



UNIVERSITÀ DEGLI STUDI DI CATANIA

CORSO DI LAUREA IN INGEGNERIA CIVILE
STRUTTURALE E GEOTECNICA

CORSO DI PROGETTO DI STRUTTURE IN ZONA SISMICA

Prof. Ing. Aurelio Ghersi

Commenti generali

Descrizione iniziale con qualche imprecisione

*Tante indicazioni di normative e tabelle Excel incollate,
pochi commenti.*

Il procedimento predittivo è mal spiegato

Il modello di calcolo non è spiegato

Allievo:

Mirko Galasso

ANNO ACCADEMICO 2016/2017

Indice

1	Ubicazione dell'edificio e caratteristiche del sito.....	2
2	Descrizione dell'edificio.....	3
3	Sintesi analisi dei carichi	6
4	Esame visivo della struttura.....	6
5	Calcolo azioni sismiche.....	7
6	Masse di piano, eccentricità accidentale.....	10
7	Carichi verticali	12
8	Comportamento della struttura	13
9	Stima delle sollecitazioni.....	15
10	Perfezionamento dei dati	20
11	Analisi statica – Tel2008	22
12	Analisi modale – Tel2008.....	23
13	Esame dei risultati di calcolo.....	24
14	Confronto dei risultati con TEL2008.....	26
15	Progetto della trave.....	28
15.1	Armatura a flessione.....	29
15.2	Armatura a taglio.....	30
16	Progetto dei pilastri.....	32
16.1	Armatura a taglio.....	37

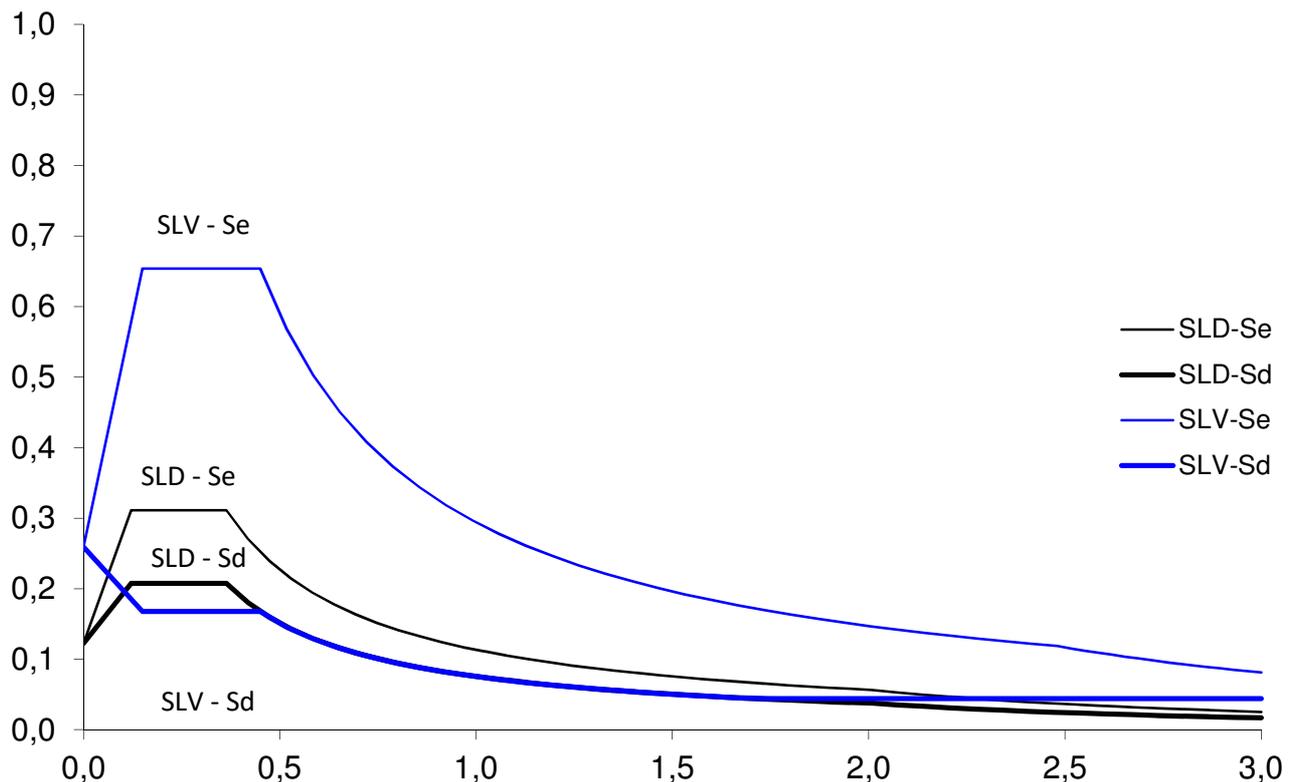
1 Ubicazione dell'edificio e caratteristiche del sito

L'edificio in esame è ubicato a Catania nel Comune di Valverde in via dei Villini 32, sito in zona sismica e destinato a civile abitazione. Il suolo su cui l'edificio deve essere realizzato è riconducibile alla categoria B. Ai fini sismici, l'edificio presenta un periodo di riferimento V_R per l'azione sismica di 50 anni, un altrettanto periodo di ritorno T_R per lo stato limite di danno SLD ed un periodo di ritorno di 475 anni per lo stato limite di salvaguardia della vita SLV; valori dettati da una vita nominale V_N di 50 anni ed una classe II (costruzione il cui uso prevede normale affollamento).

Per la valutazione delle azioni sismiche agenti sulla struttura, in relazione al luogo di ubicazione dell'edificio, sono stati dapprima valutati i valori dei parametri di pericolosità sismica per il sito.

	Tr [Anni]	ag [g]	Fo	Tc* [sec]
SLV	30	0,083	2,551	0,24
SLD	50	0,102	2,542	0,251
SLV	475	0,220	2,522	0,327
SLC	975	0,293	2,457	0,350

Sulla base di tali valori è stato possibile ottenere gli spettri di risposta per SLD e SLV di seguito riportati:



aggiungere altre indicazioni:
valore di S , T_c , ordinata massima

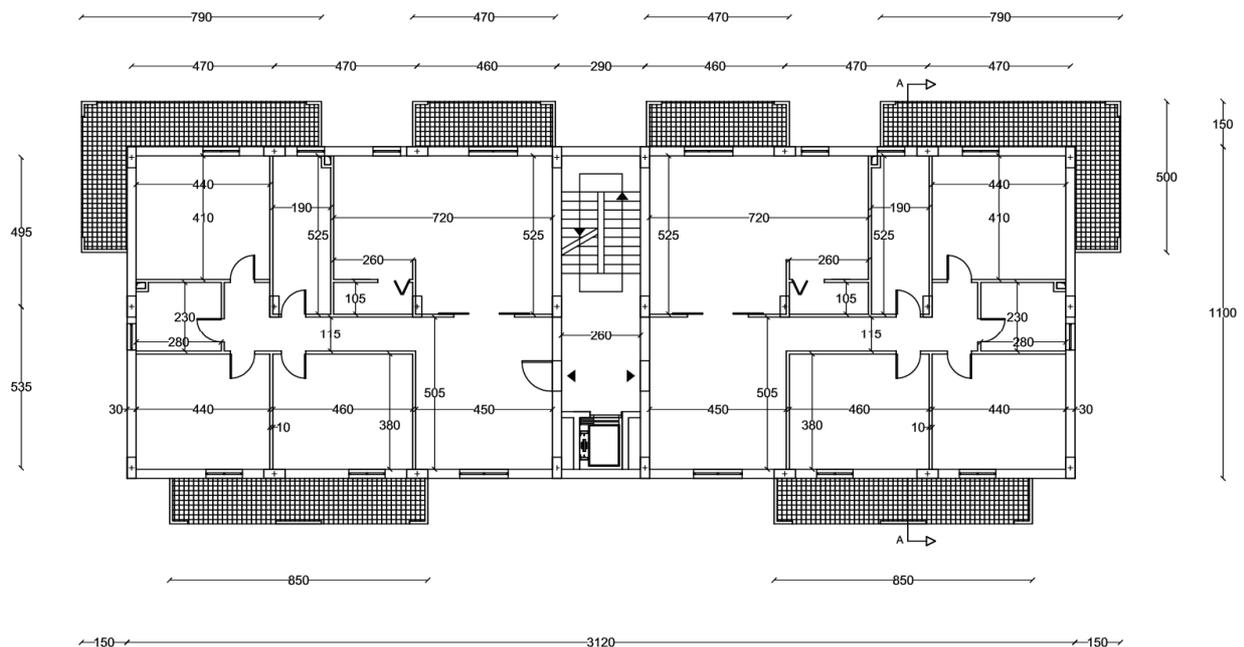
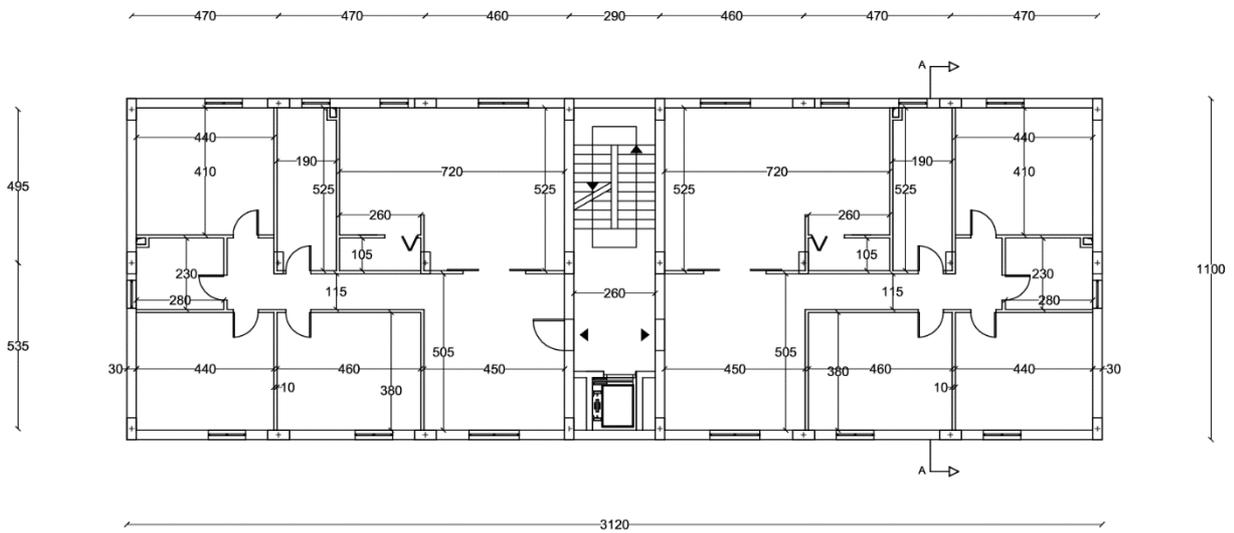
2 Descrizione dell'edificio

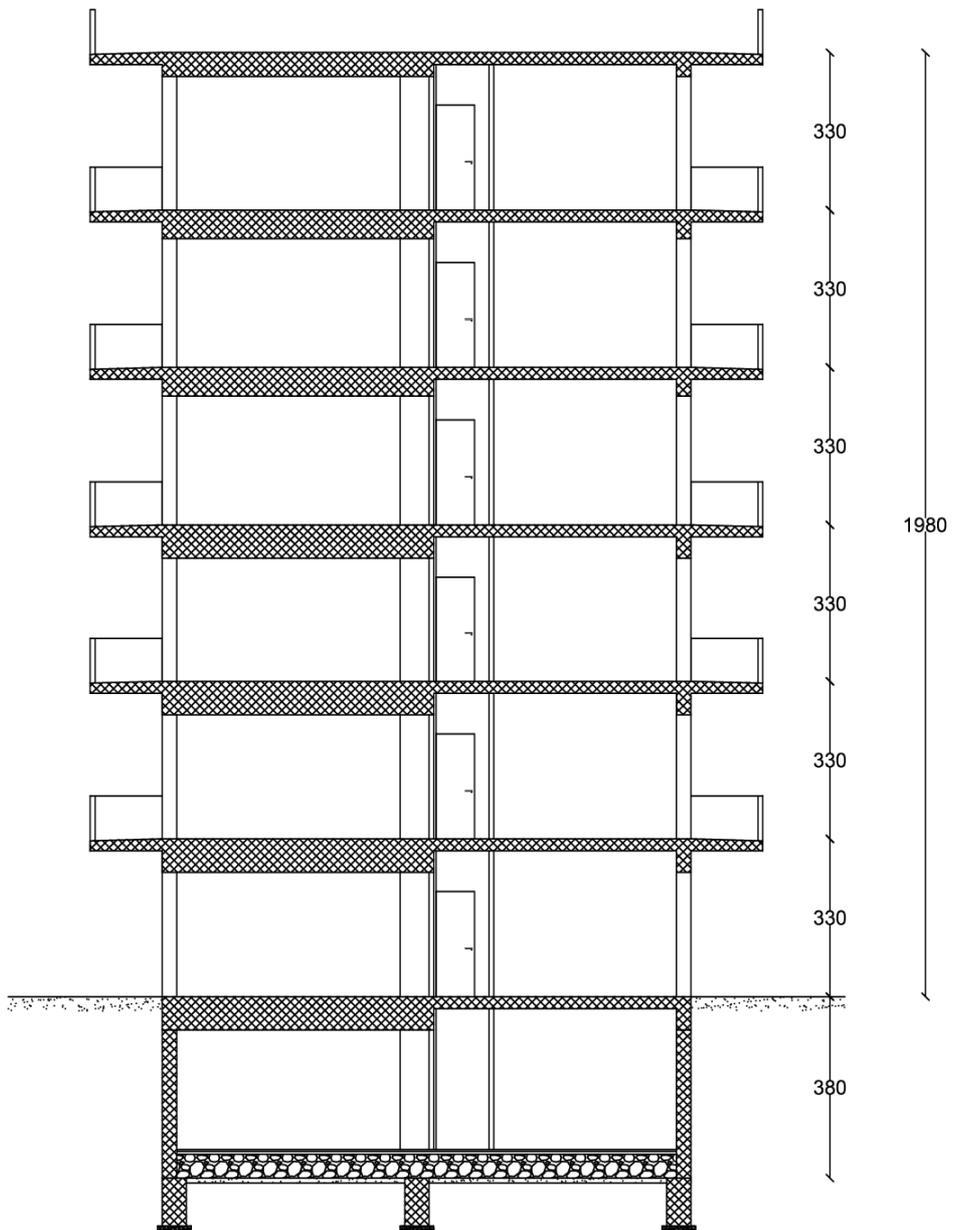
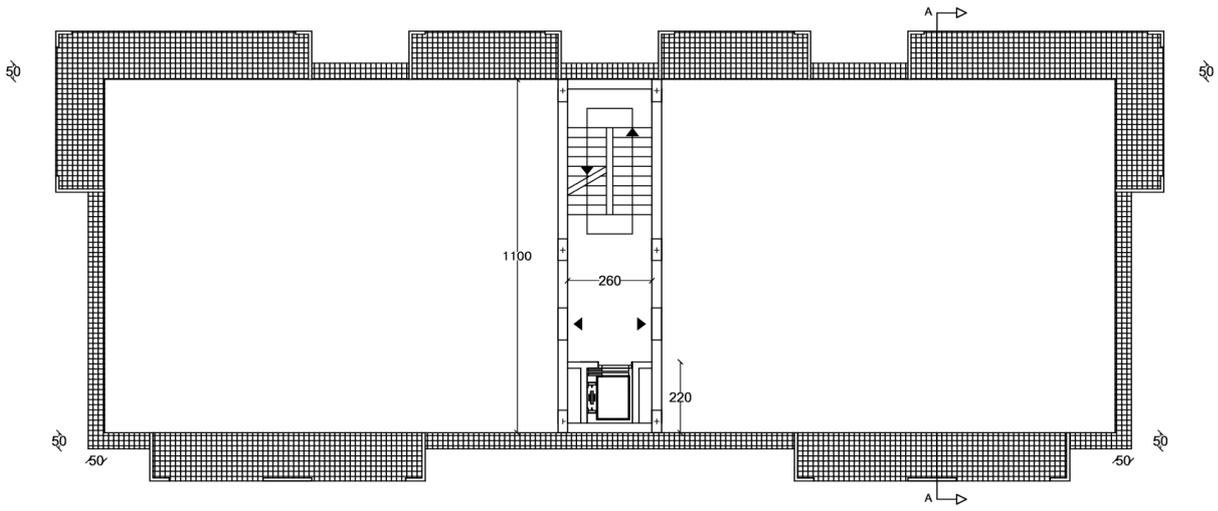
L'edificio in esame, è costituito da un piano interrato, un piano terra e cinque piani in elevazione. Esso quindi presenta in totale sette impalcati. La sua struttura è interamente in cemento armato, con solai alleggeriti da laterizi e realizzati in opera, travi, pilastri e pareti al piano interrato. Il piano interrato è realizzato con pareti di sostegno del terreno collegate alla struttura.

Come mostra la pianta riportata in figura, essa ha una forma rettangolare ripetizione quasi perfettamente simmetrica e presenta centralmente un nucleo centrale contenente un vano scala ed un vano ascensore. La copertura è costituita da una terrazza praticabile, cui si accede da un torrino scale.

Nelle figure che seguono sono riportate le piante del piano terra, del piano tipo, della copertura e la sezione dell'edificio.

Aggiungere che il 1° impalcato è collegato alle pareti e insieme formano una scatola rigida





La progettazione degli elementi strutturali dell'edificio è stata eseguita in conformità alle norme tecniche vigenti relative alle opere in conglomerato cementizio.

In particolare, conformemente a quanto consentito dalle NTC 08 le verifiche strutturali sono state condotte col metodo semiprobabilistico agli stati limite.

La struttura sarà realizzata in cemento armato ordinario, con un calcestruzzo di resistenza C25/30 e acciaio B450C.

Il valore di progetto della resistenza a compressione è $f_{cd} = \alpha_{cc} f_{ck} / \gamma_c = 0.85 \times 25 / 1.5 = 14.17$ MPa.

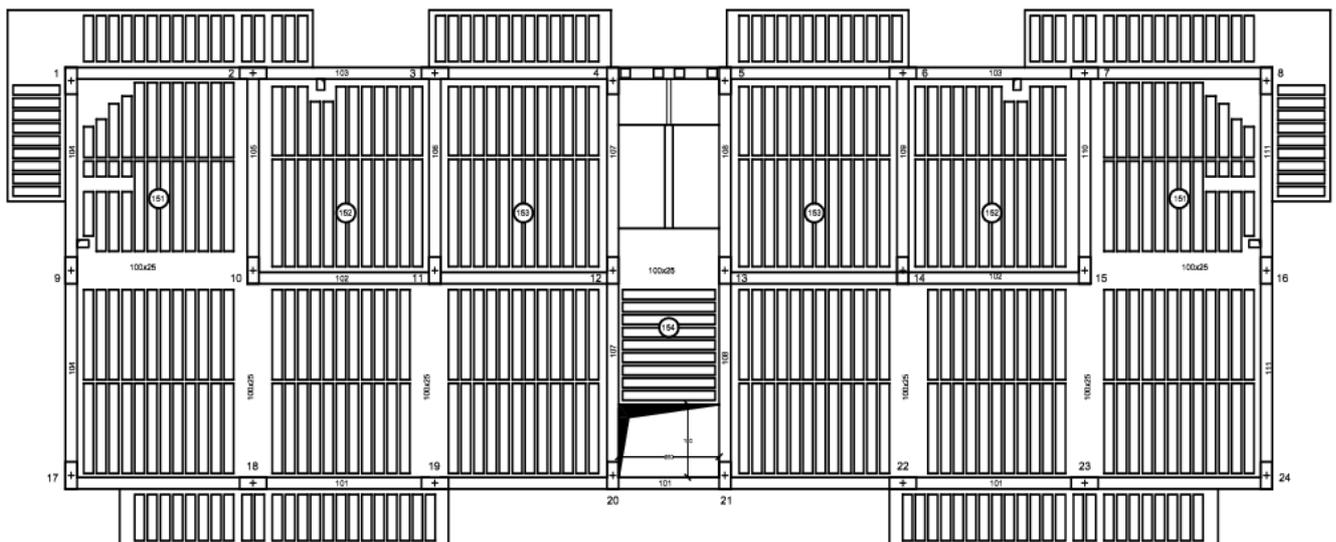
Il valore medio della resistenza cilindrica è così valutato: $f_{cm} = f_{ck} + 8 = 33$ MPa.

Il valore del modulo elastico del calcestruzzo, determinato secondo le indicazioni delle NTC è: $E_{cm} = 22000 \times (f_{cm} / 10)^{0.3} = 31475.8$ MPa.

L'acciaio B450C ha un valore caratteristico della tensione di snervamento $f_{yk} = 450$ MPa; il valore della resistenza da utilizzare nel calcolo è $f_{yd} = 450 / 1.15 = 391.3$ MPa.

Il valore del modulo elastico dell'acciaio utilizzato è 200000 MPa.

Nella figura che segue è riportata la carpenteria del piano tipo. La carpenteria del primo impalcato è analoga, con la sola assenza degli sbalzi. La carpenteria di copertura è analoga a quella del piano tipo, inclusi i balconi e con l'aggiunta di un cornicione.



I pilastri hanno tutti sezione 30×70. I pilastri mantengono la stessa sezione a tutti i piani. Le travi emergenti hanno in genere sezione 30×70 ai primi quattro impalcati, 30×60 al quinto e sesto impalcato ed 30×50 all'ultimo impalcato. Le travi a spessore hanno tutte sezione 100×25.

3 Sintesi analisi dei carichi

Nella seguente tabella vengono riassunti i carichi (per unità di lunghezza o di superficie):

Elemento	g_{1k}	$g_{2k, \text{Tramezzi}}$	q_k	g_d+q_d	$g_k+\psi_2q_k$
Solaio tipo con incidenza Tramezzi	4,40	1,60	2,00	11,11	6,60
Solaio tipo escluso incidenza tramezzi	4,40		2,00	8,71	5,00
Incidenza Tramezzi (Solaio tipo)		1,60		2,40	1,60
Solaio copertura	4,40		2,00	8,71	5,00
Solaio Torrino Scala	3,80		0,50	5,68	3,80
Sbalzo piano tipo	4,01		4,00	11,21	6,41
Sbalzo di copertura, cornicioni	3,90		0,50	5,82	3,90
Trave emergente 30x70	4,33			5,63	4,33
Trave emergente 30x60	3,58			4,65	3,58
Trave emergente 30x50	2,83			3,68	2,83
Trave a spessore 100x25	3,19			4,14	3,19
Pilastro 30x70 altri piani	13,65			17,75	13,65
Pilastro 30x70 piano interrato	19,95			25,94	19,95
Pilastro 30x50 torrino scala	9,75			12,68	9,75
Tramezzi	3,11			4,04	3,11
Tamponature	4,99			6,49	4,99
Scala	5,00		4,00	12,50	7,40

Il pedice “k” indica il valore caratteristico dei carichi mentre il pedice “d” si riferisce al valore di progetto.

I valori caratteristici sono stati calcolati in dettaglio precedentemente mentre quelli di progetto sono stati ottenuti moltiplicando i corrispondenti carichi caratteristici per i fattori di sicurezza parziali. In particolare i carichi permanenti sono stati amplificati per 1.3, mentre il carico che tiene conto dell’incidenza dei tramezzi, è stato moltiplicato per 1.5. La penultima colonna (g_d+q_d) riassume il valore totale dei carichi da applicare nei calcoli di progetto per soli carichi verticali e l’ultima colonna ($g_k+\psi_2q_k$) invece rappresenta i carichi da considerare in presenza di sisma, calcolati sommando al valore caratteristico dei carichi permanenti, il valore caratteristico dei carichi variabili ridotto tramite i coefficienti ψ_2 .

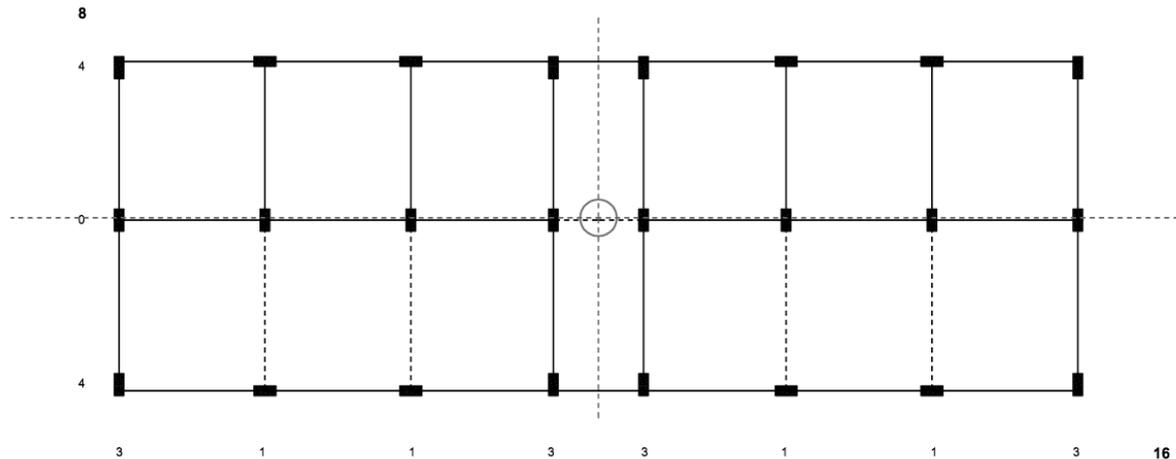
4 Esame visivo della struttura

Nella figura che segue è riportata schematicamente la distribuzione planimetrica dei pilastri, con riferimento all’impalcato tipo. Sono stati disposti 16 pilastri (lungo l’asse y e 8 lungo l’asse x questo perché come è noto i pilastri danno un rilevante contributo all’assorbimento dell’azione sismica nella direzione in cui la sezione, di forma rettangolare, si presenta di coltello e quindi di maggiore rigidità, perché collegati ad almeno una trave emergente. I pilastri perimetrali, avendo al piano inferiore le pareti in cemento armato, presentano una rigidità maggiore.

allungati: second

Al secondo ordine

Spiegare perché 16 e 8



16

La distribuzione degli elementi strutturali (pilastri e travi) in altezza si presenta abbastanza regolare. Non esistono pilastri in falso, né cambi repentini di dimensione dei pilastri tra un piano e l'altro. La sezione dei pilastri si mantiene costante, ad eccezione del torrino scale. Anche per le travi la distribuzione si mantiene invariata con l'altezza e la sezione varia riducendosi al quinto e sesto piano ed infine al settimo piano.

Per quanto riguarda le luci delle travi si sono adottate come luce massima, 5.35 m per le travi emergenti che non portano solaio (ad eccezione di una minima porzione di solaio nella parte centrale dell'edificio) mentre 4.70 per travi che portano solaio. Per quanto riguarda invece le travi a spessore, si ha una luce massima di 4,70 per travi portante solaio e invece di 5.35 per travi non portante solaio, quest'ultima scelta è stata forzata per non inficiare sull'aspetto architettonico del fabbricato. In definitiva non vi sono presenti travi emergenti con luci superiori a 5.5 m mentre per quanto riguarda le travi a spessore si ha solamente una luce pari a 2.90m.

perché più ci sale?

Le pareti di tamponamento, distribuite abbastanza uniformemente lungo il perimetro dell'edificio e intorno alla zona scala, non sono particolarmente rigide. Poiché la struttura è dotata di pilastri e travi emergenti di buone dimensioni, si ritiene trascurabile l'effetto dell'incremento di periodo dovuto al contributo irrigidente delle tamponature. La distribuzione planimetrica delle tamponature non fa pensare a rilevanti influenze sul comportamento torsionale della struttura. Le tamponature si ripetono in maniera sostanzialmente identica a tutti i piani e non hanno quindi influenza sulla regolarità in altezza dell'edificio.

riduzione

Al di là delle indicazioni di normativa, usiamo l'analisi statica per prevedere le caratt. sismic.

5 Calcolo azioni sismiche

L'analisi che si vuole effettuare è un'analisi lineare statica, che consiste nell'applicazione di forze statiche equivalenti alle forze di inerzia indotte dall'azione sismica e può essere effettuata per costruzioni che rispettano i requisiti specifici riportati in normativa, a condizione che il periodo del modo di vibrare principale nella direzione in esame non superi $2.5 T_C$ o T_D e che la costruzione sia regolare in altezza.

Il periodo fondamentale della struttura T_1 può essere valutato approssimativamente con la seguente formula, riportata dalla normativa:

$$T_1 = C_1 H^{\frac{3}{4}}$$

Nel caso in esame, il valore di C_1 adottato è 0.075.

L'ordinata dello spettro di risposta di progetto $S_d(T_1)$ viene calcolata come:

$$S_d(T_1) = a_g S \frac{F_0 T_C}{q T_1}$$

Il valore del fattore di struttura q da utilizzare per ciascuna direzione dell'azione sismica, dipende dalla tipologia strutturale, dal suo grado di iperstaticità e dai criteri di progettazione adottati e prende in conto le non linearità di materiale.

Esso può essere calcolato tramite la seguente espressione:

$$q = q_0 K_R$$

K_R nel caso in esame viene assunto pari ad 1.

Il valore massimo del fattore di struttura q_0 viene determinato secondo le indicazioni della normativa, qui riportate:

Tabella 7.4.I – Valori di q_0

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

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

Per strutture regolari in pianta, possono essere adottati i seguenti valori di α_w / α_1 :

- a) Strutture a telaio o miste equivalenti a telai
- strutture a telaio di un piano $\alpha_w / \alpha_1 = 1,1$
 - strutture a telaio con più piani ed una sola campata $\alpha_w / \alpha_1 = 1,2$
 - strutture a telaio con più piani e più campate $\alpha_w / \alpha_1 = 1,3$
- b) Strutture a pareti o miste equivalenti a pareti
- strutture con solo due pareti non accoppiate per direzione orizzontale $\alpha_w / \alpha_1 = 1,0$
 - altre strutture a pareti non accoppiate $\alpha_w / \alpha_1 = 1,1$
 - strutture a pareti accoppiate o miste equivalenti a pareti $\alpha_w / \alpha_1 = 1,2$

Si è scelto di progettare in CD "B"

Si è così ottenuto un fattore di struttura $q = 3.90$ e un'ordinata spettrale $S_d = 0.107g$.

L'entità delle forze si ottiene dall'ordinata dello spettro di progetto corrispondente al periodo T_1 e la loro distribuzione sulla struttura segue la forma del modo di vibrare principale nella direzione in esame, valutata in modo approssimato.

Troppo copia e incolla da normative

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

$$F_i = F_h \cdot z_i \cdot W_i / \sum_j z_j W_j \quad (7.3.6)$$

dove:

$$F_h = S_d(T_1) \cdot W \cdot \lambda / g$$

F_i è la forza da applicare alla massa i-esima;

W_i e W_j sono i pesi, rispettivamente, della massa i e della massa j;

z_i e z_j sono le quote, rispetto al piano di fondazione (v. § 3.2.3.1), delle masse i e j;

$S_d(T_1)$ è l'ordinata dello spettro di risposta di progetto definito al § 3.2.3.5;

W è il peso complessivo della costruzione;

λ è un coefficiente pari a 0,85 se la costruzione ha almeno tre orizzontamenti e se $T_1 < 2T_c$, pari a 1,0 in tutti gli altri casi;

g è l'accelerazione di gravità.

Per il calcolo delle masse ai singoli piani si può considerare un peso forfettario uniformemente distribuito di 10 kN/m² per i solai ai diversi piani e 9 kN/m² per il solaio di copertura. I valori così ricavati vengono riportati nel seguito.

Valori stimati

*questo si spiega
anche dopo
il dettaglio
si spiega*

Calcolo forze orizzontali		
W_{tot} [kN]	24039,6	Peso complessivo della costruzione
m_{tot} [t]	2450,5	Massa complessiva della costruzione
F_h [kN]	2188,2	Il taglio totale al piede della costruzione
$\sum w_i z_i$ [kNm]	288842,4	

Data la presenza delle pareti in cemento armato al piano interrato, i valori sopra riportati sono stati calcolati a partire dal piano superiore a quello con le pareti.

spiegare meglio

Valori stimati

Piano	Area [m ²]	Peso unitario	Massa [t]	Peso impalcati [kN]	Quota z [m]	Wz [kN]	Fi [kN]	Taglio V [kN]
Torrino	38,4	8	31,31	307,2	23,1	7096	53,8	53,8
7	436,4	9	400,4	3927,6	19,8	77766	589,1	642,9
6	417,0	10	425,1	4170,0	16,5	68805	521,3	1164,2
5	417,0	10	425,1	4170,0	13,2	55044	417,0	1581,2
4	417,0	10	425,1	4170,0	9,9	41283	312,8	1893,9
3	417,0	10	425,1	4170,0	6,6	27522	208,5	2102,4
2	343,2	10	349,8	3432,0	3,3	11326	85,8	2188,2
1	343,2	10	349,8	3432,0	-3,8			

? anche qui ci sono i balconi

*impalcati: 0,0
struttura fondazioni: -3,8*

6 Masse di piano, eccentricità accidentale

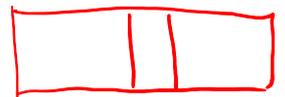
Sono stati successivamente affinati i calcoli in modo da determinare i pesi delle masse di piano, le coordinate del baricentro delle masse ed il raggio di inerzia delle masse.

Tipo carico	Impalcato 2		Impalcato 3-4		Impalcato 5-6		Impalcato 7		Torrino	
	Q.ta	Peso [kN]	Q.ta	Peso [kN]	Q.ta	Peso [kN]	Q.ta	Peso [kN]	Q.ta	Peso [kN]
Solaio del piano tipo, escluso tram.	343,20	1714,28	343,20	1714,28	343,20	1714,28				
Solaio di copertura							343,20	1714,28		
Solaio di torrino scala									35,2	133,584
Sbalzo piano tipo			73,80	472,69	73,80	472,69				
Sbalzo di copertura							73,80	287,82		
Cornicione							21,30	83,07	3,2	12,48
Scala	16,39	121,25	16,39	121,25	16,39	121,25	16,39	121,25		
Travi 30x70	147,60	639,18	147,60	639,18						
Travi 30x60					147,60	528,48				
Travi 30x50							147,60	417,78	27,8	78,69
Travi 100x25	31,70	100,96	31,70	100,96	31,70	100,96	31,70	100,96	2,9	9,24
Tamponature	67,52	337,06	67,52	337,06	67,52	337,06	51,48	256,99	13,9	69,39
Tramezzi	63,18	196,57	63,18	196,57	63,18	196,57	31,59	98,28		
Pilastrini 30x70 a.p.	24,00	327,60	24,00	327,60	24,00	327,60	12,00	163,80		
Pilastrini 30x50 torr.							6	58,5	6	58,5

impaginazioni
tabella
scende a
leggeri

i balconi al 2° impalcato
ci sono

ancha di più



sviluppo ~ 100 m
de riduce per aperture

<i>Piano</i>	Area [m²]	Peso_m [kN/m²]	Massa [t]	Peso_{tot} [kN]	Quota z [m]	Wz [kN]	F_i [kN]	Taglio V [kN]
<i>Torrino</i>	38,4	9,42	36,89	361,88	23,1	8359,4	64,24	64,24
7	436,4	7,6	336,7	3302,7	19,8	65394	502,6	566,8
6	417,0	9,1	387,2	3798,9	16,5	62682	481,7	1048,5
5	417,0	9,1	387,2	3798,9	13,2	50145	385,4	1433,9
4	417,0	9,4	398,5	3909,6	9,9	38705	297,5	1731,3
3	417,0	9,4	398,5	3909,6	6,6	25803	198,3	1929,6
2	343,2	10,0	350,3	3436,9	3,3	11342	87,2	2016,8

Calcolo forze orizzontali

W_{tot} [kN]	22156,6	Peso complessivo della costruzione
m_{tot} [t]	2258,6	Massa complessiva della costruzione
F_h [kN]	2016,8	Il taglio totale al piede della costruzione
Σw_iz_i [kNm]	262430,8	

Baricentro

	<i>Peso_{tot} [kN]</i>	r_m [m]	x [m]	y [m]
7	3302,74	10,37	15,60	5,69
6	3798,89	10,26	15,60	5,77
5	3798,89	10,26	15,60	5,77
4	3909,59	10,26	15,60	5,77
3	3909,59	10,26	15,60	5,77
2	3436,90	9,55	15,60	5,50

I valori ottenuti risultano avere un grado di precisione più apprezzabile e pertanto si è continuata l'analisi della struttura usando questi valori.

Le coordinate del baricentro delle masse, risultano a occhio accettabili. Il raggio d'inerzia per una distribuzione di masse uniformi in un rettangolo di lati b e h sarebbe pari a

$$\rho_m = \sqrt{\frac{b^2 + h^2}{12}}$$

Questa espressione al piano tipo, essendo $b=34.20$ m e $h=14.00$ m le dimensioni di un rettangolo che lo contiene, darebbe $\rho_m = 10.67$ m. Questo valore risulta confermare che anche i valori di ρ_m sono pienamente accettabili.

Per i soli edifici ed in assenza di più accurate determinazioni l'eccentricità accidentale in ogni direzione non può essere considerata 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

Le eccentricità accidentali sono state assunte pari a $0.05 L$, con L dimensione massima dell'edificio in direzione ortogonale al sisma. Poiché la dimensione massima dell'edificio è pari a 34.20 m in

direzione x e 14.00 m in direzione y , le eccentricità accidentali sono rispettivamente 0.70 m e 1.71 m.

7 Carichi verticali

Sono riportati di seguito in dettaglio i carichi verticali agenti sulle travi nelle due condizioni di carico da esaminare, ovvero in assenza di sisma (valori g_d+q_d) ed in presenza di sisma (valori $g_k+\psi_2 q_k$).

	VII impalcato				VI-V impalcato				II-I impalcato			
	g_1k	$g_{2k,irr}+\psi_2 q_k$	g_d+q_d	$g_k+\psi_2 q_k$	g_1k	$g_{2k,irr}+\psi_2 q_k$	g_d+q_d	$g_k+\psi_2 q_k$	g_1k	$g_{2k,irr}+\psi_2 q_k$	g_d+q_d	$g_k+\psi_2 q_k$
Campata												
17-18, 23-24,	21,02	1,61	36,59	22,63	25,94	5,57	51,65	31,50	21,08	1,61	27,40	21,08
18-19, 22-23	21,02	1,61	36,59	22,63	25,94	5,57	51,65	31,50	21,08	1,61	35,43	22,68
19-20, 21-22	17,12	1,61	30,77	18,73	18,83	1,61	32,51	20,44	21,08	1,61	35,43	22,68
20-21	5,37	0,00	7,46	5,37	8,57	0,00	11,14	8,57	9,32	0,00	12,12	9,32
9-10,15-16	28,08	3,40	53,50	31,48	28,08	12,46	67,10	40,55	30,35	13,60	72,82	43,94
10-11, 11-12, 13-14, 14-15	28,86	3,55	55,29	32,41	29,61	13,03	70,47	42,64	30,36	3,55	71,45	33,91
12-13	5,03	0,30	8,04	5,33	5,78	0,30	9,01	6,08	6,53	0,30	11,19	6,83
1-2, 7-8,	20,14	1,49	34,85	21,63	24,56	5,45	49,25	30,01	20,20	1,49	33,69	21,69
3-4, 5-6	20,14	1,49	34,85	21,63	24,56	5,45	49,25	30,01	20,20	1,49	33,69	21,69
2-3, 6-7	17,53	1,49	30,95	19,02	19,27	2,28	34,46	21,55	20,20	1,49	33,69	21,69
4-5	10,87	2,64	21,21	13,51	19,57	5,28	38,64	24,85	20,32	5,28	39,62	25,60
17-9	5,37	0,00	7,46	5,37	10,27	0,30	14,85	10,57	12,27	0,30	17,45	12,57
9-1	15,70	0,00	22,89	15,70	23,99	8,22	52,48	32,21	11,52	0,30	16,48	11,82
18-10	7,58	0,60	12,85	8,18	7,58	2,20	15,25	9,78	7,58	2,20	15,25	9,78
10-2	7,23	0,60	12,39	7,83	7,98	2,20	15,77	10,18	8,73	2,20	16,74	10,93
19-11	7,58	0,60	12,85	8,18	7,58	2,20	15,25	9,78	7,58	2,20	15,25	9,78
11-3	7,23	0,60	12,39	7,83	7,98	2,20	15,77	10,18	8,73	2,20	16,74	10,93
20-12	11,71	0,74	18,90	12,44	12,46	0,74	19,87	13,19	13,21	0,74	20,85	13,94
12-4	10,02	0,30	14,53	10,32	10,77	0,30	15,50	11,07	11,52	0,30	16,48	11,82
21-13	11,71	0,74	18,90	12,44	12,46	0,74	19,87	13,19	13,21	0,74	20,85	13,94
13-5	10,02	0,30	14,53	10,32	10,77	0,30	15,50	11,07	11,52	0,30	16,48	11,82
22-14	7,58	0,60	12,85	8,18	7,58	2,20	15,25	9,78	7,58	2,20	15,25	9,78
14-6	7,23	0,60	12,39	7,83	7,98	2,20	15,77	10,18	9,48	2,20	17,72	11,68
23-15	7,58	0,60	12,85	8,18	7,58	2,20	15,25	9,78	7,58	2,20	15,25	9,78
15-7	7,23	0,60	12,39	7,83	7,98	2,20	15,77	10,18	8,73	2,20	16,74	10,93
24-16	5,37	0,00	7,46	5,37	10,27	0,30	14,85	10,57	11,52	0,30	16,48	11,82
16-8	15,70	0,00	22,89	15,70	23,99	8,22	52,48	32,21	11,52	0,30	16,48	11,82

I risultati ottenuti confermano le previsioni precedentemente effettuate secondo cui la trave emergente maggiormente caricata risulta essere la trave 10-11 mentre la trave a spessore maggiormente caricata risulta essere la 9-10.

8 Comportamento della struttura

La formula di normativa è in genere abbastanza affidabile per la tipologia di telaio in cemento armato con travi emergenti. È però opportuno effettuare un controllo, perché le scelte progettuali possono portare a strutture significativamente più rigide o più deformabili rispetto a quanto ipotizzato dalla normativa. Si è quindi valutata la rigidezza della struttura intelaiata ai diversi piani e per ciascuno pilastro. La rigidezza è stata stimata con l'espressione

$$rigidezza = \frac{12 E I_p}{L_p^3} \frac{1}{1 + \frac{1}{2} \left(\frac{E I_p / L_p}{E \sum I_{t,sup} / L_t} + \frac{E I_p / L_p}{E \sum I_{t,inf} / L_t} \right)}$$

nella quale la sommatoria è estesa a tutti i pilastri e travi considerati come elementi principali, L_p è la lunghezza dei pilastri (altezza di interpiano) e L_t la lunghezza media delle travi. Nella tabella che segue sono riportate le rigidezze di piano stimate, separatamente per la direzione x e quella y .

? Ricordando inoltre che i pilastri superiore alle pareti in cemento armato si è considerata una configurazione di incastro alla base.

non si capisce

Non riesco a capire se le rigidezze sono calcolate con le formule di sopra o con Tipologia di pilastro (che non c'è, ma Trovo nei fogli di calcolo)

dietro questi numeri c'è tutto un lavoro che non è spiegato

Piano	$\sum k_x$ [kN/mm ²]	n_x - pilastri equivalenti
7	279,15	11,63
6	382,79	12,74
5	382,79	12,74
4	478,35	12,78
3	478,35	12,78
2	661,70	11,52
	2663	

Piano	$\sum k_y$ [kN/mm ²]	n_y - pilastri equivalenti
7	235,64	9,82
6	348,34	13,42
5	348,34	13,42
4	456,10	14,64
3	456,10	14,64
2	706,22	13,47
	2551	

in realtà la differenza tra 2 e 3 è forte

Le rigidezze variano con regolarità lungo l'altezza, confermando l'osservazione precedentemente fatta in merito alla regolarità in altezza (l'unica particolarità è nel piano interrato che essendo costituito da pareti in cemento armato presenta ovviamente una rigidezza notevole). Utilizzando questi valori delle rigidezze, che per definizione sono il rapporto tra taglio e spostamento relativo, si sono calcolati gli spostamenti relativi corrispondenti ai tagli di piano e i conseguenti spostamenti assoluti. I valori sono riportati nelle tabelle che seguono.

Direzione x

<i>Piano</i>	F_i [kN]	Taglio V [kN]	∑k_x [kN/mm]	dr [mm]	u [mm]
7	566,80	631,05	279,15	2,26	19,45
6	481,72	1048,52	382,79	2,74	17,19
5	385,37	1433,89	382,79	3,75	14,45
4	297,45	1731,35	478,35	3,62	10,70
3	198,30	1929,65	478,35	4,03	7,08
2	87,16	2016,81	661,70	3,05	3,05
			2663		

Direzione y

<i>Piano</i>	F_i [kN]	Taglio V [kN]	∑k_y [kN/mm]	dr [mm]	u [mm]
7	566,80	631,05	235,64	2,68	20,69
6	481,72	1048,52	348,34	3,01	18,01
5	385,37	1433,89	348,34	4,12	15,00
4	297,45	1731,35	456,10	3,80	10,88
3	198,30	1929,65	456,10	4,23	7,09
2	87,16	2016,81	706,22	2,86	2,86
			2551		

Avendo effettuato una stima delle rigidezze di piano e della deformata della struttura sotto l'azione delle azioni sismiche, si vuole valutare il periodo fondamentale mediante la formula di Rayleigh:

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n m_i u_i^2}{\sum_{i=1}^n F_i u_i}}$$

Direzione x

Massa [kN s ² /m]	F u [kNmm]	m u ² [kN mm s ²]	Periodo Calcolato [s]	Periodo Normativa [s]
373,56	11022,70	141,28	0,734	0,704
387,25	8278,98	114,38		
387,25	5567,59	80,83		
398,53	3183,14	45,64		
398,53	1404,36	19,99		
350,35	265,67	3,25		
	29722	405		

Direzione y

Massa [kN s ² /m]	F u [kNmm]	m u ² [kN mm s ²]	Periodo Calcolato [s]	Periodo Normativa [s]
373,56	11725,43	159,86	0,750	0,704
387,25	8675,18	125,59		
387,25	5780,16	87,12		
398,53	3237,03	47,20		
398,53	1405,27	20,01		
350,35	248,92	2,86		
	31072	443		

I periodi ottenuti sono rispettivamente di 0.734 sec in direzione x e 0.750 sec in direzione y, i quali risultano essere un po' più alti di quelli da Normativa che come riportato nelle tabelle precedenti risulta essere pari a 0.704 s.

Commentare cosa implica

9 Stima delle sollecitazioni

Note le forze sismiche orizzontali, si esegue un'analisi statica semplificata per la stima delle sollecitazioni agenti nei pilastri e nelle travi della struttura.

Il taglio agente all'i-esimo piano viene valutato come:

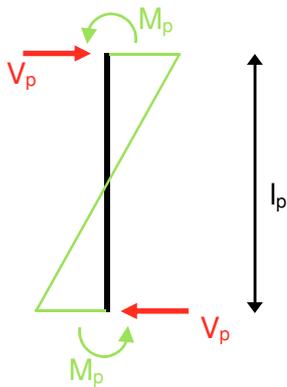
$$V_i = \sum_{j=i}^n F_j$$

Il taglio nel generico pilastro al piano i-esimo viene calcolato a partire dal taglio agente nel piano stesso attraverso la formula:

$$V_{pi} = \frac{V_i}{n_{p,eq}}$$

dove il $n_{p,eq}$ indica il numero di pilastri equivalenti.

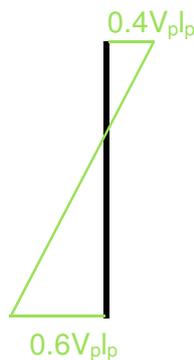
Il momento flettente alle estremità dei pilastro ai vari piani viene calcolato come indicato in figura:



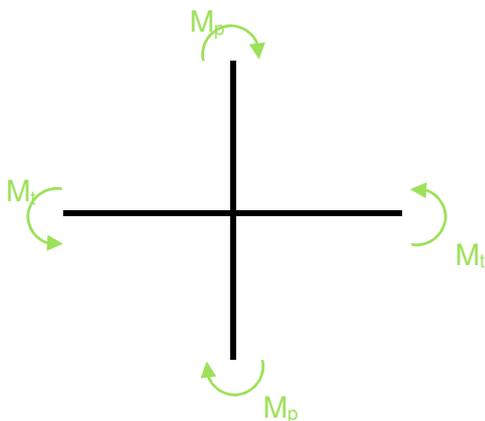
$$M_p = 0.5V_p l_p$$

dove l_p è l'altezza dei pilastri.

Per il primo piano si considera una distribuzione del momento asimmetrica per tenere conto dell'influenza della fondazione.



Il momento flettente nelle travi viene calcolato imponendo l'equilibrio alla rotazione nei nodi come in figura:



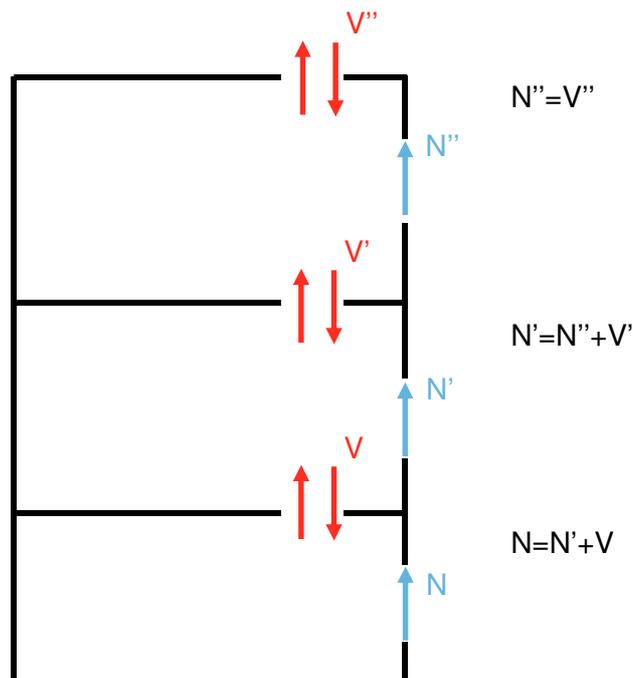
$$M_t = \frac{M_p^{i+1} + M_p^i}{2}$$

Il taglio nelle travi si calcola imponendo l'equilibrio delle forze e dei momenti agenti sulla trave stessa:



$$V_t = \frac{2M_t}{l_t}$$

In maniera approssimata si calcola infine lo sforzo normale nei pilastri:



Per valutare le caratteristiche di sollecitazione conseguenti alle forze sismiche, si è ipotizzato che l'azione sismica sia portata esclusivamente dagli elementi principali e quindi pilastri di coltello e travi emergenti. Si è ottenuto:

<i>Piano</i>	Taglio globale [kN]	Taglio Pilastro [kN]	Pos. Punto Nullo [m]	Momento pilastro [kNm]	Momento trave da sisma [kNm]	ΔN pilastro [kN]
7 + torrino	631,05	52,59	1,32	69,42	34,71	14,77
6	1048,52	87,38	1,65	144,17	106,79	60,21
5	1433,89	119,49	1,65	197,16	170,67	132,84
4	1731,35	144,28	1,65	238,06	217,61	225,44
3	1929,65	160,80	1,65	265,33	251,69	332,54
2	2016,81	168,07	1,32	221,85	243,59	436,20
2 piede			1,98	332,77		

Questi valori dovrebbero corrispondere con i risultati del calcolo per sisma in direzione x , con riferimento allo schema con centro di massa nella sua posizione nominale.

e l'effetto dell'eccentricità eccentricità?

Occorre inoltre tener conto che per i pilastri tutti i valori, escluso quello alla base del secondo ordine, dovranno essere incrementati per la gerarchia delle resistenze. L'incremento è indicato dalla normativa NTC08 al punto 7.2.1, secondo cui la sovraresistenza è valutata moltiplicando la resistenza nominale di calcolo delle zone dissipative per un opportuno coefficiente di sovraresistenza, assunto pari, ove non diversamente specificato ad **(1.1)** per CD "B".

Gerarchia delle resistenze per i pilastri

io ho aggiunto 1.3 per tener conto di sovraresistenza travi

<i>Piano</i>	Taglio Pilastro [kN]	Sovraresistenza	Momento pilastro [kNm]
7 + torrino	63,10	1,10	76,36
6	104,85	1,10	158,59
5	143,39	1,10	260,25
4	173,13	1,10	314,24
3	192,96	1,10	350,23
2	201,68	1,10	292,84
2 piede			332,77

Per quanto riguarda l'effetto dei carichi verticali, come precedentemente affermato, è stata fatta prendendo in esame la trave emergente 10-11 e la trave a spessore maggiormente caricata, ovvero, la 9-10.

In conclusione si ha che:

- Per la trave emergente si è preso in considerazione un carico massimo in assenza di sisma pari a 68.59 kN/m (g_d+q_d) e in presenza di sisma pari a 41.69 kN/m ($g_k+\psi_2 q_k$).
- Per la trave a spessore si è preso in considerazione un carico massimo in assenza di sisma pari a 67.10 kN/m (g_d+q_d) e in presenza di sisma pari a 40.55 kN/m ($g_k+\psi_2 q_k$).

A tali valori del carico corrispondono momenti flettenti pari rispettivamente a 151.5 kNm (in assenza di sisma) e 92.1 kNm (in presenza di sisma) per le travi emergenti, con riferimento ad una campata lunga 4.70m.

Per la trave a spessore invece corrispondono momenti flettenti pari a 148,00 kN/m (in assenza di sisma) e 89.6 kN/m (in presenza di sisma), sempre facendo riferimento ad una campata lunga 4.70m.

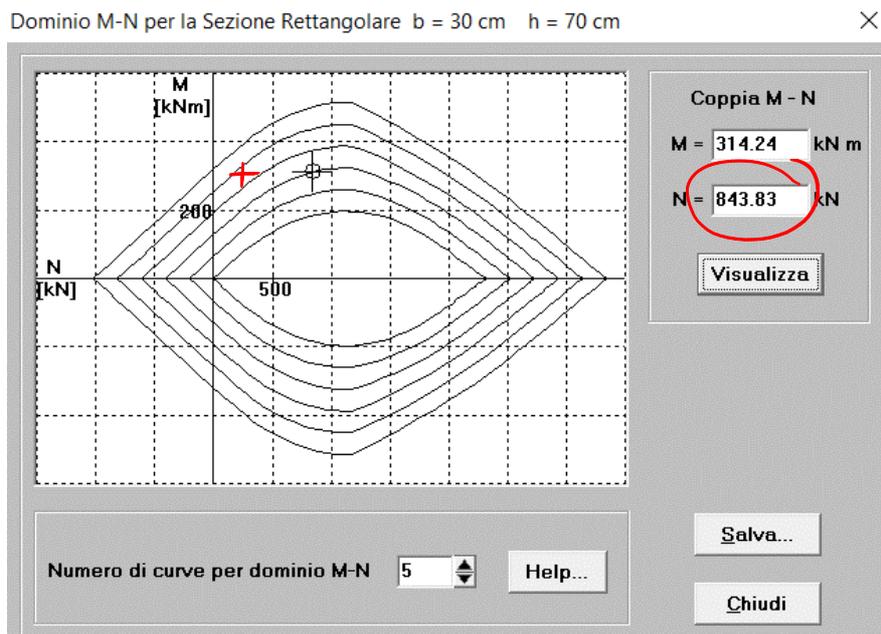
E' stata fatto quindi una verifica di massima della sezione della trave emergente considerata per tutti i piani:

Piano	Momento Massimo [kNm]	b [m]	r	c [m]	d [m]	h [m]	
7 + torino	126,80	0,30	0,018	0,04	0,37	0,41	0,50
6	198,89	0,30	0,018	0,04	0,46	0,50	0,60
5	262,76	0,30	0,018	0,04	0,53	0,57	0,60
4	309,71	0,30	0,018	0,04	0,58	0,62	0,70
3	343,79	0,30	0,018	0,04	0,61	0,65	0,70
2	335,68	0,30	0,018	0,04	0,60	0,64	0,70

Per quanto riguarda i pilastri, lo sforzo normale dovuto ai carichi verticali può essere stimato variabile da 121.84 kN a 1111.22 kN. Dopo aver calcolato la variazione di sforzo normale a seguito dell'azione sismica, sono state determinate le coppie M-N più gravose. Considerando pilastri 30x70 con ferri 5φ20 si ottengono i seguenti domini di resistenza :

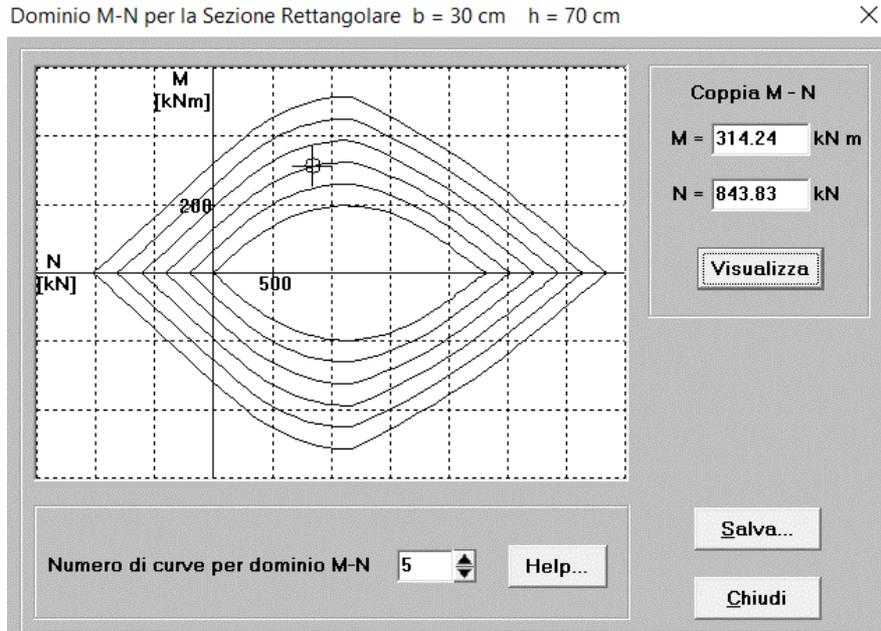
Coppie M-N più gravose

M [kNm]	350,23
Nmin [kN]	254,76



Coppie M-N più gravose

M [kNm]	314,24
Nmin [kN]	843,83



10 Perfezionamento dei dati

Per una maggiore accuratezza anche se non strettamente necessario sono stati ricalcolati il taglio globale e le forze di piano nella direzione x e y:

- Direzione x

Piano	Peso _{tot} [kN]	Quota z [m]	Wz [kN]	F _x [kN]	Taglio V [kN]
Torrino	361,88	23,1	8359,4	61,63	61,63
7	3302,7	19,8	65394	482,2	543,8
6	3798,9	16,5	62682	462,2	1005,9
5	3798,9	13,2	50145	369,7	1375,7
4	3909,6	9,9	38705	285,4	1661,0
3	3909,6	6,6	25803	190,2	1851,3
2	3436,9	3,3	11342	83,6	1934,9

*in che senso?
per i nuovi periodi o cose?*

<i>Piano</i>	F_x [kN]	e_a [m]	M [kNm]
<i>7+Torrino</i>	543,79	0,70	380,65
<i>6</i>	462,16	0,70	323,51
<i>5</i>	369,73	0,70	258,81
<i>4</i>	285,37	0,70	199,76
<i>3</i>	190,25	0,70	133,17
<i>2</i>	83,62	0,55	45,99

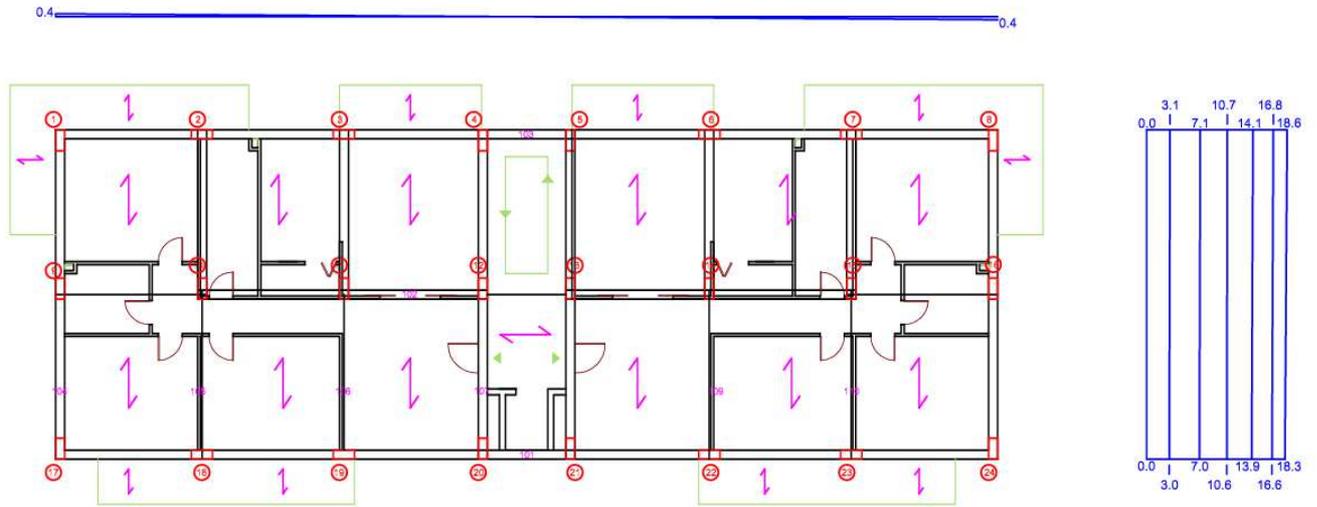
- Direzione y

<i>Piano</i>	Peso_{tot} [kN]	Quota z [m]	Wz [kN]	Fy [kN]	Taglio V [kN]
<i>Torrino</i>	361,88	23,1	8359,4	60,31	60,31
<i>7</i>	3302,7	19,8	65394	471,8	532,1
<i>6</i>	3798,9	16,5	62682	452,2	984,3
<i>5</i>	3798,9	13,2	50145	361,8	1346,0
<i>4</i>	3909,6	9,9	38705	279,2	1625,3
<i>3</i>	3909,6	6,6	25803	186,2	1811,4
<i>2</i>	3436,9	3,3	11342	81,8	1893,2

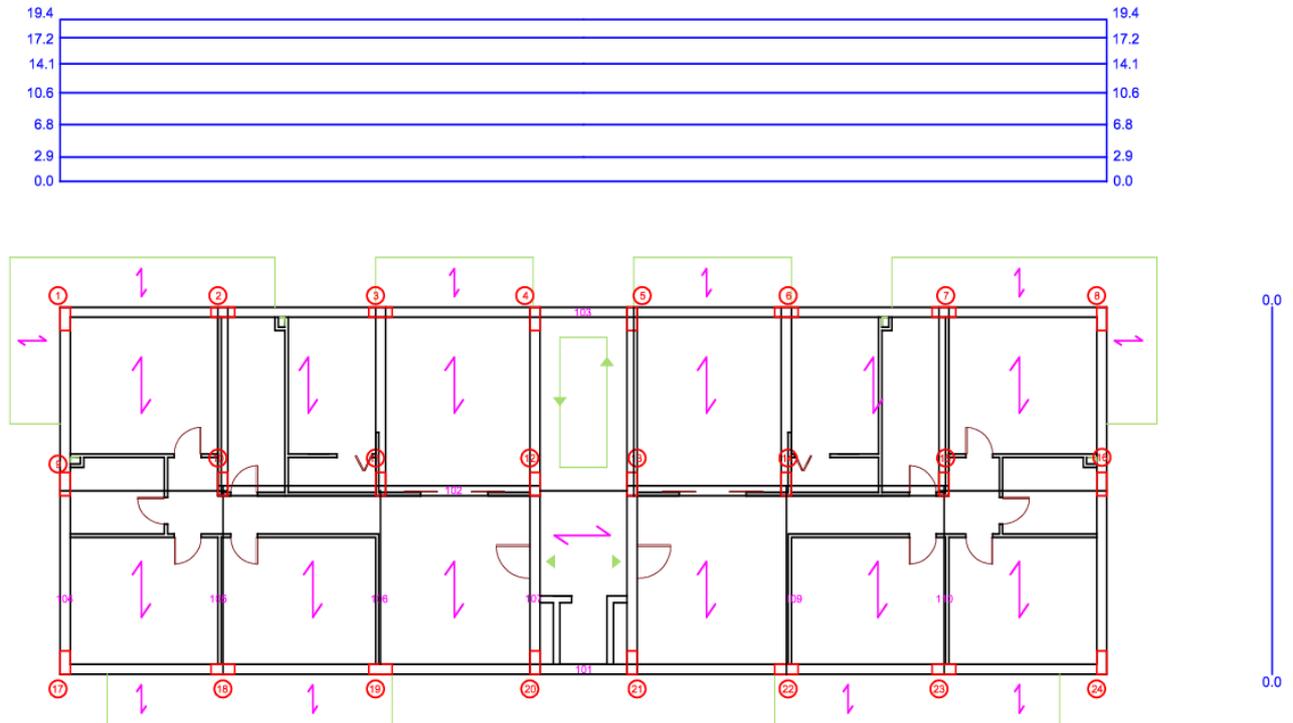
<i>Piano</i>	F [kN]	e_a [m]	M [kNm]
<i>7+Torrino</i>	532,07	1,71	909,85
<i>6</i>	452,20	1,71	773,26
<i>5</i>	361,76	1,71	618,61
<i>4</i>	279,23	1,71	477,48
<i>3</i>	186,15	1,71	318,32
<i>2</i>	81,82	1,56	127,64

11 Analisi statica – Tel2008

Spostamenti per Fx



Spostamenti per Fy

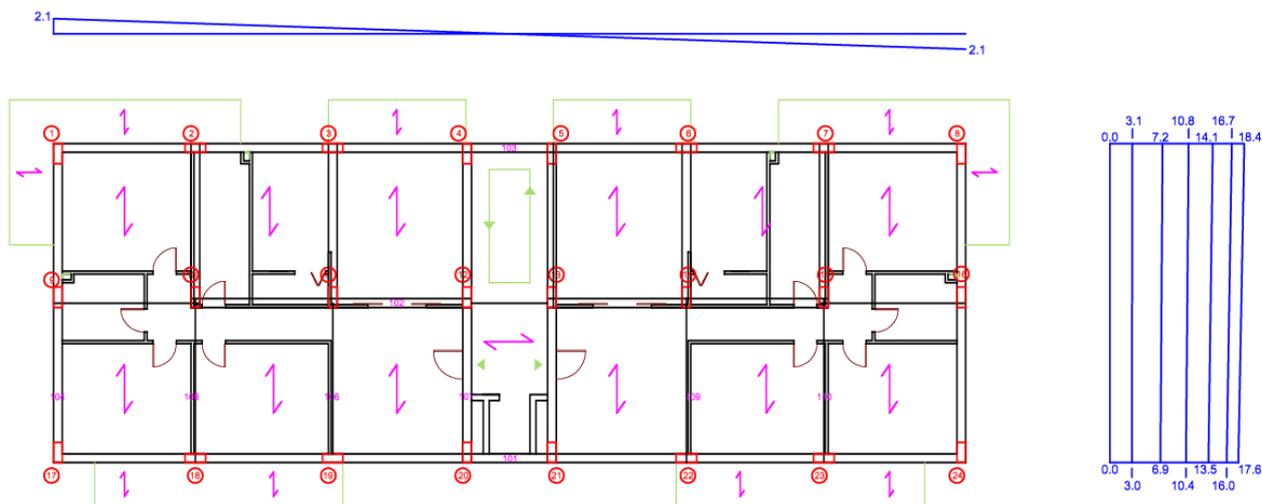


Non è indicato come è modellata la struttura
e in particolare le pareti:

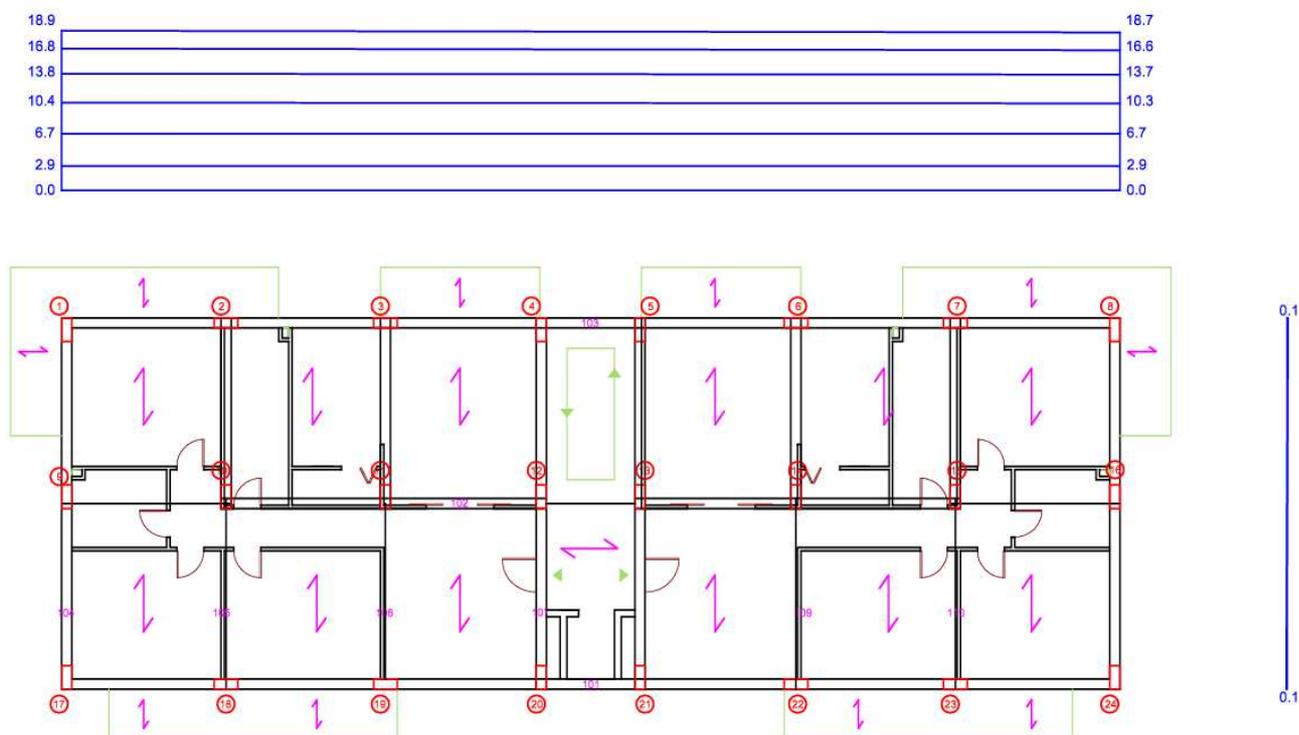
12 Analisi modale – Tel2008

mostrare prima le forme modali,
poi l'involuppo

Involuppo spostamenti per Fx



Involuppo spostamenti per Fy



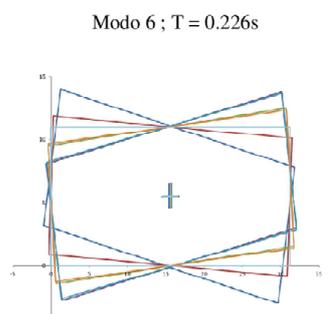
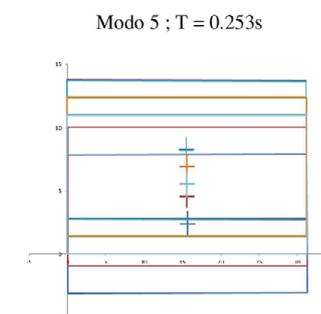
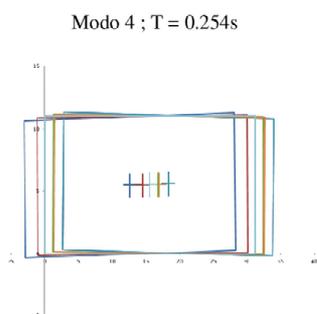
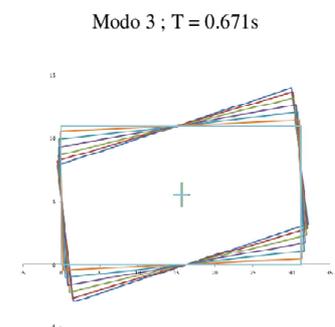
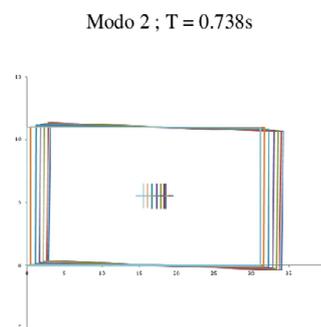
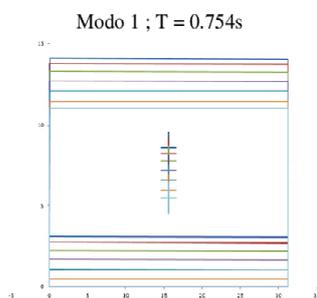
13 Esame dei risultati di calcolo

Le masse partecipanti relative ai primi 6 modi sono riportate nella tabella che segue. Si vede chiaramente che per ciascuna direzione vi è un modo nettamente dominante (il primo per la direzione y, il secondo per la x) con massa partecipante superiore all'70%. Anche questi valori, analoghi a quelli prevedibili per uno schema piano molto regolare, confermano il sostanziale disaccoppiamento delle deformate modali e quindi la buona qualità della progettazione.

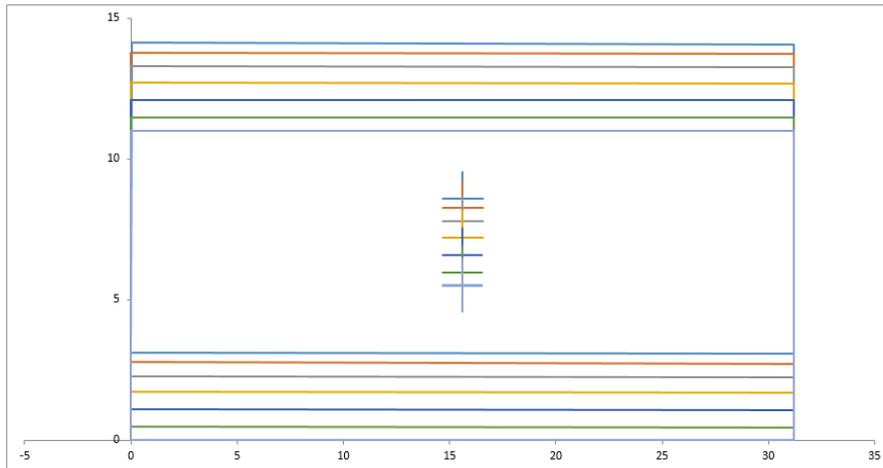
Modo	T	Mas X	Mas Y
1	0,754	0,00%	70,95%
2	0,738	71,92%	0,00%
3	0,671	0,47%	0,00%
4	0,254	8,85%	0,00%
5	0,253	0,00%	10,05%
6	0,226	0,04%	0,00%

con 6 modi vicini circa all'80%, che è poco

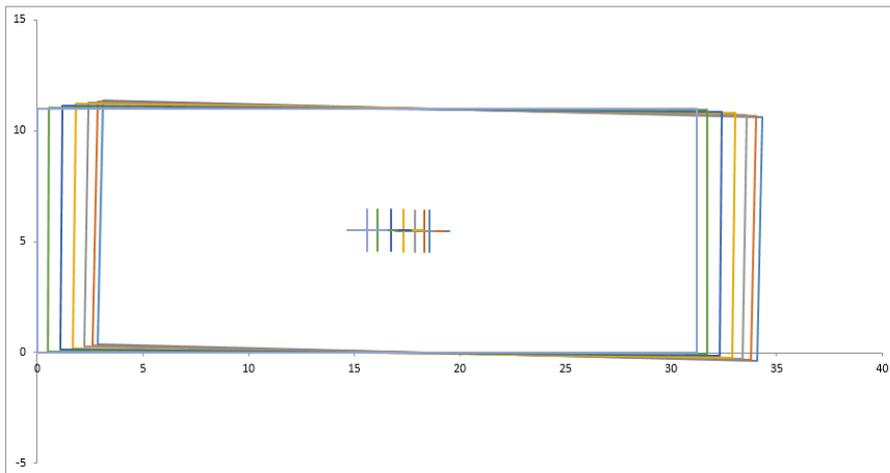
Distinco che nel modello c'è anche il 1° impalcato, la cui massa è accettata dai modi 19 e 20



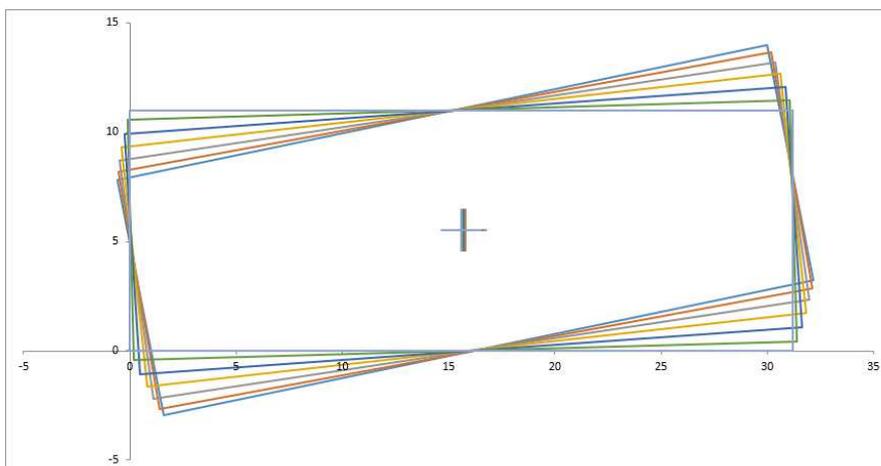
Modo 1 ; $T = 0.754s$



Modo 2 ; $T = 0.738s$



Modo 3 ; $T = 0.671s$



Il primo modo mostra solo traslazione in y per la simmetria, il suo periodo pari 0.754s risulta quasi coincidente con quello stimato (0.750s). Il secondo modo mostra invece delle traslazioni in x con

rotazioni accettabili, il suo periodo pari a 0.738s risulta anch'esso quasi coincidente con quello previsto (0.734s). Infine per quanto riguarda il modo rotazionale ha un periodo non molto minore dei primi due, segno di non alta rigidità rotazionale, ma non tale da suscitare preoccupazioni, risulta pertanto accettabile.

14 Confronto dei risultati con TEL2008

La struttura è stata risolta utilizzando il programma Tel2008.

La struttura è stata schematizzata come un insieme spaziale di telai piani, incastrati al piede. La scelta di utilizzare il modello di insieme spaziale di telai piani è giustificata dalla disposizione dei pilastri, che fanno sì che la struttura sia in effetti sostanzialmente costituita da due insiemi di telai piani ortogonali tra loro, con pilastri continui a tutti i piani e senza elementi in falso.

- Direzione x

questo doveva dirlo prima, spiegando come hai fatto per le pareti

I valori di previsioni che indichino qui non sono quelli di pag. 18

	PREVISIONE	TEL2008	
Piano	V _{pilastro} [kN]	Taglio max V _{max} [kN] - STATICA	Taglio max V _{max} [kN] - MODALE
7	52,05	34,73	37,45
6	73,21	70,30	72,38
5	100,12	99,87	100,53
4	130,01	124,37	125,08
3	144,90	139,94	142,95
2	167,93	164,63	169,14

	PREVISIONE	TEL2008	
Piano	Momento pilastro [kNm]	Momento max [kN] - STATICA	Momento max [kN] MODALE
7	68,71	69,65	73,34
6	120,80	133,47	135,95
5	165,20	168,51	170,30
4	214,51	211,53	213,24
3	239,08	231,49	237,58
2	221,67	226,70	224,46

	PREVISIONE	TEL2008	
Piano	Momento trave [kNm]	Momento max [kNm] - STATICA	Momento max [kN] MODALE
7	34,35	35,19	73,34
6	94,75	93,08	135,95
5	143,00	139,20	170,30
4	189,85	207,94	213,24
3	226,80	237,32	237,58
2	230,38	246,82	224,46

- Direzione y

<i>Piano</i>	PREVISIONE	TEL2008	
	V_{pilastro} [kN]	Taglio max V_{max} [kN] - STATICA	Taglio max V_{max} [kN] - MODALE
7	51,97	44,27	46,72
6	73,22	76,10	77,83
5	100,13	107,74	106,37
4	130,02	133,01	130,56
3	144,91	148,12	147,18
2	167,94	154,59	155,06

<i>Piano</i>	PREVISIONE	TEL2008	
	Momento pilastro [kNm]	Momento max [kN] - STATICA	Momento max [kN] MODALE
7	68,60	84,07	87,66
6	120,81	140,39	141,79
5	165,21	185,45	184,22
4	214,53	223,19	219,69
3	239,11	237,63	237,12
2	221,68	303,22	295,90

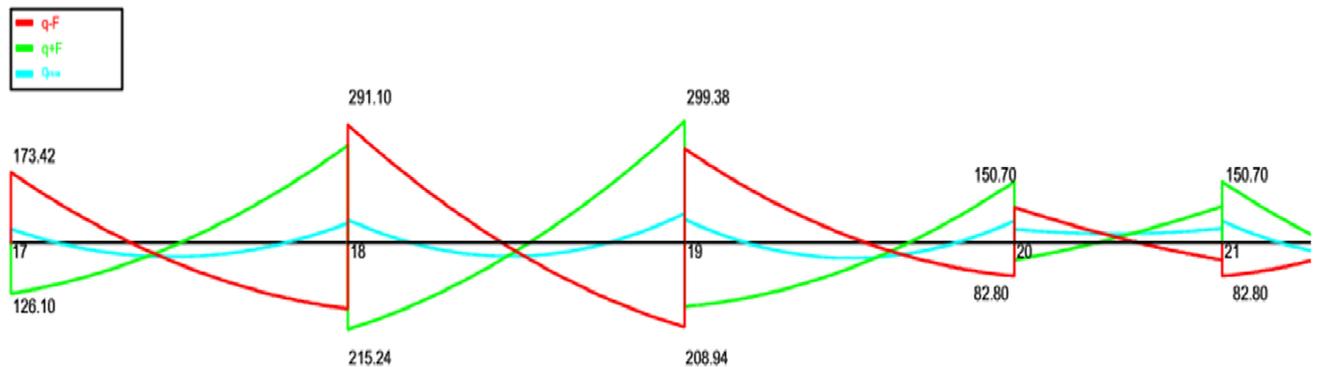
<i>Piano</i>	PREVISIONE	TEL2008	
	Momento trave [kNm]	Momento max [kNm] - STATICA	Momento max [kN] MODALE
7	34,30	45,51	47,05
6	94,71	107,66	110,49
5	143,01	150,68	150,00
4	189,87	227,94	223,10
3	226,82	251,61	247,35
2	230,39	253,78	253,41

15 Progetto della trave

Il progetto delle armature a flessione e a taglio delle travi è stato effettuato solamente per le travate ritenute più significative per via dei carichi agenti su di esse, dei momenti flettenti o della loro posizione nell'edificio. Nello specifico si è deciso di analizzare e progettare la travata 17-14 appartenente al secondo impalcato del telaio 1.

La seguente tabella mostra invece le combinazioni più gravose da prendere in considerazione per l'involuppo del diagramma dei momenti (data la perfetta simmetria si è deciso di non ripetere i valori e studiare solo metà travata):

	17	18	18	19	19	20	20	21
q max	-33,6	-47,4	-56,2	-71,8	-57,1	-53,2	-33,1	-35,3
q min	-23,7	-37,8	-37,9	-45,1	-36,9	-34,0	-21,7	-23,1
Fx	142,5	-192,0	241,0	-241,9	185,8	-111,1	62,1	-63,1
Fy	-0,4	0,6	-0,7	0,7	-0,6	0,3	-0,2	0,2
Fx ey	4,1	-5,5	6,9	-6,9	5,3	-3,2	1,8	-1,8
Fy ex	10,0	-13,4	16,8	-16,9	13,1	-7,9	4,4	-4,5
sisma x	-146,6	197,5	-247,9	248,8	-191,1	114,3	-64,0	65,0
sisma y	-10,4	14,0	-17,5	17,6	-13,6	8,2	-4,6	4,7
x+0.3y	-149,8	201,7	-253,2	254,1	-195,2	116,7	-65,3	66,4
q+F	-173,4	163,9	-291,1	208,9	-232,1	82,8	-87,0	43,3
q-F	126,1	-239,5	215,2	-299,2	158,3	-150,7	43,7	-89,4
M-max	-155,5	-178,5	-236,6	-243,7	-191,3	-133,0	-78,3	-80,6
M+max	121,6	150,1	194,2	189,0	151,6	80,1	38,7	38,5



Si può notare come il massimo momento flettente ad asse pilastro sia pari a 299,38 kNm; dall'analisi delle altre travi sono emersi momenti flettenti al massimo pari a 335,00kNm, è possibile dunque dedurre che in fase di predimensionamento si poteva optare anche per una sezione 30x60.

15.1 Armatura a flessione

Per il progetto dell'armatura a flessione si è scelto di riferirsi ai momenti a filo pilastro, riportati nella precedente tabella.

La quantità di armatura tesa necessaria superiormente ed inferiormente, rispettivamente per momento flettente negativo e positivo, è stata calcolata con la relazione:

$$A_s = \frac{M_{yd}}{0.9df_{yd}}$$

Una volta scelta l'armatura effettiva da disporre, rispettando i minimi di normativa, è possibile calcolare il momento resistente mediante la seguente relazione:

$$M_{rd} = 0.9df_{yd}A_s$$

I risultati vengono così riassunti:

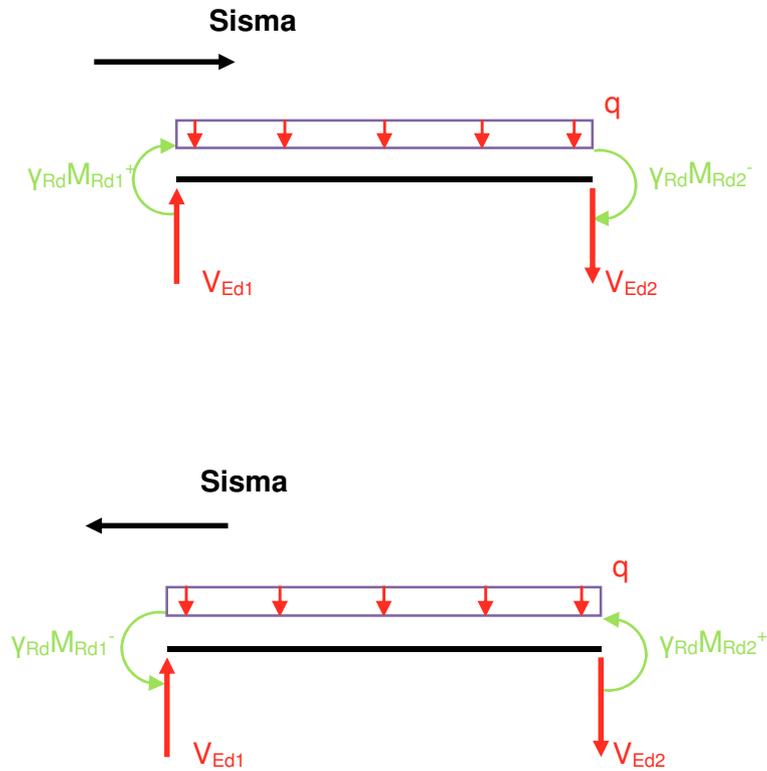
	17	18	18	19	19	20	20	21
M-max	-155,5	-178,5	-236,6	-243,7	-191,3	-133,0	-78,3	-80,6
M+max	121,6	150,1	194,2	189,0	151,6	80,1	38,7	38,5
As,sup	6,69	7,68	10,18	10,48	8,23	5,72	3,37	3,47
As,inf	5,23	6,46	8,35	8,13	6,52	3,45	1,67	1,66
n° φ16 sup	4	4	4	4	4	4	3	3
n° φ20 sup	0	1	1	1	1	1	0	0
n° φ16 inf	3	3	3	3	3	3	3	3
n° φ20 inf	0	1	1	1	1	0	0	0
A^{sup}_{s,eff} [cm²]	8,04	11,18	11,18	11,18	11,18	11,18	6,03	6,03
A^{inf}_{s,eff} [cm²]	6,03	9,17	9,17	9,17	9,17	6,03	6,03	6,03
M_{Rd} [kNm]	186,9	260,0	260,0	260,0	260,0	260,0	140,2	140,2
M⁺_{Rd} [kNm]	140,2	213,2	213,2	213,2	213,2	140,2	140,2	140,2

Per una maggiore accuratezza dei calcoli il momento resistente è stato valutato determinando la posizione di equilibrio dell'asse neutro con la condizione di equilibrio alla traslazione ed il conseguente momento flettente:

	17	18	18	19	19	20	20	21
M_{Rd} [kNm]	-198,33	-274,38	-274,38	-274,38	-274,38	-273,80	-149,65	-149,65
M⁺_{Rd} [kNm]	149,64	225,84	225,84	225,84	225,84	149,63	149,65	149,65

15.2 Armatura a taglio

Per il criterio di gerarchia delle resistenze, vogliamo evitare che la plasticizzazione a taglio avvenga prima della plasticizzazione per flessione quindi il taglio con cui verificare le sezioni e definire le staffe deve essere calcolato a partire dalla resistenza a flessione degli estremi delle travi. Per farlo vengono utilizzati gli schemi sotto rappresentati e le formule ricavate da semplici equilibri:



$$V_{Ed} = \pm \frac{q l_{net}}{2} \pm \frac{M_{rd1} + M_{rd2}}{l_{net}}$$

con $\gamma_{Rd}=1.0$ per CD" B".

I risultati ottenuti sono riassunti in tabella:

	17	18	18	19	19	20	20	21
M_{Rd}	-198,3	-274,4	-274,4	-274,4	-274,4	-273,8	-149,65	-149,65
M_{Rd}^+	149,6	225,8	225,8	225,8	225,8	149,6	149,65	149,65
l_{netta}	4,05		4,00		4,10		2,60	
<i>sisma + e -</i>	94,2	104,7	126,6	126,6	98,3	86,4	115,1	115,1
V_{sism}	104,7		126,6		98,3		115,1	
$q l_{net}/2$	42,7		45,4		46,5		12,1	
V_{max}	147,4		171,9		144,7		127,2	

Per verificare la sezione e definire l'armatura a taglio si è calcolato il taglio resistente del calcestruzzo e di varie possibili staffature. Si è inoltre verificato che il passo di posizionamento delle staffe sia minore dei limiti di normativa:

Armature trasversali

Nelle zone critiche devono essere previste staffe di contenimento. La prima staffa di contenimento deve distare non più di 5 cm dalla sezione a filo pilastro; le successive devono essere disposte ad un passo non superiore alla minore tra le grandezze seguenti:

- un quarto dell'altezza utile della sezione trasversale;
- 175 mm e 225 mm, rispettivamente per CD "A" e CD "B";
- 6 volte e 8 volte il diametro minimo delle barre longitudinali considerate ai fini delle verifiche, rispettivamente per CD "A" e CD "B"
- 24 volte il diametro delle armature trasversali.

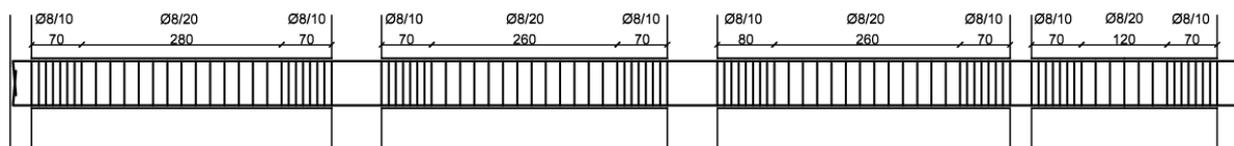
Per staffa di contenimento si intende una staffa rettangolare, circolare o a spirale, di diametro minimo 6 mm, con ganci a 135° prolungati per almeno 10 diametri alle due estremità. I ganci devono essere assicurati alle barre longitudinali.

Ottenendo un passo massimo di 12.8 cm per la zona critica e di 22,2 cm per la zona non critica.

Tagli Resistenti

$ctg\theta$	2		
$V_{rd,max}$ [kN]	504,9		
$V_{rd,s}^{(s=20)}$ [kN]	233,7	s	20
$V_{rd,s}^{(s=15)}$ [kN]	311,6	s	15
$V_{rd,s}^{(s=12)}$ [kN]	389,4	s	12
$V_{rd,s}^{(s=10)}$ [kN]	467,3	s	10
$V_{rd,s}^{(s=8)}$ [kN]	584,2	s	8

Il $ctg\theta$ è stato posto pari ad 2 come prescritto dalla normativa per il calcolo dell'armatura a taglio delle travi per edifici con classe di duttilità "B". E' stata scelta pertanto una staffatura di $\phi 8/10$ nella zona critica e una staffatura di $\phi 8/20$ nella zona non critica.



16 Progetto dei pilastri

Così come per le travi, si esegue il medesimo criterio per i pilastri; ma sono state analizzate entrambe le direzioni del sisma per stabilire quale fosse la più gravosa.

Per poter verificare le sezioni a pressoflessione deviata è inoltre necessario valutare i momenti flettenti agenti sui pilastri nelle direzioni x e y. Questi momenti flettenti sono stati calcolati prendendo in considerazione il valore massimo tra i momenti flettenti agenti sui pilastri, considerando la più gravosa combinazione degli schemi base, nonché applicando il criterio di gerarchia delle resistenze prescritto dalla Normativa.

Esplicitando la formula 7.4.4 della normativa per un generico nodo della struttura:

7.4.4.2.1 Sollecitazioni di calcolo

Per ciascuna direzione e ciascun verso di applicazione delle azioni sismiche, si devono proteggere i pilastri dalla plasticizzazione prematura adottando opportuni momenti flettenti di calcolo; tale condizione si consegue qualora, per ogni nodo trave-pilastro ed ogni direzione e verso dell'azione sismica, la resistenza complessiva dei pilastri sia maggiore della resistenza complessiva delle travi amplificata del coefficiente γ_{Rd} , in accordo con la formula:

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

dove:

$\gamma_{Rd} = 1,30$ per le strutture in CD "A" e $\gamma_{Rd} = 1,10$ per le strutture in CD "B".

$M_{C,Rd}$ è il momento resistente del generico pilastro convergente nel nodo, calcolato per i livelli di sollecitazione assiale presenti nelle combinazioni sismiche delle azioni;

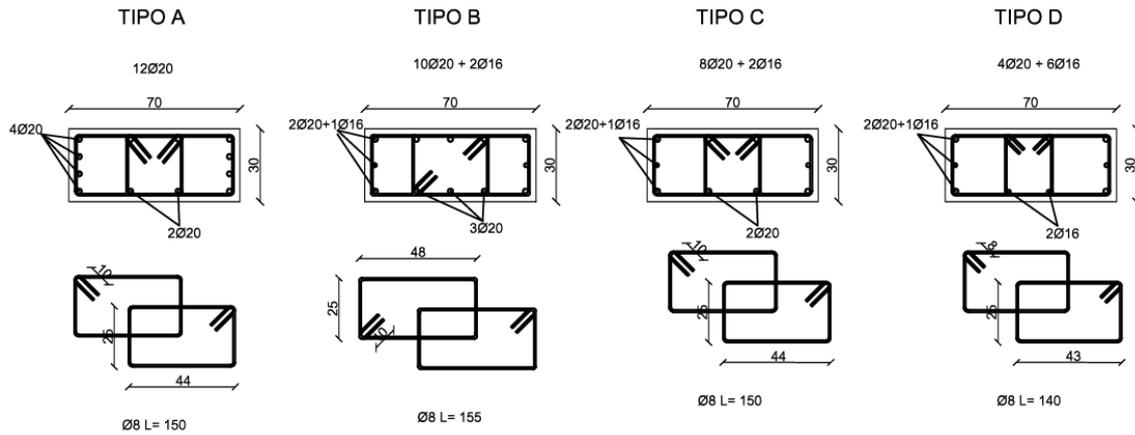
$M_{b,Rd}$ è il momento resistente della generica trave convergente nel nodo.

Il momento flettente da considerare per la verifica a pressoflessione dei pilastri pertanto viene assunto il massimo tra quello agente effettivamente sul pilastro e quello ottenuto moltiplicando la somma dei momenti resistenti delle travi convergenti su di esso per il fattore di resistenza $\gamma_{Rd} = 1,1$, in quanto la struttura progettata è di classe di duttilità "B".

Si è scelto di armare i pilastri con barre $\phi 20$ e $\phi 16$ il cui numero e disposizione cambia in base al pilastro e al piano considerato.

In funzione del numero di barre e del loro diametro è stata calcolata l'area di armatura disposta lungo i lati dei pilastri in direzione x e y. Le tipologie di sezioni scelte sono rappresentate nella figura seguente:

SEZIONE TRASVERSALE DEI PILASTRI Scala 1:10



Per quanto riguarda la loro disposizione in pianta e per i vari piani è tutto riportato in tabella (per il piano interrato, con pareti in cemento armato, è stato armato facendo riferimento al piano di sopra, dunque sono state disposte le medesime armature).

PILASTRO	PIANO																							
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23	24
1	/	/	/	/	/	/	/	/	/	/	/	/	/	/	/	/	/	/	/	/	/	/	/	/
2	A	D	D	B	B	D	D	D	D	C	B	C	C	B	C	D	A	D	D	B	B	D	D	A
3	C	D	D	B	B	D	C	D	D	C	B	C	C	B	C	D	D	D	B	B	B	D	D	C
4	C	D	D	B	B	D	C	D	D	C	B	C	C	B	C	D	C	D	B	B	B	D	D	C
5	D	D	D	B	B	D	D	D	D	C	B	C	C	B	C	D	D	D	B	B	B	D	D	D
6	D	D	D	B	B	D	D	D	D	C	B	C	C	B	C	D	D	D	B	B	B	D	D	D
7	D	D	D	B	B	D	D	D	D	C	B	C	C	B	C	D	D	D	B	B	B	D	D	D
8	D	D	D	B	B	D	D	D	D	C	B	C	C	B	C	D	D	D	B	B	B	D	D	D
9	D	D	D	B	B	D	D	D	D	C	B	C	C	B	C	D	D	D	B	B	B	D	D	D
10	C	D	D	B	B	D	C	D	D	C	B	C	C	B	C	D	D	D	B	B	B	D	D	D
11	B	D	D	B	B	D	D	D	D	C	B	C	C	B	C	D	D	D	B	B	B	D	D	D
12	C	D	D	B	B	D	D	D	D	C	B	C	C	B	C	D	D	D	B	B	B	D	D	D
13	C	D	D	B	B	D	D	D	D	C	B	C	C	B	C	D	D	D	B	B	B	D	D	D
14	B	D	D	B	B	D	D	D	D	C	B	C	C	B	C	D	D	D	B	B	B	D	D	D
15	C	D	D	B	B	D	D	D	D	C	B	C	C	B	C	D	D	D	B	B	B	D	D	D
16	/	/	/	/	/	/	/	/	/	/	/	/	/	/	/	/	/	/	/	/	/	/	/	/
17	/	/	/	/	/	/	/	/	/	/	/	/	/	/	/	/	/	/	/	/	/	/	/	/
18	/	/	/	/	/	/	/	/	/	/	/	/	/	/	/	/	/	/	/	/	/	/	/	/
19	/	/	/	/	/	/	/	/	/	/	/	/	/	/	/	/	/	/	/	/	/	/	/	/
20	/	/	/	/	/	/	/	/	/	/	/	/	/	/	/	/	/	/	/	/	/	/	/	/
21	/	/	/	/	/	/	/	/	/	/	/	/	/	/	/	/	/	/	/	/	/	/	/	/
22	/	/	/	/	/	/	/	/	/	/	/	/	/	/	/	/	/	/	/	/	/	/	/	/
23	/	/	/	/	/	/	/	/	/	/	/	/	/	/	/	/	/	/	/	/	/	/	/	/
24	/	/	/	/	/	/	/	/	/	/	/	/	/	/	/	/	/	/	/	/	/	/	/	/

TABELLA DEI PILASTRI

In questo contesto è stato analizzato il pilastro 11 e si riporta dunque la combinazione dei risultati degli schemi base, considerando i valori a filo trave:

<i>Piano</i>		My testa	Mx testa	My piede	Mx piede	N [kN]
		[kNm]	[kNm]	[kNm]	[kNm]	
7	q_{min} + sisma prev. x	34,09	23,81	-33,34	-12,30	-189,40
	q_{min} - sisma prev. x	-22,87	-14,24	21,44	3,96	-194,90
	q_{min} + sisma prev. y	14,17	57,67	-14,19	-27,30	-184,57
	q_{min} - sisma prev. y	-2,95	-48,10	2,28	18,96	-199,73
6	q_{min} + sisma prev. x	50,89	33,90	-48,66	-21,94	-422,32
	q_{min} - sisma prev. x	-39,40	-28,34	37,92	16,31	-448,16
	q_{min} + sisma prev. y	19,32	88,14	-18,39	-56,10	-401,38
	q_{min} - sisma prev. y	-7,83	-82,58	7,64	50,47	-469,11
5	q_{min} + sisma prev. x	60,83	35,26	-63,04	-36,26	-653,49
	q_{min} - sisma prev. x	-50,56	-28,26	52,69	29,63	-707,29
	q_{min} + sisma prev. y	21,88	90,25	-22,57	-93,93	-609,86
	q_{min} - sisma prev. y	-11,61	-83,26	12,23	87,30	-750,92
4	q_{min} + sisma prev. x	68,43	41,69	-67,53	-36,94	-882,35
	q_{min} - sisma prev. x	-59,05	-34,56	59,13	30,90	-979,14
	q_{min} + sisma prev. y	23,85	107,89	-23,24	-96,01	-804,87
	q_{min} - sisma prev. y	-14,48	-100,76	14,84	89,97	-1056,62
3	q_{min} + sisma prev. x	74,30	44,25	-74,06	-48,39	-1113,21
	q_{min} - sisma prev. x	-67,62	-38,58	68,96	43,97	-1257,71
	q_{min} + sisma prev. y	24,68	116,09	-24,05	-127,42	-997,51
	q_{min} - sisma prev. y	-17,99	-110,42	18,95	123,00	-1373,40
2	q_{min} + sisma prev. x	56,39	24,16	-58,63	-59,47	-1297,65
	q_{min} - sisma prev. x	-53,47	-19,96	57,45	54,48	-1487,36
	q_{min} + sisma prev. y	17,98	64,69	-18,04	-160,49	-1146,07
	q_{min} - sisma prev. y	-15,05	-60,48	16,86	155,50	-1638,94
1	q_{min} + sisma prev. x	-3,44	-29,01	1,82	15,81	-1502,12
	q_{min} - sisma prev. x	3,48	33,05	-1,84	-18,27	-1706,65
	q_{min} + sisma prev. y	-1,02	-83,88	0,54	45,72	-1336,87
	q_{min} - sisma prev. y	1,06	87,92	-0,56	-48,18	-1871,90

Per applicare il criterio di gerarchia delle resistenze occorrono i momenti resistenti all'estremità delle travi che convergono in ciascun nodo. I valori relativi al pilastro studiato sono riportati di seguito:

Piano		direzione x			rip.	direzione y			rip.
		sin	des	ΣM		sin	des	ΣM	
6	M_{Rd}^-	-149,03	-126,05	275,08	0,42	-58,36	-126,05	184,41	0,45
	M_{Rd}^+	126,04	126,05		0,58	43,43	126,05		0,55
5	M_{Rd}^-	-171,95	-149,03	297,99	0,42	-58,36	-149,05	207,41	0,42
	M_{Rd}^+	126,04	126,04		0,58	43,43	149,05		0,58
4	M_{Rd}^-	-177,06	-177,06	326,71	0,44	-58,36	-231,90	290,26	0,47
	M_{Rd}^+	149,65	149,65		0,56	43,43	231,90		0,53
3	M_{Rd}^-	-204,40	-204,40	354,05	0,47	-58,36	-280,47	323,90	0,47
	M_{Rd}^+	149,64	149,64		0,53	43,43	231,94		0,53
2	M_{Rd}^-	-177,06	-177,06	326,71	0,50	-58,36	-231,90	290,26	0,50
	M_{Rd}^+	149,65	149,65		0,50	43,43	231,90		0,50

Dai valori riportati si può calcolare il massimo momento resistente che può essere trasmesso dalle travi a ciascun nodo, sommando in valore assoluto il momento positivo dell'una e quello negativo dell'altra, prendendo la coppia la cui somma è massima.

La somma così ottenuta deve essere moltiplicata per $\gamma_{Rd}=1.1$ per CD"B" e ripartita tra il pilastro al di sopra e quello al di sotto del nodo. Essendo i pilastri tutti uguali in altezza si è ritenuto opportuno tenere conto solo della variazione del taglio di piano lungo l'altezza.

Il calcolo delle armature si è eseguito utilizzando i seguenti valori:

Piano	Sisma prevalente in direzione x				Sisma prevalente in direzione y			
	My	Mx	N [kN]		My	Mx	N [kN]	
	[kNm]	[kNm]	q+Fx	q-Fx	[kNm]	[kNm]	q+Fy	q-Fy
7	125,74	27,46	189,40	194,90	37,72	91,55	184,57	199,73
6	176,85	33,90	422,32	448,16	53,05	111,30	401,38	469,11
5	189,34	39,54	653,49	707,29	56,80	131,78	609,86	750,92
4	203,03	50,31	882,35	979,14	60,91	167,72	804,87	1056,62
3	205,27	56,34	1113,21	1257,71	61,58	187,79	997,51	1373,40
2	179,69	59,47	1297,65	1487,36	53,91	159,64	1146,07	1638,94

Piano	$N_{c,max}$	$M_{cx,max}$	$M_{cy,max}$	$M_{cx,(N)}$	$M_{cy,(N)}$	As corto	As lungo
	[kN]	[kNm]	[kNm]	[kNm]	[kNm]	[cm ²]	[cm ²]
7	2975	249,9	107,1	60,43	26,53	1,28	11,52
6	2975	249,9	107,1	120,74	53,98	0,00	14,27
5	2975	249,9	107,1	167,87	75,59	0,00	13,21
4	2975	249,9	107,1	202,32	91,46	0,00	12,96
3	2975	249,9	107,1	227,19	101,90	0,00	12,01
2	2975	249,9	107,1	240,16	106,21	0,00	8,54

Per la verifica a pressoflessione deviata di ogni pilastro ad ogni piano si è valutato il momento resistente sia in direzione x che in direzione y.

Questi momenti sono stati ottenuti considerando le formule approssimate per la costruzione dei domini M-N di sezioni in calcestruzzo armato armate simmetricamente, proposte dal Prof. Gherzi:

$$M_{Rd} = (M_{c,max} + M_{s,max}) \left[1 - \frac{N_{Rd} + v_M N_{c,max}}{v_M N_{c,max} + N_{s,max}} \right]^m$$

$$N_{s,max} = 2A_s f_{yd} \qquad N_{c,max} = A_c f_{cd} \qquad v_M = \frac{289}{594}$$

$$M_{s,max} = A_s (h - 2c) f_{yd} \qquad M_{c,max} = \frac{289}{2376} A_c h f_{cd} \qquad m = 1 + \frac{v_M N_{c,max}}{v_M N_{c,max} + N_{s,max}}$$

Ottenuti tutti questi parametri, per la verifica a presso-flessione deviata dei pilastri si è seguita la procedura semplificata suggerita dalle NTC08.

La verifica a pressoflessione si ritiene soddisfatta se risulta verificata la seguente formula:

Nel caso di pressoflessione deviata la verifica della sezione può essere posta nella forma

$$\left(\frac{M_{E_{yd}}}{M_{R_{yd}}} \right)^\alpha + \left(\frac{M_{E_{zd}}}{M_{R_{zd}}} \right)^\alpha \leq 1 \qquad (4.1.10)$$

dove

$M_{E_{yd}}, M_{E_{zd}}$ sono i valori di calcolo delle due componenti di flessione retta dell'azione attorno agli assi y e z;

$M_{R_{yd}}, M_{R_{zd}}$ sono i valori di calcolo dei momenti resistenti di pressoflessione retta corrispondenti a N_{Ed} valutati separatamente attorno agli assi y e z.

dove il parametro α è stato posto pari a 1.5.

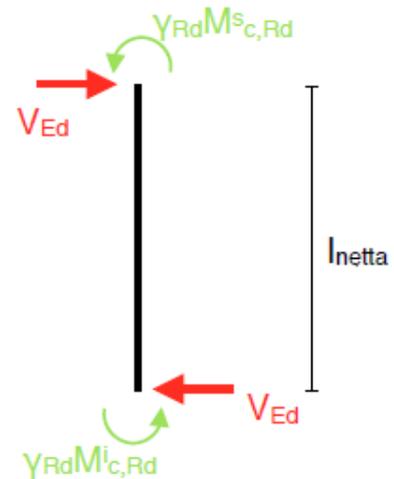
		A_s [cm ²]	$A_{s,sec}$ [cm ²]	$N_{s,max}$ [kN]	m	$M_{s,max}$ [kN]	M_y [kNm]	M_x [kNm]	N_{Ed} [kN]	$M_{y,Rd}$ [kNm]	$M_{z,Rd}$ [kNm]	Verifica
7	Direzione x	8,29	9,42	1386,7	1,52	292,68	125,74	27,46	189,40	284,74	386,45	0,31
	Direzione y	15,7	2,01	1386,7	1,52	142,15	37,72	91,55	184,57	177,10	278,57	0,29
6	Direzione x	8,29	9,42	1386,7	1,52	292,68	176,85	33,90	422,32	315,92	428,77	0,44
	Direzione y	15,7	2,01	1386,7	1,52	142,15	53,05	111,30	401,38	195,31	307,20	0,36
5	Direzione x	8,29	9,42	1386,7	1,52	292,68	189,34	39,54	653,49	343,36	466,01	0,43
	Direzione y	15,7	2,01	1386,7	1,52	142,15	21,88	131,78	609,86	211,03	331,93	0,39
4	Direzione x	8,29	9,42	1386,7	1,52	292,68	203,03	41,69	882,35	366,62	497,58	0,44
	Direzione y	15,7	2,01	1386,7	1,52	142,15	60,91	167,72	804,87	223,96	352,28	0,47
3	Direzione x	8,29	9,42	1386,7	1,52	292,68	205,27	56,34	1113,21	385,39	523,05	0,42
	Direzione y	15,7	2,01	1386,7	1,52	142,15	61,58	187,79	997,51	234,82	369,36	0,50
2	Direzione x	8,29	9,42	1386,7	1,52	292,68	179,69	59,47	1297,65	396,00	537,45	0,34
	Direzione y	15,7	2,01	1386,7	1,52	103,85	53,91	159,64	1146,07	204,53	342,98	0,45

16.1 Armatura a taglio

Così come per le travi, anche per i pilastri l'armatura a taglio va determinata seguendo il criterio di gerarchia delle resistenze.

Al fine di escludere la formazione di meccanismi inelastici dovuti al taglio, le sollecitazioni di taglio da utilizzare per le verifiche e il dimensionamento delle armature si ottengono dalla condizione di equilibrio del pilastro soggetto all'azione dei momenti resistenti nelle sezioni di estremità superiore $M_{c,Rd}^s$ ed inferiore $M_{c,Rd}^i$ secondo l'espressione:

$$V_{Ed} = \gamma_{Rd} \frac{M_{c,Rd}^s + M_{c,Rd}^i}{l_{netta}}$$



nella quale $\gamma_{Rd} = 1.1$ ed l_{netta} rappresenta l'altezza netta del pilastro.

Per la disposizione delle staffe sono state rispettate le seguenti condizioni: le barre disposte sui vertici della sezione devono essere contenute dalle staffe; almeno una barra ogni due, di quelle disposte sui lati, deve essere trattenuta da staffe interne o da legature.

I passi delle staffe sono stati valutati in modo che il taglio resistente della sezione sia sempre maggiore del taglio sollecitante di progetto valutato precedentemente.

Nella scelta del passo nella zona critica del pilastro si è tenuto conto dei limiti imposti dalla normativa.

Armature trasversali

Nelle zone critiche devono essere rispettate le condizioni seguenti: le barre disposte sugli angoli della sezione devono essere contenute dalle staffe; almeno una barra ogni due, di quelle disposte sui lati, deve essere trattenuta da staffe interne o da legature; le barre non fissate devono trovarsi a meno di 15 cm e 20 cm da una barra fissata, rispettivamente per CD "A" e CD "B".

Il diametro delle staffe di contenimento e legature deve essere non inferiore a 6 mm ed il loro passo deve essere non superiore alla più piccola delle quantità seguenti:

- 1/3 e 1/2 del lato minore della sezione trasversale, rispettivamente per CD "A" e CD "B";
- 125 mm e 175 mm, 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".

Si devono disporre staffe in un quantitativo minimo non inferiore a

$$\frac{A_{st}}{s} \geq \begin{cases} 0,08 \frac{f_{cd} \cdot b_{st}}{f_{yd}} & \text{per CD "A" al di fuori della zona critica e per CD "B"} \\ 0,12 \frac{f_{cd} \cdot b_{st}}{f_{yd}} & \text{per CD "A"} \end{cases} \quad (7.4.28)$$

in cui A_{st} è l'area complessiva dei bracci delle staffe, b_{st} è la distanza tra i bracci più esterni delle staffe ed s è il passo delle staffe.

	L_{netta}	$V_{Ed,x}$	$V_{Ed,y}$	$n_{braccia,x}$	$n_{braccia,y}$	$S_{critica}$	$S_{non\ critica}$	$A_{sw,criti\ ca,x}$	$A_{sw,criti\ ca,y}$	$A_{sw,non\ critica,x}$	$A_{sw,non\ critica,y}$	$\frac{0,08f_{cd}}{f_{y,d}X/S/A}$ <small>sw,cr,x</small>	$\frac{0,08f_{cd}}{f_{y,d}X/S/A}$ <small>sw,cr,y</small>	$V_{Rd,s,x}$	$V_{Rd,s,y}$
7	2,75	228,41	310,00	4	2	10	15	20,1	10,1	13,4	6,7	0,58	0,58	306,8	389,4
6	2,70	272,30	369,56	4	2	10	15	20,1	10,1	13,4	6,7	0,58	0,58	306,8	389,4
5	2,65	300,66	408,06	4	2	10	10	20,1	10,1	20,1	10,1	0,58	0,58	460,3	584,2
4	2,60	325,45	441,70	4	2	10	10	20,1	10,1	20,1	10,1	0,58	0,58	460,3	584,2
3	2,60	335,39	455,19	4	2	10	10	20,1	10,1	20,1	10,1	0,58	0,58	460,3	584,2
2	2,60	337,30	457,79	4	2	10	10	20,1	10,1	20,1	10,1	0,58	0,58	460,3	584,2