	-	2.95	2.34	3.08	6.07	6.07	3	0	7.63	8.17	-	SI	23.33	SI	128.00	SI	161.31	178.60	V	P15-P19 inf.
107.2	158.23	5.07	-	7.86	6.24	3.08	6.07	7.86	2	2	8.17	10.71	SI	-	25.88	SI	128.00	SI	172.60	181.80	V	P19 sup.
37.68		1.78	10.11	2.95	2.34	3.08	6.07	10.11	3	2	10.71	8.17	SI	-	23.33	SI	128.00	SI	226.37	245.50	V	P19 inf.

SOLLECITAZIONI		PREDIMENSIONAMENTO ARMATURA		REQUISITI NON SISMICI		REQUISITI SISMICI		ARMATURA EFFETTIVA						REQUISITI SISMICI		REQUISITI NON SISMICI						
M _d (KNm)	V _d (KN)	A _s = M/0,9dfyd (cm ²)	A _s = V·cotgg/fy d (cm ²)	A _{s,min1} = 0,26(f _{ctm} /f _{yk})b _t d (cm ²)	A _{s,min2} = 0,0013b _t d (cm ²)	A _{s,min3} = 2φ14	A _{s,min4} = b·h·1,4/f _y k (cm ²)	A _{s,d} (cm ²)	n ₁ ·φ ₁	n ₂ ·φ ₂	A _s (cm ²)	A' _s (cm ²)	A' _s >= 0,5*A _s	A' _s >= 0,25*A _s	A _{s,max} =A' _s + b·h·3,5/f _{yk} (cm ²)	A _s <A _{s,max} x	A _{s,max} =4 %Ac(cm ²) x	A _s <A _{s,max} x	M _R = A _s ·0,9df _{yd} (kNm)	M _R VC A (kNm)	M _r >M _d	APPOGGI
152.235	142.5	7.20	-	7.86	6.24	3.08	6.07	7.86	2	2	8.17	10.71	SI	-	25.88	SI	128.00	SI	172.60	181.80	V	P3 sup.
40		1.89	9.10	2.95	2.34	3.08	6.07	9.10	3	2	10.71	8.17	SI	-	23.33	SI	128.00	SI	226.37	245.50	V	P3 inf.
0		0.00	-	7.86	6.24	3.08	6.07	7.86	2	2	8.17	7.63	-	SI	22.80	SI	128.00	SI	172.60	181.80	V	P3-P7 sup.
70		3.31	-	2.95	2.34	3.08	6.07	6.07	3	0	7.63	8.17	-	SI	23.33	SI	128.00	SI	172.60	178.60	V	P3-P7 inf.
268.88	-	12.72	-	7.86	6.24	3.08	6.07	12.72	4	2	13.26	7.63	SI	-	22.80	SI	128.00	SI	280.14	290.80	V	P7 sup.
24.78		1.17	-	2.95	2.34	3.08	6.07	6.07	3	0	7.63	13.26	SI	-	28.42	SI	128.00	SI	161.31	178.60	V	P7 inf.
0	-	0.00	-	7.86	6.24	3.08	6.07	7.86	2	2	8.17	7.63	-	SI	22.80	SI	128.00	SI	172.60	181.80	V	P7-P11 sup.
64		3.03	-	2.95	2.34	3.08	6.07	6.07	3	0	7.63	8.17	-	SI	23.33	SI	128.00	SI	161.31	178.60	V	P7-P11 inf.
219.5	-	10.39	-	7.86	6.24	3.08	6.07	10.39	4	2	13.26	7.63	SI	-	22.80	SI	128.00	SI	280.14	290.80	V	P11 sup.
39.61		1.87	-	2.95	2.34	3.08	6.07	6.07	3	0	7.63	13.26	SI	-	28.42	SI	128.00	SI	161.31	178.60	V	P11 inf.
0		0.00	-	7.86	6.24	3.08	6.07	7.86	2	2	8.17	7.63	-	SI	22.80	SI	128.00	SI	172.60	181.80	V	P11-P15 sup.
75.37	-	3.57	-	2.95	2.34	3.08	6.07	6.07	3	0	7.63	8.17	-	SI	23.33	SI	128.00	SI	161.31	178.60	V	P11-P15 inf.
219.8		10.40	-	7.86	6.24	3.08	6.07	10.40	3	2	10.71	7.63	SI	-	22.80	SI	128.00	SI	226.37	236.40	V	P15 sup.
42.56		2.01	-	2.95	2.34	3.08	6.07	6.07	3	0	7.63	10.71	SI	-	25.88	SI	128.00	SI	161.31	178.60	V	P15 inf.
0		0.00	-	7.86	6.24	3.08	6.07	7.86	2	2	8.17	7.63	-	SI	22.80	SI	128.00	SI	172.60	181.80	V	P15-P19 sup.
74.275	-	3.52	-	2.95	2.34	3.08	6.07	6.07	3	0	7.63	8.17	-	SI	23.33	SI	128.00	SI	161.31	178.60	V	P15-P19 inf.
107.2		5.07	-	7.86	6.24	3.08	6.07	7.86	2	2	8.17	10.71	SI	-	25.88	SI	128.00	SI	172.60	181.80	V	P19 sup.
37.68		1.78	10.09	2.95	2.34	3.08	6.07	10.09	3	2	10.71	8.17	SI	-	23.33	SI	128.00	SI	226.37	245.50	V	

1° piano

SOLLECITAZIONI		PREDIMENSIONAMENTO ARMATURA		REQUISITI NON SISMICI		REQUISITI SISMICI				ARMATURA EFFETTIVA						REQUISITI SISMICI		REQUISITI NON SISMICI					
M _d (KNm)	V _d (KN)	A _s = M/0,9f _{yd} (cm ²)	A _s = V·cotgα/f _y d (cm ²)	A _{s,min1} = 0,26(f _{ctm} /f _{yk})b d (cm ²)	A _{s,min2} = 0,0013b _t d (cm ²)	A _{s,min3} = 2φ14	A _{s,min4} = b·h·1,4/f _y k (cm ²)	A _{s,d} (cm ²)	n ₁ ·φ ₁	n ₂ ·φ ₂	A _s (cm ²)	A' _s (cm ²)	A' _s '>=0,5·A _s	A' _s '>=0,25·A _s	A _{s,max} =A' _s '+ b·h·3,5/f _{yk} (cm ²)	A _s <A _{s,max} x	A _{s,max} =4 %A _c (cm ²)	A _s <A _{s,max} x	M _R = A _s ·0,9df _y (kNm)	M _R VC A (kNm)	M _r >M _d	APPOGGI	
119.5	130	5.66	-	7.86	6.24	3.08	6.07	7.86	2	2	8.17	10.71	SI	-	25.88	SI	128.00	SI	172.60	181.80	V	P3 sup.	
26.805		1.27	8.31	2.95	2.34	3.08	6.07	8.31	3	2	10.71	8.17	SI	-	23.33	SI	128.00	SI	226.37	245.50	V	P3 inf.	
0	-	0.00	-	7.86	6.24	3.08	6.07	7.86	2	2	8.17	7.63	-	SI	22.80	SI	128.00	SI	172.60	181.80	V	P3-P7 sup.	
80		3.79	-	2.95	2.34	3.08	6.07	6.07	3	0	7.63	8.17	-	SI	23.33	SI	128.00	SI	161.31	178.60	V	P3-P7 inf.	
250	-	11.83	-	7.86	6.24	3.08	6.07	11.83	4	2	13.26	7.63	SI	-	22.80	SI	128.00	SI	280.14	290.80	V	P7 sup.	
24.78		1.17	-	2.95	2.34	3.08	6.07	6.07	3	0	7.63	13.26	SI	-	28.42	SI	128.00	SI	161.31	178.60	V	P7 inf.	
0	-	0.00	-	7.86	6.24	3.08	6.07	7.86	2	2	8.17	7.63	-	SI	22.80	SI	128.00	SI	172.60	181.80	V	P7-P11 sup.	
130		6.15	-	2.95	2.34	3.08	6.07	6.15	3	0	7.63	8.17	-	SI	23.33	SI	128.00	SI	161.31	178.60	V	P7-P11 inf.	
250	-	11.83	-	7.86	6.24	3.08	6.07	11.83	4	2	13.26	7.63	SI	-	22.80	SI	128.00	SI	280.14	290.80	V	P11 sup.	
39.61		1.87	-	2.95	2.34	3.08	6.07	6.07	3	0	7.63	13.26	SI	-	28.42	SI	128.00	SI	161.31	178.60	V	P11 inf.	
0	-	0.00	-	7.86	6.24	3.08	6.07	7.86	2	2	8.17	7.63	-	SI	22.80	SI	128.00	SI	172.60	181.80	V	P11-P15 sup.	
69		3.27	-	2.95	2.34	3.08	6.07	6.07	3	0	7.63	8.17	-	SI	23.33	SI	128.00	SI	161.31	178.60	V	P11-P15 inf.	
191	-	9.04	-	7.86	6.24	3.08	6.07	9.04	3	2	10.71	7.63	SI	-	22.80	SI	128.00	SI	226.37	236.40	V	P15 sup.	
40		1.89	-	2.95	2.34	3.08	6.07	6.07	3	0	7.63	10.71	SI	-	25.88	SI	128.00	SI	161.31	178.60	V	P15 inf.	
0	-	0.00	-	7.86	6.24	3.08	6.07	7.86	2	2	8.17	7.63	-	SI	22.80	SI	128.00	SI	172.60	181.80	V	P15-P19 sup.	
70		3.31	-	2.95	2.34	3.08	6.07	6.07	3	0	7.63	8.17	-	SI	23.33	SI	128.00	SI	161.31	178.60	V	P15-P19 inf.	
126	151	5.96	-	7.86	6.24	3.08	6.07	7.86	2	2	8.17	10.71	SI	-	25.88	SI	128.00	SI	172.60	181.80	V	P19 sup.	
30		1.42	9.65	2.95	2.34	3.08	6.07	9.65	3	2	10.71	8.17	SI	-	23.33	SI	128.00	SI	226.37	245.50	V	P19 inf.	

5.3 Lunghezza di ancoraggio delle barre di armatura

Il calcolo della lunghezza di ancoraggio delle barre di armatura longitudinale è definito dall'Eurocodice 2 a partire dall'equilibrio tra lo sforzo assorbito dalla barra F_s e lo sforzo di aderenza F_b :

$$F_s = F_b \quad A_s \sigma_{sb} = \pi \phi l_a f_{bd}$$

In cui :

- ϕ è il diametro della generica barra;
- A_s è l'area della sezione trasversale della barra;
- σ_{sb} è la tensione di progetto della barra nel punto da cui si misura l'ancoraggio;
- l_a è la lunghezza di ancoraggio della barra;
- f_{bd} è la tensione di aderenza ultima offerta dal calcestruzzo.

Assumendo che σ_{sb} sia pari alla tensione di snervamento di progetto f_{yd} , si ottiene la lunghezza di ancoraggio pari a:

$$l_a = \frac{f_{yd} \phi}{f_{bd} 4}$$

Si riportano nella tabella successiva le grandezze utilizzate per il calcolo.

Acciaio		
f_{yk}	450	Mpa
f_{yd}	391.30	Mpa
Cls		
R_{ck}	35	Mpa
f_{ck}	29.05	Mpa
f_{ctm}	2.83	Mpa
f_{ctk}	1.98	Mpa
Buona aderenza		
η_1	1.00	
η_2	1.00	
f_{bk}	4.47	
f_{bd}	2.98	
Mediocre aderenza		
η_1	0.70	
η_2	1.00	
f_{bk}	3.13	
f_{bd}	2.08	

Lab	35	ϕ	lunghezza di ancoraggio buona aderenza
Lam	50	ϕ	lunghezza di ancoraggio mediocre aderenza
Ls	53	ϕ	lunghezza di sovrapposizione

Lunghezza di ancoraggio nei nodi			
α	0.7		coefficiente che riduce la lunghezza di ancoraggio nel caso di uncini a 90°
La	35	ϕ	lunghezza di ancoraggio nei nodi

Un ulteriore limitazione imposta dalla norma, riportata al par. 4.1.2.3.5.2, enuncia: “*Le armature longitudinali devono essere dimensionate in base alle sollecitazioni flessionali ottenute traslando il diagramma dei momenti flettenti di*

$$a = \frac{0.9 d \cot g(\vartheta)}{2}$$

lungo l’asse della trave, nel verso meno favorevole”.

Considerando che il *copriferrro* assunto risulta pari a 50 mm, di conseguenza l’altezza utile d risulta essere di 600 mm, la $\cot g(\vartheta)$ è posta pari a 2.5, per il telaio YZ la traslazione è pari a 675 mm.

5.4 Telaio XZ

Distinguiamo due tratti, il primo comprensivo del cordolo in cui la sezione è di tipo rettangolare, il successivo caratterizzato da una sezione ad L.

Geometria tratto cordolo-setto

Materiali:		
CLS	C28/35	
Rck	35	Mpa
fck	29.05	Mpa
fcd	16.46	Mpa
fctm	2.83	Mpa
ACCIAIO	B450C	
fyk	450	Mpa
fyd	391.30	Mpa

GEOMETRIA TRAVE									
APPOGGI	TIPOLOGIA SEZIONE	b (cm)	h (cm)	bf (cm)	hf (cm)	b _t (cm)	d (cm)	A _c (cm ²)	b·h (cm ²)
P17 sup.	R	45	25	0	0	45	20	1125	1125
P17 inf.	R	45	25	0	0	45	20	1125	1125
P17-S18 sup.	R	45	25	0	0	45	20	1125	1125
P17-S18 inf.	R	45	25	0	0	45	20	1125	1125
S18 sup.	R	45	25	0	0	45	20	1125	1125
S18 inf.	R	45	25	0	0	45	20	1125	1125

Geometria		
b	45	cm
h	25	cm
d'	5	cm
d	20	cm
φ ₁	14	mm
A _{s1}	1.53938	cm ²
φ ₂	0	mm
A _{s2}	0	cm ²

Geometria tratto S18-P20

Materiali:		
CLS	C28/35	
Rck	35	Mpa
fck	29.05	Mpa
fcd	16.46	Mpa
fctm	2.83	Mpa
ACCIAIO	B450C	
fyk	450	Mpa
fyd	391.30	Mpa
Geometria		
b	30	cm
h	50	cm
d'	5	cm
d	45	cm
φ ₁	14	mm
A _{s1}	1.54	cm ²
φ ₂	18	mm
A _{s2}	2.54	cm ²

GEOMETRIA TRAVE									
APPOGGI	TIPOLOGIA SEZIONE	b (cm)	h (cm)	bf (cm)	hf (cm)	b _t (cm)	d (cm)	A _c (cm ²)	b·h (cm ²)
S18 sup.	L	30	50	15	25	45	45	1875	1500
S18 inf.	L	30	50	15	25	30	45	1875	1500
S18-P19 sup.	L	30	50	15	25	45	45	1875	1500
S18-P19 inf.	L	30	50	15	25	30	45	1875	1500
P19 sup.	L	30	50	15	25	45	45	1875	1500
P19 inf.	L	30	50	15	25	30	45	1875	1500
P19-P20 sup.	L	30	50	15	25	45	45	1875	1500
P19-P20 inf.	L	30	50	15	25	30	45	1875	1500
P20 sup.	L	30	50	15	25	45	45	1875	1500
P20 inf.	L	30	50	15	25	30	45	1875	1500

3° piano tratto cordolo-setto

SOLLECITAZIONI		PREDIMENSIONAMENTO ARMATURA		REQUISITI NON SISMICI		REQUISITI SISMICI		ARMATURA EFFETTIVA						REQUISITI SISMICI		REQUISITI NON SISMICI					
M _d (KNm)	V _d (KN)	A _s = M/0,9df _{yd} (cm ²)	A _s = V·cotgθ/f _{yd} (cm ²)	A _{s,min1} = 0,26(f _{dm} /f _{yk})b _t d (cm ²)	A _{s,min2} = 0,0013b _t d (cm ²)	A _{s,min3} = 2φ14 (cm ²)	A _{s,min4} = b·h·1,4/f _{yk} (cm ²)	A _{sd} (cm ²)	n ₁ ·φ ₁	n ₂ ·φ ₂	A _s (cm ²)	A' _s (cm ²)	A' _s >= 0,5*As	A' _s >= 0,25*As	A _{s,max} =A _s ¹ + b·h·3,5/f _{yk} (cm ²)	A _s < A _{s,max}	A _{s,max} =4%A _c (cm ²)	A _s < A _{s,max}	M _R = A _s ·0,9df _{yd} (kNm)	M _R VCA (kNm)	M _t > M _d
44.5	37.41	6.32	-	1.47	1.17	3.08	3.50	6.32	4	0	6.16	6.16	SI	-	14.91	SI	45.00	SI	43.37	44.64	V
38.5		5.47	2.39	1.47	1.17	3.08	3.50	5.47	4	0	6.16	6.16	SI	-	14.91	SI	45.00	SI	43.37	44.64	V
24.5	-	3.48	-	1.47	1.17	3.08	3.50	3.50	3	0	4.62	4.62	-	SI	13.37	SI	45.00	SI	32.53	35.27	V
24.67		3.50	-	1.47	1.17	3.08	3.50	3.50	3	0	4.62	4.62	-	SI	13.37	SI	45.00	SI	32.53	35.27	V
33.92	39.8	4.82	-	1.47	1.17	3.08	3.50	4.82	3	0	4.62	4.62	SI	-	13.37	SI	45.00	SI	32.53	35.27	V
20.95		2.97	2.54	1.47	1.17	3.08	3.50	3.50	3	0	4.62	4.62	SI	-	13.37	SI	45.00	SI	32.53	35.27	V

3° piano

SOLLECITAZIONI		PREDIMENSIONAMENTO ARMATURA		REQUISITI NON SISMICI		REQUISITI SISMICI				ARMATURA EFFETTIVA						REQUISITI SISMICI		REQUISITI NON SISMICI					
M_d (KNm)	V_d (KN)	$A_s =$ $M/0,9df_yd$ (cm ²)	$A_s =$ $V \cdot \cotg \theta / f_y$ d (cm ²)	$A_{s,min1} =$ $0,26(f_{ctm}/f_{yk})b_1 d$ d (cm ²)	$A_{s,min2} =$ $0,0013b_1 d$ d (cm ²)	$A_{s,min3} =$ $2\phi 14$	$A_{s,min4} =$ $b \cdot h \cdot 1,4/f_{yk}$ (cm ²)	A_{sd} (cm ²)	$n_1 \cdot \phi_1$	$n_2 \cdot \phi_2$	A_s (cm ²)	A'_s (cm ²)	$A'_s \geq 0,5 \cdot A_s$	$A'_s \geq 0,25 \cdot A_s$	$A_{s,max} = A_s' +$ $b \cdot h \cdot 3,5/f_{yk}$ (cm ²)	$A_s < A_{s,max}$ x	$A_{s,max} = 4\%$ A_c (cm ²)	$A_s < A_{s,max}$ x	$M_R =$ $A_s \cdot 0,9df_yd$ (kNm)	$M_R VC$ A (kNm)	$M_f > M_d$		
69	64	4.35	-	3.32	2.63	3.08	4.67	4.67	4	0	6.16	5.09	SI	-	16.76	SI	75.00	SI	97.58	102.30	V		
59		3.72	4.09	2.21	1.76	3.08	4.67	4.67	0	2	5.09	6.16	SI	-	17.82	SI	75.00	SI	80.66	87.92	V		
92.13	-	5.81	-	3.32	2.63	3.08	4.67	5.81	4	0	6.16	5.09	-	SI	16.76	SI	75.00	SI	97.58	102.30	V		
81.2		5.12	-	2.21	1.76	3.08	4.67	5.12	0	2	5.09	6.16	-	SI	17.82	SI	75.00	SI	80.66	87.92	V		
125	-	7.89	-	3.32	2.63	3.08	4.67	7.89	3	2	9.71	6.63	SI	-	18.30	SI	75.00	SI	153.84	157.80	V		
96		6.06	-	2.21	1.76	3.08	4.67	6.06	1	2	6.63	9.71	SI	-	21.37	SI	75.00	SI	105.05	112.30	V		
89.23	-	5.63	-	3.32	2.63	3.08	4.67	5.63	4	0	6.16	5.09	-	SI	16.76	SI	75.00	SI	97.58	102.30	V		
76.36		4.82	-	2.21	1.76	3.08	4.67	4.82	0	2	5.09	6.16	-	SI	17.82	SI	75.00	SI	80.66	88.01	V		
125.5	56.5	7.92	-	3.32	2.63	3.08	4.67	7.92	3	2	9.71	5.09	SI	-	16.76	SI	75.00	SI	153.84	157.80	V		
85		5.36	3.61	2.21	1.76	3.08	4.67	5.36	0	2	5.09	9.71	SI	-	21.37	SI	75.00	SI	80.66	87.92	V		

2° piano tratto cordolo-setto

SOLLECITAZIONI		PREDIMENSIONAMENTO ARMATURA		REQUISITI NON SISMICI		REQUISITI SISMICI		ARMATURA EFFETTIVA				REQUISITI SISMICI				REQUISITI NON SISMICI					
M _d (KNm)	V _d (KN)	A _s = M/0,9d _{fyd} (cm ²)	A _s = V·cotgθ/ f _{yd} (cm ²)	A _{s,min1} = 0,26(f _{ctm} /f _{yk}) b _t d (cm ²)	A _{s,min2} = 0,0013b _t d (cm ²)	A _{s,min3} = 2φ14 (cm ²)	A _{s,min4} = b·h·1,4/ f _{yk} (cm ²)	A _{s,d} (cm ²)	n ₁ ·φ ₁	n ₂ ·φ ₂	A _s (cm ²)	A' _s (cm ²)	A' _s ≥0,5·A _s	A' _s ≥0,25·A _s	A _{s,max} =A' _s + b·h·3,5/ f _{yk} (cm ²)	A _s <A _{s,max}	A _{s,max} =4%A _c (kNm)	A _s <A _{s,max}	M _R = A _s ·0,9d _{fyd} (kNm)	M _R VCA (kNm)	M _R >M _d
42.29	37.41	6.00	-	1.47	1.17	3.08	3.50	6.00	4	0	6.16	6.16	SI	-	14.91	SI	45.00	SI	43.37	44.64	V
35.4		5.03	2.39	1.47	1.17	3.08	3.50	5.03	4	0	6.16	6.16	SI	-	14.91	SI	45.00	SI	43.37	44.64	V
24.5	-	3.48	-	1.47	1.17	3.08	3.50	3.50	3	0	4.62	4.62	-	SI	13.37	SI	45.00	SI	32.53	35.27	V
24.67		3.50	-	1.47	1.17	3.08	3.50	3.50	3	0	4.62	4.62	-	SI	13.37	SI	45.00	SI	32.53	35.27	V
33.92	39.8	4.82	-	1.47	1.17	3.08	3.50	4.82	3	0	4.62	4.62	SI	-	13.37	SI	45.00	SI	32.53	35.27	V
20.95		2.97	2.54	1.47	1.17	3.08	3.50	3.50	3	0	4.62	4.62	SI	-	13.37	SI	45.00	SI	32.53	35.27	V

2° piano

SOLLECITAZIONI		PREDIMENSIONAMENTO ARMATURA		REQUISITI NON SISMICI		REQUISITI SISMICI		ARMATURA EFFETTIVA						REQUISITI SISMICI		REQUISITI NON SISMICI					
M_d (KNm)	V_d (KN)	$A_s =$ $M/0,9dfyd$ (cm ²)	$A_s =$ $V \cdot \cotg \theta / f_{yk}$ (cm ²)	$A_{s,min1} =$ $0,26(f_{ctm}/f_{yk})b_t d$ (cm ²)	$A_{s,min2} =$ $0,0013b_t d$ (cm ²)	$A_{s,min3} =$ $2\phi_{14}$	$A_{s,min4} =$ $b \cdot h \cdot 1,4/f_{yk}$ (cm ²)	A_{sd} (cm ²)	$n_1 \cdot \phi_1$	$n_2 \cdot \phi_2$	A_s (cm ²)	A'_s (cm ²)	$A'_s \geq 0,5A_s$	$A'_s \geq 0,25A_s$	$A_{s,max} = A_s' +$ $b \cdot h \cdot 3,5/f_{yk}$ (cm ²)	$A_s < A_{s,max}$ x	$A_{s,max} = 4\%$ A_c (cm ²)	$A_s < A_{s,max}$ x	$M_R =$ $A_s \cdot 0,9df$ y_d (kNm)	$M_R VC$ A (kNm)	$M_t > M_d$
75.45	64.49	4.76	-	3.32	2.63	3.08	4.67	4.76	4	0	6.16	5.09	SI	-	16.76	SI	75.00	SI	97.58	102.30	V
56.41		3.56	4.12	2.21	1.76	3.08	4.67	4.67	0	2	5.09	6.16	SI	-	17.82	SI	75.00	SI	80.66	87.92	V
92.13	-	5.81	-	3.32	2.63	3.08	4.67	5.81	4	0	6.16	5.09	-	SI	16.76	SI	75.00	SI	97.58	102.30	V
81.2		5.12	-	2.21	1.76	3.08	4.67	5.12	0	2	5.09	6.16	-	SI	17.82	SI	75.00	SI	80.66	87.92	V
148.9	-	9.39	-	3.32	2.63	3.08	4.67	9.39	3	2	9.71	6.63	SI	-	18.30	SI	75.00	SI	153.84	157.80	V
95.56		6.03	-	2.21	1.76	3.08	4.67	6.03	1	2	6.63	9.71	SI	-	21.37	SI	75.00	SI	105.05	112.30	V
89.23	-	5.63	-	3.32	2.63	3.08	4.67	5.63	4	0	6.16	5.09	-	SI	16.76	SI	75.00	SI	97.58	102.30	V
76.36		4.82	-	2.21	1.76	3.08	4.67	4.82	0	2	5.09	6.16	-	SI	17.82	SI	75.00	SI	80.66	88.01	V
150.2	77	9.48	-	3.32	2.63	3.08	4.67	9.48	3	2	9.71	5.09	SI	-	16.76	SI	75.00	SI	153.84	157.80	V
84.83		5.35	4.92	2.21	1.76	3.08	4.67	5.35	0	2	5.09	9.71	SI	-	21.37	SI	75.00	SI	80.66	87.92	V

1° piano tratto cordolo-setto

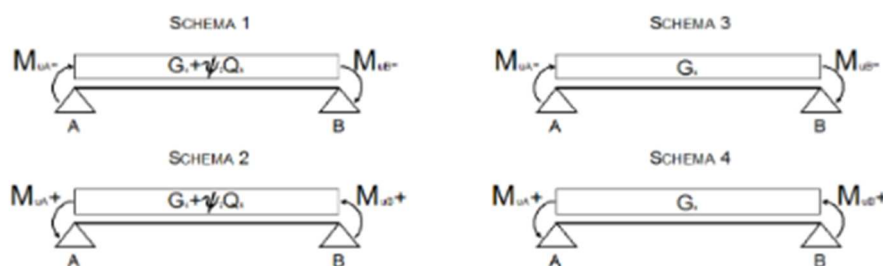
SOLLECITAZIONI		PREDIMENSIONAMENTO ARMATURA		REQUISITI NON SISMICI		REQUISITI SISMICI		ARMATURA EFFETTIVA						REQUISITI SISMICI		REQUISITI NON SISMICI					
M _d (KNm)	V _d (KN)	A _S = M/0,9d _f y _d (cm ²)	A _S = V·cotgθ/f _y d (cm ²)	A _{S,min1} = 0,26(f _{ctm} /f _{yk})b ₁ d (cm ²)	A _{S,min2} = 0,0013b ₁ d (cm ²)	A _{S,min3} = 2φ14 (cm ²)	A _{S,min4} = b·h·1,4/f _{yk} (cm ²)	A _S d (cm ²)	n ₁ ·φ ₁	n ₂ ·φ ₂	A _S (cm ²)	A _S ' (cm ²)	A _S ' _s >=0,5*As	A _S ' _s >=0,25*As	A _{S,max} =A _S ' + b·h·3,5/f _{yk} (cm ²)	A _S <A _{S,max}	A _{S,max} =4% A _c (cm ²)	A _S <A _{S,max}	M _R = A _S ·0,9d _f y _d (kNm)	M _R VCA (kNm)	M _r >M _d
34.5	34.41	4.90	-	1.47	1.17	3.08	3.50	4.90	3	0	4.62	4.62	SI	-	13.37	SI	45.00	SI	32.53	35.27	V
26		3.69	2.20	1.47	1.17	3.08	3.50	3.69	3	0	4.62	4.62	SI	-	13.37	SI	45.00	SI	32.53	35.27	V
24.5	-	3.48	-	1.47	1.17	3.08	3.50	3.50	3	0	4.62	4.62	-	SI	13.37	SI	45.00	SI	32.53	35.27	V
24.67		3.50	-	1.47	1.17	3.08	3.50	3.50	3	0	4.62	4.62	-	SI	13.37	SI	45.00	SI	32.53	35.27	V
33.92		4.82	-	1.47	1.17	3.08	3.50	4.82	3	0	4.62	4.62	SI	-	13.37	SI	45.00	SI	32.53	35.27	V
20.95		2.97	2.54	1.47	1.17	3.08	3.50	3.50	3	0	4.62	4.62	SI	-	13.37	SI	45.00	SI	32.53	35.27	V

1° piano

SOLLECITAZIONI		PREDIMENSIONAMENTO ARMATURA		REQUISITI NON SISMICI		REQUISITI SISMICI		ARMATURA EFFETTIVA						REQUISITI SISMICI		REQUISITI NON SISMICI					
M_d (KNm)	V_d (KN)	$A_s =$ $M/0,9dfyd$ (cm ²)	$A_s =$ $V \cdot \cotg \theta / f_y$ (cm ²)	$A_{s,min1} =$ $0,26(f_{ctm}/f_{yk})b_s d$ (cm ²)	$A_{s,min2} =$ $0,0013b_s d$ (cm ²)	$A_{s,min3} =$ $2\varphi_{14}$ (cm ²)	$A_{s,min4} =$ $b \cdot h \cdot 1,4/f_y$ (cm ²)	A_{sd} (cm ²)	$n_1 \cdot \varphi_1$	$n_2 \cdot \varphi_2$	A_s (cm ²)	A'_s (cm ²)	$A'_s \geq 0,5 \cdot A_s$	$A'_s \geq 0,25 \cdot A_s$	$A_{s,max} = A'_s +$ $b \cdot h \cdot 3,5/f_{yk}$ (cm ²)	$A_s < A_{s,max}$ x	$A_{s,max} = 4\%$ A_c (cm ²)	$A_s < A_{s,max}$ x	$M_R =$ $A_s \cdot 0,9df_y d$ (kNm)	$M_R VC$ A (kNm)	$M_r > M_d$
61.5	54	3.88	-	3.32	2.63	3.08	4.67	4.67	4	0	6.16	5.09	SI	-	16.76	SI	75.00	SI	97.58	102.30	V
41.5		2.62	3.45	2.21	1.76	3.08	4.67	4.67	0	2	5.09	6.16	SI	-	17.82	SI	75.00	SI	80.66	87.92	V
58.57	-	3.70	-	3.32	2.63	3.08	4.67	4.67	3	0	4.62	5.09	-	SI	16.76	SI	75.00	SI	73.19	78.08	V
81.2		5.12	-	2.21	1.76	3.08	4.67	5.12	0	2	5.09	4.62	-	SI	16.28	SI	75.00	SI	80.66	87.92	V
116	-	7.32	-	3.32	2.63	3.08	4.67	7.32	5	0	7.70	5.09	SI	-	16.76	SI	75.00	SI	121.98	126.65	V
64		4.04	-	2.21	1.76	3.08	4.67	4.67	0	2	5.09	7.70	SI	-	19.36	SI	75.00	SI	80.66	87.92	V
60	-	3.79	-	3.32	2.63	3.08	4.67	4.67	3	0	4.62	5.09	-	SI	16.76	SI	75.00	SI	73.19	78.08	V
76.36		4.82	-	2.21	1.76	3.08	4.67	4.82	0	2	5.09	4.62	-	SI	16.28	SI	75.00	SI	80.66	88.01	V
117	77	7.38	-	3.32	2.63	3.08	4.67	7.38	5	0	7.70	5.09	SI	-	16.76	SI	75.00	SI	121.98	126.65	V
56.5		3.57	4.92	2.21	1.76	3.08	4.67	4.92	0	2	5.09	7.70	SI	-	19.36	SI	75.00	SI	80.66	87.92	V

5.5 Determinazione taglio agente di calcolo

Nella gerarchia delle resistenze, è necessario assicurarsi che le cerniere nelle travi si possano effettivamente formare prima che si manifestano le rotture fragili per taglio. Di conseguenza per evitare rotture fragili per taglio, è richiesto che la progettazione a taglio sia effettuata non con gli sforzi di taglio derivanti dal calcolo, ma con quelli determinati dalla resistenza a flessione delle sezioni di estremità opportunamente amplificate. I tagli agenti si calcolano considerando l'equilibrio della trave sotto l'azione dei carichi gravitazionali nella condizione sismica di progetto e dei momenti resistenti M_u (corrispondenti alla formazione della cerniera plastica) nelle sezioni di estremità, amplificati del fattore $\gamma_{Rd} = 1.1$ nel caso di CD "B". Gli schemi di calcolo per il taglio agente saranno i seguenti:



Sono state utilizzate le formule seguenti applicate sulle estremità:

$$V_{comb1(-)} = \gamma_{Rd} \frac{M_{uA}^- + M_{uB}^-}{L} + (G_k + \varphi \times Q_k) \frac{L}{2}$$

$$V_{comb1(+)} = \gamma_{Rd} \frac{M_{uA}^+ + M_{uB}^+}{L} + (G_k + \varphi \times Q_k) \frac{L}{2}$$

$$V_{comb2(-)} = \gamma_{Rd} \frac{M_{uA}^- + M_{uB}^-}{L} + (G_k) \frac{L}{2}$$

$$V_{comb2(+)} = \gamma_{Rd} \frac{M_{uA}^+ + M_{uB}^+}{L} + (G_k) \frac{L}{2}$$

Piano 3 telaio YZ

Travi	Distanza(m)	Mrd(kNm)		V _(g)	V _(g+y2Q)	V _{com1(+)} (kN)	V _{com2(+)} (kN)	V _{com1(-)} (kN)	V _{com2(-)} (kN)	V _{ed,SLU}	V _{ed,max(kN)}	V _{ed,min(kN)}
T3-7	0	-	181.80	89.69	97.19	168.58	176.08	-28.30	-20.80	144.5	176.08	-28.30
		+	245.5	89.69	97.19							
	5	-	290.8	89.69	97.19	-10.80	-18.30	-207.68	-215.18	163.21	-10.80	-215.18
		+	176.80	89.69	97.19							
T7-11	0	-	290.8	145.91	155.66	225.0	234.79	66.78	76.53	234.5	234.79	66.78
		+	176.8	145.91	155.66							
	6.5	-	290.8	145.91	155.66	-66.78	-76.53	-225.04	-234.79	239.76	-66.78	-234.79
		+	176.8	145.91	155.66							
T11-15	0	-	290.8	107.75	114.95	210.62	217.82	176.8	176.8	171.5	217.82	16.85
		+	176.8	107.75	114.95							
	5	-	236.4	107.75	114.95	-4.88	-12.08	236.4	236.4	180.7	-4.88	-205.85
		+	176.8	107.75	114.95							
T15-19	0	-	236.4	79.79	85.94	197.59	203.74	-7.89	-1.74	187.5	203.74	-7.89
		+	176.8	79.79	85.94							
	4.65	-	181.9	79.79	85.94	38.01	31.86	-167.47	-173.62	158	38.01	-173.62
		+	245.5	79.79	85.94							

Piano 2 telaio YZ

Travi	Distanza(m)	Mrd(kNm)		V _(g)	V _(g+y2Q)	V _{com1(+)} (kN)	V _{com2(+)} (kN)	V _{com1(-)} (kN)	V _{com2(-)} (kN)	V _{ed,SLU}	V _{ed,max(kN)}	V _{ed,min(kN)}
T3-7	0	-	181.80	89.43	97.19	168.32	176.08	-28.56	-20.80	142.5	176.08	-28.56
		+	245.5	89.43	97.19							
	5	-	290.8	89.43	97.19	-10.54	-18.30	-207.41	-215.18	165.5	-10.54	-215.18
		+	176.80	89.43	97.19							

Travi	Distanza(m)	Mrd(kNm)	V _(g)	V _(g+y2Q)	V _{com1(+)} (kN)	V _{com2(+)} (kN)	V _{com1(-)} (kN)	V _{com2(-)} (kN)	V _{ed,SLU}	V _{ed,max(kN)}	V _{ed,min(kN)}	
T7-11	0	-	290.80	145.91	155.21	248.78	258.08	43.04	52.34	237.5	258.08	43.04
		+	176.8	145.91	155.21							
	6.5	-	290.8	145.91	155.21	-43.04	-52.34	-248.78	-258.08	239	-43.04	-258.08
		+	176.80	145.91	155.21							

Travi	Distanza(m)	Mrd(kNm)	V _(g)	V _(g+y2Q)	V _{com1(+)} (kN)	V _{com2(+)} (kN)	V _{com1(-)} (kN)	V _{com2(-)} (kN)	V _{ed,SLU}	V _{ed,max(kN)}	V _{ed,min(kN)}	
T11-15	0	-	290.80	107.75	114.62	210.62	217.49	16.85	23.71	175	217.49	16.85
		+	176.8	107.75	114.62							
	5	-	236.4	107.75	114.62	-4.88	-11.74	-198.65	-205.52	176.5	-4.88	-205.52
		+	176.80	107.75	114.62							

Travi	Distanza(m)	Mrd(kNm)	V _(g)	V _(g+y2Q)	V _{com1(+)} (kN)	V _{com2(+)} (kN)	V _{com1(-)} (kN)	V _{com2(-)} (kN)	V _{ed,SLU}	V _{ed,max(kN)}	V _{ed,min(kN)}	
T15-19	0	-	236.40	101.00	107.76	199.93	206.69	1.10	7.86	172	206.69	1.10
		+	176.8	101.00	107.76							
	4.65	-	245.5	101.00	107.76	-2.07	-8.83	-200.90	-207.66	158	-2.07	-207.66
		+	181.80	101.00	107.76							

Piano 1 telaio YZ

Travi	Distanza(m)	Mrd(kNm)		V _(g)	V _(g+y2Q)	V _{com1(+)} (kN)	V _{com2(+)} (kN)	V _{com1(-)} (kN)	V _{com2(-)} (kN)	V _{ed,SLU}	V _{ed,max(kN)}	V _{ed,min(kN)}
T3-7	0	-	181.80	89.43	96.90	168.32	175.79	-23.83	-16.36	137	175.79	-23.83
		+	245.5	89.43	96.90							
	5	-	269.3	89.43	96.90	-10.54	-18.01	-202.69	-210.16	171	-10.54	-210.16
		+	176.80	89.43	96.90							

Travi	Distanza(m)	Mrd(kNm)		V _(g)	V _(g+y2Q)	V _{com1(+)} (kN)	V _{com2(+)} (kN)	V _{com1(-)} (kN)	V _{com2(-)} (kN)	V _{ed,SLU}	V _{ed,max(kN)}	V _{ed,min(kN)}
T7-11	0	-	269.30	143.68	153.28	219.17	228.77	68.19	77.79	238	228.77	68.19
		+	176.8	143.68	153.28							
	6.5	-	269.3	143.68	153.28	-68.19	-77.79	-219.17	-228.77	238.5	-68.19	-228.77
		+	176.80	143.68	153.28							

Travi	Distanza(m)	Mrd(kNm)		V _(g)	V _(g+y2Q)	V _{com1(+)} (kN)	V _{com2(+)} (kN)	V _{com1(-)} (kN)	V _{com2(-)} (kN)	V _{ed,SLU}	V _{ed,max(kN)}	V _{ed,min(kN)}
T11-15	0	-	269.30	107.75	114.95	205.89	213.09	16.85	24.05	176.5	213.09	16.85
		+	176.8	107.75	114.95							
	5	-	236.4	107.75	114.95	-9.61	-16.81	-198.65	-205.85	175	-9.61	-205.85
		+	176.80	107.75	114.95							

Travi	Distanza(m)	Mrd(kNm)	V _G	V _{G+y2Q}	V _{com1(+)} (kN)	V _{com2(+)} (kN)	V _{com1(-)} (kN)	V _{com2(-)} (kN)	V _{ed,SLU}	V _{ed,max(kN)}	V _{ed,min(kN)}	
T15-19	0	-	236.40	101.00	107.45	215.00	221.45	16.17	22.62	178	221.45	16.17
		+	176.8	101.00	107.45							
	4.65	-	181.8	101.00	107.45	13.00	6.55	-185.83	-192.28	151.5	13.00	-192.28
		+	245.50	101.00	107.45							

Piano 4 telaio YZ

Travi	Distanza(m)	Mrd(kNm)	V _(g)	V _(g+y2g)	V _{com1(+)} (kN)	V _{com2(+)} (kN)	V _{com1(-)} (kN)	V _{com2(-)} (kN)	V _{ed,SLU}	V _{ed,max(kN)}	V _{ed,min(kN)}	
T3-7	0	-	181.80	81.95	89.43	160.84	168.32	-31.31	-23.83	161	168.32	-31.31
		+	245.5	81.95	89.43							
	5	-	269.3	81.95	89.43	-3.06	-10.54	-195.21	-202.69	208	-3.06	-202.69
		+	176.80	81.95	89.43							

Travi	Distanza(m)	Mrd(kNm)	V _G	V _{G+y2Q}	V _{com1(+)} (kN)	V _{com2(+)} (kN)	V _{com1(-)} (kN)	V _{com2(-)} (kN)	V _{ed,SLU}	V _{ed,max(kN)}	V _{ed,min(kN)}	
T7-11	0	-	269.30	106.54	116.26	182.03	191.75	31.05	40.77	239	191.75	31.05
		+	176.8	106.54	116.26							
	6.5	-	269.3	106.54	116.26	-31.05	-40.77	-182.03	-191.75	140	-31.05	-191.75
		+	176.80	106.54	116.26							

Travi	Distanza(m)	Mrd(kNm)	V _(g)	V _(g+y2g)	V _{com1(+)} (kN)	V _{com2(+)} (kN)	V _{com1(-)} (kN)	V _{com2(-)} (kN)	V _{ed,SLU}	V _{ed,max(kN)}	V _{ed,min(kN)}	
T15-19	0	-	269.30	78.90	86.10	184.43	191.63	-5.93	1.27	190	191.63	-5.93
		+	176.8	78.90	86.10							
	4.65	-	181.8	78.90	86.10	26.63	19.43	-163.73	-170.93	164	26.63	-170.93
		+	176.80	78.90	86.10							

Piano 3 telaio XZ

Travi	Distanza(m)	Mrd(kNm)	V _(g)	V _(g+y2Q)	V _{com1(+)} (kN)	V _{com2(+)} (kN)	V _{com1(-)} (kN)	V _{com2(-)} (kN)	V _{ed,5LU}	V _{ed,max(kN)}	V _{ed,min(kN)}
T17-S18	0	-	44.64	12.60	47.07	47.07	-21.87	-21.87	40	47.07	-21.87
		+	44.64	12.60							
	2.55	-	35.27	12.60	21.87	21.87	-47.07	-47.07	40	21.87	-47.07
		+	35.27	12.60							

Travi	Distanza(m)	Mrd(kNm)	V _(g)	V _(g+y2Q)	V _{com1(+)} (kN)	V _{com2(+)} (kN)	V _{com1(-)} (kN)	V _{com2(-)} (kN)	V _{ed,5LU}	V _{ed,max(kN)}	V _{ed,min(kN)}
S18-T19	0	-	102.03	13.66	66.05	66.05	-46.40	-46.40	40	66.05	-46.40
		+	87.92	13.66							
	4.5	-	157.8	13.66	38.73	38.73	-73.72	-73.72	40	38.73	-73.72
		+	112.30	13.66							

Travi	Distanza(m)	Mrd(kNm)	V _(g)	V _(g+y2Q)	V _{com1(+)} (kN)	V _{com2(+)} (kN)	V _{com1(-)} (kN)	V _{com2(-)} (kN)	V _{ed,5LU}	V _{ed,max(kN)}	V _{ed,min(kN)}
T19-20	0	-	157.80	16.00	67.00	67.00	-40.06	-40.06	52	67.00	-40.06
		+	112.3	16.00							
	5.3	-	157.8	16.00	35.00	35.00	-72.06	-72.06	56.5	35.00	-72.06
		+	87.92	16.00							

Piano 2 telaio XZ

Travi	Distanza(m)	Mrd(kNm)	V _(g)	V _(g+y2Q)	V _{com1(+)} (kN)	V _{com2(+)} (kN)	V _{com1(-)} (kN)	V _{com2(-)} (kN)	V _{ed,5LU}	V _{ed,max(kN)}	V _{ed,min(kN)}
T17-S18	0	-	44.64	12.60	47.07	47.07	-21.87	-21.87	40	47.07	-21.87
		+	44.64	12.60							
	2.55	-	35.27	12.60	21.87	21.87	-47.07	-47.07	40	21.87	-47.07
		+	35.27	12.60							

Travi	Distanza(m)	Mrd(kNm)	V _(g)	V _(g+y2Q)	V _{com1(+)} (kN)	V _{com2(+)} (kN)	V _{com1(-)} (kN)	V _{com2(-)} (kN)	V _{ed,5LU}	V _{ed,max(kN)}	V _{ed,min(kN)}
S18-T19	0	-	102.03	26.48	78.87	78.87	-33.58	-33.58	40	78.87	-33.58
		+	87.92	26.48							
	4.5	-	157.8	26.48	25.91	25.91	-86.54	-86.54	40	25.91	-86.54
		+	112.30	26.48							

Travi	Distanza(m)	Mrd(kNm)	V _(g)	V _(g+y2Q)	V _{com1(+)} (kN)	V _{com2(+)} (kN)	V _{com1(-)} (kN)	V _{com2(-)} (kN)	V _{ed,5LU}	V _{ed,max(kN)}	V _{ed,min(kN)}
T19-20	0	-	157.80	32.00	83.00	83.00	-24.06	-24.06	52	83.00	-24.06
		+	112.3	32.00							
	5.3	-	157.8	32.00	19.00	19.00	-88.06	-88.06	56.5	19.00	-88.06
		+	87.92	32.00							

Piano 1 telaio XZ

Travi	Distanza(m)	Mrd(kNm)	V _(g)	V _(g+y2Q)	V _{com1(+)} (kN)	V _{com2(+)} (kN)	V _{com1(-)} (kN)	V _{com2(-)} (kN)	V _{ed,5LU}	V _{ed,max(kN)}	V _{ed,min(kN)}
T17-S18	0	-	35.27	12.60	43.03	43.03	-17.83	-17.83	32.5	43.03	-17.83
		+	35.27	12.60							
	2.55	-	35.27	12.60	17.83	17.83	-43.03	-43.03	34	17.83	-43.03
		+	35.27	12.60							

Travi	Distanza(m)	Mrd(kNm)	V _(g)	V _(g+y2Q)	V _{com1(+)} (kN)	V _{com2(+)} (kN)	V _{com1(-)} (kN)	V _{com2(-)} (kN)	V _{ed,5LU}	V _{ed,max(kN)}	V _{ed,min(kN)}
S18-T19	0	-	102.03	13.66	60.09	60.09	-38.79	-38.79	54	60.09	-38.79
		+	87.92	13.66							
	4.5	-	126.65	13.66	32.77	32.77	-66.11	-66.11	61.5	32.77	-66.11
		+	87.92	13.66							

Travi	Distanza(m)	Mrd(kNm)	V _(g)	V _(g+y2Q)	V _{com1(+)} (kN)	V _{com2(+)} (kN)	V _{com1(-)} (kN)	V _{com2(-)} (kN)	V _{ed,5LU}	V _{ed,max(kN)}	V _{ed,min(kN)}
T19-20	0	-	126.65	32.00	76.53	76.53	-12.53	-12.53	64	76.53	-12.53
		+	87.92	32.00							
	5.3	-	126.65	32.00	12.53	12.53	-76.53	-76.53	56.5	12.53	-76.53
		+	87.92	32.00							

Piano 4 telaio XZ

Travi	Distanza(m)	Mrd(kNm)	V _(g)	V _(g+y2Q)	V _{com1(+)} (kN)	V _{com2(+)} (kN)	V _{com1(-)} (kN)	V _{com2(-)} (kN)	V _{ed,5LU}	V _{ed,max(kN)}	V _{ed,min(kN)}
T17-S18	0	-	44.64	5.33	39.80	39.80	-29.14	-29.14	30	39.80	-29.14
		+	44.64	5.33							
	2.55	-	35.27	5.33	29.14	29.14	-39.80	-39.80	30	29.14	-39.80
		+	35.27	5.33							

5.6 Determinazione taglio resistente

La resistenza a taglio V_{Rd} di elementi strutturali dotati di specifica armatura deve essere valutata sulla base di un'adeguata schematizzazione a traliccio denominata come “*Traliccio di Morsch*”.

In questo modo si semplifica la struttura in una reticolare costituita da un corrente compresso, corrispondente al calcestruzzo reagente a compressione, da un corrente teso, corrispondente all'armatura longitudinale reagente a trazione e dalle armature trasversali tese, ovvero dalle staffe.

L'armatura a taglio, ovvero le staffe, è considerata inclinata di $\alpha = 90^\circ$ rispetto all'orizzontale.

La resistenza di calcolo della trave è valutata, come indicato dalla NTC18 par. 4.1.2.3.5.2:

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

Dove la resistenza a “taglio compressione” del calcestruzzo è data dalla formulazione:

$$V_{rcd} = 0.9 d b f'_{cd} \alpha_c \frac{\cot \theta}{1 + \cot^2(\theta)}$$

E la resistenza a “taglio trazione” si calcola mediante la relazione:

$$V_{rsd} = 0.9 d \frac{A_{sw}}{s} f_{yd} \cot \theta$$

In cui:

- d è altezza utile della sezione;
- b è la larghezza della sezione;
- A_{sw} è l'area dell'armatura trasversale;
- s è l'interasse fra due armature trasversali consecutive;
- f_{cd} è la resistenza a compressione ridotta del 50%;
- α_c è un coefficiente *maggiorativo* pari a 1 per membrature non compresse.

Prima di effettuare il calcolo del taglio resistente è necessario dimensionare le armature trasversali, ovvero le staffe. Le prescrizioni normative riguardanti le staffe, per tutta la lunghezza della trave, dicono che :

- Le staffe devono avere una sezione complessiva $A_{sw}/s \geq 1.5 b$;
- Il passo non deve essere superiore a 0.8 volte l'altezza della sezione;
- Le staffe devono essere almeno 3 in un metro;

Le prescrizioni sulle armature a taglio in zona critica, invece, sono:

- Le staffe devono essere disposte ad un passo non superiore alla minore tra le grandezze:
 - $\frac{1}{4}$ altezza utile della sezione trasversale;
 - 6 volte il diametro minimo della barre longitudinali;
 - 24 volte il diametro delle armature trasversali;
 - 175 mm.

Telaio YZ

Parametri		
R_{ck}	35	Mpa
f_{yd}	391.3	Mpa
f_{cd}	16.46	Mpa
$f_{cd}'=f_{cd}/2$	8.23	Mpa
b_w	300	mm
d	600	mm
ϕ_{long_min}	1.4	cm
ϕ_{trasv}	0.8	cm
n_{bracci}	2	
Asw	101	mm ²

Calcolo passo s in zona dissipativa		
V_{Ed}	215.176	KN
$ctg\theta$	2.5	
s_d (passo di calcolo)	24.68025471	cm
$s_1=1/4d$	15	cm
s_2 (CD "B")	22.5	cm
$s_3=8\phi_{long_min}$	11.2	cm
$s_4=24\phi_{trasv}$	19.2	cm
$s_{zona\ critica}$	10	cm

Calcolo passo s in zona non critica		
s_1	22.34021443	cm
s_2	33.33333333	cm
s_3	48	cm
s_{min}	22.34021443	cm
$s_{zona\ non\ critica}$	20	cm

Verifica a taglio		
μ_{sw}	0.159310586	
$ctg\theta$	2.297182351	
V_{Rds}	487.9765248	KN
V_{Rdc}	487.9765248	KN
$V_{Rd}(s_{crit})$	487.9765248	KN
V_{Ed}	215.176	KN
$V_{rd}>V_{ed}$	VERIFICATO	

Calcolo taglio resistente		
f_{yd}	391.3	Mpa
f_{cd}	16.46	Mpa
$f_{cd}'=f_{cd}/2$	8.23	Mpa
b_w	300	mm
d	600	mm
Asw	101	mm ²
s	200	mm
μ_{sw}	0.079655293	
$ctg\theta$	2.5	
V_{Rds}	265.5299244	KN
V_{Rdc}	459.7913793	KN
$V_{Rd}(s_{noncrit})$	265.5299244	KN

Telaio XZ

Tratto P17-S18

Geometria sezione		
B	45	
H	25	
d'	5	
d	20	cm
ϕ_{long_min}	1.4	cm
ϕ_{trasv}	0.8	cm
n _{bracci}	3	
A _{sw}	1.51	cm ²
f _{yd}	39.13	KN/cm ²
R _{ck}	35	Mpa
f _{cd}	1.646	KN/cm ²
V _{Ed} (SAP)	39.8	KN
V _{Ed} (Ger.)	47.09	KN
V _{Ed}	47.09	KN
ctg θ	2.50	
s _d	56.39	cm

Calcolo passo in zona dissipativa P17-S18		
s ₁ =1/4d	5	cm
s ₂	22.5	cm
s ₃ =8 $\phi_{long,min}$	11.2	cm
s ₄ =24 ϕ_{trasv}	19.2	cm
s _{min}	5	cm
s _{zona critica}	5.00	cm

Passo massimo da normativa nelle zone non critiche			
s ₁	22.34	cm	
s ₂	33.33	cm	
s ₃	16.00	cm	
s _{min}	16.00	cm	
s _{zona non critica}	15.00	cm	

Calcolo taglio resistente in zona critica		
f _{yd}	391.30	Mpa
f _{cd}	16.46	Mpa
f _{cd'} =f _{cd} /2	8.23	Mpa
b _w	450	mm
d	200	mm
A _{sw}	150.80	mm ²
s	50	mm
μ_{sw}	0.319	
ctg θ	1.46	
V _{Rds}	310.64	KN
V _{Rdc}	310.64	KN
V _{Rd} (s _{crit})	310.64	KN
V _{Rd} (s _{crit})	>=	V _{Ed}

Calcolo taglio resistente		
f _{yd}	391.30	Mpa
f _{cd}	16.46	Mpa
f _{cd'} =f _{cd} /2	8.23	Mpa
b _w	450	mm
d	200	mm
A _{sw}	150.80	mm ²
s	150	mm
μ_{sw}	0.11	
ctg θ	2.50	
V _{Rds}	177.02	KN
V _{Rdc}	229.90	KN
V _{Rd} (s _{non crit})	177.02	KN

Telaio XZ

Tratto S18-P20

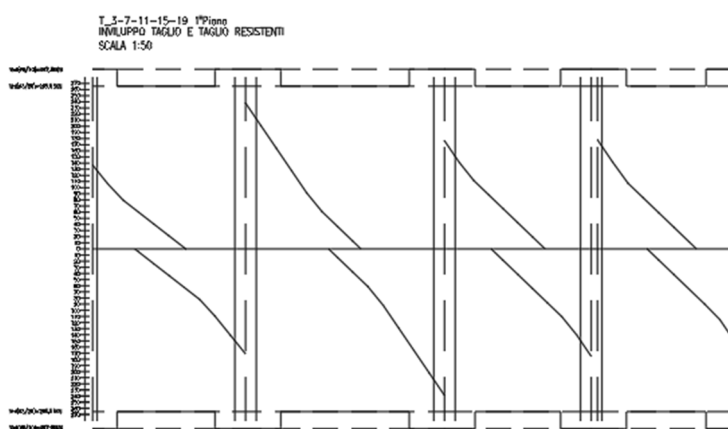
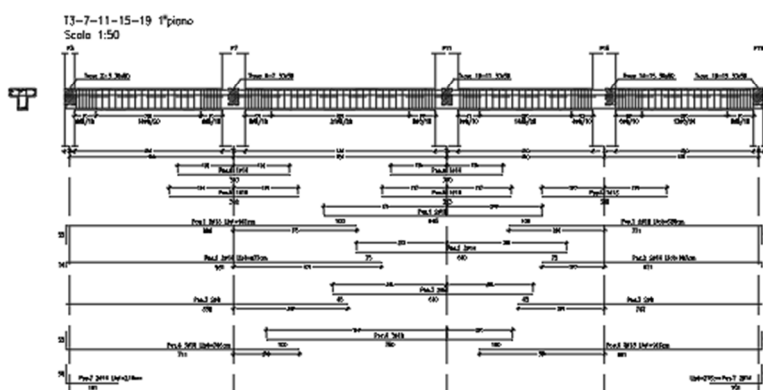
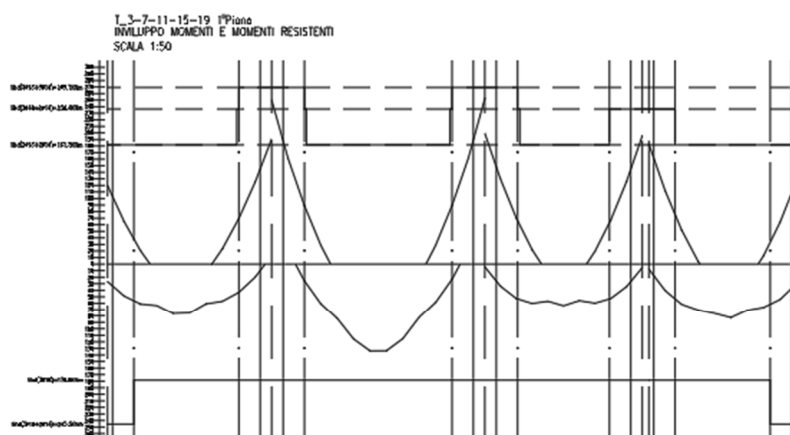
Geometria sezione		
B	30	
H	50	
d'	5	
d	45	cm
ϕ_{long_min}	1.4	cm
ϕ_{trasv}	0.8	cm
n _{bracci}	2	
A _{sw}	1.01	cm ²
f _{yd}	39.13	KN/cm ²
R _{ck}	35	Mpa
f _{cd}	1.646	KN/cm ²
V _{Ed} (SAP)	72.96	KN
V _{Ed} (Ger.)	87.25	KN
V _{Ed}	87.25	KN
ctgθ	2.50	
s _d	45.65	cm

Calcolo passo in zona dissipativa S18-P20		
s ₁ =1/4d	11.25	cm
s ₂	22.5	cm
s ₃ =8φ _{long,min}	11.2	cm
s ₄ =24φ _{trasv}	19.2	cm
s _{min}	11.2	cm
s _{zona critica}	10.00	cm

Calcolo taglio resistente in zona critica		
f _{yd}	391.30	Mpa
f _{cd}	16.46	Mpa
f _{cd} '=f _{cd} /2	8.23	Mpa
b _w	300	mm
d	450	mm
A _{sw}	100.53	mm ²
s	100	mm
μ _{sw}	0.159	
ctgθ	2.30	
V _{Rds}	365.98	KN
V _{Rdc}	365.98	KN
V _{Rd} (s _{crit})	365.98	KN
V _{Ed}	87.25	KN
V _{Rd} (s _{crit})	>=	V _{Ed}

Passo massimo da normativa nelle zone non critiche			
s ₁	22.34	cm	
s ₂	33.33	cm	
s ₃	36.00	cm	
s _{min}	22.34	cm	
s _{zona non critica}	20.00	cm	

Calcolo taglio resistente		
f _{yd}	391.30	Mpa
f _{cd}	16.46	Mpa
f _{cd} '=f _{cd} /2	8.23	Mpa
b _w	300	mm
d	450	mm
A _{sw}	100.53	mm ²
s	200	mm
μ _{sw}	0.08	
ctgθ	2.50	
V _{Rds}	199.15	KN
V _{Rdc}	344.84	KN
V _{Rd} (s _{non crit})	199.15	KN



5.7 Pilastri

Dopo aver definito le diverse fasi relative alla progettazione delle travi per ciascuno dei due telai che sono stati presi in considerazione, si procede a definire e commentare il processo seguito per la progettazione dei pilastri.

I pilastri, rispetto alle travi, godono di una duttilità inferiore per via dell'elevata forza di compressione a cui sono sottoposti. Perciò, è opportuno evitare che questi elementi strutturali arrivino a rottura per attivazione del meccanismo denominato a piano soffice, cautelandosi adottando opportune azioni espresse in seguito. Una volta identificata la presenza delle cerniere plastiche alle estremità delle travi, possiamo individuare la sollecitazione flettente di progetto proprio a partire dalle resistenze delle suddette sezioni, andando a valutare per ogni direzione dell'azione sismica e per ogni nodo in cui le generiche travi convergono nel generico pilastro, che la resistenza di quest'ultimo sia maggiore delle resistenze complessive delle travi convergenti, amplificate di un opportuno coefficiente di sovra-resistenza.

In accordo al criterio di "gerarchia delle resistenze" si devono quindi proteggere i pilastri dalla *plasticizzazione* prematura adottando opportuni momenti flettenti di calcolo. Dalle considerazioni appena fatte, ne conseguiamo che il pilastro rappresenta l'elemento strutturale più sensibile del sistema, ai quali bisognerà prestare molta attenzione soprattutto nella fase di progetto delle armature longitudinali in modo tale da garantire una buona duttilità nelle zone dissipative tramite un adeguato confinamento. I pilastri che sono stati analizzati in questa fase sono quelli che fanno parte dei due telai analizzati YZ e XZ.

Possiamo definire una prima ipotesi di armatura longitudinale tenendo conto delle considerazioni presenti all'interno del capitolo 7.4.6.2.2 della NTC08 riguardanti le limitazioni geometriche e le condizioni sui quantitativi minimi di armatura in zona tesa.

Le limitazioni a cui si fa riferimento sono le seguenti:

"Nella sezione corrente del pilastro, la percentuale geometrica di armatura longitudinale deve essere compresa entro i seguenti limiti: $1\% \leq \rho \leq 4\%$ "

Inoltre:

- Le barre disposte sugli angoli devono essere contenute da staffe
- Almeno una barra ogni due, di quelle disposte sui lati deve essere trattenuta da staffe interne o legature
- Le barre non fissate devono trovarsi ad una distanza da una barra fissata minore di 20 cm per CD "B"

Il " diametro delle staffe di contenimento e legature deve essere non inferiore a 6 mm per CD "B"

Ed il passo delle staffe deve essere non superiore alla più piccola delle seguenti quantità:

- $1/3$ e $1/2$ del lato minore della sezione trasversale, rispettivamente per CD “A” e CD “B”
- 12.5 cm e 17.5 cm, rispettivamente per CD “A” e CD “B”
- 6 e 8 volte il diametro delle barre longitudinali che collegano, rispettivamente per CD “A” e CD “B”

Meritatamente alla lunghezza delle zone dissipative, in assenza di analisi più accurate, essa si può assumere pari alla 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;

Riportiamo un'illustrazione delle procedure tese al dimensionamento del pilastro P11, telaio YZ; per gli altri pilastri sarà seguito lo stesso percorso.

Per prima cosa facciamo un'ipotesi sulle armature longitudinali da disporre; partendo dai quantitativi minimi di armatura:

$$A_{s,min} = 1\% A_{cls} = 21 \text{ cm}^2$$

$$A_s(1\phi) = \frac{A_{s,min}}{n^\circ \text{ ferri}}$$

Si sceglie di disporre sul lato corto (30 cm) 3 ferri, mentre sul lato lungo (70 cm) considerando un copriferro di 5 cm ed un interasse massimo tra le barre di 25 cm si dispongono 4 ferri, per un totale di 10 ferri sulla sezione.

Dal calcolo si scelgono in una prima battuta **10Ø18**.

Eseguiamo adesso la verifica a pressoflessione considerando separatamente le due direzioni di azione del sisma e andiamo ad estrapolare dal modello tutte le combinazioni allo SLU e SLV derivanti dall'analisi dinamica lineare.

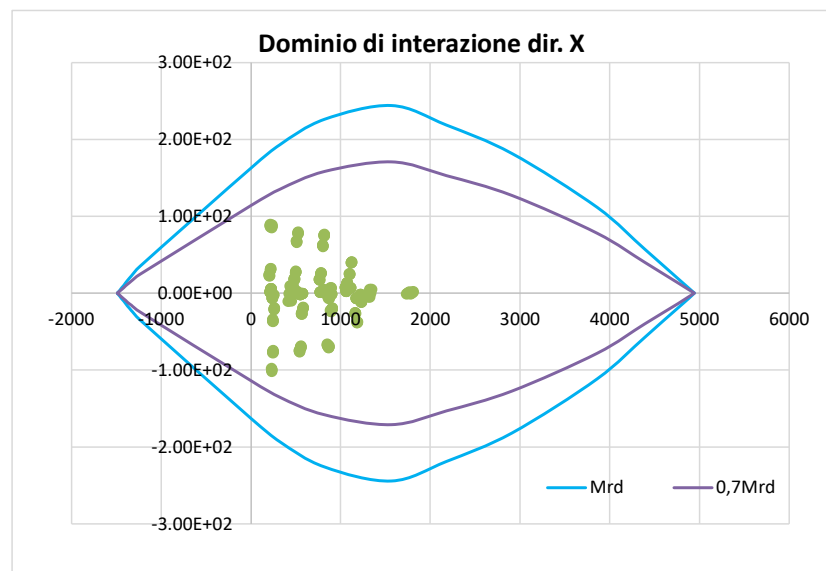
In direzione X la sezione ha base 70 cm e altezza 30, mentre le travi che confluiscono sul pilastro sono interne di collegamento, di sezione 30 x50. In direzione Y, invece, la sezione ha base 30 cm e altezza 70 cm, mentre le travi che confluiscono sono travi portanti 30x65. Una volta riportate le sollecitazioni dal software VCASLU si sono ricavati i domini di interazione M-N. Poiché il pilastro è soggetto a pressoflessione deviata la Norma ci consente di eseguire una verifica semplificata per ciascuna direzione di applicazione del sisma, eseguendo una verifica a pressoflessione retta nella quale la resistenza viene ridotta del 30%. Sulla base dei valori forniti

dal dominio si è inoltre verificato che lo sforzo normale massimo, ottenuto dalle differenti combinazioni, sia minore del 65 % dello sforzo resistente di tutta la sezione di calcestruzzo.

Purtroppo non tutti i punti risultavano contenuti entro il dominio, pertanto il diametro dei ferri è stato aumentato a Ø22.

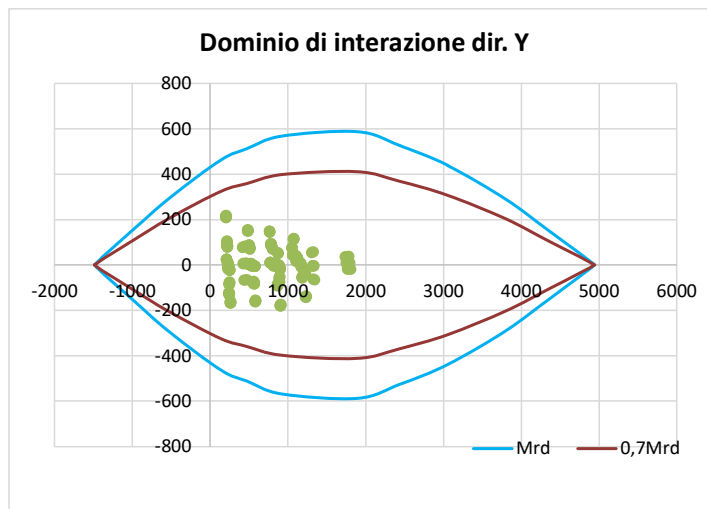
Di seguito si riporta un'immagine dei due domini sia in direzione X che Y.

N _{rd}	M _{rd}	0,7M _{rd}
-1487.72	0.00E+00	0.00
-1487.72	0.00E+00	0.00
-1487.72	0	0.00
-1487.72	0	0.00
-1464.2	3.48589	2.44
-1417.85	10.2458	7.17
-1371.7	16.7968	11.76
-1329.13	22.6608	15.86
-1235.75	34.9579	24.47
1.83443	162.811	113.97
320.994	192.895	135.03
819.096	225.857	158.10
1566.81	244.017	170.81
2178.27	218.539	152.98
2909	181.682	127.18
3859.04	111.415	77.99
4388.92	5.71E+01	40.00
4763.99	1.86E+01	12.99
4944.32	0	0.00
4944.32	0	0.00
4763.99	-18.5548	-12.99
4388.92	-57.1483	-40.00
3859.04	-111.415	-77.99
2909	-181.682	-127.18
2178.27	-218.539	-152.98
1566.81	-244.017	-170.81
819.096	-225.857	-158.10
320.994	-192.895	-135.03
1.83443	-162.811	-113.97
-1235.75	-34.9579	-24.47
-1329.13	-22.6608	-15.86
-1371.7	-16.7968	-11.76
-1417.85	-1.02E+01	-7.17
-1464.2	-3.49E+00	-2.44
-1487.72	0.00E+00	0.00
-1487.72	0.00E+00	0.00
-1487.72	0	0.00
-1487.72	0	0.00



B=	30	cm
H=	70	cm
R_{ck}=	35	Mpa
f_{cd}=	16.46	Mpa
NEd_{max}=	1807.03	KN
65%NRd=	2247.02	KN
NEdmax=	<= NRd	VERIFICATO

N _{rd}	M _{rd}	0,7M _{rd}
-1486.94	0	0.00
-1486.94	0	0.00
-1486.94	0	0.00
-1.49E+03	0	0.00
-1.46E+03	9.01383	6.31
-1409.26	26.5165	18.56
-1357.93	43.4051	30.38
-979.079	157.926	110.55
-520.025	295.895	207.13
141.295	464.167	324.92
471.39	512.265	358.59
912.737	568.161	397.71
1891.06	588.257	411.78
2437.16	526.62	368.63
3056.13	438.577	307.00
3801.07	290.231	203.16
4346.37	152.917	107.04
4745.37	52.1742	36.52
4943.54	0	0.00
4.94E+03	0	0.00
4.75E+03	-52.1742	-36.52
4.35E+03	-152.917	-107.04
3.80E+03	-290.231	-203.16
3056.13	-438.577	-307.00
2437.16	-526.62	-368.63
1891.06	-588.257	-411.78
912.737	-568.161	-397.71
471.39	-512.265	-358.59
141.295	-464.167	-324.92
-520.025	-295.895	-207.13
-979.079	-157.926	-110.55
-1357.93	-43.4051	-30.38
-1409.26	-26.5165	-18.56
-1460.85	-9.01383	-6.31
-1486.94	0	0.00
-1486.94	0	0.00
-1486.94	0	0.00
-1486.94	0	0.00



B=	30	cm
H=	70	cm
R _{ck} =	35	Mpa
f _{cd} =	16.46	Mpa
NEd _{max} =	1807.03	KN
65%NRd=	2247.02	KN
NEd _{max} =	<= NRd	VERIFICATO

Una volta ottenuti dei valori di armatura ipotetici, è possibile progettare secondo la gerarchia delle resistenze, garantendo che, come già detto:

$$\sum M_{c,Rd} \geq \gamma_{Rd} \sum M_{b,Rd}$$

Il coefficiente γ_{Rd} per una classe di duttilità media è pari a 1.3; a favore di sicurezza, sono stati utilizzati gli sforzi normali minimi agenti, restituendo essi dei valori inferiori di momenti resistenti.

NODO		M _{brd} KN-m	γ _{Rd} ·ΣM _{brd} KN-m		N KN	M _{crd} KN-m	ΣM _{crd} KN-m	ΣM _{crd} ≥γ _{Rd} ΣM _{brd}	
1	sx	126.65	278.941	inf	1050.48	233.20	457.70	verificato	X
	dx	87.92		sup	779.09	224.50			
2	sx	157.8	351.13	inf	763.34	223.80	432.10	verificato	
	dx	112.3		sup	498.44	208.30			
3	sx	157.8	351.13	inf	482.69	207.00	390.60	verificato	
	dx	112.3		sup	219.13	183.60			
1	sx	269.3	579.93	inf	1050.48	576.20	1129.00	verificato	Y
	dx	176.8		sup	779.09	552.80			
2	sx	290.8	607.88	inf	763.34	550.9	1066.9	verificato	
	dx	176.8		sup	498.44	516			
3	sx	290.8	607.88	inf	482.69	513.8	989.5	verificato	
	dx	176.8		sup	219.13	475.7			

Dopo aver eseguito e soddisfatto la verifica a pressoflessione di ciascun pilastro, il passo successivo è stato quello di dover garantire la resistenza di ciascun elemento rispetto alla sollecitazione di taglio. I valori di taglio agente V_{Ed} (e quindi la domanda a taglio), ai fini della progettazione in capacità e per ciascuna direzione di applicazione del sisma, si ottiene imponendo l'equilibrio con i momenti delle sezioni di estremità (inferiore e superiore) del pilastro $M_{i,d}^s$ e $M_{i,d}^i$, determinate secondo l'espressione successiva (Cap. §7.4.4.2.1 [7.4.5]NTC18) ed amplificate del fattore di sovrarresistenza γ_{Rd} :

$$V_{ed} = \gamma_{Rd} \frac{(M_{i,d}^s + M_{i,d}^i)}{l_p}$$

$M_{i,d}$ è il momento nella sezione di estremità (superiore o inferiore) in corrispondenza della formazione delle cerniere nelle travi, mentre $M_{C,Rd}$ rappresenta la capacità a flessione nella sezione di estremità.

Per questa verifica, rispetto a quanto definito nella verifica a pressoflessione, i valori di sforzo normale N_{ed} che sono stati presi in considerazione per la definizione dei momenti resistenti alle sezioni di estremità dei pilastri, corrispondono ai valori massimi ($N_{ed,max}$) in modo tale da ottenere e soddisfare la sollecitazione di taglio più sfavorevole.

In merito alla determinazione della capacità a taglio della sezione è stato considerato il capitolo 4.1.2.3.5 della norma, la quale impone di valutarla analogamente a quanto già svolto per le travi, analizzate già nel cap. 6.2.2 della presente relazione di calcolo. Per ogni pilastro, ed a ogni sua sezione è stato valutato dunque il taglio resistente nelle medesime modalità ovvero:

$$V_{rd} = \min[V_{rcd}, V_{rsd}]$$

Dove V_{rcd} è la resistenza a taglio compressione e V_{rsd} è la resistenza a taglio-trazione

Zona critica direzione X

dir.X	I_p (m)		N_{ed} (KN)	M_{rd} (KNm)	V_{ed} (KNm)
1°Piano	3.5	0	1233.46	238.1	149.5
		4	1212.46	237.6	
2°Piano	2.5	4	907	228.8	201.1
		7	891.95	228.3	
3°Piano	2.5	7	582.8	214.8	188.6
		10	567.05	213.9	
4°Piano	2.5	10	260.09	187.4	164.3
		13	244.37	185.9	

Geometria sezione		
B	70	
H	30	
d'	5	
d	25	cm
ϕ_{long_min}	2.2	cm
ϕ_{trasv}	1	cm
nbracci	4	
A_{st}	3.14	cm ²
f_{yd}	39.13	KN/cm ²
Rck	35	Mpa
f_{cd}	1.646	KN/cm ²
$f_{cd}'=f_{cd}/2$	0.82	KN/cm ²
f_{yd}	39.13	KN/cm ²
b_{st}	60	cm
A_{st}/s	0.20	cm ² /cm
s	15.00	cm
b_w	700	mm
A_{sw}	314.16	mm ²

	V_{Ed}	α	$\cotg\theta^*$	$\cotg\theta$	s_d	s	μ_s	$\cotg\theta$	V_{Rdc}	V_{Rds}	V_{Rd}	Verifica
1°Piano	149.51	4.34	8.55	2.50	15.0	15	0.17	2.24	413.39	413.39	413.39	Ok
2°Piano	201.12	3.22	6.29	2.50	15.0	15	0.17	2.24	413.39	413.39	413.39	Ok
3°Piano	188.63	3.44	6.72	2.50	15.0	15	0.17	2.24	413.39	413.39	413.39	Ok
4°Piano	164.25	3.95	7.76	2.50	15.0	15	0.17	2.24	413.39	413.39	413.39	Ok

Zona non critica direzione X

dir.X	I_p (m)		N_{ed} (KN)	M_{rd} (KNm)	V_{ed} (KNm)
1°Piano	3.5	0	1233.46	238.1	149.5
		4	1212.46	237.6	
2°Piano	2.5	4	907	228.8	201.1
		7	891.95	228.3	
3°Piano	2.5	7	582.8	214.8	188.6
		10	567.05	213.9	
4°Piano	2.5	10	260.09	187.4	164.3
		13	244.37	185.9	

Geometria sezione		
B	70	
H	30	
d'	5	
d	25	cm
ϕ_{long_min}	2.2	cm
ϕ_{trasv}	1	cm
nbracci	4	
A_{st}	3.14	cm ²
f_{yd}	39.13	KN/cm ²
Rck	35	Mpa
f_{cd}	1.646	KN/cm ²
$f_{cd}'=f_{cd}/2$	0.82	KN/cm ²
f_{yd}	39.13	KN/cm ²
s	25.00	cm
b_w	700	mm
A_{sw}	314.16	mm ²

	V_{Ed}	α	$\cotg\theta^*$	$\cotg\theta$	s_d	s	μ_s	$\cotg\theta^*$	$\cotg\theta$	V_{Rdc}	V_{Rds}	V_{Rd}	Verifica
1°Piano	149.51	4.34	8.55	2.50	25.0	25	0.10	3.01	2.50	383.16	276.59	276.59	Ok
2°Piano	201.12	3.22	6.29	2.50	25.0	25	0.10	3.01	2.50	383.16	276.59	276.59	Ok
3°Piano	188.63	3.44	6.72	2.50	25.0	25	0.10	3.01	2.50	383.16	276.59	276.59	Ok
4°Piano	164.25	3.95	7.76	2.50	25.0	25	0.10	3.01	2.50	383.16	276.59	276.59	Ok

Zona critica direzione Y

dir.Y	l_p (m)		N_{ed} (KN)	M_{rd} (KNm)	V_{ed} (KNm)
1°Piano	2.35	0	1233.46	581.6	544.2426
		4	1212.46	581.1	
2°Piano	2.35	4	907	567.5	530.5277
		7	891.95	565.9	
3°Piano	2.35	7	582.8	527.6	492.9404
		10	567.05	525.5	
4°Piano	2.35	10	260.09	481.8	449.9702
		13	244.37	479.5	

Geometria sezione		
B	30	
H	70	
d'	5	
d	65	cm
ϕ_{long_min}	2.2	cm
ϕ_{trasv}	1	cm
n_{bracci}	2	
A_{st}	1.57	cm ²
f_{yd}	39.13	KN/cm ²
Rck	35	Mpa
f_{cd}	1.646	KN/cm ²
$f_{cd}'=f_{cd}/2$	0.82	KN/cm ²
f_{yd}	39.13	KN/cm ²
b_{st}	20	cm
A_{st}/s	0.07	cm ² /cm
s	15.00	cm
b_w	300	mm
A_{sw}	157.08	mm ²

	V_{Ed}	α	$cotg\theta^*$	$cotg\theta$	s_d	s	μ_s	$cotg\theta^*$	$cotg\theta$	V_{Rdc}	V_{Rds}	V_{Rd}	Verifica
1°Piano	544.24	1.33	2.20	2.20	14.5	10	0.29	1.56	1.56	562.06	562.06	562.06	Ok
2°Piano	530.53	1.36	2.29	2.29	15.0	10	0.29	1.56	1.56	562.06	562.06	562.06	Ok
3°Piano	492.94	1.47	2.54	2.50	15.0	10	0.29	1.56	1.56	562.06	562.06	562.06	Ok
4°Piano	449.97	1.61	2.86	2.50	15.0	15	0.19	2.04	2.04	489.22	489.22	489.22	Ok

Zona non critica direzione Y

dir.Y	l_p (m)		N_{ed} (KN)	M_{rd} (KNm)	V_{ed} (KNm)
1°Piano	2.35	0	1233.46	581.6	544.2426
		4	1212.46	581.1	
2°Piano	2.35	4	907	567.5	530.5277
		7	891.95	565.9	
3°Piano	2.35	7	582.8	527.6	492.9404
		10	567.05	525.5	
4°Piano	2.35	10	260.09	481.8	449.9702
		13	244.37	479.5	

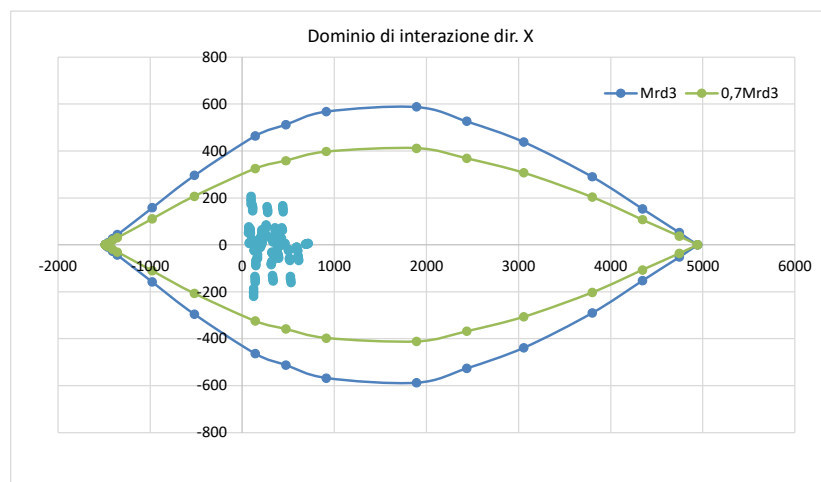
Geometria sezione		
B	30	
H	70	
d'	5	
d	65	cm
ϕ_{long_min}	2.2	cm
ϕ_{trasv}	1	cm
n_{bracci}	2	
A_{st}	1.57	cm ²
f_{yd}	39.13	KN/cm ²
Rck	35	Mpa
f_{cd}	1.646	KN/cm ²
$f_{cd}'=f_{cd}/2$	0.82	KN/cm ²
f_{yd}	39.13	KN/cm ²
s	25.00	cm
b_w	300	mm
A_{sw}	157.08	mm ²

	V_{Ed}	α	$cotg\theta^*$	$cotg\theta$	s_d	s	μ_s	$cotg\theta^*$	$cotg\theta$	V_{Rdc}	V_{Rds}	V_{Rd}	Verifica
1°Piano	544.24	1.33	2.20	2.20	14.5	10	0.29	1.56	1.56	562.06	562.06	562.06	Ok
2°Piano	530.53	1.36	2.29	2.29	15.5	10	0.29	1.56	1.56	562.06	562.06	562.06	Ok
3°Piano	492.94	1.47	2.54	2.50	18.2	10	0.29	1.56	1.56	562.06	562.06	562.06	Ok
4°Piano	449.97	1.61	2.86	2.50	20.0	15	0.19	2.04	2.04	489.22	489.22	489.22	Ok

P11	Zona critica	Zona non critica
	s(cm)	s(cm)
1°Piano	10	10
2°Piano	10	10
3°Piano	10	10
4°Piano	15	15

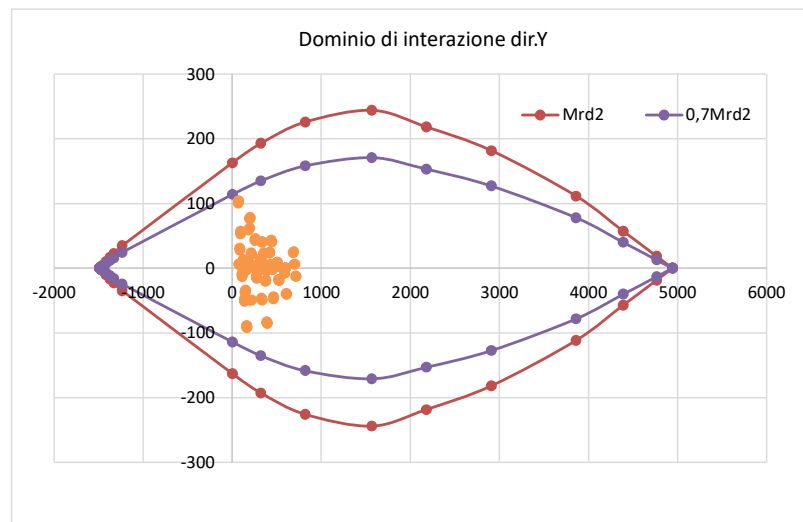
Pilastro P19

Nrd	Mrd3	0,7Mrd3
-1486.94	0	0.00
-1486.94	0	0.00
-1486.94	0	0.00
-1486.94	0	0.00
-1460.85	9.01383	6.31
-1409.26	26.5165	18.56
-1357.93	43.4051	30.38
-979.079	157.926	110.55
-520.025	295.895	207.13
141.295	464.167	324.92
471.39	512.265	358.59
912.737	568.161	397.71
1891.06	5.88E+02	411.78
2437.16	5.27E+02	368.63
3056.13	438.577	307.00
3801.07	290.231	203.16
4346.37	152.917	107.04
4745.37	52.1742	36.52
4943.54	0	0.00
4943.54	0	0.00
4745.37	-52.1742	-36.52
4346.37	-152.917	-107.04
3801.07	-290.231	-203.16
3056.13	-438.577	-307.00
2437.16	-526.62	-368.63
1891.06	-588.257	-411.78
912.737	-568.161	-397.71
471.39	-512.265	-358.59
141.295	-464.167	-324.92
-520.025	-295.895	-207.13
-979.079	-157.926	-110.55
-1357.93	-43.4051	-30.38
-1409.26	-26.5165	-18.56
-1460.85	-9.01383	-6.31
-1486.94	0	0.00
-1486.94	0	0.00
-1486.94	0	0.00
-1486.94	0	0.00



B=	30	cm
H=	70	cm
R _{ck} =	35	Mpa
f _{cd} =	16.46	Mpa
NEd _{max} =	717.56	KN
<=	65%NRd=	2247.02
	KN	V

Nrd	Mrd2	0,7Mrd2
-1487.72	0	0.00
-1487.72	0	0.00
-1487.72	0	0.00
-1487.72	0	0.00
-1464.2	3.48589	2.44
-1417.85	10.2458	7.17
-1371.7	16.7968	11.76
-1329.13	22.6608	15.86
-1235.75	34.9579	24.47
1.83443	162.811	113.97
320.994	192.895	135.03
8.19E+02	2.26E+02	158.10
1.57E+03	2.44E+02	170.81
2178.27	218.539	152.98
2909	181.682	127.18
3859.04	111.415	77.99
4388.92	57.1483	40.00
4763.99	18.5548	12.99
4944.32	0	0.00
4944.32	0	0.00
4763.99	-18.5548	-12.99
4388.92	-57.1483	-40.00
3859.04	-111.415	-77.99
2909	-181.682	-127.18
2178.27	-218.539	-152.98
1566.81	-244.017	-170.81
819.096	-225.857	-158.10
3.21E+02	-1.93E+02	-135.03
1.83E+00	-1.63E+02	-113.97
-1.24E+03	-3.50E+01	-24.47
-1.33E+03	-2.27E+01	-15.86
-1371.7	-16.7968	-11.76
-1417.85	-10.2458	-7.17
-1464.2	-3.48589	-2.44
-1487.72	0	0.00
-1487.72	0	0.00
-1487.72	0	0.00
-1487.72	0	0.00



B=	30	cm					
H=	70	cm					
R _{ck} =	35	Mpa					
f _{cd} =	16.46	Mpa					
N _{Ed,max} =	717.56	KN	<=	65%NRd=	2247.02	KN	V

Gerarchia

NODO		Mbrd	$\gamma R_d \cdot \Sigma Mbrd$		N	Mcrd	$\Sigma Mcrd$	$\Sigma Mcrd \geq \gamma r_d \Sigma Mbrd$	
		KN-m	KN-m		KN	KN-m	KN-m		
1	sx	126.65	278.941	inf	332.31	492.30	966.90	verificato	X
	dx	87.92		sup	211.31	474.60			
2	sx	157.8	351.13	inf	195.55	455.70	927.90	verificato	
	dx	112.3		sup	84.45	472.20			

NODO		Mbrd	$\gamma R_d \cdot \Sigma Mbrd$		N	Mcrd	$\Sigma Mcrd$	$\Sigma Mcrd \geq \gamma r_d \Sigma Mbrd$	
		KN-m	KN-m		KN	KN-m	KN-m		
1	sx	245.45	319.085	inf	332.31	193.90	376.70	verificato	Y
	dx	0		sup	211.31	182.80			
2	sx	245.5	319.15	inf	195.55	181.40	352.20	verificato	
	dx	0		sup	84.45	170.80			

Zona critica direzione X

dir. X	I_p (m)		N_{ed} (KN)	M_{rd3} (KNm)	V_{ed2} (KNm)
1°Piano	3.5	0	611.52	531.5	333.2
		4	590.52	528.7	
2°Piano	2.5	4	393.26	501.2	440.0
		7	377.51	498.9	
3°Piano	2.5	7	164.25	467.6	410.4
		10	148.5	465.2	

Geometria sezione		
B	30	
H	70	
d'	5	
d	65	cm
ϕ_{long_min}	2.2	cm
ϕ_{trasv}	1	cm
n_{bracci}	2	
A_{st}	1.57	cm ²
f_{yd}	39.13	KN/cm ²
Rck	35	Mpa
f_{cd}	1.646	KN/cm ²
$f_{cd}'=f_{cd}/2$	0.82	KN/cm ²
f_{yd}	39.13	KN/cm ²
b_{st}	20	cm
A_{st}/s	0.07	cm ² /cm
s	15.00	cm
b_w	300	mm
A_{sw}	157.08	mm ²

	V_{Ed_Sap} (KN)	V_{Ed} (KN)	α	$\cotg\theta^*$	$\cotg\theta$	s_d (cm)	s (cm)	μ_s	$\cotg\theta^*$	$\cotg\theta$	V_{Rdc} (KN)	V_{Rds} (KN)	V_{Rd} (KN)	Verifica
1°Piano	47.35	333.21	2.17	4.09	2.50	15.0	15	0.19	2.04	2.04	489.22	489.22	489.22	Ok
2°Piano	81.82	440.04	1.64	2.94	2.50	15.0	15	0.19	2.04	2.04	489.22	489.22	489.22	Ok
3°Piano	129.71	410.43	1.76	3.21	2.50	15.0	15	0.19	2.04	2.04	489.22	489.22	489.22	Ok

Zona non critica direzione X

dir. X	I_p (m)		N_{ed} (KN)	M_{rd3} (KNm)	V_{ed2} (KNm)
1°Piano	3.5	0	611.52	531.5	333.2
		4	590.52	528.7	
2°Piano	2.5	4	393.26	501.2	440.0
		7	377.51	498.9	
3°Piano	2.5	7	164.25	467.6	410.4
		10	148.5	465.2	

Geometria sezione		
B	30	
H	70	
d'	5	
d	65	cm
ϕ_{long_min}	2.2	cm
ϕ_{trasv}	1	cm
n_{bracci}	2	
A_{st}	1.57	cm ²
f_{yd}	39.13	KN/cm ²
Rck	35	Mpa
f_{cd}	1.646	KN/cm ²
$f_{cd}'=f_{cd}/2$	0.82	KN/cm ²
f_{yd}	39.13	KN/cm ²
s	25.00	cm
b_w	300	mm
A_{sw}	157.08	mm ²

	V_{Ed_Sap} (KN)	V_{Ed} (KN)	α	$\cotg\theta^*$	$\cotg\theta$	s_d (cm)	s (cm)	μ_s	$\cotg\theta^*$	$\cotg\theta$	V_{Rdc} (KN)	V_{Rds} (KN)	V_{Rd} (KN)	Verifica
1°Piano	47.35	333.21	2.17	4.09	2.50	25.0	25	0.12	2.76	2.50	426.95	359.57	359.57	Ok
2°Piano	81.82	440.04	1.64	2.94	2.50	20.4	15	0.19	2.04	2.04	489.22	489.22	489.22	Ok
3°Piano	129.71	410.43	1.76	3.21	2.50	21.9	20	0.15	2.43	2.43	436.21	436.21	436.21	Ok

Zona critica direzione Y

dir. Y	l_p (m)		N_{ed} (KN)	M_{rd2} (KNm)	V_{ed3} (KNm)
1°Piano	2.35	0	611.52	216.2	201.9
		4	590.52	215.2	
2°Piano	2.35	4	393.26	199.3	185.9
		7	377.51	197.9	
3°Piano	2.35	7	164.25	178.4	166.3
		10	148.5	176.9	

Geometria sezione		
B	70	
H	30	
d'	5	
d	25	cm
ϕ_{long_min}	2.2	cm
ϕ_{trasv}	1	cm
n_{bracci}	4	
A_{st}	3.14	cm ²
f_{yd}	39.13	KN/cm ²
Rck	35	Mpa
f_{cd}	1.646	KN/cm ²
$f_{cd}'=f_{cd}/2$	0.82	KN/cm ²
f_{yd}	39.13	KN/cm ²
b_{st}	60	cm
A_{st}/s	0.20	cm ² /cm
s	15.00	cm

	V_{Ed_Sap} (KN)	V_{Ed} (KN)	α	$\cotg\theta^*$	$\cotg\theta$	s_d (cm)	s (cm)	μ_s	$\cotg\theta^*$	$\cotg\theta$	V_{Rdc} (KN)	V_{Rds} (KN)	V_{Rd} (KN)	Verifica
1°Piano	20.22	201.93	3.21	6.26	2.50	15.0	15	0.17	2.24	2.24	413.39	413.39	413.39	Ok
2°Piano	54.51	185.92	3.49	6.83	2.50	15.0	15	0.17	2.24	2.24	413.39	413.39	413.39	Ok
3°Piano	65.28	166.31	3.90	7.66	2.50	15.0	15	0.17	2.24	2.24	413.39	413.39	413.39	Ok

Zona non critica direzione Y

dir. Y	l_p (m)		N_{ed} (KN)	M_{rd2} (KNm)	V_{ed3} (KNm)
1°Piano	2.35	0	611.52	216.2	201.9
		4	590.52	215.2	
2°Piano	2.35	4	393.26	199.3	185.9
		7	377.51	197.9	
3°Piano	2.35	7	164.25	178.4	166.3
		10	148.5	176.9	

Geometria sezione		
B	70	
H	30	
d'	5	
d	25	cm
ϕ_{long_min}	2.2	cm
ϕ_{trasv}	1	cm
n_{bracci}	4	
A_{st}	3.14	cm ²
f_{yd}	39.13	KN/cm ²
Rck	35	Mpa
f_{cd}	1.646	KN/cm ²
$f_{cd}'=f_{cd}/2$	0.82	KN/cm ²
f_{yd}	39.13	KN/cm ²
s	25.00	cm
b_w	700	mm
A_{sw}	314.16	mm ²

	V_{Ed_Sap} (KN)	V_{Ed} (KN)	α	$\cotg\theta^*$	$\cotg\theta$	s_d (cm)	s (cm)	μ_s	$\cotg\theta^*$	$\cotg\theta$	V_{Rdc} (KN)	V_{Rds} (KN)	V_{Rd} (KN)	Verifica
1°Piano	20.22	201.93	3.21	6.26	2.50	25.0	25	0.10	3.01	2.50	383.16	276.59	276.59	Ok
2°Piano	54.51	185.92	3.49	6.83	2.50	25.0	25	0.10	3.01	2.50	383.16	276.59	276.59	Ok
3°Piano	65.28	166.31	3.90	7.66	2.50	25.0	25	0.10	3.01	2.50	383.16	276.59	276.59	Ok

P19	Zona critica	Zona non critica
	s(cm)	s(cm)
1°Piano	15	25
2°Piano	15	15
3°Piano	15	20

5.8 Verifica nodi

Si definisce nodo la zona del pilastro in cui si innestano le travi adiacenti. La sua resistenza deve essere tale da assicurare che non si pervenga ad una rottura prematura né del pilastro né della trave ad esso concorrente. Sono da evitare, per quanto possibile, eccentricità tra l'asse della trave e quella del pilastro concorrenti nel nodo per garantire la trasmissione degli sforzi.

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 $\frac{3}{4}$ della larghezza del pilastro, e su entrambe le coppie di facce opposte del nodo le sezioni delle travi si ricoprono per almeno i $\frac{3}{4}$ dell'altezza;

Nodi non interamente confinati: tutti i nodi appartenenti alla categoria precedente.

La progettazione dei nodi è in ogni caso intesa come "in capacità", quindi la sollecitazione di domanda dipende dalla quantità di barre effettivamente presenti nelle travi.

In assenza di più accurate valutazioni, la forza di taglio agente nel nucleo di calcestruzzo del nodo può essere calcolata per ciascuna direzione dell'azione sismica, come:

$$V_{jbd} = \gamma_{Rd}(A_{s1} + A_{s2})f_{yd} - V_c$$

$$V_{jbd} = \gamma_{Rd}(A_{s1})f_{yd} - V_c$$

Rispettivamente, la prima per i nodi interni e la seconda per i nodi esterni.

La compressione diagonale indotta nel nodo dal meccanismo a traliccio non deve superare la resistenza a compressione del calcestruzzo, che si traduce nella seguente condizione:

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

A vantaggio di sicurezza si è considerato il valore minimo di taglio agente mentre il valore dello sforzo normale adimensionalizzato v_d è stato calcolato in riferimento al massimo valore assiale agente.

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:

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

In alternativa, la normativa, stabilisce che l'integrità del nodo, a seguito della fessurazione diagonale, può essere garantita interamente dalle staffe orizzontali, se soddisfatte le seguenti verifiche:

$$A_{sh}f_{ywd} \geq \gamma_{Rd}(A_{s1} + A_{s2})f_{yd}(1 - 0.8v_d)$$

$$A_{sh}f_{ywd} \geq \gamma_{Rd}(A_{s2})f_{yd}(1 - 0.8v_d)$$

E' sufficiente che la verifica risulti soddisfatta per uno dei due approcci.

Nodo P11

Primo livello direzione X

Direzione x		
γ_{rd}	1.1	
A_{s1}	7.7	cm ²
A_{s2}	5.09	cm ²
f_{yk}	45	KN/cm ²
f_{yd}	39.13	KN/cm ²
V_c	44.58	KN
V_{jbd}	505.95	KN

Meccanismo a puntone diagonale		
α_j	0.6	
f_{ck}	29.05	Mpa
η	0.53028	
N_{ed}	907.00	KN
f_{cd}	1.646	KN/cm ²
b_c	70	cm
h_c	30	cm
d'	5	cm
N_{rd}	3456.95	KN
v_d	0.262	
h_{jc}	20	cm
b_w	30	cm
b_j	45	cm
$V_{jbd\ rd}$	558.42	KN
V_{jbd}	\leq	$V_{jbd\ rd}$ VERIFICATO

Meccanismo di confinamento		
f_{ctd}	0.13	KN/cm ²
b_w	30	cm
h_w	50	cm
d'	5	cm
h_{jw}	40	cm
$s\ staffe\ nodo$	5	cm
$\phi\ staffe$	1	cm
A_{sw}	0.79	cm ²
n_{st}	4	
A_{sh}	25.13	cm ²
0.546	\geq	0.4278 VERIFICATO

Primo livello direzione Y

Direzione y		
γ_{rd}	1.1	
As1	12.25	cm ²
As2	7.63	cm ²
f _{yk}	45	KN/cm ²
f _{yd}	39.13	KN/cm ²
V _c	56.18	KN
V _{jbd}	799.52	KN

Meccanismo a puntone diagonale		
α_j	0.6	
f _{ck}	29.05	Mpa
η	0.53028	
N _{ed}	907.00	KN
f _{cd}	1.646	KN/cm ²
bc	30	cm
hc	70	cm
d'	5	cm
N _{rd}	3456.95	KN
v _d	0.262	
h _{jc}	60	cm
bw	30	cm
bj	30	cm
V _{jbd rd}	1116.85	KN
V _{jbd}	<=	V _{jbd rd} VERIFICATO

Meccanismo di confinamento		
f _{ctd}	0.13	KN/cm ²
bw	30	cm
hw	65	cm
d'	5	cm
h _{jw}	55	cm
s staffe nodo	5	cm
ϕ staffe	1	cm
A _{sw}	0.79	cm ²
n _{st}	2	
A _{sh}	17.28	cm ²
0.410	>=	0.2174 VERIFICATO

Secondo livello direzione X

Direzione x		
γ_{rd}	1.1	
As1	9.71	cm ²
As2	6.63	cm ²
f _{yk}	45	KN/cm ²
f _{yd}	39.13	KN/cm ²
V _c	55.4	KN
V _{jbd}	647.93	KN

Meccanismo a puntone diagonale		
α_j	0.6	
f _{ck}	29.05	Mpa
η	0.53028	
N _{ed}	582.80	KN
f _{cd}	1.646	KN/cm ²
bc	70	cm
hc	30	cm
d'	5	cm
N _{rd}	3456.95	KN
v _d	0.169	
h _{jc}	20	cm
bw	30	cm
bj	45	cm
V _{jbd rd}	648.84	KN
V _{jbd}	<=	V _{jbd rd} VERIFICATO

Meccanismo di confinamento		
f _{ctd}	0.13	KN/cm ²
bw	30	cm
hw	50	cm
d'	5	cm
h _{jw}	40	cm
s staffe nodo	5	cm
ϕ staffe	1	cm
A _{sw}	0.79	cm ²
n _{st}	4	
A _{sh}	25.13	cm ²
983.46	>=	608.47 VERIFICATO

Secondo livello direzione Y

Direzione y		
γ_{rd}	1.1	
As1	10.26	cm ²
As2	7.63	cm ²
fyk	45	KN/cm ²
fyd	39.13	KN/cm ²
Vc	57.08	KN
Vjbd	712.97	KN

Meccanismo a puntone diagonale		
α_j	0.6	
fck	29.05	Mpa
η	0.53028	
Ned	582.80	KN
fcd	1.646	KN/cm ²
bc	30	cm
hc	70	cm
d'	5	cm
Nrd	3456.95	KN
vd	0.169	
hjc	60	cm
bw	30	cm
bj	30	cm
Vjbd rd	1297.68	KN
Vjbd	<=	Vjbd rd VERIFICATO

Meccanismo di confinamento		
fctd	0.13	KN/cm ²
bw	30	cm
hw	65	cm
d'	5	cm
h _{jw}	55	cm
s staffe nodo	5	cm
ϕ staffe	1	cm
Asw	0.79	cm ²
nst	2	
Ash	17.28	cm ²
0.410	>=	0.2505 VERIFICATO

Terzo livello direzione X

Direzione x		
γ_{rd}	1.1	
As1	9.71	cm ²
As2	6.63	cm ²
fyk	45	KN/cm ²
fyd	39.13	KN/cm ²
Vc	55.6	KN
Vjbd	647.73	KN

Meccanismo a puntone diagonale		
α_j	0.6	
fck	29.05	Mpa
η	0.53028	
Ned	274.79	KN
fcd	1.646	KN/cm ²
bc	70	cm
hc	30	cm
d'	5	cm
Nrd	3456.95	KN
vd	0.079	
hjc	20	cm
bw	30	cm
bj	45	cm
Vjbd rd	724.36	KN
Vjbd	<=	Vjbd rd VERIFICATO

Meccanismo di confinamento		
fctd	0.13	KN/cm ²
bw	30	cm
hw	50	cm
d'	5	cm
h _{jw}	40	cm
s staffe nodo	5	cm
ϕ staffe	1	cm
Asw	0.79	cm ²
nst	4	
Ash	25.13	cm ²
983.46	>=	658.60 VERIFICATO

Terzo livello direzione Y

Direzione y		
γ_{rd}	1.1	
As1	10.26	cm2
As2	7.63	cm2
fyk	45	KN/cm2
fyd	39.13	KN/cm2
Vc	72.83	KN
Vjbd	697.22	KN

Meccanismo a puntone diagonale		
α_j	0.6	
fck	29.05	Mpa
η	0.53028	
Ned	274.79	KN
fcd	1.646	KN/cm2
bc	30	cm
hc	70	cm
d'	5	cm
Nrd	3456.95	KN
vd	0.079	
hjc	60	cm
bw	30	cm
bj	30	cm
Vjbd rd	1448.73	KN
Vjbd	<=	Vjbd rd VERIFICATO

Meccanismo di confinamento		
fctd	0.13	KN/cm2
bw	30	cm
hw	50	cm
d'	5	cm
h _{jw}	40	cm
s staffe nodo	5	cm
ϕ staffe	1	cm
Asw	0.79	cm2
nst	3	
Ash	18.85	cm2
0.615	>=	0.4378 VERIFICATO

Nodo P19

Primo livello direzione X

Direzione x		
γ_{rd}	1.1	
As1	12.56	cm2
As2	6.28	cm2
fyk	45	KN/cm2
fyd	39.13	KN/cm2
Vc	16.62	KN
Vjbd	794.32	KN

Meccanismo di confinamento		
fctd	0.13	KN/cm2
bw	30	cm
hw	50	cm
d'	5	cm
h _{jw}	40	cm
s staffe nodo	5	cm
ϕ staffe	1	cm
Asw	0.79	cm2
nst	2	
Ash	12.57	cm2
0.410	>=	0.2428 VERIFICATO

Meccanismo a puntone diagonale		
α_j	0.6	
fck	29.05	Mpa
η	0.53028	
Ned	812.45	KN
fcd	1.646	KN/cm2
bc	30	cm
hc	70	cm
d'	5	cm
Nrd	3456.95	KN
vd	0.235	
hjc	60	cm
bw	30	cm
bj	30	cm
Vjbd rd	1172.47	KN
Vjbd	<=	Vjbd rd VERIFICATO

Primo livello direzione Y

Direzione y		
γ_{rd}	1.1	
As1	7.63	cm ²
As2	5.09	cm ²
fyk	45	KN/cm ²
fyd	39.13	KN/cm ²
Vc	12.56	KN
Vjbd	534.95	KN

Meccanismo di confinamento				
fctd	0.13	KN/cm ²		
bw	30	cm		
hw	65	cm		
d'	5	cm		
h _{jw}	55	cm		
s staffe nodo	5	cm		
ϕ staffe	1	cm		
Asw	0.79	cm ²		
nst	4			
Ash	34.56	cm ²		
1352.25	>=	444.57		VERIFICATO

Meccanismo a puntone diagonale				
α_j	0.6			
fck	29.05	Mpa		
η	0.53028			
Ned	812.45	KN		
fcd	1.646	KN/cm ²		
bc	70	cm		
hc	30	cm		
d'	5	cm		
Nrd	3456.95	KN		
vd	0.235			
h _{jc}	20	cm		
bw	30	cm		
bj	45	cm		
Vjbd rd	586.24	KN		
Vjbd	<=	Vjbd rd		VERIFICATO

Secondo livello direzione X

Direzione x		
γ_{rd}	1.1	
As1	12.56	cm ²
As2	6.28	cm ²
fyk	45	KN/cm ²
fyd	39.13	KN/cm ²
Vc	26.04	KN
Vjbd	784.90	KN

Meccanismo di confinamento				
fctd	0.13	KN/cm ²		
bw	30	cm		
hw	50	cm		
d'	5	cm		
h _{jw}	40	cm		
s staffe nodo	5	cm		
ϕ staffe	1	cm		
Asw	0.79	cm ²		
nst	3			
Ash	18.85	cm ²		
0.615	>=	0.3547		VERIFICATO

Meccanismo a puntone diagonale				
α_j	0.6			
fck	29.05	Mpa		
η	0.53028			
Ned	542.16	KN		
fcd	1.646	KN/cm ²		
bc	30	cm		
hc	70	cm		
d'	5	cm		
Nrd	3456.95	KN		
vd	0.157			
h _{jc}	60	cm		
bw	30	cm		
bj	30	cm		
Vjbd rd	1318.60	KN		
Vjbd	<=	Vjbd rd		VERIFICATO

Secondo livello direzione Y

Direzione y		
γ_{rd}	1.1	
As1	7.63	cm2
As2	5.09	cm2
fyk	45	KN/cm2
fyd	39.13	KN/cm2
Vc	14.12	KN
Vjbd	533.39	KN

Meccanismo di confinamento				
fctd	0.13	KN/cm2		
bw	30	cm		
hw	65	cm		
d'	5	cm		
h _{jw}	55	cm		
s staffe nodo	5	cm		
ϕ staffe	1	cm		
Asw	0.79	cm2		
nst	4			
Ash	34.56	cm2		
1352.25	>=	478.82		VERIFICATO

Meccanismo a puntone diagonale				
α_j	0.6			
fck	29.05	Mpa		
η	0.53028			
Ned	542.16	KN		
fcd	1.646	KN/cm2		
bc	70	cm		
hc	30	cm		
d'	5	cm		
Nrd	3456.95	KN		
vd	0.157			
h _{jc}	20	cm		
bw	30	cm		
bj	45	cm		
Vjbd rd	659.30	KN		
Vjbd	<=	Vjbd rd	VERIFICATO	

Terzo livello direzione X

Direzione x		
γ_{rd}	1.1	
As1	12.56	cm2
As2	6.28	cm2
fyk	45	KN/cm2
fyd	39.13	KN/cm2
Vc	2.35	KN
Vjbd	808.59	KN

Meccanismo di confinamento		
fctd	0.13	KN/cm2
bw	30	cm
hw	50	cm
d'	5	cm
h _{jw}	40	cm
s staffe nodo	5	cm
ϕ staffe	1	cm
Asw	0.79	cm2
nst	3	
Ash	18.85	cm2

Meccanismo a puntone diagonale				
α_j	0.6			
fck	29.05	Mpa		
η	0.53028			
Ned	274.79	KN		
fcd	1.646	KN/cm2		
bc	30	cm		
hc	70	cm		
d'	5	cm		
Nrd	3456.95	KN		
vd	0.079			
h _{jc}	60	cm		
bw	30	cm		
bj	30	cm		
Vjbd rd	1448.73	KN		
Vjbd	<=	Vjbd rd	VERIFICATO	

Terzo livello direzione Y

Direzione y		
γ_{rd}	1.1	
As1	7.63	cm ²
As2	5.09	cm ²
f _{yk}	45	KN/cm ²
f _{yd}	39.13	KN/cm ²
V _c	17.46	KN
V _{jbd}	530.05	KN

Meccanismo a puntone diagonale		
α_j	0.6	
f _{ck}	29.05	Mpa
η	0.53028	
N _{ed}	274.79	KN
f _{cd}	1.646	KN/cm ²
bc	70	cm
hc	30	cm
d'	5	cm
N _{rd}	3456.95	KN
v _d	0.079	
h _{jc}	20	cm
bw	30	cm
b _j	45	cm
V _{jbd rd}	724.36	KN
V _{jbd}	<=	V _{jbd rd} VERIFICATO

Meccanismo di confinamento		
f _{ctd}	0.13	KN/cm ²
bw	30	cm
hw	65	cm
d'	5	cm
h _{jw}	55	cm
s staffe nodo	5	cm
ϕ staffe	1	cm
As _w	0.79	cm ²
n _{st}	4	
A _{sh}	34.56	cm ²
1352.25	>=	512.70 VERIFICATO

5.9 Setti

La norma tecnica al paragrafo 7.4.4.5, riporta:

“Si definisce parete un elemento strutturale di supporto per altri elementi che abbia una sezione trasversale rettangolare o ad essa assimilabile, anche per tratti, caratterizzata in ciascun tratto da un rapporto tra dimensione massima l_w e dimensione b_w in pianta $l_w/b_w > 4$. Le pareti si definiscono snelle se il rapporto $h_w/l_w > 2$, tozze in caso contrario, essendo h_w l'altezza totale della parete misurata a partire dalla sua base”.

Mentre al 7.4.6.1.4:

“Lo spessore delle pareti b_w deve essere non inferiore al valore massimo tra 150 mm e $1/20$ dell'altezza libera di interpiano”

Come per tutti gli elementi strutturali, quali travi e pilastri, anche per i setti è possibile individuare quella che è chiamata altezza critica, o altezza della zona inelastica di base, denominata h_{cr} , che si estende per una lunghezza individuata come:

$$h_s \leq h_{cr} = \max[l_w; \frac{1}{6} h_w]$$

Dove:

- h_s è l'altezza libera di piano
- l_w è la lunghezza in pianta della parete
- h_w è l'altezza totale della parete

Nella zona dissipativa si individuano alle estremità della parete due zone confinate, aventi per lati lo spessore parete, e una lunghezza confinata l_{cr} , pari al 20% della lunghezza in pianta l_w della parete stessa e comunque non inferiore a 1.5 volte lo spessore della parete.

Così come per i pilastri, è richiesto anche per i setti il controllo relativo allo sforzo normale adimensionalizzato rispetto all'area di calcestruzzo, il quale non deve eccedere, per la classe di duttilità scelta, ovvero la B, il 40%.

In mancanza di analisi più accurate, la normativa propone un approccio semplificato per la valutazione delle sollecitazioni di calcolo nelle pareti, semplificazione che consiste nel traslare il diagramma dei momenti flettenti derivante dall'analisi, da assumersi di tipo lineare, lungo l'altezza della parete, di una quantità assunta pari ad h_{cr} . Ottenute le sollecitazioni flettenti e taglianti lungo i setti, è possibile effettuare le verifiche richieste da normativa. Nello specifico, le verifiche riguardanti le pareti sono riassumibili in tre categorie:

- Verifica a pressoflessione
- Verifica a taglio
- Verifica a scorrimento sulle riprese di getto o giunti costruttivi

La normativa specifica che: "Le verifiche devono essere condotte nel modo indicato per i pilastri nel cap.7.4.4.2.1 tenendo conto, nella determinazione della capacità, di tutte le armature longitudinali presenti nella parete".

Per la domanda a taglio agente sulla parete, la normativa impone di incrementare la domanda di taglio, a causa della formazione della cerniera plastica alla base. Esso è pari, per pareti snelle, pari a :

$$1.5 \leq q \sqrt{\left(\frac{\gamma_{Rd} M_{rd}}{q M_{ed}}\right)^2 + 0.1 \left(\frac{S_e(Tc)}{S_e(T1)}\right)^2} \leq q$$

Dove:

- γ_{Rd} è pari a 1.2
- M_{rd} e M_{ed} indicano, rispettivamente, il momento flettente di progetto di domanda e capacità, alla base della parete
- $T1$ è il periodo fondamentale della struttura nella direzione considerata
- $S_e(T)$ è l'ordinata dello spettro di risposta elastico corrispondente all'ascissa T.

Le verifiche a taglio per le pareti ricoprono due possibili meccanismi di rottura:

- Taglio a compressione del calcestruzzo d'anima
- Taglio trazione delle armature d'anima

La resistenza, relativa al primo meccanismo, è valutata in accordo con le indicazioni fornite per elementi dotati di armatura resistenti a taglio, assumendo un valore del braccio interno delle forze z pari a $0.8l_w$, con inclinazione delle diagonali compresse a 45° . La norma specifica che il valore di tali resistenze vada moltiplicato, per le zone dissipative, per un fattore riduttivo pari a 0.4. Le verifiche sono state condotte assumendo agente, in ogni sezione del setto, il massimo taglio riscontrato sulla parete considerata.

La seconda verifica, relativa al taglio trazione dell'armatura d'anima, è condotta valutando il rapporto di taglio, calcolato per ogni piano, denominato α_s , che se inferiore a 2 si può condurre come:

$$V_{ed} \leq V_{rcd} + 0.75 \rho_h f_{yd} b_w \alpha_s l_w$$

$$\rho_h f_{yd} b_w z \leq \rho_v f_{yd} b_w z + \min N_{ed}$$

Con:

- ρ_h e ρ_v sono rispettivamente i rapporti tra l'area della sezione dell'armatura orizzontale e verticale, rispetto all'area relativa alla sezione di calcestruzzo
- f_{yd} è il valore di progetto della resistenza delle armature orizzontali e verticali
- V_{rcd} è il valore di resistenza a taglio degli elementi non armati, da assumersi nulla qualora, nelle zone dissipative, lo sforzo normale fosse di trazione
- α_s è il rapporto di taglio, pari a $M_{ed}/(V_{ed} l_w)$

L'ultima verifica richiesta per le pareti riguarda lo scorrimento nelle zone dissipative, localizzate sui possibili piani di scorrimento all'interno delle zone dissipative.

Per il soddisfacimento della verifica, deve risultare che:

$$V_{rds} \geq V_{ed}$$

In cui:

$$V_{rds} = V_{dd} + V_{id} + V_{fd}$$

Nella quale:

- V_{dd} rappresenta il contributo dell'effetto "spinotto" delle armature verticali
- V_{id} rappresenta il contributo delle armature inclinate alla base
- V_{fd} rappresenta il contributo della resistenza per attrito

Essi sono dati dalle seguenti espressioni:

$$V_{dd} = \min \left\{ \begin{array}{l} 1.3 \sum A_{si} \sqrt{f_{cd} f_{yd}} \\ 0.25 f_{yd} \sum A_{sj} \end{array} \right.$$

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

$$V_{fd} = \min \left\{ \begin{array}{l} \mu_f \left[\left(\sum A_{sj} f_{yd} + N_{ed} \right) \bar{z} + \frac{M_{ed}}{z} \right] \\ 0.5 \mu_f f_{cd} \bar{z} l_w b_w \end{array} \right.$$

Dove:

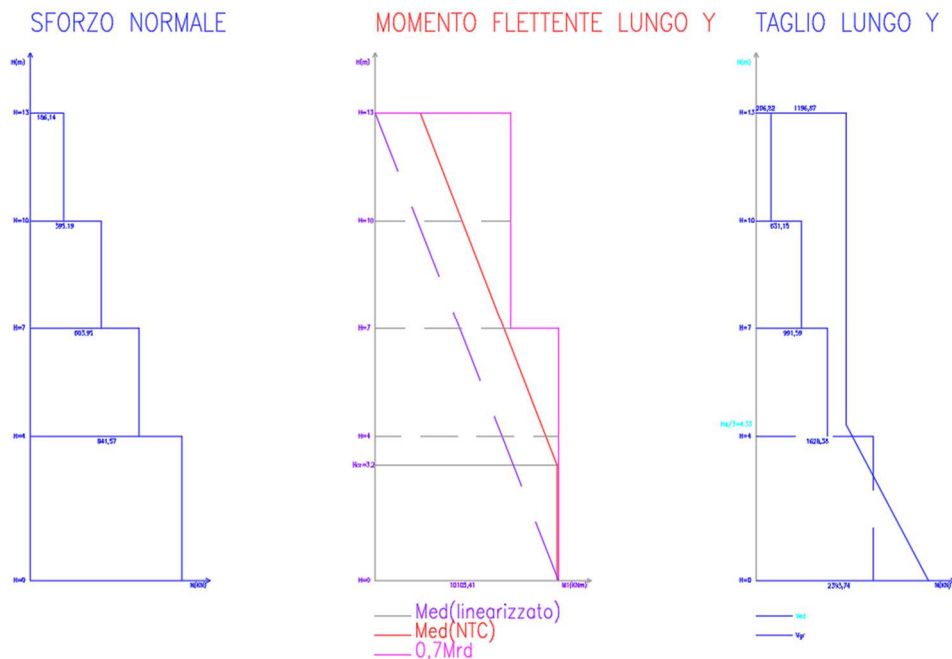
- μ_f è il coefficiente d'attrito calcestruzzo-calcestruzzo sotto azioni cicliche (può essere assunto pari a 0.6)
- $\sum A_{si}$ è la somma delle aree delle barre verticali intersecanti il piano contenente la potenziale superficie di scorrimento
- \bar{z} è l'altezza della parte compressa della sezione normalizzata all'altezza della sezione
- A_{si} è l'area di ciascuna armatura inclinata che attraversa il piano detto formando con esso un angolo ϕ_i

Setto S12

Geometria della sezione		
<i>lw</i>	320	cm
<i>bw</i>	30	cm
<i>Ac</i>	9600	cm ²

Verifica a pressoflessione

Ned	Med	Mrd	0,7Mrd	0,7Mrd ≥ Med
KN	KN-m	KN-m	KN-m	
841.571	10105.41	14556	10189.2	Verificato
603.95	3967.218	6127	4288.9	Verificato
395.189	1525.277	4199	2939.3	Verificato
186.141	535.8392	3958	2770.6	Verificato



Sollecitazioni di calcolo		
V2	1628.38	KN
M1	10105.41	KNm
M_{Rd}	10189.20	KNm
γ_{Rd}	1.2	
q	2.64	
T1	0.393	sec.
Se(T1)	0.281	
Se(Tc)	0.281	
A	1.47	
V_{Ed critica}	2393.74	KN
V_{Ed}	1196.87	KN

Verifica C.A. S.L.U. - File: settoY_zona non critica

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

Titolo :

N° figure elementari 1 Zoom N° strati barre 23 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]
1	30	320

N°	As [cm²]	d [cm]
1	9.05	5.5
2	9.05	13.83
3	9.05	23.17
4	9.05	31.5
5	9.05	40.83
6	9.05	50.17

Sollecitazioni S.L.U. Metodo n

N_{Ed} 186.14 0 kN
M_{xEd} 0 0 kNm
M_{yEd} 0 0

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

Tipo rottura

Materiali

B450C Rck35

ϵ_{su} 67.5 ‰ ϵ_{c2} 2 ‰
 f_{yd} 391.3 N/mm² ϵ_{cu} 3.5 ‰
 E_s 210'000 N/mm² f_{cd} 16.46
 E_s/E_c 15 f_{cc}/f_{cd} 0.8
 ϵ_{syd} 1.863 ‰ $\sigma_{c,adm}$ 11
 $\sigma_{s,adm}$ 255 N/mm² τ_{co} 0.6667
 τ_{c1} 1.971

Tipo Sezione
Rettan.re Trapezi
a T Circolare
Rettangoli Coord.

Metodo di calcolo
S.L.U.+ S.L.U.-
Metodo n

Tipo flessione
Retta Deviata

N° rett. 100

Calcola MRd Dominio M-N

L₀ 0 cm Col. modello

Precompresso

Verifica C.A. S.L.U. - File: settoY_zona critica

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

Titolo :

N° figure elementari 1 Zoom N° strati barre 23 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]
1	30	320

N°	As [cm²]	d [cm]
1	18.1	5.5
2	9.05	13.83
3	18.1	23.17
4	9.05	31.5
5	18.1	40.83
6	9.05	50.17

Sollecitazioni S.L.U. Metodo n

N_{Ed} 841.57 0 kN
M_{xEd} 0 0 kNm
M_{yEd} 0 0

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

Tipo rottura

Materiali

B450C Rck35

ϵ_{su} 67.5 ‰ ϵ_{c2} 2 ‰
 f_{yd} 391.3 N/mm² ϵ_{cu} 3.5 ‰
 E_s 210'000 N/mm² f_{cd} 16.46
 E_s/E_c 15 f_{cc}/f_{cd} 0.8
 ϵ_{syd} 1.863 ‰ $\sigma_{c,adm}$ 11
 $\sigma_{s,adm}$ 255 N/mm² τ_{co} 0.6667
 τ_{c1} 1.971

Tipo Sezione
Rettan.re Trapezi
a T Circolare
Rettangoli Coord.

Metodo di calcolo
S.L.U.+ S.L.U.-
Metodo n

Tipo flessione
Retta Deviata

N° rett. 100

Calcola MRd Dominio M-N

L₀ 0 cm Col. modello

Precompresso

Verifica a taglio-compressione

Verifica a taglio compressione del calcestruzzo dell'anima					
N	841.57	KN			
fck	2.5	KN/cm ²			
fcd	1.42	KN/cm ²			
σ _{cp}	0.09	<=	0,25fcd=	0.35	
α _c	1.06				
F _{rd critica}	0.4				
bw	30	cm			
lw	320	cm			
V _{Rcd critica}	2888.31	>=	V _{Ed critica}	2393.74	VERIFICATO
V _{Rcd}		>=	V _{Ed}	1196.87	VERIFICATO

Verifica a taglio-trazione

Verifica a taglio trazione dell'armatura dell'anima																				
	N _{Ed} KN	V _{Ed} KN	M _{Ed} KNm	bw cm	lw cm	α _s	d' cm	d cm	K	f _{cd} Mpa	f _{cd} Mpa	v _{min} Mpa	σ _{cp} Mpa	nf_tesi	φ mm	A _{s,tesa} cm ²	ρ _l	V _{rd1} KN	V _{rd2} KN	V _{rd,c} KN
1	841.571	2393.74	10105.41	30	320	1.94	5	315	1.25	29.05	16.46	0.84	0.09	38	24	171.91	0.02	542.41	802.14	802.14
2	603.95	1196.87	3967.218	30	320	1.25	5	315	1.25	29.05	16.46	0.84	0.06	38	24	171.91	0.02	538.91	798.63	798.63
3	395.189	1196.87	1641.44	30	320	0.81	5	315	1.25	29.05	16.46	0.84	0.04	30	24	135.72	0.01	495.67	795.54	795.54
4	186.141	1196.87	613.18	30	320	0.93	5	315	1.25	29.05	16.46	0.84	0.02	30	24	135.72	0.01	492.58	792.46	792.46

s	Asw	Asw/s	ph	nf	φ	As	pv	f _{yd}	V _{rd1}	V _{rd2}
cm	cm ²	cm ² /m			mm	cm ²		Mpa		
10	1.57	15.71	0.005236	62	24	280.48	0.029217	391.3	VERO	VERO
20	1.57	7.85	0.002618	62	24	280.48	0.029217	391.3	VERO	VERO
20	1.57	7.85	0.002618	46	24	208.10	0.021677	391.3	VERO	VERO
20	1.57	7.85	0.002618	46	24	208.10	0.021677	391.3	VERO	VERO

Verifica a scorrimento

Verifica a scorrimento					
Contributo dell'effetto spinotto delle armature verticale					
φ	24	mm			
nf	62				
ΣAsj	280.48	cm ²			
V _{dd1}	2714.79	KN			
V _{dd2}	2743.81	KN			
V _{dd}	2714.79	KN			
Contributo della resistenza per attrito					
μφ	0.60				
B _{w0}	30.00	cm			
x	88.38	cm			
ξ	0.28				
η	0.54				
V _{fd1}	4326.65	KN			
V _{fd2}	1014.16	KN			
V _{fd}	1014.16				
V _{Rd,s}	3728.95	>=	V _{Ed critica}	2393.74	VERIFICATO

5.10 Scale

I gradini andranno opportunatamente armati perché portano il peso proprio, ed i carichi esterni dovuti al calpestio delle persone. Essi sono schematizzati come delle mensole che scaricano sul setto.

Progetto gradino

Il gradino viene schematizzato come una mensola indipendente soggetta ad un carico linearmente distribuito dovuto al peso proprio, carichi permanenti e accidentali. Il gradino è soggetto ad un momento flettente negativo, massimo all'incastro.

Indicando con l la lunghezza della mensola ($l = l_g + \text{spessore setto}/2$)

$$M_{max} = (G_d + Q_d) \frac{l^2}{2} + F_d l$$

In realtà il gradino è soggetto ad una flessione deviata, con la sollecitazione che non coincide con uno degli assi principali di inerzia. Grazie alla soletta è possibile calcolare il quantitativo di armatura longitudinale necessaria per la flessione riconducendoci ad una flessione retta con sezione compressa rettangolare. L'azione agente sul gradino viene scomposta in due componenti, una ortogonale alla soletta, l'altra parallela. Dato che la soletta ha una rigidezza assiale infinita, essa è in grado di assorbire la componente parallela, annullando lo spostamento in tale direzione. La sezione del gradino è quindi soggetta ad un momento flettente che agisce secondo l'inclinazione della rampa e dovuto esclusivamente alla componente ortogonale.

Andiamo a progettare il gradino con un momento flettente $M_d = M_{max} \times \cos \alpha$

L'armatura di calcolo deve essere il massimo tra:

- $0,15\% A_{cl}$
- $A_{sl} \geq M_d / 0,9 d f_{yd}$

Dove con d si indica l'altezza utile della sezione mentre con A_c si considera l'area della sezione del calcestruzzo.

Scegliamo di disporre un $\emptyset 10$ superiormente per il momento ripiegandolo a molla in modo da avere inferiormente sempre un $\emptyset 10$ come armatura costruttiva, necessaria per disporre le armature di ripartizione interne alla soletta e ai gradini.

Il gradino è considerato come un elemento non armato a taglio, viene comunque disposta un'armatura trasversale per limitare le fessurazioni.

Per la definizione di grandezze quali altezza utile e larghezza gradino si sono utilizzate le seguenti formule:

$$B = \sqrt{p_{data}^2 + alzata^2}$$

$$d = soletta + alzata \times \cos \alpha - \sqrt{d'^2 + d'^2}$$

Per la verifica a taglio la Norma ci dice di trattare il gradino come una soletta, quindi non armarlo a taglio. Si rende comunque necessario eseguire una verifica sul taglio resistente, calcolato considerando una base equivalente pari ad Area gradino diviso per l'altezza utile h .

Si richiede pertanto di verificare che il taglio resistente V_{Rd} risulti maggiore del taglio agente di calcolo V_{ed} :

$$V_{Rd} = \max \left\{ \frac{0.18 k (100 \rho f_{ck})^{1/3}}{\gamma_c + 0.15 \sigma_{cp}} b_w d; (v_{min} + 0.15 \sigma_{cp}) b_w d \right\}$$

Materiali					
CLS	Acciaio B450C				
Rck	35	Mpa			
fck	29.05	Mpa	f _{yk}	450	Mpa
γ _c	1.5		γ _s	1.15	
fcd	16.46	Mpa	f _{yd}	391.30	Mpa
fctm	2.83	Mpa			

Geometria gradino			
L _g	1.45	m	lunghezza gradino dalla linea d'asse trave
p	30	cm	pedata
a	15	cm	alzata
α	26.57	°	angolo inclinazione rampa
B	33.54	cm	base sezione gradino
d	14.30	cm	altezza utile gradino
s	5.00	cm	spessore soletta
A _g	392.71	cm ²	area gradino
B _{eq}	27.46	cm	base sezione rettangolare equivalente
n _g	3.33		numero gradini metro
Carico rampa			
G _k	5.22	KN/m	Carico permanente caratteristico
Q _k	4.00	KN/m	Carico variabile caratteristico
G _d	6.79	KN/m	Carico permanente di progetto
Q _d	6.00	KN/m	Carico variabile di progetto
P _d =G _d +Q _d	12.79	KN/m	Carico di progetto
Carico e sollecitazioni gradino			
P _{dg}	3.84	KN/m	Carico di progetto singolo gradino
P _{dg,L}	3.43	KN/m	carico ortogonale rampa singolo gradino
M _{Ed,g}	3.61	KNm	momento gradino
V _{Ed,g}	4.97	KN	taglio gradino

Progetto e verifica armatura longitudinale											
	Med (KNm)	Ved (KN)	As(M) (cm ²)	As(T) (cm ²)	As(NTC) (cm ²)	Asd (cm ²)	φ	As (cm ²)	y (cm)	Mrd (KNm)	Mrd≥Med
Asup	3.61	-	0.72	-	0.64	0.72	1φ10	0.79	0.85	4.31	VERIFICATO
Ainf	-	4.97	-	0.13	0.64	0.64	1φ10	0.79	-	-	

Verifica a taglio Incastro A		
K	2.00	
As	0.79	cm ²
ρ	0.0020	
V _{rd}	20.95	KN
V _{ed}	4.97	KN
V _{rd} ≥V _{ed}	VERIFICATO	

