



COMUNE DI PALERMO

(PA)

Esame di costruzioni in zona sismica A.A. 2018/19

PROGETTO DI UN EDIFICIO IN C.A. PER CIVILE ABITAZIONE

PROGETTISTI:

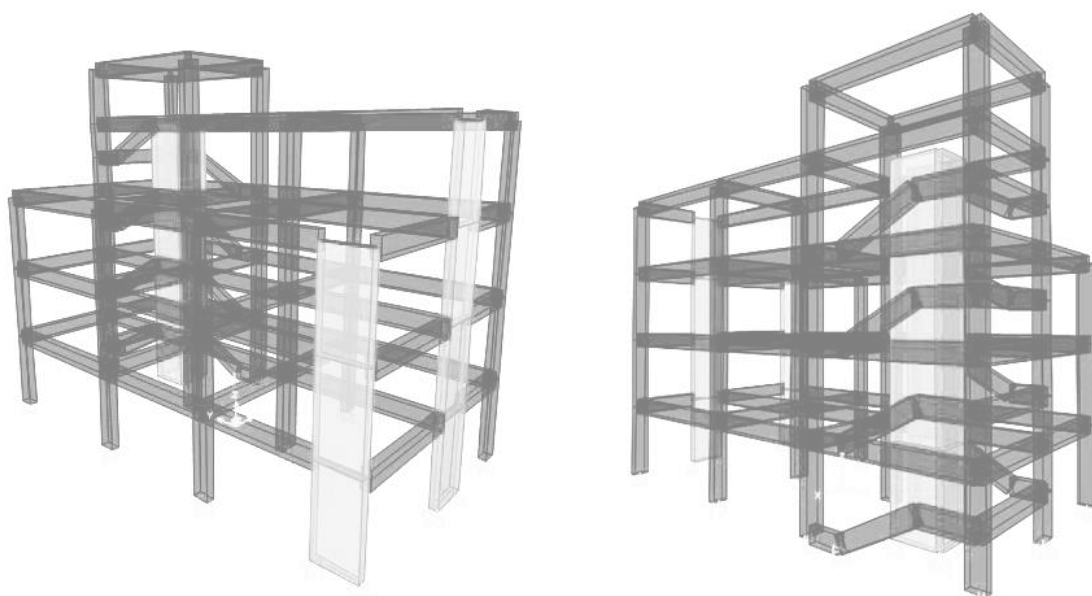


Fratini Valeria
Sebastianelli Andrea
Sgarbossa Leonardo

DOCENTI:



PROF. De Felice Gianmarco
ING. Corritore Daniele
ING. Meriggi Pietro



PROGETTO DEFINITIVO

OGGETTO:

RELAZIONE TECNICA ILLUSTRATIVA

REL

file

10_RelCal.pdf

redazione

scala

rev n. 1 – 13/05/2019

rev n. 2 – 01/07/2019

SOMMARIO

1. INTRODUZIONE	4
1.1 GEOMETRIA DELL'EDIFICIO E INPUT DI PROGETTO	4
1.2 MATERIALI	6
1.3 QUADRO NORMATIVO, METODO E CODICI DI CALCOLO	7
2. PREDIMENSIONAMENTO E ANALISI DEI CARICHI	8
2.1. ELEMENTI NON STRUTTURALI	8
2.1.1. Tramezzatura Interna	8
2.1.2. Tamponatura Esterna	9
2.2. ELEMENTI STRUTTURALI SECONDARI	10
2.2.1. Solaio	10
2.2.1.1. Predimensionamento	10
2.2.1.2. Analisi dei Carichi	12
2.2.2. Scale	13
2.2.2.1. Predimensionamento	13
2.2.2.2. Analisi dei Carichi	14
2.2.3. Pianerottoli	15
2.2.3.1. Predimensionamento	15
2.2.3.2. Analisi dei Carichi	15
2.3. ELEMENTI STRUTTURALI PRINCIPALI	15
2.3.1. Travi	16
2.3.1.1. Predimensionamento	16
2.3.1.2. Analisi dei Carichi	16
2.3.2. Pilastri	44
2.3.2.1. Predimensionamento	44
2.3.2.2. Analisi dei Carichi	45
2.3.3. Settl	68
3. ANALISI MODALE	69
3.1. DESCRIZIONE DEL MODELLO	70
3.2. PESI SISMICI	71
3.3. MASSE SISMICHE E CENTRI DI MASSA	77
3.4. CENTRI DI RIGIDEZZA	83
3.5. RISULTATI DELL'ANALISI	86
4. PROGETTAZIONE SISMICA	91
4.1. REGOLARITA' IN Pianta E IN ELEVAZIONE	92

4.2.	TIPOLOGIA STRUTTURALE	93
4.3.	FATTORE DI STRUTTURA	94
4.4.	SPETTRI DI RISPOSTA.....	95
5.	METODI DI ANALISI	99
5.1.	ANALISI STATICA LINEARE	99
5.1.1.	Valutazione degli Spostamenti	103
5.2.	ANALISI DINAMICA LINEARE	104
5.2.1.	Valutazione degli Spostamenti allo SLD	106
5.2.2.	Valutazione delle Non Linearità Geometriche allo SLV	107
5.2.3.	Diagrammi delle Sollecitazioni.....	111
5.3.	CONFRONTO DEI RISULTATI DELLE ANALISI LINEARI.....	114
6.	PROGETTO E VERIFICA DEGLI ELEMENTI STRUTTURALI	115
6.1.	COPRIFERRI PER STRUTTURE IN C.A.	118
6.2.	TRAVI	118
6.3.	SCALE.....	128
6.3.1.	Progetto del Gradino.....	128
6.3.2.	Progetto della Trave a Ginocchio.....	129
6.4.	PILASTRI.....	139
6.5.	NODI	151
6.5.1.	Progetto del Nodo Trave-Setto	158
6.6.	SETTI.....	161
6.6.1.	Progetto delle Pareti E, F	163
1.1.1.	Progetto del Vano Ascensore	177
7.	BIBLIOGRAFIA.....	190

1. INTRODUZIONE

1.1 GEOMETRIA DELL'EDIFICIO E INPUT DI PROGETTO

La presente relazione di calcolo illustra i criteri adottati per il progetto di un edificio residenziale su cinque piani in calcestruzzo armato. Le sezioni sono rappresentate in *figura 1*. L'intero complesso dell'edificio si compone di un'unica struttura indipendente, il cui scheletro portante è costituito da un telaio spaziale composto da travi, pilastri e setti, con orizzontamenti in solaio laterocementizio con travetti gettati in opera e pignatte di alleggerimento, si segnala inoltre la presenza di una scala e di un nucleo ascensore in posizione eccentrica. Vengono di seguito riportate le misure degli elementi costituenti la struttura: ($a=4.5$ m; $b=4.5$ m; $c=6$ m; $d=5$ m; $e=6$ m; $h=3$ m; $h'=2.4$ m).

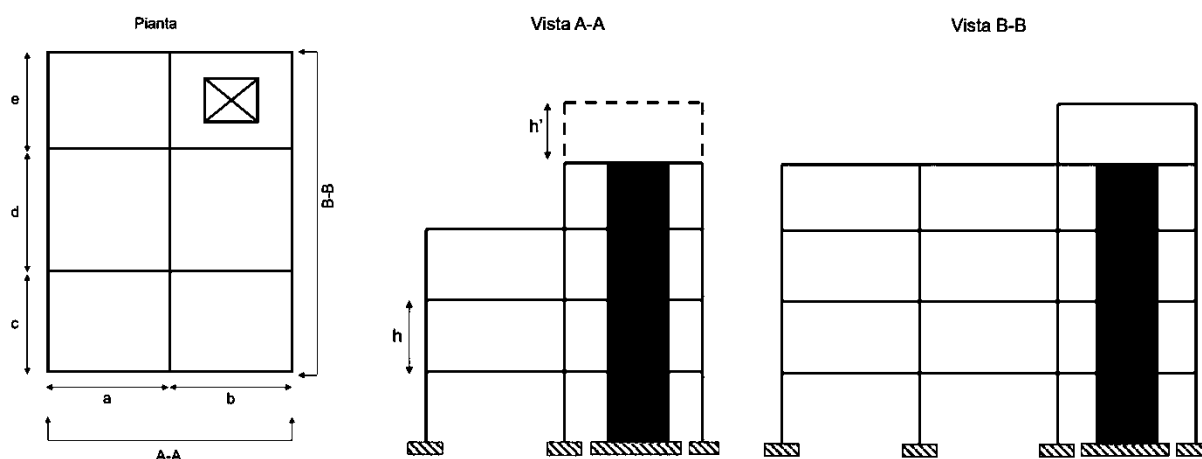


Figura 1 - Pianta e prospetto dell'edificio

Il solaio ha ovunque uno spessore di 18 cm, comprensivi della soletta in calcestruzzo di 4 cm. Le travi di bordo e le travi di spina hanno sezione 30x60, i telai riportano i carichi a terra attraverso una fondazione su plinti bassi. I pilastri hanno sezione variabile e sono stati orientati, per quanto possibile, per il 50% in una direzione e per l'altro 50% nella direzione ortogonale ed in maniera tale da centrifugare il più possibile le rigidezze laterali. La struttura presenta una pianta simmetrica e uno sviluppo in altezza irregolare, la distanza tra i piani si mantiene pari a 3 metri fino al livello del torrino dove è imposta pari a 2.4 metri. I solai di copertura ad unica falda orizzontale risultano praticabili al quarto e quinto livello, la copertura del torrino non è praticabile.

L'edificio in esame è destinato ad uso di civile abitazione a cui è attribuita una classe d'uso II (par. 2.4.2 NTC18) e livelli di prestazione ordinari ($V_N \geq 50$ anni, par. 2.4.1 NTC18). La costruzione è collocata nel comune di Palermo (lat. 38,1121, long. 13,3366), il comune in questione è sito in zona a pericolosità sismica elevata. All'area in questione è attribuita una categoria di sottosuolo di tipo

B, caratterizzato da *‘rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti’* (Tab. 3.2.II NTC18). La costruzione è progettata in classe di duttilità media ‘CD B’, in accordo con il criterio di comportamento strutturale dissipativo (par. 7.2.2 NTC18).

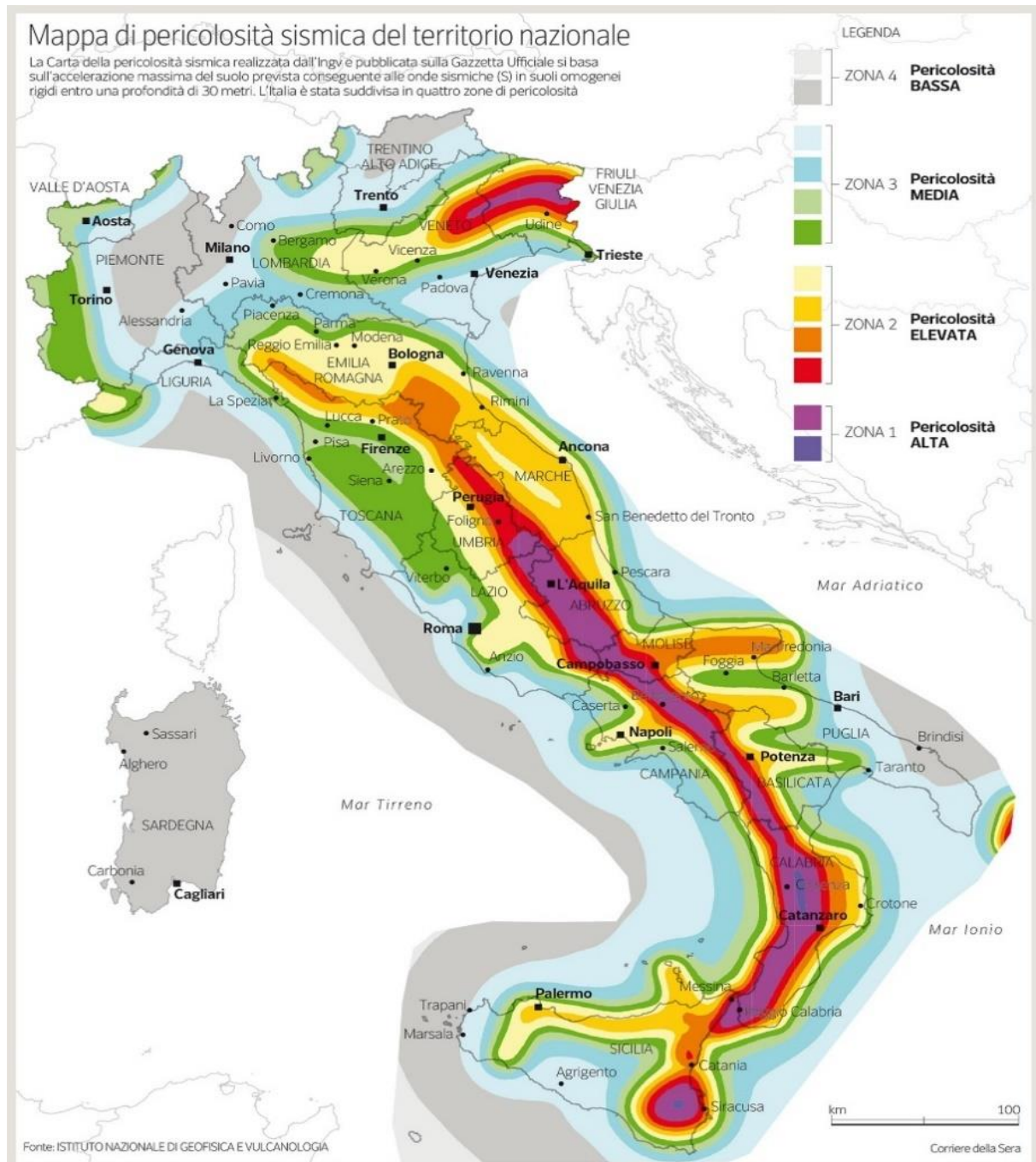


Figura 2 – Mappa della pericolosità sismica in Italia, fonte: INGV secondo una classificazione amministrativa in zone sismiche.

Le azioni permanenti gravitazionali associate ai pesi propri degli elementi strutturali sono derivate dalle dimensioni geometriche e dai pesi dell'unità di volume dei materiali con cui sono state realizzate le parti strutturali della costruzione. Per i carichi più comuni sono stati assunti i valori proposti nelle norme tecniche emanate con il **D.M. Infrastrutture 17 gennaio 2018** e dalle relative Istruzioni contenute nella **Circolare C.S.LL.PP. 21 gennaio 2018**, in particolare, per i carichi permanenti si è tenuto conto dei pesi dei materiali e degli elementi costruttivi di cui alla tabella 3.1.I delle NTC 2018. Per i carichi variabili sono stati adottati i valori proposti nella tabella 3.1.II delle norme tecniche, nella fattispecie si è scelto di utilizzare:

- ♦ un valore del sovraccarico pari a 2 KN/m^2 per ambienti ad uso residenziale (Cat. A)
- ♦ un valore del sovraccarico pari a 4 KN/m^2 per ambienti suscettibili di affollamento – scale comuni, balconi e ballatoi (Cat. C)
- ♦ un valore del carico pari a 0.5 KN/m^2 per coperture – coperture accessibili per sola manutenzione e riparazione (Cat. H)

I carichi permanenti non previsti in normativa, quali quelli relativi a tamponature esterne, divisori interni, massetti, isolamenti, pavimenti, intonaci ed altro, sono stati valutati appositamente caso per caso, facendo riferimento a valori standard o di riferimento in letteratura.

1.2 MATERIALI

La struttura è stata realizzata in cemento armato ordinario, adottando un calcestruzzo classe C28/35 e barre di acciaio B450C ad aderenza migliorata di cui si riportano schematicamente le caratteristiche meccaniche:

CALCESTRUZZO C28/35						
f_{yk}	f_{ck}	f_{cd}	f_{cm}	f_{ctm}	f_{ctk}	E_{cm}
35	29.05	16.46	37.05	2.83	1.98	32588.11

ACCIAIO DA ARMATURA B450C			
f_{yk}	f_{tk}	E_s	ϵ_{uk}
450	540	210000	$\geq 7.5\%$

f_{ck}	$0,83 \cdot R_{ck}$	Resistenza caratteristica cilindrica
γ_c	1.5	Coefficiente di sicurezza parziale per il cls
f_{cd}	$(0,85 \cdot f_{ck}) / \gamma_c$	Resistenza di progetto
R_{ck}	\	Resistenza caratteristica cubica
f_{cm}	$f_{ck} + 8 \text{ (MPa)}$	Resistenza a compressione media
f_{ctm}	$0,3 \cdot f_{ck}^{2/3}$	Resistenza a trazione media semplice
f_{ctk}	$0,7 \cdot f_{ctm}$	Resistenza caratteristica a trazione
E_{cm}	$22000 \cdot [f_{cm} / 10]^{0,3}$	Modulo di elasticità

1.3 QUADRO NORMATIVO, METODO E CODICI DI CALCOLO

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. Tale affermazione è suffragata dai seguenti elementi:

- ♦ grande diffusione del codice di calcolo sul mercato;
- ♦ storia consolidata del codice di calcolo (svariati anni di utilizzo);
- ♦ utilizzo delle versioni più aggiornate;
- ♦ pratica d’uso frequente nell’attività professionale.

In particolare, sono stati utilizzati i seguenti programmi di calcolo:

Titolo: SAP2000

Caratteristiche: programma di calcolo strutturale agli elementi finiti.

Produttore: Computers and Structures, Inc. (CSI)

Versione: v.20.2.0

Titolo: VCASLU

Caratteristiche: programma per il progetto e la verifica di pilastri allo SLU.

Autore: P. Ghelfi

Versione: v.7.7

2. PREDIMENSIONAMENTO E ANALISI DEI CARICHI

Gli elementi di una struttura possono essere suddivisi in strutturali e non strutturali: gli elementi strutturali sono tali poiché progettati per resistere ai carichi verticali e/o all'azione sismica (fondazioni, travi, pilastri, setti, scale, solai) mentre nella categoria di elementi non strutturali ricadono tutti quegli elementi che non hanno una funzione portante, come ad esempio tamponature o tramezzature interne. Gli elementi strutturali possono essere suddivisi a loro volta in principali e secondari: questi ultimi (solai, balconi e scale) trasmettono i carichi agli elementi strutturali principali (travi, pilastri, setti e fondazioni).

Nel seguito verranno riportati i calcoli di predimensionamento di elementi non strutturali (tramezzi e tamponature), elementi strutturali secondari (solai interpiano, di copertura e scale) e elementi strutturali principali (travi, pilastri e setti).

2.1. ELEMENTI NON STRUTTURALI

2.1.1. TRAMEZZATURA INTERNA

Il tramezzo è un elemento costituito da una parete verticale che ha la funzione di suddividere in vani gli spazi interni. La misura standard del tramezzo è 8 cm, con l'applicazione della malta e dell'intonaco arriva, mediamente, a 10 cm. Spessori differenti possono essere adottati qualora si desideri incrementare la resistenza termica o l'isolamento acustico. Nella fattispecie si è scelto di realizzare una tramezzatura in laterizi 8x25x25, i dati e i calcoli sono riassunti schematicamente nella seguente tabella:

ELEMENTO	PESO [KN/m ³]	Larghezza [m]	Altezza [m]	PESO [KN/m]
Mattoni forati	8	0.10	2.67	2.132
Malta	20	0.01	2.67	0.533
Intonaco	20	0.02	2.67	1.066
TOTALE				3.731

Il calcolo dell'incidenza di un tramezzo classico sul solaio è stato svolto considerando un'altezza del tramezzo di 2.67 m, ottenuta sottraendo all'altezza totale interpiano (pari a 3 m), i 33.5 cm di altezza totale del solaio (vedi par. 2.2.1.1).

La normativa consente inoltre di poter assumere i tramezzi come carichi equivalenti distribuiti, purché i solai abbiano adeguata capacità di ripartizione trasversale (par. 3.1.3 NTC18), questa condizione risulta garantita dalla presenza di una soletta collaborante di 4 cm (par. 2.2). L'equivalenza per i divisori con peso al metro lineare (3.731 KN/m) superiore a 3 KN/m e inferiore a 4 KN/m, permette di assumere un valore del carico uniformemente distribuito sul solaio pari a $g_2 = 1.6 \text{ KN/m}^2$.

2.1.2. TAMPONATURA ESTERNA

La tamponatura è la parete portata di chiusura perimetrale, in questo caso realizzata in muratura. 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 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. Il calcolo è riassunto dalla seguente tabella:

VALUTAZIONE PESO TAMPONATURE				
Elemento	Spessore [m]	Peso [KN/m ³]	Peso [KN/m ²]	Peso [KN/m]
Muratura in Mattoni Forati		11.00	/	
Rivestimento Interno	0.100		0.800	
Intonaco	0.050		0.360	
Collante per Rivestimento			0.005	
Rivestimento Esterno	0.150		1.200	
Arrotondamento			0.020	
TOTALE			2.385	
			$h_t = 3,00 \text{ m}$	$h_t = 2,40 \text{ m}$
<i>in assenza di aperture</i>	$\psi = 1,0$		7.155	5.724
<i>in presenza di finestre</i>	$\psi = 0,8$		5.724	4.579
<i>in presenza di porte e finestre</i>	$\psi = 0,7$		5.009	4.007

Negli edifici per civile abitazione la tamponatura è di essenziale importanza per determinare la prestazione termica di un edificio, ovvero la sua capacità di limitare il più possibile lo scambio termico con l'esterno. La prestazione termica viene valutata tramite il calcolo della trasmittanza termica, una grandezza fisica che misura la quantità di potenza termica scambiata da un materiale o un corpo per unità di superficie e unità di differenza di temperatura. Definisce la tendenza di un elemento allo scambio di energia, ovvero l'inverso della capacità isolante di un corpo. A questo scopo sono stati inseriti due strati di rivestimento termico isolante di lana di roccia, uno interno e uno esterno, a copertura della muratura realizzata con mattoni forati. La lana di roccia è ottenuta da rocce eruttive dolomie addittivate con collanti; oltre ad essere un materiale naturale e ad avere un'ottima capacità di isolamento termico, la lana di roccia è anche un buon materiale fonoassorbente ed ha inoltre un ottimo comportamento al fuoco: non contribuisce né allo sviluppo né alla propagazione di incendi.

2.2. ELEMENTI STRUTTURALI SECONDARI

2.2.1 SOLAIO

Il solaio è quell'elemento proprio di un edificio che ha lo scopo di dividere un livello dall'altro facendo da copertura per il piano sottostante e da base per quello sovrastante. La tipologia di solaio realizzato per l'edificio in questione è quella di solaio in laterocemento, in cui la struttura in cemento armato si unisce ad elementi di alleggerimento in laterizio.

2.2.1.1. PREDIMENSIONAMENTO

Ai fini del predimensionamento del solaio, si sono uniformate tutte le grandezze rispetto a quelle ottenute con i travetti di luce maggiore, pertanto il solaio interno non varia di spessore nel piano. Si è inoltre progettata una soletta collaborante di spessore pari a 4 cm e si è considerata un'altezza minima del solaio da rispettare pari a 16 cm, impiegando pignatte di alleggerimento alte non meno di 14 cm. Una stima dell'altezza del solaio è stata ottenuta mediante criteri empirici indicati dalle norme tecniche del 1996 che fissavano il limite inferiore dell'altezza del solaio pari a $L/25$ per solai non precompressi (con L pari alla luce del solaio ordito in direzione parallela al lato minore). Fissata la base del travetto pari a 10 cm, considerando pignatte larghe 40 cm, l'interasse tra due travetti risulta pari a 50 cm, ovvero sono presenti 2 travetti al metro di solaio. La Circ. 7/19 al cap. 4.1.9.1.2 fornisce le seguenti limitazioni: “a) la larghezza delle nervature deve essere non minore di $1/8$ del loro interasse comunque non inferiore a 80 mm” e “b) l'interasse delle nervature deve essere non maggiore di 15 volte lo spessore della soletta”, le quali risultano verificate per interasse pari a 50 cm e larghezza delle nervature pari a 10 cm. I criteri di predimensionamento del solaio adottati possono quindi essere riassunti nella seguente tabella:

Altezza Solaio	$H > 15 \text{ cm}$	Altezza minima della pignatta: 14 cm, quindi altezza minima del solaio è 16 cm
	$H > L / 25$	Criterio empirico per la determinazione dell'altezza strutturale del solaio
Altezza Soletta	$s \geq 4 \text{ cm}$	In genere non si usano solette $> 5 \text{ cm}$ e 4cm è l'altezza usuale
Interasse Travetto **	$i \leq 15 s$	Considerando una pignatta di 40 cm, un interasse usuale è circa 50/52 cm
Larghezza Travetto **	$1/8 i \leq b_0 \leq 8 \text{ cm}$	Solitamente circa 10/12 cm
Dimensioni Pignatta	$b_p \leq 52 \text{ cm}$	L'altezza delle pignatte è in numero pari es. 14/16/18 cm, il minimo è 12 cm



Figura 3 - Particolare della sezione di un solaio interpianto con altezza strutturale $H = 18$ cm

Sulla base di tali informazioni sono state fissate le dimensioni di solaio (interno) interpianto e solaio di copertura, sinteticamente riassunte nella tabella sottostante:

SOLAIO INTERPIANO	
Lunghezza massima orditura principale [m]	4.500
Soletta (s) [m]	0.040
Pignatte (h) [m]	0.140
Pavimento [m]	0.010
Intonaco [m]	0.005
Massetto [m]	0.140
H(tot) [m]	0.335
H strutturale [m]	0.180
SOLAIO COPERTURA	
Lunghezza massima orditura principale [m]	4.500
Soletta (s) [m]	0.040
Pignatte (h) [m]	0.140
Pavimento [m]	0.010
Intonaco [m]	0.005
Pannelli Isolanti [m]	0.005
Impermeabilizzazione [m]	0.010
Massetto [m] *	0.080
H(tot) [m]	0.290
H strutturale [m]	0.180

L'altezza del massetto è posta pari a 14 cm per il solaio interpiano, tale grandezza è definita dalle condizioni imposte dalla pendenza del massetto della copertura pari al 2%, che occorre per garantire il deflusso delle acque meteoriche, nonché dalla necessità di garantire un dislivello di almeno 4 cm tra quota del piano di calpestio del solaio interno rispetto alla quota del piano di calpestio del solaio di copertura onde evitare il rischio di ingresso delle acque di pioggia nei locali interni dell'abitazione. La differenza che sussiste tra le due altezze dei solai ovvero lo "scalino", risulta pari a 33.5 cm – 29 cm ovvero 4.5 cm.

2.2.1.2. ANALISI DEI CARICHI

A questo punto è necessario determinare l'entità dei carichi che gravano sui solai. Considerando una sezione di 1 m² di solaio sono stati calcolati i pesi degli elementi strutturali e non strutturali, assumendo i valori definiti al par. 1.1.

Per il solaio di copertura è stato inoltre necessario definire preliminarmente l'incidenza di azioni naturali quali il carico neve, valutato mediante la seguente espressione di normativa (par. 3.4.1 NTC18):

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

In cui i termini assumono i seguenti valori:

CARICO NEVE $q_s = \mu_i \cdot q_{sk} \cdot C_E \cdot C_t$	
Coefficiente di forma della Copertura (μ_i)	0.800
Altitudine di Riferimento (a_s)	38.1
Carico neve al suolo (q_{sk}) [KN/m ²]	0.600
Coefficiente d'Esposizione (C_E)	1.000
Coefficiente Termico (C_t)	1.000
CARICO NEVE SULLA COPERTURA (q_s) [KN/m ²]	0.480

L'analisi dei carichi del solaio interpiano riporta i seguenti risultati:

	ELEMENTO	PESO [KN/m ³]	ALTEZZA [m]	PESO [KN/m ²]	PESO [KN/m]	TOT [KN/m ²]
Carichi Permanenti Strutturali	Soletta	25	0.04	1		2.596
	Travetti	25	0.14	0.7		
	Pignatte	8	0.14	0.896		
Carichi Permanenti Non Strutturali	Pavimento		0.01	0.5		3.320
	Intonaco	20	0.005	0.1		
	Tramezzi			1.6		
	Massetto Alleggerito	8	0.14	1.12		
Variabili	Ambienti Uso Res.			2		2.000

L'analisi dei carichi del solaio di copertura riporta i seguenti risultati:

	ELEMENTO	PESO [KN/m ³]	LARGH. [m]	ALTEZZA [m]	PESO [KN/m ²]	PESO [KN/m]	TOT [KN/m ²]
Carichi Permanenti Strutturali	Soletta	25		0.04	1		2.596
	Travetti	25		0.14	0.7		
	Pignatte	8		0.14	0.896		
Carichi Permanenti Non Strutturali	Pavimento			0.01	0.5		1.840
	Impermeabilizz.			0.01	0.3		
	Pannelli Isolanti				0.1		
	Intonaco			0.005	0.3		
	Massetto Allegg.	8		0.08	0.64		
Parapetto	Muratura	18	0.15	1.2		3.24	
	Lastra di Marmo		0.23		0.8	0.184	
	Intonaco			0.005	0.3	0.0015	
	Impermeabilizz.			0.010	0.3	0.003	
Variabili	Carico Neve				0.480		2.480
	Ambienti Uso Res.				2		

2.2.2. SCALE

La scala è una costruzione edilizia che va a definirsi come struttura di collegamento verticale fra i diversi piani di un edificio. Nel progetto la scala trova spazio in un vano apposito che permette lo spazio sufficiente alla realizzazione di due rampe e di un pianerottolo intermedio. Si è scelto di progettare una scala con trave a ginocchio e gradini a sbalzo, collegati da una soletta inferiore di calcestruzzo spessa 6 cm (vedi Tav. 1). Nel progetto si avranno un totale di 8 rampe di scale.

2.2.2.1. PREDIMENSIONAMENTO

Il vano scale ospita due rampe distinte e presenta una larghezza di 4.5 m, cui vanno sottratti la larghezza delle tramezzature/tamponature. Lo spazio restante, 4.05 metri, è stato diviso nelle larghezze delle due rampe e del vano ascensore, quindi risultano pari a circa 1 m ciascuna. L'estensione massima entro cui doveva svilupparsi interamente la scala, risulta pari a 6 m, cui vanno sottratti la larghezza delle tramezzature/tamponature e la larghezza dei pianerottoli. Le scale comuni hanno una pendenza compresa circa tra i 20° e i 45°, e per tale ragione si è scelto di fissare una pendenza di 29° tale da consentire una salita più agevole e da permettere di inserire un pianerottolo di sufficiente estensione, al minimo 1.65 m in corrispondenza delle rampe di numero pari (vedi Tav. 1) e 1.91 m in corrispondenza delle rampe di numero dispari (dovuto allo

sfalsamento dei gradini che “mangiano” parte del pianerottolo cui arrivano o da cui partono). Ogni rampa si estende per 2.4 metri e copre un dislivello di 1,5 m.

A questo punto, noto il dislivello da coprire con una rampa (1.5 m) e fissato il valore dell'alzata, si è ricavato il valore della pedata corrispondente mediante formule di carattere empirico. Si è scelto quel valore di alzata e di pedata che consentisse di ottenere un valore il più possibile intero del numero di gradini. Il valore di pedata minimo adottato è di 30 cm, in accordo con la Legge sulle Barriere Architettoniche (D.M. Ministero dei LL. PP. 14/06/89 n°236, art. 8.1.10) che afferma: *“I gradini devono essere caratterizzati da un corretto rapporto tra alzata e pedata (pedata minimo di 30 cm): la somma tra il doppio dell'alzata e la pedata deve essere compresa tra 62/64 cm.”*. Il tutto può essere schematizzato come segue:

ALZATA [cm]	PEDATA [cm]	DISLIVELLO DA COPRIRE [cm]	N. GRADINI	N. GRADINI /m
a	$p = 64 - 2 \cdot a$	Δh	$\Delta h / a$	$n. gradini / m$
16.50	30.00	150.00	9.09	3

Ciascuna rampa di scale presenta quindi un numero totale di 9 gradini, un valore di alzata pari a 16,5 cm e un valore di pedata pari a 30 cm.

2.2.2.2. ANALISI DEI CARICHI

Viene di seguito riportata la tabella riassuntiva del calcolo del peso del singolo gradino, inteso composto da un elemento di calcestruzzo, e da una porzione di soletta spessa 6 cm rivestito da lastre di marmo spesse 3 cm. Essendo tale calcolo riferito al 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 (3), essendo i gradini estesi per 1 m in profondità (larghezza della rampa pari a 1 m con buona approssimazione) tale valore del carico risulta lo stesso per 1 m² di superficie di scala. Quanto detto è riassunto nella seguente tabella:

	ELEMENTO	LUNGHEZZA A [m]	SPESSORE E [m]	AREA [m ²]	PESO [KN/m ³]	PESO [KN/m ²]	PESO [KN/m]	TOT [KN/m ²]
Permanenti Strutturali	Gradino			0.0453	25.00		1.132	1.646
	Soletta in c.a.	0.342	0.060		25.00		0.514	
Carichi Permanenti Non Strutturali	Intonaco	0.342				0.30	0.103	0.568
	Marmo Pedata	0.300				0.80	0.240	
	Allettamento Pedata	0.300	0.010		20.00		0.060	
	Marmo Alzata	0.165				0.80	0.132	
	Allettamento Alzata	0.165	0.010		20.00		0.033	
Variabili	C. Variabile Scale	0.300				4.00	1.2	1.200

2.2.3. PIANEROTTOLI

Il pianerottolo è l'elemento piano collocato come intermezzo fra due rampe di una scala ed è stato progettato come un solaio con travetti a sbalzo in appoggio sulla trave di perimetro (vedi Tav. 1). Nel progetto si avranno un totale di quattro pianerottoli disposti a metà dell'altezza interpiano di ciascun livello.

2.2.3.1. PREDIMENSIONAMENTO

Il pianerottolo non differisce dal solaio di interpiano per tipologia costruttiva, ovvero la tipologia di solaio in laterocemento, in cui la struttura in cemento armato si unisce ad elementi di alleggerimento in laterizio.

2.2.3.2. ANALISI DEI CARICHI

Viene di seguito riportata la tabella riassuntiva. L'analisi dei carichi del pianerottolo per ogni livello riporta i seguenti risultati:

	ELEMENTO	PESO [KN/m ³]	ALTEZZA [m]	PESO [KN/m ²]	TOT [KN/m ²]
Carichi Permanenti Strutturali	Soletta	25	0.04	1	2.596
	Travetti	25	0.14	0.7	
	Pignatte	8	0.14	0.896	
Carichi Permanenti Non Strutturali	Pavimento in Marmo		0.01	0.8	2.020
	Intonaco	20	0.005	0.1	
	Massetto Alleggerito	8	0.14	1.12	
Variabili	C. Variabile Scale			4	4.000

2.3. ELEMENTI STRUTTURALI PRINCIPALI

Per il predimensionamento degli elementi strutturali principali si terrà anche conto dei successivi requisiti da rispettare in zona sismica e per tale motivo verranno utilizzati esclusivamente: travi emergenti e pilastri con sezione rettangolare.

2.3.1. TRAVI

Dal punto di vista statico la trave è soggetta a tutte le tipologie di sollecitazione: flessione, taglio, torsione e sforzo normale. Per quanto riguarda il predimensionamento si prenderanno in considerazione solamente carichi verticali che inducono flessione e taglio. Opportune modifiche verranno apportate solo dopo aver effettuato tutte le verifiche.

2.3.1.1. PREDIMENSIONAMENTO

Per definire le dimensioni della trave in sezione, fissato un valore convenzionale di B (larghezza) pari a 30 cm, per determinare l'altezza H si è utilizzato, in prima approssimazione, il criterio $H=L/10$ con L pari al valore della luce della trave.

PREDIMENSIONAMENTO TRAVI			
ELEMENTO		LUNGHEZZA [m]	LUNGHEZZA [cm]
		<i>trave emergente</i>	
Luce Libera della Trave	L	6.0	\
Lunghezza della Base	b	0.30	30
Altezza della Trave	h	0.60	60

Tutte le travi dell'edificio hanno dunque la stessa sezione 30x60. Per le travi a ginocchio è stato adottato lo stesso criterio che restituisce il medesimo risultato.

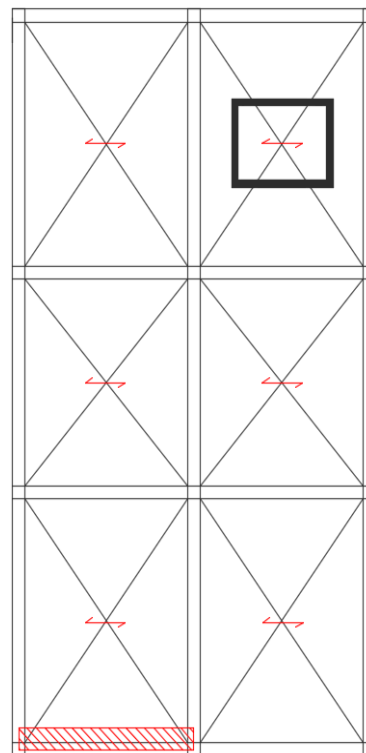
2.3.1.2. ANALISI DEI CARICHI

Per la definizione dei carichi agenti sulle travi è necessario definire le tre tipologie di travi presenti nella struttura: travi portanti, che portano il peso del solaio, il peso di eventuali tamponature e il peso della trave stessa; travi di collegamento sulle quali non grava il peso del solaio, ma su cui grava il peso della trave stessa; e travi perimetrali, che possono essere travi di collegamento o travi portanti, sulle quali grava sempre il peso della tamponatura.

Per il peso della tamponatura si considerano i risultati dell'analisi svolta al par. 2.1.2 della presente relazione. Ritenendo la presenza di aperture sulla tamponatura un dato certo, si è considerato il peso al metro riferito al valore che tiene conto della presenza di finestre. Per poter definire correttamente il valore del carico gravante su ciascuna trave si è utilizzata la teoria delle zone di influenza. Tale procedimento consiste nel definire le aree di competenza di ciascuna trave, quindi nel calcolare i carichi agenti sull'area appena determinata e applicarli alla trave cui la suddetta area compete.

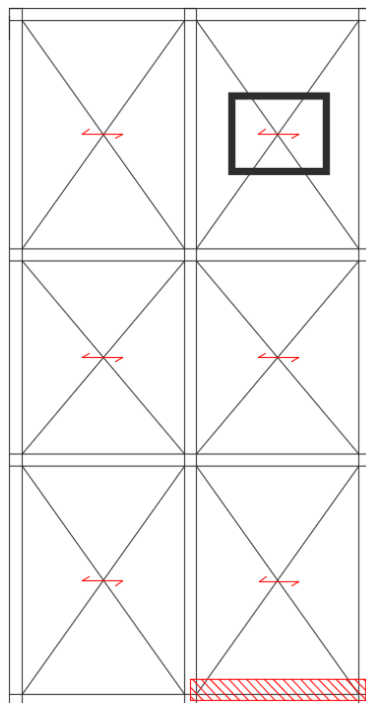
CALCOLO TRAVE PERIMETRALE T0-1,T1-1

C. PERMANENTI	LUNGHEZZA [m]	SPESSORE [m]	PESO [KN/m ²]	PESO [KN/m]
Trave	0.30	0.60	\	4.500
Solaio Interno	0.50		5.92	2.958
Solaio Esterno	0.00		4.44	0.000
Fascia Piena Sol. Int.	0.15	0.18	4.50	0.675
Fascia Piena Sol. Est.	0.00	0.18	4.50	0.000
Parapetto				0.000
Tamponatura				5.724
CARICO TOTALE				13.857
CARICO DI CALCOLO				18.014
C. VARIABILI	LUNGHEZZA [m]	SPESSORE [m]	PESO [KN/m ²]	PESO [KN/m]
C. Variabile Sol. Int.	0.35		2.00	0.700
C. Variabile Sol. Est.	0.00		2.48	0.000
CARICO TOTALE				0.700
CARICO DI CALCOLO				1.050
Carichi Permanenti Strutturali				1.973
Carichi Permanenti non Strutturali				7.384
Carichi Variabili				0.700

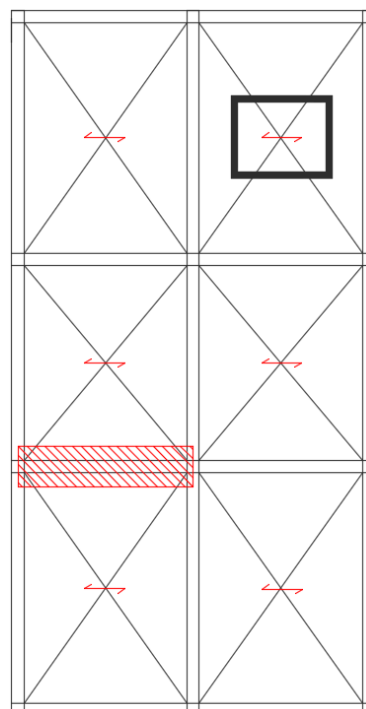


CALCOLO TRAVE PERIMETRALE T0-2,T1-2

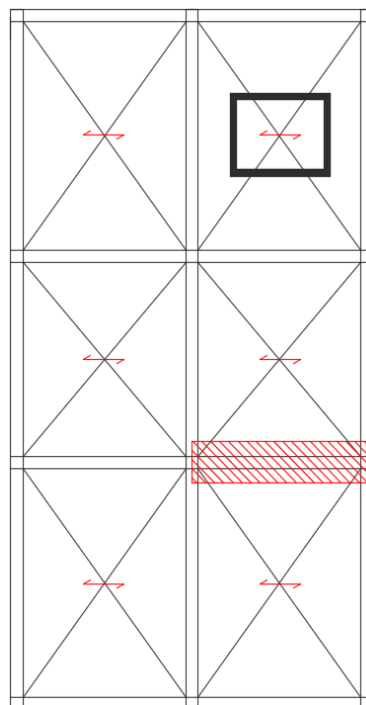
C. PERMANENTI	LUNGHEZZA [m]	SPESSORE [m]	PESO [KN/m ²]	PESO [KN/m]
Trave	0.30	0.60	\	4.500
Solaio Interno	0.50		5.92	2.958
Solaio Esterno	0.00		4.44	0.000
Fascia Piena Sol. Int.	0.15	0.18	4.50	0.675
Fascia Piena Sol. Est.	0.00	0.18	4.50	0.000
Parapetto				0.000
Tamponatura				5.724
CARICO TOTALE				13.857
CARICO DI CALCOLO				18.014
C. VARIABILI	LUNGHEZZA [m]	SPESSORE [m]	PESO [KN/m ²]	PESO [KN/m]
C. Variabile Sol. Int.	0.35		2.00	0.700
C. Variabile Sol. Est.	0.00		2.48	0.000
CARICO TOTALE				0.700
CARICO DI CALCOLO				1.050
Carichi Permanenti Strutturali				1.973
Carichi Permanenti non Strutturali				7.384
Carichi Variabili				0.700



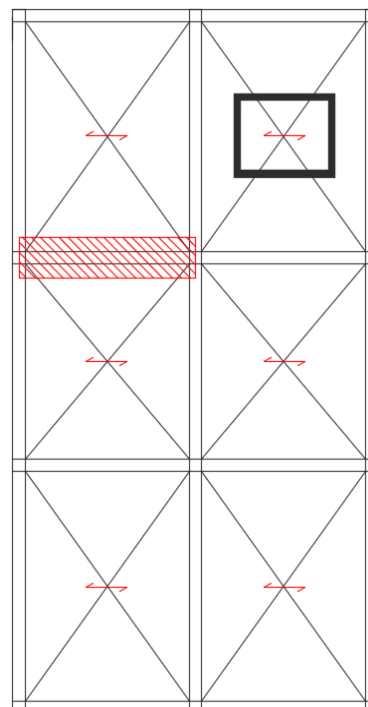
CALCOLO TRAVE DI COLLEGAMENTO T0-3,T1-3				
C. PERMANENTI	LUNGHEZZA [m]	SPESSORE [m]	PESO [KN/m ²]	PESO [KN/m]
Trave	0.30	0.60	\	4.500
Solaio Interno	1.00		5.92	5.916
Solaio Esterno	0.00		4.44	0.000
Fascia Piena Sol. Int.	0.30	0.18	4.50	1.350
Fascia Piena Sol. Est.	0.00	0.18	4.50	0.000
Parapetto				0.000
Tamponatura				0.000
CARICO TOTALE				11.766
CARICO DI CALCOLO				15.296
C. VARIABILI	LUNGHEZZA [m]	SPESSORE [m]	PESO [KN/m ²]	PESO [KN/m]
C. Variabile Sol. Int.	0.70		2.00	1.400
C. Variabile Sol. Est.	0.00		2.48	0.000
CARICO TOTALE				1.400
CARICO DI CALCOLO				2.100
Carichi Permanenti Strutturali				3.946
Carichi Permanenti non Strutturali				3.320
Carichi Variabili				1.400



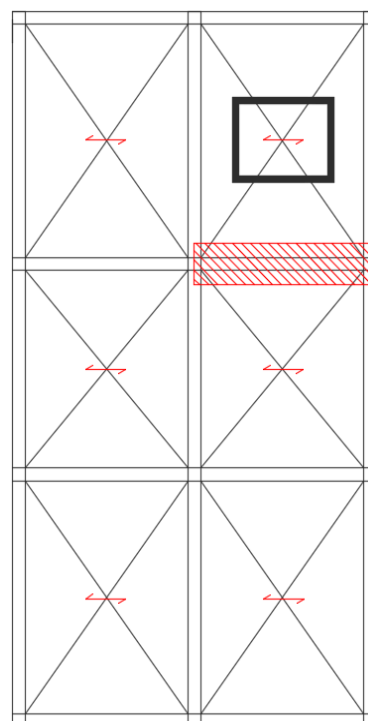
CALCOLO TRAVE DI COLLEGAMENTO T0-4,T1-4				
C. PERMANENTI	LUNGHEZZA [m]	SPESSORE [m]	PESO [KN/m ²]	PESO [KN/m]
Trave	0.30	0.60	\	4.500
Solaio Interno	1.00		5.92	5.916
Solaio Esterno	0.00		4.44	0.000
Fascia Piena Sol. Int.	0.30	0.18	4.50	1.350
Fascia Piena Sol. Est.	0.00	0.18	4.50	0.000
Parapetto				0.000
Tamponatura				0.000
CARICO TOTALE				11.766
CARICO DI CALCOLO				15.296
C. VARIABILI	LUNGHEZZA [m]	SPESSORE [m]	PESO [KN/m ²]	PESO [KN/m]
C. Variabile Sol. Int.	0.70		2.00	1.400
C. Variabile Sol. Est.	0.00		2.48	0.000
CARICO TOTALE				1.400
CARICO DI CALCOLO				2.100
Carichi Permanenti Strutturali				3.946
Carichi Permanenti non Strutturali				3.320
Carichi Variabili				1.400



CALCOLO TRAVE DI COLLEGAMENTO T0-5,T1-5				
C. PERMANENTI	LUNGHEZZA [m]	SPESSORE [m]	PESO [KN/m ²]	PESO [KN/m]
Trave	0.30	0.60	\	4.500
Solaio Interno	1.00		5.92	5.916
Solaio Esterno	0.00		4.44	0.000
Fascia Piena Sol. Int.	0.30	0.18	4.50	1.350
Fascia Piena Sol. Est.	0.00	0.18	4.50	0.000
Parapetto				0.000
Tamponatura				0.000
CARICO TOTALE				11.766
CARICO DI CALCOLO				15.296
C. VARIABILI	LUNGHEZZA [m]	SPESSORE [m]	PESO [KN/m ²]	PESO [KN/m]
C. Variabile Sol. Int.	0.70		2.00	1.400
C. Variabile Sol. Est.	0.00		2.48	0.000
CARICO TOTALE				1.400
CARICO DI CALCOLO				2.100
Carichi Permanenti Strutturali				3.946
Carichi Permanenti non Strutturali				3.320
Carichi Variabili				1.400

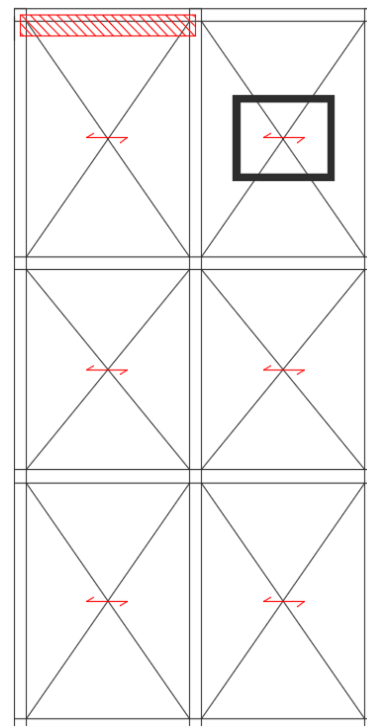


CALCOLO TRAVE DI COLLEGAMENTO T0-6,T1-6				
C. PERMANENTI	LUNGHEZZA [m]	SPESSORE [m]	PESO [KN/m ²]	PESO [KN/m]
Trave	0.30	0.60	\	4.500
Solaio Interno	1.00		5.92	5.916
Solaio Esterno	0.00		4.44	0.000
Fascia Piena Sol. Int.	0.30	0.18	4.50	1.350
Fascia Piena Sol. Est.	0.00	0.18	4.50	0.000
Parapetto				0.000
Tamponatura				0.000
CARICO TOTALE				11.766
CARICO DI CALCOLO				15.296
C. VARIABILI	LUNGHEZZA [m]	SPESSORE [m]	PESO [KN/m ²]	PESO [KN/m]
C. Variabile Sol. Int.	0.70		2.00	1.400
C. Variabile Sol. Est.	0.00		2.48	0.000
CARICO TOTALE				1.400
CARICO DI CALCOLO				2.100
Carichi Permanenti Strutturali				3.946
Carichi Permanenti non Strutturali				3.320
Carichi Variabili				1.400



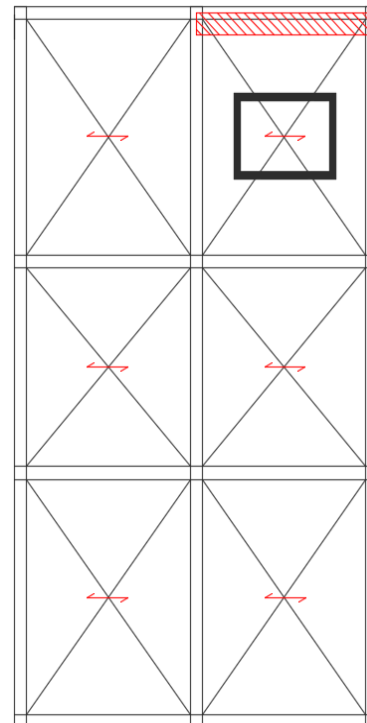
CALCOLO TRAVE PERIMETRALE T0-7,T1-7

C. PERMANENTI	LUNGHEZZA [m]	SPESSORE [m]	PESO [KN/m ²]	PESO [KN/m]
Trave	0.30	0.60	\	4.500
Solaio Interno	0.50		5.92	2.958
Solaio Esterno	0.00		4.44	0.000
Fascia Piena Sol. Int.	0.15	0.18	4.50	0.675
Fascia Piena Sol. Est.	0.00	0.18	4.50	0.000
Parapetto				0.000
Tamponatura				5.724
CARICO TOTALE				13.857
CARICO DI CALCOLO				18.014
C. VARIABILI	LUNGHEZZA [m]	SPESSORE [m]	PESO [KN/m ²]	PESO [KN/m]
C. Variabile Sol. Int.	0.35		2.00	0.700
C. Variabile Sol. Est.	0.00		2.48	0.000
CARICO TOTALE				0.700
CARICO DI CALCOLO				1.050
Carichi Permanenti Strutturali				1.973
Carichi Permanenti non Strutturali				7.384
Carichi Variabili				0.700

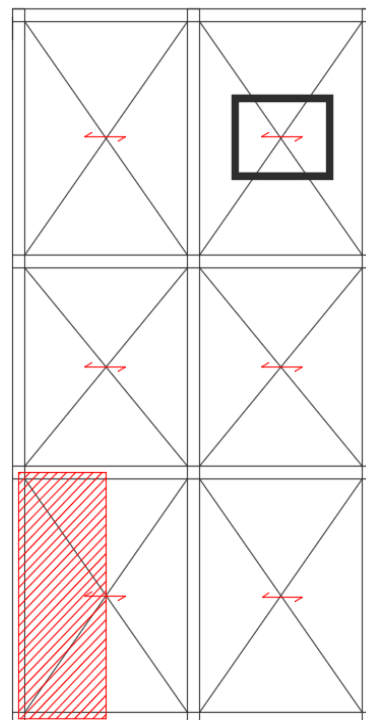


CALCOLO TRAVE PERIMETRALE T0-8,T1-8

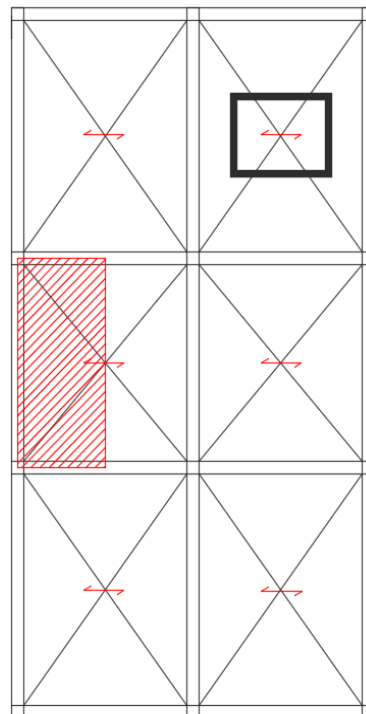
C. PERMANENTI	LUNGHEZZA [m]	SPESSORE [m]	PESO [KN/m ²]	PESO [KN/m]
Trave	0.30	0.60	\	4.500
Solaio Interno	0.50		5.92	2.958
Solaio Esterno	0.00		4.44	0.000
Fascia Piena Sol. Int.	0.15	0.18	4.50	0.675
Fascia Piena Sol. Est.	0.00	0.18	4.50	0.000
Parapetto				0.000
Tamponatura				5.724
CARICO TOTALE				13.857
CARICO DI CALCOLO				18.014
C. VARIABILI	LUNGHEZZA [m]	SPESSORE [m]	PESO [KN/m ²]	PESO [KN/m]
C. Variabile Sol. Int.	0.35		2.00	0.700
C. Variabile Sol. Est.	0.00		2.48	0.000
CARICO TOTALE				0.700
CARICO DI CALCOLO				1.050
Carichi Permanenti Strutturali				1.973
Carichi Permanenti non Strutturali				7.384
Carichi Variabili				0.700



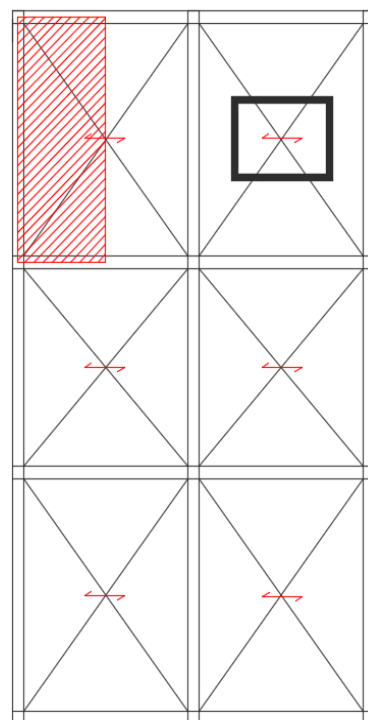
CALCOLO TRAVE PORTANTE PERIMETRALE T0-9,T1-9				
C. PERMANENTI	LUNGHEZZA [m]	SPESSORE [m]	PESO [KN/m ²]	PESO [KN/m]
Trave	0.30	0.60	\	4.500
Solaio Interno	2.18		5.92	12.867
Solaio Esterno	0.00		4.44	0.000
Fascia Piena Sol. Int.	0.15	0.18	4.50	0.675
Fascia Piena Sol. Est.	0.00	0.18	4.50	0.000
Parapetto				0.000
Tamponatura				5.724
CARICO TOTALE				23.766
CARICO DI CALCOLO				30.896
C. VARIABILI	LUNGHEZZA [m]	SPESSORE [m]	PESO [KN/m ²]	PESO [KN/m]
C. Variabile Sol. Int.	2.03		2.00	4.050
C. Variabile Sol. Est.	0.00		2.48	0.000
CARICO TOTALE				4.050
CARICO DI CALCOLO				6.075
Carichi Permanenti Strutturali				6.321
Carichi Permanenti non Strutturali				12.945
Carichi Variabili				4.050



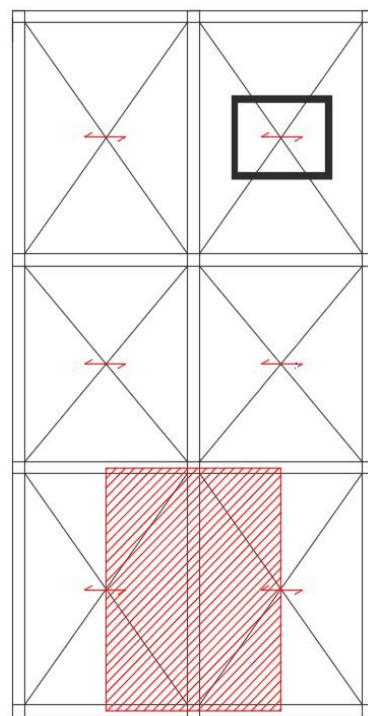
CALCOLO TRAVE PORTANTE PERIMETRALE T0-10,T1-10				
C. PERMANENTI	LUNGHEZZA [m]	SPESSORE [m]	PESO [KN/m ²]	PESO [KN/m]
Trave	0.30	0.60	\	4.500
Solaio Interno	2.18		5.92	12.867
Solaio Esterno	0.00		4.44	0.000
Fascia Piena Sol. Int.	0.15	0.18	4.50	0.675
Fascia Piena Sol. Est.	0.00	0.18	4.50	0.000
Parapetto				0.000
Tamponatura				5.724
CARICO TOTALE				23.766
CARICO DI CALCOLO				30.896
C. VARIABILI	LUNGHEZZA [m]	SPESSORE [m]	PESO [KN/m ²]	PESO [KN/m]
C. Variabile Sol. Int.	2.03		2.00	4.050
C. Variabile Sol. Est.	0.00		2.48	0.000
CARICO TOTALE				4.050
CARICO DI CALCOLO				6.075
Carichi Permanenti Strutturali				6.321
Carichi Permanenti non Strutturali				12.945
Carichi Variabili				4.050



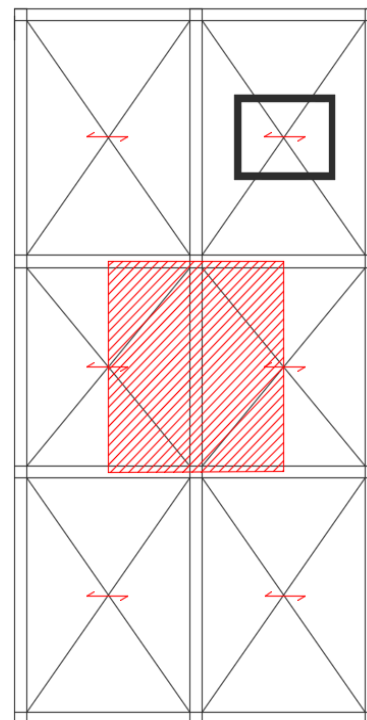
CALCOLO TRAVE PORTANTE PERIMETRALE T0-11,T1-11				
C. PERMANENTI	LUNGHEZZA [m]	SPESSORE [m]	PESO [KN/m ²]	PESO [KN/m]
Trave	0.30	0.60	\	4.500
Solaio Interno	2.18		5.92	12.867
Solaio Esterno	0.00		4.44	0.000
Fascia Piena Sol. Int.	0.15	0.18	4.50	0.675
Fascia Piena Sol. Est.	0.00	0.18	4.50	0.000
Parapetto				0.000
Tamponatura				5.724
CARICO TOTALE				23.766
CARICO DI CALCOLO				30.896
C. VARIABILI	LUNGHEZZA [m]	SPESSORE [m]	PESO [KN/m ²]	PESO [KN/m]
C. Variabile Sol. Int.	2.03		2.00	4.050
C. Variabile Sol. Est.	0.00		2.48	0.000
CARICO TOTALE				4.050
CARICO DI CALCOLO				6.075
Carichi Permanenti Strutturali				6.321
Carichi Permanenti non Strutturali				12.945
Carichi Variabili				4.050



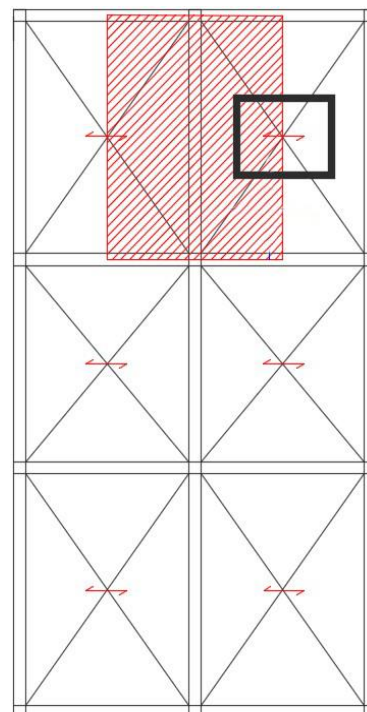
CALCOLO TRAVE PORTANTE DI COLLEGAMENTO T0-12,T1-12				
C. PERMANENTI	LUNGHEZZA [m]	SPESSORE [m]	PESO [KN/m ²]	PESO [KN/m]
Trave	0.30	0.60	\	4.500
Solaio Interno	4.35		5.92	25.735
Solaio Esterno	0.00		4.44	0.000
Fascia Piena Sol. Int.	0.30	0.18	4.50	1.350
Fascia Piena Sol. Est.	0.00	0.18	4.50	0.000
Parapetto				0.000
Tamponatura				0.000
CARICO TOTALE				31.585
CARICO DI CALCOLO				41.060
C. VARIABILI	LUNGHEZZA [m]	SPESSORE [m]	PESO [KN/m ²]	PESO [KN/m]
C. Variabile Sol. Int.	4.05		2.00	8.100
C. Variabile Sol. Est.	0.00		2.48	0.000
CARICO TOTALE				8.100
CARICO DI CALCOLO				12.150
Carichi Permanenti Strutturali				12.643
Carichi Permanenti non Strutturali				14.442
Carichi Variabili				8.100



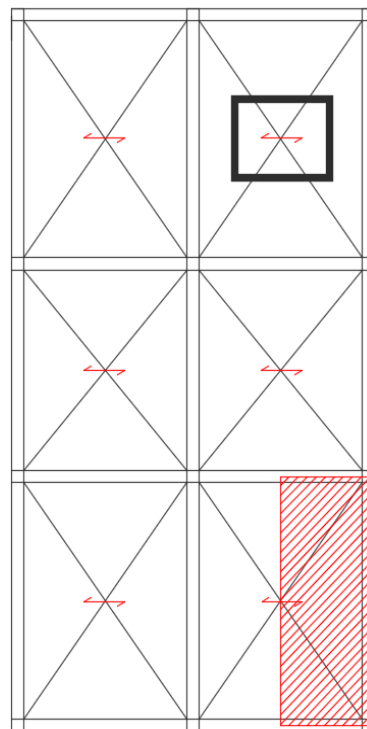
CALCOLO TRAVE PORTANTE DI COLLEGAMENTO T0-13,T1-13				
C. PERMANENTI	LUNGHEZZA [m]	SPESSORE [m]	PESO [KN/m ²]	PESO [KN/m]
Trave	0.30	0.60	\	4.500
Solaio Interno	4.35		5.92	25.735
Solaio Esterno	0.00		4.44	0.000
Fascia Piena Sol. Int.	0.30	0.18	4.50	1.350
Fascia Piena Sol. Est.	0.00	0.18	4.50	0.000
Parapetto				0.000
Tamponatura				0.000
CARICO TOTALE				31.585
CARICO DI CALCOLO				41.060
C. VARIABILI	LUNGHEZZA [m]	SPESSORE [m]	PESO [KN/m ²]	PESO [KN/m]
C. Variabile Sol. Int.	4.05		2.00	8.100
C. Variabile Sol. Est.	0.00		2.48	0.000
CARICO TOTALE				8.100
CARICO DI CALCOLO				12.150
Carichi Permanenti Strutturali				12.643
Carichi Permanenti non Strutturali				14.442
Carichi Variabili				8.100



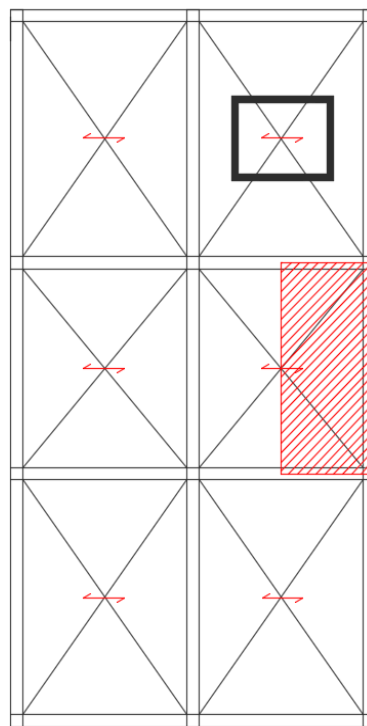
CALCOLO TRAVE PORTANTE DI COLLEGAMENTO T0-14,T1-14				
C. PERMANENTI	LUNGHEZZA [m]	SPESSORE [m]	PESO [KN/m ²]	PESO [KN/m]
Trave	0.30	0.60	\	4.500
Solaio Interno	4.35		5.92	25.735
Solaio Esterno	0.00		4.44	0.000
Fascia Piena Sol. Int.	0.30	0.18	4.50	1.350
Fascia Piena Sol. Est.	0.00	0.18	4.50	0.000
Parapetto				0.000
Tamponatura				0.000
CARICO TOTALE				31.585
CARICO DI CALCOLO				41.060
C. VARIABILI	LUNGHEZZA [m]	SPESSORE [m]	PESO [KN/m ²]	PESO [KN/m]
C. Variabile Sol. Int.	4.05		2.00	8.100
C. Variabile Sol. Est.	0.00		2.48	0.000
CARICO TOTALE				8.100
CARICO DI CALCOLO				12.150
Carichi Permanenti Strutturali				12.643
Carichi Permanenti non Strutturali				14.442
Carichi Variabili				8.100



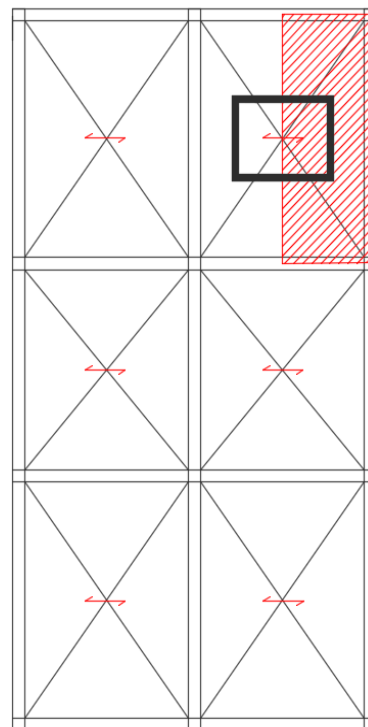
CALCOLO TRAVE PORTANTE PERIMETRALE T0-15,T1-15				
C. PERMANENTI	LUNGHEZZA [m]	SPESSORE [m]	PESO [KN/m ²]	PESO [KN/m]
Trave	0.30	0.60	\	4.500
Solaio Interno	2.18		5.92	12.867
Solaio Esterno	0.00		4.44	0.000
Fascia Piena Sol. Int.	0.15	0.18	4.50	0.675
Fascia Piena Sol. Est.	0.00	0.18	4.50	0.000
Parapetto				0.000
Tamponatura				5.724
CARICO TOTALE				23.766
CARICO DI CALCOLO				30.896
C. VARIABILI	LUNGHEZZA [m]	SPESSORE [m]	PESO [KN/m ²]	PESO [KN/m]
C. Variabile Sol. Int.	2.03		2.00	4.050
C. Variabile Sol. Est.	0.00		2.48	0.000
CARICO TOTALE				4.050
CARICO DI CALCOLO				6.075
Carichi Permanenti Strutturali				6.321
Carichi Permanenti non Strutturali				12.945
Carichi Variabili				4.050



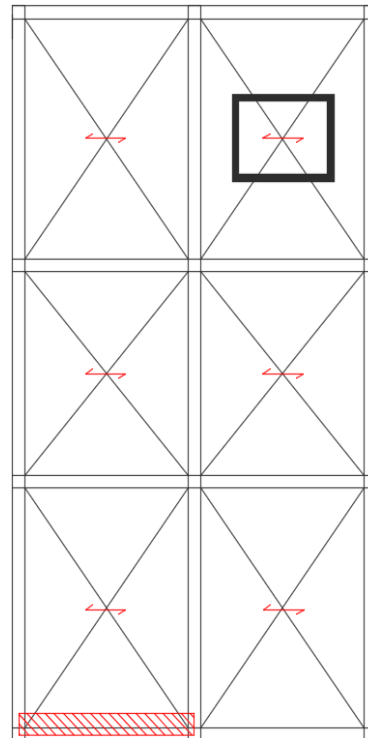
CALCOLO TRAVE PORTANTE PERIMETRALE T0-16,T1-16				
C. PERMANENTI	LUNGHEZZA [m]	SPESSORE [m]	PESO [KN/m ²]	PESO [KN/m]
Trave	0.30	0.60	\	4.500
Solaio Interno	2.18		5.92	12.867
Solaio Esterno	0.00		4.44	0.000
Fascia Piena Sol. Int.	0.15	0.18	4.50	0.675
Fascia Piena Sol. Est.	0.00	0.18	4.50	0.000
Parapetto				0.000
Tamponatura				5.724
CARICO TOTALE				23.766
CARICO DI CALCOLO				30.896
C. VARIABILI	LUNGHEZZA [m]	SPESSORE [m]	PESO [KN/m ²]	PESO [KN/m]
C. Variabile Sol. Int.	2.03		2.00	4.050
C. Variabile Sol. Est.	0.00		2.48	0.000
CARICO TOTALE				4.050
CARICO DI CALCOLO				6.075
Carichi Permanenti Strutturali				6.321
Carichi Permanenti non Strutturali				12.945
Carichi Variabili				4.050



CALCOLO TRAVE PORTANTE PERIMETRALE T0-17,T1-17				
C. PERMANENTI	LUNGHEZZA [m]	SPESSORE [m]	PESO [KN/m ²]	PESO [KN/m]
Trave	0.30	0.60	\	4.500
Solaio Interno	2.18		5.92	12.867
Solaio Esterno	0.00		4.44	0.000
Fascia Piena Sol. Int.	0.15	0.18	4.50	0.675
Fascia Piena Sol. Est.	0.00	0.18	4.50	0.000
Parapetto				0.000
Tamponatura				5.724
CARICO TOTALE				23.766
CARICO DI CALCOLO				30.896
C. VARIABILI	LUNGHEZZA [m]	SPESSORE [m]	PESO [KN/m ²]	PESO [KN/m]
C. Variabile Sol. Int.	2.03		2.00	4.050
C. Variabile Sol. Est.	0.00		2.48	0.000
CARICO TOTALE				4.050
CARICO DI CALCOLO				6.075
Carichi Permanenti Strutturali				6.321
Carichi Permanenti non Strutturali				12.945
Carichi Variabili				4.050

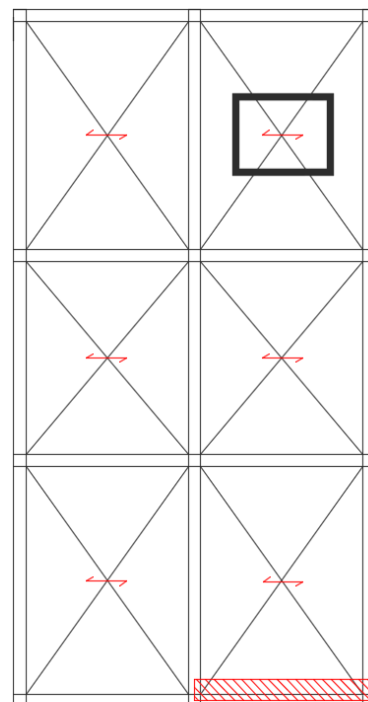


CALCOLO TRAVE PERIMETRALE T2-1				
C. PERMANENTI	LUNGHEZZA [m]	SPESSORE [m]	PESO [KN/m ²]	PESO [KN/m]
Trave	0.30	0.60	\	4.500
Solaio Interno	0.00		5.92	0.000
Solaio Esterno	0.50		4.44	2.218
Fascia Piena Sol. Int.	0.00	0.18	4.50	0.000
Fascia Piena Sol. Est.	0.15	0.18	4.50	0.675
Parapetto				3.429
Tamponatura				0.000
CARICO TOTALE				10.822
CARICO DI CALCOLO				14.068
C. VARIABILI	LUNGHEZZA [m]	SPESSORE [m]	PESO [KN/m ²]	PESO [KN/m]
C. Variabile Sol. Int.	2.03		2.00	4.050
C. Variabile Sol. Est.	0.00		2.48	0.000
CARICO TOTALE				4.050
CARICO DI CALCOLO				6.075
Carichi Permanenti Strutturali				1.973
Carichi Permanenti non Strutturali				4.349
Carichi Variabili				0.868



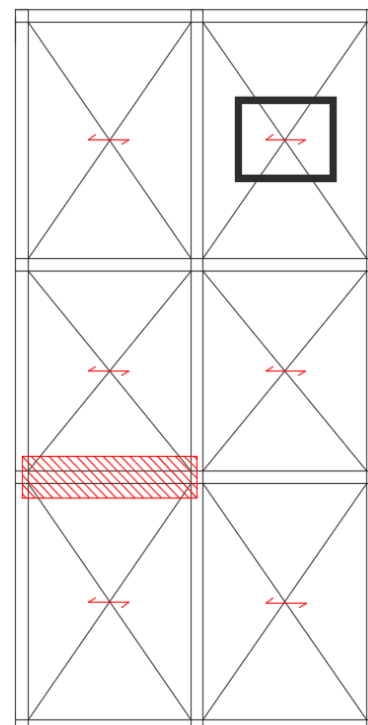
CALCOLO TRAVE PERIMETRALE T2-2

C. PERMANENTI	LUNGHEZZA [m]	SPESSORE [m]	PESO [KN/m ²]	PESO [KN/m]
Trave	0.30	0.60	\	4.500
Solaio Interno	0.50		5.92	2.958
Solaio Esterno	0.00		4.44	0.000
Fascia Piena Sol. Int.	0.15	0.18	4.50	0.675
Fascia Piena Sol. Est.	0.00	0.18	4.50	0.000
Parapetto				0.000
Tamponatura				5.724
CARICO TOTALE				13.857
CARICO DI CALCOLO				18.014
C. VARIABILI	LUNGHEZZA [m]	SPESSORE [m]	PESO [KN/m ²]	PESO [KN/m]
C. Variabile Sol. Int.	0.35		2.00	0.700
C. Variabile Sol. Est.	0.00		2.48	0.000
CARICO TOTALE				0.700
CARICO DI CALCOLO				1.050
Carichi Permanenti Strutturali				1.973
Carichi Permanenti non Strutturali				7.384
Carichi Variabili				0.700

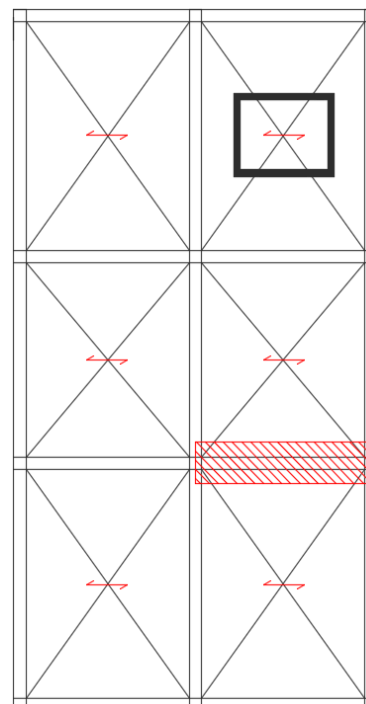


CALCOLO TRAVE DI COLLEGAMENTO T2-3

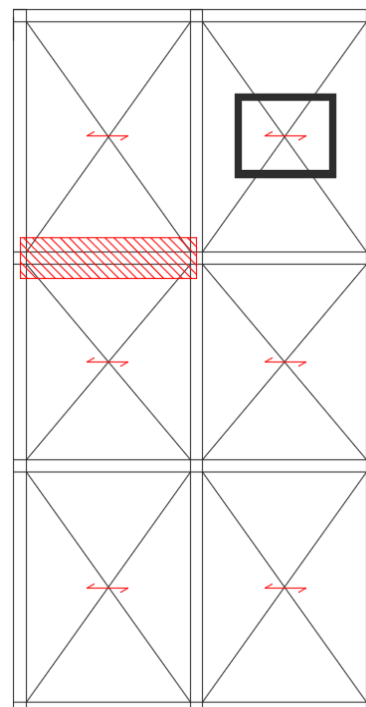
C. PERMANENTI	LUNGHEZZA [m]	SPESSORE [m]	PESO [KN/m ²]	PESO [KN/m]
Trave	0.30	0.60	\	4.500
Solaio Interno	0.00		5.92	0.000
Solaio Esterno	1.00		4.44	4.436
Fascia Piena Sol. Int.	0.00	0.18	4.50	0.000
Fascia Piena Sol. Est.	0.15	0.18	4.50	0.675
Parapetto				0.000
Tamponatura				0.000
CARICO TOTALE				9.611
CARICO DI CALCOLO				12.494
C. VARIABILI	LUNGHEZZA [m]	SPESSORE [m]	PESO [KN/m ²]	PESO [KN/m]
C. Variabile Sol. Int.	0.00		2.00	0.000
C. Variabile Sol. Est.	0.70		2.48	1.736
CARICO TOTALE				1.736
CARICO DI CALCOLO				2.604
Carichi Permanenti Strutturali				3.271
Carichi Permanenti non Strutturali				1.840
Carichi Variabili				1.736



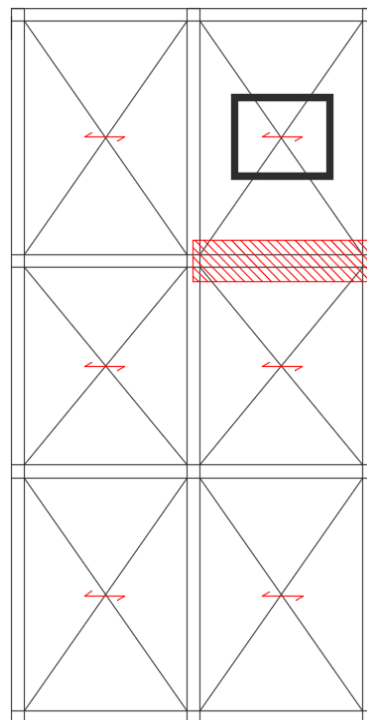
CALCOLO TRAVE DI COLLEGAMENTO T2-4				
C. PERMANENTI	LUNGHEZZA [m]	SPESSORE [m]	PESO [KN/m ²]	PESO [KN/m]
Trave	0.30	0.60	\	4.500
Solaio Interno	1.00		5.92	5.916
Solaio Esterno	0.00		4.44	0.000
Fascia Piena Sol. Int.	0.30	0.18	4.50	1.350
Fascia Piena Sol. Est.	0.00	0.18	4.50	0.000
Parapetto				0.000
Tamponatura				0.000
CARICO TOTALE				11.766
CARICO DI CALCOLO				15.296
C. VARIABILI	LUNGHEZZA [m]	SPESSORE [m]	PESO [KN/m ²]	PESO [KN/m]
C. Variabile Sol. Int.	0.70		2.00	1.400
C. Variabile Sol. Est.	0.00		2.48	0.000
CARICO TOTALE				1.400
CARICO DI CALCOLO				2.100
Carichi Permanenti Strutturali				3.946
Carichi Permanenti non Strutturali				3.320
Carichi Variabili				1.400



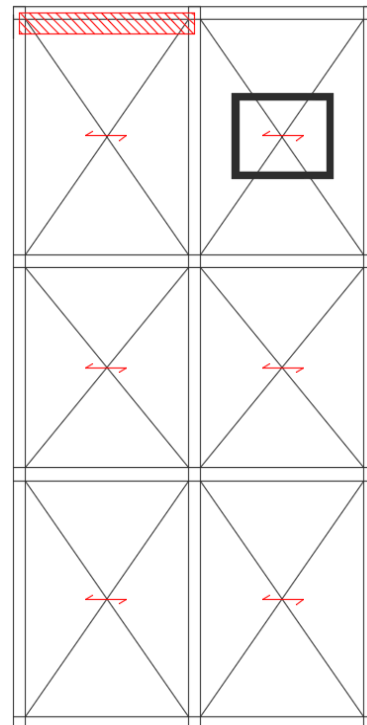
CALCOLO TRAVE DI COLLEGAMENTO T2-5				
C. PERMANENTI	LUNGHEZZA [m]	SPESSORE [m]	PESO [KN/m ²]	PESO [KN/m]
Trave	0.30	0.60	\	4.500
Solaio Interno	0.00		5.92	0.000
Solaio Esterno	1.00		4.44	4.436
Fascia Piena Sol. Int.	0.00	0.18	4.50	0.000
Fascia Piena Sol. Est.	0.30	0.18	4.50	1.350
Parapetto				0.000
Tamponatura				0.000
CARICO TOTALE				10.286
CARICO DI CALCOLO				13.372
C. VARIABILI	LUNGHEZZA [m]	SPESSORE [m]	PESO [KN/m ²]	PESO [KN/m]
C. Variabile Sol. Int.	0.00		2.00	0.000
C. Variabile Sol. Est.	0.70		2.48	1.736
CARICO TOTALE				1.736
CARICO DI CALCOLO				2.604
Carichi Permanenti Strutturali				3.946
Carichi Permanenti non Strutturali				1.840
Carichi Variabili				1.736



CALCOLO TRAVE DI COLLEGAMENTO T2-6				
C. PERMANENTI	LUNGHEZZA [m]	SPESSORE [m]	PESO [KN/m ²]	PESO [KN/m]
Trave	0.30	0.60	\	4.500
Solaio Interno	1.00		5.92	5.916
Solaio Esterno	0.00		4.44	0.000
Fascia Piena Sol. Int.	0.30	0.18	4.50	1.350
Fascia Piena Sol. Est.	0.00	0.18	4.50	0.000
Parapetto				0.000
Tamponatura				0.000
CARICO TOTALE				11.766
CARICO DI CALCOLO				15.296
C. VARIABILI	LUNGHEZZA [m]	SPESSORE [m]	PESO [KN/m ²]	PESO [KN/m]
C. Variabile Sol. Int.	0.70		2.00	1.400
C. Variabile Sol. Est.	0.00		2.48	0.000
CARICO TOTALE				1.400
CARICO DI CALCOLO				2.100
Carichi Permanenti Strutturali				3.946
Carichi Permanenti non Strutturali				3.320
Carichi Variabili				1.400

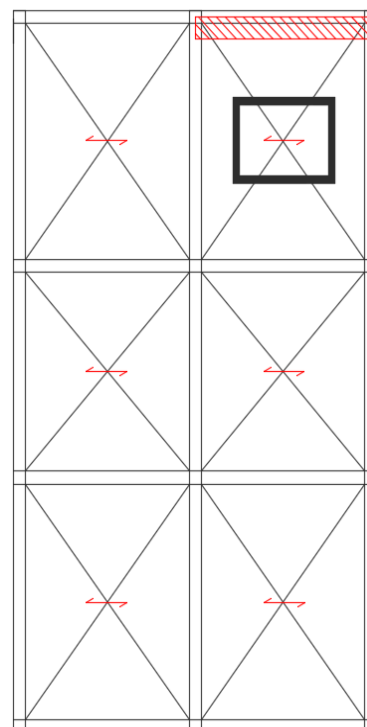


CALCOLO TRAVE PERIMETRALE T2-7				
C. PERMANENTI	LUNGHEZZA [m]	SPESSORE [m]	PESO [KN/m ²]	PESO [KN/m]
Trave	0.30	0.60	\	4.500
Solaio Interno	0.00		5.92	0.000
Solaio Esterno	0.50		4.44	2.218
Fascia Piena Sol. Int.	0.00	0.18	4.50	0.000
Fascia Piena Sol. Est.	0.15	0.18	4.50	0.675
Parapetto				3.429
Tamponatura				0.000
CARICO TOTALE				10.822
CARICO DI CALCOLO				14.068
C. VARIABILI	LUNGHEZZA [m]	SPESSORE [m]	PESO [KN/m ²]	PESO [KN/m]
C. Variabile Sol. Int.	0.00		2.00	0.000
C. Variabile Sol. Est.	0.35		2.48	0.868
CARICO TOTALE				0.868
CARICO DI CALCOLO				1.302
Carichi Permanenti Strutturali				1.973
Carichi Permanenti non Strutturali				4.349
Carichi Variabili				0.868



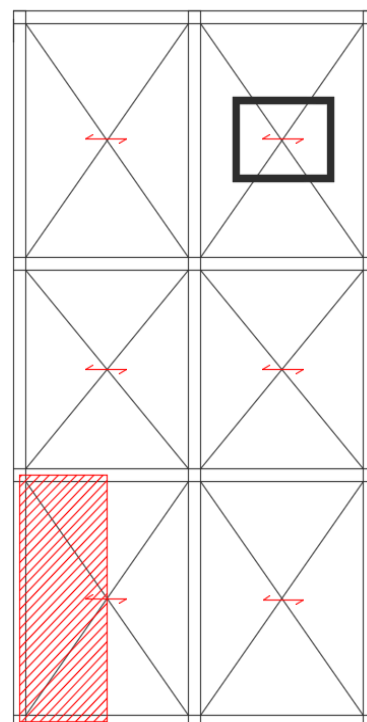
CALCOLO TRAVE PERIMETRALE T2-8

C. PERMANENTI	LUNGHEZZA [m]	SPESSORE [m]	PESO [KN/m ²]	PESO [KN/m]
Trave	0.30	0.60	\	4.500
Solaio Interno	0.50		5.92	2.958
Solaio Esterno	0.00		4.44	0.000
Fascia Piena Sol. Int.	0.15	0.18	4.50	0.675
Fascia Piena Sol. Est.	0.00	0.18	4.50	0.000
Parapetto				0.000
Tamponatura				5.724
CARICO TOTALE				13.857
CARICO DI CALCOLO				18.014
C. VARIABILI	LUNGHEZZA [m]	SPESSORE [m]	PESO [KN/m ²]	PESO [KN/m]
C. Variabile Sol. Int.	0.35		2.00	0.700
C. Variabile Sol. Est.	0.00		2.48	0.000
CARICO TOTALE				0.700
CARICO DI CALCOLO				1.050
Carichi Permanenti Strutturali				1.973
Carichi Permanenti non Strutturali				7.384
Carichi Variabili				0.700

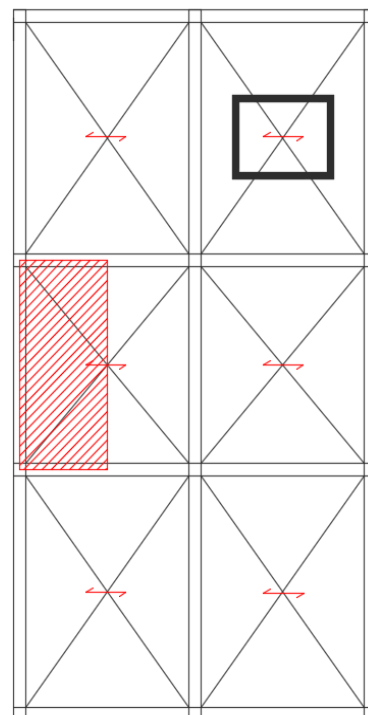


CALCOLO TRAVE PERIMETRALE PORTANTE T2-9

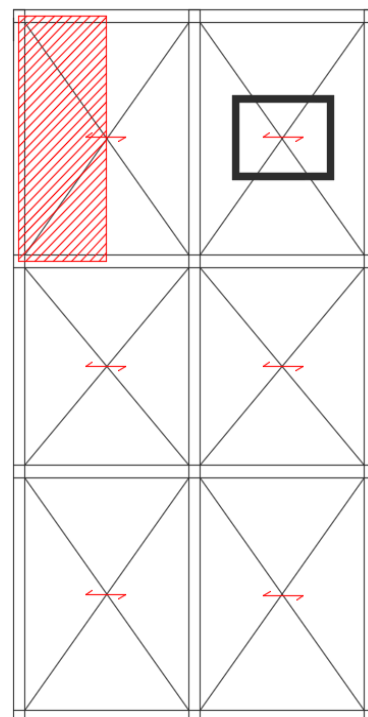
C. PERMANENTI	LUNGHEZZA [m]	SPESSORE [m]	PESO [KN/m ²]	PESO [KN/m]
Trave	0.30	0.60	\	4.500
Solaio Interno	0.00		5.92	0.000
Solaio Esterno	2.18		4.44	9.648
Fascia Piena Sol. Int.	0.00	0.18	4.50	0.000
Fascia Piena Sol. Est.	0.15	0.18	4.50	0.675
Parapetto				3.429
Tamponatura				0.000
CARICO TOTALE				18.252
CARICO DI CALCOLO				23.727
C. VARIABILI	LUNGHEZZA [m]	SPESSORE [m]	PESO [KN/m ²]	PESO [KN/m]
C. Variabile Sol. Int.	0.00		2.00	0.000
C. Variabile Sol. Est.	2.03		2.48	5.022
CARICO TOTALE				5.022
CARICO DI CALCOLO				7.533
Carichi Permanenti Strutturali				6.321
Carichi Permanenti non Strutturali				7.431
Carichi Variabili				5.022



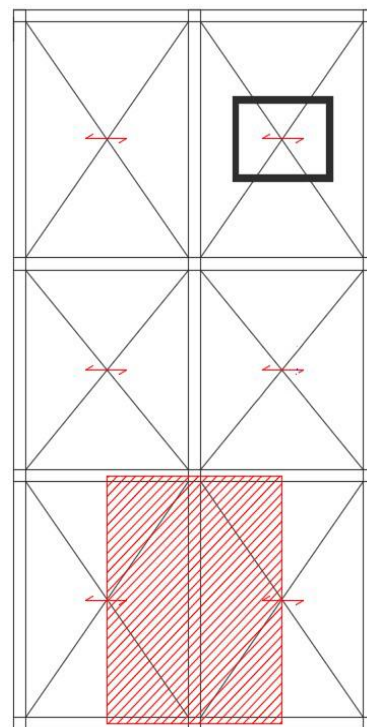
CALCOLO TRAVE PERIMETRALE PORTANTE T2-10				
C. PERMANENTI	LUNGHEZZA [m]	SPESSORE [m]	PESO [KN/m ²]	PESO [KN/m]
Trave	0.30	0.60	\	4.500
Solaio Interno	0.00		5.92	0.000
Solaio Esterno	2.18		4.44	9.648
Fascia Piena Sol. Int.	0.00	0.18	4.50	0.000
Fascia Piena Sol. Est.	0.15	0.18	4.50	0.675
Parapetto				3.429
Tamponatura				0.000
CARICO TOTALE				18.252
CARICO DI CALCOLO				23.727
C. VARIABILI	LUNGHEZZA [m]	SPESSORE [m]	PESO [KN/m ²]	PESO [KN/m]
C. Variabile Sol. Int.	0.00		2.00	0.000
C. Variabile Sol. Est.	2.03		2.48	5.022
CARICO TOTALE				5.022
CARICO DI CALCOLO				7.533
Carichi Permanenti Strutturali				6.321
Carichi Permanenti non Strutturali				7.431
Carichi Variabili				5.022



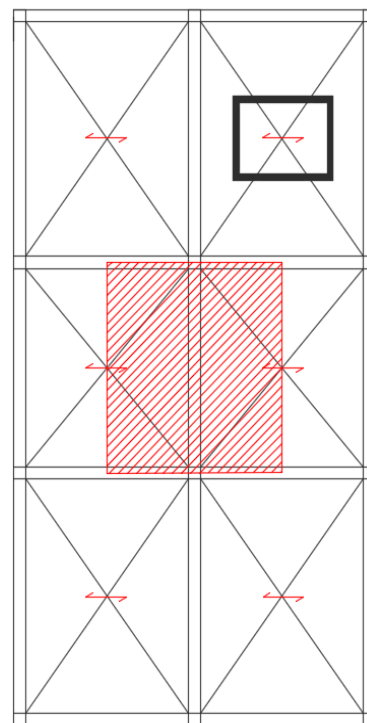
CALCOLO TRAVE PERIMETRALE PORTANTE T2-11				
C. PERMANENTI	LUNGHEZZA [m]	SPESSORE [m]	PESO [KN/m ²]	PESO [KN/m]
Trave	0.30	0.60	\	4.500
Solaio Interno	0.00		5.92	0.000
Solaio Esterno	2.18		4.44	9.648
Fascia Piena Sol. Int.	0.00	0.18	4.50	0.000
Fascia Piena Sol. Est.	0.15	0.18	4.50	0.675
Parapetto				3.429
Tamponatura				0.000
CARICO TOTALE				18.252
CARICO DI CALCOLO				23.727
C. VARIABILI	LUNGHEZZA [m]	SPESSORE [m]	PESO [KN/m ²]	PESO [KN/m]
C. Variabile Sol. Int.	0.00		2.00	0.000
C. Variabile Sol. Est.	2.03		2.48	5.022
CARICO TOTALE				5.022
CARICO DI CALCOLO				7.533
Carichi Permanenti Strutturali				6.321
Carichi Permanenti non Strutturali				7.431
Carichi Variabili				5.022



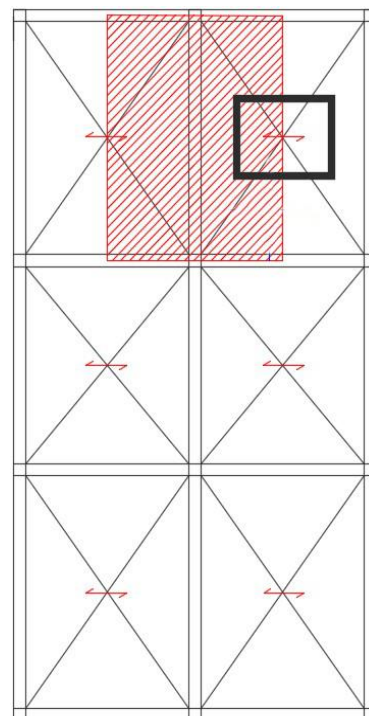
CALCOLO TRAVE PORTANTE DI COLLEGAMENTO T2-12				
C. PERMANENTI	LUNGHEZZA [m]	SPESSORE [m]	PESO [KN/m ²]	PESO [KN/m]
Trave	0.30	0.60	\	4.500
Solaio Interno	2.18		5.92	12.867
Solaio Esterno	2.18		4.44	9.648
Fascia Piena Sol. Int.	0.15	0.18	4.50	0.675
Fascia Piena Sol. Est.	0.15	0.18	4.50	0.675
Parapetto				0.000
Tamponatura				5.724
CARICO TOTALE				34.090
CARICO DI CALCOLO				44.316
C. VARIABILI	LUNGHEZZA [m]	SPESSORE [m]	PESO [KN/m ²]	PESO [KN/m]
C. Variabile Sol. Int.	2.03		2.00	4.050
C. Variabile Sol. Est.	2.03		2.48	5.022
CARICO TOTALE				9.072
CARICO DI CALCOLO				13.608
Carichi Permanenti Strutturali				12.643
Carichi Permanenti non Strutturali				16.947
Carichi Variabili				9.072



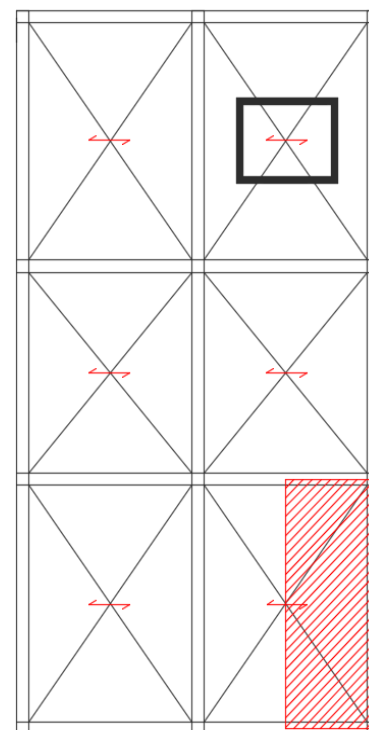
CALCOLO TRAVE PORTANTE DI COLLEGAMENTO T2-13				
C. PERMANENTI	LUNGHEZZA [m]	SPESSORE [m]	PESO [KN/m ²]	PESO [KN/m]
Trave	0.30	0.60	\	4.500
Solaio Interno	2.18		5.92	12.867
Solaio Esterno	2.18		4.44	9.648
Fascia Piena Sol. Int.	0.15	0.18	4.50	0.675
Fascia Piena Sol. Est.	0.15	0.18	4.50	0.675
Parapetto				0.000
Tamponatura				5.724
CARICO TOTALE				34.090
CARICO DI CALCOLO				44.316
C. VARIABILI	LUNGHEZZA [m]	SPESSORE [m]	PESO [KN/m ²]	PESO [KN/m]
C. Variabile Sol. Int.	2.03		2.00	4.050
C. Variabile Sol. Est.	2.03		2.48	5.022
CARICO TOTALE				9.072
CARICO DI CALCOLO				13.608
Carichi Permanenti Strutturali				12.643
Carichi Permanenti non Strutturali				16.947
Carichi Variabili				9.072



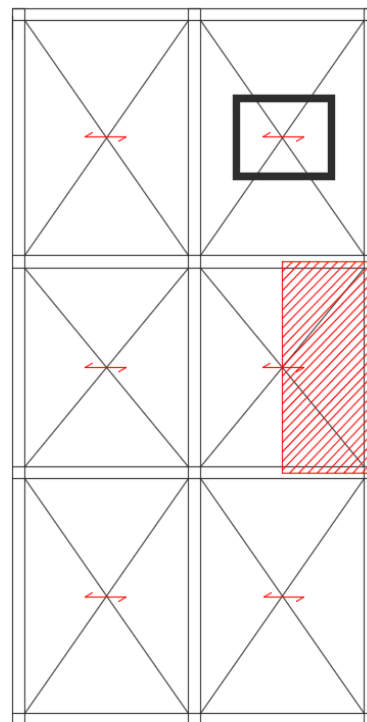
CALCOLO TRAVE PORTANTE DI COLLEGAMENTO T2-14				
C. PERMANENTI	LUNGHEZZA [m]	SPESSORE [m]	PESO [KN/m ²]	PESO [KN/m]
Trave	0.30	0.60	\	4.500
Solaio Interno	2.18		5.92	12.867
Solaio Esterno	2.18		4.44	9.648
Fascia Piena Sol. Int.	0.15	0.18	4.50	0.675
Fascia Piena Sol. Est.	0.15	0.18	4.50	0.675
Parapetto				0.000
Tamponatura				5.724
CARICO TOTALE				34.090
CARICO DI CALCOLO				44.316
C. VARIABILI	LUNGHEZZA [m]	SPESSORE [m]	PESO [KN/m ²]	PESO [KN/m]
C. Variabile Sol. Int.	2.03		2.00	4.050
C. Variabile Sol. Est.	2.03		2.48	5.022
CARICO TOTALE				9.072
CARICO DI CALCOLO				13.608
Carichi Permanenti Strutturali				12.643
Carichi Permanenti non Strutturali				16.947
Carichi Variabili				9.072



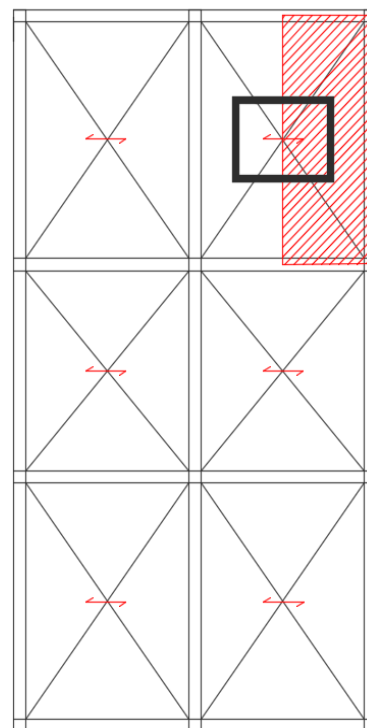
CALCOLO TRAVE PERIMETRALE PORTANTE T2-15				
C. PERMANENTI	LUNGHEZZA [m]	SPESSORE [m]	PESO [KN/m ²]	PESO [KN/m]
Trave	0.30	0.60	\	4.500
Solaio Interno	2.18		5.92	12.867
Solaio Esterno	0.00		4.44	0.000
Fascia Piena Sol. Int.	0.15	0.18	4.50	0.675
Fascia Piena Sol. Est.	0.00	0.18	4.50	0.000
Parapetto				0.000
Tamponatura				5.724
CARICO TOTALE				23.766
CARICO DI CALCOLO				30.896
C. VARIABILI	LUNGHEZZA [m]	SPESSORE [m]	PESO [KN/m ²]	PESO [KN/m]
C. Variabile Sol. Int.	2.03		2.00	4.050
C. Variabile Sol. Est.	0.00		2.48	0.000
CARICO TOTALE				4.050
CARICO DI CALCOLO				6.075
Carichi Permanenti Strutturali				6.321
Carichi Permanenti non Strutturali				12.945
Carichi Variabili				4.050



CALCOLO TRAVE PERIMETRALE PORTANTE T2-16				
C. PERMANENTI	LUNGHEZZA [m]	SPESSORE [m]	PESO [KN/m ²]	PESO [KN/m]
Trave	0.30	0.60	\	4.500
Solaio Interno	2.18		5.92	12.867
Solaio Esterno	0.00		4.44	0.000
Fascia Piena Sol. Int.	0.15	0.18	4.50	0.675
Fascia Piena Sol. Est.	0.00	0.18	4.50	0.000
Parapetto				0.000
Tamponatura				5.724
CARICO TOTALE				23.766
CARICO DI CALCOLO				30.896
C. VARIABILI	LUNGHEZZA [m]	SPESSORE [m]	PESO [KN/m ²]	PESO [KN/m]
C. Variabile Sol. Int.	2.03		2.00	4.050
C. Variabile Sol. Est.	0.00		2.48	0.000
CARICO TOTALE				4.050
CARICO DI CALCOLO				6.075
Carichi Permanenti Strutturali				6.321
Carichi Permanenti non Strutturali				12.945
Carichi Variabili				4.050

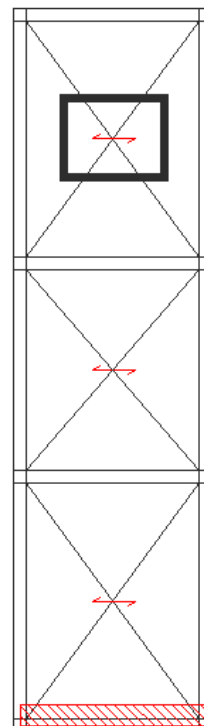


CALCOLO TRAVE PERIMETRALE PORTANTE T2-17				
C. PERMANENTI	LUNGHEZZA [m]	SPESSORE [m]	PESO [KN/m ²]	PESO [KN/m]
Trave	0.30	0.60	\	4.500
Solaio Interno	2.18		5.92	12.867
Solaio Esterno	0.00		4.44	0.000
Fascia Piena Sol. Int.	0.15	0.18	4.50	0.675
Fascia Piena Sol. Est.	0.00	0.18	4.50	0.000
Parapetto				0.000
Tamponatura				5.724
CARICO TOTALE				23.766
CARICO DI CALCOLO				30.896
C. VARIABILI	LUNGHEZZA [m]	SPESSORE [m]	PESO [KN/m ²]	PESO [KN/m]
C. Variabile Sol. Int.	2.03		2.00	4.050
C. Variabile Sol. Est.	0.00		2.48	0.000
CARICO TOTALE				4.050
CARICO DI CALCOLO				6.075
Carichi Permanenti Strutturali				6.321
Carichi Permanenti non Strutturali				12.945
Carichi Variabili				4.050



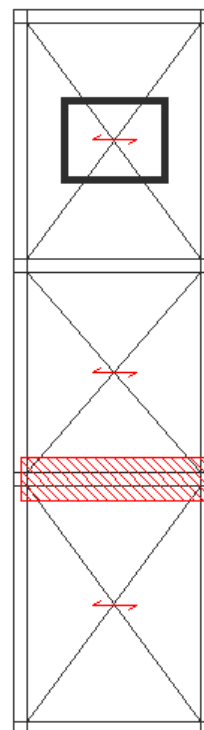
CALCOLO TRAVE PERIMETRALE T3-2

C. PERMANENTI	LUNGHEZZA [m]	SPESSORE [m]	PESO [KN/m ²]	PESO [KN/m]
Trave	0.30	0.60	\	4.500
Solaio Interno	0.00		5.92	0.000
Solaio Esterno	0.50		4.44	2.218
Fascia Piena Sol. Int.	0.00	0.18	4.50	0.000
Fascia Piena Sol. Est.	0.15	0.18	4.50	0.675
Parapetto				3.429
Tamponatura				0.000
CARICO TOTALE				10.822
CARICO DI CALCOLO				14.068
C. VARIABILI	LUNGHEZZA [m]	SPESSORE [m]	PESO [KN/m ²]	PESO [KN/m]
C. Variabile Sol. Int.	0.00		2.00	0.000
C. Variabile Sol. Est.	0.35		2.48	0.868
CARICO TOTALE				0.868
CARICO DI CALCOLO				1.302
Carichi Permanenti Strutturali				1.973
Carichi Permanenti non Strutturali				4.349
Carichi Variabili				0.868

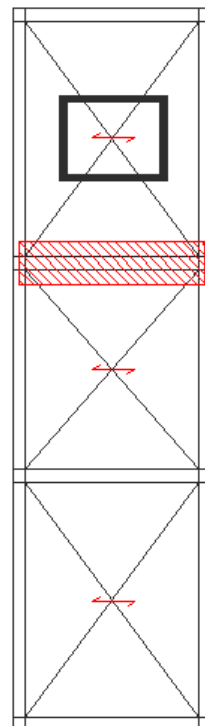


CALCOLO TRAVE DI COLLEGAMENTO T3-4

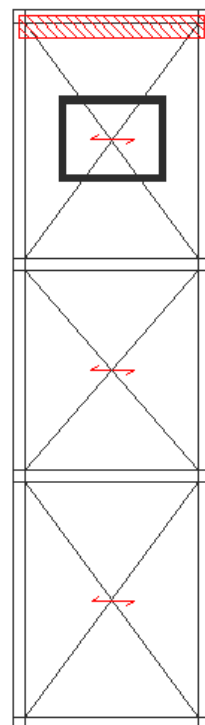
C. PERMANENTI	LUNGHEZZA [m]	SPESSORE [m]	PESO [KN/m ²]	PESO [KN/m]
Trave	0.30	0.60	\	4.500
Solaio Interno	0.00		5.92	0.000
Solaio Esterno	1.00		4.44	4.436
Fascia Piena Sol. Int.	0.00	0.18	4.50	0.000
Fascia Piena Sol. Est.	0.30	0.18	4.50	1.350
Parapetto				0.000
Tamponatura				0.000
CARICO TOTALE				10.286
CARICO DI CALCOLO				13.372
C. VARIABILI	LUNGHEZZA [m]	SPESSORE [m]	PESO [KN/m ²]	PESO [KN/m]
C. Variabile Sol. Int.	0.00		2.00	0.000
C. Variabile Sol. Est.	0.70		2.48	1.736
CARICO TOTALE				1.736
CARICO DI CALCOLO				2.604
Carichi Permanenti Strutturali				3.946
Carichi Permanenti non Strutturali				1.840
Carichi Variabili				1.736



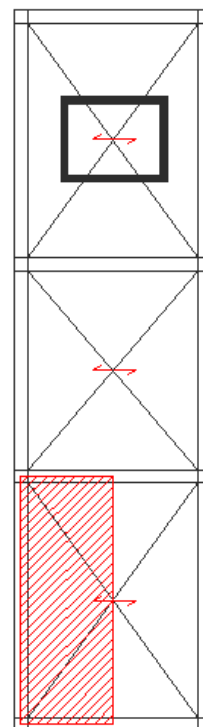
CALCOLO TRAVE DI COLLEGAMENTO T3-6				
C. PERMANENTI	LUNGHEZZA [m]	SPESSORE [m]	PESO [KN/m ²]	PESO [KN/m]
Trave	0.30	0.60	\	4.500
Solaio Interno	0.50		5.92	2.958
Solaio Esterno	0.50		4.44	2.218
Fascia Piena Sol. Int.	0.15	0.18	4.50	0.675
Fascia Piena Sol. Est.	0.15	0.18	4.50	0.675
Parapetto				0.000
Tamponatura				5.724
CARICO TOTALE				16.750
CARICO DI CALCOLO				21.775
C. VARIABILI	LUNGHEZZA [m]	SPESSORE [m]	PESO [KN/m ²]	PESO [KN/m]
C. Variabile Sol. Int.	0.35		2.00	0.700
C. Variabile Sol. Est.	0.35		2.48	0.868
CARICO TOTALE				1.568
CARICO DI CALCOLO				2.352
Carichi Permanenti Strutturali				3.946
Carichi Permanenti non Strutturali				8.304
Carichi Variabili				1.568



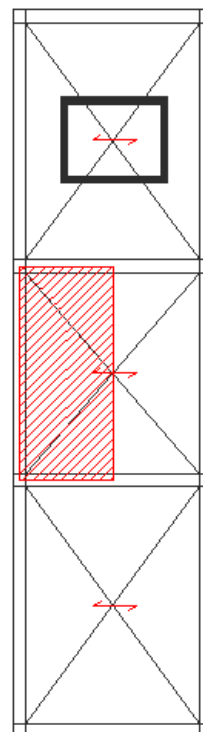
CALCOLO TRAVE PERIMETRALE T3-8				
C. PERMANENTI	LUNGHEZZA [m]	SPESSORE [m]	PESO [KN/m ²]	PESO [KN/m]
Trave	0.30	0.60	\	4.500
Solaio Interno	0.50		5.92	2.958
Solaio Esterno	0.00		4.44	0.000
Fascia Piena Sol. Int.	0.15	0.18	4.50	0.675
Fascia Piena Sol. Est.	0.00	0.18	4.50	0.000
Parapetto				0.000
Tamponatura				5.724
CARICO TOTALE				13.857
CARICO DI CALCOLO				18.014
C. VARIABILI	LUNGHEZZA [m]	SPESSORE [m]	PESO [KN/m ²]	PESO [KN/m]
C. Variabile Sol. Int.	0.35		2.00	0.700
C. Variabile Sol. Est.	0.00		2.48	0.000
CARICO TOTALE				0.700
CARICO DI CALCOLO				1.050
Carichi Permanenti Strutturali				1.973
Carichi Permanenti non Strutturali				7.384
Carichi Variabili				0.700



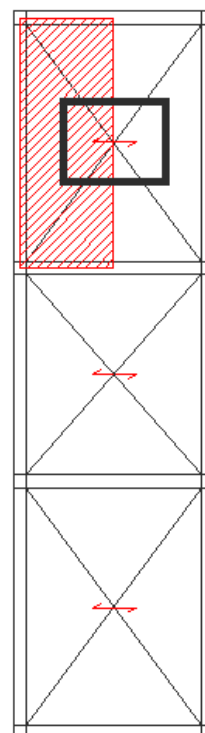
CALCOLO TRAVE PERIMETRALE PORTANTE T3-12				
C. PERMANENTI	LUNGHEZZA [m]	SPESSORE [m]	PESO [KN/m ²]	PESO [KN/m]
Trave	0.30	0.60	\	4.500
Solaio Interno	0.00		5.92	0.000
Solaio Esterno	2.18		4.44	9.648
Fascia Piena Sol. Int.	0.00	0.18	4.50	0.000
Fascia Piena Sol. Est.	0.15	0.18	4.50	0.675
Parapetto				3.429
Tamponatura				0.000
CARICO TOTALE				18.252
CARICO DI CALCOLO				23.727
C. VARIABILI	LUNGHEZZA [m]	SPESSORE [m]	PESO [KN/m ²]	PESO [KN/m]
C. Variabile Sol. Int.	0.00		2.00	0.000
C. Variabile Sol. Est.	2.03		2.48	5.022
CARICO TOTALE				5.022
CARICO DI CALCOLO				7.533
Carichi Permanenti Strutturali				6.321
Carichi Permanenti non Strutturali				7.431
Carichi Variabili				5.022



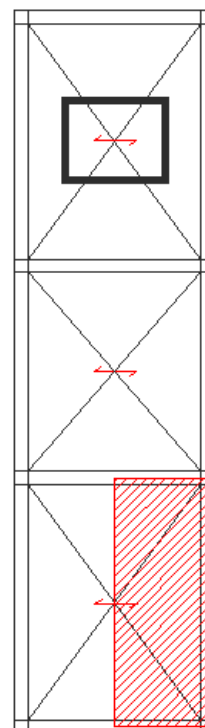
CALCOLO TRAVE PERIMETRALE PORTANTE T3-13				
C. PERMANENTI	LUNGHEZZA [m]	SPESSORE [m]	PESO [KN/m ²]	PESO [KN/m]
Trave	0.30	0.60	\	4.500
Solaio Interno	0.00		5.92	0.000
Solaio Esterno	2.18		4.44	9.648
Fascia Piena Sol. Int.	0.00	0.18	4.50	0.000
Fascia Piena Sol. Est.	0.15	0.18	4.50	0.675
Parapetto				3.429
Tamponatura				0.000
CARICO TOTALE				18.252
CARICO DI CALCOLO				23.727
C. VARIABILI	LUNGHEZZA [m]	SPESSORE [m]	PESO [KN/m ²]	PESO [KN/m]
C. Variabile Sol. Int.	0.00		2.00	0.000
C. Variabile Sol. Est.	2.03		2.48	5.022
CARICO TOTALE				5.022
CARICO DI CALCOLO				7.533
Carichi Permanenti Strutturali				6.321
Carichi Permanenti non Strutturali				7.431
Carichi Variabili				5.022



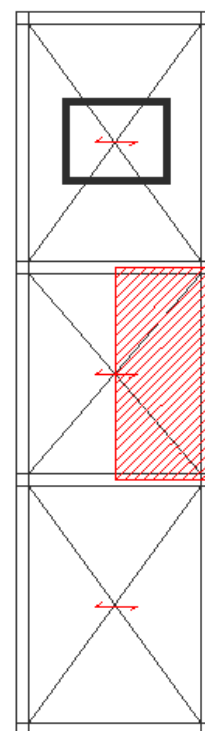
CALCOLO TRAVE PERIMETRALE PORTANTE T3-14				
C. PERMANENTI	LUNGHEZZA [m]	SPESSORE [m]	PESO [KN/m ²]	PESO [KN/m]
Trave	0.30	0.60	\	4.500
Solaio Interno	2.18		5.92	12.897
Solaio Esterno	0.00		4.44	0.000
Fascia Piena Sol. Int.	0.15	0.18	4.50	0.675
Fascia Piena Sol. Est.	0.00	0.18	4.50	0.000
Parapetto				0.000
Tamponatura				5.724
CARICO TOTALE				23.796
CARICO DI CALCOLO				30.935
C. VARIABILI	LUNGHEZZA [m]	SPESSORE [m]	PESO [KN/m ²]	PESO [KN/m]
C. Variabile Sol. Int.	2.03		2.00	4.060
C. Variabile Sol. Est.	0.00		2.48	0.000
CARICO TOTALE				4.060
CARICO DI CALCOLO				6.090
Carichi Permanenti Strutturali				6.334
Carichi Permanenti non Strutturali				12.962
Carichi Variabili				4.060



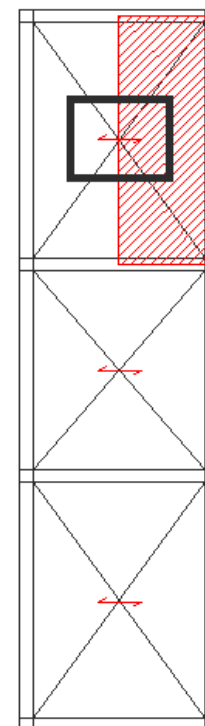
CALCOLO TRAVE PERIMETRALE PORTANTE T3-15				
C. PERMANENTI	LUNGHEZZA [m]	SPESSORE [m]	PESO [KN/m ²]	PESO [KN/m]
Trave	0.30	0.60	\	4.500
Solaio Interno	0.00		5.92	0.000
Solaio Esterno	2.08		4.44	9.205
Fascia Piena Sol. Int.	0.00	0.18	4.50	0.000
Fascia Piena Sol. Est.	0.15	0.18	4.50	0.675
Parapetto				3.429
Tamponatura				0.000
CARICO TOTALE				17.808
CARICO DI CALCOLO				23.151
C. VARIABILI	LUNGHEZZA [m]	SPESSORE [m]	PESO [KN/m ²]	PESO [KN/m]
C. Variabile Sol. Int.	0.00		2.00	0.000
C. Variabile Sol. Est.	2.03		2.48	5.022
CARICO TOTALE				5.022
CARICO DI CALCOLO				7.533
Carichi Permanenti Strutturali				6.062
Carichi Permanenti non Strutturali				7.247
Carichi Variabili				5.022



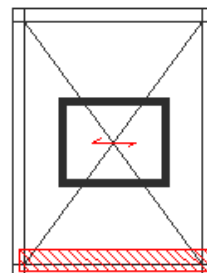
CALCOLO TRAVE PERIMETRALE PORTANTE T3-16				
C. PERMANENTI	LUNGHEZZA [m]	SPESSORE [m]	PESO [KN/m ²]	PESO [KN/m]
Trave	0.30	0.60	\	4.500
Solaio Interno	0.00		5.92	0.000
Solaio Esterno	2.08		4.44	9.205
Fascia Piena Sol. Int.	0.00	0.18	4.50	0.000
Fascia Piena Sol. Est.	0.15	0.18	4.50	0.675
Parapetto				3.429
Tamponatura				0.000
CARICO TOTALE				17.808
CARICO DI CALCOLO				23.151
C. VARIABILI	LUNGHEZZA [m]	SPESSORE [m]	PESO [KN/m ²]	PESO [KN/m]
C. Variabile Sol. Int.	0.00		2.00	0.000
C. Variabile Sol. Est.	2.03		2.48	5.022
CARICO TOTALE				5.022
CARICO DI CALCOLO				7.533
Carichi Permanenti Strutturali				6.062
Carichi Permanenti non Strutturali				7.247
Carichi Variabili				5.022



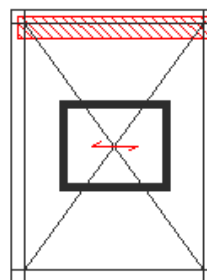
CALCOLO TRAVE PERIMETRALE PORTANTE T3-17				
C. PERMANENTI	LUNGHEZZA [m]	SPESSORE [m]	PESO [KN/m ²]	PESO [KN/m]
Trave	0.30	0.60	\	4.500
Solaio Interno	2.08		5.92	12.276
Solaio Esterno	0.00		4.44	0.000
Fascia Piena Sol. Int.	0.15	0.18	4.50	0.675
Fascia Piena Sol. Est.	0.00	0.18	4.50	0.000
Parapetto				0.000
Tamponatura				5.724
CARICO TOTALE				23.175
CARICO DI CALCOLO				30.127
C. VARIABILI	LUNGHEZZA [m]	SPESSORE [m]	PESO [KN/m ²]	PESO [KN/m]
C. Variabile Sol. Int.	2.03		2.00	4.050
C. Variabile Sol. Est.	0.00		2.48	0.000
CARICO TOTALE				4.050
CARICO DI CALCOLO				6.075
Carichi Permanenti Strutturali				6.062
Carichi Permanenti non Strutturali				12.613
Carichi Variabili				4.050



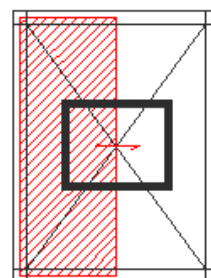
CALCOLO TRAVE PERIMETRALE PORTANTE T4-6				
C. PERMANENTI	LUNGHEZZA [m]	SPESSORE [m]	PESO [KN/m ²]	PESO [KN/m]
Trave	0.30	0.60	\	4.500
Solaio Interno	0.00		5.92	0.000
Solaio Esterno	0.50		4.44	2.218
Fascia Piena Sol. Int.	0.00	0.18	4.50	0.000
Fascia Piena Sol. Est.	0.15	0.18	4.50	0.675
Parapetto				0.000
Tamponatura				0.000
CARICO TOTALE				7.393
CARICO DI CALCOLO				9.611
C. VARIABILI	LUNGHEZZA [m]	SPESSORE [m]	PESO [KN/m ²]	PESO [KN/m]
C. Variabile Sol. Int.	0.00		2.00	0.000
C. Variabile Sol. Est.	0.35		0.98	0.343
CARICO TOTALE				0.343
CARICO DI CALCOLO				0.515
Carichi Permanenti Strutturali				1.973
Carichi Permanenti non Strutturali				0.920
Carichi Variabili				0.343



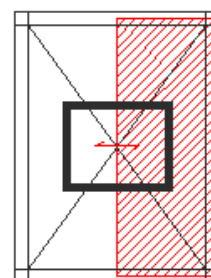
CALCOLO TRAVE PERIMETRALE PORTANTE T4-8				
C. PERMANENTI	LUNGHEZZA [m]	SPESSORE [m]	PESO [KN/m ²]	PESO [KN/m]
Trave	0.30	0.60	\	4.500
Solaio Interno	0.00		5.92	0.000
Solaio Esterno	0.50		4.44	2.218
Fascia Piena Sol. Int.	0.00	0.18	4.50	0.000
Fascia Piena Sol. Est.	0.15	0.18	4.50	0.675
Parapetto				0.000
Tamponatura				0.000
CARICO TOTALE				7.393
CARICO DI CALCOLO				9.611
C. VARIABILI	LUNGHEZZA [m]	SPESSORE [m]	PESO [KN/m ²]	PESO [KN/m]
C. Variabile Sol. Int.	0.00		2.00	0.000
C. Variabile Sol. Est.	0.35		0.98	0.343
CARICO TOTALE				0.343
CARICO DI CALCOLO				0.515
Carichi Permanenti Strutturali				1.973
Carichi Permanenti non Strutturali				0.920
Carichi Variabili				0.343



CALCOLO TRAVE PERIMETRALE PORTANTE T4-14				
C. PERMANENTI	LUNGHEZZA [m]	SPESSORE [m]	PESO [KN/m ²]	PESO [KN/m]
Trave	0.30	0.60	\	4.500
Solaio Interno	0.00		5.92	0.000
Solaio Esterno	2.18		4.44	9.648
Fascia Piena Sol. Int.	0.00	0.18	4.50	0.000
Fascia Piena Sol. Est.	0.15	0.18	4.50	0.675
Parapetto				0.000
Tamponatura				0.000
CARICO TOTALE				14.823
CARICO DI CALCOLO				19.270
C. VARIABILI	LUNGHEZZA [m]	SPESSORE [m]	PESO [KN/m ²]	PESO [KN/m]
C. Variabile Sol. Int.	0.00		2.00	0.000
C. Variabile Sol. Est.	2.03		0.98	1.985
CARICO TOTALE				1.985
CARICO DI CALCOLO				2.977
Carichi Permanenti Strutturali				6.321
Carichi Permanenti non Strutturali				4.002
Carichi Variabili				1.985



CALCOLO TRAVE PERIMETRALE PORTANTE T4-17				
C. PERMANENTI	LUNGHEZZA [m]	SPESSORE [m]	PESO [KN/m ²]	PESO [KN/m]
Trave	0.30	0.60	\	4.500
Solaio Interno	0.00		5.92	0.000
Solaio Esterno	2.18		4.44	9.648
Fascia Piena Sol. Int.	0.00	0.18	4.50	0.000
Fascia Piena Sol. Est.	0.15	0.18	4.50	0.675
Parapetto				0.000
Tamponatura				0.000
CARICO TOTALE				14.823
CARICO DI CALCOLO				19.270
C. VARIABILI	LUNGHEZZA [m]	SPESSORE [m]	PESO [KN/m ²]	PESO [KN/m]
C. Variabile Sol. Int.	0.00		2.00	0.000
C. Variabile Sol. Est.	2.03		0.98	1.985
CARICO TOTALE				1.985
CARICO DI CALCOLO				2.977
Carichi Permanenti Strutturali				6.321
Carichi Permanenti non Strutturali				4.002
Carichi Variabili				1.985



Per l'analisi dei carichi della trave a ginocchio sono state adottate le seguenti formulazioni:
Il gradino è stato modellato come una mensola incastrata sulla trave a ginocchio inclinata di un angolo α , pertanto trasmetterà a quest'ultima un carico e un momento inclinati dello stesso angolo. Il momento flettente trasmesso dal gradino alla trave, si convertirà in momento torcente sulla trave. Quanto appena esposto può essere interpretato alla luce dello schema sintetico esposto in *figura 4*.

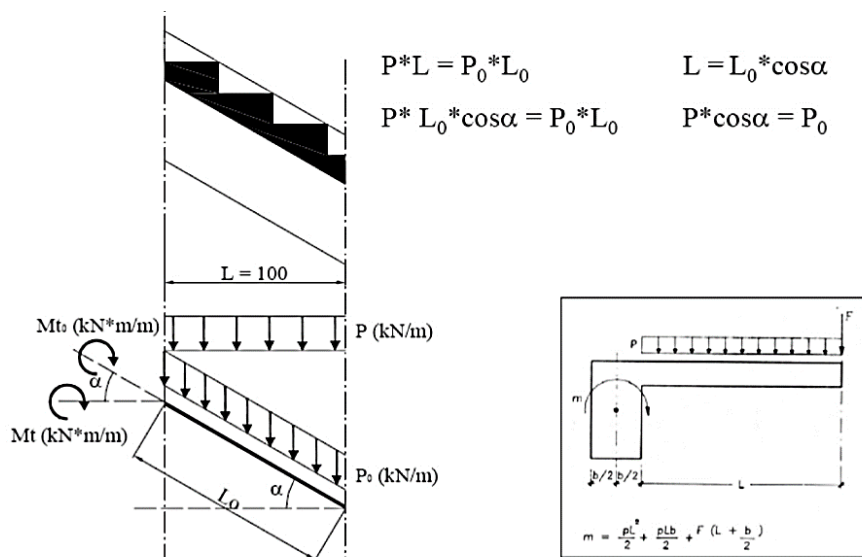


Figura 4 – Schema dei carichi sulla trave a ginocchio

Si procede quindi al calcolo del carico trasmesso da ciascun elemento portato dalla scala, riportato lungo la direzione della trave a ginocchio, agente secondo gravità, utilizzando la formula:

$$P_0 = P \cdot \cos \alpha$$

Per valutare il momento torcente prodotto dai gradini sulla trave è stata adottata la seguente formulazione (*figura 4*):

$$M_t = \left(\frac{P \cdot L^2}{2} + \frac{P \cdot L \cdot b}{2} \right) \cdot (\cos \alpha)^2$$

Analogamente viene calcolato il momento torcente prodotto dal pianerottolo sulla trave a ginocchio. Seguono le tabelle di calcolo delle travi a ginocchio, occorre notare che non si riportano né le aree di influenza (poiché risultano immediate) né i calcoli per le travi dei piani successivi, che risultano uguali a quelle che vengono di seguito riportate.

CALCOLO TRAVE A GINOCCHIO TG 0-1

Incl. Trave (α)	29 °	L. M_t [m] **	1.075	
C. PERMANENTI	LUNGHEZZA [m]	SPESSORE [m]	PESO [KN/m²]	PESO [KN/m]
Trave	0.30	0.60	\	3.936
Rampa di Gradini *	1.075		6.47	6.079
Pianerottolo	0.00		4.62	0.000
F. Piena Pianerottolo	0.00	0.18	4.50	0.000
Parapetto				
Tamponatura				3.755
CARICO TOTALE				13.769
CARICO DI CALCOLO				17.900
C. VARIABILI	LUNGHEZZA [m]	SPESSORE [m]	PESO [KN/m²]	PESO [KN/m]
C. Variabile Gradini	1.08		1.20	1.128
C. Variabile Pianerottolo	0.00		4.00	0.000
CARICO TOTALE				1.128
CARICO DI CALCOLO				1.692
Carichi Permanenti Strutturali				8.456
Carichi Permanenti non Strutturali				5.314
Carichi Variabili				1.128
Momento Torcente [KNm/m]				8.579

CALCOLO TRAVE A GINOCCHIO TG 0-2

Incl. Trave (α)	0 °	L. M_t [m] **	0.500	
C. PERMANENTI	LUNGHEZZA [m]	SPESSORE [m]	PESO [KN/m²]	PESO [KN/m]
Trave	0.30	0.60	\	4.500
Rampa di Gradini *	0.000		6.47	0.000
Pianerottolo	0.50		4.62	2.308
F. Piena Pianerottolo	0.15	0.18	4.50	0.675
Parapetto				
Tamponatura				2.862
CARICO TOTALE				10.345
CARICO DI CALCOLO				13.449
C. VARIABILI	LUNGHEZZA [m]	SPESSORE [m]	PESO [KN/m²]	PESO [KN/m]
C. Variabile Gradini	0.00		1.20	0.000
C. Variabile Pianerottolo	0.50		4.00	2.000
CARICO TOTALE				2.000
CARICO DI CALCOLO				3.000
Carichi Permanenti Strutturali				6.473
Carichi Permanenti non Strutturali				3.872
Carichi Variabili				2.000
Momento Torcente [KNm/m]				2.006

CALCOLO TRAVE A GINOCCHIO TG 0-3

Incl. Trave (α)	0 °	L. M_t [m] **	1.700	
C. PERMANENTI	LUNGHEZZA [m]	SPESSORE [m]	PESO [KN/m ²]	PESO [KN/m]
Trave	0.30	0.60	\	4.500
Rampa di Gradini *	0.000		6.47	0.000
Pianerottolo	1.70		4.62	7.847
F. Piena Pianerottolo	0.15	0.18	4.50	0.675
Parapetto				
Tamponatura				2.862
CARICO TOTALE				15.884
CARICO DI CALCOLO				20.649
C. VARIABILI	LUNGHEZZA [m]	SPESSORE [m]	PESO [KN/m ²]	PESO [KN/m]
C. Variabile Gradini	0.00		1.20	0.000
C. Variabile Pianerottolo	1.70		4.00	6.800
CARICO TOTALE				6.800
CARICO DI CALCOLO				10.200
Carichi Permanenti Strutturali				9.588
Carichi Permanenti non Strutturali				6.296
Carichi Variabili				6.800
Momento Torcente [KNm/m]				35.671

CALCOLO TRAVE A GINOCCHIO TG 0-4

Incl. Trave (α)	0 °	L. M_t [m] **	0.500	
C. PERMANENTI	LUNGHEZZA [m]	SPESSORE [m]	PESO [KN/m ²]	PESO [KN/m]
Trave	0.30	0.60	\	4.500
Rampa di Gradini *	0.000		6.47	0.000
Pianerottolo	0.50		4.62	2.308
F. Piena Pianerottolo	0.15	0.18	4.50	0.675
Parapetto				
Tamponatura				2.862
CARICO TOTALE				10.345
CARICO DI CALCOLO				13.449
C. VARIABILI	LUNGHEZZA [m]	SPESSORE [m]	PESO [KN/m ²]	PESO [KN/m]
C. Variabile Gradini	0.00		1.20	0.000
C. Variabile Pianerottolo	0.50		4.00	2.000
CARICO TOTALE				2.000
CARICO DI CALCOLO				3.000
Carichi Permanenti Strutturali				6.473
Carichi Permanenti non Strutturali				3.872
Carichi Variabili				2.000
Momento Torcente [KNm/m]				2.006

CALCOLO TRAVE A GINOCCHIO TG 0-5

Incl. Trave (α)	29 °	L. M_t [m] **	1.075	
C. PERMANENTI	LUNGHEZZA [m]	SPESSORE [m]	PESO [KN/m ²]	PESO [KN/m]
Trave	0.30	0.60	\	3.936
Rampa di Gradini *	1.075		6.47	6.079
Pianerottolo	0.00		4.62	0.000
F. Piena Pianerottolo	0.00	0.18	4.50	0.000
Parapetto				
Tamponatura				3.755
CARICO TOTALE				13.769
CARICO DI CALCOLO				17.900
C. VARIABILI	LUNGHEZZA [m]	SPESSORE [m]	PESO [KN/m ²]	PESO [KN/m]
C. Variabile Gradini	1.08		1.20	1.128
C. Variabile Pianerottolo	0.00		4.00	0.000
CARICO TOTALE				1.128
CARICO DI CALCOLO				1.692
Carichi Permanenti Strutturali				8.456
Carichi Permanenti non Strutturali				5.314
Carichi Variabili				1.128
Momento Torcente [KNm/m]				8.579

2.3.2. PILASTRI

2.3.2.1. PREDIMENSIONAMENTO

Il predimensionamento del pilastro è effettuato successivamente all'analisi dei carichi del pilastro stesso (par. 2.3.2.2), tramite un calcolo per aree di influenza, analogamente a quanto svolto per le travi. Tale calcolo permette di definire le dimensioni minime della sezione sotto l'effetto dei carichi portati e del carico dato dal peso stesso del pilastro. La formula adottata per il predimensionamento della sezione del pilastro si presenta nella forma:

$$A_p = N_{ed} / (0.8 \cdot f_{cd})$$

Nella quale il valore 0,8 è stato sostituito dal valore 0,6 per una maggiore sicurezza nei confronti dell'azione della sollecitazione dovuta al momento flettente agente sul pilastro; f_{cd} è assunto pari a 1,646 KN/cm² per un calcestruzzo di classe C28/35. Occorre precisare che le tabelle che seguono sono state modificate successivamente a una prima analisi dinamica lineare dalla quale si è ottenuto un valore di sforzo normale molto più elevato di quello valutato semplicemente da un'analisi delle aree di influenza. Si è scelto di utilizzare due differenti formati: 30 x 60 cm e 30 x 80 cm, la loro scelta è giustificata da quanto detto poco sopra. Nella seguente tabella vengono riportati in prima battuta i valori dell'area necessaria alla base per ciascun piano.

PILASTRO [n.]	CARICO TOT. AL 4 ^a PIANO [KN]	CARICO TOT. AL 3 ^a PIANO [KN]	CARICO TOT. AL 2 ^a PIANO [KN]	CARICO TOT. AL 1 ^a PIANO [KN]	CARICO TOT. AL PIANO TERRA [KN]	CARICO TOTALE ALLA BASE [KN]	AREA NECESSARIA AL PILASTRO DI BASE [cm ²] **	PILASTRO [formato]
1			130.73	284.34	437.95	437.95	576.48	30x60
2		131.73	335.11	551.30	767.48	767.48	1010.26	30x60
3		123.42	269.72	416.01	562.31	562.31	740.18	30x60
4			156.12	376.69	597.26	597.26	786.19	30x60
5		197.88	543.95	845.19	1146.43	1146.43	1509.07	30x80
6		198.40	423.85	649.30	874.76	874.76	1151.46	30x60
7			198.38	423.83	649.28	649.28	854.67	30x60
8	89.25	319.77	631.74	949.49	1267.25	1267.25	1668.10	30x80
9	89.25	319.81	545.26	770.71	996.17	996.17	1311.28	30x80
10			110.21	247.35	384.49	384.49	506.12	30x60
11	89.25	236.96	472.31	697.14	921.97	921.97	1213.61	30x80
12	83.40	230.77	378.15	525.53	147.38	672.91	885.76	30x60

2.3.2.2. ANALISI DEI CARICHI

L'analisi dei carichi per i pilastri viene condotta allo stesso modo dell'analisi dei carichi svolta per le travi, ovvero definendo per ciascun pilastro la rispettiva area di influenza, e stimando i pesi degli elementi che ricadono all'interno di tale area.

CALCOLO PILASTRO 1							
PIANO TERRA	C. PERMANENTI	LUNGHEZZA [m]	LARGHEZZA [m]	ALTEZZA [m]	PESO [KN/m ³]	PESO [KN/m ²]	PESO [KN/m]
	Pilastro (30X60)	0.30	0.60	3.00	25.00		4.50
	Trave Perimetrale *	5.40	0.30	0.60	25.00		4.50
	Trave di Collegamento *				25.00		0.00
	Solaio Interno	2.03	2.78			5.92	33.244
	Solaio Esterno					4.44	0.000
	Fascia Piena Sol. Int.	4.80	0.15	0.18	25.00		3.240
	Fascia Piena Sol. Est.			0.18	25.00		0.000
	Parapetto						3.43
	Tamponatura	5.40					5.72
CARICO TOTALE							105.194
CARICO DI CALCOLO							136.752
C. VARIABILI	LUNGHEZZA [m]	LARGHEZZA [m]	ALTEZZA [m]	PESO [KN/m ³]	PESO [KN/m ²]	PESO [KN/m]	PESO [KN]
	C. Variabile Sol. Int.	2.03	2.78		2.00		11.239
	C. Variabile Sol. Est.				2.48		0.000

CARICO TOTALE								11.239
CARICO DI CALCOLO								16.858
PRIMO PIANO	C. PERMANENTI	LUNGHEZZA [m]	LARGHEZZA [m]	ALTEZZA [m]	PESO [KN/m ³]	PESO [KN/m ²]	PESO [KN/m]	PESO [KN]
	Pilastro (30X60)	0.30	0.60	3.00	25.00		4.50	13.5
	Trave Perimetrale *	5.40	0.30	0.60	25.00		4.50	24.300
	Trave di Collegamento *				25.00		0.00	0.000
	Solaio Interno	2.03	2.78			5.92		33.244
	Solaio Esterno					4.44		0.000
	Fascia Piena Sol. Int.	4.80	0.15	0.18	25.00			3.240
	Fascia Piena Sol. Est.			0.18	25.00			0.000
	Parapetto						3.43	0.000
	Tamponatura	5.40					5.72	30.910
	CARICO TOTALE							105.194
	CARICO DI CALCOLO							136.752
	C. VARIABILI	LUNGHEZZA [m]	LARGHEZZA [m]	ALTEZZA [m]	PESO [KN/m ³]	PESO [KN/m ²]	PESO [KN/m]	PESO [KN]
	C. Variabile Sol. Int.	2.03	2.78			2.00		11.239
	C. Variabile Sol. Est.					2.48		0.000
	CARICO TOTALE							11.239
	CARICO DI CALCOLO							16.858
SECONDO PIANO	C. PERMANENTI	LUNGHEZZA [m]	LARGHEZZA [m]	ALTEZZA [m]	PESO [KN/m ³]	PESO [KN/m ²]	PESO [KN/m]	PESO [KN]
	Pilastro (30X60)	0.30	0.60	3.00	25.00		4.50	13.5
	Trave Perimetrale *	5.40	0.30	0.60	25.00		4.50	24.300
	Trave di Collegamento *				25.00		0.00	0.000
	Solaio Interno					5.92		0.000
	Solaio Esterno	2.03	2.78			4.44		24.928
	Fascia Piena Sol. Int.			0.18	25.00			0.000
	Fascia Piena Sol. Est.	4.80	0.15	0.18	25.00			3.240
	Parapetto	5.40					3.43	18.514
	Tamponatura						5.72	0.000
	CARICO TOTALE							84.481
	CARICO DI CALCOLO							109.826
	C. VARIABILI	LUNGHEZZA [m]	LARGHEZZA [m]	ALTEZZA [m]	PESO [KN/m ³]	PESO [KN/m ²]	PESO [KN/m]	PESO [KN]
	C. Variabile Sol. Int.					2.00		0.000
	C. Variabile Sol. Est.	2.03	2.78			2.48		13.936
	CARICO TOTALE							13.936
	CARICO DI CALCOLO							20.904

CALCOLO PILASTRO 2									
	C. PERMANENTI	LUNGHEZZA [m]	LARGHEZZA [m]	ALTEZZA [m]	PESO [KN/m³]	PESO [KN/m²]	PESO [KN/m]	PESO [KN]	
PIANO TERRA	Pilastro (30X60)	0.30	0.60	3.00	25.00		4.50	13.5	
	Trave Perimetrale *	4.05	0.30	0.60	25.00		4.50	18.225	
	Trave di Collegamento *	2.78	0.30	0.60	25.00		4.50	12.488	
	Solaio Interno	4.05	2.78	0.18	25.00	5.92		66.488	
	Solaio Esterno					4.44		0.000	
	Fascia Piena Sol. Int.	9.60	0.15					6.480	
	Fascia Piena Sol. Est.							0.000	
	Parapetto						3.43	0.000	
	Tamponatura	4.05					5.72	23.182	
	CARICO TOTALE								140.363
CARICO DI CALCOLO								182.472	
	C. VARIABILI	LUNGHEZZA [m]	LARGHEZZA [m]	ALTEZZA [m]	PESO [KN/m³]	PESO [KN/m²]	PESO [KN/m]	PESO [KN]	
PIANO TERRA	C. Variabile Sol. Int.	4.05	2.78			2.00		22.478	
	C. Variabile Sol. Est.					2.48		0.000	
	CARICO TOTALE								22.478
	CARICO DI CALCOLO								33.716
	C. PERMANENTI	LUNGHEZZA [m]	LARGHEZZA [m]	ALTEZZA [m]	PESO [KN/m³]	PESO [KN/m²]	PESO [KN/m]	PESO [KN]	
PRIMO PIANO	Pilastro (30X60)	0.30	0.60	3.00	25.00		4.50	13.5	
	Trave Perimetrale *	4.05	0.30	0.60	25.00		4.50	18.225	
	Trave di Collegamento *	2.78	0.30	0.60	25.00		4.50	12.488	
	Solaio Interno	4.05	2.78	0.18	25.00	5.92		66.488	
	Solaio Esterno					4.44		0.000	
	Fascia Piena Sol. Int.	9.60	0.15					6.480	
	Fascia Piena Sol. Est.							0.000	
	Parapetto						3.43	0.000	
	Tamponatura	4.05					5.72	23.182	
	CARICO TOTALE								140.363
CARICO DI CALCOLO								182.472	
	C. VARIABILI	LUNGHEZZA [m]	LARGHEZZA [m]	ALTEZZA [m]	PESO [KN/m³]	PESO [KN/m²]	PESO [KN/m]	PESO [KN]	
PRIMO PIANO	C. Variabile Sol. Int.	4.05	2.78			2.00		22.478	
	C. Variabile Sol. Est.					2.48		0.000	
	CARICO TOTALE								22.478
	CARICO DI CALCOLO								33.716
	C. PERMANENTI	LUNGHEZZA [m]	LARGHEZZA [m]	ALTEZZA [m]	PESO [KN/m³]	PESO [KN/m²]	PESO [KN/m]	PESO [KN]	
SECONDO PIANO	Pilastro (30X60)	0.30	0.60	3.00	25.00		4.50	13.5	
	Trave Perimetrale *	4.05	0.30	0.60	25.00		4.50	18.225	

Trave di Collegamento *	2.78	0.30	0.60	25.00	4.50	12.488
Solaio Interno	2.03	2.78			5.92	33.244
Solaio Esterno	2.03	2.78			4.44	24.928
Fascia Piena Sol. Int.	4.80	0.15	0.18	25.00		3.240
Fascia Piena Sol. Est.	4.80	0.15	0.18	25.00		3.240
Parapetto	2.03				3.43	6.943
Tamponatura	2.03				5.72	11.591
CARICO TOTALE						127.398

CARICO DI CALCOLO 165.618

C. VARIABILI	LUNGHEZZA [m]	LARGHEZZA [m]	ALTEZZA [m]	PESO [KN/m ³]	PESO [KN/m ²]	PESO [KN/m]	PESO [KN]
C. Variabile Sol. Int.	2.03	2.78			2.00		11.239
C. Variabile Sol. Est.	2.03	2.78			2.48		13.936

CARICO TOTALE 25.175

CARICO DI CALCOLO 37.762

C. PERMANENTI	LUNGHEZZA [m]	LARGHEZZA [m]	ALTEZZA [m]	PESO [KN/m ³]	PESO [KN/m ²]	PESO [KN/m]	PESO [KN]
---------------	---------------	---------------	-------------	---------------------------	---------------------------	-------------	-----------

Pilastro (30X60)	0.30	0.60	3.00	25.00		4.50	13.5
Trave Perimetrale *	5.43	0.30	0.60	25.00		4.50	24.434
Trave di Collegamento *				25.00		0.00	0.000
Solaio Interno					5.92		0.000
Solaio Esterno	2.04	2.79			4.44		25.238
Fascia Piena Sol. Int.			0.18	25.00			0.000
Fascia Piena Sol. Est.	4.83	0.15	0.18	25.00			3.260
Parapetto	5.43					3.43	18.616
Tamponatura						5.72	0.000

CARICO TOTALE 85.048

CARICO DI CALCOLO 110.563

C. VARIABILI	LUNGHEZZA [m]	LARGHEZZA [m]	ALTEZZA [m]	PESO [KN/m ³]	PESO [KN/m ²]	PESO [KN/m]	PESO [KN]
C. Variabile Sol. Int.					2.00		0.000
C. Variabile Sol. Est.	2.04	2.79			2.48		14.110

CARICO TOTALE 14.110

CARICO DI CALCOLO 21.165

TERZO PIANO

CALCOLO PILASTRO 3

C. PERMANENTI	LUNGHEZZA [m]	LARGHEZZA [m]	ALTEZZA [m]	PESO [KN/m ³]	PESO [KN/m ²]	PESO [KN/m]	PESO [KN]
---------------	---------------	---------------	-------------	---------------------------	---------------------------	-------------	-----------

Pilastro (60x30)	0.60	0.30	3.00	25.00		4.50	13.5
Trave Perimetrale *	5.40	0.30	0.60	25.00		4.50	24.300

PIANO

PRIMO PIANO	Trave di Collegamento *				25.00		0.00	0.000
	Solaio Interno	2.03	2.78			5.92		33.244
	Solaio Esterno					4.44		0.000
	Fascia Piena Sol. Int.	4.80	0.15	0.18	25.00			3.240
	Fascia Piena Sol. Est.			0.18	25.00			0.000
	Parapetto						3.43	0.000
	Tamponatura	5.40					5.72	30.910
	CARICO TOTALE							105.194
	CARICO DI CALCOLO							136.752
	C. VARIABILI	LUNGHEZZA [m]	LARGHEZZA [m]	ALTEZZA [m]	PESO [KN/m³]	PESO [KN/m²]	PESO [KN/m]	PESO [KN]
	C. Variabile Sol. Int.	2.03	2.78			2.00		11.239
	C. Variabile Sol. Est.					2.48		0.000
	CARICO TOTALE							11.239
	CARICO DI CALCOLO							16.858
PRIMO PIANO	C. PERMANENTI	LUNGHEZZA [m]	LARGHEZZA [m]	ALTEZZA [m]	PESO [KN/m³]	PESO [KN/m²]	PESO [KN/m]	PESO [KN]
	Pilastro (60x30)	0.60	0.30	3.00	25.00		4.50	13.5
	Trave Perimetrale *	5.40	0.30	0.60	25.00		4.50	24.300
	Trave di Collegamento *				25.00		0.00	0.000
	Solaio Interno	2.03	2.78			5.92		33.244
	Solaio Esterno					4.44		0.000
	Fascia Piena Sol. Int.	4.80	0.15	0.18	25.00			3.240
	Fascia Piena Sol. Est.			0.18	25.00			0.000
	Parapetto						3.43	0.000
	Tamponatura	5.40					5.72	30.910
	CARICO TOTALE							105.194
	CARICO DI CALCOLO							136.752
PRIMO PIANO	C. VARIABILI	LUNGHEZZA [m]	LARGHEZZA [m]	ALTEZZA [m]	PESO [KN/m³]	PESO [KN/m²]	PESO [KN/m]	PESO [KN]
	C. Variabile Sol. Int.	2.03	2.78			2.00		11.239
	C. Variabile Sol. Est.					2.48		0.000
	CARICO TOTALE							11.239
	CARICO DI CALCOLO							16.858
	C. PERMANENTI	LUNGHEZZA [m]	LARGHEZZA [m]	ALTEZZA [m]	PESO [KN/m³]	PESO [KN/m²]	PESO [KN/m]	PESO [KN]
	Pilastro (60x30)	0.60	0.30	3.00	25.00		4.50	13.5
	Trave Perimetrale *	5.40	0.30	0.60	25.00		4.50	24.300
	Trave di Collegamento *				25.00		0.00	0.000
	Solaio Interno	2.03	2.78			5.92		33.244
SECONDO PIANO	Solaio Esterno					4.44		0.000
	Fascia Piena Sol. Int.	4.80	0.15	0.18	25.00			3.240
	Fascia Piena Sol. Est.							0.000
	Parapetto						3.43	0.000
	Tamponatura	5.40					5.72	30.910
	CARICO TOTALE							105.194
	CARICO DI CALCOLO							136.752
	C. VARIABILI	LUNGHEZZA [m]	LARGHEZZA [m]	ALTEZZA [m]	PESO [KN/m³]	PESO [KN/m²]	PESO [KN/m]	PESO [KN]
	C. Variabile Sol. Int.	2.03	2.78			2.00		11.239
	C. Variabile Sol. Est.					2.48		0.000
	CARICO TOTALE							11.239
	CARICO DI CALCOLO							16.858
	C. PERMANENTI	LUNGHEZZA [m]	LARGHEZZA [m]	ALTEZZA [m]	PESO [KN/m³]	PESO [KN/m²]	PESO [KN/m]	PESO [KN]
	Pilastro (60x30)	0.60	0.30	3.00	25.00		4.50	13.5
	Trave Perimetrale *	5.40	0.30	0.60	25.00		4.50	24.300
	Trave di Collegamento *				25.00		0.00	0.000
	Solaio Interno	2.03	2.78			5.92		33.244
	Solaio Esterno					4.44		0.000
	Fascia Piena Sol. Int.	4.80	0.15	0.18	25.00			3.240
	Fascia Piena Sol. Est.							0.000
	Parapetto						3.43	0.000
	Tamponatura	5.40					5.72	30.910
	CARICO TOTALE							105.194
	CARICO DI CALCOLO							136.752

Fascia Piena Sol. Est.			0.18	25.00			0.000
Parapetto						3.43	0.000
Tamponatura	5.40					5.72	30.910
CARICO TOTALE							105.194
CARICO DI CALCOLO							136.752
C. VARIABILI	LUNGHEZZA [m]	LARGHEZZA [m]	ALTEZZA [m]	PESO [KN/m³]	PESO [KN/m²]	PESO [KN/m]	PESO [KN]
C. Variabile Sol. Int.	2.03	2.78			2.00		11.239
C. Variabile Sol. Est.					2.48		0.000
CARICO TOTALE							11.239
CARICO DI CALCOLO							16.858
C. PERMANENTI	LUNGHEZZA [m]	LARGHEZZA [m]	ALTEZZA [m]	PESO [KN/m³]	PESO [KN/m²]	PESO [KN/m]	PESO [KN]
Pilastro (60x30)	0.60	0.30	3.00	25.00		4.50	13.5
Trave Perimetrale *	5.40	0.30	0.60	25.00		4.50	24.300
Trave di Collegamento *				25.00		0.00	0.000
Solaio Interno					5.92		0.000
Solaio Esterno	2.03	2.78			4.44		24.928
Fascia Piena Sol. Int.			0.18	25.00			0.000
Fascia Piena Sol. Est.	4.80	0.15	0.18	25.00			3.240
Parapetto	5.40					3.43	18.514
Tamponatura						5.72	0.000
CARICO TOTALE							84.481
CARICO DI CALCOLO							109.826
C. VARIABILI	LUNGHEZZA [m]	LARGHEZZA [m]	ALTEZZA [m]	PESO [KN/m³]	PESO [KN/m²]	PESO [KN/m]	PESO [KN]
C. Variabile Sol. Int.					2.00		0.000
C. Variabile Sol. Est.	2.03	2.78			2.48		13.936
CARICO TOTALE							13.936
CARICO DI CALCOLO							20.904

CALCOLO PILASTRO 4							
C. PERMANENTI	LUNGHEZZA [m]	LARGHEZZA [m]	ALTEZZA [m]	PESO [KN/m³]	PESO [KN/m²]	PESO [KN/m]	PESO [KN]
Pilastro (30X60)	0.30	0.60	3.00	25.00		4.50	13.5
Trave Perimetrale *	5.13	0.30	0.60	25.00		4.50	23.063
Trave di Collegamento *	2.03	0.30	0.60	25.00		4.50	9.113
Solaio Interno	2.03	5.13			5.92		61.397
Solaio Esterno					4.44		0.000
Fascia Piena Sol. Int.	9.18	0.15	0.18	25.00			6.193

Fascia Piena Sol. Est.		0.15	0.18	25.00			0.000
Parapetto						3.43	0.000
Tamponatura	5.43					5.72	31.053
CARICO TOTALE							144.318
CARICO DI CALCOLO							187.613
C. VARIABILI	LUNGHEZZA [m]	LARGHEZZA [m]	ALTEZZA [m]	PESO [KN/m³]	PESO [KN/m²]	PESO [KN/m]	PESO [KN]
C. Variabile Sol. Int.	2.03	5.43			2.00		21.971
C. Variabile Sol. Est.					2.48		0.000
CARICO TOTALE							21.971
CARICO DI CALCOLO							32.957
C. PERMANENTI	LUNGHEZZA [m]	LARGHEZZA [m]	ALTEZZA [m]	PESO [KN/m³]	PESO [KN/m²]	PESO [KN/m]	PESO [KN]
Pilastro (30X60)	0.30	0.60	3.00	25.00		4.50	13.5
Trave Perimetrale *	5.13	0.30	0.60	25.00		4.50	23.063
Trave di Collegamento *	2.03	0.30	0.60	25.00		4.50	9.113
Solaio Interno	2.03	5.13			5.92		61.397
Solaio Esterno					4.44		0.000
Fascia Piena Sol. Int.	9.18	0.15	0.18	25.00			6.193
Fascia Piena Sol. Est.			0.18	25.00			0.000
Parapetto						3.43	0.000
Tamponatura	5.43					5.72	31.053
CARICO TOTALE							144.318
CARICO DI CALCOLO							187.613
C. VARIABILI	LUNGHEZZA [m]	LARGHEZZA [m]	ALTEZZA [m]	PESO [KN/m³]	PESO [KN/m²]	PESO [KN/m]	PESO [KN]
C. Variabile Sol. Int.	2.03	5.43			2.00		21.971
C. Variabile Sol. Est.					2.48		0.000
CARICO TOTALE							21.971
CARICO DI CALCOLO							32.957
C. PERMANENTI	LUNGHEZZA [m]	LARGHEZZA [m]	ALTEZZA [m]	PESO [KN/m³]	PESO [KN/m²]	PESO [KN/m]	PESO [KN]
Pilastro (30X60)	0.30	0.60	3.00	25.00		4.50	13.5
Trave Perimetrale *	5.13	0.30	0.60	25.00		4.50	23.063
Trave di Collegamento *	2.03	0.30	0.60	25.00		4.50	9.113
Solaio Interno					5.92		0.000
Solaio Esterno	2.03	2.03			4.44		18.190
Fascia Piena Sol. Int.			0.18	25.00			0.000
Fascia Piena Sol. Est.	9.18	0.15	0.18	25.00			6.193
Parapetto	5.43					3.43	18.600
Tamponatura						5.72	0.000
CARICO TOTALE							88.658

CARICO DI CALCOLO							115.256
C. VARIABILI	LUNGHEZZA [m]	LARGHEZZA [m]	ALTEZZA [m]	PESO [KN/m ³]	PESO [KN/m ²]	PESO [KN/m]	PESO [KN]
C. Variabile Sol. Int.					2.00		0.000
C. Variabile Sol. Est.	2.03	5.43			2.48		27.244
CARICO TOTALE							27.244
CARICO DI CALCOLO							40.867

CALCOLO PILASTRO 5							
C. PERMANENTI	LUNGHEZZA [m]	LARGHEZZA [m]	ALTEZZA [m]	PESO [KN/m ³]	PESO [KN/m ²]	PESO [KN/m]	PESO [KN]
Pilastro (80x30)	0.80	0.30	3.00	25.00		6.00	18
Trave Perimetrale *				25.00		0.00	0.000
Trave di Collegamento *	9.18	0.30	0.60	25.00		4.50	41.288
Solaio Interno	4.05	5.13			5.92		122.794
Solaio Esterno					4.44		0.000
Fascia Piena Sol. Int.	18.35	0.15	0.18	25.00			12.386
Fascia Piena Sol. Est.			0.18	25.00			0.000
Parapetto						3.43	0.000
Tamponatura						5.72	0.000
CARICO TOTALE							194.468
CARICO DI CALCOLO							252.808
C. VARIABILI	LUNGHEZZA [m]	LARGHEZZA [m]	ALTEZZA [m]	PESO [KN/m ³]	PESO [KN/m ²]	PESO [KN/m]	PESO [KN]
C. Variabile Sol. Int.	3.75	4.83			2.00		36.188
C. Variabile Sol. Est.					2.48		0.000
CARICO TOTALE							36.188
CARICO DI CALCOLO							54.281
C. PERMANENTI	LUNGHEZZA [m]	LARGHEZZA [m]	ALTEZZA [m]	PESO [KN/m ³]	PESO [KN/m ²]	PESO [KN/m]	PESO [KN]
Pilastro (80x30)	0.80	0.30	3.00	25.00		6.00	18
Trave Perimetrale *				25.00		0.00	0.000
Trave di Collegamento *	9.18	0.30	0.60	25.00		4.50	41.288
Solaio Interno	4.05	5.13			5.92		122.794
Solaio Esterno					4.44		0.000
Fascia Piena Sol. Int.	18.35	0.15	0.18	25.00			12.386
Fascia Piena Sol. Est.			0.18	25.00			0.000
Parapetto						3.43	0.000
Tamponatura						5.72	0.000
CARICO TOTALE							194.468

CARICO DI CALCOLO							252.808
C. VARIABILI	LUNGHEZZA [m]	LARGHEZZA [m]	ALTEZZA [m]	PESO [KN/m ³]	PESO [KN/m ²]	PESO [KN/m]	PESO [KN]
C. Variabile Sol. Int.	3.75	4.83			2.00		36.188
C. Variabile Sol. Est.					2.48		0.000
CARICO TOTALE							36.188
CARICO DI CALCOLO							54.281
C. PERMANENTI	LUNGHEZZA [m]	LARGHEZZA [m]	ALTEZZA [m]	PESO [KN/m ³]	PESO [KN/m ²]	PESO [KN/m]	PESO [KN]
Pilastro (80x30)	0.80	0.30	3.00	25.00		6.00	18
Trave Perimetrale *				25.00		0.00	0.000
Trave di Collegamento *	9.18	0.30	0.60	25.00		4.50	41.288
Solaio Interno	2.03	5.13			5.92		61.397
Solaio Esterno	2.03	5.13			4.44		46.037
Fascia Piena Sol. Int.	9.18	0.15	0.18	25.00			6.193
Fascia Piena Sol. Est.	9.18	0.15	0.18	25.00			6.193
Parapetto						3.43	0.000
Tamponatura	5.43					5.72	31.053
CARICO TOTALE							210.161
CARICO DI CALCOLO							273.209
C. VARIABILI	LUNGHEZZA [m]	LARGHEZZA [m]	ALTEZZA [m]	PESO [KN/m ³]	PESO [KN/m ²]	PESO [KN/m]	PESO [KN]
C. Variabile Sol. Int.	2.33	5.43			2.00		25.226
C. Variabile Sol. Est.	2.03	5.43			2.48		27.244
CARICO TOTALE							52.471
CARICO DI CALCOLO							78.706
C. PERMANENTI	LUNGHEZZA [m]	LARGHEZZA [m]	ALTEZZA [m]	PESO [KN/m ³]	PESO [KN/m ²]	PESO [KN/m]	PESO [KN]
Pilastro (80x30)	0.80	0.30	3.00	25.00		6.00	18
Trave Perimetrale *	5.10	0.30	0.60	25.00		4.50	22.950
Trave di Collegamento *	2.03	0.30	0.60	25.00		4.50	9.140
Solaio Interno					5.92		0.000
Solaio Esterno	2.03	5.10			4.44		45.926
Fascia Piena Sol. Int.			0.18	25.00			0.000
Fascia Piena Sol. Est.	9.16	0.15	0.18	25.00			6.183
Parapetto	5.40					3.43	18.514
Tamponatura						5.72	0.000
CARICO TOTALE							120.713
CARICO DI CALCOLO							156.927
C. VARIABILI	LUNGHEZZA [m]	LARGHEZZA [m]	ALTEZZA [m]	PESO [KN/m ³]	PESO [KN/m ²]	PESO [KN/m]	PESO [KN]
C. Variabile Sol. Int.					2.00		0.000

C. Variabile Sol. Est.	2.33	5.40	2.48	31.203
CARICO TOTALE				31.203
CARICO DI CALCOLO				46.805

CALCOLO PILASTRO 6							
	LUNGHEZZA [m]	LARGHEZZA [m]	ALTEZZA [m]	PESO [KN/m ³]	PESO [KN/m ²]	PESO [KN/m]	PESO [KN]
C. PERMANENTI							
Pilastro (60x30)	0.60	0.30	3.00	25.00		4.50	13.5
Trave Perimetrale *	5.13	0.30	0.60	25.00		4.50	23.063
Trave di Collegamento *	2.03	0.30	0.60	25.00		4.50	9.113
Solaio Interno	2.03	5.13			5.92		61.397
Solaio Esterno					4.44		0.000
Fascia Piena Sol. Int.	9.18	0.15	0.18	25.00			6.193
Fascia Piena Sol. Est.			0.18	25.00			0.000
Parapetto						3.43	0.000
Tamponatura	5.43					5.72	31.053
CARICO TOTALE							144.318
CARICO DI CALCOLO							187.613
C. VARIABILI							
C. Variabile Sol. Int.	2.33	5.43			2.00		25.226
C. Variabile Sol. Est.					2.48		0.000
CARICO TOTALE							25.226
CARICO DI CALCOLO							37.839
C. PERMANENTI							
Pilastro (60x30)	0.60	0.30	3.00	25.00		4.50	13.5
Trave Perimetrale *	5.13	0.30	0.60	25.00		4.50	23.063
Trave di Collegamento *	2.03	0.30	0.60	25.00		4.50	9.113
Solaio Interno	2.03	5.13			5.92		61.397
Solaio Esterno					4.44		0.000
Fascia Piena Sol. Int.	9.18	0.15	0.18	25.00			6.193
Fascia Piena Sol. Est.			0.18	25.00			0.000
Parapetto						3.43	0.000
Tamponatura	5.43					5.72	31.053
CARICO TOTALE							144.318
CARICO DI CALCOLO							187.613
C. VARIABILI							
C. Variabile Sol. Int.	2.33	5.43			2.00		25.226

SECONDO PIANO	C. Variabile Sol. Est.				2.48		0.000
	CARICO TOTALE						25.226
	CARICO DI CALCOLO						37.839
	C. PERMANENTI	LUNGHEZZA [m]	LARGHEZZA [m]	ALTEZZA [m]	PESO [KN/m³]	PESO [KN/m²]	PESO [KN/m]
	Pilastro (60x30)	0.60	0.30	3.00	25.00		4.50
	Trave Perimetrale *	5.13	0.30	0.60	25.00		4.50
	Trave di Collegamento *	2.03	0.30	0.60	25.00		4.50
	Solaio Interno	2.03	5.13			5.92	
	Solaio Esterno					4.44	
	Fascia Piena Sol. Int.	9.18	0.15	0.18	25.00		
TERZO PIANO	Fascia Piena Sol. Est.			0.18	25.00		
	Parapetto						3.43
	Tamponatura	5.43					5.72
	CARICO TOTALE						144.318
	CARICO DI CALCOLO						187.613
	C. VARIABILI	LUNGHEZZA [m]	LARGHEZZA [m]	ALTEZZA [m]	PESO [KN/m³]	PESO [KN/m²]	PESO [KN/m]
	C. Variabile Sol. Int.	2.33	5.43			2.00	
	C. Variabile Sol. Est.					2.48	
	CARICO TOTALE						25.226
	CARICO DI CALCOLO						37.839
TERZO PIANO	C. PERMANENTI	LUNGHEZZA [m]	LARGHEZZA [m]	ALTEZZA [m]	PESO [KN/m³]	PESO [KN/m²]	PESO [KN/m]
	Pilastro (60x30)	0.60	0.30	3.00	25.00		4.50
	Trave Perimetrale *	5.13	0.30	0.60	25.00		4.50
	Trave di Collegamento *	2.03	0.30	0.60	25.00		4.50
	Solaio Interno					5.92	
	Solaio Esterno	2.03	5.13			4.44	
	Fascia Piena Sol. Int.			0.18	25.00		
	Fascia Piena Sol. Est.	9.18	0.15	0.18	25.00		
	Parapetto	5.43					3.43
	Tamponatura						5.72
TERZO PIANO	CARICO TOTALE						116.522
	CARICO DI CALCOLO						151.479
	C. VARIABILI	LUNGHEZZA [m]	LARGHEZZA [m]	ALTEZZA [m]	PESO [KN/m³]	PESO [KN/m²]	PESO [KN/m]
	C. Variabile Sol. Int.					2.00	
	C. Variabile Sol. Est.	2.33	5.43			2.48	
	CARICO TOTALE						31.281
	CARICO DI CALCOLO						46.921

CALCOLO PILASTRO 7								
	LUNGHEZZA	LARGHEZZA	ALTEZZA	PESO	PESO	PESO	PESO	
C. PERMANENTI	[m]	[m]	[m]	[KN/m³]	[KN/m²]	[KN/m]	[KN]	
PIANO TERRA	Pilastro (30X60)	0.30	0.60	3.00	25.00	4.50	13.5	
	Trave Perimetrale *	5.13	0.30	0.60	25.00	4.50	23.063	
	Trave di Collegamento *	2.03	0.30	0.60	25.00	4.50	9.113	
	Solaio Interno	2.03	5.13	0.18	25.00	5.92	61.397	
	Solaio Esterno					4.44	0.000	
	Fascia Piena Sol. Int.	9.18	0.15				6.193	
	Fascia Piena Sol. Est.					0.18	25.00	0.000
	Parapetto					3.43	0.000	
	Tamponatura	5.43			5.72	31.053		
	CARICO TOTALE							144.318
CARICO DI CALCOLO							187.613	
C. VARIABILI	LUNGHEZZA	LARGHEZZA	ALTEZZA	PESO	PESO	PESO	PESO	
	[m]	[m]	[m]	[KN/m³]	[KN/m²]	[KN/m]	[KN]	
PIANO TERRA	C. Variabile Sol. Int.	2.33	5.43		2.00		25.226	
	C. Variabile Sol. Est.				2.48		0.000	
	CARICO TOTALE							25.226
	CARICO DI CALCOLO							37.839
C. PERMANENTI	LUNGHEZZA	LARGHEZZA	ALTEZZA	PESO	PESO	PESO	PESO	
	[m]	[m]	[m]	[KN/m³]	[KN/m²]	[KN/m]	[KN]	
PRIMO PIANO	Pilastro (30X60)	0.30	0.60	3.00	25.00	4.50	13.5	
	Trave Perimetrale *	5.13	0.30	0.60	25.00	4.50	23.063	
	Trave di Collegamento *	2.03	0.30	0.60	25.00	4.50	9.113	
	Solaio Interno	2.03	5.13	0.18	25.00	5.92	61.397	
	Solaio Esterno					4.44	0.000	
	Fascia Piena Sol. Int.	9.18	0.15				6.193	
	Fascia Piena Sol. Est.					0.18	25.00	0.000
	Parapetto					3.43	0.000	
	Tamponatura	5.43			5.72	31.053		
	CARICO TOTALE							144.318
CARICO DI CALCOLO							187.613	
C. VARIABILI	LUNGHEZZA	LARGHEZZA	ALTEZZA	PESO	PESO	PESO	PESO	
	[m]	[m]	[m]	[KN/m³]	[KN/m²]	[KN/m]	[KN]	
PRIMO PIANO	C. Variabile Sol. Int.	2.33	5.43		2.00		25.226	
	C. Variabile Sol. Est.				2.48		0.000	
	CARICO TOTALE							25.226
	CARICO DI CALCOLO							37.839
C. PERMANENTI	LUNGHEZZA	LARGHEZZA	ALTEZZA	PESO	PESO	PESO	PESO	
	[m]	[m]	[m]	[KN/m³]	[KN/m²]	[KN/m]	[KN]	
SECONDO PIANO	Pilastro (30X60)	0.30	0.60	3.00	25.00	4.50	13.5	
	Trave Perimetrale *	5.13	0.30	0.60	25.00	4.50	23.063	

Trave di Collegamento *	2.03	0.30	0.60	25.00		4.50	9.113
Solaio Interno					5.92		0.000
Solaio Esterno	2.03	5.13			4.44		46.037
Fascia Piena Sol. Int.			0.18	25.00			0.000
Fascia Piena Sol. Est.	9.18	0.15	0.18	25.00			6.193
Parapetto	5.43					3.43	18.600
Tamponatura						5.72	0.000
CARICO TOTALE							116.505
CARICO DI CALCOLO							151.457
C. VARIABILI	LUNGHEZZA [m]	LARGHEZZA [m]	ALTEZZA [m]	PESO [KN/m³]	PESO [KN/m²]	PESO [KN/m]	PESO [KN]
C. Variabile Sol. Int.					2.00		0.000
C. Variabile Sol. Est.	2.33	5.43			2.48		31.281
CARICO TOTALE							31.281
CARICO DI CALCOLO							46.921

CALCOLO PILASTRO 8							
C. PERMANENTI	LUNGHEZZA [m]	LARGHEZZA [m]	ALTEZZA [m]	PESO [KN/m³]	PESO [KN/m²]	PESO [KN/m]	PESO [KN]
Pilastro (30X80)	0.30	0.80	3.00	25.00		6.00	18
Trave Perimetrale *				25.00		0.00	0.000
Trave di Collegamento *	9.18	0.30	0.60	25.00		4.50	41.288
Solaio Interno	4.05	5.13			5.92		122.794
Solaio Esterno					4.44		0.000
Fascia Piena Sol. Int.	18.35	0.15	0.18	25.00			12.386
Fascia Piena Sol. Est.			0.18	25.00			0.000
Parapetto						3.43	0.000
Tamponatura						5.72	0.000
CARICO TOTALE							194.468
CARICO DI CALCOLO							252.808
C. VARIABILI	LUNGHEZZA [m]	LARGHEZZA [m]	ALTEZZA [m]	PESO [KN/m³]	PESO [KN/m²]	PESO [KN/m]	PESO [KN]
C. Variabile Sol. Int.	4.35	5.43			2.00		47.198
C. Variabile Sol. Est.					2.48		0.000
CARICO TOTALE							47.198
CARICO DI CALCOLO							70.796
C. PERMANENTI	LUNGHEZZA [m]	LARGHEZZA [m]	ALTEZZA [m]	PESO [KN/m³]	PESO [KN/m²]	PESO [KN/m]	PESO [KN]
Pilastro (30X80)	0.30	0.80	3.00	25.00		6.00	18
Trave Perimetrale *				25.00		0.00	0.000

SECONDO PIANO	Trave di Collegamento *	9.18	0.30	0.60	25.00		4.50	41.288
	Solaio Interno	4.05	5.13			5.92		122.794
	Solaio Esterno					4.44		0.000
	Fascia Piena Sol. Int.	18.35	0.15	0.18	25.00			12.386
	Fascia Piena Sol. Est.			0.18	25.00			0.000
	Parapetto						3.43	0.000
	Tamponatura						5.72	0.000
	CARICO TOTALE							194.468
	CARICO DI CALCOLO							252.808
	C. VARIABILI	LUNGHEZZA [m]	LARGHEZZA [m]	ALTEZZA [m]	PESO [KN/m³]	PESO [KN/m²]	PESO [KN/m]	PESO [KN]
	C. Variabile Sol. Int.	4.35	5.43			2.00		47.198
	C. Variabile Sol. Est.					2.48		0.000
	CARICO TOTALE							47.198
	CARICO DI CALCOLO							70.796
SECONDO PIANO	C. PERMANENTI	LUNGHEZZA [m]	LARGHEZZA [m]	ALTEZZA [m]	PESO [KN/m³]	PESO [KN/m²]	PESO [KN/m]	PESO [KN]
	Pilastro (30X80)	0.30	0.80	3.00	25.00		6.00	18
	Trave Perimetrale *				25.00		0.00	0.000
	Trave di Collegamento *	9.18	0.30	0.60	25.00		4.50	41.288
	Solaio Interno	2.03	5.13			5.92		61.397
	Solaio Esterno	2.03	5.13			4.44		46.037
	Fascia Piena Sol. Int.	9.18	0.15	0.18	25.00			6.193
	Fascia Piena Sol. Est.	9.18	0.15	0.18	25.00			6.193
	Parapetto						3.43	0.000
	Tamponatura	5.43					5.72	31.053
	CARICO TOTALE							210.161
	CARICO DI CALCOLO							273.209
SECONDO PIANO	C. VARIABILI	LUNGHEZZA [m]	LARGHEZZA [m]	ALTEZZA [m]	PESO [KN/m³]	PESO [KN/m²]	PESO [KN/m]	PESO [KN]
	C. Variabile Sol. Int.	2.33	3.08			2.00		14.299
	C. Variabile Sol. Est.	2.03	3.08			2.48		15.443
	CARICO TOTALE							29.741
	CARICO DI CALCOLO							44.612
TERZO PIANO	C. PERMANENTI	LUNGHEZZA [m]	LARGHEZZA [m]	ALTEZZA [m]	PESO [KN/m³]	PESO [KN/m²]	PESO [KN/m]	PESO [KN]
	Pilastro (30X80)	0.30	0.80	3.00	25.00		6.00	18
	Trave Perimetrale *	5.13	0.30	0.60	25.00		4.50	23.063
	Trave di Collegamento *	2.03	0.30	0.60	25.00		4.50	9.113
	Solaio Interno	2.03	2.78			5.92		33.244
	Solaio Esterno	2.03	2.35			4.44		21.110
	Fascia Piena Sol. Int.	4.80	0.15	0.18	25.00			3.240

Fascia Piena Sol. Est.	4.38	0.15	0.18	25.00			2.953
Parapetto	2.35					3.43	8.057
Tamponatura	5.40					5.72	30.910
CARICO TOTALE							149.689
CARICO DI CALCOLO							194.595

C. VARIABILI	LUNGHEZZA [m]	LARGHEZZA [m]	ALTEZZA [m]	PESO [KN/m ³]	PESO [KN/m ²]	PESO [KN/m]	PESO [KN]
C. Variabile Sol. Int.	2.33	3.08			2.00		14.299
C. Variabile Sol. Est.	2.33	2.35			2.48		13.550
CARICO TOTALE							27.849
CARICO DI CALCOLO							41.773

C. PERMANENTI	LUNGHEZZA [m]	LARGHEZZA [m]	ALTEZZA [m]	PESO [KN/m ³]	PESO [KN/m ²]	PESO [KN/m]	PESO [KN]
Pilastro (30X80)	0.30	0.80	2.40	25.00		6.00	14.4
Trave Perimetrale *	4.80	0.30	0.60	25.00		4.50	21.600
Trave di Collegamento *				25.00		0.00	0.000
Solaio Interno					5.92		0.000
Solaio Esterno	2.03	2.78			4.44		24.928
Fascia Piena Sol. Int.			0.18	25.00			0.000
Fascia Piena Sol. Est.	4.80	0.15	0.18	25.00			3.240
Parapetto ***						3.43	0.000
Tamponatura						4.58	0.000
CARICO TOTALE							64.168
CARICO DI CALCOLO							83.418

C. VARIABILI	LUNGHEZZA [m]	LARGHEZZA [m]	ALTEZZA [m]	PESO [KN/m ³]	PESO [KN/m ²]	PESO [KN/m]	PESO [KN]
C. Variabile Sol. Int.					2.00		0.000
C. Variabile Sol. Est.**	2.33	3.08			0.98		7.006
CARICO TOTALE							7.006
CARICO DI CALCOLO							10.510

QUARTO PIANO

CALCOLO PILASTRO 9

C. PERMANENTI	LUNGHEZZA [m]	LARGHEZZA [m]	ALTEZZA [m]	PESO [KN/m ³]	PESO [KN/m ²]	PESO [KN/m]	PESO [KN]
Pilastro (80X30)	0.80	0.30	3.00	25.00		6.00	18
Trave Perimetrale *	5.13	0.30	0.60	25.00		4.50	23.063
Trave di Collegamento *	2.03	0.30	0.60	25.00		4.50	9.113
Solaio Interno	2.03	5.13			5.92		61.397
Solaio Esterno					4.44		0.000
Fascia Piena Sol. Int.	9.18	0.15	0.18	25.00			6.193

PIANO TERRA

PRIMO PIANO	Fascia Piena Sol. Est.			0.18	25.00			0.000
	Parapetto						3.43	0.000
	Tamponatura	5.43					5.72	31.053
	CARICO TOTALE							148.818
	CARICO DI CALCOLO							193.463
	C. VARIABILI	LUNGHEZZA [m]	LARGHEZZA [m]	ALTEZZA [m]	PESO [KN/m³]	PESO [KN/m²]	PESO [KN/m]	PESO [KN]
	C. Variabile Sol. Int.	2.33	5.43			2.00		25.226
	C. Variabile Sol. Est.					2.48		0.000
	CARICO TOTALE							25.226
	CARICO DI CALCOLO							37.839
PRIMO PIANO	C. PERMANENTI	LUNGHEZZA [m]	LARGHEZZA [m]	ALTEZZA [m]	PESO [KN/m³]	PESO [KN/m²]	PESO [KN/m]	PESO [KN]
	Pilastro (80X30)	0.80	0.30	3.00	25.00		6.00	18
	Trave Perimetrale *	5.13	0.30	0.60	25.00		4.50	23.063
	Trave di Collegamento *	2.03	0.30	0.60	25.00		4.50	9.113
	Solaio Interno	2.03	5.13			5.92		61.397
	Solaio Esterno					4.44		0.000
	Fascia Piena Sol. Int.	9.18	0.15	0.18	25.00			6.193
	Fascia Piena Sol. Est.			0.18	25.00			0.000
	Parapetto						3.43	0.000
	Tamponatura	5.43					5.72	31.053
PRIMO PIANO	CARICO TOTALE							148.818
	CARICO DI CALCOLO							193.463
	C. VARIABILI	LUNGHEZZA [m]	LARGHEZZA [m]	ALTEZZA [m]	PESO [KN/m³]	PESO [KN/m²]	PESO [KN/m]	PESO [KN]
	C. Variabile Sol. Int.	2.33	5.43			2.00		25.226
	C. Variabile Sol. Est.					2.48		0.000
	CARICO TOTALE							25.226
	CARICO DI CALCOLO							37.839
	C. PERMANENTI	LUNGHEZZA [m]	LARGHEZZA [m]	ALTEZZA [m]	PESO [KN/m³]	PESO [KN/m²]	PESO [KN/m]	PESO [KN]
	Pilastro (80X30)	0.80	0.30	3.00	25.00		6.00	18
	Trave Perimetrale *	5.13	0.30	0.60	25.00		4.50	23.063
SECONDO PIANO	Trave di Collegamento *	2.03	0.30	0.60	25.00		4.50	9.113
	Solaio Interno	2.03	5.13			5.92		61.397
	Solaio Esterno					4.44		0.000
	Fascia Piena Sol. Int.	9.18	0.15	0.18	25.00			6.193
	Fascia Piena Sol. Est.			0.18	25.00			0.000
	Parapetto						3.43	0.000
	Tamponatura	5.43					5.72	31.053
	CARICO TOTALE							148.818
	CARICO DI CALCOLO							193.463
	C. VARIABILI	LUNGHEZZA [m]	LARGHEZZA [m]	ALTEZZA [m]	PESO [KN/m³]	PESO [KN/m²]	PESO [KN/m]	PESO [KN]

CARICO DI CALCOLO							193.463
C. VARIABILI	LUNGHEZZA [m]	LARGHEZZA [m]	ALTEZZA [m]	PESO [KN/m ³]	PESO [KN/m ²]	PESO [KN/m]	PESO [KN]
C. Variabile Sol. Int.	2.33	5.43			2.00		25.226
C. Variabile Sol. Est.					2.48		0.000
CARICO TOTALE							25.226
CARICO DI CALCOLO							37.839
C. PERMANENTI	LUNGHEZZA [m]	LARGHEZZA [m]	ALTEZZA [m]	PESO [KN/m ³]	PESO [KN/m ²]	PESO [KN/m]	PESO [KN]
Pilastro (80X30)	0.80	0.30	3.00	25.00		6.00	18
Trave Perimetrale *	5.13	0.30	0.60	25.00		4.50	23.063
Trave di Collegamento *	2.03	0.30	0.60	25.00		4.50	9.113
Solaio Interno	2.03	2.78			5.92		33.244
Solaio Esterno	2.03	2.35			4.44		21.110
Fascia Piena Sol. Int.	4.80	0.15	0.18	25.00			3.240
Fascia Piena Sol. Est.	4.38	0.15	0.18	25.00			2.953
Parapetto	2.35					3.43	8.057
Tamponatura	5.40					5.72	30.910
CARICO TOTALE							149.689
CARICO DI CALCOLO							194.595
C. VARIABILI	LUNGHEZZA [m]	LARGHEZZA [m]	ALTEZZA [m]	PESO [KN/m ³]	PESO [KN/m ²]	PESO [KN/m]	PESO [KN]
C. Variabile Sol. Int.	2.33	3.08			2.00		14.299
C. Variabile Sol. Est.	2.33	2.35			2.48		13.579
CARICO TOTALE							27.878
CARICO DI CALCOLO							41.817
C. PERMANENTI	LUNGHEZZA [m]	LARGHEZZA [m]	ALTEZZA [m]	PESO [KN/m ³]	PESO [KN/m ²]	PESO [KN/m]	PESO [KN]
Pilastro (80X30)	0.80	0.30	2.40	25.00		6.00	14.4
Trave Perimetrale *	4.80	0.30	0.60	25.00		4.50	21.600
Trave di Collegamento *				25.00		0.00	0.000
Solaio Interno					5.92		0.000
Solaio Esterno	2.03	2.78			4.44		24.928
Fascia Piena Sol. Int.			0.18	25.00			0.000
Fascia Piena Sol. Est.	4.80	0.15	0.18	25.00			3.240
Parapetto ***						3.43	0.000
Tamponatura						4.58	0.000
CARICO TOTALE							64.168
CARICO DI CALCOLO							83.418
C. VARIABILI	LUNGHEZZA [m]	LARGHEZZA [m]	ALTEZZA [m]	PESO [KN/m ³]	PESO [KN/m ²]	PESO [KN/m]	PESO [KN]
C. Variabile Sol. Int.					2.00		0.000

C. Variabile Sol. Est.**	2.33	3.08	0.98	7.006
CARICO TOTALE				7.006
CARICO DI CALCOLO				10.510

CALCOLO PILASTRO 10							
	LUNGHEZZA [m]	LARGHEZZA [m]	ALTEZZA [m]	PESO [KN/m ³]	PESO [KN/m ²]	PESO [KN/m]	PESO [KN]
C. PERMANENTI							
Pilastro (30X60)	0.30	0.60	3.00	25.00		4.50	13.5
Trave Perimetrale *	4.80	0.30	0.60	25.00		4.50	21.600
Trave di Collegamento *				25.00		0.00	0.000
Solaio Interno	2.03	2.78			5.92		33.244
Solaio Esterno					4.44		0.000
Fascia Piena Sol. Int.	4.80	0.15	0.18	25.00			3.240
Fascia Piena Sol. Est.			0.18	25.00			0.000
Parapetto						3.43	0.000
Tamponatura	5.40					5.72	30.910
CARICO TOTALE							88.994
CARICO DI CALCOLO							115.692
C. VARIABILI							
C. Variabile Sol. Int.	2.33	3.08			2.00		14.299
C. Variabile Sol. Est.					2.48		0.000
CARICO TOTALE							14.299
CARICO DI CALCOLO							21.448
C. PERMANENTI							
Pilastro (30X60)	0.30	0.60	3.00	25.00		4.50	13.5
Trave Perimetrale *	4.80	0.30	0.60	25.00		4.50	21.600
Trave di Collegamento *				25.00		0.00	0.000
Solaio Interno	2.03	2.78			5.92		33.244
Solaio Esterno					4.44		0.000
Fascia Piena Sol. Int.	4.80	0.15	0.18	25.00			3.240
Fascia Piena Sol. Est.			0.18	25.00			0.000
Parapetto						3.43	0.000
Tamponatura	5.40					5.72	30.910
CARICO TOTALE							88.994
CARICO DI CALCOLO							115.692
C. VARIABILI							
C. Variabile Sol. Int.	2.33	3.08			2.00		14.299

SECONDO PIANO	C. Variabile Sol. Est.				2.48		0.000
	CARICO TOTALE						14.299
	CARICO DI CALCOLO						21.448
	C. PERMANENTI	LUNGHEZZA [m]	LARGHEZZA [m]	ALTEZZA [m]	PESO [KN/m³]	PESO [KN/m²]	PESO [KN/m]
	Pilastro (30X60)	0.30	0.60	3.00	25.00		4.50
	Trave Perimetrale *	4.80	0.30	0.60	25.00		4.50
	Trave di Collegamento *				25.00		0.00
	Solaio Interno					5.92	0.000
	Solaio Esterno	2.03	2.78			4.44	24.928
	Fascia Piena Sol. Int.			0.18	25.00		0.000
SECONDO PIANO	Fascia Piena Sol. Est.	4.80	0.15	0.18	25.00		3.240
	Parapetto	5.40					3.43
	Tamponatura					5.72	0.000
	CARICO TOTALE						68.281
	CARICO DI CALCOLO						88.766
	C. VARIABILI	LUNGHEZZA [m]	LARGHEZZA [m]	ALTEZZA [m]	PESO [KN/m³]	PESO [KN/m²]	PESO [KN/m]
	C. Variabile Sol. Int.	2.33	3.08			2.00	14.299
	C. Variabile Sol. Est.					2.48	0.000
	CARICO TOTALE						14.299
	CARICO DI CALCOLO						21.448

CALCOLO PILASTRO 11							
PIANO TERRA	C. PERMANENTI	LUNGHEZZA [m]	LARGHEZZA [m]	ALTEZZA [m]	PESO [KN/m³]	PESO [KN/m²]	PESO [KN/m]
	Pilastro (80X30)	0.80	0.30	3.00	25.00		6.00
	Trave Perimetrale *	4.05	0.30	0.60	25.00		4.50
	Trave di Collegamento *	2.78	0.30	0.60	25.00		4.50
	Solaio Interno	4.05	2.78			5.92	66.488
	Solaio Esterno					4.44	0.000
	Fascia Piena Sol. Int.	9.60	0.15	0.18	25.00		6.480
	Fascia Piena Sol. Est.			0.18	25.00		0.000
	Parapetto						3.43
	Tamponatura	4.35				5.72	24.899
PIANO TERRA	CARICO TOTALE						146.580
	CARICO DI CALCOLO						190.554
	C. VARIABILI	LUNGHEZZA [m]	LARGHEZZA [m]	ALTEZZA [m]	PESO [KN/m³]	PESO [KN/m²]	PESO [KN/m]
	C. Variabile Sol. Int.	4.35	3.08			2.00	26.753

C. Variabile Sol. Est.					2.48		0.000
CARICO TOTALE							26.753
CARICO DI CALCOLO							40.129
PRIMO PIANO	C. PERMANENTI	LUNGHEZZA [m]	LARGHEZZA [m]	ALTEZZA [m]	PESO [KN/m ³]	PESO [KN/m ²]	PESO [KN/m]
	Pilastro (80X30)	0.80	0.30	3.00	25.00		18
	Trave Perimetrale *	4.05	0.30	0.60	25.00		18.225
	Trave di Collegamento *	2.78	0.30	0.60	25.00		12.488
	Solaio Interno	4.05	2.78			5.92	66.488
	Solaio Esterno					4.44	0.000
	Fascia Piena Sol. Int.	9.60	0.15	0.18	25.00		6.480
	Fascia Piena Sol. Est.			0.18	25.00		0.000
	Parapetto						3.43
	Tamponatura	4.35					5.72
							24.899
	CARICO TOTALE						146.580
	CARICO DI CALCOLO						190.554
	C. VARIABILI	LUNGHEZZA [m]	LARGHEZZA [m]	ALTEZZA [m]	PESO [KN/m ³]	PESO [KN/m ²]	PESO [KN/m]
	C. Variabile Sol. Int.	4.35	3.08			2.00	26.753
	C. Variabile Sol. Est.					2.48	0.000
	CARICO TOTALE						26.753
	CARICO DI CALCOLO						40.129
SECONDO PIANO	C. PERMANENTI	LUNGHEZZA [m]	LARGHEZZA [m]	ALTEZZA [m]	PESO [KN/m ³]	PESO [KN/m ²]	PESO [KN/m]
	Pilastro (80X30)	0.80	0.30	3.00	25.00		18
	Trave Perimetrale *	4.05	0.30	0.60	25.00		18.225
	Trave di Collegamento *	2.78	0.30	0.60	25.00		12.488
	Solaio Interno	2.03	2.78			5.92	33.244
	Solaio Esterno	2.03	2.78			4.44	24.928
	Fascia Piena Sol. Int.	4.80	0.15	0.18	25.00		3.240
	Fascia Piena Sol. Est.	4.80	0.15	0.18	25.00		3.240
	Parapetto	2.03					3.43
	Tamponatura	5.40					5.72
							30.910
	CARICO TOTALE						151.217
	CARICO DI CALCOLO						196.582
	C. VARIABILI	LUNGHEZZA [m]	LARGHEZZA [m]	ALTEZZA [m]	PESO [KN/m ³]	PESO [KN/m ²]	PESO [KN/m]
	C. Variabile Sol. Int.	2.33	3.08			2.00	14.299
	C. Variabile Sol. Est.	2.03	3.08			2.48	15.443
	CARICO TOTALE						29.741
	CARICO DI CALCOLO						44.612

		LUNGHEZZA [m]	LARGHEZZA [m]	ALTEZZA [m]	PESO [KN/m ³]	PESO [KN/m ²]	PESO [KN/m]	PESO [KN]
TERZO PIANO	C. PERMANENTI							
	Pilastro (80X30)	0.80	0.30	3.00	25.00		6.00	18
	Trave Perimetrale *	4.80	0.30	0.60	25.00		4.50	21.600
	Trave di Collegamento *				25.00		0.00	0.000
	Solaio Interno	2.03	2.78			5.92		33.244
	Solaio Esterno					4.44		0.000
	Fascia Piena Sol. Int.	4.80	0.15	0.18	25.00			3.240
	Fascia Piena Sol. Est.			0.18	25.00			0.000
	Parapetto						3.43	0.000
	Tamponatura	5.40					5.72	30.910
	CARICO TOTALE							106.994
	CARICO DI CALCOLO							139.092
	C. VARIABILI							
	C. Variabile Sol. Int.	2.33	2.08			2.00		9.649
	C. Variabile Sol. Est.					2.48		0.000
	CARICO TOTALE							9.649
	CARICO DI CALCOLO							14.473
QUARTO PIANO	C. PERMANENTI							
	Pilastro (80X30)	0.80	0.30	2.40	25.00		6.00	14.4
	Trave Perimetrale *	4.80	0.30	0.60	25.00		4.50	21.600
	Trave di Collegamento *				25.00		0.00	0.000
	Solaio Interno					5.92		0.000
	Solaio Esterno	2.03	2.78			4.44		24.928
	Fascia Piena Sol. Int.			0.18	25.00			0.000
	Fascia Piena Sol. Est.	4.80	0.15	0.18	25.00			3.240
	Parapetto ***						3.43	0.000
	Tamponatura						4.58	0.000
	CARICO TOTALE							64.168
	CARICO DI CALCOLO							83.418
	C. VARIABILI							
	C. Variabile Sol. Int.					2.00		0.000
	C. Variabile Sol. Est.**	2.33	3.08			0.98		7.006
	CARICO TOTALE							7.006
	CARICO DI CALCOLO							10.510

CALCOLO PILASTRO 12															
	LUNGHEZZA	LARGHEZZA	ALTEZZA	PESO	PESO	PESO	PESO								
C. PERMANENTI	[m]	[m]	[m]	[KN/m³]	[KN/m²]	[KN/m]	[KN]								
PIANO TERRA	Pilastro (30X60)	0.30	0.60	3.00	25.00	4.50	13.5								
	Trave Perimetrale *	4.80	0.30	0.60				25.00	4.50	21.600					
	Trave di Collegamento *										25.00	0.00	0.000		
	Solaio Interno	2.03	2.78	0.18	25.00	5.92	33.244								
	Solaio Esterno							4.44	0.000						
	Fascia Piena Sol. Int.	4.80	0.15							0.18	25.00	3.240			
	Fascia Piena Sol. Est.												0.18	25.00	0.000
	Parapetto														
	Tamponatura	5.40		5.72	30.910										
	CARICO TOTALE							102.494							
CARICO DI CALCOLO							133.242								
C. VARIABILI	LUNGHEZZA	LARGHEZZA	ALTEZZA			PESO	PESO	PESO	PESO						
	[m]	[m]	[m]			[KN/m³]	[KN/m²]	[KN/m]	[KN]						
PIANO TERRA	C. Variabile Sol. Int.	2.33	3.08		2.00		14.299								
	C. Variabile Sol. Est.							2.48	0.000						
	CARICO TOTALE									14.299					
	CARICO DI CALCOLO							21.448							
	C. PERMANENTI	LUNGHEZZA	LARGHEZZA	ALTEZZA	PESO	PESO	PESO	PESO							
	[m]	[m]	[m]	[KN/m³]	[KN/m²]	[KN/m]	[KN]								
PRIMO PIANO	Pilastro (30X60)	0.30	0.60	3.00	25.00	4.50	13.5								
	Trave Perimetrale *	4.80	0.30	0.60				25.00	4.50	21.600					
	Trave di Collegamento *										25.00	0.00	0.000		
	Solaio Interno	2.03	2.78	5.92	33.244										
	Solaio Esterno					4.44	0.000								
	Fascia Piena Sol. Int.	4.80	0.15					0.18	25.00	3.240					
	Fascia Piena Sol. Est.										0.18	25.00	0.000		
	Parapetto													3.43	0.000
	Tamponatura	5.40		5.72	30.910										
	CARICO TOTALE														
CARICO DI CALCOLO							133.242								
C. VARIABILI	LUNGHEZZA	LARGHEZZA	ALTEZZA			PESO	PESO	PESO	PESO						
	[m]	[m]	[m]			[KN/m³]	[KN/m²]	[KN/m]	[KN]						
PRIMO PIANO	C. Variabile Sol. Int.	2.33	3.08		2.00		14.299								
	C. Variabile Sol. Est.							2.48	0.000						
	CARICO TOTALE									14.299					
CARICO DI CALCOLO							21.448								
C. PERMANENTI	LUNGHEZZA	LARGHEZZA	ALTEZZA	PESO	PESO	PESO	PESO								
	[m]	[m]	[m]	[KN/m³]	[KN/m²]	[KN/m]	[KN]								
SECONDO PIANO	Pilastro (30X60)	0.30	0.60	3.00	25.00	4.50	13.5								
	Trave Perimetrale *	4.80	0.30	0.60				25.00	4.50	21.600					

TERZO PIANO	Trave di Collegamento *				25.00		0.00	0.000
	Solaio Interno	2.03	2.78			5.92		33.244
	Solaio Esterno					4.44		0.000
	Fascia Piena Sol. Int.	4.80	0.15	0.18	25.00			3.240
	Fascia Piena Sol. Est.			0.18	25.00			0.000
	Parapetto						3.43	0.000
	Tamponatura	5.40					5.72	30.910
	CARICO TOTALE							102.494
	CARICO DI CALCOLO							133.242
	C. VARIABILI	LUNGHEZZA [m]	LARGHEZZA [m]	ALTEZZA [m]	PESO [KN/m³]	PESO [KN/m²]	PESO [KN/m]	PESO [KN]
	C. Variabile Sol. Int.	2.33	3.08			2.00		14.299
	C. Variabile Sol. Est.					2.48		0.000
	CARICO TOTALE							14.299
	CARICO DI CALCOLO							21.448
TERZO PIANO	C. PERMANENTI	LUNGHEZZA [m]	LARGHEZZA [m]	ALTEZZA [m]	PESO [KN/m³]	PESO [KN/m²]	PESO [KN/m]	PESO [KN]
	Pilastro (30X60)	0.30	0.60	3.00	25.00		4.50	13.5
	Trave Perimetrale *	4.80	0.30	0.60	25.00		4.50	21.600
	Trave di Collegamento *				25.00		0.00	0.000
	Solaio Interno	2.03	2.78			5.92		33.244
	Solaio Esterno					4.44		0.000
	Fascia Piena Sol. Int.	4.80	0.15	0.18	25.00			3.240
	Fascia Piena Sol. Est.			0.18	25.00			0.000
	Parapetto						3.43	0.000
	Tamponatura	5.40					5.72	30.910
	CARICO TOTALE							102.494
	CARICO DI CALCOLO							133.242
TERZO PIANO	C. VARIABILI	LUNGHEZZA [m]	LARGHEZZA [m]	ALTEZZA [m]	PESO [KN/m³]	PESO [KN/m²]	PESO [KN/m]	PESO [KN]
	C. Variabile Sol. Int.	2.33	3.08			2.00		14.299
	C. Variabile Sol. Est.					2.48		0.000
	CARICO TOTALE							14.299
	CARICO DI CALCOLO							21.448
	C. PERMANENTI	LUNGHEZZA [m]	LARGHEZZA [m]	ALTEZZA [m]	PESO [KN/m³]	PESO [KN/m²]	PESO [KN/m]	PESO [KN]
	Pilastro (30X60)	0.30	0.60	2.40	25.00		4.50	10.8
	Trave Perimetrale *	4.80	0.30	0.60	25.00		4.50	21.600
	Trave di Collegamento *				25.00		0.00	0.000
	Solaio Interno					5.92		0.000
QUARTO PIANO	Solaio Esterno	2.03	2.78			4.44		24.928
	Fascia Piena Sol. Int.			0.18	25.00			0.000

Fascia Piena Sol. Est.	4.80	0.15	0.18	25.00			3.240
Parapetto ***						3.43	0.000
Tamponatura						4.58	0.000
CARICO TOTALE							60.568
CARICO DI CALCOLO							78.738
C. VARIABILI	LUNGHEZZA [m]	LARGHEZZA [m]	ALTEZZA [m]	PESO [KN/m³]	PESO [KN/m²]	PESO [KN/m]	PESO [KN]
C. Variabile Sol. Int.					2.00		0.000
C. Variabile Sol. Est.**	2.33	3.08			0.98		7.006
CARICO TOTALE							7.006
CARICO DI CALCOLO							10.510

2.3.3. SETTI

Per setti, si intendono elementi verticali quali pareti in cemento armato, che hanno il compito di contrastare le forze sismiche orizzontali.

All'interno del vano scala sono disposti più setti entro i quali sarà ubicato l'ascensore. Questo elemento, assieme ad ulteriori pareti aggiunte in una fase successiva, è di fondamentale importanza nella configurazione della struttura; la sua geometria infatti ha un ruolo primario nella definizione della rigidità globale dell'edificio, andando ad influire pesantemente sui modi di vibrare e sulle sollecitazioni, nonché sulla natura stessa della struttura. Per quanto riguarda le limitazioni geometriche si fa riferimento al par. 7.4.6.1.4 delle NTC18 per cui *“lo spessore delle pareti, anche se estese debolmente armate, deve essere non inferiore al massimo tra 15 cm (20 cm nel caso in cui nelle travi di collegamento siano da prevedersi, ai sensi del par. 7.4.4.6, armature inclinate) e 1/20 dell'altezza libera d'interpiano. Possono derogare a tale limite, su motivata indicazione del progettista, le strutture a funzionamento scatolare a un solo piano non destinate ad uso abitativo. Devono essere evitate aperture distribuite irregolarmente, salvo che la loro presenza non sia specificamente considerata nell'analisi, nel dimensionamento e nella disposizione delle armature”*.

Occorre precisare che nel presente studio, è stato preliminarmente effettuata una valutazione dei modi di vibrare della struttura in assenza dei setti E ed F, che sono stati aggiunti in una fase successiva proprio per migliorare il comportamento della struttura sotto sisma (par. 3.5).

Dato il peso specifico del calcestruzzo pari a 25 KN/m³ e lo spessore del setto pari a 30 cm, deriva un peso proprio strutturale pari a 7,5 KN/m².

3. ANALISI MODALE

L'analisi modale consiste nella soluzione delle equazioni del moto della costruzione, considerata elastica, in condizioni di oscillazioni libere (assenza di forzante esterna), e nell'individuazione di particolari deformate che costituiscono i modi naturali di vibrare di una costruzione. Questi modi di vibrare sono una caratteristica propria della struttura in quanto sono individuati in assenza di alcuna forzante e sono caratterizzati da un periodo proprio di oscillazione T e da uno smorzamento convenzionale ξ , caratteristiche proprie degli oscillatori elementari (sistemi dinamici a un grado di libertà), nonché da una forma. Tranne che per casi particolari, si assume che i modi di vibrare abbiano tutti lo stesso valore di smorzamento convenzionale ξ pari al 5%. Qualunque configurazione deformata di una costruzione, e quindi anche il suo stato di sollecitazione, può essere ottenuta come combinazione di deformate elementari, ciascuna con la forma di un modo di vibrare.

Se una massa connessa a terra tramite una molla viene spostata dalla sua posizione di equilibrio e successivamente lasciata libera di muoversi, si verifica che la massa inizia ad oscillare intorno alla posizione iniziale di equilibrio con una ben precisa frequenza che dipende dalle caratteristiche di massa e rigidezza dell'oscillatore, e tutte le parti del sistema si muovono di moto armonico con la stessa frequenza e fase. Ovviamente, in funzione dell'azione che agisce sulla costruzione, alcuni modi di vibrare avranno parte più significativa di altri nella descrizione della conseguente configurazione deformata.

La massa partecipante di un modo di vibrare esprime la quota parte delle forze sismiche di trascinamento, e quindi dei relativi effetti che il singolo modo è in grado di descrivere. Per poter cogliere con sufficiente approssimazione gli effetti dell'azione sismica sulla costruzione è opportuno considerare tutti i modi con massa partecipante superiore al 5% e comunque un numero di modi la cui massa partecipante totale sia superiore all'85%, trascurando solo i modi di vibrare meno significativi in termini di massa partecipante.

Per svolgere un'analisi modale, quindi, è necessario inizialmente implementare il modello nel software di calcolo e poi definire le masse dei piani della struttura: calcolare l'inerzia traslazionale (pari alla somma di tutte le masse assunte uguali in tutte le direzioni del moto) e l'inerzia rotazionale (momento d'inerzia delle masse), che vengono assegnate al centro di massa di ciascun piano.

3.1. DESCRIZIONE DEL MODELLO

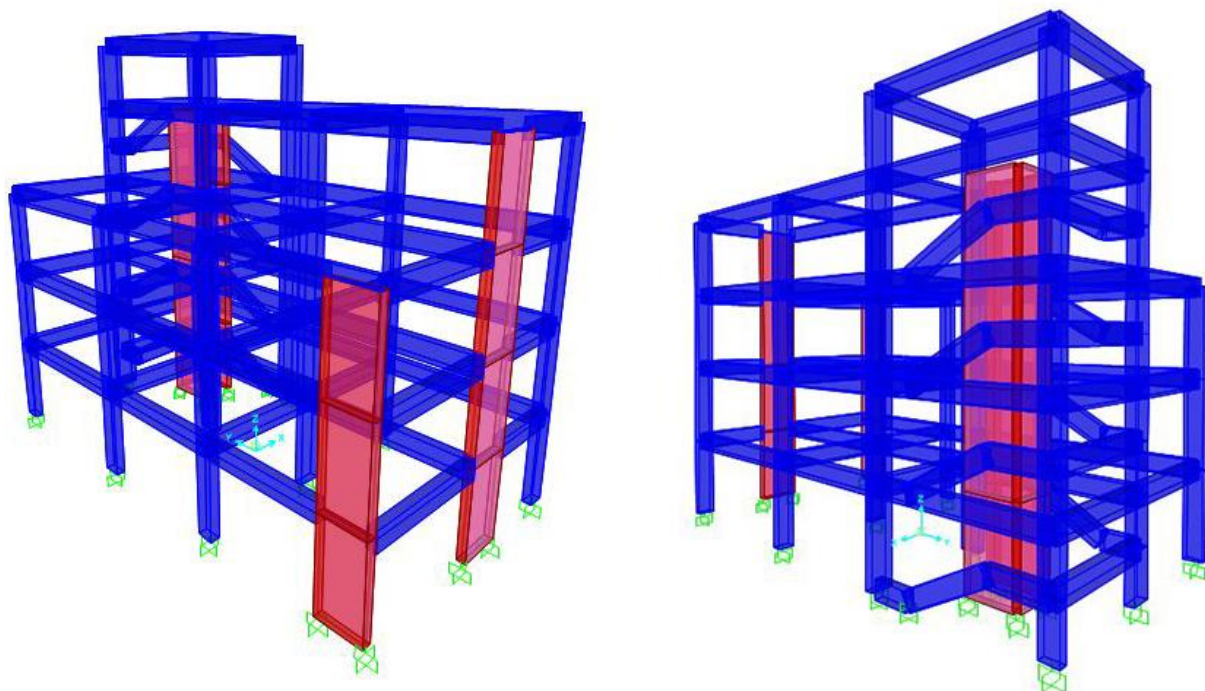


Figura 5 - Modello della struttura sul software di calcolo SAP2000

Per svolgere le analisi strutturali e valutare le sollecitazioni, la struttura è stata modellata tramite il software di calcolo agli elementi finiti SAP2000 (vedi par. 1.3). Ogni elemento *frame* è individuato da una lettera, nella fattispecie:

- ♦ Le travi sono indicate con la lettera “T” seguita da due numeri (es: T 1-10) di cui il primo fa riferimento al piano di appartenenza della trave e il secondo identifica la trave.
- ♦ Le travi a ginocchio seguono la stessa logica, ma sono indicate con la lettera “TG”
- ♦ I pilastri sono indicati con la lettera “P” e seguono la stessa modalità di rappresentazione delle travi.

Gli elementi *frame* sono collegati fra di loro nei nodi (*joints*). Il nucleo ascensore e i setti E ed F sono stati modellati invece come elementi *shell*. Al fine di consentire una corretta trasmissione delle sollecitazioni negli elementi strutturali, alle travi che si inseriscono negli elementi shell, convenzionalmente definite *dummy*, è stata assegnata una sezione fittizia di 5x5cm.

Nel rappresentare la rigidità degli elementi strutturali si è tenuto conto della fessurazione. Per cui non essendo state effettuate analisi specifiche, la rigidità flessionale e a taglio di elementi in muratura, calcestruzzo armato, acciaio-calcestruzzo, è stata ridotta sino al 50% della rigidità

dei corrispondenti elementi non fessurati, tenendo debitamente conto dello stato limite considerato e dell'influenza della sollecitazione assiale permanente (par. 7.2.6 NTC18). Nel caso specifico la rigidità dei pilastri è stata dimezzata mentre quella delle travi diminuita del 30%.

Per ogni piano viene creato un vincolo *diaphragm* di diaframma rigido che vincola gli spostamenti dei nodi giacenti su ogni livello nelle due direzioni di traslazione nel piano. Questa ipotesi consente di concentrare le masse di piano in un unico nodo (*special joint*, ovvero il centro di massa) riducendo notevolmente i gradi di libertà: ogni nodo ne possiede teoricamente sei (tre traslazioni lungo le direzioni degli assi del sistema di riferimento e tre rotazioni intorno a tali assi), in questo modo si ottiene che i gradi di libertà si riducono a tre per piano (ossia due traslazioni orizzontali, nelle due direzioni ortogonali del baricentro dell'impalcato e una rotazione intorno all'asse verticale passante per esso). A questo nodo così definito si attribuiscono le masse traslazionali e quella rotazionale.

Nella definizione del modello, gli elementi non strutturali non appositamente progettati come collaboranti (quali tamponature e tramezzi) possono essere rappresentati unicamente in termini di massa; il loro contributo al comportamento del sistema strutturale in termini di rigidità e resistenza sarà considerato solo qualora abbia effetti negativi ai fini della sicurezza (par. 7.2.6 NTC2018).

In *figura 5* si propone il modello della struttura in cui sono già state inserite le pareti perimetrali E ed F, le quali inglobano i pilastri 1 e 2 che pertanto d'ora in poi non risulteranno nei calcoli.

3.2. PESI SISMICI

La normativa prescrive di determinare i pesi sismici considerando i carichi permanenti G_1 e G_2 , rispettivamente strutturali e non strutturali, ed un'aliquota degli eventuali sovraccarichi variabili Q_k ridotti mediante il coefficiente Ψ_{2j} che tiene conto della probabilità che tutti i carichi siano presenti sull'intera struttura simultaneamente durante il verificarsi del sisma.

Dunque, gli effetti dell'azione sismica si valutano tenendo conto delle masse associate ai seguenti carichi gravitazionali:

$$G_1 + G_2 + \sum_j \psi_{2j} Q_{kj}$$

Assumendo il valore del coefficiente di combinazione dell'azione variabile Ψ_{2j} pari a 0.3 per ambienti ad uso residenziale (cat. A), pari a 0.6 per ambienti suscettibili di affollamento (cat. C).

Per ogni elemento della struttura, noti i carichi unitari e le dimensioni, si è calcolato l'incidenza come illustrato nelle tabelle di seguito:

CALCOLO INCIDENZA SOLAIO INTERNO

ELEMENTO	C. Strutturali [KN/m ²]	C. non Strutturali [KN/m ²]	C. Variabili [KN/m ²]	INCIDENZA (w) [KN/m ²]	SUPERFICIE [m ²]
SOLAIO INTERNO (PIANO 0)	2.596	3.320	2.000	6.516	98.44
SOLAIO INTERNO (PIANO 1)	2.596	3.320	2.000	6.516	98.44
SOLAIO INTERNO (PIANO 2)	2.596	3.320	2.000	6.516	42.56
SOLAIO INTERNO (PIANO 3)	2.596	3.320	2.000	6.516	6.38
SOLAIO INTERNO (PIANO 4)				\	\

CALCOLO INCIDENZA SOLAIO COPERTURA

ELEMENTO	C. Strutturali [KN/m ²]	C. non Strutturali [KN/m ²]	C. Variabili [KN/m ²]	INCIDENZA (w) [KN/m ²]	SUPERFICIE [m ²]
SOLAIO INTERNO (PIANO 0)				\	\
SOLAIO INTERNO (PIANO 1)				\	\
SOLAIO INTERNO (PIANO 2)	2.596	1.840	2.480	5.18	55.88
SOLAIO INTERNO (PIANO 3)	2.596	1.840	2.480	5.18	36.19
SOLAIO INTERNO (PIANO 4)	2.596	1.840	2.480	5.18	19.69

CALCOLO INCIDENZA SCALA

ELEMENTO	C. Strutturali [KN/m ²]	C. non Strutturali [KN/m ²]	C. Variabili [KN/m ²]	INCIDENZA (w) [KN/m ²]	SUPERFICIE [m ²]
SCALA (PIANO 0)	4.807	1.658	3.505	8.568	5.16
SCALA (PIANO 1)	4.807	1.658	3.505	8.568	5.16
SCALA (PIANO 2)	4.807	1.658	3.505	8.568	5.16
SCALA (PIANO 3)	4.807	1.658	3.505	8.568	2.58
SCALA (PIANO 4)				\	\

CALCOLO INCIDENZA PIANEROTTOLO

ELEMENTO	C. Strutturali [KN/m ²]	C. non Strutturali [KN/m ²]	C. Variabili [KN/m ²]	INCIDENZA (w) [KN/m ²]	SUPERFICIE [m ²]
PIANEROTTOLO (PIANO 0)	2.596	2.020	4.000	7.016	6.344
PIANEROTTOLO (PIANO 1)	2.596	2.020	4.000	7.016	6.344
PIANEROTTOLO (PIANO 2)	2.596	2.020	4.000	7.016	6.344
PIANEROTTOLO (PIANO 3)	2.596	2.020	4.000	7.016	3.172
PIANEROTTOLO (PIANO 4)				\	\

CALCOLO INCIDENZA TAMPONATURA

ELEMENTO	C. Strutturali [KN/m ²]	C. non Strutturali [KN/m ²]	INCIDENZA (I) [KN/m]	LUNGHEZZA [m]
----------	--	--	----------------------	---------------

TAMPONATURA (PIANO 0)	2.385	4.579	48.7
TAMPONATURA (PIANO 1)	2.385	4.579	48.7
TAMPONATURA (PIANO 2)	2.385	3.441	48.7
TAMPONATURA (PIANO 3)	2.385	3.470	40.4
TAMPONATURA (PIANO 4)	2.385	1.145	21

Per la tamponatura è stata calcolata la percentuale di lunghezza di questa che si estende sia sopra che sotto il piano considerato e la percentuale di quella che si estende solo sopra o sotto, è stata quindi effettuata una media pesata dei due contributi nel calcolo dell'incidenza così da avere un carico medio ripartito sull'unità di lunghezza.

CALCOLO INCIDENZA TRAVI

ELEMENTO	C. Strutturali [KN/m]	C. non Strutturali [KN/m]	INCIDENZA (I) [KN/m]	LUNGHEZZA [m]
TRAVI (PIANO 0)	5.460		5.460	76.4
TRAVI (PIANO 1)	5.460		5.460	76.4
TRAVI (PIANO 2)	5.460		5.460	76.4
TRAVI (PIANO 3)	5.306		5.306	45.0
TRAVI (PIANO 4)	5.175		5.175	17.05

Avendo una distribuzione non regolare in altezza di travi con sezione a T e travi con sezione a L (considerando la fascia piena come parte della trave stessa) per calcolare il carico strutturale è stato valutato un "peso medio strutturale per piano" tramite una media pesata della distribuzione sul piano di travi a T (travi interne) e travi a L (perimetrali) secondo la formula: $P = [P_{(trave L)} \cdot L_{(trave L)} + P_{(trave T)} \cdot L_{(trave T)}] / 2$. La lunghezza è ovviamente decurtata della lunghezza dei pilastri.

CALCOLO INCIDENZA TRAVI A GINOCCHIO

ELEMENTO	C. Strutturali [KN/m]	C. non Strutturali [KN/m]	INCIDENZA (I) [KN/m]	LUNGHEZZA [m]
TRAVI (PIANO 0)	4.500		4.500	10.985
TRAVI (PIANO 1)	4.500		4.500	10.985
TRAVI (PIANO 2)	4.500		4.500	10.985
TRAVI (PIANO 3)	4.500		4.500	5.493
TRAVI (PIANO 4)			\	\

CALCOLO INCIDENZA PILASTRI

ELEMENTO	C. Strutturali [KN/m]	C. non Strutturali [KN/m]	INCIDENZA (I) [KN/m]	ALTEZZA [m]
PILASTRI (PIANO 0)	4.250		4.250	2.4
PILASTRI (PIANO 1)	4.250		4.250	2.4
PILASTRI (PIANO 2)	4.250		4.250	1.9
PILASTRI (PIANO 3)	4.688		4.688	1.5
PILASTRI (PIANO 4)	5.625		5.625	0.6

Per calcolare il peso sismico dei pilastri è stata calcolata un'altezza media (dovuta al fatto che parte dei pilastri si interrompono tra un piano e l'altro e in parte risultano svilupparsi per l'intera altezza) e un peso medio (dovuto alla presenza sullo stesso piano sia di 30x60 che di 30x80):

- ♦ al piano 0 e 1 mediamo il peso in base al numero di 4 pilastri 30x80 e 6 pilastri 30x60, mentre l'altezza dei pilastri resta 3 m.
- ♦ al piano 2 mediamo il peso in base al numero di 4 pilastri 30x80 e 6 pilastri 30x60, mentre l'altezza pesata è calcolata su una media di 8 pilastri "interi" e 4 "spezzati"
- ♦ al piano 3 mediamo il peso in base al numero di 4 pilastri 30x80 e 3 pilastri 30x60, mentre l'altezza pesata è calcolata su una media di 4 pilastri "interi" e 4 "spezzati"
- ♦ al piano 4 mediamo il peso in base al numero di 3 pilastri 30x80 e 1 pilastro 30x60

CALCOLO INCIDENZA NUCLEO ASCENSORE

ELEMENTO	C. Strutturali [KN/m²]	C. non Strutturali [KN/m²]	INCIDENZA (I) [KN/m]	LUNGHEZZA [m]
SETTO (PIANO 0)	7.500		22.500	5.3
SETTO (PIANO 1)	7.500		22.500	5.3
SETTO (PIANO 2)	7.500		22.500	5.3
SETTO (PIANO 3)	7.500		11.250	5.3
SETTO (PIANO 4)			\	\

CALCOLO INCIDENZA PARAPETTO

ELEMENTO	C. Strutturali [KN/m]	C. non Strutturali [KN/m]	INCIDENZA (I) [KN/m]	LUNGHEZZA [m]
PARAPETTO (PIANO 0)			\	\
PARAPETTO (PIANO 1)			\	\
PARAPETTO (PIANO 2)		3.429	3.429	26
PARAPETTO (PIANO 3)		3.429	3.429	21.5
PARAPETTO (PIANO 4)			\	\

CALCOLO INCIDENZA SETTI

ELEMENTO	C. Strutturali [KN/m ²]	C. non Strutturali [KN/m ²]	INCIDENZA (I) [KN/m]	LUNGHEZZA [m]
SETTI E-F (PIANO 0)	7.500		22.500	3.3
SETTI E-F (PIANO 1)	7.500		22.500	3.3
SETTI E-F (PIANO 2)	7.500		16.875	3.3
SETTO E (PIANO 3)	7.500		11.250	1.6
(PIANO 4)			\	\

L'incidenza verrà poi moltiplicata per l'area o la lunghezza occupata dal corrispondente elemento, ottenendo così il peso sismico di ogni elemento ad ogni piano:

ELEMENTO	FORMULA	PESO [KN]
PESO SISMICO PIANO 0	Solaio $W_{\text{solaio}} = w_{\text{solaio}} \cdot S_{\text{solaio}}$	641.42
	Copertura $W_{\text{copertura}} = w_{\text{copertura}} \cdot S_{\text{copertura}}$	\
	Scala $W_{\text{scala}} = w_{\text{scala}} \cdot S_{\text{scala}}$	44.212
	Pianerottolo $W_{\text{pianerottolo}} = w_{\text{pianerottolo}} \cdot S_{\text{pianerottolo}}$	44.512
	Tamponatura $W_{\text{tamponatura}} = I_{\text{tamponatura}} \cdot \sum L_i$	223.007
	Travi $W_{\text{travi}} = I_{\text{travi}} \cdot \sum L_i$	410.18
	Travi a ginocchio $W_{\text{travi a ginocchio}} = I_{\text{travi a ginocchio}} \cdot \sum L_i$	47.408
	Pilastrì $W_{\text{pilastrì}} = n_{\text{pilastrì}} \cdot I_{\text{pilastrì}} \cdot h_{\text{pilastrì}}$	122.400
	Setto $W_{\text{setto}} = I_{\text{setto}} \cdot \sum L_i$	193.500
Parapetto	$W_{\text{parapetto}} = I_{\text{parapetto}} \cdot L_{\text{parapetto}}$	\
TOT		1726.63

ELEMENTO	FORMULA	PESO [KN]
PESO SISMICO PIANO 1	Solaio $W_{\text{solaio}} = w_{\text{solaio}} \cdot S_{\text{solaio}}$	641.42
	Copertura $W_{\text{copertura}} = w_{\text{copertura}} \cdot S_{\text{copertura}}$	\
	Scala $W_{\text{scala}} = w_{\text{scala}} \cdot S_{\text{scala}}$	44.212
	Pianerottolo $W_{\text{pianerottolo}} = w_{\text{pianerottolo}} \cdot S_{\text{pianerottolo}}$	44.512
	Tamponatura $W_{\text{tamponatura}} = I_{\text{tamponatura}} \cdot \sum L_i$	223.01
	Travi $W_{\text{travi}} = I_{\text{travi}} \cdot \sum L_i$	410.18
	Travi a ginocchio $W_{\text{travi a ginocchio}} = I_{\text{travi a ginocchio}} \cdot \sum L_i$	47.408
	Pilastrì $W_{\text{pilastrì}} = n_{\text{pilastrì}} \cdot I_{\text{pilastrì}} \cdot h_{\text{pilastrì}}$	122.400
	Setto $W_{\text{setto}} = I_{\text{setto}} \cdot \sum L_i$	193.500
Parapetto	$W_{\text{parapetto}} = I_{\text{parapetto}} \cdot L_{\text{parapetto}}$	\
TOT		1726.63

	ELEMENTO	FORMULA	PESO [KN]
PESO SISMICO PIANO 2	Solaio	$W_{\text{solaio}} = w_{\text{solaio}} \cdot S_{\text{solaio}}$	277.34
	Copertura	$W_{\text{copertura}} = w_{\text{copertura}} \cdot S_{\text{copertura}}$	289.43
	Scala	$W_{\text{scala}} = w_{\text{scala}} \cdot S_{\text{scala}}$	44.212
	Pianerottolo	$W_{\text{pianerottolo}} = w_{\text{pianerottolo}} \cdot S_{\text{pianerottolo}}$	44.512
	Tamponatura	$W_{\text{tamponatura}} = l_{\text{tamponatura}} \cdot \sum L_i$	167.57
	Travi	$W_{\text{travi}} = l_{\text{travi}} \cdot \sum L_i$	410.18
	Travi a ginocchio	$W_{\text{travi a ginocchio}} = l_{\text{travi a ginocchio}} \cdot \sum L_i$	47.408
	Pilastrì	$W_{\text{pilastrì}} = n_{\text{pilastrì}} \cdot l_{\text{pilastrì}} \cdot h_{\text{pilastrì}}$	96.900
	Setto	$W_{\text{setto}} = l_{\text{setto}} \cdot \sum L_i$	174.938
	Parapetto	$W_{\text{parapetto}} = l_{\text{parapetto}} \cdot L_{\text{parapetto}}$	89.14
	TOT		1641.63

	ELEMENTO	FORMULA	PESO [KN]
PESO SISMICO PIANO 3	Solaio	$W_{\text{solaio}} = w_{\text{solaio}} \cdot S_{\text{solaio}}$	41.54
	Copertura	$W_{\text{copertura}} = w_{\text{copertura}} \cdot S_{\text{copertura}}$	187.45
	Scala	$W_{\text{scala}} = w_{\text{scala}} \cdot S_{\text{scala}}$	22.106
	Pianerottolo	$W_{\text{pianerottolo}} = w_{\text{pianerottolo}} \cdot S_{\text{pianerottolo}}$	22.256
	Tamponatura	$W_{\text{tamponatura}} = l_{\text{tamponatura}} \cdot \sum L_i$	140.17
	Travi	$W_{\text{travi}} = l_{\text{travi}} \cdot \sum L_i$	232.02
	Travi a ginocchio	$W_{\text{travi a ginocchio}} = l_{\text{travi a ginocchio}} \cdot \sum L_i$	23.704
	Pilastrì	$W_{\text{pilastrì}} = n_{\text{pilastrì}} \cdot l_{\text{pilastrì}} \cdot h_{\text{pilastrì}}$	56.250
	Setto	$W_{\text{setto}} = l_{\text{setto}} \cdot \sum L_i$	77.625
	Parapetto	$W_{\text{parapetto}} = l_{\text{parapetto}} \cdot L_{\text{parapetto}}$	73.71
	TOT		876.83

	ELEMENTO	FORMULA	PESO [KN]
PESO SISMICO PIANO 4	Solaio	$W_{\text{solaio}} = w_{\text{solaio}} \cdot S_{\text{solaio}}$	\
	Copertura	$W_{\text{copertura}} = w_{\text{copertura}} \cdot S_{\text{copertura}}$	101.98
	Scala	$W_{\text{scala}} = w_{\text{scala}} \cdot S_{\text{scala}}$	\
	Pianerottolo	$W_{\text{pianerottolo}} = w_{\text{pianerottolo}} \cdot S_{\text{pianerottolo}}$	\
	Tamponatura	$W_{\text{tamponatura}} = l_{\text{tamponatura}} \cdot \sum L_i$	24.04
	Travi	$W_{\text{travi}} = l_{\text{travi}} \cdot \sum L_i$	83.84
	Travi a ginocchio	$W_{\text{travi a ginocchio}} = l_{\text{travi a ginocchio}} \cdot \sum L_i$	\
	Pilastrì	$W_{\text{pilastrì}} = n_{\text{pilastrì}} \cdot l_{\text{pilastrì}} \cdot h_{\text{pilastrì}}$	13.500
	Setto	$W_{\text{setto}} = l_{\text{setto}} \cdot \sum L_i$	\
	Parapetto	$W_{\text{parapetto}} = l_{\text{parapetto}} \cdot L_{\text{parapetto}}$	\
	TOT		223.36

3.3. MASSE SISMICHE E CENTRI DI MASSA

Le due masse sismiche traslazionali ($M_{i,x}$ e $M_{i,y}$) associate a ciascun piano vengono determinate dividendo il peso sismico per l'accelerazione di gravità $g = 9.81 \text{ m/s}^2$. Diverso è il calcolo della massa rotazionale, ottenuta calcolando per ogni impalcato i momenti di inerzia e quindi il suo raggio giratore secondo la seguente espressione:

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

dove a e b sono le massime lunghezze in pianta dell'edificio in direzione x e y . La massa rotazionale ad ogni piano si ottiene moltiplicando la massa sismica per il quadrato del raggio d'inerzia nel corrispondente piano:

$$I_p = M\rho^2$$

	LIVELLO	Traslazionale X-Y [t]	ρ [m]	Rotazionale [t·m ²]
MASSE SISMICHE	Livello 0	176.01	5.55	5426.89
	Livello 1	176.01	5.55	5426.89
	Livello 2	167.34	5.55	5159.72
	Livello 3	89.38	5.09	2313.66
	Livello 4	22.77	2.23	112.788

Per trovare i centri di massa occorre dividere il momento statico per il peso sismico (teorema di Varignon):

$$x_{CM} = S'_{yi} / W_i \quad y_{CM} = S'_{xi} / W_i$$

Sono stati preventivamente valutati i baricentri propri degli elementi della pianta quali vano scale, pianerottoli, travi a ginocchio, parapetto, pilastri e tamponatura, il calcolo dei baricentri dei pilastri è stato fatto altresì in forma grafica e non viene riportato nel seguito.

BARICENTRO PROPRIO DEL VANO SCALE (PIANI 0-1-2)					
ELEMENTO	A [m ²]	dX' [m]	dY' [m]	Sx' [m ³]	Sy' [m ³]
PARTE 1	3.677	5.615	0.740	20.646	2.721
PARTE 2	3.677	5.385	3.615	19.800	13.292
dG _{vs,y'} [m]	Distanza del baricentro dall'asse Y'				2.178
dG _{vs,x'} [m]	Distanza del baricentro dall'asse X'				5.500

BARICENTRO PROPRIO DEL PIANEROTTOLO (PIANI 0-1-2-3)

ELEMENTO	A [m ²]	dX' [m]	dY' [m]	S _{x'} [m ³]	S _{y'} [m ³]
PARTE 1	4.901	7.595	2.175	37.219	10.659
PARTE 2	0.833	6.745	2.175	5.619	1.812
PARTE 3	0.264	6.875	3.615	1.818	0.956
dG_{P,Y'} [m]	Distanza del baricentro dall'asse Y'				2.238
dG_{P,X'} [m]	Distanza del baricentro dall'asse X'				7.445

BARICENTRO PROPRIO DELLA TRAVE A GINOCCHIO (PIANI 0-1-2)

ELEMENTO	A [m ²]	dX' [m]	dY' [m]	S _{x'} [m ³]	S _{y'} [m ³]
PARTE 1	1.280	6.345	0.000	8.118	0.000
PARTE 2	1.305	8.350	2.320	10.897	3.028
PARTE 3	1.257	6.105	4.345	7.674	5.462
dG_{TG,Y'} [m]	Distanza del baricentro dall'asse Y'				2.210
dG_{TG,X'} [m]	Distanza del baricentro dall'asse X'				6.948

BARICENTRO PROPRIO DEI SETTI E-F (PIANI 0-1-2)

ELEMENTO	A [m ²]	dX' [m]	dY' [m]	S _{x'} [m ³]	S _{y'} [m ³]
SETTO E	0.480	-8.350	0.645	-4.008	0.310
SETTO F	0.510	-7.650	-4.355	-3.902	-2.221
dG_{E-F,Y'} [m]	Distanza del baricentro dall'asse Y'				-1.931
dG_{E-F,X'} [m]	Distanza del baricentro dall'asse X'				-7.989

BARICENTRO PROPRIO DEL NUCLEO ASCENSORE (PIANI 0-1-2-3)

ELEMENTO	A [m ²]	dX' [m]	dY' [m]	S _{x'} [m ³]	S _{y'} [m ³]
SETTO A	0.060	4.650	1.725	0.279	0.104
SETTO B	0.510	5.500	1.475	2.805	0.752
SETTO C	0.510	6.500	2.175	3.315	1.109
SETTO D	0.510	5.500	2.875	2.805	1.466
dG_{E-F,Y'} [m]	Distanza del baricentro dall'asse Y'				2.158
dG_{E-F,X'} [m]	Distanza del baricentro dall'asse X'				5.789

BARICENTRO PROPRIO DEI PILASTRI (PIANO 2)					
ELEMENTO	A [m²]	dX' [m]	dY' [m]	S_{X'} [m³]	S_{Y'} [m³]
PARTE 1	0.290	0.000	-4.370	0.000	-1.267
PARTE 2	1.160	0.000	2.170	0.000	2.517
dG_{PIL,Y'} [m]	Distanza del baricentro dall'asse Y'				0.862
dG_{PIL,X'} [m]	Distanza del baricentro dall'asse X'				0.000

Per il calcolo del baricentro dei pilastri al piano 2, al fine di tenere conto della diversa altezza di questi in corrispondenza della copertura (essendo alti la metà rispetto a quelli interni), si è pensato di dimezzare l'area della sezione di questi (parte 1), per cui i pilastri della parte 1 si riferiscono ai pilastri sulla copertura (tronchi) e quelli della parte due sono i pilastri che proseguono per l'intera altezza (interi).

Occorre precisare che per ogni piano è stato individuato il baricentro della pilastrata anche in virtù della differente sezione e del fatto che l'assenza dei pilastri 1 e 2, poiché sostituiti dai setti, provoca uno spostamento del baricentro in pianta, oltre che in altezza per il motivo sopra elencato.

BARICENTRO PROPRIO DELLA TAMPONATURA (PIANO 2)					
ELEMENTO	A [m²]	dX' [m]	dY' [m]	S_{X'} [m³]	S_{Y'} [m³]
PARTE 1	3.810	0.000	-3.680	0.000	-14.021
PARTE 2	12.630	0.000	2.170	0.000	27.407
dG_{TAMP,Y'} [m]	Distanza del baricentro dall'asse Y'				0.814
dG_{TAMP,X'} [m]	Distanza del baricentro dall'asse X'				0.000

Una cosa analoga è stata fatta per la tamponatura dove si è moltiplicata la lunghezza della parte 1 e 2 per lo spessore e poi si è dimezzata l'area della parte 1 per tenere conto della differente altezza della tamponatura internamente e esternamente.

BARICENTRO PROPRIO DEL PARAPETTO (PIANO 2)					
ELEMENTO	A [m²]	dX' [m]	dY' [m]	S_{X'} [m³]	S_{Y'} [m³]
PARTE 1	0.608	8.355	-2.180	5.076	-1.324
PARTE 2	2.550	0.000	-4.355	0.000	-11.105
PARTE 3	0.608	-8.355	-2.180	-5.076	-1.324
dG_{PP,Y'} [m]	Distanza del baricentro dall'asse Y'				-3.653
dG_{PP,X'} [m]	Distanza del baricentro dall'asse X'				0.000

BARICENTRO PROPRIO DEI PILASTRI (PIANO 3)					
ELEMENTO	A [m ²]	dX' [m]	dY' [m]	S _{x'} [m ³]	S _{y'} [m ³]
PARTE 1	0.290	-5.425	2.185	-1.573	0.634
PARTE 2	0.580	5.425	2.185	3.147	1.267
dG_{PIL,Y'} [m]	Distanza del baricentro dall'asse Y'				2.185
dG_{PIL,X'} [m]	Distanza del baricentro dall'asse X'				1.808

BARICENTRO PROPRIO DELLA TAMPONATURA (PIANO 3)					
ELEMENTO	A [m ²]	dX' [m]	dY' [m]	S _{x'} [m ³]	S _{y'} [m ³]
PARTE 1	4.560	-2.925	2.185	-13.338	9.964
PARTE 2	4.815	6.290	2.255	30.286	10.858
dG_{TAMP,Y'} [m]	Distanza del baricentro dall'asse Y'				2.221
dG_{TAMP,X'} [m]	Distanza del baricentro dall'asse X'				1.808

BARICENTRO PROPRIO DEL PARAPETTO (PIANO 3)					
ELEMENTO	A [m ²]	dX' [m]	dY' [m]	S _{x'} [m ³]	S _{y'} [m ³]
PARTE 1	1.628	-3.075	-0.075	-5.005	-0.122
PARTE 2	0.652	-8.425	2.170	-5.491	1.414
PARTE 3	1.628	-3.075	4.420	-5.005	7.194
dG_{PP,Y'} [m]	Distanza del baricentro dall'asse Y'				2.172
dG_{PP,X'} [m]	Distanza del baricentro dall'asse X'				-3.968

BARICENTRO PROPRIO DELLA TRAVE A GINOCCHIO (PIANO 3)					
ELEMENTO	A [m ²]	dX' [m]	dY' [m]	S _{x'} [m ³]	S _{y'} [m ³]
PARTE 1	1.280	6.345	0.000	8.118	0.000
PARTE 2	1.305	8.350	2.320	10.897	3.028
PARTE 3	0.431	7.480	4.345	3.220	1.871
dG_{TG,Y'} [m]	Distanza del baricentro dall'asse Y'				1.625
dG_{TG,X'} [m]	Distanza del baricentro dall'asse X'				7.375

A questo punto vengono riportate le tabelle di calcolo dei centri di massa di ciascun piano:

CALCOLO DEL BARICENTRO PER IMPALCATO LIVELLO 0

ELEMENTO	A [m ²]	w [KN/m ²]	dG _{i,x'} [m]	dG _{i,y'} [m]	S _{x'} [KNm]	S _{y'} [KNm]
Solaio 1	22.478	6.516	5.425	-2.185	794.564	-320.023
Solaio 2	5.998	6.516	3.780	2.105	147.731	82.268
Solaio 3	19.035	6.516	0.000	-2.185	0.000	-271.010
Solaio 4	19.035	6.516	0.000	2.185	0.000	271.010
Solaio 5	22.478	6.516	-5.425	-2.185	-794.564	-320.023
Solaio 6	22.478	6.516	-5.425	2.185	-794.564	320.023
Vano Scale	7.354	8.568	5.500	2.178	346.548	137.202
Pianerottolo	5.998	7.016	7.445	2.238	313.303	94.197
	L [m]	I [KN/m]				
Trave a Ginocchio	10.535	4.500	6.948	2.210	329.368	104.765
Pilastrì	24.000	4.250	1.680	0.380	171.360	38.760
Tamponatura	48.700	4.579	0.000	0.000	0.000	0.000
Travi	75.100	5.462	0.000	0.000	0.000	0.000
Setti Ascensore	5.300	22.500	5.789	2.158	690.300	257.344
Setti E-F	3.300	22.500	-7.989	-1.931	-593.213	-143.359
dG_{0,y'} [m]	<i>Distanza del baricentro dell'impalcato dall'asse Y'</i>					0.139
dG_{0,x'} [m]	<i>Distanza del baricentro dell'impalcato dall'asse X'</i>					0.338

CALCOLO DEL BARICENTRO PER IMPALCATO LIVELLO 1

ELEMENTO	A [m ²]	w [KN/m ²]	dG _{i,x'} [m]	dG _{i,y'} [m]	S _{x'} [KNm]	S _{y'} [KNm]
Solaio 1	22.478	6.516	5.425	-2.185	794.564	-320.023
Solaio 2	5.998	6.516	3.780	2.105	147.731	82.268
Solaio 3	19.035	6.516	0.000	-2.185	0.000	-271.010
Solaio 4	19.035	6.516	0.000	2.185	0.000	271.010
Solaio 5	22.478	6.516	-5.425	-2.185	-794.564	-320.023
Solaio 6	22.478	6.516	-5.425	2.185	-794.564	320.023
Vano Scale	7.354	8.568	5.500	2.178	346.548	137.202
Pianerottolo	5.998	7.016	7.445	2.238	313.303	94.197
	L [m]	I [KN/m]				
Trave a Ginocchio	10.535	4.5	6.948	2.210	329.368	104.765
Pilastrì	24.000	4.250	1.680	0.380	171.360	38.760
Tamponatura	48.700	4.579	0.000	0.000	0.000	0.000
Travi	75.100	5.462	0.000	0.000	0.000	0.000
Setti Ascensore	5.300	22.500	5.789	2.158	690.300	257.344
Setti E-F	3.300	22.500	-7.989	-1.931	-593.213	-143.359
dG_{1,y'} [m]	<i>Distanza del baricentro dell'impalcato dall'asse Y'</i>					0.139
dG_{1,x'} [m]	<i>Distanza del baricentro dell'impalcato dall'asse X'</i>					0.338

CALCOLO DEL BARICENTRO PER IMPALCATO LIVELLO 2

ELEMENTO	A [m ²]	w [KN/m ²]	dG _{i,x'} [m]	dG _{i,y'} [m]	S _{x'} [KNm]	S _{y'} [KNm]
Solaio 1	22.478	5.180	5.425	-2.185	631.651	-254.407
Solaio 2	5.998	6.516	3.780	2.105	147.731	82.268
Solaio 3	19.035	5.180	0.000	-2.185	0.000	-215.444
Solaio 4	19.035	6.516	0.000	2.185	0.000	271.010
Solaio 5	22.478	5.180	-5.425	-2.185	-631.651	-254.407
Solaio 6	22.478	6.516	-5.425	2.185	-794.564	320.023
Vano Scale	7.354	8.568	5.500	2.178	346.548	137.202
Pianerottolo	5.998	7.016	7.445	2.238	313.303	94.197
	L [m]	I [KN/m]				
Trave a Ginocchio	10.535	4.5	6.948	2.210	329.368	104.765
Pilastrì	19.000	4.25	1.680	0.380	135.660	30.685
Tamponatura	48.700	3.441	0.000	0.814	0.000	136.447
Travi	75.100	5.462	0.000	0.000	0.000	0.000
Setti Ascensore	5.300	22.500	5.789	2.158	690.300	257.344
Parapetto	26.000	3.429	0.000	-3.653	0.000	-325.642
Setti E-F	3.300	16.875	-7.989	-1.931	-444.909	-107.519

dG _{2,y'} [m]	Distanza del baricentro dell'impalcato dall'asse Y'	0.161
dG _{2,x'} [m]	Distanza del baricentro dell'impalcato dall'asse X'	0.422

CALCOLO DEL BARICENTRO PER IMPALCATO LIVELLO 3

ELEMENTO	A [m ²]	w [KN/m ²]	dG _{i,x'} [m]	dG _{i,y'} [m]	S _{x'} [KNm]	S _{y'} [KNm]
SOL 2	5.998	6.516	3.780	2.105	147.731	82.268
SOL 4	19.035	5.180	0.000	2.185	0.000	215.444
SOL 6	22.478	5.180	-5.425	2.185	-631.651	254.407
Vano Scale	3.677	8.568	5.615	0.740	176.897	23.313
Pianerottolo	2.999	7.016	7.445	2.238	156.651	47.099
	L [m]	I [KN/m]				
Trave a Ginocchio	5.268	4.5	7.375	1.625	174.813	38.509
Pilastrì	10.500	4.688	1.310	2.190	64.477	107.789
Tamponatura	40.400	3.470	1.808	2.221	253.403	311.311
Travi	43.700	5.309	0.000	2.185	0.000	506.964
Setti Ascensore	5.300	11.250	5.789	2.158	345.150	128.672
Parapetto	21.500	3.429	-3.968	2.172	-292.457	160.110
Setti E	1.600	11.250	-8.350	0.645	-150.300	11.610

dG _{3,y'} [m]	Distanza del baricentro dell'impalcato dall'asse Y'	2.090
dG _{3,x'} [m]	Distanza del baricentro dell'impalcato dall'asse X'	0.271

CALCOLO DEL BARICENTRO PER IMPALCATO LIVELLO 4						
ELEMENTO	A [m ²]	w [KN/m ²]	dG _{i,x'} [m]	dG _{i,y'} [m]	S _{x'} [KNm]	S _{y'} [KNm]
SOL 2	22.478	5.180	5.425	2.175	631.651	253.243
	L [m]	I [KN/m]				
Pilastrì	2.400	5.625	5.150	1.950	69.525	26.325
Tamponatura	21.000	1.145	5.150	1.950	123.810	46.880
Travi	16.200	5.175	5.425	2.175	454.805	182.341
dG_{4,y'} [m]	<i>Distanza del baricentro dell'impalcato dall'asse Y'</i>					2.139
dG_{4,x'} [m]	<i>Distanza del baricentro dell'impalcato dall'asse X'</i>					5.358

3.4. CENTRI DI RIGIDEZZA

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:

$$X_{CR} = \frac{\sum(k_{yi} \cdot x_i)}{\sum k_{yi}} \quad ; \quad Y_{CR} = \frac{\sum(k_{xi} \cdot y_i)}{\sum k_{xi}}$$

Dove si sono assunte per le rigidezze (k) e per i momenti di inerzia (J) le seguenti formulazioni:

$$K_{yi} = (n \cdot E_i \cdot J_{xi}) / H_i^3 \quad ; \quad K_{xi} = (n \cdot E_i \cdot J_{yi}) / H_i^3$$

$$J_x = (X \cdot Y^3) / 12 \quad ; \quad J_y = (Y \cdot X^3) / 12$$

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, assumendo un'altezza H dei pilastri pari a 3 metri e un valore del modulo di elasticità pari a 32588.11 MPa (vedi par. 1.2); X e Y sono le dimensioni in pianta dei pilastri e dei setti rispettivamente in direzione X e in direzione Y. Nelle seguenti tabelle la rigidezza dei pilastri è stata abbattuta del 50% (vedi par. 3.1) dividendo le rigidezze K_{yi} e K_{xi} per un fattore 'a' assunto pari a 2. Le coordinate dei centri di rigidezza per ogni impalcato sono riportate nelle seguenti tabelle:

CALCOLO DEL CENTRO DI RIGIDEZZA PER IL PIANO 0											
	X [m]	Y [m]	J _{x,i} [m ⁴]	J _{y,i} [m ⁴]	k _{x,i} [N/m]	k _{y,i} [N/m]	x _i [m]	y _i [m]	k _{x,i} · y _i [N]	k _{y,i} · x _i [N]	
PILASTRI	P 0-1	0.00	0.00	0.00000	0.00000	0.00E+00	0.00E+00	-4.35	-8.35	0.00E+00	0.00E+00
	P 0-2	0.00	0.00	0.00000	0.00000	0.00E+00	0.00E+00	0.00	-8.35	0.00E+00	0.00E+00
	P 0-3	0.60	0.30	0.00135	0.00540	3.91E+07	9.78E+06	4.35	-8.35	-3.27E+08	4.25E+07

	P 0-4	0.30	0.60	0.00540	0.00135	9.78E+06	3.91E+07	-4.35	-2.50	-2.44E+07	-1.70E+08
	P 0-5	0.80	0.30	0.00180	0.01280	9.27E+07	1.30E+07	0.00	-2.50	-2.32E+08	0.00E+00
	P 0-6	0.60	0.30	0.00135	0.00540	3.91E+07	9.78E+06	4.35	-2.50	-9.78E+07	4.25E+07
	P 0-7	0.30	0.60	0.00540	0.00135	9.78E+06	3.91E+07	-4.35	2.50	2.44E+07	-1.70E+08
	P 0-8	0.30	0.80	0.01280	0.00180	1.30E+07	9.27E+07	0.00	2.50	3.26E+07	0.00E+00
	P 0-9	0.80	0.30	0.00180	0.01280	9.27E+07	1.30E+07	4.35	2.50	2.32E+08	5.67E+07
	P 0-10	0.30	0.60	0.00540	0.00135	9.78E+06	3.91E+07	-4.35	8.35	8.16E+07	-1.70E+08
	P 0-11	0.80	0.30	0.00180	0.01280	9.27E+07	1.30E+07	0.00	8.35	7.74E+08	0.00E+00
	P 0-12	0.30	0.60	0.00540	0.00135	9.78E+06	3.91E+07	4.35	8.35	8.16E+07	1.70E+08
SETTI	A	0.20	0.30	0.00045	0.00020	2.90E+06	6.52E+06	1.73	4.65	1.35E+07	1.12E+07
	B	0.30	1.70	0.12283	0.00383	5.54E+07	1.78E+09	1.48	5.50	3.05E+08	2.62E+09
	C	1.70	0.30	0.00383	0.12283	1.78E+09	5.54E+07	2.18	6.50	1.16E+10	1.20E+08
	D	0.30	1.70	0.12283	0.00383	5.54E+07	1.78E+09	2.88	5.50	3.05E+08	5.11E+09
	E	1.60	0.30	0.00360	0.10240	1.48E+09	5.21E+07	0.65	-8.35	-1.24E+10	3.36E+07
	F	0.30	1.70	0.12283	0.00383	5.54E+07	1.78E+09	-4.36	-7.65	-4.24E+08	-7.75E+09
								X _{CR} [m]	Y _{CR} [m]		
COORDINATE DEL CENTRO DI RIGIDEZZA PER z=3m								-0.007	-0.020		

CALCOLO DEL CENTRO DI RIGIDEZZA PER IL PIANO 1

		X [m]	Y [m]	J _{x,i} [m ⁴]	J _{y,i} [m ⁴]	k _{x,i} [N/m]	k _{y,i} [N/m]	x _i [m]	y _i [m]	k _{x,i} · y _i [N]	k _{y,i} · x _i [N]
PILASTRI	P 1-1	0.00	0.00	0.00000	0.00000	0.00E+00	0.00E+00	-4.35	-8.35	0.00E+00	0.00E+00
	P 1-2	0.00	0.00	0.00000	0.00000	0.00E+00	0.00E+00	0.00	-8.35	0.00E+00	0.00E+00
	P 1-3	0.60	0.30	0.00135	0.00540	3.91E+07	9.78E+06	4.35	-8.35	-3.27E+08	4.25E+07
	P 1-4	0.30	0.60	0.00540	0.00135	9.78E+06	3.91E+07	-4.35	-2.50	-2.44E+07	-1.70E+08
	P 1-5	0.80	0.30	0.00180	0.01280	9.27E+07	1.30E+07	0.00	-2.50	-2.32E+08	0.00E+00
	P 1-6	0.60	0.30	0.00135	0.00540	3.91E+07	9.78E+06	4.35	-2.50	-9.78E+07	4.25E+07
	P 1-7	0.30	0.60	0.00540	0.00135	9.78E+06	3.91E+07	-4.35	2.50	2.44E+07	-1.70E+08
	P 1-8	0.30	0.80	0.01280	0.00180	1.30E+07	9.27E+07	0.00	2.50	3.26E+07	0.00E+00
	P 1-9	0.80	0.30	0.00180	0.01280	9.27E+07	1.30E+07	4.35	2.50	2.32E+08	5.67E+07
	P 1-10	0.30	0.60	0.00540	0.00135	9.78E+06	3.91E+07	-4.35	8.35	8.16E+07	-1.70E+08
	P 1-11	0.80	0.30	0.00180	0.01280	9.27E+07	1.30E+07	0.00	8.35	7.74E+08	0.00E+00
	P 1-12	0.30	0.60	0.00540	0.00135	9.78E+06	3.91E+07	4.35	8.35	8.16E+07	1.70E+08
SETTI	A	0.20	0.30	0.00045	0.00020	2.90E+06	6.52E+06	1.73	4.65	1.35E+07	1.12E+07
	B	0.30	1.70	0.12283	0.00383	5.54E+07	1.78E+09	1.48	5.50	3.05E+08	2.62E+09
	C	1.70	0.30	0.00383	0.12283	1.78E+09	5.54E+07	2.18	6.50	1.16E+10	1.20E+08
	D	0.30	1.70	0.12283	0.00383	5.54E+07	1.78E+09	2.88	5.50	3.05E+08	5.11E+09
	E	1.60	0.30	0.00360	0.10240	1.48E+09	5.21E+07	0.65	-8.35	-1.24E+10	3.36E+07
	F	0.30	1.70	0.12283	0.00383	5.54E+07	1.78E+09	-4.36	-7.65	-4.24E+08	-7.75E+09
								X _{CR} [m]	Y _{CR} [m]		
COORDINATE DEL CENTRO DI RIGIDEZZA PER z=6m								-0.007	-0.020		

CALCOLO DEL CENTRO DI RIGIDEZZA PER IL PIANO 2

		X [m]	Y [m]	J _{x,i} [m ⁴]	J _{y,i} [m ⁴]	k _{x,i} [N/m]	k _{y,i} [N/m]	x _i [m]	y _i [m]	k _{x,i} · y _i [N]	k _{y,i} · x _i [N]
PILASTRI	P 2-1	0.00	0.00	0.00000	0.00000	0.00E+00	0.00E+00	-4.35	-8.35	0.00E+00	0.00E+00
	P 2-2	0.00	0.00	0.00000	0.00000	0.00E+00	0.00E+00	0.00	-8.35	0.00E+00	0.00E+00
	P 2-3	0.60	0.30	0.00135	0.00540	3.91E+07	9.78E+06	4.35	-8.35	-3.27E+08	4.25E+07
	P 2-4	0.30	0.60	0.00540	0.00135	9.78E+06	3.91E+07	-4.35	-2.50	-2.44E+07	-1.70E+08
	P 2-5	0.80	0.30	0.00180	0.01280	9.27E+07	1.30E+07	0.00	-2.50	-2.32E+08	0.00E+00
	P 2-6	0.60	0.30	0.00135	0.00540	3.91E+07	9.78E+06	4.35	-2.50	-9.78E+07	4.25E+07
	P 2-7	0.30	0.60	0.00540	0.00135	9.78E+06	3.91E+07	-4.35	2.50	2.44E+07	-1.70E+08
	P 2-8	0.30	0.80	0.01280	0.00180	1.30E+07	9.27E+07	0.00	2.50	3.26E+07	0.00E+00
	P 2-9	0.80	0.30	0.00180	0.01280	9.27E+07	1.30E+07	4.35	2.50	2.32E+08	5.67E+07
	P 2-10	0.30	0.60	0.00540	0.00135	9.78E+06	3.91E+07	-4.35	8.35	8.16E+07	-1.70E+08
	P 2-11	0.80	0.30	0.00180	0.01280	9.27E+07	1.30E+07	0.00	8.35	7.74E+08	0.00E+00
	P 2-12	0.30	0.60	0.00540	0.00135	9.78E+06	3.91E+07	4.35	8.35	8.16E+07	1.70E+08
SETTI	A	0.20	0.30	0.00045	0.00020	2.90E+06	6.52E+06	1.73	4.65	1.35E+07	1.12E+07
	B	0.30	1.70	0.12283	0.00383	5.54E+07	1.78E+09	1.48	5.50	3.05E+08	2.62E+09
	C	1.70	0.30	0.00383	0.12283	1.78E+09	5.54E+07	2.18	6.50	1.16E+10	1.20E+08
	D	0.30	1.70	0.12283	0.00383	5.54E+07	1.78E+09	2.88	5.50	3.05E+08	5.11E+09
	E	1.60	0.30	0.00360	0.10240	1.48E+09	5.21E+07	0.95	-8.35	-1.24E+10	4.93E+07
	F	0.30	1.60	0.10240	0.00360	5.21E+07	1.48E+09	-4.36	-7.10	-3.70E+08	-6.46E+09
								X _{CR} [m]	Y _{CR} [m]		
COORDINATE DEL CENTRO DI RIGIDEZZA PER z=9m								0.231	-0.006		

CALCOLO DEL CENTRO DI RIGIDEZZA PER IL PIANO 3

		X [m]	Y [m]	J _{x,i} [m ⁴]	J _{y,i} [m ⁴]	k _{x,i} [N/m]	k _{y,i} [N/m]	x _i [m]	y _i [m]	k _{x,i} · y _i [N]	k _{y,i} · x _i [N]
PILASTRI	P 3-2	0.00	0.00	0.00000	0.00000	0.00E+00	0.00E+00	0.00	-8.35	0.00E+00	0.00E+00
	P 3-3	0.60	0.30	0.00135	0.00540	3.91E+07	9.78E+06	4.35	-8.35	-3.27E+08	4.25E+07
	P 3-5	0.80	0.30	0.00180	0.01280	9.27E+07	1.30E+07	0.00	-2.50	-2.32E+08	0.00E+00
	P 3-6	0.60	0.30	0.00135	0.00540	3.91E+07	9.78E+06	4.35	-2.50	-9.78E+07	4.25E+07
	P 3-8	0.30	0.80	0.01280	0.00180	1.30E+07	9.27E+07	0.00	2.50	3.26E+07	0.00E+00
	P 3-9	0.80	0.30	0.00180	0.01280	9.27E+07	1.30E+07	4.35	2.50	2.32E+08	5.67E+07
	P 3-11	0.80	0.30	0.00180	0.01280	9.27E+07	1.30E+07	0.00	8.35	7.74E+08	0.00E+00
	P 3-12	0.30	0.60	0.00540	0.00135	9.78E+06	3.91E+07	4.35	8.35	8.16E+07	1.70E+08
SETTI	A	0.20	0.30	0.00045	0.00020	2.90E+06	6.52E+06	1.73	4.65	1.35E+07	1.12E+07
	B	0.30	1.70	0.12283	0.00383	5.54E+07	1.78E+09	1.48	5.50	3.05E+08	2.62E+09
	C	1.70	0.30	0.00383	0.12283	1.78E+09	5.54E+07	2.18	6.50	1.16E+10	1.20E+08
	D	0.30	1.70	0.12283	0.00383	5.54E+07	1.78E+09	2.88	5.50	3.05E+08	5.11E+09
	E	1.60	0.30	0.00360	0.10240	1.48E+09	5.21E+07	0.95	-8.35	-1.24E+10	4.93E+07
								X _{CR} [m]	Y _{CR} [m]		
COORDINATE DEL CENTRO DI RIGIDEZZA PER z=12m								2.131	0.071		

CALCOLO DEL CENTRO DI RIGIDEZZA PER IL PIANO 4											
	X [m]	Y [m]	$J_{x,i} [m^4]$	$J_{y,i} [m^4]$	$k_{x,i} [N/m]$	$k_{y,i} [N/m]$	$x_i [m]$	$y_i [m]$	$k_{x,i} \cdot y_i [N]$	$k_{y,i} \cdot x_i [N]$	
PILASTRI	P 4-8	0.30	0.80	0.01280	0.00180	1.30E+07	9.27E+07	0.00	2.50	3.26E+07	0.00E+00
	P 4-9	0.80	0.30	0.00180	0.01280	9.27E+07	1.30E+07	4.35	2.50	2.32E+08	5.67E+07
	P 4-11	0.80	0.30	0.00180	0.01280	9.27E+07	1.30E+07	0.00	8.35	7.74E+08	0.00E+00
	P 4-12	0.30	0.60	0.00540	0.00135	9.78E+06	3.91E+07	4.35	8.35	8.16E+07	1.70E+08
								$X_{CR} [m]$	$Y_{CR} [m]$		
COORDINATE DEL CENTRO DI RIGIDEZZA PER z=14.4m								1.437	5.379		

3.5. RISULTATI DELL'ANALISI

L'azione sismica, in quanto accelerazione imposta alla base di un edificio, agisce sulla massa di una struttura per effetto dell'azione inerziale ed è quindi applicata nel baricentro delle masse di ciascun impalcato. Per produrre uno spostamento traslazionale puro l'azione orizzontale deve risultare applicata nel baricentro delle rigidezze, in caso contrario lo spostamento traslazionale sarà accoppiato anche con uno spostamento di tipo rotazionale e l'azione sismica provocherà degli effetti torsionali per i diversi impalcati della struttura.

L'obiettivo è quello di far funzionare una struttura in modo tale da ridurre al massimo le sollecitazioni che questa può subire, quindi ridurre al massimo gli effetti torsionali. La rotazione dell'impalcato infatti va a sollecitare maggiormente i pilastri più distanti dal baricentro delle rigidezze. Per limitare gli effetti torsionali cui è soggetto un impalcato occorre avvicinare il più possibile il baricentro delle masse al baricentro delle rigidezze. Tale operazione è stata effettuata agendo sull'orientazione e la dimensione dei pilastri e tramite l'aggiunta di due setti in cemento armato.

In fase preliminare (in assenza di setti in cemento armato, ad esclusione dei setti del vano ascensore) sono stati valutati i centri di massa e i centri di rigidezza, da cui risulta:

CONFRONTO COORDINATE CENTRO DI MASSA - CENTRO DELLE RIGIDEZZE						
IMPALCATO	$X_{CR} [m]$	$Y_{CR} [m]$	$X_{CM} [m]$	$Y_{CM} [m]$	$scarto_{\Delta x} [m]$	$scarto_{\Delta y} [m]$
Livello 0	2.08213	4.43509	0.22940	0.63447	1.85	3.80
Livello 1	2.08213	4.43509	0.22940	0.63447	1.85	3.80
Livello 2	2.08213	4.43509	0.28322	0.66290	1.80	3.77
Livello 3	2.23169	4.62743	2.12090	0.52014	0.11	4.11
Livello 4	2.18079	5.46951	2.17500	5.42500	0.01	0.04

Ovvero centro di massa e centro di rigidezza per i primi quattro impalcati risultano eccessivamente distanti e difatti i primi tre modi mostravano una percentuale di massa rotazionale non trascurabile accoppiata a quella traslazionale, come appare chiaro dall'analisi modale svolta in assenza di setti e di modifiche ai pilastri:

Modal Participating Mass Ratios									
OutputCase	StepType	StepNum	Period	UX	UY	UZ	RX	RY	RZ
Text	Text	Unitless	Sec	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless
MODAL	Mode	1	0.563	54.00%	2.24%	5E-07	5E-07	0.077	28.24%
MODAL	Mode	2	0.392	6.78%	56.97%	5.7E-08	0.1361	0.066	5.25%
MODAL	Mode	3	0.356	10.42%	9.80%	9.9E-07	0.0691	0.173	48.22%
MODAL	Mode	4	0.188	7.37%	0.43%	1.8E-07	0.0118	0.1499	1.85%
MODAL	Mode	5	0.165	0.13%	6.94%	8.2E-06	0.0547	0.0036	0.14%
MODAL	Mode	6	0.142	5.94%	0.00%	5.4E-07	0.0003	0.0756	5.18%
MODAL	Mode	7	0.128	1.11%	0.14%	2.3E-06	0.0014	0.0219	1.02%
MODAL	Mode	8	0.107	0.01%	0.48%	7.2E-06	0.0082	0.0002	1.00%
MODAL	Mode	9	0.098	1.08%	0.38%	1.2E-06	0.0052	0.0195	0.00%
MODAL	Mode	10	0.080	1.05%	14.73%	3.9E-06	0.1878	0.0195	0.03%
MODAL	Mode	11	0.067	7.59%	0.95%	8.1E-06	0.0113	0.1295	5.95%
MODAL	Mode	12	0.040	0.81%	4.31%	0.00118	0.0751	0.0201	0.03%

Per tale ragione risulta motivata la scelta di aggiungere due setti in posizione opposta a quella del vano ascensore in modo tale da spostare il centro di rigidezza del piano in direzione del centro di massa dello stesso, i pilastri 1 e 2 risulteranno pertanto inglobati rispettivamente nei setti F (30x170cm) ed E (30x160cm). Si riporta di seguito la tabella con i valori delle coordinate di centro di rigidezza, centro di massa, e scarto tra questi due valori, per ogni impalcato, a seguito delle modifiche appena discusse.

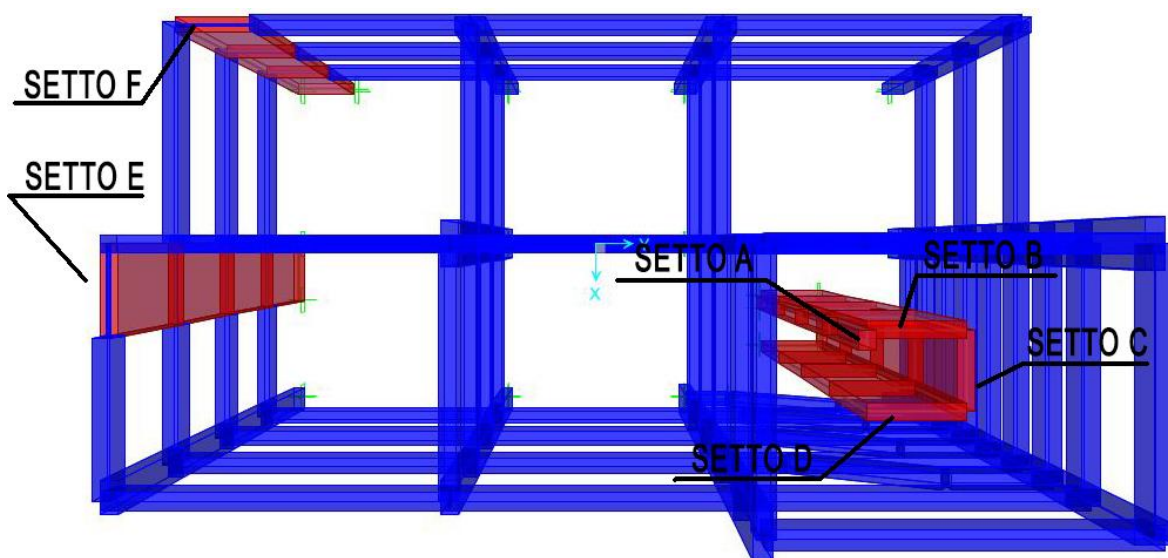


Figura 6 - Posizionamento dei setti in pianta, vista dall'alto nel modello realizzato con il software SAP2000

CONFRONTO COORDINATE CENTRO DI MASSA - CENTRO DELLE RIGIDENZE

IMPALCATO	X_{CR} [m]	Y_{CR} [m]	X_{CM} [m]	Y_{CM} [m]	scarto $_{\Delta x}$ [m]	scarto $_{\Delta y}$ [m]
Livello 0	-0.00729	-0.01987	0.13893	0.33790	0.15	0.36
Livello 1	-0.00729	-0.01987	0.13893	0.33790	0.15	0.36
Livello 2	0.23101	-0.00591	0.16113	0.42155	0.07	0.43
Livello 3	2.13113	0.07081	2.08999	0.27097	0.04	0.20
Livello 4	1.43670	5.37922	2.13948	5.35795	0.70	0.02

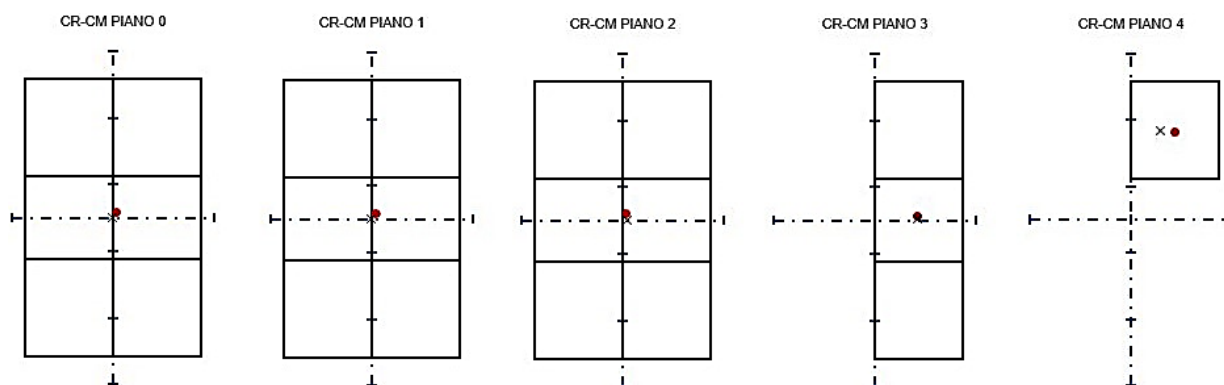


Figura 7 - Disposizione dei centri di massa e dei centri di rigidezza per ogni impalcato a seguito dell'aggiunta dei setti.

Dopo l'aggiunta dei setti è possibile notare come centro di massa e centro di rigidezza per i primi quattro impalcati risultano quasi coincidenti, questo determina il disaccoppiamento dei modi di vibrare della struttura per cui nei primi due modi risulta nulla la componente rotazionale, mentre nel terzo modo risulta prevalente la componente rotazionale e quasi nulle le corrispondenti componenti traslazionali, come riportato dai risultati dell'analisi modale svolta nella nuova configurazione:

TABLE: Modal Participating Mass Ratios

OutputCase	StepType	StepNum	Period	UX	UY	RZ
Text	Text	Unitless	Sec	Unitless	Unitless	Unitless
MODAL	Mode	1	0.384187	72.57%	0.00%	0.61%
MODAL	Mode	2	0.347244	0.01%	68.83%	2.46%
MODAL	Mode	3	0.281978	0.26%	2.57%	69.34%
MODAL	Mode	4	0.116991	5.66%	5.33%	0.03%
MODAL	Mode	5	0.114016	8.17%	3.33%	0.71%
MODAL	Mode	6	0.095263	1.97%	0.26%	9.51%
MODAL	Mode	7	0.079221	1.82%	3.28%	0.06%
MODAL	Mode	8	0.075844	0.33%	8.12%	0.43%

MODAL	Mode	9	0.063785	2.49%	0.04%	8.16%
MODAL	Mode	10	0.048536	3.96%	0.20%	1.74%
MODAL	Mode	11	0.0411	0.24%	4.69%	0.07%
MODAL	Mode	12	0.034811	0.89%	0.53%	3.02%

Le norme tecniche al par. 7.3.3.1 impongono di considerare “tutti i modi con massa partecipante significativa. È opportuno a tal riguardo considerare tutti i modi con massa partecipante superiore al 5% e un numero di modi la cui massa partecipante totale sia superiore allo 85%.” Sono stati considerati i seguenti modi di vibrare (evidenziati in rosso):

TABLE: Modal Participating Mass Ratios						
OutputCase	StepType	StepNum	Period	SumUX	SumUY	SumRZ
Text	Text	Unitless	Sec	Unitless	Unitless	Unitless
MODAL	Mode	1	0.384187	72.57%	0.00%	0.61%
MODAL	Mode	2	0.347244	72.58%	68.83%	3.07%
MODAL	Mode	3	0.281978	72.83%	71.40%	72.40%
MODAL	Mode	4	0.116991	78.50%	76.73%	72.44%
MODAL	Mode	5	0.114016	86.66%	80.06%	73.15%
MODAL	Mode	6	0.095263	88.63%	80.33%	82.65%
MODAL	Mode	7	0.079221	90.45%	83.61%	82.71%
MODAL	Mode	8	0.075844	90.78%	91.73%	83.15%
MODAL	Mode	9	0.063785	93.27%	91.77%	91.31%
MODAL	Mode	10	0.048536	97.23%	91.98%	93.05%
MODAL	Mode	11	0.0411	97.46%	96.67%	93.12%
MODAL	Mode	12	0.034811	98.36%	97.19%	96.14%

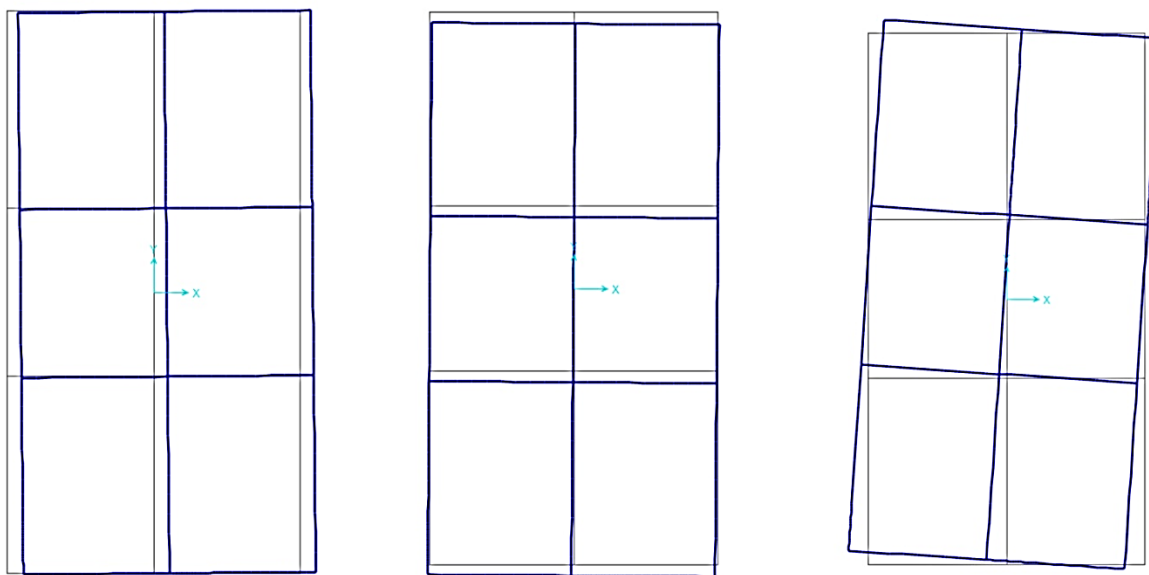


Figura 8 – Primi tre modi di vibrare con vista dall'alto (da sx a dx): 1) $T=0.384$ sec; $M_x=72.5\%$; $M_y=0.000\%$ 2) $T=0.347$ sec; $M_x=0.000\%$; $M_y=68.8\%$ 3) $T=0.281$ sec; $M_x=0.25\%$; $M_y=2.57\%$.

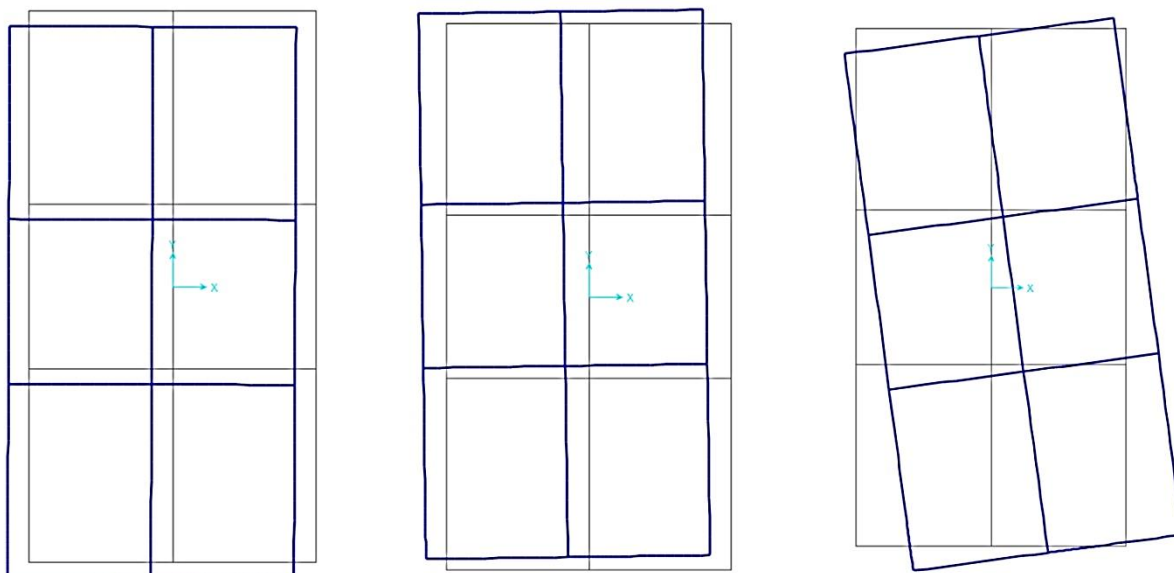


Figura 9 – Secondi tre modi di vibrare con vista dall'alto (da sx a dx): 4) $T=0.116$ sec; $M_x=5.6\%$; $M_y=5.3\%$ 5) $T=0.114$ sec; $M_x=8.1\%$; $M_y=3.3\%$ 6) $T=0.095$ sec; $M_x=1.9\%$; $M_y=0.2\%$.

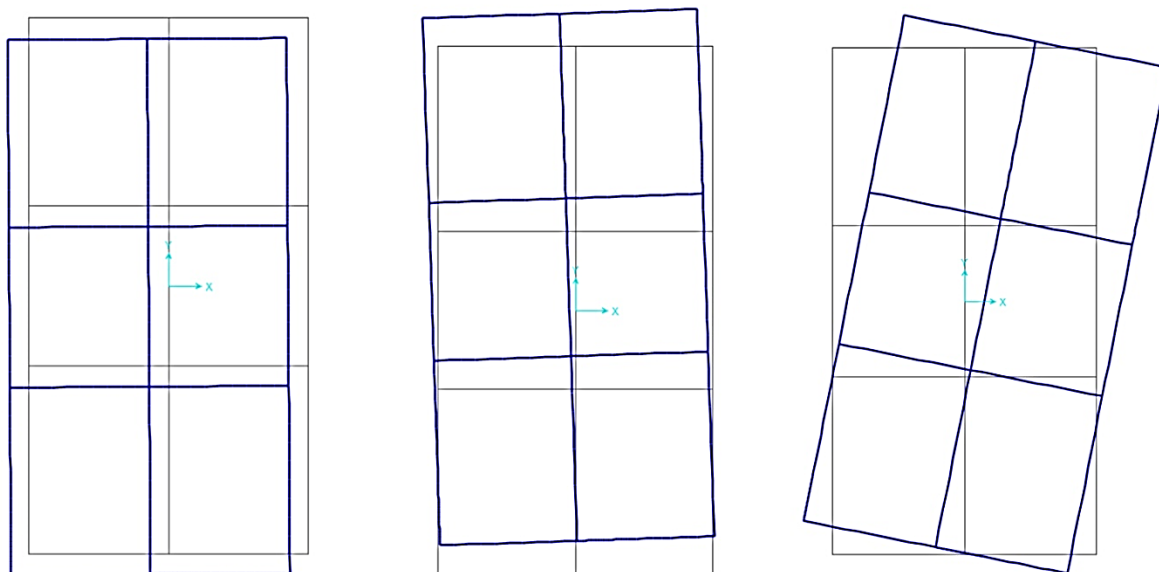


Figura 10 - Terzi tre modi di vibrare con vista dall'alto (da sx a dx): 7) $T=0.079$ sec; $M_x=1.8\%$; $M_y=3.2\%$ 8) $T=0.075$ sec; $M_x=0.3\%$; $M_y=8.1\%$ 9) $T=0.063$ sec; $M_x=2.4\%$; $M_y=0.04\%$.

4. PROGETTAZIONE SISMICA

La costruzione in esame è stata progettata in accordo con il principio di comportamento strutturale dissipativo, calcolando la domanda derivante dall'azione sismica tramite un modello elastico e tenendo conto della non linearità del materiale attraverso l'utilizzo implicito del fattore di comportamento q .

Lo spettro di progetto $S_d(T)$ da utilizzare allo SLV è lo spettro elastico con le ordinate ridotte sostituendo, nelle formule utilizzate per calcolarlo, η con $1/q$ (NTC18 par. 3.2.3.5); q dipende dalla tipologia strutturale, dal suo grado di iperstaticità, dai criteri di progettazione adottati e dalla non linearità del materiale.

Esso può essere calcolato tramite la seguente espressione (NTC18 par. 7.3.1):

$$q = q_0 \cdot K_R$$

dove:

q_0 è il valore massimo del fattore di struttura che dipende dal livello di duttilità attesa, dalla tipologia strutturale e dal rapporto α_u/α_1 tra il valore dell'azione sismica per il quale si verifica la formazione di un numero di cerniere plastiche tali da rendere la struttura labile e quello per il quale il primo elemento strutturale raggiunge la plasticizzazione a flessione;

K_R è un fattore riduttivo che dipende dalle caratteristiche di regolarità in altezza della costruzione, con valore pari ad 1 per costruzioni regolari in altezza e 0.8 per costruzioni non regolari in altezza.

Per poter calcolare il fattore di struttura va verificata la regolarità in pianta e in elevazione (NTC18 par. 7.2.2) quindi stabilita la tipologia strutturale (NTC18 par. 7.4.3.1).

4.1. REGOLARITA' IN PIANTA E IN ELEVAZIONE

La verifica di regolarità della costruzione implica vantaggi computazionali, in quanto consente l'utilizzo di analisi semplificate, nonché guadagni economici in termini di abbattimento delle azioni sismiche di progetto (edifici non regolari comportano una diminuzione del fattore q con conseguente aumento delle azioni sismiche di progetto).

Per verificare la regolarità in pianta e in elevazione si fa riferimento al capitolo 7.2.1 delle NTC 2018. Per quanto riguarda gli edifici, una costruzione è regolare in pianta se tutte le seguenti condizioni sono rispettate:

- a) la distribuzione di masse e rigidità è approssimativamente simmetrica rispetto a due direzioni ortogonali e la forma in pianta è compatta, ossia il contorno di ogni orizzontamento è convesso [...].*
- b) il rapporto tra i lati del rettangolo circoscritto alla pianta di ogni orizzontamento è inferiore a 4;*
- c) ciascun orizzontamento ha una rigidità nel proprio piano tanto maggiore della corrispondente rigidità degli elementi strutturali verticali da potersi assumere che la sua deformazione in pianta influenzi in modo trascurabile la distribuzione delle azioni sismiche tra questi ultimi e ha resistenza sufficiente a garantire l'efficacia di tale distribuzione.*

Una costruzione è regolare in altezza se tutte le seguenti condizioni sono rispettate:

- 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 rigidità rimangono costanti o variano gradualmente, senza bruschi cambiamenti, dalla base alla sommità della costruzione [...].*
- 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) [...].*
- 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 immediatamente sottostante, né il 30% della dimensione corrispondente al primo orizzontamento. Fa eccezione l'ultimo orizzontamento di costruzioni di almeno quattro orizzontamenti, per il quale non sono previste limitazioni di restringimento.*

Nel caso in esame, per quanto riguarda la regolarità in pianta:

a) la distribuzione di masse e rigidezze è approssimativamente simmetrica rispetto a due direzioni ortogonali, ovvero centri di massa e rigidezza coincidono con l'intersezione dei due assi passanti per i punti medi dei due lati principali in pianta (vedi fig. 7 par. 3.5), e la forma in pianta è compatta poiché rettangolare.

b) il rapporto tra i lati del rettangolo circoscritto alla pianta di ogni orizzontamento è inferiore a 4 (17x9 metri in pianta da cui risulta un rapporto tra i lati pari a $1.88 < 4$)

c) avendo realizzato una soletta in cemento armato di spessore pari a 4 cm, gli orizzontamenti sono considerati infinitamente rigidi nel loro piano, pertanto il requisito risulta verificato.

A proposito della regolarità in altezza è possibile immediatamente affermare che la struttura non rispetta i requisiti in quanto il punto d) non è soddisfatto (il setto ascensore non si estende per tutta l'altezza della struttura). Oltre a ciò, le sezioni degli orizzontamenti variano bruscamente nel passaggio agli ultimi due impalcati, contrariamente alle condizioni imposte al punto f).

4.2. TIPOLOGIA STRUTTURALE

La normativa suddivide le strutture in calcestruzzo armato in sei tipologie:

- *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;*
- *strutture a pareti, nelle quali la resistenza alle azioni sia verticali che orizzontali è affidata principalmente a pareti (v. § 7.4.4.5), 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 (v. § 7.4.4.5), a seconda della assenza o presenza di opportune “travi di accoppiamento” duttili distribuite in modo regolare lungo l'altezza, si definiscono singole o accoppiate;*
- *strutture miste telaio-pareti, nelle quali la resistenza alle azioni verticali è affidata prevalentemente ai telai, la resistenza alle azioni orizzontali è affidata in parte ai telai ed in parte alle pareti, singole o accoppiate; se più del 50% dell'azione orizzontale è assorbita dai telai si parla di strutture miste equivalenti a telai, altrimenti si parla di strutture miste equivalenti a pareti;*

[...]

- *strutture deformabili torsionalmente, composte da telai e/o pareti, la cui rigidezza torsionale non soddisfa ad ogni piano la condizione $r^2 / l_s^2 \geq 1$, nella quale:
 r^2 = 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 a pareti (purché snelle e a deformazione prevalentemente 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.

Per definire la tipologia strutturale si è applicato un sistema di forze orizzontali pari a 100 KN su ogni piano (dirette su x e y) al modello, valutando le risultanti del taglio alla base della struttura. Da cui risulta che le pareti assorbono più del 50% delle azioni orizzontali in entrambe le direzioni, mentre la resistenza per azioni verticali è affidata prevalentemente ai telai (90%), è possibile classificare l'edificio come una struttura mista equivalente a parete.

carichi orizzontali $F_i=100\text{KN}$					
TOT. X [KN]	pareti dir. X [KN]	pareti X [%] sul TOT.	TOT. Y [KN]	pareti dir. Y [KN]	pareti Y [%] sul TOT.
-500	-396.671	79.33%	-500.001	-343.074	68.61%

Si è inoltre verificata la non deformabilità torsionale della struttura mediante la verifica della seguente relazione per ogni impalcato:

$$r^2/I_s^2 \geq 1$$

In cui r è scomposto nelle due direzioni r_x e r_y . I termini assumono i seguenti valori:

$$r_x = \sqrt{K_T/K_x} ; r_y = \sqrt{K_T/K_y} \quad \text{con} \quad K_T = \sum(k_{xi}y_i^2 + k_{yi}x_i^2) ; K_x = \sum k_{xi} ; K_y = \sum k_{yi}$$

Da cui risulta un valore del suddetto rapporto per ogni impalcato sempre maggiore di 1:

IMPALCATO	K_x [N/m]	K_y [N/m]	K_T [N/m]	r_x [-]	r_y [-]	I_s [m]	r_x^2/I_s^2	r_y^2/I_s^2
1	3.84E+09	5.76E+09	2.54E+11	8.12666	6.63581	5.55278	2.141921	1.428127
2	3.84E+09	5.76E+09	2.54E+11	8.12666	6.63581	5.55278	2.141921	1.428127
3	3.84E+09	5.46E+09	2.47E+11	8.03011	6.72931	5.55278	2.091330	1.468658
4	3.75E+09	3.86E+09	2.14E+11	7.54222	7.43648	5.55278	1.844924	1.793556
5	2.08E+08	1.58E+08	8.79E+09	6.49834	7.46265	5.55278	1.369568	1.806197

4.3. FATTORE DI STRUTTURA

La struttura verrà realizzata in classe di duttilità media (CD"B") e nota la tipologia strutturale di cui al paragrafo precedente, l'espressione per il calcolo di q_0 è la seguente (NTC18 par. 7.4.3.2):

$$q_0 = 3.0 \cdot \alpha_u / \alpha_1$$

Nel caso in esame essendo presenti pareti in calcestruzzo armato, la normativa prevede di ridurre il valore di q tramite un coefficiente k_w al fine di prevenire il collasso fragile delle pareti, nella fattispecie il valore di tale parametro è assunto pari a:

$$K_w = (1 + \alpha_0) / 3$$

Con $0.5 \leq K_w \leq 1.0$. Da cui risulta α_0 (rapporto tra altezza e lunghezza della parete) pari a 7.5, calcolato in riferimento alla parete più “snella” ($h=12\text{m}$ e $L=1.6\text{m}$) e pari a 5.29 calcolato in riferimento alla parete più “tozza” ($h=9\text{m}$ e $L=1.7\text{m}$) da cui risulta rispettivamente $k_w=2.83$; 2.09 e quindi assunto pari al limite massimo (1.0).

Il rapporto di sovrarresistenza (α_u/α_1) nel caso in esame, per assenza di pareti accoppiate, risulta pari a 1.1, da cui $q_0=3.3$. Posto $K_R=0.8$ per edifici non regolari in altezza, e K_w pari a 1, ne deriva che:

$$q = q_0 \cdot K_R \cdot K_w = 2.64$$

4.4. SPETTRI DI RISPOSTA

Per calcolare gli spettri di risposta è stato utilizzato il documento Excel SPETTRI-NTC ver. 1.0.3 relativo al DM 14 gennaio 2008, divulgato dal Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici.

La definizione degli spettri di risposta si articola in 3 fasi, ciascuna delle quali prevede la scelta di alcuni parametri da parte dell'utente.

Nella prima fase è necessario localizzare il sito in cui si vuole realizzare la struttura nel territorio nazionale: in questo caso l'edificio si trova nel comune di Palermo (38,1121; 13,3366).

Nella seconda fase occorre definire un periodo di riferimento V_R sulla base del quale sono ricavate le azioni sismiche, che si ottiene, per ciascun tipo di costruzione, moltiplicandone la vita nominale di progetto V_N per il coefficiente d'uso C_U :

$$V_R = V_N \cdot C_U$$

Il valore del coefficiente d'uso C_U (Tab. 2.4.II. NTC18) è assunto pari a 1.0 per una classe d'uso II; considerando una vita nominale per livelli di prestazione ordinari di 50 anni, si ha che il periodo di riferimento è pari a 50 anni.

Nell'ultima fase, per determinare il valore dell'accelerazione, rimane da definire la categoria di sottosuolo e la categoria topografica. Il sottosuolo assegnato è di categoria B (Tab. 3.2.II NTC18) mentre, supponendo che l'edificio sorga su una superficie pianeggiante la categoria topografica di riferimento è la T1.

Le forme spettrali sono definite nel periodo di riferimento V_R , per determinate probabilità di eccedenza P_{VR} indicate dalla normativa in funzione dello stato limite considerato. Per ciascuno stato limite (par. 1.3) si ricava il periodo di ritorno T_R del sisma utilizzando la relazione:

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

In cui per gli stati limite di salvaguardia della vita e di danno, il valore di P_{VR} vale rispettivamente 10% e 63% da cui si ottiene un tempo di ritorno rispettivamente pari a 475 anni e 50 anni. Una volta definito il tempo di ritorno il documento Excel SPETTRI-NTC ver. 1.0.3 calcola i parametri necessari a definire lo spettro (a_g , F_0 , T_c^*) su un reticolo di riferimento nell'intervallo di riferimento, tali valori sono forniti nelle tabelle riportate nell'allegato B del Decreto del Ministro delle Infrastrutture 14 gennaio 2008, pubblicato nel S.O. alla Gazzetta Ufficiale del 4 febbraio 2008, n.29. Qualora il punto (le coordinate del sito) ricada al di fuori del reticolo di riferimento, il documento excel interpola i dati come media pesata dei valori assunti da tali parametri nei quattro vertici della maglia elementare del reticolo contenente il punto in esame, dai risultati di questa interpolazione è possibile ottenere direttamente i valori di accelerazione massima attesa su sito di riferimento rigido orizzontale (a_g) che risultano pari a 0.061 ($T_R=50$ anni) e 0.177 ($T_R=475$ anni).

Sulla base di suddette considerazioni il documento fornisce lo spettro di progetto anelastico (spettro elastico ridotto del fattore q) allo SLV per poter procedere alla progettazione della struttura e lo spettro di progetto elastico allo SLD per le verifiche, entrambi riferiti ad uno smorzamento convenzionale del 5%.

Nella pagina seguente sono riportati gli spettri di progetto così come ottenuti dal documento Excel SPETTRI-NTC ver. 1.0.3 (*figure 13,14*).

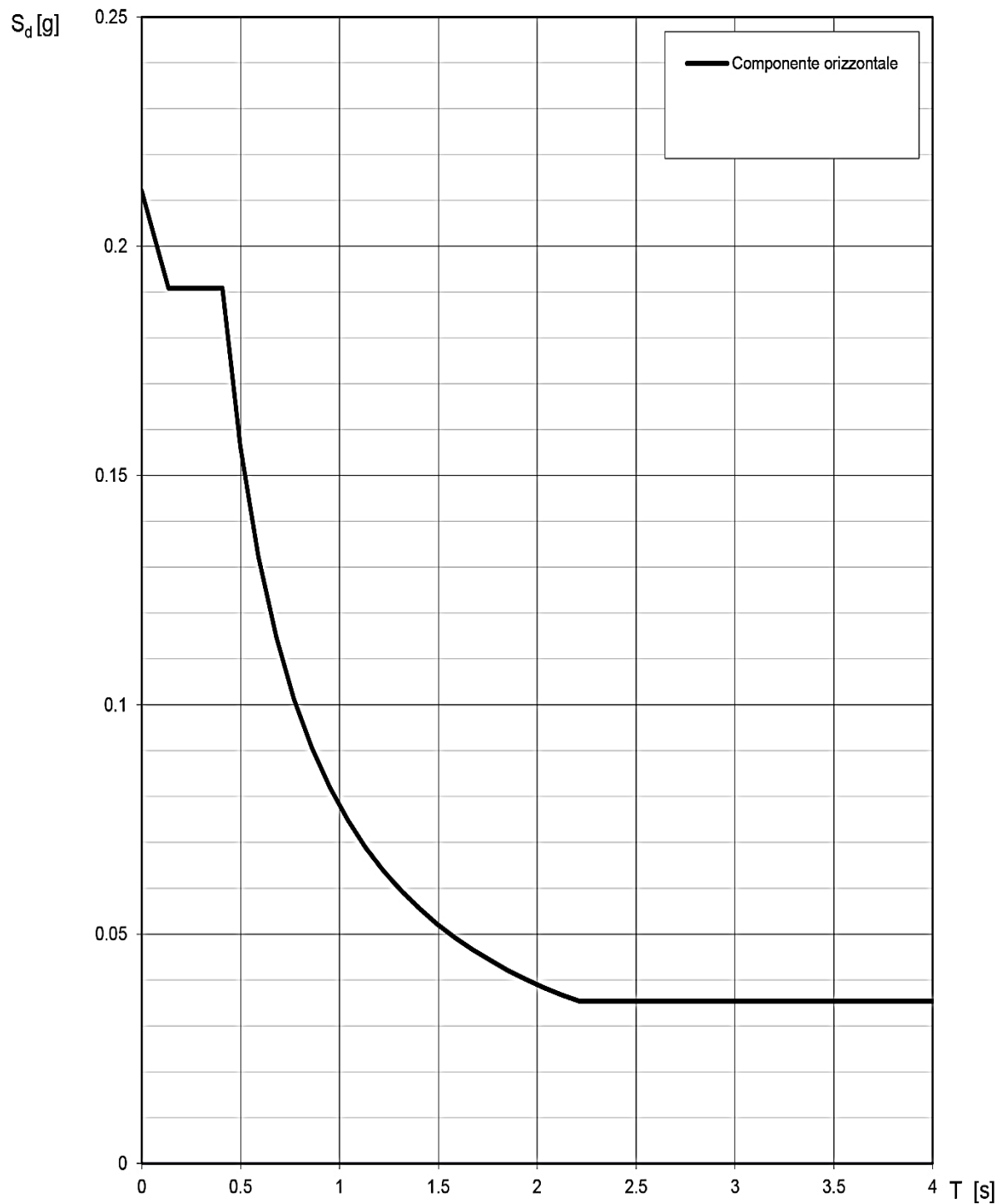


Figura 11 Spettro di risposta (componente orizzontale) per lo stato limite: SLV

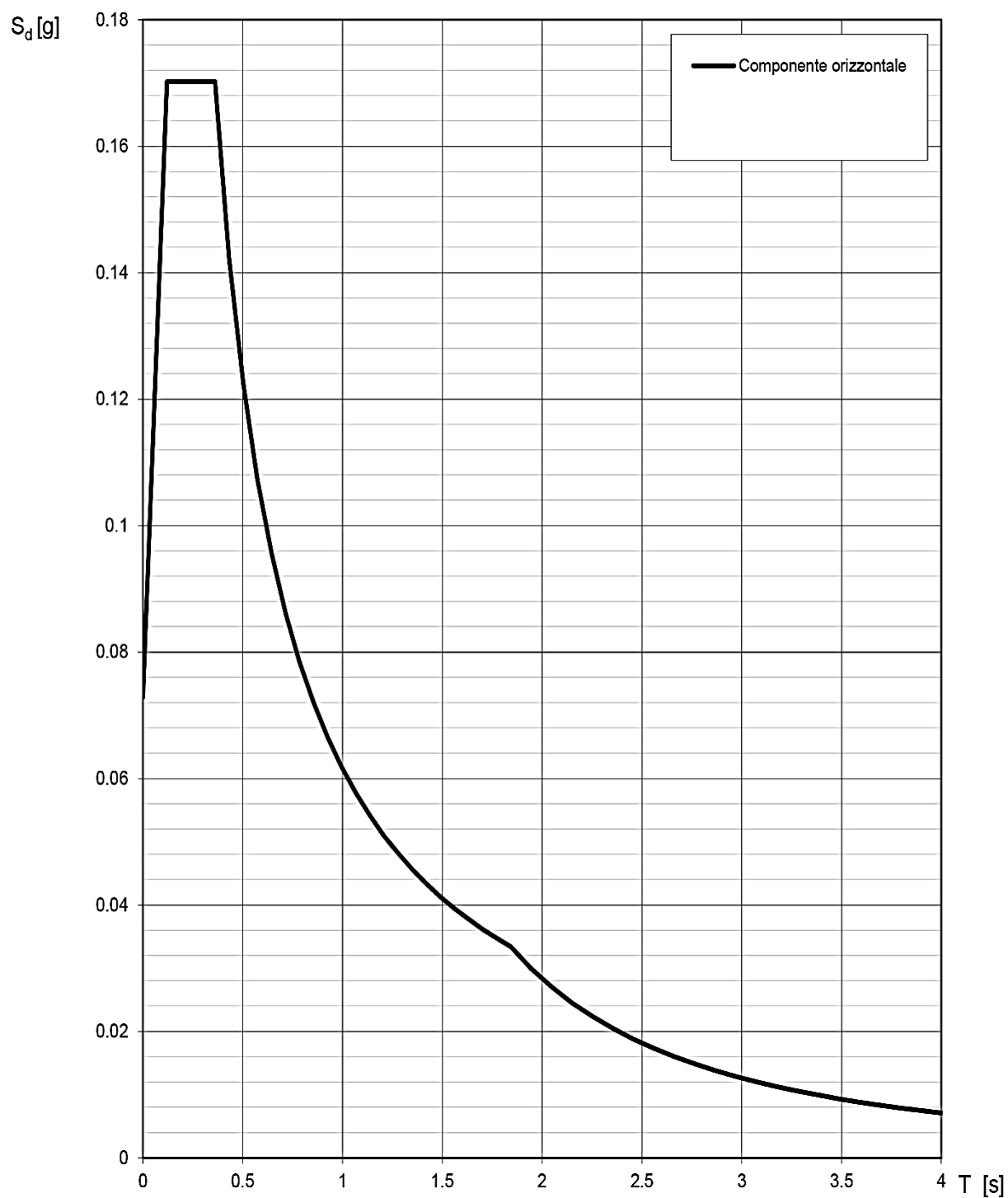


Figura 12 Spettro di risposta (componente orizzontale) per lo stato limite: SLD

5. METODI DI ANALISI

5.1. ANALISI STATICA LINEARE

L'analisi statica lineare consiste nell'applicazione di forze statiche equivalenti alle forze di inerzia indotte dall'azione sismica e può essere effettuata per costruzioni per le quali i periodi T_1 e T_2 dei primi modi di vibrare principali non superino il valore $2,5 T_C$ o T_D e che la costruzione sia regolare in altezza.

Nel caso in esame la struttura non rispetta la condizione di regolarità in altezza, ma si è deciso di effettuare comunque la seguente analisi per poterla confrontare con i risultati dell'analisi dinamica lineare che verrà successivamente effettuata.

Per prima cosa è necessario calcolare il periodo proprio della struttura per le direzioni x e y e verificare che esso rispetti la condizione: $T_i < 2,5 \cdot T_C$ e $T_i < T_D$. Per calcolare il periodo di vibrazione nei primi due modi significativi della struttura si sono assegnate ai centri di massa le due forze orizzontali di uguale modulo F_x e F_y , come indicato al par.7.3.3.2 delle NTC18 entrambe pari a F:

$$F = G_1 + G_2 + \sum \psi_{2j} Q_{kj}$$

Tale valore di F così calcolato, corrisponde ai pesi sismici di cui al par. 3.2, che vengono riportati nel seguito: impalcato 0; 1: 1726.63 KN; impalcato 2: 1641.63 KN; impalcato 3: 876.83 KN; impalcato 4: 223.36 KN. A questo punto, tramite il software di calcolo SAP2000 si è misurato lo spostamento laterale elastico (d) del nodo più alto dell'edificio e si è applicata la formula da normativa (7.3.6):

$$T_{1x,y} = 2 \sqrt{d_{x,y}}$$

d è stato calcolato e risulta pari a 3.59 cm in direzione x e 3.19 cm in direzione y. Da cui otteniamo i valori di $T_{1,x}$ e $T_{1,y}$ rispettivamente 0.378 e 0.357 secondi (molto simili ai periodi calcolati con l'analisi modale, vedi par. 3.5). Con questi valori ricaviamo i valori di accelerazione spettrale $S_d(T_{1,x}) = S_d(T_{1,y}) = 0.191$ g (1.87 m/s^2) allo SLV; l'entità delle forze di piano (dipendendo direttamente dal valore di $S_d(T)$, risulterà la stessa nelle due direzioni x e y) è stata valutata mediante la seguente formulazione (NTC18 par.7.3.3.2):

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

Dove $F_h = S_d(T) \cdot \lambda \cdot W/g$, con $\lambda=0.85$ per $T < 2T_c$ (con $T_c=0.409$) essendo presenti un totale di 5 orizzontamenti (>3). Il peso totale dell'edificio è pari a $W=6195.08$ KN. Le forze di piano risultano per ciascun impalcato pari ai valori riportati nella seguente tabella:

IMPALCATO	F_h [KN]	W_i [KN]	z_i [m]	$\Sigma(z_i W_i)$ [KNm]	$F_{i,x,y}$ [KN]
0	1005.772	1726.63	3.00	44052.69703	118.2628
1	1005.772	1726.63	6.00	44052.69703	236.5255
2	1005.772	1641.63	9.00	44052.69703	337.3217
3	1005.772	876.83	12.00	44052.69703	240.2292
4	1005.772	223.36	14.40	44052.69703	73.4326

Per ciascun piano l'azione sismica (E_i) è valutata unitariamente per le due componenti x e y, trascurando la componente in direzione z (non essendo verificate le condizioni per cui si rende necessario considerarla di cui al par. 7.2.2 delle NTC18), da cui risultano 8 possibili combinazioni (par. 7.3.5 NTC18):

$$\begin{array}{ll}
 +E_x + 0.3E_y & +0.3E_x + E_y \\
 +E_x - 0.3E_y & +0.3E_x - E_y \\
 -E_x - 0.3E_y & -0.3E_x - E_y \\
 -E_x + 0.3E_y & -0.3E_x + E_y
 \end{array}$$

Nel caso di analisi statica lineare su modelli spaziali, non potendo conoscere con esattezza la posizione delle masse, ci si tutela da un'eventuale sottovalutazione di queste tenendo in conto un'eccentricità accidentale; in particolare la normativa richiede che il centro di massa di ogni piano sia traslato nelle due direzioni principali dell'edificio di una distanza pari a:

$$e_i = \pm 0.05 L_i$$

Essendo e_i l'eccentricità accidentale della massa del piano i-esimo applicata nella stessa direzione per tutti i piani e L_i la dimensione tra le due del piano ortogonale alla direzione dell'azione sismica E.

Dal momento che la normativa impone di considerare un'eccentricità accidentale, l'effetto di tale eccentricità si traduce in una forza più un momento torcente nelle due direzioni x e y dato dal prodotto dalla forza per il valore dell'eccentricità in direzione ortogonale alla forza stessa; per cui vengono a crearsi 4 ulteriori configurazioni per ognuno dei casi sopra elencati, ovvero:

$$\begin{array}{l}
 E_x = F_x + M_{ix}^+ \\
 E_x = F_x + M_{ix}^-
 \end{array}$$

$$E_y = F_y + M_{iy}^+$$

$$E_y = F_y + M_{iy}^-$$

Dove:

$$M_{ix}^+ = F_{ix} \cdot e_y \quad ; \quad M_{ix}^- = F_{ix} \cdot (-e_y)$$

$$M_{iy}^+ = F_{iy} \cdot e_x \quad ; \quad M_{iy}^- = F_{iy} \cdot (-e_x)$$

I valori in modulo delle quantità M_{ix} e M_{iy} sono stati calcolati una volta calcolate le eccentricità e_x ed e_y :

IMPALCATO	F_{ix} [KN]	F_{iy} [KN]	L_x [m]	L_y [m]	e_x [m]	e_y [m]	M_{ix} [KNm]	M_{iy} [KNm]
0	118.2628	118.26	9.00	17	0.45	0.85	100.5234	53.2182
1	236.5255	236.53	9.00	17	0.45	0.85	201.0467	106.4365
2	337.3217	337.32	9.00	17	0.45	0.85	286.7235	151.7948
3	240.2292	240.23	4.50	17	0.225	0.85	204.1948	54.0516
4	73.4326	73.43	4.50	6	0.225	0.3	22.0298	16.5223

Le combinazioni totali possono essere scritte in forma compatta sostituendo nelle prime 8 condizioni le seconde 4, trovando:

$$\pm F_x + M_{ix}^{\pm} + 0.3(\pm F_y + M_{iy}^{\pm})$$

$$0.3(\pm F_x + M_{ix}^{\pm}) \pm F_y + M_{iy}^{\pm}$$

Da cui in totale risultano 32 combinazioni. Ai fini dell'analisi è utile riassumere tutte e 32 le combinazioni totali in una tabella, ricordando che la combinazione sismica indicata dalla normativa (par. 2.5.3 NTC18), si presenta nella forma:

$$E + G_1 + G_2 + \sum \Psi_{2j} Q_{kj}$$

Dove G_1 e G_2 sono rispettivamente i carichi permanenti strutturali e non strutturali, Q_{kj} i carichi variabili e Ψ_{2j} un coefficiente moltiplicativo assunto pari a 0.3 e 0.6 rispettivamente per ambienti di categoria A e C (par. 2.5.2 NTC18). La quantità $G_1 + G_2 + \Psi_{2j} Q_{kj}$ è stata valutata per ogni singola trave dell'edificio e, ai fini del calcolo, inserita sul software SAP2000 come un'unica combinazione di carico denominata 'SEISMIC_G1+G2+ΨQ' aggiunta di volta in volta a ciascuna delle 32 combinazioni sismiche. Segue la tabella riassuntiva di tali combinazioni.

COMBINAZIONE SISMICA	E _x		E _y		G ₁ +G ₂ +ΣΨ _{2j} Q _{Kj}			
	F _x	M _{ix}	F _y	M _{iy}	G ₁	G ₂	Q ₁	Q ₂
1) EX++++	1	1	0.3	0.3	1	1	0.3	0.6
2) EX+++-	1	1	0.3	-0.3	1	1	0.3	0.6
3) EX+++-	1	1	-0.3	0.3	1	1	0.3	0.6
4) EX+---	1	1	-0.3	-0.3	1	1	0.3	0.6
5) EX-+++	1	-1	0.3	0.3	1	1	0.3	0.6
6) EX-++-	1	-1	0.3	-0.3	1	1	0.3	0.6
7) EX-+-+	1	-1	-0.3	0.3	1	1	0.3	0.6
8) EX+---	1	-1	-0.3	-0.3	1	1	0.3	0.6
9) EX-+++	-1	1	0.3	0.3	1	1	0.3	0.6
10) EX-++-	-1	1	0.3	-0.3	1	1	0.3	0.6
11) EX-+-+	-1	1	-0.3	0.3	1	1	0.3	0.6
12) EX+---	-1	1	-0.3	-0.3	1	1	0.3	0.6
13) EX-+++	-1	-1	0.3	0.3	1	1	0.3	0.6
14) EX-++-	-1	-1	0.3	-0.3	1	1	0.3	0.6
15) EX-+-+	-1	-1	-0.3	0.3	1	1	0.3	0.6
16) EX+---	-1	-1	-0.3	-0.3	1	1	0.3	0.6
17) EY++++	0.3	0.3	1	1	1	1	0.3	0.6
18) EY+++-	0.3	0.3	1	-1	1	1	0.3	0.6
19) EY+++-	0.3	0.3	-1	1	1	1	0.3	0.6
20) EY+---	0.3	0.3	-1	-1	1	1	0.3	0.6
21) EY-+++	0.3	-0.3	1	1	1	1	0.3	0.6
22) EY-++-	0.3	-0.3	1	-1	1	1	0.3	0.6
23) EY-+-+	0.3	-0.3	-1	1	1	1	0.3	0.6
24) EY+---	0.3	-0.3	-1	-1	1	1	0.3	0.6
25) EY-+++	-0.3	0.3	1	1	1	1	0.3	0.6
26) EY-++-	-0.3	0.3	1	-1	1	1	0.3	0.6
27) EY-+-+	-0.3	0.3	-1	1	1	1	0.3	0.6
28) EY+---	-0.3	0.3	-1	-1	1	1	0.3	0.6
29) EY-+++	-0.3	-0.3	1	1	1	1	0.3	0.6
30) EY-++-	-0.3	-0.3	1	-1	1	1	0.3	0.6
31) EY-+-+	-0.3	-0.3	-1	1	1	1	0.3	0.6
32) EY+---	-0.3	-0.3	-1	-1	1	1	0.3	0.6

Sul software di calcolo sono stati definiti 4 *load patterns*: F_{ix}, F_{iy}, M_{ix}, M_{iy}, e 32 *load combinations*, la cui nomenclatura è definita nella tabella soprastante.

5.1.1. VALUTAZIONE DEGLI SPOSTAMENTI

Tramite il software di calcolo SAP2000 si sono misurati gli spostamenti di ciascun nodo della struttura allo SLV mediante l'involuppo delle 32 combinazioni sopra citate. Gli spostamenti massimi sono stati valutati per ciascun nodo 'CM' (centro di massa) di ciascun piano, da cui risulta:

TABLE: Joint Displacements

Joint Text	OutputCase Text	CaseType Text	StepType Text	U1 m	U2 m	U3 m	R1 Radians	R2 Radians	R3 Radians
21	SEISMIC_SLV	Combination	Max	0.001089	0.000761	0	0	0	3.00E-05
21	SEISMIC_SLV	Combination	Min	-0.001135	-0.000872	0	0	0	-4.50E-05
26	SEISMIC_SLV	Combination	Max	0.003091	0.002233	0	0	0	8.30E-05
26	SEISMIC_SLV	Combination	Min	-0.003263	-0.002595	0	0	0	-0.000133
27	SEISMIC_SLV	Combination	Max	0.005209	0.003855	0	0	0	0.000122
27	SEISMIC_SLV	Combination	Min	-0.005532	-0.004543	0	0	0	-0.000218
28	SEISMIC_SLV	Combination	Max	0.007209	0.005373	0	0	0	0.000142
28	SEISMIC_SLV	Combination	Min	-0.007727	-0.006707	0	0	0	-0.000288
34	SEISMIC_SLV	Combination	Max	0.0086	0.006524	0	0	0	9.10E-05
34	SEISMIC_SLV	Combination	Min	-0.008367	-0.008033	0	0	0	-0.000385

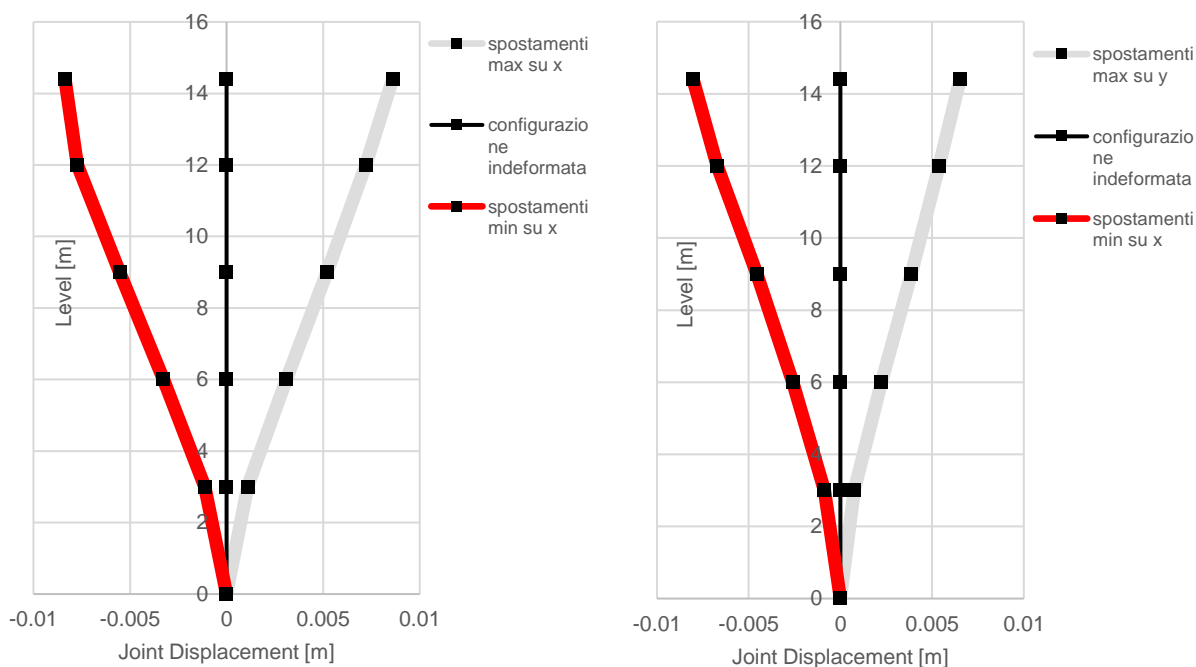


Figura 13 - Raffigurazione degli spostamenti massimi e minimi in direzione X (a sx) e in direzione Y (a dx), sotto la combinazione di carico sismica, in riferimento ai dati nella tabella in alto.

Gli spostamenti così calcolati tuttavia risultano gli spostamenti propri della struttura elastica, avendo effettuato l'analisi di una struttura duttile, è logico considerare gli spostamenti effettivi come α -volte gli spostamenti della corrispondente struttura elastica con $\alpha > 1$, in particolare la normativa al par. 7.3.3.3 indica di calcolare gli spostamenti d_E sotto l'azione sismica di progetto relativa allo SLV, moltiplicando per il fattore di duttilità in spostamento μ_d i valori d_{Ee} ottenuti dall'analisi lineare, dinamica o statica, secondo l'espressione seguente:

$$d_E = \pm \mu_d \cdot d_{Ee}$$

Dove il coefficiente μ_d , nel nostro caso, cioè per T_1 (0.378 e 0.357) $< T_c$ (0.409), assume il seguente valore:

$$\mu_d = 1 + (q - 1) \cdot T_c / T_1$$

Ovvero risulta $\mu_d = 2.515$ in direzione x e 2.431 in direzione y da cui otteniamo gli spostamenti reali (d_E) dei nodi della struttura allo stato limite di salvaguardia della vita:

Joint	OutputCase	CaseType	StepType	U1	U2	U3
Text	Text	Text	Text	m	m	m
21	SEISMIC_SLV	Combination	Max	0.002739594	0.001850365	0
21	SEISMIC_SLV	Combination	Min	-0.00285532	-0.002120261	0
26	SEISMIC_SLV	Combination	Max	0.007776019	0.00542952	0
26	SEISMIC_SLV	Combination	Min	-0.00820872	-0.00630972	0
27	SEISMIC_SLV	Combination	Max	0.013104265	0.0093734	0
27	SEISMIC_SLV	Combination	Min	-0.01391683	-0.011046266	0
28	SEISMIC_SLV	Combination	Max	0.018135658	0.013064404	0
28	SEISMIC_SLV	Combination	Min	-0.01943879	-0.016308013	0
34	SEISMIC_SLV	Combination	Max	0.021634993	0.01586305	0
34	SEISMIC_SLV	Combination	Min	-0.02104884	-0.019532171	0

5.2. ANALISI DINAMICA LINEARE

Il metodo di riferimento, indicato dalla normativa per determinare gli effetti dell'azione sismica è l'analisi modale con spettro di risposta o "analisi lineare dinamica". In essa l'equilibrio è trattato dinamicamente e l'azione sismica è modellata attraverso lo spettro di progetto definito al par. 4.4 della presente relazione. La maggiore differenza con l'analisi statica consiste nel fatto che nel calcolo dei parametri di risposta del sistema si tiene conto delle caratteristiche dinamiche della struttura tramite l'utilizzo dei modi propri di vibrare, valutati mediante l'analisi modale svolta al cap. 3; secondo l'NTC18 (par.7.3.3.1) quindi l'analisi lineare dinamica consiste:

1. nella determinazione dei modi di vibrare della costruzione (analisi modale);
2. nel calcolo degli effetti dell'azione sismica, rappresentata dallo spettro di risposta di progetto, per ciascuno dei modi di vibrare individuati;
3. nella combinazione di questi effetti.

È stato quindi opportuno valutare tutti i modi con massa partecipante significativa (vedi par. 3.5) e per la combinazione degli effetti derivanti dai singoli modi si è utilizzata una combinazione quadratica completa degli effetti relativi a ciascun modo, CQC (*complete quadratic combination*) per la quale la normativa propone la seguente formulazione (par. 7.3.3.1 NTC18):

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

Dove i valori E_i , E_j e ρ_{ij} indicano rispettivamente: il valore dell'effetto relativo al modo i ; il valore dell'effetto relativo al modo j ; un coefficiente di correlazione tra il modo i e il modo j ([7.3.4] NTC18).

Analogamente a quanto svolto nel caso di analisi statica si devono considerare gli effetti dell'eccentricità accidentale considerando le medesime combinazioni sismiche utilizzate nell'analisi statica lineare (par. 5.1).

Al fine di eseguire l'analisi per entrambi gli stati limite SLV e SLD e per l'analisi globale finale, sul software di calcolo SAP2000 si sono definite quattro nuove variabili ($E_{x,SLV}$ ed $E_{y,SLV}$ e $E_{x,SLD}$ ed $E_{y,SLD}$) 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 un'eccentricità pari al 5% alla voce *eccentricity ratio*. A questo punto si sono definite le seguenti combinazioni di carico:

- 8+8 combinazioni di carico delle azioni sismiche: $\pm E_x \pm 0.3E_y$ e $\pm 0.3E_x \pm E_y$ (ridotte da 32 a 8 per aver già considerato l'eccentricità all'interno della definizione di ciascun *case* E_x ed E_y) per lo SLV e per lo SLD;
- 2 combinazioni di involucro delle azioni sismiche SEISMIC_SLV e SEISMIC_SLD rispettivamente per i due stati limite sopra citati;
- 1 combinazione di involucro delle azioni statiche dovute ai carichi gravitazionali allo SLU ($\gamma_{G1}G_1 + \gamma_{G2}G_2 + \gamma_{Q1}Q_1 + \dots$) nelle tre possibili configurazioni: nelle due combinazioni a scacchiera per i telai tridimensionali al fine di massimizzare i momenti in mezzzeria delle travi; nella configurazione di massimo carico delle travi per massimizzare lo sforzo normale sui pilastri (NTC18 par. 2.5.3);
- 1 combinazione di involucro delle azioni sismiche allo SLV e SLU (total_envelope_SLV+SLU)

5.2.1. VALUTAZIONE DEGLI SPOSTAMENTI ALLO SLD

La condizione in termini di rigidezza sulla struttura si ritiene soddisfatta qualora la conseguente deformazione degli elementi strutturali non produca sugli elementi non strutturali danni tali da rendere la costruzione temporaneamente inagibile. Nel caso delle costruzioni civili e industriali questa condizione si può ritenere soddisfatta quando gli spostamenti di interpiano ottenuti dall'analisi in presenza dell'azione sismica di progetto corrispondente allo SL e alla CU considerati siano inferiori ai limiti indicati nelle norme tecniche al par. 7.3.6.1, poiché l'edificio ricade nella classe d'uso (CU) II allora ci si riferisce allo SLD:

Nel caso di tamponature collegate rigidamente alla struttura, che interferiscono con la deformabilità della stessa, per tamponature fragili:

$$d_r \leq 0.005 h$$

Dove d_r è lo spostamento di interpiano, cioè la differenza tra gli spostamenti del solaio superiore e del solaio inferiore, calcolati allo SLD; h è l'altezza di piano.

Gli spostamenti di piano sono valutati per i medesimi nodi riportati nelle tabelle precedenti (vedi par 5.1.1), da cui risulta:

TABLE: Joint Displacements

Joint	OutputCase	CaseType	StepType	U1	U2	U3	R1	R2	R3
Text	Text	Text	Text	m	m	m	Radians	Radians	Radians
21	SEISMIC_SLD	Combination	Max	0.001215	0.000853	0	0	0	4.90E-05
21	SEISMIC_SLD	Combination	Min	-0.001261	-0.000965	0	0	0	-6.40E-05
26	SEISMIC_SLD	Combination	Max	0.00348	0.002546	0	0	0	0.000138
26	SEISMIC_SLD	Combination	Min	-0.003652	-0.002908	0	0	0	-0.000188
27	SEISMIC_SLD	Combination	Max	0.005892	0.004457	0	0	0	0.000214
27	SEISMIC_SLD	Combination	Min	-0.006215	-0.005145	0	0	0	-0.00031
28	SEISMIC_SLD	Combination	Max	0.008203	0.006463	0	0	0	0.000269
28	SEISMIC_SLD	Combination	Min	-0.008721	-0.007797	0	0	0	-0.000415
34	SEISMIC_SLD	Combination	Max	0.009803	0.008013	0	0	0	0.000264
34	SEISMIC_SLD	Combination	Min	-0.00957	-0.009522	0	0	0	-0.000557

TABLE: d_r

Joint	OutputCase	CaseType	StepType	dr_U1	dr_U2
Text	Text	Text	Text	m	m
21	SEISMIC_SLD	Combination	Max	0.00123	0.000896
21	SEISMIC_SLD	Combination	Min	0.001261	0.000965
26	SEISMIC_SLD	Combination	Max	0.002265	0.001693
26	SEISMIC_SLD	Combination	Min	0.002391	0.001943

27	SEISMIC_SLD	Combination	Max	0.002412	0.001911
27	SEISMIC_SLD	Combination	Min	0.002563	0.002237
28	SEISMIC_SLD	Combination	Max	0.002311	0.002006
28	SEISMIC_SLD	Combination	Min	0.002506	0.002652
34	SEISMIC_SLD	Combination	Max	0.0016	0.00155
34	SEISMIC_SLD	Combination	Min	0.000849	0.001725

Lo scostamento maggiore tra due piani successivi si registra tra il terzo e il quarto impalcato e risulta dell'ordine di 2.6 millimetri. La limitazione $d_r \leq 0.005h$ risulta $d_r \leq 1.5$ cm per i primi quattro impalcati e $d_r \leq 1.2$ cm per il torrino, tali limitazioni risultano ampiamente rispettate nel caso in esame, pertanto la verifica allo stato limite di danno risulta soddisfatta.

5.2.2. VALUTAZIONE DELLE NON LINEARITÀ GEOMETRICHE ALLO SLV

Prima di valutare le sollecitazioni agenti è opportuno valutare eventuali effetti del secondo ordine. L'entità di tali effetti dipende dalla rigidità laterale della struttura ed è in grado di produrre un incremento delle sollecitazioni sismiche tra l'11% e il 25%; se la struttura è molto deformabile lateralmente, tali effetti potrebbero non essere trascurabili e l'incremento delle sollecitazioni che deriva può essere valutato in maniera semplificata attraverso il parametro θ (NTC18 par. 7.3.1).

L'analisi degli effetti del secondo ordine è effettuata in riferimento alla configurazione deformata della struttura infatti, una volta che la struttura si trova nella sua configurazione deformata, i carichi applicati continuano ad esercitare la loro azione determinando un incremento delle sollecitazioni e degli spostamenti.

La normativa consente di trascurare gli effetti delle non linearità geometriche qualora il valore del coefficiente θ non superi il valore di 0.1:

$$\theta = P \cdot d_{Er} / V \cdot h$$

Dove si è indicato con P il carico verticale totale dovuto all'orizzontamento in esame e alla struttura ad esso sovrastante; d_{Er} è lo spostamento orizzontale medio d'interpiano allo SLV; V è la forza orizzontale totale in corrispondenza dell'orizzontamento in esame; h è l'altezza interpiano.

Il metodo utilizzato per valutare il coefficiente θ per ogni impalcato è il seguente: sono state calcolate le forze di piano F_i per ogni impalcato, corrispondenti in modulo, ma segno opposto, alla somma dei tagli di piano. Per valutare le F_i si sono considerati i due periodi fondamentali T_1 e T_2 (0.384, 0.347) rispettivamente in direzione x e y ottenuti dall'analisi modale, da cui risultano le accelerazioni allo SLV entrambe pari a 1.873 m/s^2 , si è svolta quindi un'analisi del tutto analoga a quella effettuata al par. 5.1:

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

Dove $F_h = S_d(T) \cdot \lambda \cdot W/g$, con $\lambda=0.85$ per $T < 2T_c$ (con $T_c=0.409$) essendo presenti un totale di 5 orizzontamenti (>3). Il peso totale dell'edificio è pari a $W=6195.08$ KN. Le forze di piano risultano per ciascun impalcato pari ai valori riportati nella seguente tabella:

IMPALCATO	F_h [KN]	W_i [KN]	z_i [m]	$\Sigma(z_j W_j)$ [KNm]	F_i [KN]
0	1005.771859	1726.63	3.00	44052.69703	118.2628
1	1005.771859	1726.63	6.00	44052.69703	236.5255
2	1005.771859	1641.63	9.00	44052.69703	337.3217
3	1005.771859	876.83	12.00	44052.69703	240.2292
4	1005.771859	223.36	14.40	44052.69703	73.4326

Il taglio alla base di ciascun impalcato è valutato semplicemente sommando i tagli totali lungo l'altezza:

IMPALCATO	z_i [m]	V_i [KN]
0	3.00	1005.7719
1	6.00	887.5091
2	9.00	650.9836
3	12.00	313.6618
4	14.40	73.4326

Per completare il calcolo serve conoscere gli spostamenti effettivi di piano e successivamente valutare quelli relativi. Tramite il software di calcolo SAP2000 sono stati misurati gli spostamenti dei centri di massa di ciascun impalcato per effetto della combinazione di carico allo SLV (SEISMIC_SLV):

Joint	OutputCase	CaseType	StepType	U1	U2	U3	R1	R2	R3
Text	Text	Text	Text	m	m	m	Rad	Rad	Rad
21	SEISMIC_SLV	Combination	Max	0.001446	0.000969	0	0	0	6.00E-05
21	SEISMIC_SLV	Combination	Min	-0.001492	-0.00108	0	0	0	-7.50E-05
26	SEISMIC_SLV	Combination	Max	0.004142	0.002888	0	0	0	0.000168
26	SEISMIC_SLV	Combination	Min	-0.004315	-0.00325	0	0	0	-0.000218
27	SEISMIC_SLV	Combination	Max	0.007016	0.005055	0	0	0	0.000261

27	SEISMIC_SLV	Combination	Min	-0.007339	-0.005743	0	0	0	-0.000358
28	SEISMIC_SLV	Combination	Max	0.009775	0.007354	0	0	0	0.00033
28	SEISMIC_SLV	Combination	Min	-0.010294	-0.008688	0	0	0	-0.000476
34	SEISMIC_SLV	Combination	Max	0.011583	0.00911	0	0	0	0.00033
34	SEISMIC_SLV	Combination	Min	-0.01135	-0.010619	0	0	0	-0.000624

Gli spostamenti così calcolati tuttavia risultano gli spostamenti propri della struttura elastica, avendo effettuato l'analisi di una struttura duttile, è logico considerare gli spostamenti effettivi come α -volte gli spostamenti della corrispondente struttura elastica con $\alpha > 1$, in particolare la normativa al par. 7.3.3.3 indica di calcolare gli spostamenti d_E sotto l'azione sismica di progetto relativa allo SLV, moltiplicando per il fattore di duttilità in spostamento μ_d i valori d_{Ee} ottenuti dall'analisi lineare, dinamica o statica, secondo l'espressione seguente:

$$d_E = \pm \mu_d \cdot d_{Ee}$$

Dove il coefficiente μ_d , nel nostro caso, cioè per T_1 (0.384 e 0.347) $< T_c$ (0.409), assume il seguente valore:

$$\mu_d = 1 + (q - 1) \cdot T_c / T_1$$

Ovvero risulta $\mu_d = 2.539$ in direzione x e 2.391 in direzione y da cui otteniamo gli spostamenti reali (d_E) dei nodi della struttura allo stato limite di salvaguardia della vita:

TABLE: Joint Displacements

Joint	OutputCase	CaseType	StepType	StepNum	U1	U2
Text	Text	Text	Text	Unitless	m	m
21	SEISMIC_SLV	Combination	Max		0.003672486	0.00231726
21	SEISMIC_SLV	Combination	Min		-0.003789315	-0.00258271
26	SEISMIC_SLV	Combination	Max		0.010519667	0.006906345
26	SEISMIC_SLV	Combination	Min		-0.010959045	-0.00777203
27	SEISMIC_SLV	Combination	Max		0.017818925	0.012088495
27	SEISMIC_SLV	Combination	Min		-0.018639266	-0.01373377
28	SEISMIC_SLV	Combination	Max		0.02482611	0.017586309
28	SEISMIC_SLV	Combination	Min		-0.026144243	-0.02077643
34	SEISMIC_SLV	Combination	Max		0.029417988	0.021785596
34	SEISMIC_SLV	Combination	Min		-0.028826225	-0.02539421

A questo punto verifico che il valore di θ , in direzione $\pm x$ e $\pm y$ sia sempre minore di 0.1:

Valutazione di teta in direzione +x (u1)

LEV.	H [m]	P _{TOT} [KN]	V _{TOT} [KN]	d _E [m]	d _r [m]	θ
4	2.4	223.36	73.4326	0.029417988	0.004591878	0.005819553
3	3	1100.19	313.6618	0.02482611	0.007007185	0.008192735
2	3	2741.82	650.9836	0.017818925	0.007299257	0.010247697
1	3	4468.45	887.5091	0.010519667	0.006847181	0.011491449
0	3	6195.08	1005.7719	0.003672486	0.003672486	0.007540266

Valutazione di teta in direzione -x (u1)

LEV.	H [m]	P _{TOT} [KN]	V _{TOT} [KN]	d _E [m]	d _r [m]	θ
4	2.4	223.36	73.4326	-0.0288262	0.002682	0.003399
3	3	1100.19	313.6618	-0.0261442	0.007505	0.0087747
2	3	2741.82	650.9836	-0.0186393	0.0076802	0.0107825
1	3	4468.45	887.5091	-0.010959	0.0071697	0.0120328
0	3	6195.08	1005.7719	-0.0037893	0.0037893	0.0077801

Valutazione di teta in direzione +y (u2)

LEV.	H [m]	P _{TOT} [KN]	V _{TOT} [KN]	d _E [m]	d _r [m]	θ
4	2.4	223.36	73.4326	0.021785596	0.004199287	0.005322
3	3	1100.19	313.6618	0.017586309	0.005497814	0.006427992
2	3	2741.82	650.9836	0.012088495	0.00518215	0.007275412
1	3	4468.45	887.5091	0.006906345	0.004589084	0.007701744
0	3	6195.08	1005.7719	0.00231726	0.00231726	0.004757747

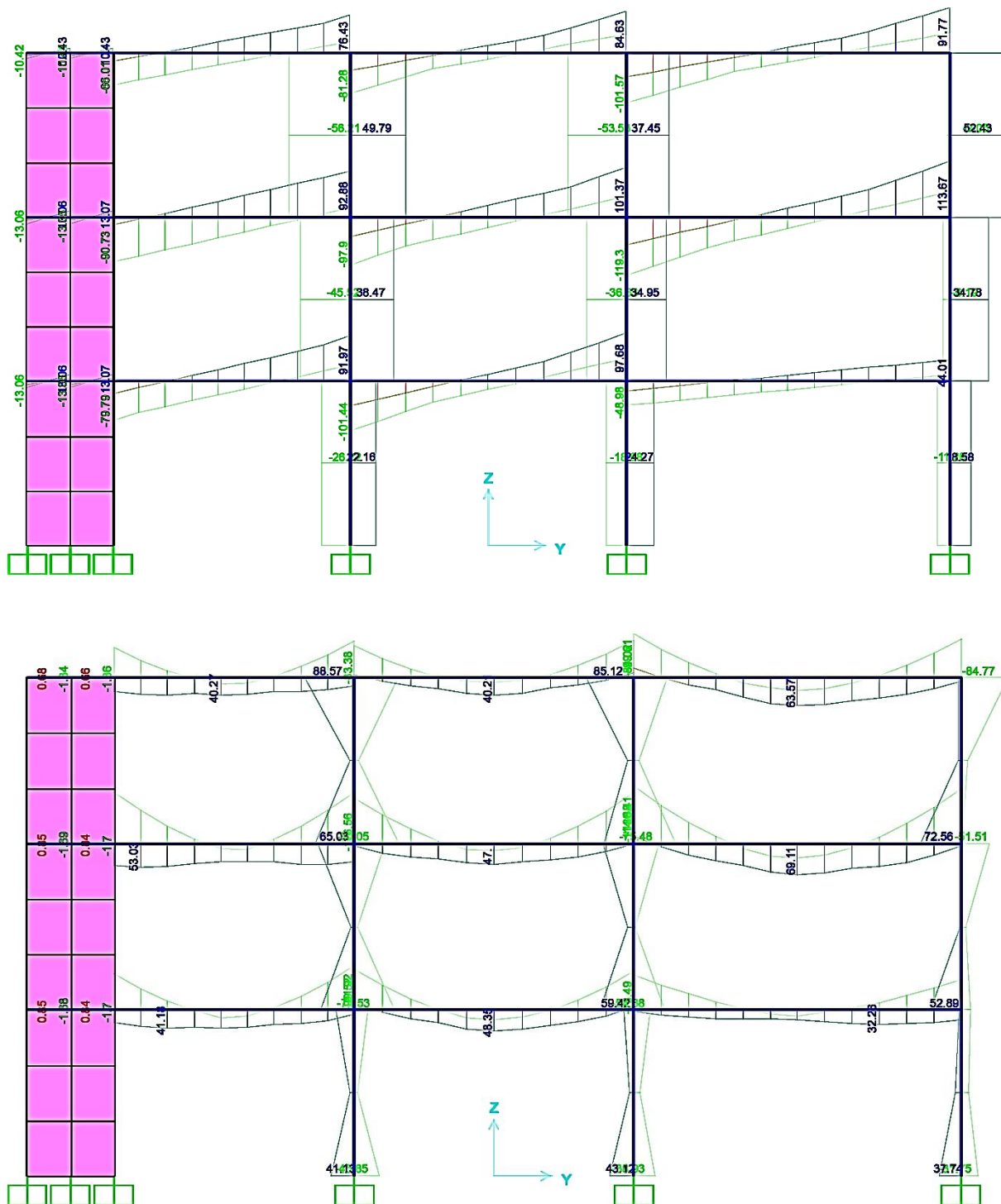
Valutazione di teta in direzione -y (u2)

LEV.	H [m]	P _{TOT} [KN]	V _{TOT} [KN]	d _E [m]	d _r [m]	θ
4	2.4	223.36	73.4326	-0.0253942	0.0046178	0.0058524
3	3	1100.19	313.6618	-0.0207764	0.0070427	0.0082342
2	3	2741.82	650.9836	-0.0137338	0.0059617	0.0083699
1	3	4468.45	887.5091	-0.007772	0.0051893	0.0087091
0	3	6195.08	1005.7719	-0.0025827	0.0025827	0.0053028

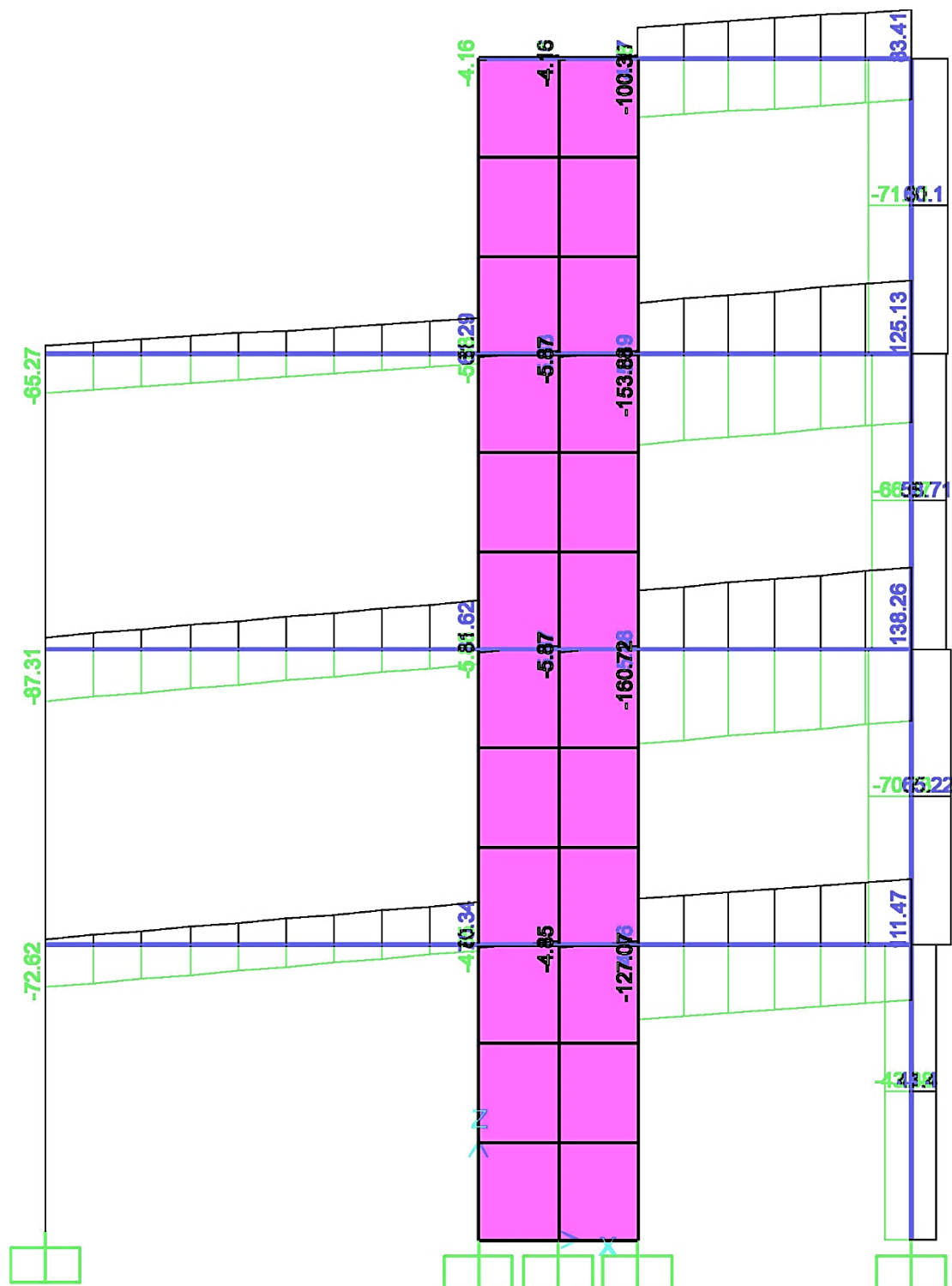
Poiché θ risulta sempre minore di 0.1 allora è lecito trascurare gli effetti del secondo ordine.

5.2.3. DIAGRAMMI DELLE SOLLECITAZIONI

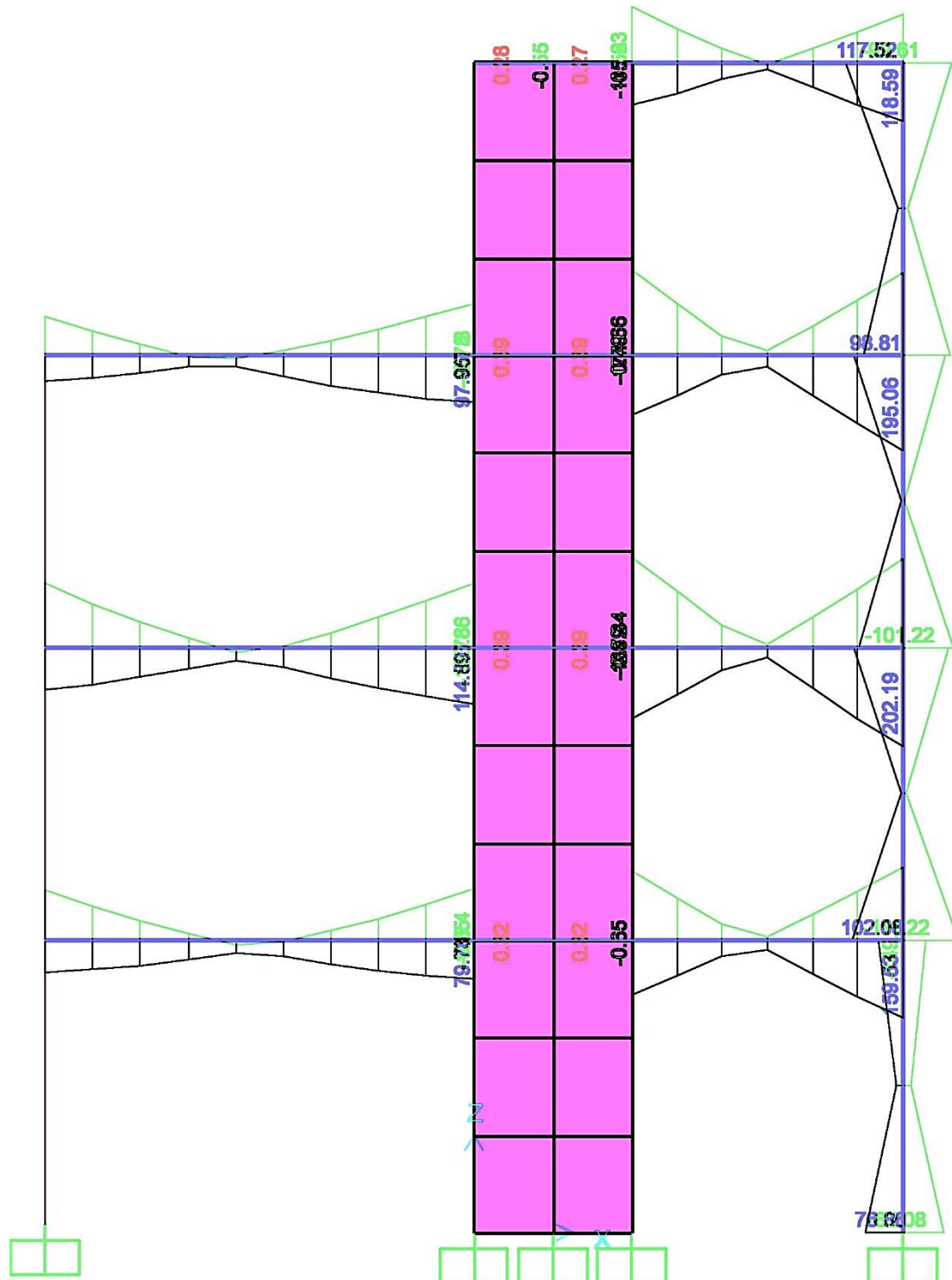
Si riportano i diagrammi delle sollecitazioni di taglio e momento nella combinazione di carichi di progetto ‘total_envelope_SLV+SLU’ per i due telai nelle direzioni ortogonali contenuti in setti E, F; In basso: Diagrammi sul telaio in allineamento A-A da sx a dx 1-4 (Tav. 01).



In basso: diagrammi del taglio sul telaio in allineamento 1-1 (vedi Tav. 01) nodi da sx a dx
A-C



In basso: diagrammi del momento sul telaio in allineamento 1-1 (vedi Tav. 01) nodi da sx a dx A-C



5.3. CONFRONTO DEI RISULTATI DELLE ANALISI LINEARI

A questo punto può essere interessante confrontare i risultati delle analisi statica e dinamica lineari allo SLV, in termini di taglio totale alla base della struttura e in termini di spostamenti massimi laterali.

ANALISI STATICA LINEARE				ANALISI DINAMICA LINEARE			
$T_{x, TOT}$ [KN]	$T_{y, TOT}$ [KN]	$d_{Ex, max}$ [cm]	$d_{Ey, max}$ [cm]	$T_{x, TOT}$ [KN]	$T_{y, TOT}$ [KN]	$d_{Ex, max}$ [cm]	$d_{Ey, max}$ [cm]
1005.772	1005.772	2.16	1.95	1307.699	1252.634	2.92	2.53
$T_{x, TOT}$ [KN]	$T_{y, TOT}$ [KN]	$d_{Ex, max}$ [cm]	$d_{Ey, max}$ [cm]	$T_{x, TOT}$ [KN]	$T_{y, TOT}$ [KN]	$d_{Ex, max}$ [cm]	$d_{Ey, max}$ [cm]
-23%	-20%	-26%	-23%	23%	20%	26%	23%

Come si può notare l'analisi dinamica restituisce un valore del taglio alla base intorno al 20-23% superiore rispetto all'analisi statica, analogamente gli spostamenti risultano del 23-26% superiori.

6. PROGETTO E VERIFICA DEGLI ELEMENTI STRUTTURALI

Il criterio alla base della progettazione in zona sismica passa sotto il nome di ‘gerarchia delle resistenze’ e si discosta molto dalla procedura tradizionale agli stati limite. L’applicazione del metodo tradizionale, sotto carichi non sismici, si traduce infatti nel verificare che localmente la capacità della struttura sia sempre superiore alla domanda: ciò corrisponde a richiedere che in qualsiasi sezione il carico di progetto non porti al raggiungimento di una condizione ultima o comunque indesiderata.

Completamente diverso è lo scenario che interessa la progettazione antisismica, in virtù dell’estrema rarità dell’evento sismico si permette alla struttura di deformarsi ben oltre il limite elastico ammettendo danneggiamenti anche importanti, purché mantenga la sua capacità di sopportare carichi verticali.

Poiché in generale una struttura può presentare più modi di collasso, il principio di gerarchia delle resistenze può essere tradotto operativamente stabilendo una gerarchia delle modalità di danno e collasso nella quale le modalità di collasso (e di danno) duttili precedano sempre le modalità di collasso fragile, ciò viene perseguito facendo sì che i modi fragili siano dimensionati in funzione della capacità dei modi duttili, anziché in funzione delle azioni di progetto.

Progettare secondo la filosofia della gerarchia delle resistenze consiste dunque nel prevedere nell’intero sistema delle zone dissipative tali da rendere l’intera struttura capace di deformarsi al massimo e dissipare energia prima di arrivare al collasso, mentre tutte le altre zone vengono progettate per mantenersi sostanzialmente in campo elastico sotto l’azione di forze pari alla resistenza delle zone duttili. Con questo sistema la struttura diventa meno sensibile al sisma perché essa può rispondere solamente secondo un predefinito modo duttile.

Tali zone dissipative risultano zone critiche nella progettazione nei confronti delle quali occorre particolare attenzione in fase di progetto al fine di assicurare che si possano deformare anelasticamente sotto azioni flessionali, nel caso di edifici in c.a. si richiede normalmente che non si verifichino in alcun elemento rotture per taglio (fragili), che i nodi trave colonna rimangano integri e che le cerniere plastiche flessionali possano prodursi sollo alle estremità delle travi ed alla base delle colonne.

Uno degli elementi fondamentali necessari a conferire la duttilità ad una struttura è il soddisfacimento del principio della gerarchia delle resistenze, ma la duttilità globale della struttura passa attraverso quattro livelli di duttilità:

- Duttilità a livello di materiale: ovvero la capacità del materiale di sopportare deformazioni anelastiche senza eccessivo decremento dello sforzo, che assicura anche una buona duttilità a livello di sezione, elemento e struttura, condizione che viene soddisfatta ampiamente dall’acciaio da armatura, mentre per il calcestruzzo è necessario utilizzare elevati livelli di confinamento per ottenere una buona duttilità in compressione;
- Duttilità a livello di sezione: ovvero la capacità di sopportare elevate domande in curvatura in campo anelastico senza eccessivo decremento del momento resistente, fortemente dipendente dall’armatura della sezione e dal carico assiale gravante.

- Duttilità a livello di elemento strutturale: In un elemento inflesso la rottura può avvenire per flessione o per taglio. Se le armature sono correttamente progettate, la rottura per flessione è in genere duttile, mentre quella per taglio è in ogni caso fragile, pertanto la regola della gerarchia delle resistenze impone che la rottura per flessione debba avvenire prima di quella per taglio.
- Duttilità della struttura: rappresenta la traduzione del principio di gerarchia delle resistenze a livello globale della struttura, affinché la struttura abbia complessivamente un comportamento duttile, oltre ad assicurare tutti i requisiti a livello di duttilità locale, bisognerà assegnare in fase di progetto una resistenza differenziata ai diversi elementi in modo che il cedimento di alcuni prevenga il cedimento di altri, in sostanza occorre verificare che le modalità di collasso duttile precedano lo modalità di collasso fragile ovvero che ragionevolmente le travi debbano plasticizzarsi prima dei pilastri. È da notare che uno degli aspetti fondamentali di tale criterio è quello di evitare la formazione di un meccanismo plastico di piano soffice, con la formazione di cerniere plastiche in testa ai pilastri di base (*figura 14*).

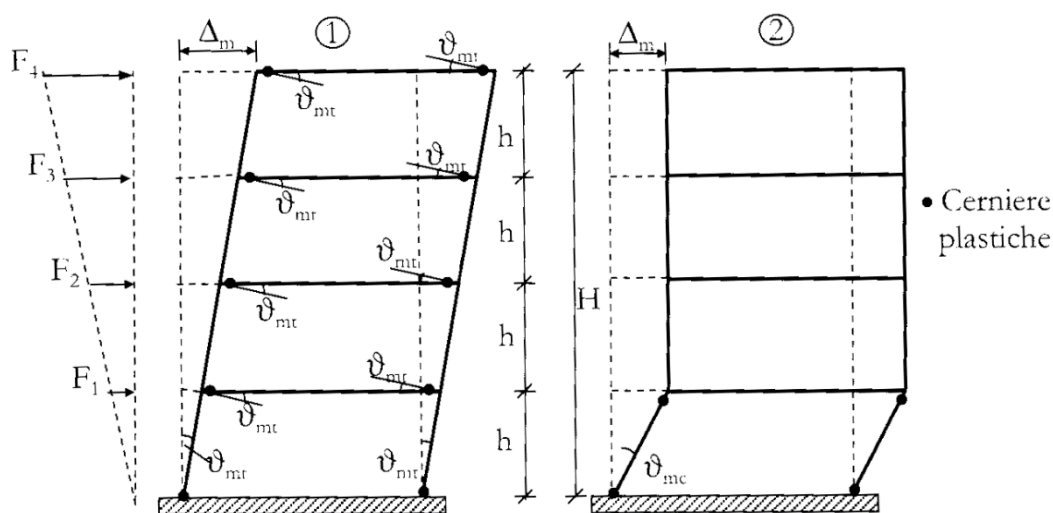
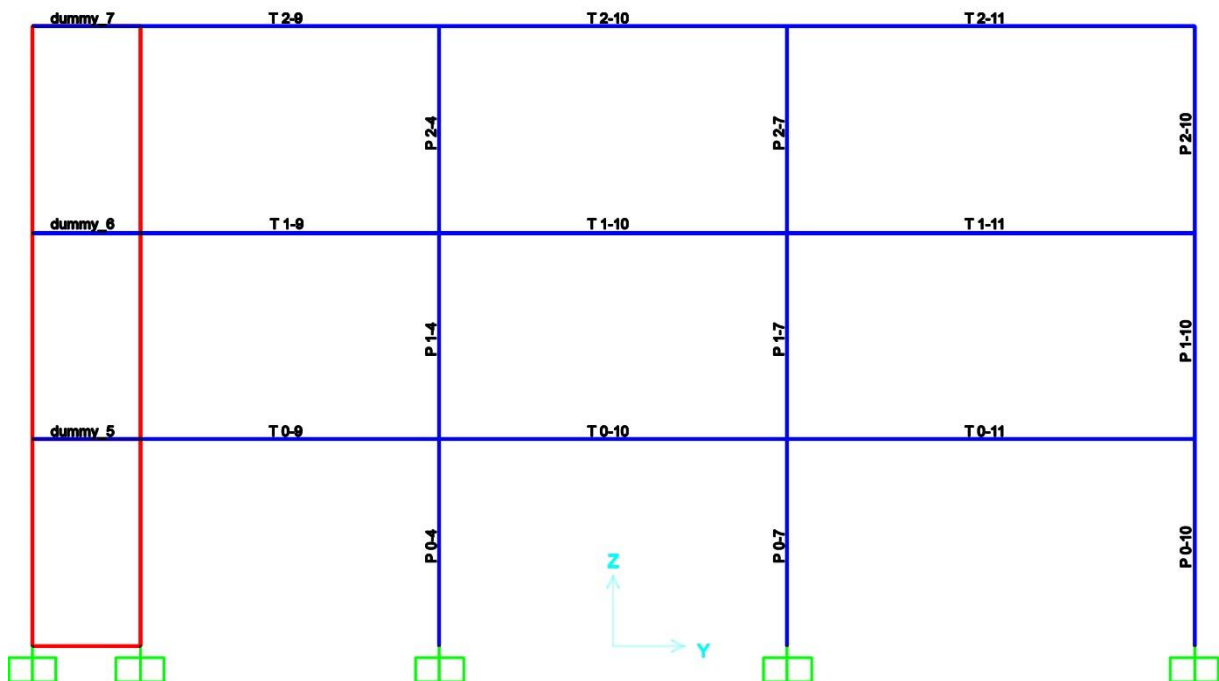
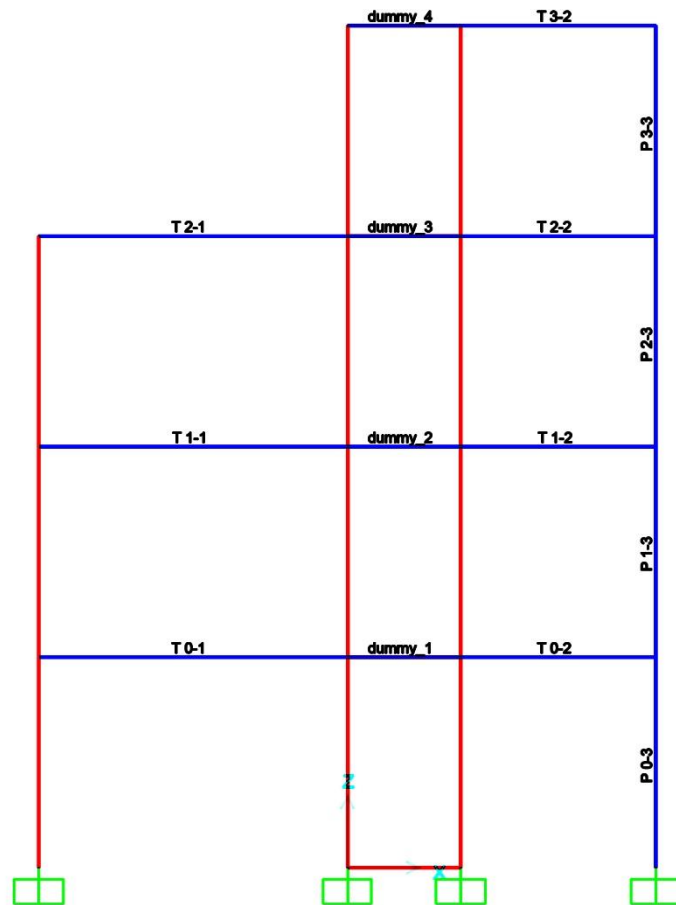


Figura 14 – Meccanismi di collasso favorevole (sx) e di piano soffice (sfavorevole) (dx). E.Cosenza et al.

Si procederà alla progettazione delle armature di travi, pilastri e nodi appartenenti a due specifici telai ortogonali tra loro, in riferimento alla combinazione di inviluppo SLV e SLU.

La progettazione dei setti, e delle scale verrà condotta separatamente. I due telai scelti sono quelli contenenti i due setti E ed F. Nel seguito sono riportati i due telai di cui verranno progettati travi e pilastri, partendo dall'alto: telaio XZ in allineamento 1-1 (Tav. 01); telaio YZ in allineamento A-A (Tav. 01).



6.1. COPRIFERRI PER STRUTTURE IN C.A.

Per la scelta del copriferro di progetto si sono osservate le prescrizioni della Circolare del 21 gennaio 2019 (cap. 4.1.6.1.3), adottando un copriferro minimo di 3,5 cm in riferimento a barre per c.a. per altri elementi (travi, pilastri) in ambiente aggressivo.

6.2. TRAVI

In un elemento inflesso la rottura può avvenire per flessione o per taglio, in caso di armature correttamente progettate, la rottura per flessione è duttile, mentre quella per taglio è in ogni caso fragile, il criterio della gerarchia delle resistenze impone che la rottura per flessione della trave avvenga prima di quella a taglio della stessa.

Ne consegue quindi che le armature longitudinali saranno dimensionate in funzione delle sollecitazioni derivanti direttamente dal modello, mentre il taglio di progetto, con cui poi progettare le staffe, non è quello che discende dall'analisi strutturale bensì il massimo possibile sulla trave. Quest'ultimo è dato dal carico distribuito sulla trave e dai momenti di plasticizzazione delle sezioni di estremità della trave amplificati di un coefficiente γ_{Rd} detto fattore di sovrarresistenza (NTC18 par. 7.2.2) che copre dalle incertezze sui materiali. Il progetto a taglio della trave verrà effettuato successivamente al progetto delle armature longitudinali.

Le sollecitazioni di progetto sono quelle derivanti dall'involuppo della combinazione SLU fondamentale e SLV definite al par. 5.2. Prima di procedere al calcolo del quantitativo di armatura necessaria a garantire l'adeguata resistenza nei confronti delle sollecitazioni esterne, occorre riportare le prescrizioni normative riguardanti i minimi di armatura e le limitazioni geometriche in merito alle strutture in c.a. a comportamento dissipativo (NTC18 par. 7.4.6).

La normativa fissa la lunghezza delle zone dissipative di cui si è parlato all'inizio del par. 6, che si estendono per 1,0 volte l'altezza della sezione della trave, misurata a partire dalla faccia del nodo trave-pilastro o da entrambi i lati a partire dalla sezione di prima plasticizzazione (par. 7.4.6.1.1); sempre in riferimento alle zone dissipative, le giunzioni di barre mediante saldatura o dispositivi meccanici sono vietate in corrispondenza di queste (par. 7.4.6.2)

Per quanto riguarda le limitazioni sul quantitativo di armatura, la normativa impone di considerare almeno due barre di diametro non inferiore a 14 mm presenti superiormente e inferiormente, per tutta la lunghezza della trave (par. 7.4.6.2.1), la percentuale geometrica di armatura tesa deve inoltre essere compresa entro i seguenti limiti:

$$\frac{1.4}{f_{yk}} < \rho < \rho_{comp} + \frac{3.5}{f_{yk}}$$

Dove la percentuale di armatura ρ è assunta pari a A_s/bh ; ρ_{comp} è il rapporto geometrico relativo all'armatura compressa; f_{yk} è la tensione caratteristica di snervamento dell'acciaio.

L'armatura superiore, disposta per il momento negativo alle estremità delle travi, verrà contenuta, per almeno il 75%, entro la larghezza dell'anima, almeno il 25% di questa armatura deve essere mantenuta per tutta la lunghezza della trave.

Le armature longitudinali delle travi, sia superiori sia inferiori, devono attraversare, di regola, i nodi senza ancorarsi o giuntarsi per sovrapposizione in essi e la parte dell'armatura longitudinale della trave che si ancora oltre il nodo non può terminare all'interno di una zona dissipativa, ma deve ancorarsi oltre di essa.

Oltre a tali limitazioni occorre comunque verificare che la quantità di armatura in zona tesa (NTC18 par. 4.1.6.1.1) non risulti inferiore a:

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

E comunque non minore di $0.0013 b_t d$; al di fuori delle aree di sovrapposizione l'area di armatura tesa o compressa non deve superare individualmente $A_{s,max} = 0,04A_c$, essendo A_c l'area della sezione trasversale di calcestruzzo.

Alle estremità della trave (intesi come nodi perimetrali/esterni) deve essere disposta un'armatura minima inferiore in grado di assorbire uno sforzo di trazione pari al taglio:

$$A_f = \frac{T_{ed}}{f_{yd}}$$

dove T_{ed} è il taglio dall'involuppo allo SLV+SLU; $f_{yd} = f_{yk}/1.15$. Per quanto riguarda i nodi intermedi/interni trave-pilastro (Eurocodice 2) l'armatura inferiore deve essere:

$$A_{s,inf} \geq 0.25 A_{s,camp}$$

Per calcolare l'area effettiva necessaria a flessione della trave si è adottata la formula approssimata ottenuta dalla nozione di "braccio della coppia interna", tale quantità rappresenta approssimativamente (trascurando quindi, a favore di sicurezza, il contributo in termini di momento dell'armatura compressa) la distanza tra la risultante delle compressioni nel calcestruzzo e la risultante degli sforzi di trazione nell'armatura, che moltiplicata per il valore della risultante degli sforzi nell'armatura tesa fornisce il momento resistente, infatti: approssimando il legame sforzo-deformazione nel calcestruzzo con un diagramma *stress block* (di estensione $0.85f_{cd}$ e di lunghezza $0.8x$, con x posizione dell'asse neutro), fissando la posizione della risultante degli sforzi nel calcestruzzo a $0.4x$ ($0.8x/2$ essendo il diagramma rettangolare), è possibile scrivere il braccio della coppia interna (z): $z = d - 0.4x$; ma esprimendo tale quantità come $z = d(1 - 0.4x/d)$ e ricordando che la quantità x/d è nota per ciascuna regione di rottura, in caso di rottura bilanciata abbiamo: $x/d = 0.259$, quindi $z = d(1 - 0.4 \cdot 0.259) \cong 0.9d$; da cui la ben nota formula:

$$M_{Rd} = A_s f_{yd} \cdot 0.9 d$$

Dalla quale otteniamo il valore minimo di area a flessione, avendo imposto la condizione ultima di plasticizzazione dell'acciaio in zona tesa.

Il progetto a flessione delle travi ha restituito i seguenti risultati.
 Per il telaio YZ in allineamento A-A (Tav. 01):

	SEZIONE	V _{ed} [KN]	M _{ed} [KNm]	As min [mm ²] ¹	Ferri	As effettiva [mm ²]	M _r sezione [KNm]	
TRAVE T0-9	0.00 sup	0.00	81.03	407.23	4φ14	615.75	✓ (-)	157.3
	0.00 inf	79.78	29.22	347.05	4φ14	615.75	✓ (+)	136.2
	0.95 sup		0.00	220.35	2φ14	307.88	✓ (-)	93.5
	0.95 inf		41.18	347.05	4φ14	615.75	✓ (+)	136.3
	4.30 sup		99.51	500.10	4φ14	615.75	✓ (-)	157.3
	4.30 inf		10.51	347.05	4φ14	615.75	✓ (+)	136.2
TRAVE T0-10	0.00 sup		91.92	461.96	4φ14	615.75	✓ (-)	157.3
	0.00 inf		0.00	347.05	4φ14	615.75	✓ (+)	136.2
	2.50 sup		0.00	220.35	2φ14	307.88	✓ (-)	93.5
	2.50 inf		48.35	347.05	4φ14	615.75	✓ (+)	136.3
	5.00 sup		87.87	441.61	4φ14	615.75	✓ (-)	157.2
	5.00 inf		0.00	347.05	4φ14	615.75	✓ (+)	136.2
TRAVE T0-11	0.00 sup		78.49	394.47	4φ14	615.75	✓ (-)	157.2
	0.00 inf		3.00	347.05	4φ14	615.75	✓ (+)	136.2
	4.38 sup		0.00	220.35	2φ14	307.88	✓ (-)	93.5
	4.38 inf		32.26	347.05	4φ14	615.75	✓ (+)	136.3
	6.00 sup	0.00	69.29	348.23	4φ14	615.75	✓ (-)	157.3
	6.00 inf	44.00	22.89	347.05	4φ14	615.75	✓ (+)	136.2
TRAVE T1-9	0.00 sup	0.00	115.13	578.61	4φ14	615.75	✓ (-)	157.3
	0.00 inf	90.73	48.15	347.05	4φ14	615.75	✓ (+)	136.2
	0.47 sup		0.00	220.35	2φ14	307.88	✓ (-)	93.5
	0.47 inf		53.02	347.05	4φ14	615.75	✓ (+)	136.3
	4.30 sup		116.56	585.79	4φ14	615.75	✓ (-)	157.3
	4.30 inf		40.33	347.05	4φ14	615.75	✓ (+)	136.2
TRAVE T1-10	0.00 sup		103.97	522.52	4φ14	615.75	✓ (-)	157.3
	0.00 inf		3.00	347.05	4φ14	615.75	✓ (+)	136.2
	2.50 sup		0.00	220.35	2φ14	307.88	✓ (-)	93.5
	2.50 inf		47.00	347.05	4φ14	615.75	✓ (+)	136.3
	5.00 sup		114.88	577.35	2φ14 + 2φ20	936.19	✓ (-)	223.1
	5.00 inf		0.00	347.05	4φ14	615.75	✓ (+)	136.3
TRAVE T1-11	0.00 sup		130.40	655.35	2φ14 + 2φ20	936.19	✓ (-)	223.1
	0.00 inf		0.00	347.05	4φ14	615.75	✓ (+)	136.3
	2.92 sup		0.00	220.35	2φ14	307.88	✓ (-)	93.5
	2.92 inf		69.11	347.34	4φ14	615.75	✓ (+)	136.3
	6.00 sup	0.00	123.36	619.97	5φ14	769.69	✓ (-)	189.1
	6.00 inf	113.67	3.60	347.05	4φ14	615.75	✓ (+)	136.3

TRAVERE T2-9	0.00	sup	0.00	67.34	347.05	4φ14	615.75	✓	(-)	157.3
		inf	66.01	32.25	347.05	4φ14	615.75	✓	(+)	136.2
	1.91	sup		0.00	220.35	2φ14	307.88	✓	(-)	93.5
		inf		40.27	347.05	4φ14	615.75	✓	(+)	136.3
	4.30	sup		83.37	418.99	4φ14	615.75	✓	(-)	157.3
		inf		17.71	347.05	4φ14	615.75	✓	(+)	136.2
TRAVERE T2-10	0.00	sup		72.20	362.85	4φ14	615.75	✓	(-)	157.3
		inf		0.00	347.05	4φ14	615.75	✓	(+)	136.2
	2.50	sup		0.00	220.35	2φ14	307.88	✓	(-)	93.5
		inf		40.21	347.05	4φ14	615.75	✓	(+)	136.3
	5.00	sup		84.02	422.27	4φ14	615.75	✓	(-)	157.3
		inf		0.00	347.05	4φ14	615.75	✓	(+)	136.2
TRAVERE T2-11	0.00	sup		99.60	500.56	4φ14	615.75	✓	(-)	157.3
		inf		0.00	347.05	4φ14	615.75	✓	(+)	136.2
	2.92	sup		0.00	220.35	2φ14	307.88	✓	(-)	93.5
		inf		63.56	347.05	4φ14	615.75	✓	(+)	136.3
	6.00	sup	0.00	86.42	434.32	4φ14	615.75	✓	(-)	157.3
		inf	91.76	7.24	347.05	4φ14	615.75	✓	(+)	136.2

Nel caso in cui si proceda ad una riduzione delle armature presenti in una sezione occorrerà prolungare le armature che non risultano più necessarie in termini di momento resistente della sezione di una quantità definita lunghezza di ancoraggio.

Il calcolo di tale lunghezza è definito dalla condizione di equilibrio alla traslazione della barra espressa dalla seguente relazione:

$$\tau \pi \varphi L_a = f_s \pi \varphi^2 / 4$$

Dove $\pi \varphi L_a$ è la superficie laterale del tratto di barra di lunghezza L_a ; $\pi \varphi^2 / 4$ è l'area della sezione trasversale della barra. Da cui:

$$L_a = f_{yd} \varphi / 4 f_{bd}$$

La normativa fissa il valore delle tensioni tangenziali ultime id aderenza per barre lisce e per barre ad aderenza migliorata (vedi NTC18 par. 4.1.2.1.1.4). Da cui si ottiene un valore approssimato di $L_a \sim 40 \varphi$ per l'ancoraggio in zona compressa delle barre di armatura longitudinali.

Per effetto dell'interazione taglio-momento occorre traslare il diagramma del momento di una quantità pari a:

$$a_1 = 0.9 d (\cot \theta) / 2$$

Come riportato dalla normativa (NTC18 par. 4.1.2.3.5.2) le “*armature longitudinali devono essere dimensionate in base alle sollecitazioni flessionali ottenute traslando il diagramma dei momenti flettenti*”.

I diagrammi non sono stati traslati, ma è stata direttamente prolungata del valore a_1 l'armatura longitudinale interessata della quantità sopra indicata. Si è assunto il valore di $\cotg(\theta)$ pari al valore adottato per il progetto delle staffe, di cui si parlerà in seguito. Tale valore è fissato pari a 2,5. Per una sezione 30x60 con copriferro di 3.5 cm, il valore di d è pari a 56.5 cm; ($a_1=63.5$ cm).

	ϕ8	ϕ14	ϕ20
Diametro [mm]	8.00	14.00	20.00
Area ferri [mm²]	50.27	153.94	314.16
L _a (ancoraggio) [mm]	188.46	329.81	471.15
L _a (ferro piegato) [mm]	131.92	230.87	329.81
cotg(α)	0.00		
cotg(θ)	2.50		
L (slittamento diag.) [mm]	635.63		
* per quanto riguarda la sovrapposizione delle barre:			
l _s [mm]	160.00	280.00	400.00

Al fine di escludere la formazione di meccanismi di rottura fragile, le sollecitazioni di taglio si otterranno facendo riferimento al criterio di gerarchia delle resistenze. In base a questa impostazione le sollecitazioni taglianti vengono calcolate considerando l'equilibrio della trave, alle cui estremità si ammette la formazione delle cerniere plastiche, sotto l'azione dei carichi gravitazionali nella condizione sismica di progetto e dei momenti resistenti delle sezioni plasticizzate amplificati con il fattore di sovrarresistenza γ_{Rd} , pari a 1,1 per CD”B”.

Le formule utilizzate per ottenere i tagli di calcolo negli appoggi sono le seguenti:

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

Per ciascuna direzione e ciascun verso di applicazione delle azioni sismiche, si considerano due valori di sollecitazione di taglio, massimo e minimo, ipotizzando rispettivamente la presenza e l'assenza dei carichi variabili e momenti resistenti M_{Rd} , da assumere in ogni caso di verso concorde sulla trave. Si è indicato con $Mu+$ e $Mu-$ il momento resistente avente, rispettivamente, verso antiorario e orario. Il taglio è valutato attraverso la semplice sovrapposizione degli effetti e varia linearmente lungo la trave.

Le formule corrispondono alle seguenti configurazioni:

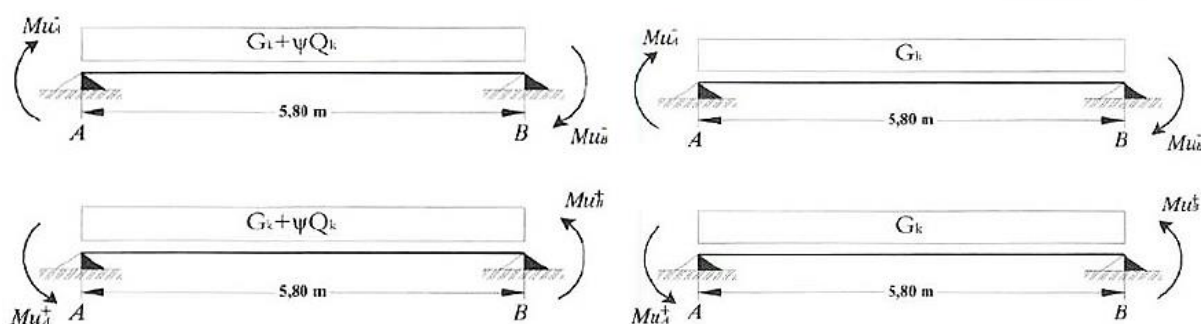


Figura 15 – combinazioni di carico e momenti di plasticizzazione alle estremità delle travi considerate per valutare il taglio sulla trave.

La domanda di taglio risulterà la massima tra i valori sopra indicati, per le travi del telaio YZ si sono ottenuti i seguenti risultati:

	L [m]	SEZIO NE	M_r sezione [KNm]	G_k [KN/m]	Q_k [KN/m]	$V_{comb1}(+)$ [KN]	$V_{comb1}(-)$ [KN]	$V_{comb2}(+)$ [KN]	$V_{comb2}(-)$ [KN]	$V_{combSLU}$ [KN]
TRAVE T0-9	4.30	0.00	(-) 157.3	19.27	4.05	119.1	-31.0	116.5	-33.7	-79.70
			(+) 136.2							
		4.30	(-) 157.3			31.0	-119.1	33.7	-116.5	91.96
			(+) 136.2							
TRAVE T0-10	5.00	0.00	(-) 157.3	19.27	4.05	115.8	-13.3	112.7	-16.4	-101.00
			(+) 136.2							
		5.00	(-) 157.2			13.4	-115.8	16.4	-112.7	97.68
			(+) 136.2							
TRAVE	6.00	0.00	(-) 157.2	19.27	4.05	115.2	7.6	111.6	4.0	-44.80
			(+) 136.2							

		6.00	(-) 157.3 (+) 136.2			-7.7	-115.3	-4.0	-111.6	39.12
TRAVE T1-9	4.30	0.00	(-) 157.3 (+) 136.2	19.27	4.05	119.1	-31.0	116.5	-33.7	-84.16
		4.30	(-) 157.3 (+) 136.2			31.0	-119.1	33.7	-116.5	86.71
TRAVE T1-10	5.00	0.00	(-) 157.3 (+) 136.2	19.27	4.05	115.8	-27.8	112.8	-30.9	-97.89
		5.00	(-) 223.1 (+) 136.3			13.4	-130.3	16.4	-127.2	101.37
TRAVE T1-11	6.00	0.00	(-) 223.1 (+) 136.3	19.27	4.05	127.3	1.8	123.7	-1.8	-119.30
		6.00	(-) 189.1 (+) 136.3			4.4	-121.1	8.1	-117.5	113.67
TRAVE T2-9	4.30	0.00	(-) 157.3 (+) 136.2	13.75	5.02	107.9	-42.3	104.6	-45.5	-66.00
		4.30	(-) 157.3 (+) 136.2			42.3	-107.9	45.5	-104.6	76.42
TRAVE T2-10	5.00	0.00	(-) 157.3 (+) 136.2	13.75	5.02	102.7	-26.4	98.9	-30.2	-81.28
		5.00	(-) 157.3 (+) 136.2			26.4	-102.7	30.2	-98.9	84.63
TRAVE T2-11	6.00	0.00	(-) 157.3 (+) 136.2	13.75	5.02	99.6	-8.0	95.1	-12.6	-101.57
		6.00	(-) 157.3 (+) 136.2			8.0	-99.6	12.6	-95.1	91.76

La resistenza a taglio V_{Rd} di elementi strutturali dotati di specifica armatura a taglio deve essere valutata sulla base di una adeguata schematizzazione a traliccio. Gli elementi resistenti dell'ideale traliccio sono: le armature trasversali, le armature longitudinali, il corrente compresso di calcestruzzo e i puntoni d'anima inclinati. L'inclinazione θ dei puntoni di calcestruzzo rispetto all'asse della trave deve essere compresa tra i valori della cotangente di θ pari a 1 e 2,5.

La verifica è condotta (secondo NTC2018) controllando che V_{Rd} risulti maggiore o uguale al valore di V_{Ed} massimo calcolato. V_{Rd} è considerato il minimo tra la resistenza di calcolo a “taglio-trazione” (riferita all’armatura trasversale):

$$V_{Rsd} = 0.9 d^{A_{sw}/s} f_{yd} (\cot \alpha + \cot \theta) \sin \alpha$$

e la resistenza di “taglio-compressione” (riferita al calcestruzzo d’anima):

$$V_{Rcd} = 0.9 d b_w \alpha_c f'_{cd} \cdot \frac{\cot \alpha + \cot \theta}{1 + \cot^2 \theta}$$

Le limitazioni al passo minimo delle staffe sono riportate nella seguente tabella:

Progetto staffe			Limitazioni al passo minimo delle staffe
Diametro della staffa [mm]	d	8.00	$s < 33 \text{ cm}$
Area della sezione [mm ²]	A _{sw}	100.53	$s < 0.8 \cdot d$
Passo [mm]	s	223.40	$s < A_{st} / 1.5 \cdot b$
			Limitazioni in zone dissipative
Passo [mm]	s	112.00	$s < 0.25 \cdot d$
*con limitazioni in zona sismica			$s < 22.5 \text{ cm}$
			$s < 8 \cdot d_{\phi 14}$
			$s < 24 \cdot d_{\phi 8}$

Si sceglie di utilizzare staffe $\Phi 8$ a 2 bracci con un passo di 20 cm in zona non dissipativa e 10 cm in zona dissipativa; La verifica a taglio è stata condotta inizialmente con il passo maggiore (20 cm) risultando lo stesso verificata. I passi sono quindi unicamente determinati dalle condizioni di minimo di armatura.

d [mm]	A _{sw} [mm ²]	s [mm]	f _{yd} [MPa]	cotg(α)	cotg(θ)	sin(α)	V _{rsd} (KN)	VERIFICA TAGLIO	
565.0	100.53	200.00	391.30	0.00	2.50	1.00	250.04	V _{rd} (KN)	250.04
								V _{ed max} (KN)	130.26
								V _{rd} > V _{ed}	✓
d [mm]	b _w [mm]	α _c	f _{cd} [MPa]	f' _{cd} [MPa]	cotg(α)	cotg(θ)	V _{rd} (KN)		
565.0	300.00	1.00	16.46	8.23	0.00	2.50	432.97		

Viene riportato quindi il progetto a flessione e taglio delle travi appartenenti al telaio XZ in allineamento 1-1 (Tav. 01); valgono le medesime considerazioni illustrate per il telaio YZ.

	SEZIONE	V_{ed} [KN]	M_{ed} [KNm]	$A_{s\ min}$ [mm ²] ¹	Ferri	$A_{s\ effettiva}$ [mm ²]	Controllo	M_r sezione [KNm]
TRAVE T0-1	0.00 sup	8.85	102.38	514.52	4φ14	615.75	✓	(-) 157.3
	0.00 inf	72.62	66.85	416.46	4φ14	615.75	✓	(+) 136.3
	2.15 sup		0.00	220.35	2φ14	307.88	✓	(-) 93.5
	2.15 inf		30.00	416.46	4φ14	615.75	✓	(+) 136.3
	4.50 sup		105.40	529.71	2φ14 + 2φ20	936.19	✓	(-) 223.1
	4.50 inf		79.78	416.46	4φ14	615.75	✓	(+) 136.3
TRAVE T0-2	0.00 sup		143.93	723.35	2φ14 + 2φ20	936.19	✓	(-) 223.1
	0.00 inf		111.46	560.16	4φ14	615.75	✓	(+) 136.3
	1.35 sup		8.00	416.46	2φ14 + 2φ20	936.19	✓	(-) 223.1
	1.35 inf		19.00	416.46	4φ14	615.75	✓	(+) 136.3
	2.75 sup	111.47	149.09	749.28	2φ14 + 2φ20	936.19	✓	(-) 223.6
	2.75 inf	127.07	159.52	801.70	2φ14 + 2φ20	936.19	✓	(+) 202.6
TRAVE T1-1	0.00 sup	20.13	131.15	659.12	5φ14	769.69	✓	(-) 189.1
	0.00 inf	87.30	87.46	439.55	4φ14	615.75	✓	(+) 136.3
	2.15 sup		0.00	220.35	2φ14	307.88	✓	(-) 93.5
	2.15 inf		26.00	416.46	4φ14	615.75	✓	(+) 136.3
	4.50 sup		113.86	572.22	2φ14 + 3φ20	1250.35	✓	(-) 287.5
	4.50 inf		114.89	577.40	5φ14	769.69	✓	(+) 168.2
TRAVE T1-2	0.00 sup		186.33	936.43	2φ14 + 3φ20	1250.35	✓	(-) 287.5
	0.00 inf		144.53	726.36	5φ14	769.69	✓	(+) 168.2
	1.35 sup		6.20	416.46	2φ14 + 2φ20	936.19	✓	(-) 223.1
	1.35 inf		21.70	416.46	4φ14	615.75	✓	(+) 136.3
	2.75 sup	138.26	182.23	915.83	2φ14 + 2φ20	936.19	✓	(-) 223.7
	2.75 inf	121.84	202.19	1016.14	2φ14 + 3φ20	1250.35	✓	(+) 267.5
TRAVE T2-1	0.00 sup	112.71	80.30	416.46	4φ14	615.75	✓	(-) 157.3
	0.00 inf	65.26	53.66	416.46	4φ14	615.75	✓	(+) 136.3
	1.70 sup		0.00	220.35	2φ14	307.88	✓	(-) 93.5
	1.70 inf		24.35	416.46	4φ14	615.75	✓	(+) 136.3
	4.50 sup		107.30	539.25	2φ14 + 2φ20	936.19	✓	(-) 223.4
	4.50 inf		97.94	492.21	5φ14	769.69	✓	(+) 168.2
TRAVE T2-2	0.00 sup		174.65	877.73	2φ14 + 2φ20	936.19	✓	(-) 223.4
	0.00 inf		123.46	620.47	5φ14	769.69	✓	(+) 168.2
	1.35 sup		10.70	416.46	2φ14 + 2φ20	936.19	✓	(-) 223.1
	1.35 inf		24.65	416.46	4φ14	615.75	✓	(+) 136.3
	2.75 sup	125.13	167.19	840.24	2φ14 + 2φ20	936.19	✓	(-) 223.7
	2.75 inf	115.00	195.05	980.26	2φ14 + 3φ20	1250.35	✓	(+) 267.5
TRAVE T3-2	0.00 sup	52.69	115.22	579.06	4φ14	615.75	✓	(-) 157.3
	0.00 inf	100.37	87.66	440.55	4φ14	615.75	✓	(+) 136.3
	1.35 sup		0.00	416.46	4φ14	615.75	✓	(-) 157.3
	1.35 inf		14.53	416.46	4φ14	615.75	✓	(+) 136.3
	2.75 sup	83.41	99.49	500.00	4φ14	615.75	✓	(-) 157.3
	2.75 inf	69.66	118.59	595.99	4φ14	615.75	✓	(+) 136.3

	L [m]	SEZIO NE	M _r sezione [KNm]	G _k [KN/m]	Q _k [KN/m]	V _{comb1} (+) [KN]	V _{comb1} (-) [KN]	V _{comb2} (+) [KN]	V _{comb2} (-) [KN]	V _{combSLU} [KN]
TRAVE T0-1	4.50	0.00	(-) 157.3	9.36	0.70	93.3	-66.3	92.8	-66.8	-46.70
			(+) 136.3							
		4.50	(-) 223.1			50.2	-109.4	50.7	-108.9	42.64
			(+) 136.3							
TRAVE T0-2	2.75	0.00	(-) 223.1	9.36	0.70	183.4	-130.8	183.1	-131.1	-36.91
			(+) 136.3							
		2.75	(-) 223.6			157.1	-157.1	157.4	-156.8	15.30
			(+) 202.6							
TRAVE T1-1	4.50	0.00	(-) 189.1	9.36	0.70	108.9	-82.1	108.4	-82.5	-49.43
			(+) 136.3							
		4.50	(-) 287.5			65.8	-125.1	66.3	-124.6	40.76
			(+) 168.2							
TRAVE T1-2	2.75	0.00	(-) 287.5	9.36	0.70	235.2	-143.6	234.9	-143.9	-45.98
			(+) 168.2							
		2.75	(-) 223.7			208.8	-169.9	209.1	-169.6	14.99
			(+) 267.5							
TRAVE T2-1	4.50	0.00	(-) 157.3	6.32	0.87	94.4	-73.1	93.8	-73.7	-38.77
			(+) 136.3							
		4.50	(-) 223.4			64.8	-102.7	65.3	-102.2	32.69
			(+) 168.2							
TRAVE T2-2	2.75	0.00	(-) 223.4	9.36	0.70	209.5	-143.6	209.2	-143.9	-50.93
			(+) 168.2							
		2.75	(-) 223.7			183.2	-169.9	183.5	-169.6	11.16
			(+) 267.5							
TRAVE T3-2	2.75	0.00	(-) 157.3	6.32	0.87	126.5	-108.4	126.1	-108.7	-36.04
			(+) 136.3							
		2.75	(-) 157.3			108.4	-126.5	108.7	-126.1	11.70
			(+) 136.3							

Si sceglie di utilizzare staffe $\Phi 8$ a 2 bracci con un passo di 20 cm in zona non dissipativa e 10 cm in zona dissipativa; La verifica a taglio è stata condotta inizialmente con il passo maggiore (20 cm) risultando lo stesso verificata. I passi sono quindi unicamente determinati dalle condizioni di minimo di armatura.

d [mm]	A _{sw} [mm ²]	s [mm]	f _{yd} [MPa]	cotg(α)	cotg(θ)	sin(α)	V _{rsd} (KN)
600.0	100.53	200.00	391.30	0.00	2.50	1.00	265.53

d [mm]	b _w [mm]	α _c	f _{cd} [MPa]	f' _{cd} [MPa]	cotg(α)	cotg(θ)	V _{rcd} (KN)
600.0	300.00	1.00	16.46	8.23	0.00	2.50	459.79

VERIFICA TAGLIO	
V _{rd} (KN)	265.53
V _{ed max} (KN)	235.15
V _{rd} > V _{ed}	✓

6.3. SCALE

6.3.1. PROGETTO DEL GRADINO

Avendo deciso di realizzare una scala con gradini portanti, ogni gradino risulta incastrato in corrispondenza della trave a ginocchio e può essere modellato come una mensola indipendente soggetta ad un carico uniformemente distribuito (peso proprio, carichi permanenti e accidentali) ed eventualmente ad un carico puntuale applicato alla sua estremità libera (parapetto). Come mensola, ovviamente, il gradino è soggetto ad un momento flettente negativo.

In *figura 16* viene rappresentato il vincolo di incastro e i carichi agenti in base al modello adottato per rappresentare il comportamento di un singolo gradino nel rispetto di quanto precedentemente detto.

La geometria dei gradini determina un disallineamento tra l'asse di sollecitazione del momento e l'asse principale d'inerzia della sezione. Si è pertanto in presenza di flessione deviata. Tuttavia, in virtù della presenza della soletta di collegamento, la scala può inflettersi essenzialmente ruotando intorno ad un asse che tende ad avere la stessa inclinazione della rampa. Di conseguenza, tutto il problema può essere semplificato progettando e verificando la sezione per la componente del momento secondo l'angolo α di inclinazione della scala (angolo φ in *figura 16*).

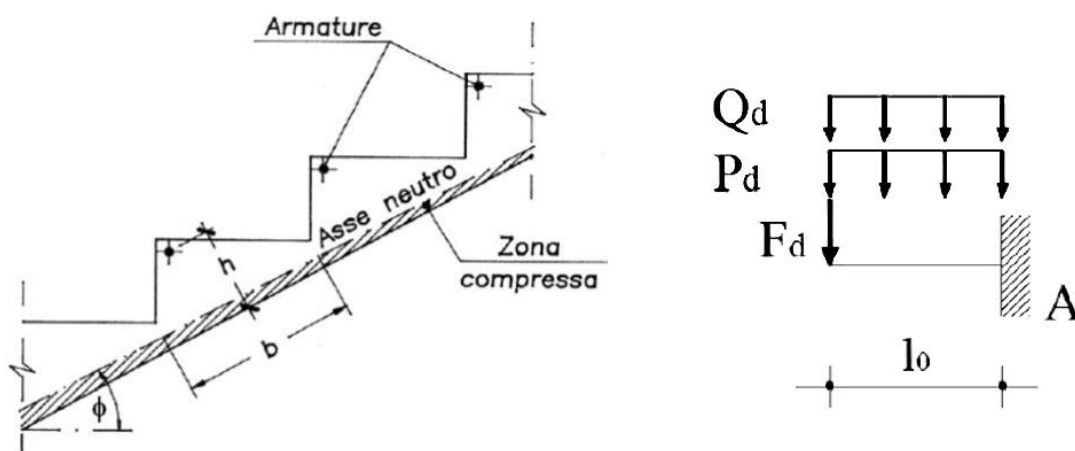


Figura 16 – modello di calcolo dell'armatura del gradino e schema dei carichi agenti.

L'armatura del gradino è composta da: un'armatura principale (che verrà progettata nel seguente paragrafo); un'armatura costruttiva della soletta realizzata con barre $\Phi 10$; un'armatura di ripartizione della soletta realizzata con staffe $\Phi 8$ disposte con un passo di 20 cm.

L'armatura principale è stata progettata nel seguente modo: Si è calcolata l'area di armatura longitudinale necessaria come il massimo tra le seguenti quantità:

$$A_f = \frac{M_d}{0.9 f_{yd} h} \quad ; \quad A_f = 0.15\% \cdot A_c$$

Dove A_c indica l'area di calcestruzzo del singolo gradino; h ($=12.8$ cm) pari all'altezza utile della sezione (vedi *figura 16*); Il momento flettente di progetto M_d è ottenuto da semplici considerazioni geometriche:

$$M_d = M_{max} \cos \varphi \quad ; \quad M_{max} = \frac{(P_d + Q_d) l^2}{2}$$

Con P_d e Q_d rispettivamente carico permanente di calcolo e carico variabile di calcolo. Il valore di φ è stato preso pari a 29° . I calcoli appena descritti sono stati svolti e riassunti nella seguente tabella:

CALCOLO ARMATURA GRADINO					
P_d [kN/m]	Q_d [kN/m]	l_0 [m]	ϕ [rad]	M_{max} [kNm]	M_d [kNm]
2.21	1.20	1.08	0.51	1.97	1.73
Armatura	$A_{f, necessaria}$ [mm ²]	ferri	A_f [mm ²]	Mrd [kNm]	
Principale mensola	67.77	2 $\phi 8$	100.53	4.53	
Staffe /20		1 $\phi 8$	50.27	2.26	
Ripartizione soletta		1 $\phi 10$	78.54	3.54	

6.3.2. PROGETTO DELLA TRAVE A GINOCCHIO

Il progetto e la verifica dell'armatura longitudinale a flessione sono eseguiti come nel caso delle altre travi. Il progetto delle staffe invece considera sia il taglio che la sollecitazione torcente. Le norme tecniche al capitolo 4.1.2.3.6 in riferimento alle sollecitazioni composte, indicano la necessità di prevedere un'armatura longitudinale aggiuntiva calcolata nei riguardi della sollecitazione torcente agente sulla trave. Le armature trasversali dovranno soddisfare le verifiche di taglio e torsione, per il passo da adottare si sceglierà il minore tra i due risultanti dalle verifiche a taglio e a torsione.

Per prima cosa viene calcolata l'armatura a flessione semplice della trave con le stesse procedure adottate al paragrafo 6.2 della relazione in riferimento al progetto dell'armatura longitudinale delle travi del telaio, indicando con $M_{T,Ed}$ il momento torcente esterno di calcolo.

	SEZION E	$M_{T,ed}$ [KNm]	V_{ed} [KN]	M_{ed} [KNm]	As min [mm ²] ¹	Ferr i	As effettiva [mm ²]	Controll o	M_r sezione [KNm]
TRAVE TG-1-1	0.0 su			56.26	416.46	4φ14	615.75	✓	(-) 128.4
	0 inf	29.31		0.00	416.46	4φ14	615.75	✓	(+) 128.4
	1.5 su			0.00	220.35	2φ14	307.88	✓	(-) 66.1
	0 inf	10.19		6.70	416.46	4φ14	615.75	✓	(+) 128.4
	3.1 su	11.65		15.59	416.46	4φ14	615.75	✓	(-) 128.4
	1 inf			30.97	416.46	4φ14	615.75	✓	(+) 128.4
TRAVE TG-1-2	0.0 su	5.57		15.59	416.46	4φ14	615.75	✓	(-) 128.4
	0 inf			30.97	416.46	4φ14	615.75	✓	(+) 128.4
	0.9 su	7.78		0.00	220.35	2φ14	307.88	✓	(-) 66.1
	0 inf			36.20	416.46	4φ14	615.75	✓	(+) 128.4
	1.8 su			49.99	416.46	4φ14	615.75	✓	(-) 128.4
	7 inf		57.84	76.85	416.46	4φ14	615.75	✓	(+) 128.4
TRAVE TG-1-3	0.0 su	106.00		128.25	600.74	4φ14	615.75	✓	(-) 232.2
	0 inf		90.24	59.77	600.74	4φ14	615.75	✓	(+) 196.5
	2.1 su			0.00	317.85	3φ14	461.81	✓	(-) 185.3
	0 inf			42.61	600.74	4φ14	615.75	✓	(+) 196.5
	4.3 su			61.82	600.74	4φ14	615.75	✓	(-) 232.2
	5 inf	128.00	75.20	40.75	600.74	4φ14	615.75	✓	(+) 196.5
TRAVE TG-1-4	0.0 su			59.27	416.46	4φ14	615.75	✓	(-) 128.4
	0 inf	15.69	100.89	2.43	416.46	4φ14	615.75	✓	(+) 128.4
	0.5 su			11.17	220.35	4φ14	615.75	✓	(-) 128.4
	0 inf	14.19		13.32	416.46	4φ14	615.75	✓	(+) 128.4
	1.0 su			0.00	416.46	4φ14	615.75	✓	(-) 128.4
	0 inf	12.59		36.39	416.46	4φ14	615.75	✓	(+) 128.4
TRAVE TG-1-5	0.0 su			0.00	416.46	4φ14	615.75	✓	(-) 128.4
	0 inf	19.75		36.39	416.46	4φ14	615.75	✓	(+) 128.4
	1.5 su	1.60		0.00	220.35	2φ14	307.88	✓	(-) 66.1
	0 inf	1.20		69.35	416.46	4φ14	615.75	✓	(+) 128.4
	3.1 su	20.85		0.00	416.46	4φ14	615.75	✓	(-) 128.4
	0 inf			58.22	416.46	4φ14	615.75	✓	(+) 128.4
TRA	0.0 su			33.17	416.46	4φ14	615.75	✓	(-) 128.4

TRAVE TG 0-2	1.5 0	inf	24.82	88.35	444.02	4φ14	615.75	✓	(+)	128.4
		sup		0.00	220.35	2φ14	307.88	✓	(-)	66.1
	3.1 1	inf	6.77	59.71	416.46	4φ14	615.75	✓	(+)	128.4
		sup	15.92	47.31	416.46	4φ14	615.75	✓	(-)	128.4
	0.0 0	inf		63.42	416.46	4φ14	615.75	✓	(+)	128.4
		sup	10.57	47.31	416.46	4φ14	615.75	✓	(-)	128.4
	0.9 0	inf		30.90	220.35	4φ14	615.75	✓	(-)	128.4
		sup	12.38	26.15	416.46	4φ14	615.75	✓	(+)	128.4
	1.8 7	inf	14.33	132.96	668.21	5φ14	769.69	✓	(-)	159.5
		sup		97.33	489.15	4φ14	615.75	✓	(+)	128.4
	0.0 0	inf	110.00	119.39	600.74	4φ14	615.75	✓	(+)	128.4
		sup		130.71	667.02	5φ14	769.69	✓	(-)	279.1
TRAVE TG 0-3	2.1 0	inf		44.36	600.74	4φ14	615.75	✓	(+)	196.5
		sup		0.00	317.85	3φ14	461.81	✓	(-)	185.3
	4.3 5	inf	124.90	108.12	600.74	4φ14	615.75	✓	(+)	196.5
		sup		73.90	600.74	4φ14	615.75	✓	(-)	232.2
TRAVE TG 0-4	0.0 0	inf	15.71	127.52	416.46	4φ14	615.75	✓	(+)	128.4
		sup		25.83	423.61	4φ14	615.75	✓	(-)	128.4
	0.5 0	inf	14.44	22.34	416.46	4φ14	615.75	✓	(+)	128.4
		sup		22.75	220.35	4φ14	615.75	✓	(-)	128.4
TRAVE TG 0-5	0.0 0	inf	19.93	38.82	416.46	4φ14	615.75	✓	(+)	128.4
		sup		0.00	416.46	4φ14	615.75	✓	(-)	128.4
	1.5 0	inf	3.32	67.14	416.46	4φ14	615.75	✓	(+)	128.4
		sup	3.79	0.00	220.35	2φ14	307.88	✓	(-)	66.1
TRAVE TG 1-1	0.0 0	inf	24.89	104.62	525.79	4φ14	615.75	✓	(+)	128.4
		sup		49.06	416.46	4φ14	615.75	✓	(-)	128.4
	1.5 0	inf	7.11	60.39	416.46	4φ14	615.75	✓	(+)	128.4
		sup		0.00	220.35	2φ14	307.88	✓	(-)	66.1
TRAVE	0.0 0	inf		75.87	416.46	4φ14	615.75	✓	(+)	128.4
		sup	11.28	61.16	416.46	4φ14	615.75	✓	(-)	128.4

	0.9	su	13.09		25.72	220.35	4φ14	615.75	✓	(-)	128.4
	0	inf			32.87	416.46	4φ14	615.75	✓	(+)	128.4
	1.8	su	15.05		143.31	720.23	5φ14	769.69	✓	(-)	159.5
	7	inf		131.55	114.21	573.98	4φ14	615.75	✓	(+)	128.4
TRAVE TG 1-3	0.0	su	109.70		205.68	716.60	5φ14	769.69	✓	(-)	279.1
	0	inf		121.00	147.99	600.74	4φ14	615.75	✓	(+)	196.5
	2.1	su			0.00	317.85	3φ14	461.81	✓	(-)	185.3
	0	inf			45.93	600.74	4φ14	615.75	✓	(+)	196.5
	4.3	su			113.55	600.74	4φ14	615.75	✓	(-)	232.2
	5	inf	125.20	114.44	85.00	600.74	4φ14	615.75	✓	(+)	196.5
TRAVE TG 1-4	0.0	su			91.22	458.44	4φ14	615.75	✓	(-)	128.4
	0	inf	15.80	132.60	30.47	416.46	4φ14	615.75	✓	(+)	128.4
	0.5	su			27.15	220.35	4φ14	615.75	✓	(-)	128.4
	0	inf	14.80		23.19	416.46	4φ14	615.75	✓	(+)	128.4
	1.0	su			0.00	416.46	4φ14	615.75	✓	(-)	128.4
	0	inf	13.73		37.16	416.46	4φ14	615.75	✓	(+)	128.4
TRAVE TG 1-5	0.0	su			0.00	416.46	4φ14	615.75	✓	(-)	128.4
	0	inf	19.92		37.16	416.46	4φ14	615.75	✓	(+)	128.4
	1.5	su	3.82		0.00	220.35	2φ14	307.88	✓	(-)	66.1
	0	inf	4.26		72.21	416.46	4φ14	615.75	✓	(+)	128.4
	3.1	su	20.93		0.00	416.46	4φ14	615.75	✓	(-)	128.4
	0	inf			72.44	416.46	4φ14	615.75	✓	(+)	128.4
TRAVE TG 2-1	0.0	su			44.31	416.46	4φ14	615.75	✓	(-)	128.4
	0	inf	24.52		101.36	509.40	4φ14	615.75	✓	(+)	128.4
	1.5	su			0.00	220.35	2φ14	307.88	✓	(-)	66.1
	0	inf	6.95		61.21	416.46	4φ14	615.75	✓	(+)	128.4
	3.1	su	16.14		55.77	416.46	4φ14	615.75	✓	(-)	128.4
	1	inf			71.65	416.46	4φ14	615.75	✓	(+)	128.4
TRAVE TG 2-2	0.0	su	11.22		55.77	416.46	4φ14	615.75	✓	(-)	128.4
	0	inf			71.65	416.46	4φ14	615.75	✓	(+)	128.4
	0.9	su	13.03		23.37	220.35	4φ14	615.75	✓	(-)	128.4
	0	inf			29.20	416.46	4φ14	615.75	✓	(+)	128.4
	1.8	su	14.98		134.04	673.64	5φ14	769.69	✓	(-)	159.5
	7	inf		124.34	100.90	507.09	4φ14	615.75	✓	(+)	128.4
TRAVE TG 2-	0.0	su	110.00		198.75	692.46	5φ14	769.69	✓	(-)	279.1
	0	inf		118.95	137.36	600.74	4φ14	615.75	✓	(+)	196.5
	2.1	su			0.00	317.85	3φ14	461.81	✓	(-)	185.3
	0	p									

4.35	inf			44.83	600.74	4φ14	615.75	✓	(+)	196.5	
	sup			110.35	600.74	4φ14	615.75	✓	(-)	232.2	
	inf	123.00	111.26	82.41	600.74	4φ14	615.75	✓	(+)	196.5	
TRAVE TG 2-4	0.00	sup		86.94	436.93	4φ14	615.75	✓	(-)	128.4	
		inf	16.10	122.35	45.09	416.46	4φ14	615.75	✓	(+)	128.4
	0.50	sup		28.04	220.35	4φ14	615.75	✓	(-)	128.4	
		inf	15.10		32.07	416.46	4φ14	615.75	✓	(+)	128.4
	1.00	sup		0.00	416.46	4φ14	615.75	✓	(-)	128.4	
		inf	14.03		35.56	416.46	4φ14	615.75	✓	(+)	128.4
TRAVE TG 2-5	0.00	sup		0.00	416.46	4φ14	615.75	✓	(-)	128.4	
		inf	20.92		35.56	416.46	4φ14	615.75	✓	(+)	128.4
	1.50	sup	2.03		0.00	220.35	2φ14	307.88	✓	(-)	66.1
		inf	4.22		60.87	416.46	4φ14	615.75	✓	(+)	128.4
	3.10	sup	19.81		9.00	416.46	4φ14	615.75	✓	(-)	128.4
		inf			47.77	416.46	4φ14	615.75	✓	(+)	128.4

A questo punto viene calcolato il taglio esterno di progetto con il criterio di gerarchia delle resistenze con le modalità già illustrate per le travi al paragrafo 6.2 della relazione.

	L [m]	SEZIONE	M _r sezione [KNm]	G _k [KN/m]	Q _k [KN/m]	V _{comb1} (+) [KN]	V _{comb1} (-) [KN]	V _{comb2} (+) [KN]	V _{comb2} (-) [KN]	V _{combSLU} [KN]
TRAVE TG-1-1 & TG-1-2	4.98	0.00	(-) 128.4	24.12	3.13	119.1	5.7	116.8	3.3	57.02
			(+) 128.4							
		4.98	(-) 128.4			-5.7	-119.1	-3.3	-116.8	18.43
			(+) 128.4							
TRAVE TG-1-3	4.35	0.00	(-) 232.2	15.88	6.80	147.4	-69.4	143.0	-73.9	90.24
			(+) 196.5							
		4.35	(-) 232.2			69.4	-147.4	73.9	-143.0	75.20
			(+) 196.5							
TRAVE TG-1-4 & TG-1-5	4.10	0.00	(-) 128.4	24.12	3.13	138.5	-45.4	136.6	-47.3	89.85
			(+) 128.4							
		4.10	(-) 128.4			35.8	-148.1	37.7	-146.2	42.65
			(+) 128.4							
TRAVE TG 0-1 & TG-0-2	4.98	0.00	(-) 128.4	24.12	3.13	119.1	-1.2	116.8	-3.5	34.57
			(+) 128.4							
		4.98	(-) 159.5			-5.7	-126.0	-3.3	-123.6	43.42

		(+)	128.4						
TRAVE TG 0-3	4.35	0.00	(-) 279.1						
		(+)	196.5	15.88	6.80	159.3	-69.4	154.8	-73.9 89.43
		4.35	(-) 232.2			81.3	-147.4	85.7	-143.0 76.46
		(+)	196.5						
TRAVE TG 0-4 & TG 0-5	4.10	0.00	(-) 128.4						
		(+)	128.4	24.12	3.13	138.5	-45.4	136.6	-47.3 90.84
		4.10	(-) 128.4			35.8	-148.1	37.7	-146.2 45.60
		(+)	128.4						
TRAVE TG 1-1 & TG 1-2	4.98	0.00	(-) 128.4						
		(+)	128.4	24.12	3.13	119.1	5.7	116.8	3.3 34.79
		4.98	(-) 159.5			-5.7	-119.1	-3.3	-116.8 40.23
		(+)	128.4						
TRAVE TG 1-3	4.35	0.00	(-) 279.1						
		(+)	196.5	15.88	6.80	159.3	-69.4	154.8	-73.9 88.80
		4.35	(-) 232.2			81.3	-147.4	85.7	-143.0 77.03
		(+)	196.5						
TRAVE TG 1-4 & TG 1-5	4.10	0.00	(-) 128.4						
		(+)	128.4	24.12	3.13	138.5	-45.4	136.6	-47.3 91.25
		4.10	(-) 128.4			35.8	-148.1	37.7	-146.2 42.90
		(+)	128.4						
TRAVE TG 2-1 & TG 2-2	4.98	0.00	(-) 128.4						
		(+)	128.4	24.12	3.13	90.7	34.0	88.4	31.7 35.07
		4.98	(-) 159.5			-34.0	-90.7	-31.7	-88.4 41.12
		(+)	128.4						
TRAVE TG 2-3	4.35	0.00	(-) 279.1						
		(+)	196.5	15.88	6.80	159.3	-69.4	154.8	-73.9 89.24
		4.35	(-) 232.2			81.3	-147.4	85.7	-143.0 76.68
		(+)	196.5						
TRAVE TG 2-4	4.10	0.00	(-) 128.4						
		(+)	128.4	24.12	3.13	138.5	-45.4	136.6	-47.3 74.78
		4.10	(-) 128.4			35.8	-148.1	37.7	-146.2 45.25
		(+)	128.4						

Si sceglie di utilizzare staffe $\Phi 8$ a 2 bracci con un passo di 10 cm su tutta la trave; il motivo di tale scelta deriva dal calcolo della trave a torsione e sarà chiarito in seguito; viene scelto un valore di $\cot\theta=1$ per massimizzare la resistenza a taglio del calcestruzzo, anche tale motivo sarà chiarito in seguito.

d [mm]	A _{sw} [mm ²]	s [mm]	f _{yd} [MPa]	cotg(α)	cotg(θ)	sin(α)	V _{rsd} (KN)
600.0	100.53	100.00	391.30	0.00	1.00	1.00	212.42

d [mm]	b _w [mm]	α _c	f _{cd} [MPa]	f' _{cd} [MPa]	cotg(α)	cotg(θ)	V _{rcd} (KN)
600.0	300.00	1.00	16.46	8.23	0.00	1.00	666.70

VERIFICA TAGLIO	
V _{rd} (KN)	212.42
V _{ed max} (KN)	159.25
V _{rd} > V _{ed}	✓

La verifica a taglio-torsione è condotta secondo le prescrizioni delle NTC 2018 al paragrafo 4.1.2.3.6. La verifica consiste nel controllare che il valore del momento torcente agente risulti inferiore al valore del momento torcente resistente della sezione. Lo schema resistente è costituito da un traliccio periferico in cui gli sforzi di trazione sono affidati alle armature longitudinali e trasversali ivi contenute e gli sforzi di compressione sono affidati alle bielle di calcestruzzo (traliccio di Rausch). Il massimo momento torcente resistente può pertanto essere riferito al massimo valore che può essere sopportato dalle bielle di calcestruzzo compresse (T_{Rcd}), e al massimo valore che può essere sopportato dall'armatura tesa. A sua volta quest'ultimo può essere scomposto nel valore di resistenza portato dalle staffe trasversali (T_{Rsd}) e nel valore di resistenza portato dall'armatura longitudinale (T_{Rld}). I valori di T_{Rcd} , T_{Rsd} e T_{Rld} secondo NTC18 sono i seguenti:

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

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

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

Dove A rappresenta l'area racchiusa dalla fibra media del profilo periferico; A_s l'area delle staffe; u_m il perimetro medio del nucleo resistente; s il passo delle staffe; $\sum A_l$ rappresenta l'area complessiva delle barre longitudinali.

La resistenza a torsione della trave allo stato limite ultimo è valutata rispetto all'area di una sezione cava il cui spessore è misurato dal parametro t ($=A_c/u$ con A_c area della sezione di calcestruzzo e u il suo perimetro); t deve essere assunta comunque ≥ 2 volte la distanza fra il bordo e il centro dell'armatura longitudinale.

Le armature longitudinali e trasversali del traliccio resistente devono essere poste entro lo spessore t del profilo periferico. Le barre longitudinali possono essere distribuite lungo detto profilo, ma comunque una barra deve essere presente su tutti i suoi spigoli.

Dalla valutazione delle resistenze a torsione di calcestruzzo e acciaio di armatura, sono emerse delle criticità che non permettevano di verificare la condizione $T_{Rd} \geq M_{T,Ed}$, ciò è stato dovuto

alla ridotta resistenza a torsione del calcestruzzo T_{Rcd} , che ha costretto a dover aumentare la sezione solamente delle travi TG-3 a 30x85 (30x60 in origine) e a porre $\cot\theta=1$ nelle verifiche, a discapito della resistenza a torsione delle armature trasversali opportunamente incrementata a seguito di ciò, diminuendo il passo (da cui $s=10\text{cm}$).

La verifica risulta particolarmente gravosa per le travi in linea TG-3 (TG0-3, TG1-3 ecc.) per come è stato progettato il pianerottolo di interpiano (vedi par. 2.2.3), ovvero a sbalzo dalla trave. La verifica per risultare soddisfatta ha richiesto particolari accorgimenti, oltre all'adozione di una sezione maggiore infatti, sono stati previsti ferri di parete aggiuntivi. Dall'uguaglianza tra l'espressione di T_{Rld} e il valore del momento torcente agente si ottiene il valore dell'area di armatura longitudinale da aggiungere a quella ottenuta dal progetto a flessione della trave:

$$A_l = \frac{M_{TEd} \cdot u \cdot \cot\theta}{2A \cdot f_{yd}}$$

Vengono riportati i calcoli svolti:

	SEZION E	staffe	ferri long.	ΣA_l [mm ²]	A_c [mm ²]	u [mm]	t [mm]	A [mm ²]	T _{Rcd} [KNm]	T _{Rsd} [KNm]	T _{Rld} [KNm]	M _{T,ed} [KNm]	
TRAVE TG-1-1	0.0 0	su p inf	φ8 a 2 bracci passo 10 cm	4φ14	1231.50	180000	1800	100.0	100000 .0	82.3	78.7	53.5	0.00
				4φ14									29.31
	1.5 0	su p inf	φ8 a 2 bracci passo 10 cm	2φ14	923.63	180000	1800	100.0	100000 .0	82.3	78.7	40.2	0.00
				4φ14									10.19
	3.1 1	su p inf	φ8 a 2 bracci passo 10 cm	4φ14	1231.50	180000	1800	100.0	100000 .0	82.3	78.7	53.5	11.65
				4φ14									0.00
TRAVE TG-1-2	0.0 0	su p inf	φ8 a 2 bracci passo 10 cm	4φ14	1231.50	180000	1800	100.0	100000 .0	82.3	78.7	53.5	5.57
				4φ14									0.00
	0.9 0	su p inf	φ8 a 2 bracci passo 10 cm	2φ14	923.63	180000	1800	100.0	100000 .0	82.3	78.7	40.2	7.78
				4φ14									0.00
	1.8 7	su p inf	φ8 a 2 bracci passo 10 cm	4φ14	1231.50	180000	1800	100.0	100000 .0	82.3	78.7	53.5	0.00
				4φ14									0.00
TRAVE TG-1-3	0.0 0	su p inf	φ8 a 2 bracci passo 6 cm	4φ14	3744.78	282000	2600	108.5	147257 .4	131.5	193.1	166.0	106.00
				4φ14									0.00
	2.1 0	su p inf	φ8 a 2 bracci passo 10 cm	3φ14	1077.57	282000	2600	108.5	147257 .4	131.5	115.9	47.8	0.00
				4φ14									0.00
	4.3 5	su p inf	φ8 a 2 bracci passo 6 cm	4φ14	4373.10	282000	2600	108.5	147257 .4	131.5	193.1	193.8	0.00
				4φ14									128.00
TRAVE TG-1-4	0.0 0	su p inf	φ8 a 2 bracci passo 10 cm	4φ14	1231.50	180000	1800	100.0	100000 .0	82.3	78.7	53.5	0.00
				4φ14									15.69
	0.5 0	su p inf	φ8 a 2 bracci passo 10 cm	4φ14	1231.50	180000	1800	100.0	100000 .0	82.3	78.7	53.5	0.00
				4φ14									14.19

TRAVE TG-1-5	1.0 0	su p inf	φ8 a 2 bracci passo 10 cm	4φ14 4φ14	1231.50	180000	1800	100.0	100000 .0	82.3	78.7	53.5	0.00 12.59
	0.0 0	su p inf	φ8 a 2 bracci passo 10 cm	4φ14 4φ14	1231.50	180000	1800	100.0	100000 .0	82.3	78.7	53.5	0.00 19.75
	1.5 0	su p inf	φ8 a 2 bracci passo 10 cm	2φ14 4φ14	923.63	180000	1800	100.0	100000 .0	82.3	78.7	40.2	1.60 1.20
	3.1 0	su p inf	φ8 a 2 bracci passo 10 cm	4φ14 4φ14	1231.50	180000	1800	100.0	100000 .0	82.3	78.7	53.5	20.85 0.00
TRAVE TG-0-1	0.0 0	su p inf	φ8 a 2 bracci passo 10 cm	4φ14 4φ14	1231.50	180000	1800	100.0	100000 .0	82.3	78.7	53.5	0.00 24.82
	1.5 0	su p inf	φ8 a 2 bracci passo 10 cm	2φ14 4φ14	923.63	180000	1800	100.0	100000 .0	82.3	78.7	40.2	0.00 6.77
	3.1 1	su p inf	φ8 a 2 bracci passo 10 cm	4φ14 4φ14	1231.50	180000	1800	100.0	100000 .0	82.3	78.7	53.5	15.92 0.00
	0.0 0	su p inf	φ8 a 2 bracci passo 10 cm	4φ14 4φ14	1231.50	180000	1800	100.0	100000 .0	82.3	78.7	53.5	10.57 0.00
TRAVE TG-0-2	0.9 0	su p inf	φ8 a 2 bracci passo 10 cm	4φ14 4φ14	1231.50	180000	1800	100.0	100000 .0	82.3	78.7	53.5	12.38 0.00
	1.8 7	su p inf	φ8 a 2 bracci passo 10 cm	5φ14 4φ14	1385.44	180000	1800	100.0	100000 .0	82.3	78.7	60.2	14.33 0.00
	0.0 0	su p inf	φ8 a 2 bracci passo 6 cm	5φ14 4φ14	3898.72	282000	2600	108.5	147257 .4	131.5	193.1	172.8	110.00 0.00
	2.1 0	su p inf	φ8 a 2 bracci passo 10 cm	3φ14 4φ14	1077.57	282000	2600	108.5	147257 .4	131.5	115.9	47.8	0.00 0.00
TRAVE TG-0-3	4.3 5	su p inf	φ8 a 2 bracci passo 6 cm	4φ14 4φ14	4373.10	282000	2600	108.5	147257 .4	131.5	193.1	193.8	0.00 124.90
	0.0 0	su p inf	φ8 a 2 bracci passo 10 cm	4φ14 4φ14	1231.50	180000	1800	100.0	100000 .0	82.3	78.7	53.5	0.00 15.71
	0.5 0	su p inf	φ8 a 2 bracci passo 10 cm	4φ14 4φ14	1231.50	180000	1800	100.0	100000 .0	82.3	78.7	53.5	0.00 14.44
	1.0 0	su p inf	φ8 a 2 bracci passo 10 cm	4φ14 4φ14	1231.50	180000	1800	100.0	100000 .0	82.3	78.7	53.5	0.00 13.37
TRAVE TG-0-4	0.0 0	su p inf	φ8 a 2 bracci passo 10 cm	4φ14 4φ14	1231.50	180000	1800	100.0	100000 .0	82.3	78.7	53.5	0.00 19.93
	1.5 0	su p inf	φ8 a 2 bracci passo 10 cm	2φ14 4φ14	923.63	180000	1800	100.0	100000 .0	82.3	78.7	40.2	3.79 3.32
	3.1 0	su p inf	φ8 a 2 bracci passo 10 cm	4φ14 4φ14	1231.50	180000	1800	100.0	100000 .0	82.3	78.7	53.5	20.83 0.00
	0.0 0	su p inf	φ8 a 2 bracci passo 10 cm	4φ14 4φ14	1231.50	180000	1800	100.0	100000 .0	82.3	78.7	53.5	0.00 24.89

	1.50	su p inf	φ8 a 2 bracci passo 10 cm	2φ14 4φ14	923.63	180000	1800	100.0	100000.0	82.3	78.7	40.2	0.00 7.11
	3.11	su p inf	φ8 a 2 bracci passo 10 cm	4φ14 4φ14	1231.50	180000	1800	100.0	100000.0	82.3	78.7	53.5	16.01 0.00
TRAVE TG 1-2	0.00	su p inf	φ8 a 2 bracci passo 10 cm	4φ14 4φ14	1231.50	180000	1800	100.0	100000.0	82.3	78.7	53.5	11.28 0.00
	0.90	su p inf	φ8 a 2 bracci passo 10 cm	4φ14 4φ14	1231.50	180000	1800	100.0	100000.0	82.3	78.7	53.5	13.09 0.00
	1.87	su p inf	φ8 a 2 bracci passo 10 cm	5φ14 4φ14	1385.44	180000	1800	100.0	100000.0	82.3	78.7	60.2	15.05 0.00
TRAVE TG 1-3	0.00	su p inf	φ8 a 2 bracci passo 6 cm	5φ14 4φ14	3898.72	282000	2600	108.5	147257.4	131.5	193.1	172.8	109.70 0.00
	2.10	su p inf	φ8 a 2 bracci passo 10 cm	3φ14 4φ14	1077.57	282000	2600	108.5	147257.4	131.5	115.9	47.8	0.00 0.00
	4.35	su p inf	φ8 a 2 bracci passo 6 cm	4φ14 4φ14	4373.10	282000	2600	108.5	147257.4	131.5	193.1	193.8	0.00 125.20
TRAVE TG 1-4	0.00	su p inf	φ8 a 2 bracci passo 10 cm	4φ14 4φ14	1231.50	180000	1800	100.0	100000.0	82.3	78.7	53.5	0.00 15.80
	0.50	su p inf	φ8 a 2 bracci passo 10 cm	4φ14 4φ14	1231.50	180000	1800	100.0	100000.0	82.3	78.7	53.5	0.00 14.80
	1.00	su p inf	φ8 a 2 bracci passo 10 cm	4φ14 4φ14	1231.50	180000	1800	100.0	100000.0	82.3	78.7	53.5	0.00 13.73
TRAVE TG 1-5	0.00	su p inf	φ8 a 2 bracci passo 10 cm	4φ14 4φ14	1231.50	180000	1800	100.0	100000.0	82.3	78.7	53.5	0.00 19.92
	1.50	su p inf	φ8 a 2 bracci passo 10 cm	2φ14 4φ14	923.63	180000	1800	100.0	100000.0	82.3	78.7	40.2	3.82 4.26
	3.10	su p inf	φ8 a 2 bracci passo 10 cm	4φ14 4φ14	1231.50	180000	1800	100.0	100000.0	82.3	78.7	53.5	20.93 0.00
TRAVE TG 2-1	0.00	su p inf	φ8 a 2 bracci passo 10 cm	4φ14 4φ14	1231.50	180000	1800	100.0	100000.0	82.3	78.7	53.5	0.00 24.52
	1.50	su p inf	φ8 a 2 bracci passo 10 cm	2φ14 4φ14	923.63	180000	1800	100.0	100000.0	82.3	78.7	40.2	0.00 6.95
	3.11	su p inf	φ8 a 2 bracci passo 10 cm	4φ14 4φ14	1231.50	180000	1800	100.0	100000.0	82.3	78.7	53.5	16.14 0.00
TRAVE TG 2-2	0.00	su p inf	φ8 a 2 bracci passo 10 cm	4φ14 4φ14	1231.50	180000	1800	100.0	100000.0	82.3	78.7	53.5	11.22 0.00
	0.90	su p inf	φ8 a 2 bracci passo 10 cm	4φ14 4φ14	1231.50	180000	1800	100.0	100000.0	82.3	78.7	53.5	13.03 0.00
	1.87	su p inf	φ8 a 2 bracci passo 10 cm	5φ14 4φ14	1385.44	180000	1800	100.0	100000.0	82.3	78.7	60.2	14.98 0.00

TRAVE TG 2-3	0.0 0	su p	φ8 a 2 bracci passo 6 cm	5φ14	3898.72	282000	2600	108.5	147257 .4	131.5	193.1	172.8	110.00
		inf		4φ14									0.00
	2.1 0	su p	φ8 a 2 bracci passo 10 cm	3φ14	1077.57	282000	2600	108.5	147257 .4	131.5	115.9	47.8	0.00
		inf		4φ14									0.00
TRAVE TG 2-4	4.3 5	su p	φ8 a 2 bracci passo 6 cm	4φ14	4373.10	282000	2600	108.5	147257 .4	131.5	193.1	193.8	0.00
		inf		4φ14									123.00
	0.0 0	su p	φ8 a 2 bracci passo 10 cm	4φ14	1231.50	180000	1800	100.0	100000 .0	82.3	78.7	53.5	0.00
		inf		4φ14									16.10
TRAVE TG 2-5	0.5 0	su p	φ8 a 2 bracci passo 10 cm	4φ14	1231.50	180000	1800	100.0	100000 .0	82.3	78.7	53.5	0.00
		inf		4φ14									15.10
	1.0 0	su p	φ8 a 2 bracci passo 10 cm	4φ14	1231.50	180000	1800	100.0	100000 .0	82.3	78.7	53.5	0.00
		inf		4φ14									14.03
TRAVE TG 2-5	0.0 0	su p	φ8 a 2 bracci passo 10 cm	4φ14	1231.50	180000	1800	100.0	100000 .0	82.3	78.7	53.5	0.00
		inf		4φ14									20.92
	1.5 0	su p	φ8 a 2 bracci passo 10 cm	2φ14	923.63	180000	1800	100.0	100000 .0	82.3	78.7	40.2	2.03
		inf		4φ14									4.22
TRAVE TG 2-5	3.1 0	su p	φ8 a 2 bracci passo 10 cm	4φ14	1231.50	180000	1800	100.0	100000 .0	82.3	78.7	53.5	19.81
		inf		4φ14									0.00

In corrispondenza dei ferri in **blu**, sono stati aggiunti ferri longitudinali di parete in numero pari a 8φ20; in corrispondenza dei ferri in **rosso**, sono stati aggiunti ferri longitudinali di parete in numero pari a 10φ20.

6.4. PILASTRI

In accordo con il criterio di gerarchia delle resistenze il progetto delle zone dissipative dei pilastri è effettuato considerando le sollecitazioni corrispondenti alla resistenza delle zone dissipative delle travi, amplificata mediante i coefficienti di sovrarresistenza γ_{Rd} . I pilastri infatti hanno una duttilità inferiore rispetto alle travi in virtù della presenza della forza assiale di compressione, per questo è fondamentale evitare la rottura di questi tramite l'attivazione del meccanismo di piano debole (che comporta la plasticizzazione anticipata dei pilastri rispetto alle travi).

In generale, nei pilastri il meccanismo dissipativo prevede la localizzazione delle cerniere alle estremità delle travi e le sollecitazioni flettenti di progetto possono essere ottenute a partire

dalle resistenze d'estremità delle travi che su di essi convergono, facendo in modo che, 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 di sovrarresistenza.

Da questa prima introduzione appare chiaro come i pilastri rappresentino l'elemento più sensibile dell'intero sistema, essendo soggetti ad una sollecitazione di pressoflessione deviata bisognerà porre particolare attenzione al progetto delle armature longitudinali e garantire una buona duttilità nelle zone dissipative tramite un adeguato confinamento.

Per quanto riguarda la lunghezza delle zone dissipative in assenza di analisi più accurate 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

Nel nostro caso si è assunta un'altezza della zona dissipativa pari all'altezza della sezione del pilastro (60 cm o 80 cm).

La sollecitazione assiale a cui sono soggetti i pilastri è quella derivante dall'involuppo allo SLV. Prima di procedere con il progetto delle armature, deve essere effettuata una prima verifica preliminare nella quale non viene valutato il quantitativo di armatura (7.4.4.2.2.1 NTC18). In particolare, bisogna verificare che lo sforzo assiale normalizzato non superi il valore 0,65 (per strutture in CD" B").

$$\nu = N_{Ed}/(A_c f_{cd}) < 0.65$$

Dove N_{ed} è lo sforzo assiale massimo.

N.	A_c [mm ²]	N_{ed} [N]	$N_{ed, norm}$ [KN]
3	180000	766000	25.9%
4	180000	698000	23.6%
5	240000	1488000	37.7%
6	180000	1047000	35.3%
7	180000	710000	24.0%
8	240000	1742000	44.1%
9	240000	1477000	37.4%
10	180000	413000	13.9%
11	240000	1776000	45.0%
12	180000	1255000	42.4%

Una volta verificate le sezioni dei pilastri a compressione, si può calcolare l'armatura longitudinale verificando che siano sempre rispettate le condizioni sui quantitativi minimi di armatura in zona sismica (7.4.6.2.2 NTC18) riguardanti le armature longitudinali:

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

E riguardanti le armature trasversali in zona dissipativa:

“le barre disposte sugli angoli della sezione devono essere contenute dalle staffe; la distanza tra due barre vincolate consecutive, deve essere non superiore a 20 cm per CD”B”

“Il diametro delle staffe di contenimento e legature deve essere non inferiore a 6 mm per CDB”

“Il passo delle staffe di contenimento e legature 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”;
- 12,5 cm e 17,5 cm, rispettivamente per CD”A” e CD”B”;
- 5 e 8 volte il diametro delle barre longitudinali che collegano, rispettivamente per CD”A” e CD”B”.”

Restano comunque valide le limitazioni sui minimi di armatura per le zone non sismiche (4.1.6.1.2 NTC18).

La valutazione dei momenti resistenti dei pilastri è effettuata sulla base delle armature previste e degli sforzi assiali derivanti dalla combinazione sismica, pertanto si procede ad una prima ipotesi di armatura longitudinale basandosi unicamente sui minimi di armatura, e su un calcolo di prima battuta.

Pilastro	A_{min} [mm ²]	ferri	A_{eff} [mm ²]	ρ [-]	$1\% \leq \rho \leq 4\%$
3	540	16 ϕ 20	5026.55	2.79%	✓
4	540	8 ϕ 14 + 4 ϕ 20	2488.14	1.38%	✓
7	540	4 ϕ 14 + 8 ϕ 20	3129.03	1.74%	✓
10	540	4 ϕ 14 + 8 ϕ 20	3129.03	1.74%	✓

Ai fini della progettazione in capacità, per ciascuna direzione e ciascun verso di applicazione delle azioni sismiche, per ogni nodo trave-pilastro (ad eccezione dei nodi in corrispondenza della sommità dei pilastri dell'ultimo orizzontamento), la capacità a flessione complessiva dei pilastri deve essere maggiore della resistenza complessiva delle travi amplificata del coefficiente γ_{Rd} pari a 1,3 per strutture in CD”B” (7.4.4.2.1 NTC18):

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

Si riporta nelle tabelle che seguono, per ogni pilastro, la verifica effettuata come sopra indicato, valutando i valori dei momenti resistenti in funzione dello sforzo normale minimo agente, poiché risulta il valore che restituisce un valore minimo di momento resistente e pertanto costituisce la condizione più critica per la verifica.

Pilastro	Direzione del vettore M	All'intersezione con le travi:	Sez. (pil.)	N _{ed, min}	M _{C,Rd}	ΣM _{C,Rd}	All'intersezione con le travi:	Sez. (trave)	M _{b,Rd}	γ _{Rd} ΣM _{b,Rd}	ΣM _{C,Rd} ≥ γ _{Rd} ΣM _{b,Rd}
[-]			[-]	[KN]	[KNm]	[KNm]		[-]	[KNm]	[KNm]	
3	x	T3-15	sup.	\							
			inf.	-14.23							
		T2-15	sup.	-0.74							
			inf.	-40.61							
		T1-15	sup.	-27.11							
			inf.	-73.85							
		T0-15	sup.	-60.36							
			inf.	-81.02							
		base	sup.	-67.51							
			inf.	\							
	y	T3-2	sup.	\		430.2	T3-2	sx	157.3	204.49	✓
			inf.	-14.23	430.2			dx			
		T2-2	sup.	-0.74	432.1	858.7	T2-2	sx	267.5	347.75	✓
			inf.	-40.61	426.6			dx			
		T1-2	sup.	-27.11	428.5	850.6	T1-2	sx	267.5	347.75	✓
			inf.	-73.85	422.1			dx			
		T0-2	sup.	-60.36	423.9	845.0	T0-2	sx	223.6	290.68	✓
			inf.	-81.02	421.1			dx			
		base	sup.	-67.51	606.0	606.0	base		421.1		
			inf.	\							
4	x	T2-9 & T2-10	sup.	\		259.1	T2-9 & T2-10	sx	157.3	381.55	✗
			inf.	84.77	259.1			dx	136.2		
		T1-9 & T1-10	sup.	98.27	261.6	539.5	T1-9 & T1-10	sx	157.3	381.55	✓
			inf.	197.21	277.9			dx	136.2		
		T0-9 & T0-10	sup.	210.70	280.1	578.1	T0-9 & T0-10	sx	157.3	381.55	✓
			inf.	324.93	298.0			dx	136.2		
		base	sup.	338.43	464.1	464.1	base		298.0		
			inf.	\							
	y	T2-3	sup.	\							
			inf.	84.77							
		T1-3	sup.	98.27							
			inf.	197.21							

		T0-3	sup.	210.70																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																					</
--	--	------	------	--------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	----

Per ogni pilastro è stato valutato che i momenti al di sopra e al di sotto del nodo non risultassero tra loro discordi, visualizzando il momento associato al modo di vibrare principale sul software SAP2000.

Occorre precisare che tale verifica è stata effettuata unicamente nelle direzioni di applicazione del vettore M coerenti con i telai progettati, di cui si conosce l'effettivo numero di armature presenti e di conseguenza i relativi momenti di plasticizzazione delle sezioni.

La verifica a pressoflessione dei pilastri è stata condotta coerentemente con quanto indicato dalla normativa eseguendo in maniera semplificata, per ciascuna direzione di applicazione del sisma, una verifica a presso-flessione retta con la capacità a flessione del pilastro ridotta del 30% (NTC18 7.4.4.2.1).

Per la sezione di base dei pilastri del piano terreno la normativa impone di adottare come domanda a flessione il maggiore tra il momento risultante dall'analisi e la capacità a flessione $M_{c,Rd}$ della sezione di sommità del pilastro. Per tale motivo la sezione di base è stata rinforzata aumentando le barre di armatura longitudinali al fine di ottenere un momento resistente superiore al momento resistente della sezione di sommità, assunto come domanda a flessione, coerentemente con le indicazioni della normativa.

Sono stati aggiunti i seguenti ferri longitudinali:

Pilastro	A_{min} [mm ²]	ferri	A_{eff} [mm ²]	ρ [-]	$1\% \leq \rho \leq 4\%$	
3	540	16 ϕ 20	5026.55	2.79%	✓	* + 4 ϕ 20 + 4 ϕ 14 alla base
4	540	8 ϕ 14 + 4 ϕ 20	2488.14	1.38%	✓	* + 4 ϕ 20 + 4 ϕ 14 alla base
7	540	4 ϕ 14 + 8 ϕ 20	3129.03	1.74%	✓	* + 4 ϕ 20 + 4 ϕ 14 alla base
10	540	4 ϕ 14 + 8 ϕ 20	3129.03	1.74%	✓	* + 4 ϕ 20 + 4 ϕ 14 alla base

Come domanda a flessione è stato assunto il massimo valore tra momento di plasticizzazione delle sezioni delle travi all'intersezione con il pilastro in esame (dicitura sx; dx) e il momento massimo esterno ottenuto dall'analisi (sup.; inf. rispetto al medesimo nodo di intersezione:

Pilastro	Direzione del vettore M	All'intersezione con le travi:	Sez. (pil.)	$N_{ed, min}$	$M_{c,Rd}$	Sez. (trave)	M_{Ed}	$0.7 M_{c,Rd} > M_{Ed}$
[-]			[-]	[KN]	[KNm]	[-]	[KNm]	
3	X	T3-15	sup.	\		sup.		
			inf.	-14.23	229.3	inf.	45.7	✓

4	Y	T2-15	sup.	-0.74	230.8	sup.	43.1	✓
			inf.	-40.61	226.4	inf.	41.0	✓
		T1-15	sup.	-27.11	227.9	sup.	41.4	✓
			inf.	-73.85	222.7	inf.	38.7	✓
		T0-15	sup.	-60.36	224.2	sup.	40.9	✓
			inf.	-81.02	221.9	inf.	25.1	✓
		base	sup.	-67.51	296.8	sup.	20.2	✓
			inf.	\		inf.		
		T3-2	sup.	\		sx	157.3	✓
			inf.	-14.23	430.2	dx	0	
		T2-2	sup.	-0.74	432.1	sx	267.5	✓
			inf.	-40.61	426.6	dx	0	
		T1-2	sup.	-27.11	428.5	sx	267.5	✓
			inf.	-73.85	422.1	dx	0	
		T0-2	sup.	-60.36	423.9	sx	223.6	✓
			inf.	-81.02	421.1	dx	0	
		base	sup.	-67.51	606.0	sx	421.1	✓
			inf.	\		dx		
	X	T2-9 & T2-10	sup.	\		sx	157.3	✓
			inf.	84.77	259.1	dx	136.2	
		T1-9 & T1-10	sup.	98.27	261.6	sx	157.3	✓
			inf.	197.21	277.9	dx	136.2	
		T0-9 & T0-10	sup.	210.70	280.1	sx	157.3	✓
			inf.	324.93	298.0	dx	136.2	
		base	sup.	338.43	464.1	sx	298	✓
			inf.	\		dx		
	Y	T2-3	sup.	\		sup.		
			inf.	84.77	117.4	inf.	48.7	✓
		T1-3	sup.	98.27	118.7	sup.	44.2	✓
			inf.	197.21	128.4	inf.	37.9	✓
		T0-3	sup.	210.70	129.7	sup.	39.3	✓
			inf.	324.93	140.4	inf.	20.6	✓
		base	sup.	338.43	141.7	sup.	22.3	✓
			inf.	\		inf.		
7	X	T2-10 & T2-11	sup.	\		sx	157.3	✓
			inf.	122.39	321.7	dx	136.2	
		T1-10 & T1-11	sup.	135.88	323.9	sx	223.1	✓
			inf.	282.78	347.0	dx	136.3	
		T0-10 & T0-11	sup.	296.28	349.0	sx	157.2	✓
			inf.	402.33	363.7	dx	136.2	
		base	sup.	415.82	535.2	sx	363.7	✓
			inf.	\		inf.		

		inf.	\	dx		
		sup.	\	sup.		
Y	T2-5	inf.	122.39	121.1	inf.	40.7 ✓
	T1-5	sup.	135.88	122.4	sup.	36.4 ✓
		inf.	282.78	136.5	inf.	29.5 ✓
	T0-5	sup.	296.28	137.8	sup.	30.8 ✓
		inf.	402.33	147.4	inf.	16.3 ✓
	base	sup.	415.82	148.6	sup.	18.0 ✓
		inf.	\	inf.		
	T2-11	sup.	\	sx	157.3	✓
		inf.	46.50	309.1	dx	0
	T1-11	sup.	60.00	311.4	sx	189.1 ✓
X		inf.	120.54	321.4	dx	0
	T0-11	sup.	134.03	323.6	sx	157.3 ✓
		inf.	161.72	328.1	dx	0
	base	sup.	175.22	500.3	sx	328.1 ✓
		inf.	\	dx		
10	T2-7	sup.	\	sup.		
		inf.	46.50	138.3	inf.	48.8 ✓
	T1-7	sup.	60.00	139.6	sup.	44.0 ✓
		inf.	120.54	145.4	inf.	35.1 ✓
	T0-7	sup.	134.03	146.7	sup.	35.9 ✓
		inf.	161.72	149.3	inf.	19.9 ✓
	base	sup.	175.22	101.4	sup.	19.3 ✓
		inf.	\	inf.		
Y						

Per quanto riguarda la domanda di taglio, ai fini della progettazione in capacità, per ciascuna direzione di applicazione del sisma, V_{Ed} si ottiene imponendo l'equilibrio con i momenti delle sezioni di estremità (superiore e inferiore) del pilastro M_{id}^s e M_{id}^i , determinate come in seguito indicato ed amplificate del fattore di sovraresistenza, secondo l'espressione:

$$V_{Ed} = \gamma_{Rd} \frac{M_{id}^s + M_{id}^i}{l_p}$$

Dove $M_{id} = M_{c,Rd} \cdot \min(1; \Sigma M_{b,Rd} / \Sigma M_{c,Rd})$

In questo caso i momenti resistenti delle sezioni di estremità del pilastro sono stati determinati considerando lo sforzo normale massimo, al fine di valutare la sollecitazione di taglio più sfavorevole.

Pilastro	l_p	ordine	Sez. (pil.)	$N_{ed, max}$	$M_{C,Rd}$	$\Sigma M_{C,Rd}$	$\Sigma M_{b,Rd}$	M^s_{id}	M^i_{id}	V_{Ed}	
<i>[-]</i>	<i>[m]</i>		<i>[-]</i>	<i>[KN]</i>	<i>[KNm]</i>	<i>[KNm]</i>	<i>[KNm]</i>	<i>[KNm]</i>	<i>[KNm]</i>	<i>[KN]</i>	
3	2.4	IV	sup.	135.38	449.40	900	424.8	449.40	450.60	412.50	
			inf.	148.88	450.60						
	2.4	III	sup.	342.04	467.60	936.3	535	467.60	468.70	429.14	
			inf.	355.54	468.70						
	2.4	II	sup.	560.75	485.90	972.9	491.1	485.90	487.00	445.91	
			inf.	574.3	487.00						
	2.4	I	sup.	751.9	497.30	1178.6	644.7	497.30	681.30	540.19	
			inf.	765.4	681.30						
	4	2.4	III	sup.	190.5	281.30	565.5	587	281.30	284.20	259.19
				inf.	208.0	284.20					
2.4		II	sup.	432.2	319.60	641.7	587	319.60	322.10	294.11	
			inf.	449.7	322.10						
2.4		I	sup.	680.6	347.70	858.6	591.5	347.70	510.90	393.53	
			inf.	698.1	510.90						
7		2.4	III	sup.	220.4	337.40	677.7	652.9	337.40	340.30	310.61
				inf.	238.0	340.30					
	2.4	II	sup.	497.3	371.10	743.6	652.8	371.10	372.50	340.82	
			inf.	514.9	372.50						
	2.4	I	sup.	691.9	385.70	944.3	657.1	385.70	558.60	432.80	
			inf.	709.5	558.60						
10	2.4	III	sup.	126.0	322.30	647.5	346.4	322.30	325.20	296.77	
			inf.	143.5	325.20						
	2.4	II	sup.	299.1	349.40	701.4	346.4	349.40	352.00	321.48	
			inf.	316.6	352.00						
	2.4	I	sup.	395.7	363.20	898.2	485.4	363.20	535.00	411.68	
			inf.	413.3	535.00						

Si sceglie di utilizzare staffe $\Phi 8$ a 2 e 4 bracci con un passo di 10 cm in zona dissipativa e 12 cm e 15 cm fuori zona dissipativa.

La normativa impone di verificare alle estremità di tutti i pilastri primari, per una lunghezza pari a quella delle zone dissipative, che il rapporto ω_{wd} definito al 7.4.6.2.2 sia non minore di 0,08. Per staffe $\Phi 8$ a 2 bracci con passo $s=10$ cm la verifica riporta i seguenti risultati:

Vol. staffe conf.	Vol. nucleo cls	f_{yd}	f_{cd}	ω_{wd}	$\omega_{wd} > 0.08$
$[mm^3]$	$[mm^3]$	$[N/mm^2]$	$[N/mm^2]$	$[-]$	
452389.34	70875000.00	391.30	16.46	0.152	✓

Un'ulteriore verifica (NTC18 par. 7.4.6.2.2) è richiesta per le zone dissipative allo spiccato dei pilastri primari e per le zone terminali di tutti i pilastri secondari affinché le verifiche di duttilità indicate al par. 7.4.4.2.2 delle norme tecniche possano ritenersi soddisfatte:

Pilastro	Ordine	Sez. (pil.)	$\Sigma(b_i)^2$	b_0	h_0	α	ω_{wd}	N	v_d	$\alpha \omega_{wd} \geq (30\mu_\phi v_d \epsilon_{syd} b_c/b_0) - 0.035$
$[-]$		$[-]$	$[cm^2]$	$[cm]$	$[cm]$	$[-]$	$[-]$	$[KN]$	$[-]$	
3	IV	sup.	705.03	22.50	52.50	0.63	0.15	135.38	4.6%	✓
		inf.	705.03	22.50	52.50	0.63	0.15	148.88	5.0%	✓
	III	sup.	705.03	22.50	52.50	0.63	0.15	342.04	11.5%	✓
		inf.	705.03	22.50	52.50	0.63	0.15	355.54	12.0%	✓
	II	sup.	705.03	22.50	52.50	0.63	0.15	560.75	18.9%	✓
		inf.	705.03	22.50	52.50	0.63	0.15	574.25	19.4%	✓
	I	sup.	705.03	22.50	52.50	0.63	0.15	751.86	25.4%	✓
		inf.	742.03	22.50	52.50	0.63	0.15	765.35	25.8%	✓
4	III	sup.	1611.00	22.50	52.50	0.54	0.15	190.47	6.4%	✓
		inf.	1611.00	22.50	52.50	0.54	0.15	208.01	7.0%	✓
	II	sup.	1611.00	22.50	52.50	0.54	0.15	432.19	14.6%	✓
		inf.	1611.00	22.50	52.50	0.54	0.15	449.73	15.2%	✓
	I	sup.	1611.00	22.50	52.50	0.54	0.15	680.60	23.0%	✓
		inf.	1222.00	22.50	52.50	0.58	0.15	698.15	23.6%	✓
7	III	sup.	1611.00	22.50	52.50	0.54	0.15	220.43	7.4%	✓
		inf.	1611.00	22.50	52.50	0.54	0.15	237.97	8.0%	✓
	II	sup.	1611.00	22.50	52.50	0.54	0.15	497.34	16.8%	✓
		inf.	1611.00	22.50	52.50	0.54	0.15	514.89	17.4%	✓
	I	sup.	1611.00	22.50	52.50	0.54	0.15	691.93	23.4%	✓
		inf.	1222.00	22.50	52.50	0.58	0.15	709.48	23.9%	✓
10	III	sup.	1611.00	22.50	52.50	0.54	0.15	125.99	4.3%	✓
		inf.	1611.00	22.50	52.50	0.54	0.15	143.53	4.8%	✓
	II	sup.	1611.00	22.50	52.50	0.54	0.15	299.10	10.1%	✓
		inf.	1611.00	22.50	52.50	0.54	0.15	316.64	10.7%	✓
	I	sup.	1611.00	22.50	52.50	0.54	0.15	395.71	13.4%	✓
		inf.	1222.00	22.50	52.50	0.58	0.15	413.25	13.9%	✓

Dove:

T_1 [sec]	T_c [sec]	q_0 [-]	μ_ϕ [-]	ε_{syd} [-]
0.38	0.43	3.30	4.29	0.001957

Per il calcolo della capacità a taglio della sezione la normativa specifica che: “*La capacità a taglio delle sezioni dei pilastri è calcolata come indicato nel § 4.1.2.3.5.*” ovvero la resistenza a taglio è valutata in modo analogo alla resistenza di elementi con armature trasversali resistenti al taglio (quindi segue le stesse modalità viste in precedenza per le travi, par. 6.2).

Per ogni pilastro ad ogni sezione è valutato il passo minimo che assicura la resistenza necessaria a garantire il soddisfacimento della condizione $V_{Rd} > V_{Ed}$, quanto detto viene riassunto nelle seguenti tabelle:

Pilastro [-]	Ordine	Sez. (pil.) [-]	s [mm]	V_{Rd} [KN]	V_{Ed} [KN]	$V_{Ed} \leq V_{Rd}$
3	IV	sup. dissipativa	100	459.13	412.50	✓
		centr. non dissip.	120	416.73		✓
		inf. dissipativa	100	459.13		✓
	III	sup. dissipativa	100	459.13	429.14	✓
		centr. non dissip.	100	459.13		✓
		inf. dissipativa	100	459.13		✓
	II	sup. dissipativa	100	459.13	445.91	✓
		centr. non dissip.	100	459.13		✓
		inf. dissipativa	100	459.13		✓
	I	sup. dissipativa	100	556.55	540.19	✓
		centr. non dissip.	100	556.55		✓
		inf. dissipativa	100	556.55		✓
4	III	sup. dissipativa	100	459.13	259.19	✓
		centr. non dissip.	150	333.39		✓
		inf. dissipativa	100	459.13		✓
	II	sup. dissipativa	100	459.13	294.11	✓
		centr. non dissip.	150	333.39		✓
		inf. dissipativa	100	459.13		✓
	I	sup. dissipativa	100	459.13	393.53	✓
		centr. non dissip.	120	416.73		✓
		inf. dissipativa	100	459.13		✓

7	III	sup.	dissipativa	100	459.13	310.61	✓
		centr.	non dissip.	150	333.39		✓
		inf.	dissipativa	100	459.13		✓
	II	sup.	dissipativa	100	459.13	340.82	✓
		centr.	non dissip.	120	416.73		✓
		inf.	dissipativa	100	459.13		✓
	I	sup.	dissipativa	100	459.13	432.80	✓
		centr.	non dissip.	100	459.13		✓
		inf.	dissipativa	100	459.13		✓
10	III	sup.	dissipativa	100	459.13	296.77	✓
		centr.	non dissip.	150	333.39		✓
		inf.	dissipativa	100	459.13		✓
	II	sup.	dissipativa	100	459.13	321.48	✓
		centr.	non dissip.	150	333.39		✓
		inf.	dissipativa	100	459.13		✓
	I	sup.	dissipativa	100	459.13	411.68	✓
		centr.	non dissip.	100	459.13		✓
		inf.	dissipativa	100	459.13		✓

I valori di $s=100$ mm in giallo corrispondono a staffe a 4 bracci, in tutti gli altri casi si sono adottate staffe a 2 bracci. I valori di resistenza corrispondono a:

Staffe $\Phi 8$ a 2 bracci con passo di 15 cm:

d [mm]	A_{sw} [mm ²]	s [mm]	f_{yd} [MPa]	$\cotg(\alpha)$	$\cotg(\theta)$	$\sin(\alpha)$	V_{rds} (KN)
565.0	100.53	150.00	391.30	0.00	2.50	1.00	333.39

d [mm]	b_w [mm]	α_c	f_{cd} [MPa]	f'_{cd} [MPa]	$\cotg(\alpha)$	$\cotg(\theta)$	V_{rds} (KN)
565.0	300.00	1.00	16.46	8.23	0.00	2.50	432.97

Staffe $\Phi 8$ a 2 bracci con passo di 12 cm:

d [mm]	A_{sw} [mm ²]	s [mm]	f_{yd} [MPa]	$\cotg(\alpha)$	$\cotg(\theta)$	$\sin(\alpha)$	V_{rds} (KN)
565.0	100.53	120.00	391.30	0.00	2.50	1.00	416.73

d [mm]	b_w [mm]	α_c	f_{cd} [MPa]	f'_{cd} [MPa]	$\cotg(\alpha)$	$\cotg(\theta)$	V_{rds} (KN)
565.0	300.00	1.00	16.46	8.23	0.00	2.50	432.97

Staffe $\Phi 8$ a 2 bracci con passo di 10 cm:

d [mm]	A_{sw} [mm ²]	s [mm]	f_{yd} [MPa]	$\cotg(\alpha)$	$\cotg(\theta)$	$\sin(\alpha)$	V_{rds} (KN)
565.0	100.53	100.00	391.30	0.00	2.30	1.00	460.07

d [mm]	b_w [mm]	α_c	f_{cd} [MPa]	f'_{cd} [MPa]	$\cotg(\alpha)$	$\cotg(\theta)$	V_{rds} (KN)
565.0	300.00	1.00	16.46	8.23	0.00	2.30	459.13

Staffe $\Phi 8$ a 4 bracci con passo di 10 cm:

d [mm]	A_{sw} [mm ²]	s [mm]	f_{yd} [MPa]	$\cotg(\alpha)$	$\cotg(\theta)$	$\sin(\alpha)$	V_{rds} (KN)
565.0	201.06	100.00	391.30	0.00	1.65	1.00	660.11

d [mm]	b_w [mm]	α_c	f_{cd} [MPa]	f'_{cd} [MPa]	$\cotg(\alpha)$	$\cotg(\theta)$	V_{rds} (KN)
565.0	300.00	1.00	16.46	8.23	0.00	1.65	556.55

6.5. NODI

Si definisce nodo la zona del pilastro che si innesta nelle travi ad esso concorrenti. La resistenza del nodo deve essere tale da assicurare che non si pervenga alla rottura prima delle zone della trave e del pilastro ad esso adiacenti. Sono da evitare, per quanto possibile, eccentricità tra l'asse della trave e l'asse del pilastro concorrenti in un nodo, per garantire la trasmissione degli sforzi.

Si distinguono due tipi di nodi:

Nodi interamente confinati: così definiti quando in ognuna delle quattro facce verticali si innesta una trave. Il confinamento si considera realizzato quando su ogni faccia la sezione della trave si sovrappone per almeno $\frac{3}{4}$ della larghezza del pilastro, e su entrambe le coppie di facce opposte del nodo le sezioni delle travi si ricoprono per almeno $\frac{3}{4}$ dell'altezza;

Nodi non interamente confinati: tutti i nodi non appartenenti alla categoria precedente. La progettazione dei nodi è in ogni caso intesa come 'in capacità', quindi la sollecitazione di domanda dipende della 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:

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

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

La compressione diagonale indotta nel nodo dal meccanismo a traliccio non dovrà superare la resistenza a compressione del calcestruzzo. Si deve quindi rispettare la seguente condizione:

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

A vantaggio di sicurezza si è considerato il valore minimo per il taglio V_c , mentre il valore dello sforzo normale adimensionalizzato v_d è stato calcolato in riferimento al massimo valore di N_{Ed} .

Pilastro	LOCALIZZAZIONE DEL NODO				A_{s1} [mm ²]	A_{s2} [mm ²]	V_c [KN]	V_{jbd} [KN]	v_d [-]	α_j [-]	$\frac{V_{jbd} \leq \eta \cdot f_{cd} \cdot b_j \cdot h_{jc} \cdot (1 - \frac{v_d}{\eta})^{0.5}}{1}$
	direzione	ordine	all'intersez. con le tr.	giunto							
3	X	IV	T3-2	esterno	615.75	615.75	0	265.0	0.00E+00	0.48	✓
		III	T2-2	esterno	936.19	1250.35	60.09	342.9	5.02E-02	0.48	✓
		II	T1-2	esterno	936.19	1250.35	58.71	344.3	1.20E-01	0.48	✓
		I	T0-2	esterno	936.19	936.19	65.21	337.8	1.94E-01	0.48	✓
	Y	IV	T3-15	esterno						0.48	
		III	T2-15	esterno						0.48	
		II	T1-15	esterno						0.48	
		I	T0-15	esterno						0.48	
	X	III	T2-3	esterno						0.48	
		II	T1-3	esterno						0.48	
4	X	I	T0-3	esterno						0.48	
		III	T2-9 & T2-10	interno	615.75	615.75	0	530.1	0.00E+00	0.60	✓
		II	T1-9 & T1-10	interno	615.75	615.75	49.79	480.3	7.02E-02	0.60	✓
		I	T0-9 & T0-10	interno	615.75	615.75	38.47	491.6	1.52E-01	0.60	✓
	Y	III	T2-5	esterno						0.48	
		II	T1-5	esterno						0.48	
		I	T0-5	esterno						0.48	
		III	T2-10 & T2-11	interno	615.75	615.75	0	530.1	0.00E+00	0.60	✓
	X	II	T1-10 & T1-11	interno	936.19	615.75	37.44	630.6	8.03E-02	0.60	✓
		I	T0-10 & T0-11	interno	615.75	615.75	34.94	495.1	1.74E-01	0.60	✓
7	X	III	T2-7	esterno						0.48	
		II	T1-7	esterno						0.48	
		I	T0-7	esterno						0.48	
		III	T2-11	esterno	615.75	615.75	0	265.0	0.00E+00	0.48	✓

II	T1-11	esterno	769.69	615.75	2.053	329.2	4.84E-02	0.48	✓
I	T0-11	esterno	615.75	615.75	6.18	258.9	1.07E-01	0.48	✓

Dove:

γ_{Rd}	f_{yd}	f_{cd}	f_{ck}	h_{jc}	b_j
$[-]$	$[N/mm^2]$	$[N/mm^2]$	$[N/mm^2]$	$[mm]$	$[mm]$
1.10	391.30	16.46	29.05	530.00	300.00

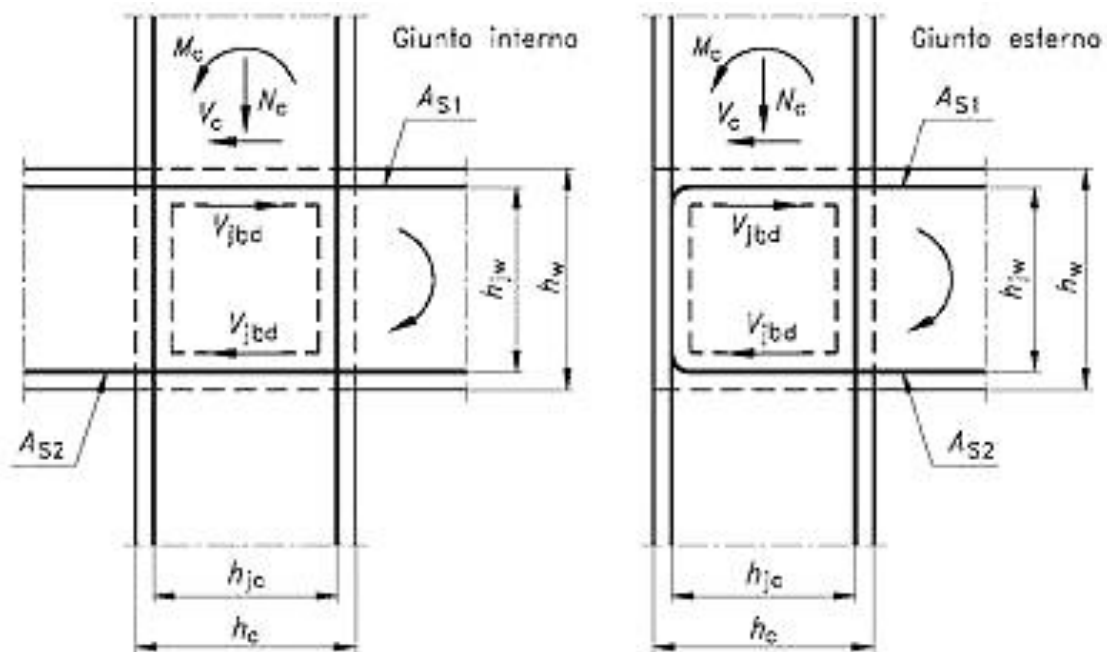


Figura 17 – forze di taglio orizzontali agenti sui nodi trave-colonna

La scelta della sollecitazione di domanda del nodo deriva dal seguente schema, nel quale è considerato il contemporaneo snervamento delle barre delle travi (figura 17). Si osserva che un valore di V_c compatibile con la capacità delle travi è almeno il massimo risultante dal calcolo, e che diminuendo l'azione sismica di progetto, a parità di armature delle travi, aumenta la sollecitazione di domanda del nodo.

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

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

In prima battuta è stato effettuato un predimensionamento delle staffe, cioè è stato ipotizzato un numero di staffe disposte trasversalmente rispetto all'altezza della sezione (60 cm), da cui ricavo il passo $s=(600/n. \text{ di staffe})$ [mm]; se la verifica sopra indicata risulta soddisfatta si può provare ad aumentare il passo fintanto che la disuguaglianza risulta soddisfatta; in caso contrario si infittisce e si ripete la verifica.

Posto:

f_{yd}	f_{cd}	f_{ctd}	h_{jc}	h_{jw}	b_j
[N/mm ²]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[mm]	[mm]	[mm]
391.30	16.46	1.32	530.00	530.00	300.00

Ipotizzato un numero di staffe nel nodo pari a 10 si ottiene:

PREDIMENSIONAMENTO STAFFE (A DUE BRACCI)		
Diametro della staffa [mm]	d	8.00
numero di staffe nel nodo	n	10.00
Area tot. sezione [mm ²]	A_{sh}	1005.31
Passo [mm]	s	60.00

Affinché la verifica risultasse soddisfatta è stato necessario adottare anche:

STAFFE A 4 BRACCI		
Diametro della staffa [mm]	d	8.00
numero di staffe nel nodo	n	10.00
Area tot. sezione [mm ²]	A_{sh}	2010.62
Passo [mm]	s	60.00

STAFFE A 5 BRACCI		
Diametro della staffa [mm]	d	8.00
numero di staffe nel nodo	n	12.00
Area tot. sezione [mm ²]	A_{sh}	3015.93
Passo [mm]	s	50.00

Le tre tipologie di armature trasversali applicate ai nodi risultano le seguenti:

- Staffe di diametro 8 mm a due bracci con un passo di 6 cm (fig. 18 dx)
- Staffe di diametro 8 mm a quattro bracci con un passo di 6 cm (fig. 18 centro)
- Staffe di diametro 8 mm a cinque bracci con un passo ridotto a 5 cm (fig. 18 sx)

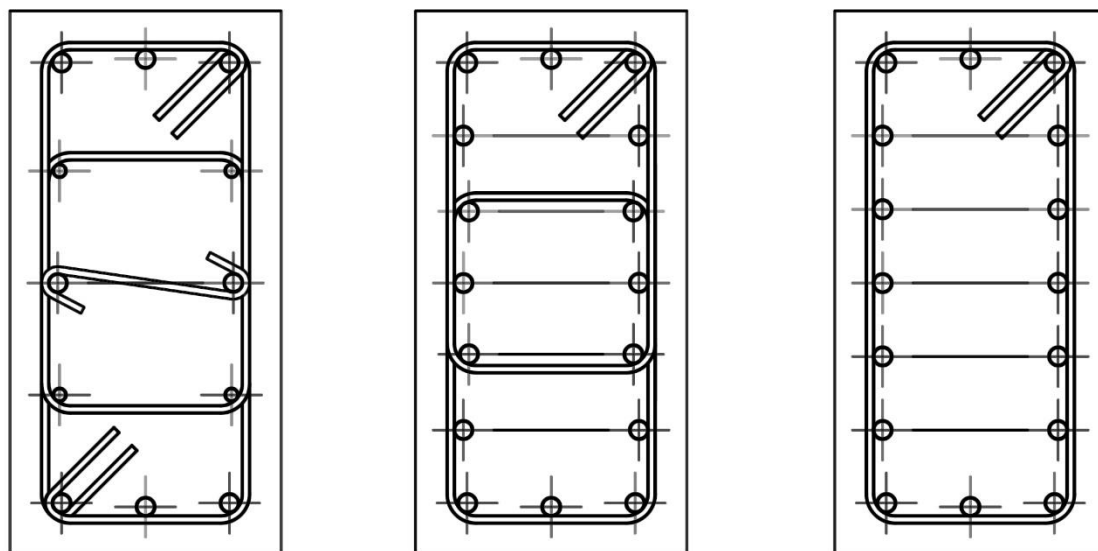


Figura 18 – da sinistra verso destra: sezione pilastro 30x60 con staffe a 5 bracci; staffe a 4 bracci; staffe a 2 bracci.

Pilastro [-]	LOCALIZZAZIONE DEL NODO				V_d [-]	V_{jbd} [N]	$A_{sh} f_{yd} / b_j h_{jw} \geq \{ [V_{jbd} / (b_j h_{jc})]^2 / (f_{ctd} + V_d f_{cd}) \} - f_{ctd}$
	direzione	ordine	all'intersez. con le tr.	giunto			
3	X	IV	T3-2	esterno	0.00E+00	2.65E+05	✓
		III	T2-2	esterno	2.36E-04	3.43E+05	✓
		II	T1-2	esterno	9.15E-03	3.44E+05	✓
		I	T0-2	esterno	2.04E-02	3.38E+05	✓
	Y	IV	T3-15	esterno			
		III	T2-15	esterno			
		II	T1-15	esterno			
		I	T0-15	esterno			
4	X	III	T2-3	esterno			
		II	T1-3	esterno			
		I	T0-3	esterno			

7	Y	III	T2-9 & T2-10	interno	0.00E+00	5.30E+05	✓	* φ8 a 5 bracci con passo ridotto
		II	T1-9 & T1-10	interno	3.31E-02	4.80E+05	✓	* φ8 a 4 bracci
		I	T0-9 & T0-10	interno	7.11E-02	4.92E+05	✓	* φ8 a 4 bracci
	X	III	T2-5	esterno				
		II	T1-5	esterno				
		I	T0-5	esterno				
	Y	III	T2-10 & T2-11	interno	0.00E+00	5.30E+05	✓	* φ8 a 5 bracci con passo ridotto
		II	T1-10 & T1-11	interno	4.58E-02	6.31E+05	✓	* φ8 a 5 bracci con passo ridotto
		I	T0-10 & T0-11	interno	1.00E-01	4.95E+05	✓	
10	X	III	T2-7	esterno				
		II	T1-7	esterno				
		I	T0-7	esterno				
	Y	III	T2-11	esterno	0.00E+00	2.65E+05	✓	
		II	T1-11	esterno	2.02E-02	3.29E+05	✓	
		I	T0-11	esterno	4.52E-02	2.59E+05	✓	

Un'ulteriore verifica che si intende valutare riguarda i quantitativi minimi di armatura longitudinale in corrispondenza del nodo, tale verifica non è riportata dalla normativa ma dall'Eurocodice 8 al par. 5.5.3.3; affinché sia soddisfatta l'armatura longitudinale al nodo deve risultare almeno pari a:

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

Pilastro	LOCALIZZAZIONE DEL NODO				$A_{sv,i}$ [mm ²]	A_{sh} [mm ²]	$A_{sv,i} \geq (2/3) A_{sh}$ (h_{jc}/h_{jw})	ferri longitudinali aggiunti al nodo
	direzione	ordine	all'intersez. con le tr.	giunto				
3	X	IV	T3-2	esterno	3769.91	1005.31	✓	
		III	T2-2	esterno	3769.91	1005.31	✓	
		II	T1-2	esterno	3769.91	1005.31	✓	
		I	T0-2	esterno	3769.91	1005.31	✓	
	Y	IV	T3-15	esterno	3769.91			
		III	T2-15	esterno	3769.91			
		II	T1-15	esterno	3769.91			
		I	T0-15	esterno	3769.91			

4	X	III	T2-3	esterno	1231.50			
		II	T1-3	esterno	1231.50			
		I	T0-3	esterno	1231.50			
	Y	III	T2-9 & T2-10	interno	2048.32	3015.93	✓	4φ14 + 4φ8
		II	T1-9 & T1-10	interno	1432.57	2010.62	✓	4φ8
		I	T0-9 & T0-10	interno	1432.57	2010.62	✓	4φ8
7	X	III	T2-5	esterno	1872.39			
		II	T1-5	esterno	1872.39			
		I	T0-5	esterno	1872.39			
	Y	III	T2-10 & T2-11	interno	2073.45	3015.93	✓	4φ8
		II	T1-10 & T1-11	interno	2073.45	3015.93	✓	4φ8
		I	T0-10 & T0-11	interno	1872.39	1005.31	✓	
10	X	III	T2-7	esterno	1872.39			
		II	T1-7	esterno	1872.39			
		I	T0-7	esterno	1872.39			
	Y	III	T2-11	esterno	1872.39	1005.31	✓	
		II	T1-11	esterno	1872.39	1005.31	✓	
		I	T0-11	esterno	1872.39	1005.31	✓	

Affinché tale verifica risultasse soddisfatta, dove indicato sono stati aggiunti dei ferri longitudinali in numero pari a 4Φ8 e 4Φ8 + 4Φ14. Tali ferri sono stati aggiunti in corrispondenza del nodo e prolungati per una lunghezza pari a quella della zona critica del pilastro, verso entrambe le estremità superiore e inferiore.

Per i nodi non confinati, appartenenti a strutture sia in CD”A” che in CD”B”, le staffe orizzontali presenti lungo l’altezza del nodo devono verificare la seguente condizione:

$$\frac{n_{st} \cdot A_{st}}{i \cdot b_j} \geq 0.05 \frac{f_{ck}}{f_{yk}}$$

Pilastro	LOCALIZZAZIONE DEL NODO				FERRI			(=) passo "s"				n _{st}	A _{st}	i	b _j	n _{st} A _{st} / i b _j ≥ 0.05 (f _{ck} /f _{yk})
	direzione	ordine	all'intersezione con le tr.	giunto	long. di base	long. al nodo	staffe al nodo									
[-]																
3	X	IV	T3-2	esterno	16φ20	0	φ8 a 2 bracci	2	65	60	300.00	✓				
		III	T2-2	esterno	16φ20	0	φ8 a 2 bracci	2	65	60	300.00	✓				
		II	T1-2	esterno	16φ20	0	φ8 a 2 bracci	2	65	60	300.00	✓				

4	Y	I	T0-2	ester no	16φ20	0	φ8 a 2 bracci	2	50.2 65	60	300. 00	✓
		IV	T3-15	ester no	16φ20	0	0	#N/ D	#N/D	#N/D	300. 00	#N/D
		III	T2-15	ester no	16φ20	0	0	#N/ D	#N/D	#N/D	300. 00	#N/D
		II	T1-15	ester no	16φ20	0	0	#N/ D	#N/D	#N/D	300. 00	#N/D
		I	T0-15	ester no	16φ20	0	0	#N/ D	#N/D	#N/D	300. 00	#N/D
		III	T2-3	ester no	8φ14 + 4φ20	0	0	#N/ D	#N/D	#N/D	300. 00	#N/D
	X	II	T1-3	ester no	8φ14 + 4φ20	0	0	#N/ D	#N/D	#N/D	300. 00	#N/D
		I	T0-3	ester no	8φ14 + 4φ20	0	0	#N/ D	#N/D	#N/D	300. 00	#N/D
		III	T2-9 & T2-10	intern o	8φ14 + 4φ20	4φ14 + 4φ8	φ8 a 5 bracci con passo ridotto	5	50.2 65	50	300. 00	✓
		II	T1-9 & T1-10	intern o	8φ14 + 4φ20	4φ8	φ8 a 4 bracci	4	50.2 65	60	300. 00	✓
		I	T0-9 & T0-10	intern o	8φ14 + 4φ20	4φ8	φ8 a 4 bracci	4	50.2 65	60	300. 00	✓
		III	T2-5	ester no	4φ14 + 8φ20	0	0	#N/ D	#N/D	#N/D	300. 00	#N/D
7	Y	II	T1-5	ester no	4φ14 + 8φ20	0	0	#N/ D	#N/D	#N/D	300. 00	#N/D
		I	T0-5	ester no	4φ14 + 8φ20	0	0	#N/ D	#N/D	#N/D	300. 00	#N/D
		III	T2-10 & T2-11	intern o	4φ14 + 8φ20	4φ8	φ8 a 5 bracci con passo ridotto	5	50.2 65	50	300. 00	✓
		II	T1-10 & T1-11	intern o	4φ14 + 8φ20	4φ8	φ8 a 5 bracci con passo ridotto	5	50.2 65	50	300. 00	✓
		I	T0-10 & T0-11	intern o	4φ14 + 8φ20	0	φ8 a 2 bracci	2	50.2 65	60	300. 00	✓
		III	T2-7	ester no	4φ14 + 8φ20	0	0	#N/ D	#N/D	#N/D	300. 00	#N/D
	X	II	T1-7	ester no	4φ14 + 8φ20	0	0	#N/ D	#N/D	#N/D	300. 00	#N/D
		I	T0-7	ester no	4φ14 + 8φ20	0	0	#N/ D	#N/D	#N/D	300. 00	#N/D
		III	T2-11	ester no	4φ14 + 8φ20	0	φ8 a 2 bracci	2	50.2 65	60	300. 00	✓
		II	T1-11	ester no	4φ14 + 8φ20	0	φ8 a 2 bracci	2	50.2 65	60	300. 00	✓
		I	T0-11	ester no	4φ14 + 8φ20	0	φ8 a 2 bracci	2	50.2 65	60	300. 00	✓
		III	T2-11	ester no	4φ14 + 8φ20	0	φ8 a 2 bracci	2	50.2 65	60	300. 00	✓

6.5.1. PROGETTO DEL NODO TRAVE-SETTO

Il progetto del nodo trave-setto segue le stesse procedure illustrate al paragrafo precedente per il progetto del nodo trave-pilastro, con la differenza che nel setto le dimensioni del nodo non sono definite a priori, ma è necessario in prima analisi valutarne l'estensione (figura 19).

Nel caso in esame il nodo viene a crearsi ad ogni livello di intersezione tra le travi del telaio XZ e le travi del telaio XY definiti all'inizio del capitolo 6. Tale intersezione si materializza all'interno del setto F.

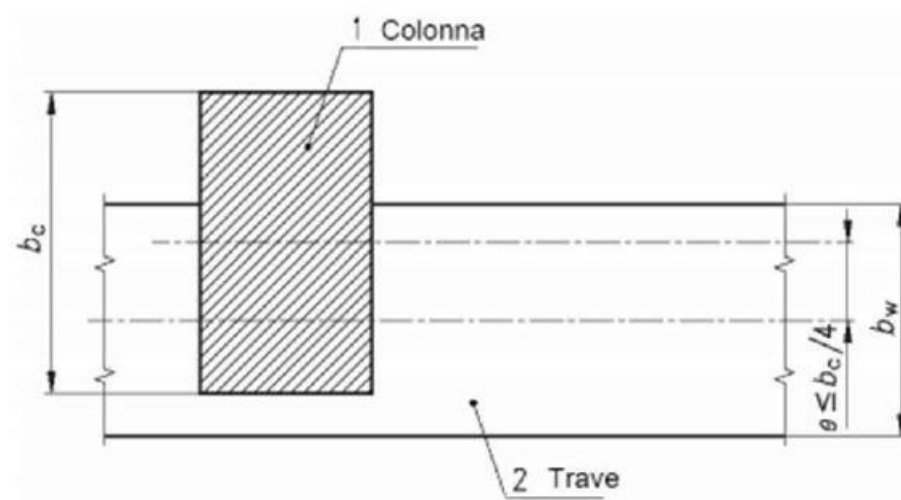


Figura 19 – larghezza efficace del nodo

La larghezza efficace del nodo (b_j) è assunta pari a:

- $\min [b_c; b_w + 0.5 h_c]$ se $b_c > b_w$
- $\min [b_w; b_c + 0.5 h_c]$ se $b_c < b_w$

Posto:

f_{yd}	f_{cd}	f_{ctd}	$h_{jc,x}$	$h_{jw,x}$	$b_{j,x}$	$h_{jc,y}$	$h_{jw,y}$	$b_{j,y}$
[N/mm ²]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]
391.30	16.46	1.32	230.00	530.00	450.00	1630.00	530.00	300.00

La verifica a compressione diagonale restituisce i seguenti risultati:

Setto	LOCALIZZAZIONE DEL NODO				A _{s1}	A _{s2}	V _c	V _{jbd}	v _d	α _j	$V_{jbd} \leq \eta f_{cd} b_j h_{jc} (1 - v_d/\eta)^{0.5}$
	direzione	ordine	all'intersez. con le tr.	giunto							
	[-]				[mm ²]	[mm ²]	[KN]	[KN]	[-]	[-]	
F	X	III	T2-1	esterno	615.75	615.75	0	265.0	0.00E+00	0.48	✓
		II	T1-1	esterno	769.69	615.75	0	331.3	3.11E-01	0.48	✓
		I	T0-1	esterno	615.75	615.75	0	265.0	0.00E+00	0.48	✓
	Y	III	T2-9	esterno	615.75	615.75	0	265.0	0.00E+00	0.48	✓
		II	T1-9	esterno	615.75	615.75	0	265.0	3.11E-01	0.48	✓
		I	T0-9	esterno	615.75	615.75	0	265.0	0.00E+00	0.48	✓

A favore di sicurezza è stato assunto $V_c=0$, al fine di massimizzare il valore di V_{jbd} e rendere più critica la disequaglianza di verifica.

Utilizzando staffe $\Phi 8$ a due bracci con un passo di 15 cm (4 staffe nel nodo) si ottiene verificata anche la condizione di meccanismo di confinamento:

Setto [-]	LOCALIZZAZIONE DEL NODO				V_d [-]	V_{jbd} [N]	$A_{sh} f_{yd} / b_j h_{jw} \geq \{ [V_{jbd} / (b_j h_{jc})]^2 / (f_{ctd} + V_d f_{cd}) \} - f_{ctd}$
	direzione	ordine	all'intersez. con le tr.	giunto			
F	X	III	T2-1	esterno	0.00E+00	2.65E+02	✓
		II	T1-1	esterno	3.11E-01	3.31E+02	✓
		I	T0-1	esterno	0.00E+00	2.65E+02	✓
	Y	III	T2-9	esterno	0.00E+00	2.65E+02	✓
		II	T1-9	esterno	3.11E-01	2.65E+02	✓
		I	T0-9	esterno	0.00E+00	2.65E+02	✓

La verifica sui quantitativi minimi di armatura longitudinale in corrispondenza del nodo:

Setto [-]	LOCALIZZAZIONE DEL NODO				$A_{sv,i}$ [mm ²]	A_{sh} [mm ²]	$A_{sv,i} \geq (2/3) A_{sh} (h_{jc}/h_{jw})$
	direzione	ordine	all'intersez. con le tr.	giunto			
F	X	III	T2-1	esterno	1633.79	402.12	✓
		II	T1-1	esterno	1633.79	402.12	✓
		I	T0-1	esterno	1633.79	402.12	✓
	Y	III	T2-9	esterno	6283.82	402.12	✓
		II	T1-9	esterno	6283.82	402.12	✓
		I	T0-9	esterno	6283.82	402.12	✓

Per i nodi non confinati, appartenenti a strutture sia in CD”A” che in CD”B”, le staffe orizzontali presenti lungo l’altezza del nodo devono verificare la seguente condizione:

$$\frac{n_{st} \cdot A_{st}}{i \cdot b_j} \geq 0.05 \frac{f_{ck}}{f_{yk}}$$

Nel nodo risulta:

Setto [-]	LOCALIZZAZIONE DEL NODO				FERRI		
	direzione	ordine	all'intersez. con le tr.	giunto	long. di base	long. al nodo	staffe al nodo
F	X	III	T2-1	esterno	24 ϕ 20	0	ϕ 8 a 4 bracci
		II	T1-1	esterno	24 ϕ 20	0	ϕ 8 a 4 bracci
		I	T0-1	esterno	24 ϕ 20	0	ϕ 8 a 4 bracci
	Y	III	T2-9	esterno	24 ϕ 20	0	ϕ 8 a 4 bracci
		II	T1-9	esterno	24 ϕ 20	0	ϕ 8 a 4 bracci
		I	T0-9	esterno	24 ϕ 20	0	ϕ 8 a 4 bracci

Setto [-]	LOCALIZZAZIONE DEL NODO			n_{st} [-]	A_{st} [mm ²]	i [mm]	b_j [mm]	$n_{st} A_{st} / i b_j \geq 0.05 (f_{ck}/f_{yk})$
	direzione	ordine	all'intersez. con le tr.					
F	X	III	T2-1	4	50.3	100	450.00	✓
		II	T1-1	4	50.3	100	450.00	✓
		I	T0-1	4	50.3	100	450.00	✓
	Y	III	T2-9	4	50.3	200	300.00	✓
		II	T1-9	4	50.3	200	300.00	✓
		I	T0-9	4	50.3	200	300.00	✓

6.6. SETTI

Le norme tecniche al par. 7.4.4.5 riportano quanto segue:

“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 h_w e dimensione minima b_w in pianta $h_w/b_w > 4$.

[...] Le pareti si definiscono snelle se il rapporto $h_w/b_w > 2$, tozzee in caso contrario, essendo h_w l'altezza totale della parete misurata a partire dalla sua base.”

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.”

Per le pareti, così come è stato effettuato per le travi e i pilastri, è possibile definire un'altezza critica o 'altezza della zona inelastica di base' h_{cr} valutata come il massimo valore tra la lunghezza in pianta della parete (l_w) e 1/6 dell'altezza totale della parete (h_w) purché h_{cr} risulti sempre minore o uguale a h_s (altezza libera di piano).

Nella zona dissipativa si individuano alle estremità della parete due zone confinate aventi per lati lo spessore della parete diminuita dello spessore dei copriferri e una lunghezza “confinata” l_c pari al 20% della lunghezza in pianta l_w della parete stessa e comunque non inferiore a 1,5 volte lo spessore della parete. Per le zone confinate bisogna verificare particolari dettagli costruttivi sul quantitativo di armatura e sulla disposizione dei ferri.

Per i setti della struttura in esame si può riassumere quanto detto nella tabella seguente:

Setto		h_s	l_w	h_w	b_w	h_{cr}	l_c
		[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]
E	snella	2.67	1.60	11.85	0.30	1.97	0.45
F	snella	2.67	1.70	8.85	0.30	1.70	0.45
B	snella	2.67	1.70	11.85	0.30	1.98	0.45
C	snella	2.67	1.70	11.85	0.30	1.98	0.45
D	snella	2.67	1.70	11.85	0.30	1.98	0.45

La prima cosa che la normativa richiede di verificare è che: “Per tutte le pareti, la domanda in forza normale di compressione non deve eccedere rispettivamente il 35% in CD”A” e il 40% in CD”B” della capacità massima a compressione della sezione di solo calcestruzzo, per tutte le combinazioni considerate.”

SETTO	A_c [mm ²]	N_{ed} [N]	$N_{ed, norm}$ [KN]
E	480000	3120000	39.5%
F	510000	1618000	19.3%

SETTO	A_c [mm ²]	N_{ed} [N]	$N_{ed, norm}$ [KN]
B	510000	2546000	30.3%
C	510000	1974400	23.5%
D	510000	2989500	35.6%

Tale condizione risulta evidentemente soddisfatta. Nel seguito verrà distinto il calcolo dei setti E ed F della struttura dal progetto delle pareti del nucleo ascensore. Il progetto delle due differenti parti segue la medesima procedura e si ritiene concluso qualora siano soddisfatte le stesse verifiche.

6.6.1. PROGETTO DELLE PARETI E, F

Prima di effettuare le verifiche è stato valutato un quantitativo minimo di armatura definito sulla base delle limitazioni imposte dalla normativa al par. 7.4.6.2.4, le quali rimandano alle prescrizioni sui minimi di armatura longitudinale e trasversale relative ai pilastri in zona sismica (par. 7.4.6.2.2) e alle regole di progettazione più generali in zona non sismica, al di fuori della zona dissipativa, di cui al cap. 4.1.6.1.2.

Per le pareti è inoltre espressamente richiesto che sia disposta un'armatura minima verticale e orizzontale, finalizzata a controllare la fessurazione da taglio, avente rapporto geometrico riferito, rispettivamente, all'area della sezione orizzontale e verticale almeno pari allo 0.2%, esteso allo 0.5% in quelle parti della sezione dove la deformazione a compressione risulta maggiore dello 0.2%.

Si è scelto di adottare ferri di diametro $d=20$ mm, controllando che: “Le armature, sia orizzontali sia verticali, devono avere diametro non superiore ad $1/10$ dello spessore della parete, devono essere disposte su entrambe le facce della parete, ad un passo non superiore a 30 cm, devono essere collegate con legature, in ragione di almeno 9 legature ogni metro quadrato.”

Per i setti E ed F si sono scelti i seguenti quantitativi di armatura longitudinale e trasversale:

SETTO	livello	H [mm]	$A_{c, \text{trav}}$ [mm ²]	$A_{c, \text{long}}$ [mm ²]	Arm long [-]	$A_{s, \text{long}}$ [mm ²]	Arm trav [-]	n bracci [-]	s [mm]	$A_{s, \text{trav TOT}}$ [mm ²]
E	IV	11845	480000	10030500	20 ϕ 20	6283	ϕ 8 8 bracci	8	200	23815.786
	III	11845	480000	10030500	20 ϕ 20	6283	ϕ 8 8 bracci	8	200	23815.786
	II	11845	480000	10030500	20 ϕ 20	6283	ϕ 8 8 bracci	8	200	23815.786
	I	11845	480000	10030500	20 ϕ 20	6283	ϕ 8 8 bracci	8	200	23815.786
F	III	8845	510000	8145000	24 ϕ 20	7540	ϕ 8 8 bracci	8	200	17783.928
	II	8845	510000	8145000	24 ϕ 20	7540	ϕ 8 8 bracci	8	200	17783.928
	I	8845	510000	8145000	24 ϕ 20	7540	ϕ 8 8 bracci	8	200	17783.928

SETTO	livello	$A_{s, \text{min}} \geq 0.10 N_{ed}/f_{yd} \text{ \& } 0.003 A_c$	$\rho_{\text{long}} \geq 0.5 \%$	$\rho_{\text{trav}} \geq 0.2 \%$	$1\% \leq \rho \leq 4\%$
E	IV	✓	✓	✓	✓
	III	✓	✓	✓	✓
	II	✓	✓	✓	✓
	I	✓	✓	✓	✓
F	III	✓	✓	✓	✓
	II	✓	✓	✓	✓
	I	✓	✓	✓	✓

Le condizioni che risultano verificate (da sinistra verso destra) sono in riferimento rispettivamente ai capitoli 7.1.6.1.2; 7.4.6.2.4; 7.4.6.2.4 e 7.4.6.2.2 delle NTC18.

Occorre in seconda analisi valutare le sollecitazioni agenti sui setti in termini di momento flettente e taglio nelle due direzioni X e Y.

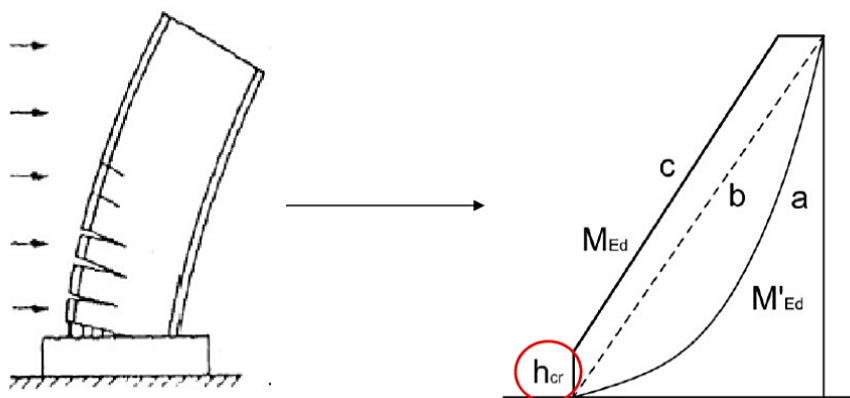


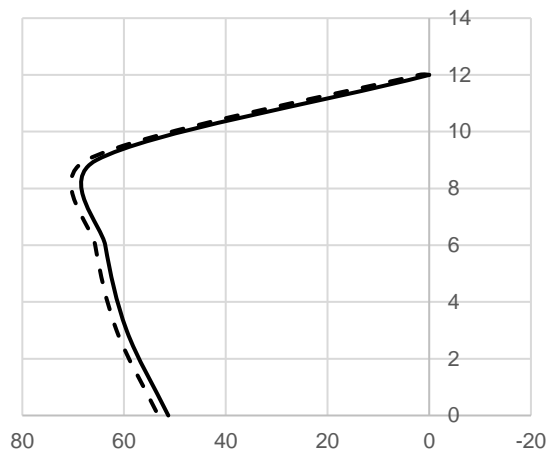
Figura 20 - Traslazione del diagramma dei momenti flettenti per strutture a pareti

In mancanza di analisi più accurate, la normativa propone un approccio semplificato per la valutazione delle sollecitazioni di calcolo nelle pareti (*figura 20*), semplificazione che consiste nel traslare il diagramma dei momenti flettenti derivante dall'analisi (assunto lineare) lungo l'altezza della parete verso l'alto di una quantità assunta pari ad h_{cr} (altezza della zona critica inelastica di base).

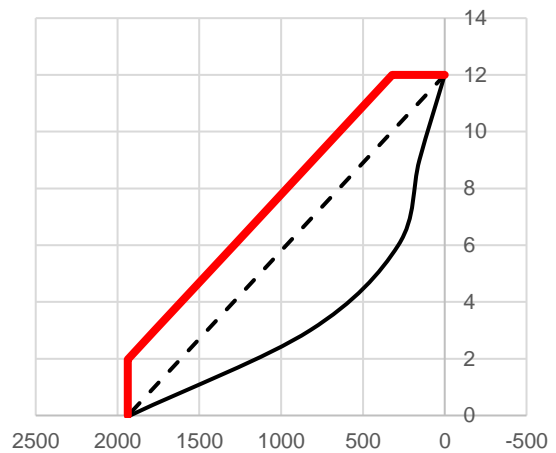
Nel caso del setto E, esclusivamente per il valore M_x , non è stata effettuata una linearizzazione del diagramma del momento in quanto avrebbe portato ad una sottostima significativa dei momenti agenti. Il diagramma è stato solamente traslato secondo le indicazioni della normativa. Per il setto E risulta:

z [m]	M_y [KNm]	M_y (lin)	M_y (lin-trasl)	M_x [KNm]	M_x (trasl)
12.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
12.00	0.00	0.00	320.32	0.00	1.97
9.00	154.60	483.87	804.19	65.40	67.37
6.00	283.70	967.74	1288.06	63.70	65.67
3.00	823.10	1451.61	1771.94	59.50	61.47
1.97		1617.07	1937.39		
0.00	1923.60	1935.48	1937.39	51.30	53.27

SETTO E , M_x [KNm]



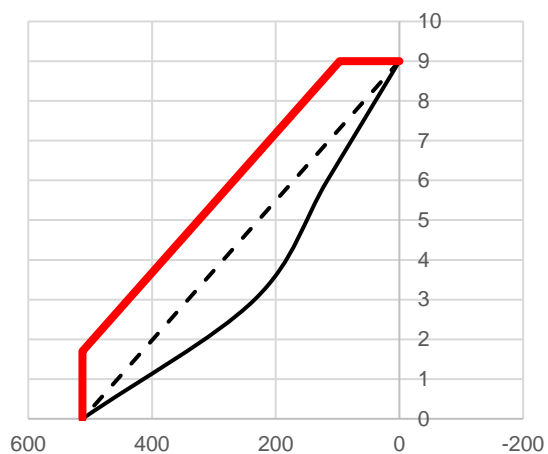
SETTO E , M_y [KNm]



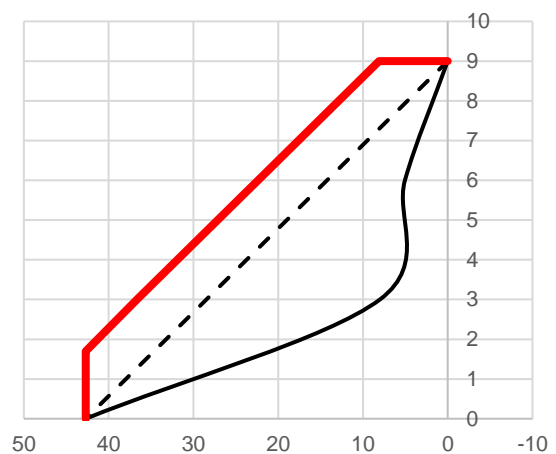
Per il setto F si ottengono i seguenti valori:

z [m]	M_y [KNm]	M_y (lin)	M_y (lin-trasl)	M_x [KNm]	M_x (lin)	M_x (lin-trasl)
9.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
9.00	0.00	0.00	8.09	0.00	0.00	96.79
6.00	5.04	14.23	22.37	116.50	170.80	267.59
3.00	8.00	28.47	36.65	234.00	341.60	438.39
1.70		34.63	42.70		415.61	512.40
0.00	42.70	42.70	42.70	512.40	512.40	512.40

SETTO F , M_x [KNm]



SETTO F , M_y [KNm]



Le verifiche riguardanti le pareti, ricadono nelle tre categorie di verifiche a pressoflessione, taglio e scorrimento sulle riprese di getto o giunti costruttivi (figura 21).

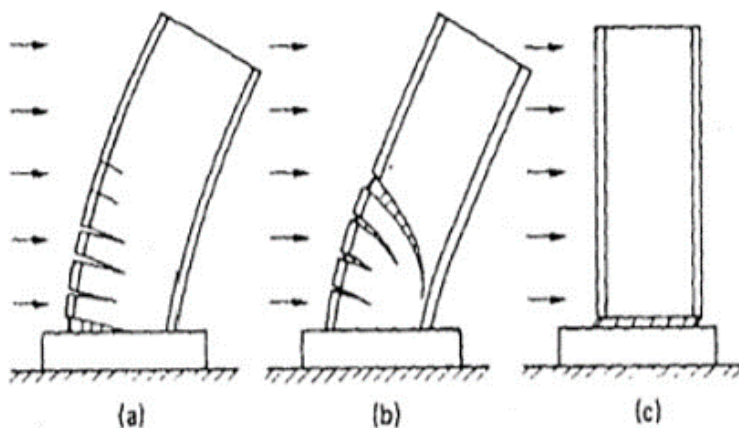


Figura 21 – possibili meccanismi di rottura di una parete: a) pressoflessione; b) taglio; c) scorrimento; tra i vari meccanismi rientra anche la rottura per ribaltamento, non verificata nel presente caso.

A questo punto la normativa specifica che “Le verifiche devono essere condotte nel modo indicato per i pilastri nel § 7.4.4.2.1 tenendo conto, nella determinazione della capacità, di tutte le armature longitudinali presenti nella parete”, sono state effettuate le medesime verifiche illustrate per i pilastri al par. 6.4.

Ai fini della progettazione in capacità, per ciascuna direzione e ciascun verso di applicazione delle azioni sismiche, per ogni nodo trave-setto (ad eccezione dei nodi in corrispondenza dell’ultimo orizzontamento), la capacità a flessione complessiva della parete deve essere maggiore della resistenza complessiva delle travi amplificata del coefficiente γ_{Rd} pari a 1,3 per strutture in CD”B” (7.4.4.2.1 NTC18):

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

Si riporta nelle tabelle che seguono, per i setti E ed F, la verifica effettuata come sopra indicato, valutando i valori dei momenti resistenti in funzione dello sforzo normale agente valutato dal modello.

Occorre precisare che diversamente da quanto fatto per i pilastri, in questa circostanza si è scelto di effettuare una verifica a pressoflessione deviata, in funzione dei momenti flettenti M_x e M_y agenti ricavati dal modello linearizzato-traslato sopra esposto. Si riportano i risultati:

SETTO	Direzion e del vettore M	All'inters ezione con le travi:	Sez.	N _{ed}	M _{C,Rd}	ΣM _{C,Rd}	Sez. (trave)	M _{b,Rd}	Y _{Rd} ΣM _{b,Rd}	ΣM _{C,Rd} ≥ Y _{Rd} ΣM _{b,Rd}
[-]			[-]	[KN]	[KNm]	[KNm]	[-]	[KNm]	[KNm]	
E	Y	T3-2	sup.	\		1618.0	sx		157.3	✓
			inf.	175.90	1618.0		dx	157.3		
		T2-1 & T2-2	sup.	200.00	1564.0	3239.0	sx	223.4	391.6	✓
			inf.	478.40	1675.0		dx	168.2		
		T1-1 & T1-2	sup.	509.60	1781.0	3666.0	sx	287.5	455.7	✓
			inf.	789.40	1885.0		dx	168.2		
		T0-1 & T0-2	sup.	820.60	1940.0	3953.0	sx	223.1	359.4	✓
			inf.	1027.20	2013.0		dx	136.3		
		base	sup.	1058.40	2045.0	2045.0	sx		0.0	✓
			inf.	\			dx			
	X	T3-12	sup.	\		99.0	sx	\	0.0	
			inf.	175.90	99.0		dx	\		
		T2-12	sup.	200.00	130.2	263.6	sx	\	0.0	
			inf.	478.40	133.4		dx	\		
		T1-12	sup.	509.60	90.6	182.6	sx	\	0.0	
			inf.	789.40	92.0		dx	\		
		T0-12	sup.	820.60	67.5	137.1	sx	\	0.0	
			inf.	1027.20	69.6		dx	\		
		base	sup.	1058.40	62.3	62.3	sx	\	0.0	
			inf.	\			dx	\		
F	Y	T2-1	sup.	\		160.2	sx		157.3	✓
			inf.	159.90	160.2		dx	157.3		
		T1-1	sup.	147.60	160.1	328.8	sx		189.1	✓
			inf.	390.30	168.7		dx	189.1		
		T0-1	sup.	405.50	168.9	339.9	sx		157.3	✓
			inf.	612.80	171.0		dx	157.3		
		base	sup.	921.40	179.8	179.8	sx		0.0	✓
			inf.	\			dx			
	X	T2-9	sup.	\		1861.0	sx	157.3	157.3	✓
			inf.	159.90	1861		dx			
		T1-9	sup.	147.60	1856	3794.0	sx	157.3	157.3	✓
			inf.	390.30	1938		dx			
		T0-9	sup.	405.50	1944	3964.0	sx	157.3	157.3	✓
			inf.	612.80	2020		dx			
		base	sup.	921.40	2105	2105.0	sx		0.0	✓
			inf.	\			dx			

A questo punto è stata effettuata una verifica a pressoflessione deviata valutando che il momento esterno agente in entrambe le direzioni risultasse sempre inferiore ai rispettivi momenti resistenti della sezione della parete:

SETTO [-]	Direzione del vettore M	ORDINE [-]	Sez. [-]	N _{ed} [KN]	M _{c,Rd} [KNm]	M _{Ed} [KNm]	Mc,Rd > Med
E	Y	IV	sup.	175.90	1618.0	320.3	✓
			inf.	200.00	1564.0	788.1	
		III	sup.	478.40	1675.0	820.3	✓
			inf.	509.60	1781.0	1271.9	
		II	sup.	789.40	1885.0	1304.2	✓
			inf.	820.60	1940.0	1755.8	
		I	sup.	1027.20	2013.0	1788.1	✓
			inf.	1058.40	2045.0	1937.4	
	X	IV	sup.	175.90	99.0	20.0	✓
			inf.	200.00	130.2	67.4	
		III	sup.	478.40	133.4	67.4	✓
			inf.	509.60	90.6	65.7	
		II	sup.	789.40	92.0	65.7	✓
			inf.	820.60	67.5	61.5	
		I	sup.	1027.20	69.6	61.5	✓
			inf.	1058.40	62.3	53.3	
F	Y	III	sup.	159.90	160.2	8.1	✓
			inf.	147.60	160.1	21.9	
		II	sup.	390.30	168.7	22.8	✓
			inf.	405.50	168.9	36.2	
		I	sup.	612.80	171.0	37.1	✓
			inf.	921.40	179.8	42.7	
	X	III	sup.	159.90	1861.0	96.8	✓
			inf.	147.60	1856.0	261.9	
		II	sup.	390.30	1938.0	273.3	✓
			inf.	405.50	1944.0	432.7	
		I	sup.	612.80	2020.0	444.1	✓
			inf.	921.40	2105.0	512.4	

Per quanto riguarda la valutazione della resistenza a taglio di progetto della parete, la normativa impone di incrementare la domanda di taglio a seguito della formazione della cerniera plastica alla base della parete di un fattore che per le pareti snelle è compreso tra 1.5 e q :

$$1.5 \leq \sqrt{\left(\frac{\gamma_{Rd}}{q} \cdot \frac{M_{Rd}}{M_{Ed}}\right)^2 + 0.1 \cdot \left(\frac{S_E(T_c)}{S_E(T_1)}\right)^2} \leq q$$

dove $\gamma_{Rd}=1.20$, e con M_{Ed} e M_{Rd} si indicano i momenti flettenti di progetto, rispettivamente, di domanda e di capacità alla base della parete; con T_1 il periodo fondamentale di vibrazione dell'edificio nella direzione dell'azione sismica, con $S_E(T)$ l'ordinata dello spettro di risposta elastico corrispondente all'ascissa T .

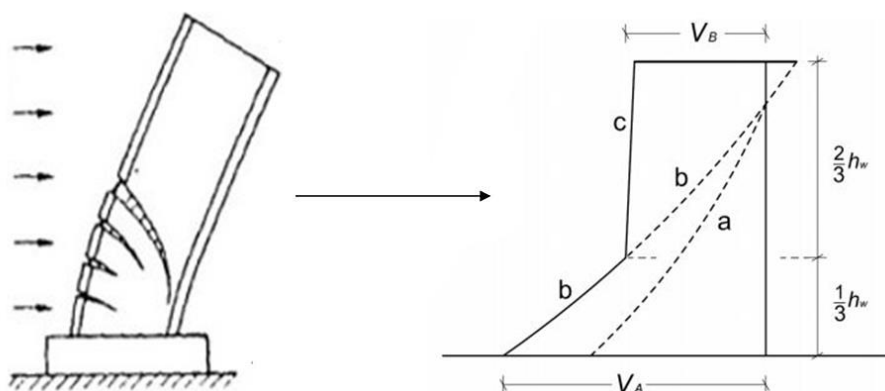


Figura 22 – Diagramma di involucro delle forze di taglio nelle pareti di strutture miste

Avendo assunto:

γ_{Rd}	q	T_c	$T_f(x)$	$T_f(y)$	$S_E(T_c)$	$S_E(T_{fx})$	$S_E(T_{fy})$
$[-]$	$[-]$	$[sec]$	$[sec]$	$[sec]$	$[g]$	$[g]$	$[g]$
1.20	2.64	0.41	0.38	0.34	0.50	0.50	0.50

Il calcolo del coefficiente di amplificazione del taglio ci consente di ottenere il diagramma del taglio di progetto da utilizzare nelle successive verifiche (figura 22).

SETTO	Direzione	Ordine	Sez.	$M_{C,Rd}$	M_{Ed}	Fattore di incr. di V_{ed}	$V_{ed, x}$	α_s
[-]		[-]	[-]	[KNm]	[KNm]		[KN]	[-]
E	X	IV	sup.	1618.0	320.3	2.64	563.9	0.4
			inf.	1564.0	788.1	2.52	563.9	0.9
		III	sup.	1675.0	820.3	2.59	563.9	0.9
			inf.	1781.0	1271.9	1.88	563.9	1.4
		II	sup.	1885.0	1304.2	1.92	563.9	1.4
			inf.	1940.0	1755.8	1.57	563.9	1.9
		I	sup.	2013.0	1788.1	1.59	641.3	1.7
			inf.	2045.0	1937.4	1.52	718.8	1.7
	Y	IV	sup.	99.0	20.0	2.64	124.1	0.1
			inf.	130.2	67.4	2.46	124.1	0.3
		III	sup.	133.4	67.4	2.52	124.1	0.3
			inf.	90.6	65.7	1.85	106.0	0.4
		II	sup.	92.0	65.7	1.88	106.0	0.4
			inf.	67.5	61.5	1.56	57.4	0.7
		I	sup.	69.6	61.5	1.59	57.4	0.7
			inf.	62.3	53.3	1.63	36.9	0.9
F	X	III	sup.	160.2	8.1	2.64	34.7	0.1
			inf.	160.1	21.9	2.64	34.7	0.4
		II	sup.	168.7	22.8	2.64	34.7	0.4
			inf.	168.9	36.2	2.64	34.7	0.6
		I	sup.	171.0	37.1	2.64	34.7	0.7
			inf.	179.8	42.7	2.64	40.1	0.7
	Y	III	sup.	1861.0	96.8	2.64	293.0	0.2
			inf.	1856.0	261.9	2.64	293.0	0.6
		II	sup.	1938.0	273.3	2.64	293.0	0.6
			inf.	1944.0	432.7	2.64	293.0	0.9
		I	sup.	2020.0	444.1	2.64	293.0	0.9
			inf.	2105.0	512.4	2.64	273.2	1.2

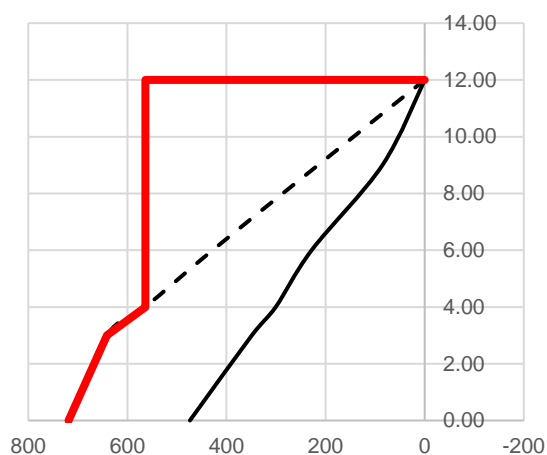
Nella tabella in alto è stato calcolato anche il valore del rapporto di taglio $\alpha_s = M_{Ed} / (V_{Ed} l_w)$ che verrà utilizzato nella fase di verifica a taglio-trazione dell'armatura d'anima.

Per entrambi i setti, in riferimento al valore di T_y per il setto E, e al valore di T_x per il setto F, non è stata effettuata una linearizzazione del diagramma del diagramma in quanto avrebbe portato ad una sottostima significativa del taglio agente. Risultano i seguenti andamenti del taglio lungo l'altezza per il setto E:

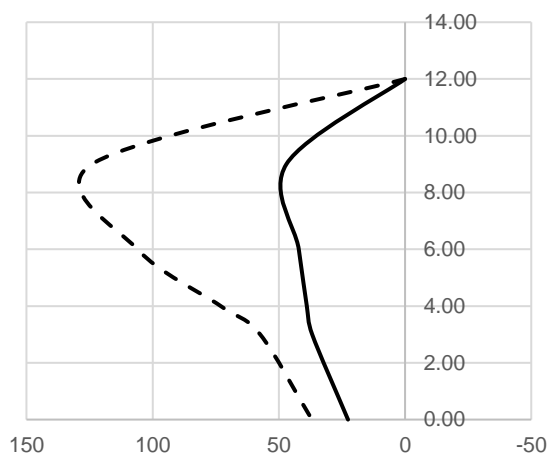
z [m]	T _y [KN]	T _{y,amp} [KN]
12.00	0	0
12.00	0	0
9.00	47	124.08
6.00	42.1	106.02402
4.00	38.92	73.049526
3.00	36.8	57.402102
0.00	22.6	36.902623

z [m]	T _x [KN]	T _{x,amp} [KN]	T _{x,env} [KN]
12.00	0	0	0
12.00	0	0	563.923
9.00	85.2	215.01228	563.923
6.00	228.2	428.1582	563.923
4.00	300.56	563.923	563.923
3.00	348.8	641.3447	641.3447
0.00	473.8	718.76641	718.76641

SETTO E , T_x [KN]



SETTO E , T_y [KN]

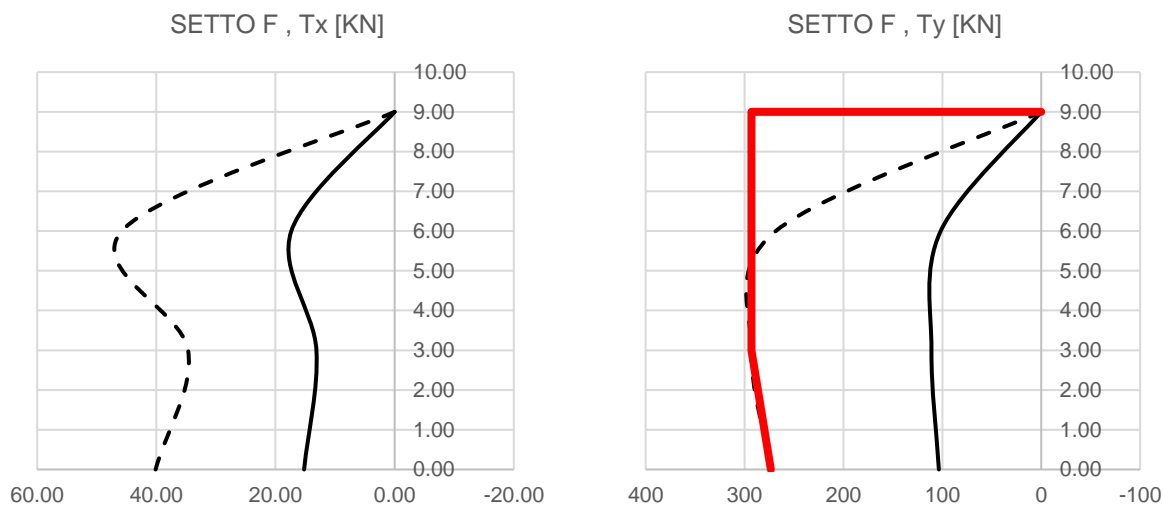


Mentre per il setto F risulta:

z [m]	T _y [KN]	T _{y,amp} [KN]	T _{y,env} [KN]
9.00	0	0	0.00
9.00	0	0	293.04
6.00	101.7	268.488	293.04
3.00	111	293.04	293.04
0.00	103.5	273.24	273.24

z [m]	T _x [KN]	T _{x,amp} [KN]	T _{x,env} [KN]
9.00	0.00	0.00	0.00
9.00	0.00	0.00	34.66
6.00	17.35	45.80	34.66
3.00	13.13	34.66	34.66
0.00	15.20	40.13	40.13

Che restituiscono i seguenti diagrammi delle sollecitazioni di taglio:



La verifica a taglio di pareti prevede la verifica di due possibili condizioni di rottura: a taglio compressione del calcestruzzo dell'anima; a taglio trazione delle armature dell'anima. La determinazione della resistenza a taglio-compressione è condotta in accordo con le indicazioni fornite per elementi dotati di armatura resistente a taglio di cui al par. 4.1.2.3.5 della normativa, assumendo un braccio delle forze interne z pari a $0,8 l_w$ ed un'inclinazione delle diagonali compresse pari a 45° . La resistenza a taglio-compressione delle bielle di calcestruzzo compresse risulta pari a:

SETTO	l_w [mm]	b_w [mm]	α_c	f_{cd} [MPa]	f'_{cd} [MPa]	$\cotg(\alpha)$	$\cotg(\theta)$	V_{rcd} (KN)
E	1600.0	300.00	1.00	16.46	8.23	0.00	1.00	1580.32
F	1700.0	300.00	1.00	16.46	8.23	0.00	1.00	1679.09

La normativa specifica inoltre che nelle zone dissipative tale resistenza va moltiplicata per un fattore riduttivo 0,4, da cui si ottiene per la sola zona dissipativa:

SETTO	l_w [mm]	b_w [mm]	α_c	f_{cd} [MPa]	f'_{cd} [MPa]	$\cotg(\alpha)$	$\cotg(\theta)$	V_{rcd} (KN)
E	1600.0	300.00	1.00	16.46	8.23	0.00	1.00	632.13
F	1700.0	300.00	1.00	16.46	8.23	0.00	1.00	671.64

Entrambe le condizioni risultano verificate.

Per la verifica a taglio-trazione dell'armatura d'anima si deve tener conto del valore del rapporto di taglio precedentemente calcolato per ogni piano. Poiché tale rapporto risulta sempre inferiore a 2.00 si utilizzano le espressioni fornite dalla normativa al par. 7.4.4.5.1:

$$V_{Ed} \leq V_{Rd,c} + 0.75 \cdot \rho_h \cdot f_{yd} \cdot b_w \cdot \alpha_s \cdot l_w$$

$$\rho_h \cdot f_{yd} \cdot b_w \cdot z \leq \rho_w \cdot b_w \cdot z + \min N_{Ed}$$

in cui ρ_h e ρ_v sono i rapporti tra l'area della sezione dell'armatura orizzontale o verticale d'anima, rispettivamente, e l'area della relativa sezione di calcestruzzo; f_{yd} è il valore di progetto della resistenza delle armature orizzontali e verticali; N_{Ed} è la forza assiale di progetto (positiva se di compressione); $V_{Rd,c}$ è la resistenza a taglio degli elementi non armati, determinata in accordo con le prescrizioni della normativa al par. 4.1.2.3.5.1.

Assumendo:

SETTO	k	f_{ck}	d	v_{min}
[-]	[V]	[N/mm ²]	[mm]	[V]
E	1.3535534	29.05	1600.00	0.30
F	1.3429972	29.05	1700.00	0.29

Si ottengono:

SETTO	ORDINE	SEZIONE	$A_{s, long}$	$A_{c, trasv}$	ρ_v	$A_{s, trasv}$	$A_{c, long}$	ρ_h
[-]	[-]	[-]	[mm ²]	[mm ²]	[-]	[mm ²]	[mm ²]	[-]
E	IV	sup.	6283	480000	0.01308997	23816	10030500	0.00237434
		inf.						
	III	sup.	6283	480000	0.01308997	23816	10030500	0.00237434
		inf.						
	II	sup.	6283	480000	0.01308997	23816	10030500	0.00237434
		inf.						
	I	sup.	6283	480000	0.01308997	23816	10030500	0.00237434
		inf.						
F	III	sup.	7540	510000	0.01478397	17784	8145000	0.00218342
		inf.						

II	sup.	7540	510000	0.01478397	17784	8145000	0.00218342
	inf.						
I	sup.	7540	510000	0.01478397	17784	8145000	0.00218342
	inf.						

SETTO	ORDINE	SEZIONE	N_{Ed}	σ_{cp}	$V_{Rd,c}$	$V_{Ed} \leq V_{Rd,c} + 0.75 \rho_h f_{yd} b_w z \leq \alpha_s l_w$	$\rho_h f_{yd} b_w z \leq \rho_v f_{yd} b_w z + \min N_{Ed}$
[-]	[-]	[-]	[KN]	[N/mm ²]	[KN]		
E	IV	sup.	175.9	3.66E-01	288.56	✓	✓
		inf.	200	4.17E-01	292.18	✓	✓
	III	sup.	478.4	9.97E-01	333.94	✓	✓
		inf.	509.6	1.06E+00	338.62	✓	✓
	II	sup.	789.4	1.64E+00	380.59	✓	✓
		inf.	820.6	1.71E+00	385.27	✓	✓
	I	sup.	1027.2	2.14E+00	416.26	✓	✓
		inf.	1058.4	2.21E+00	301.35	✓	✓
F	III	sup.	149.5	2.93E-01	310.26	✓	✓
		inf.	149.5	2.93E-01	310.26	✓	✓
	II	sup.	415.4	8.15E-01	350.14	✓	✓
		inf.	415.4	8.15E-01	350.14	✓	✓
	I	sup.	921.4	1.81E+00	426.04	✓	✓
		inf.	921.4	1.81E+00	426.04	✓	✓

L'ultima verifica richiesta per le pareti riguarda la verifica a scorrimento nelle zone dissipative localizzate sui possibili piani di scorrimento (per esempio le riprese di getto o i giunti costruttivi) posti all'interno delle zone dissipative.

Deve risultare: $V_{Ed} \leq V_{Rd,S}$ in cui:

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

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

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

$$V_{id} = f_{yd} \cdot \Sigma A_{si} \cdot \cos \varphi_i$$

$$V_{fd} = \min \left\{ \begin{array}{l} \mu_f [(\Sigma A_{sj} \cdot f_{yd} + N_{Ed}) \cdot \xi + M_{Ed}/z] \\ 0.5 \cdot \eta \cdot f_{cd} \cdot \xi \cdot l_w \cdot b_{w0} \end{array} \right.$$

in cui $\eta = \alpha_j(1 - f_{ck}/250)$ in cui $\alpha_j = 0,60$; μ_f è il coefficiente d'attrito calcestruzzo-calcestruzzo sotto azioni cicliche (può essere assunto pari a 0,60), ΣA_{sj} è la somma delle aree delle barre verticali intersecanti il piano contenente la potenziale superficie di scorrimento, ξ 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 .

Risulta:

SETTO	SEZIONE	ΣA_{sj}	V_{dd}	V_{id}	μ_f	N_{Ed}	M_{Ed}	ξ	V_{fd}	$V_{ed} \leq V_{Rd,s}$
[-]	[-]	[mm ²]	[KN]	[KN]	[-]	[N]	[Nmm]	[-]	[KN]	[-]
E	base	6283	614.7	0.0	0.6	1.06E+06	1.94E+09	0.4	806.6	✓
							5.33E+01	0.4	806.6	✓
	giunto quota 3m	6283	614.7	0.0	0.6	8.21E+02	1.76E+03	0.4	542.7	✓
							6.15E+01	0.4	542.7	✓
F	base	7540	737.6	0.0	0.6	9.21E+02	4.27E+01	0.4	692.7	✓
							5.12E+02	0.4	692.7	✓
	giunto quota 3m	7540	737.6	0.0	0.6	4.15E+02	3.62E+01	0.3	601.8	✓
							4.33E+02	0.3	601.8	✓

L'ultimo requisito da verificare riguarda la verifica dei dettagli costruttivi al fine di assicurare la necessaria duttilità (par. 7.4.6.2.4 NTC18). In zona critica e nelle zone confinate è stato assunto un passo massimo per le staffe di 10 cm, le armature longitudinali essendo tutte disposte a interasse >20 cm sono tutte trattenute da staffe o legature, nella fattispecie si sono usate staffe di diametro 8 mm a 2 bracci per le zone confinate.

Le verifiche di duttilità possono ritenersi soddisfatte se, per ciascuna zona dissipativa, il rapporto volumetrico di armatura trasversale negli elementi di bordo rispetta le limitazioni seguenti:

$$\alpha \omega_{wd} \geq 30\mu_{\phi} \cdot (v_d + \omega_v) \cdot \varepsilon_{sy,d} \cdot b_c/b_0 - 0.035$$

dove ω_{wd} =(vol. delle staffe di confinamento/volume del nucleo di calcestruzzo degli elementi di bordo)*(f_{yd}/f_{cd}).

Assumendo $\varepsilon_{sy,d}=0.001957$; $T_1=0.8$ sec; $T_c=0.43$ sec; $q_0=3.3$ da cui $\mu_{\phi}=4.29$, si ottiene:

Setto	Ordine	Sez.	$\Sigma(b_i)^2$	b_0	h_0	α	ω_{wd}	N	v_d	$\alpha \omega_{wd} \geq [30\mu_{\phi} (v_d + \omega_v) \varepsilon_{sy,d} b_c/b_0] - 0.035$
[-]		[-]	[cm ²]	[cm]	[cm]	[-]	[-]	[KN]	[-]	
E	IV	sup.	6840.00	22.50	150.00	0.66	751.87	175.90	7.9%	
		inf.	6840.00	22.50	150.00	0.66	751.87	200.00	9.0%	
	III	sup.	6840.00	22.50	150.00	0.66	751.87	478.40	21.5%	
		inf.	6840.00	22.50	150.00	0.66	751.87	509.60	22.9%	
	II	sup.	6840.00	22.50	150.00	0.66	751.87	789.40	35.5%	
		inf.	6840.00	22.50	150.00	0.66	751.87	820.60	36.9%	
	I	sup.	6840.00	22.50	150.00	0.66	751.87	1027.20	46.2%	✓
		inf.	6840.00	22.50	150.00	0.66	751.87	1058.40	47.6%	✓
F	III	sup.	10800.00	22.50	160.00	0.50	528.41	149.50	6.7%	
		inf.	10800.00	22.50	160.00	0.50	528.41	149.50	6.7%	
	II	sup.	10800.00	22.50	160.00	0.50	528.41	415.40	18.7%	
		inf.	10800.00	22.50	160.00	0.50	528.41	415.40	18.7%	
	I	sup.	10800.00	22.50	160.00	0.50	528.41	921.40	41.5%	✓
		inf.	10800.00	22.50	160.00	0.50	528.41	921.40	41.5%	✓

La verifica è condotta per le zone dissipative di base delle due pareti primarie.

Per la corretta disposizione delle armature nelle sezioni dei setti si raccomanda di consultare la tavola 04-B; nel paragrafo successivo si riportano i calcoli effettuati per i setti costituenti il vano ascensore.

1.1.1. PROGETTO DEL VANO ASCENSORE

La trattazione del vano ascensore, composto da quattro pareti connesse tra loro, è analoga a quella dei setti E ed F pertanto si riportano di seguito esclusivamente i calcoli di dimensionamento; per un approfondimento si rimanda al paragrafo precedente.

Per i setti costituenti il vano ascensore si sono scelti i seguenti quantitativi di armatura longitudinale e trasversale:

SETTO	livello	H [mm]	$A_{c, \text{trav}}$ [mm ²]	$A_{c, \text{long}}$ [mm ²]	$A_{m, \text{long}}$ [-]	$A_{s, \text{long}}$ [mm ²]	$A_{m, \text{trav}}$ [-]	n bracci [-]	S [mm]	$A_{s, \text{trav TOT}}$ [mm ²]
B	IV	11845	510000	11150000	36φ14	5542	φ8 12 bracci	12	150	47631.57117
	III	11845	510000	11150000	36φ14	5542	φ8 10 bracci	10	150	39692.97598
	II	11845	510000	11150000	36φ14	5542	φ8 10 bracci	10	150	39692.97598
	I	11845	510000	11150000	36φ14	5542	φ8 10 bracci	10	100	59539.46397
C	IV	11845	510000	11150000	36φ14	5542	φ8 14 bracci	14	150	55570.16637
	III	11845	510000	11150000	36φ14	5542	φ8 12 bracci	12	150	47631.57118
	II	11845	510000	11150000	36φ14	5542	φ8 12 bracci	12	150	47631.57118
	I	11845	510000	11150000	36φ14	5542	φ8 17 bracci	17	100	101217.0888
D	IV	11845	510000	11150000	36φ14	5542	φ8 10 bracci	10	150	39692.97598
	III	11845	510000	11150000	36φ14	5542	φ8 10 bracci	10	150	39692.97598
	II	11845	510000	11150000	36φ14	5542	φ8 10 bracci	10	150	39692.97598
	I	11845	510000	11150000	36φ14	5542	φ8 10 bracci	10	100	59539.46397

SETTO	livello	$A_s, \min \geq 0.10 N_{ed}/f_{yd} \text{ \& } 0.003 A_c$	$\rho_{\text{long}} \geq 0.5 \%$	$\rho_{\text{trav}} \geq 0.2 \%$	$1\% \leq \rho \leq 4\%$
B	IV	✓	✓	✓	✓
	III	✓	✓	✓	✓
	II	✓	✓	✓	✓
	I	✓	✓	✓	✓
C	IV	✓	✓	✓	✓
	III	✓	✓	✓	✓
	II	✓	✓	✓	✓
	I	✓	✓	✓	✓
D	IV	✓	✓	✓	✓
	III	✓	✓	✓	✓
	II	✓	✓	✓	✓
	I	✓	✓	✓	✓

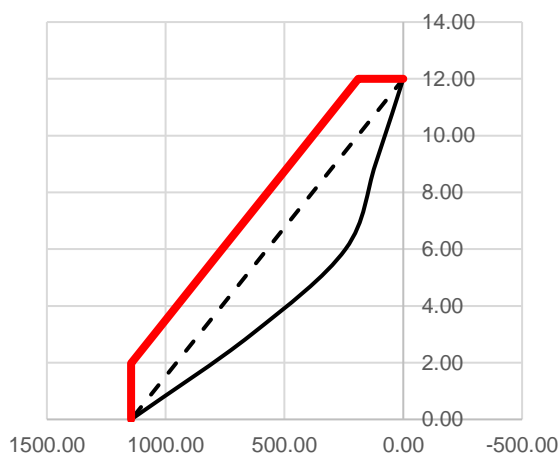
Le condizioni che risultano verificate (da sinistra verso destra) sono in riferimento rispettivamente ai capitoli 7.1.6.1.2; 7.4.6.2.4; 7.4.6.2.4 e 7.4.6.2.2 delle NTC18.

Occorre in seconda analisi valutare le sollecitazioni agenti sui setti in termini di momento flettente e taglio nelle due direzioni X e Y. Il diagramma è stato linearizzato e traslato secondo le indicazioni della normativa.

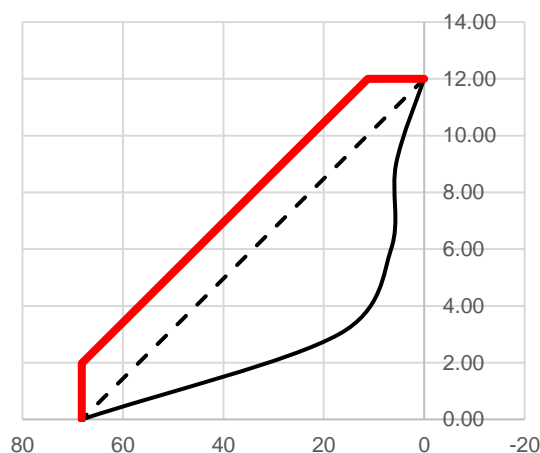
Per il setto B risulta:

z [m]	M _y [KNm]	M _y (lin)	M _y (lin-trasl)	M _x [KNm]	M _x (lin)	M _x (lin-trasl)
12.00	0	0	0	0.00	0	0
12.00	0	0	11.246422	0.00	0	188.94212
9.00	5.6	17.040033	28.286454	116.80	286.27593	475.21805
6.00	6.6	34.080065	45.326487	243.10	572.55186	761.49398
3.00	17	51.120098	62.36652	637.90	858.8278	1047.7699
1.98		56.942109	68.188531		956.63874	1145.5809
0.00	68.16	68.160131	68.188531	1145.10	1145.1037	1145.5809

SETTO B , M_x [KNm]



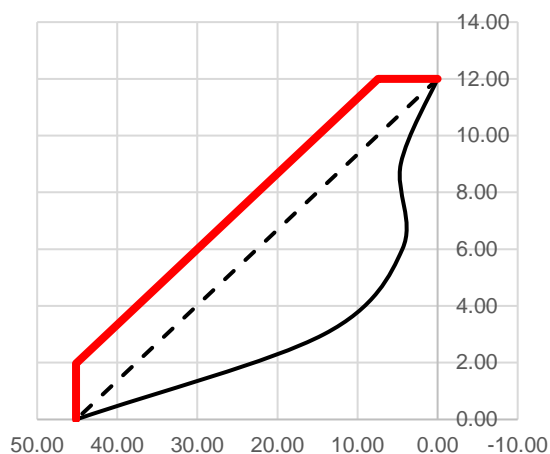
SETTO B , M_y [KNm]



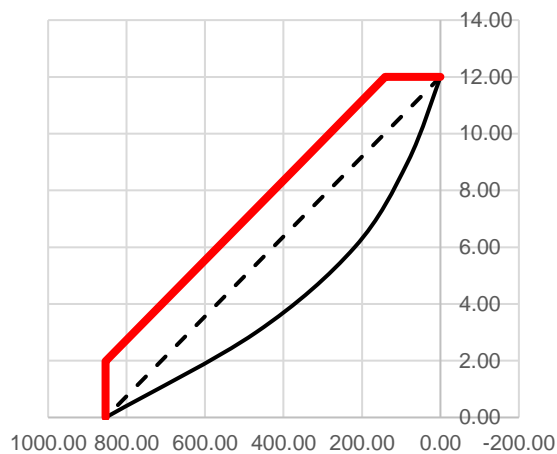
Per il setto C risulta:

z [m]	M _y [KNm]	M _y (trasl)	M _y (lin-trasl)	M _x [KNm]	M _x (trasl)	M _x (lin-trasl)
12.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
12.00	0.00	0.00	140.79	0.00	0.00	7.45
9.00	83.2	213.33	354.12	4.60	11.28	18.73
6.00	218.4	426.65	567.45	4.40	22.56	30.01
3.00	469.7	639.98	780.77	14.20	33.85	41.29
1.98		712.86	853.66		37.70	45.15
0.00	853.3	853.30	853.66	45.13	45.13	45.15

SETTO C , M_x [KNm]

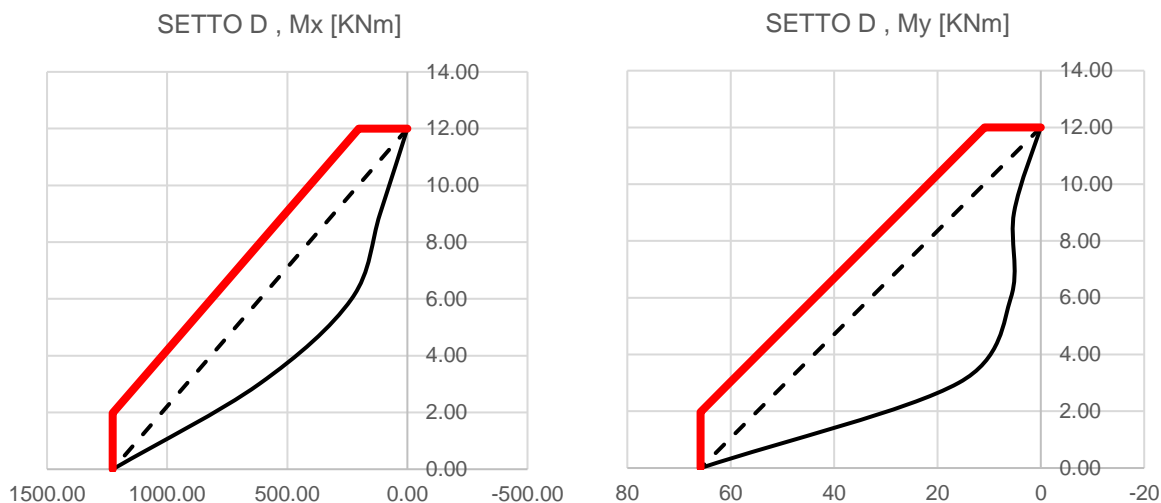


SETTO C , M_y [KNm]



Per il setto D risulta:

z [m]	M _y [KNm]	M _y (lin)	M _y (lin-trasl)	M _x [KNm]	M _x (lin)	M _x (lin-trasl)
12.00	0	0	0	0.00	0	0
12.00	0	0	10.856989	0.00	0	202.33958
9.00	5.18	16.449984	27.306973	113.70	306.57512	508.91469
6.00	5.8	32.899968	43.756957	232.30	613.15023	815.48981
3.00	15.9	49.349951	60.206941	617.30	919.72535	1122.0649
1.98		54.970363	65.827352		1024.4718	1226.8114
0.00	65.8	65.799935	65.827352	1226.30	1226.3005	1226.8114



Si riportano i risultati della verifica a pressoflessione deviata:

SETTO [-]	Direzione del vettore M	ORDINE [-]	Sez. [-]	N _{ed} [KN]	M _{C,Rd} [KNm]	M _{Ed} [KNm]	Mc,Rd > Med
B	Y	IV	sup.	191.30	94.0	11.2	✓
			inf.	191.30	94.0	27.7	
		III	sup.	558.40	102.1	28.9	✓
			inf.	558.40	102.1	44.8	
		II	sup.	1302.50	119.8	45.9	✓
			inf.	1302.50	119.8	61.8	
	X	I	sup.	2371.90	131.1	62.9	✓
			inf.	2371.90	131.1	68.2	
		IV	sup.	191.30	1528.0	188.9	✓
			inf.	191.30	1528.0	465.7	
		III	sup.	558.40	1686.0	484.8	✓
			inf.	558.40	1686.0	752.0	
		II	sup.	1302.50	1933.0	771.0	✓
			inf.	1302.50	1933.0	1038.2	
C	Y	IV	sup.	150.40	1533.0	140.8	✓
			inf.	150.40	1533.0	347.0	

D	X	III	sup.	341.50	1617.0	361.2	✓
			inf.	341.50	1617.0	560.3	
		II	sup.	985.50	1875.0	574.6	✓
			inf.	985.50	1875.0	773.7	
		I	sup.	2017.00	2151.0	787.9	✓
			inf.	2017.00	2151.0	853.7	
		IV	sup.	150.40	79.4	7.4	✓
			inf.	150.40	79.4	18.4	
		III	sup.	341.50	85.1	19.1	✓
			inf.	341.50	85.1	29.6	
		II	sup.	985.50	95.6	30.4	✓
			inf.	985.50	95.6	40.9	
		I	sup.	2017.00	111.0	41.7	✓
			inf.	2017.00	111.0	45.1	
	Y	IV	sup.	226.60	84.8	10.9	✓
			inf.	226.60	84.8	26.8	
		III	sup.	693.40	95.2	27.9	✓
			inf.	693.40	95.2	43.2	
		II	sup.	1603.30	111.3	44.3	✓
			inf.	1603.30	111.3	59.7	
		I	sup.	2783.80	126.0	60.8	✓
			inf.	2783.80	126.0	65.8	
		IV	sup.	226.60	1562.0	202.3	✓
			inf.	226.60	1562.0	498.7	
		III	sup.	693.40	1758.0	519.1	✓
			inf.	693.40	1758.0	805.3	
	X	II	sup.	1603.30	2046.0	825.7	✓
			inf.	1603.30	2046.0	1111.8	
		I	sup.	2783.80	2239.0	1132.3	✓
			inf.	2783.80	2239.0	1226.8	

Per quanto riguarda la valutazione della resistenza a taglio di progetto della parete, la normativa impone di incrementare la domanda di taglio a seguito della formazione della cerniera plastica alla base della parete di un fattore che per le pareti snelle è compreso tra 1.5 e q .

Avendo assunto:

γ_{Rd}	q	T_c	$T_f(x)$	$T_f(y)$	$S_e(T_c)$	$S_e(T_{fx})$	$S_e(T_{fy})$
$[-]$	$[-]$	$[sec]$	$[sec]$	$[sec]$	$[g]$	$[g]$	$[g]$
1.20	2.64	0.41	0.38	0.34	0.50	0.50	0.50

Si ottiene:

SETTO	Direzione	Ordine	Sez.	$M_{C,Rd}$	M_{Ed}	Fattore di incr. di V_{ed}	V_{Ed}	α_s
$[-]$		$[-]$	$[-]$	$[KNm]$	$[KNm]$		$[KN]$	$[-]$
B	Y	IV	sup.	94.0	11.2	2.64	22.3	0.3
			inf.	94.0	27.7	2.64	22.3	0.7
		III	sup.	102.1	28.9	2.64	22.3	0.8
			inf.	102.1	44.8	2.64	22.3	1.2
		II	sup.	119.8	45.9	2.64	22.3	1.2
			inf.	119.8	61.8	2.47	22.3	1.6
		I	sup.	131.1	62.9	2.64	25.8	1.4
			inf.	131.1	68.2	2.45	103.0	0.4
	X	IV	sup.	1528.0	188.9	2.64	836.0	0.1
			inf.	1528.0	465.7	2.64	836.0	0.3
		III	sup.	1686.0	484.8	2.64	836.0	0.3
			inf.	1686.0	752.0	2.64	836.0	0.5
		II	sup.	1933.0	771.0	2.64	836.0	0.5
			inf.	1933.0	1038.2	2.39	836.0	0.7
		I	sup.	2167.0	1057.3	2.60	978.2	0.6
			inf.	2167.0	1145.6	2.42	1191.0	0.6
C	Y	IV	sup.	1533.0	140.8	2.64	1039.8	0.1
			inf.	1533.0	347.0	2.64	1039.8	0.2
		III	sup.	1617.0	361.2	2.64	1039.8	0.2
			inf.	1617.0	560.3	2.64	1039.8	0.3
		II	sup.	1875.0	574.6	2.64	1039.8	0.3
			inf.	1875.0	773.7	2.64	1039.8	0.4
		I	sup.	2151.0	787.9	2.64	1253.2	0.4
			inf.	2151.0	853.7	2.64	1455.2	0.3
	X	IV	sup.	79.4	7.4	2.64	15.3	0.3
			inf.	79.4	18.4	2.64	15.3	0.7
		III	sup.	85.1	19.1	2.64	15.3	0.7
			inf.	85.1	29.6	2.64	15.3	1.1
		II	sup.	95.6	30.4	2.64	15.3	1.2
			inf.	95.6	40.9	2.64	15.3	1.6

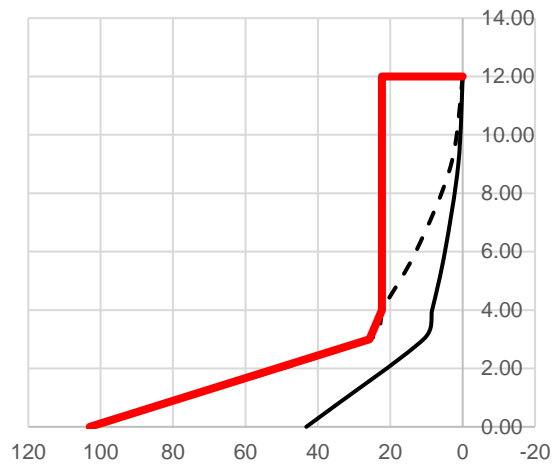
D	Y	I	sup.	111.0	41.7	2.64	20.3	1.2
			inf.	111.0	45.1	2.64	89.0	0.3
		IV	sup.	84.8	10.9	2.64	20.5	0.3
			inf.	84.8	26.8	2.64	20.5	0.8
		III	sup.	95.2	27.9	2.64	20.5	0.8
			inf.	95.2	43.2	2.64	20.5	1.2
		II	sup.	111.3	44.3	2.64	20.5	1.3
			inf.	111.3	59.7	2.39	20.5	1.7
	X	I	sup.	126.0	60.8	2.62	22.9	1.6
			inf.	126.0	65.8	2.44	93.3	0.4
		IV	sup.	1562.0	202.3	2.64	692.5	0.2
			inf.	1562.0	498.7	2.64	692.5	0.4
		III	sup.	1758.0	519.1	2.64	692.5	0.4
			inf.	1758.0	805.3	2.64	692.5	0.7
		II	sup.	2046.0	825.7	2.64	692.5	0.7
			inf.	2046.0	1111.8	2.36	692.5	0.9
		I	sup.	2239.0	1132.3	2.52	762.4	0.9
			inf.	2239.0	1226.8	2.34	931.8	0.8

Il calcolo del coefficiente di amplificazione del taglio ci consente di ottenere il diagramma del taglio di progetto da utilizzare nelle successive verifiche:

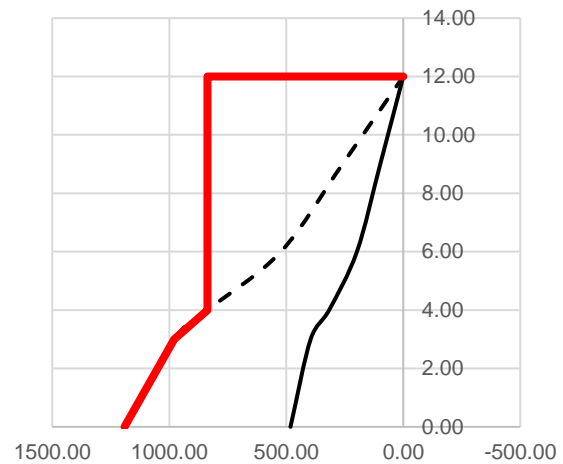
Per il setto B:

z [m]	T_y [KN]	T_{y, amp} [KN]	T_{y, env} [KN]	z [m]	T_x [KN]	T_{x, amp} [KN]	T_{x, env} [KN]
12.00	0.00	0	0	12.00	0	0	0
12.00	0.00	0	836.0352	12.00	0	0	22.2816
9.00	98.30	259.512	836.0352	9.00	1.20	3.168	22.2816
6.00	198.00	522.72	836.0352	6.00	4.90	12.936	22.2816
4.00	316.68	836.0352	836.0352	4.00	8.44	22.2816	22.28
3.00	395.80	978.23386	978.23386	3.00	10.80	25.758797	25.758797
0.00	481.90	1191.0331	1191.0331	0.00	43.19	103.01134	103.01134

SETTO B , T_x [KN]



SETTO B , T_y [KN]

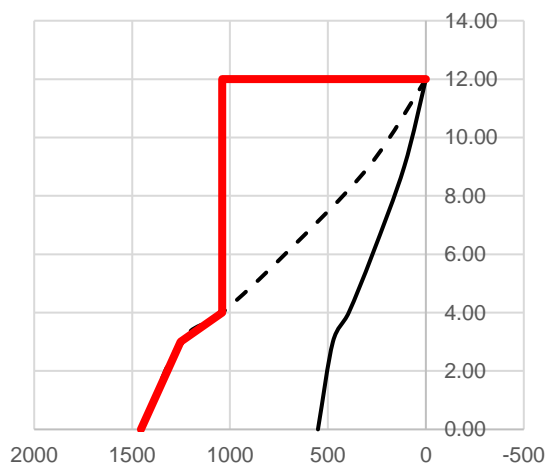


Per il setto C:

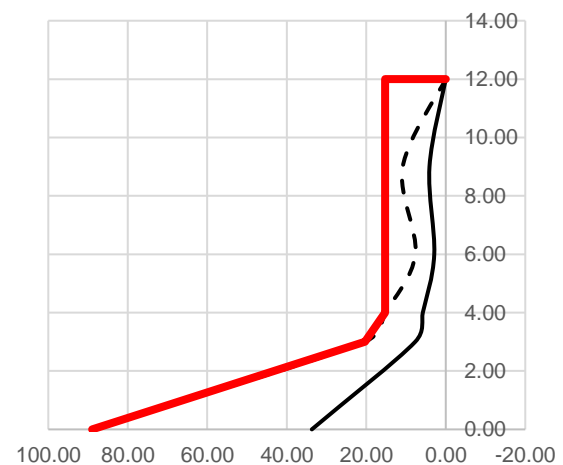
z [m]	T_y [KN]	$T_{y,amp}$ [KN]	$T_{y,env}$ [KN]
12.00	0.00	0	0
12.00	0.00	0	15.2592
9.00	4.10	10.824	15.2592
6.00	2.90	7.656	15.2592
4.00	5.78	15.2592	15.2592
3.00	7.70	20.328	20.328
0.00	33.70	88.968	88.968

z [m]	T_x [KN]	$T_{x,amp}$ [KN]	$T_{x,env}$ [KN]
12.00	0	0	0
12.00	0	0	1039.7904
9.00	110.50	291.72	1039.7904
6.00	272.60	719.664	1039.7904
4.00	393.86	1039.7904	1039.79
3.00	474.70	1253.208	1253.208
0.00	551.20	1455.168	1455.168

SETTO C , T_x [KN]

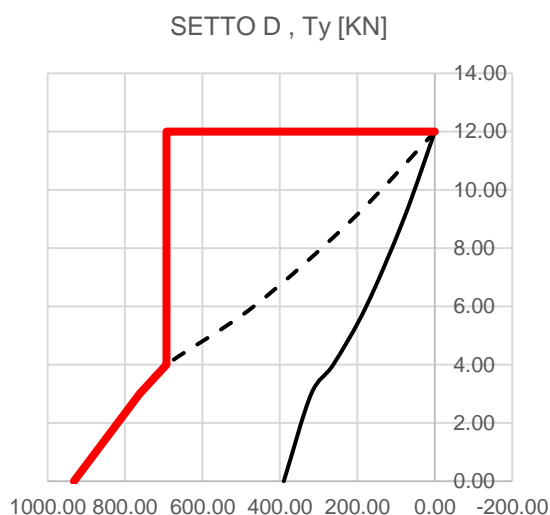
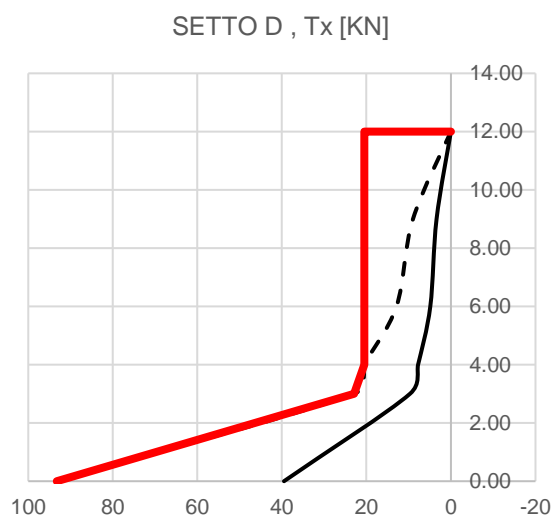


SETTO C , T_y [KN]



Per il setto D:

z [m]	T _y [KN]	T _{y,amp} [KN]	T _{y,env} [KN]	z [m]	T _x [KN]	T _{x,amp} [KN]	T _{x,env} [KN]
12.00	0.00	0	0	12.00	0	0	0
12.00	0.00	0	692.472	12.00	0	0.00	20.51808
9.00	80.30	211.992	692.472	9.00	3.40	8.98	20.51808
6.00	177.10	467.544	692.472	6.00	4.88	12.88	20.51808
4.00	262.3	692.472	692.472	4.00	7.772	20.52	20.52
3.00	319.10	762.43591	762.43591	3.00	9.70	22.90	22.899388
0.00	390.00	931.83956	931.83956	0.00	39.50	93.25	93.250084



La verifica a taglio di pareti prevede la verifica di due possibili condizioni di rottura: a taglio compressione del calcestruzzo dell'anima; a taglio trazione delle armature dell'anima. La determinazione della resistenza a taglio-compressione è condotta in accordo con le indicazioni fornite per elementi dotati di armatura resistente a taglio di cui al par. 4.1.2.3.5 della normativa, assumendo un braccio delle forze interne z pari a $0,8 l_w$ ed un'inclinazione delle diagonali compresse pari a 45° . La resistenza a taglio-compressione delle bielle di calcestruzzo compresse nel caso del setto ascensore è stata valutata facendo riferimento ad una sezione equivalente rettangolare ottenuta sommando la semilunghezza dei setti adiacenti (secondo quanto indicato al par. 7.4.4.5 per la verifica di resistenza nel caso di pareti composte).

La resistenza a taglio-compressione risulta:

SETTO	l_w [mm]	b_w [mm]	α_c	f_{cd} [MPa]	f'_{cd} [MPa]	$\cotg(\alpha)$	$\cotg(\theta)$	V_{red} (KN)
B	3050.0	300.00	1.00	16.46	8.23	0.00	1.00	3012.49
C	3400.0	300.00	1.00	16.46	8.23	0.00	1.00	3358.18
D	2850.0	300.00	1.00	16.46	8.23	0.00	1.00	2814.95

La normativa specifica inoltre che nelle zone dissipative tale resistenza va moltiplicata per un fattore riduttivo 0,4, da cui si ottiene per la sola zona dissipativa:

SETTO	l_w [mm]	b_w [mm]	α_c	f_{cd} [MPa]	f'_{cd} [MPa]	$\cotg(\alpha)$	$\cotg(\theta)$	V_{red} (KN)
B	3050.0	300.00	1.00	16.46	8.23	0.00	1.00	1204.99
C	3400.0	300.00	1.00	16.46	8.23	0.00	1.00	1343.27
D	2850.0	300.00	1.00	16.46	8.23	0.00	1.00	1125.98

Entrambe le condizioni risultano verificate.

Per la verifica a taglio-trazione dell'armatura d'anima si deve tenere conto del valore del rapporto di taglio precedentemente calcolato per ogni piano. Poiché tale rapporto risulta sempre inferiore a 2.00 si utilizzano le espressioni fornite dalla normativa al par. 7.4.4.5.1:

$$V_{Ed} \leq V_{Rd,c} + 0.75 \cdot \rho_h \cdot f_{yd} \cdot b_w \cdot \alpha_s \cdot l_w$$

$$\rho_h \cdot f_{yd} \cdot b_w \cdot z \leq \rho_w \cdot b_w \cdot z + \min N_{Ed}$$

Assumendo:

SETTO	k	f_{ck}	d	v_{min}
[-]	[/]	[N/mm ²]	[mm]	[/]
B	1.3429972	29.05	1700.00	0.29
C	1.3429972	29.05	1700.00	0.29
D	1.3429972	29.05	1700.00	0.29

Si ottiene:

SETTO	ORDINE	SEZIONE	$A_{s, \text{long}}$	$A_{c, \text{trasm}}$	ρ_v	$A_{s, \text{trasm}}$	$A_{c, \text{long}}$	ρ_h
[-]	[-]	[-]	[mm ²]	[mm ²]	[-]	[mm ²]	[mm ²]	[-]
B	IV	sup.	5542	510000	0.0108662	59539	11150000	0.0053399
		inf.						
	III	sup.	5542	510000	0.0108662	39693	11150000	0.0035599
		inf.						
	II	sup.	5542	510000	0.0108662	39693	11150000	0.0035599
		inf.						
	I	sup.	5542	510000	0.0108662	59539	11150000	0.0053399
		inf.						
C	IV	sup.	5542	510000	0.0108662	55570	11150000	0.0049839
		inf.						
	III	sup.	5542	510000	0.0108662	47632	11150000	0.0042719
		inf.						
	II	sup.	5542	510000	0.0108662	47632	11150000	0.0042719
		inf.						
	I	sup.	5542	510000	0.0108662	101217	11150000	0.0090778
		inf.						
D	IV	sup.	5542	510000	0.0108662	39693	11150000	0.0035599
		inf.						
	III	sup.	5542	510000	0.0108662	39693	11150000	0.0035599
		inf.						
	II	sup.	5542	510000	0.0108662	39693	11150000	0.0035599
		inf.						
	I	sup.	5542	510000	0.0108662	59539	11150000	0.0053399
		inf.						

SETTO	ORDINE	SEZIONE	NEd	σ_{cp}	VRd,c	VEd ≤ VRd,c + 0.75 ph fyd bw as lw	ph fyd bw z ≤ pv fyd bw z + minNEd
[-]	[-]	[-]	[KN]	[N/mm ²]	[KN]		
B	IV	sup.	191.3	3.75E-01	432.68	✓	✓
		inf.	191.3	3.75E-01	432.68	✓	✓
	III	sup.	558.4	1.09E+00	515.28	✓	✓
		inf.	558.4	1.09E+00	515.28	✓	✓
	II	sup.	1302.5	2.55E+00	682.70	✓	✓
		inf.	1302.5	2.55E+00	682.70	✓	✓
	I	sup.	2371.9	4.65E+00	923.31	✓	✓
		inf.	2371.9	4.65E+00	923.31	✓	✓
C	IV	sup.	150.4	2.95E-01	548.03	✓	✓

D	III	inf.	150.4	2.95E-01	548.03	✓	✓
		sup.	341.5	6.70E-01	603.67	✓	✓
	II	inf.	341.5	6.70E-01	603.67	✓	✓
		sup.	985.5	1.93E+00	791.19	✓	✓
	I	inf.	985.5	1.93E+00	791.19	✓	✓
		sup.	2017	3.95E+00	1091.54	✓	✓
	IV	inf.	2017	3.95E+00	1091.54	✓	✓
		sup.	226.6	4.44E-01	440.62	✓	✓
	III	inf.	226.6	4.44E-01	440.62	✓	✓
		sup.	693.4	1.36E+00	545.65	✓	✓
	II	inf.	693.4	1.36E+00	545.65	✓	✓
		sup.	1603.3	3.14E+00	750.38	✓	✓

L'ultima verifica richiesta per le pareti riguarda la verifica a scorrimento nelle zone dissipative localizzate sui possibili piani di scorrimento (per esempio le riprese di getto o i giunti costruttivi) posti all'interno delle zone dissipative.

Deve risultare: $V_{Ed} \leq V_{Rd,s}$:

SETTO	SEZIONE	ΣA_{sj}	V_{dd}	ΣA_{si}	$\cos\phi_i$	V_{id}	μ_f	N_{Ed}	M_{Ed}	ξ	V_{fd}	$V_{ed} \leq V_{Rd,s}$
[-]	[-]	[mm ²]	[KN]	[mm ²]	[-]	[KN]	[-]	[N]	[Nmm]	[-]	[KN]	[-]
B	base	5542	542.1			0.0	0.6	2.37E+03	1.15E+09	0.4	1052.5	✓
									6.82E+07	0.3	368.7	✓
	giunto quota 3m	5542	542.1			0.0	0.6	1.30E+03	1.04E+09	0.4	978.8	✓
									6.18E+07	0.3	417.8	✓
C	base	5542	542.1			0.0	0.6	2.02E+03	4.51E+07	0.3	410.6	✓
									8.54E+08	0.4	936.6	✓
	giunto quota 3m	5542	542.1			0.0	0.6	9.86E+02	4.09E+07	0.3	408.6	✓
									7.74E+08	0.4	862.0	✓
D	base	5542	542.1			0.0	0.6	2.78E+03	1.23E+09	0.4	1007.5	✓
									6.58E+07	0.3	419.9	✓
	giunto quota 3m	5542	542.1			0.0	0.6	1.60E+03	1.11E+09	0.4	1007.5	✓
									5.97E+07	0.3	416.9	✓

La verifica dei dettagli costruttivi al fine di assicurare la necessaria duttilità (par. 7.4.6.2.4 NTC18) risulta soddisfatta per le zone critiche alla base delle pareti primarie:

SETTO	vol. staffe	vol. cls	$\omega_{wd} \geq 0.08$
$[-]$	$[mm^3]$	$[mm^3]$	
B	1.69E+04	5.10E+05	✓
C	2.87E+04	5.10E+05	✓
D	1.69E+04	5.10E+05	✓

Assumendo:

T_1	T_c	q_0	μ_ϕ	ϵ_{syd}
$[sec]$	$[sec]$	$[-]$	$[-]$	$[-]$
0.38	0.43	3.30	4.29	0.001957

Si ottiene verificata la condizione:

Setto	Ordine	Sez.	$\Sigma(b_i)^2$	b_0	h_0	α	ω_{wd}	N	v_d	$\alpha \omega_{wd} \geq [30\mu_\phi (v_d + \omega_{v_y}) \epsilon_{syd} b_0/b_0] - 0.035$
$[-]$		$[-]$	$[cm^2]$	$[cm]$	$[cm]$	$[-]$	$[-]$	$[KN]$	$[-]$	
B	I	sup.	3600.00	22.50	1593.00	0.98	0.79	2371.90	28.3%	✓
		inf.	3600.00	22.50	1593.00	0.98	0.79	2371.90	28.3%	✓
C	I	sup.	3600.00	22.50	1593.00	0.98	1.34	2017.00	24.0%	✓
		inf.	3600.00	22.50	1593.00	0.98	1.34	2017.00	24.0%	✓
D	I	sup.	3600.00	22.50	1593.00	0.98	0.79	2783.80	33.2%	✓
		inf.	3600.00	22.50	1593.00	0.98	0.79	2783.80	33.2%	✓

7. BIBLIOGRAFIA

- *G.M. Calvi, L. Petrini, R. Pinho - Criteri di Progettazione Antisismica degli Edifici.* – Ed. IUSS Press, Istituto Universitario di Studi Superiori; terza edizione, Pavia, 2006.
- *E. Cosenza, G. Maddaloni, G. Magliulo, M. Pecce, R. Ramasco - Progetto Antisismico di Edifici in Cemento Armato.* – Ed. IUSS Press, Istituto Universitario di Studi Superiori; terza edizione, Pavia, 2007.
- *Faccioli E., Paolucci R. - Elementi di Sismologia applicata all'Ingegneria.* – Pitagora Editrice, Bologna, 2005.