



Politecnico di Milano

VI Facoltà di Ingegneria Edile - Architettura

Laurea Specialistica

TESI DI LAUREA MAGISTRALE

***PROGETTO DI EDIFICIO MULTIPIANO
IN ZONA SISMICA 1 SECONDO LE DIRETTIVE DELLA
RECENTE NORMATIVA TECNICA***

Relatore:

Professor Ing. Sergio Tattoni

Laureando:

Filippo Dominoni

matr. 735244

1	INTRODUZIONE	7
1.1	Abstract	7
1.2	Definizioni.....	8
2	DESCRIZIONE DELL'OPERA.....	13
2.1	Localizzazione dell'opera	13
2.2	Struttura di elevazione	15
2.3	Principi di regolarità geometrica	18
2.4	Terreno e struttura di fondazione	19
3	NORMATIVA.....	21
3.1	Normativa impiegata nel calcolo.....	21
3.2	Software utilizzati.....	21
4	MATERIALI STRUTTURALI	23
4.1	Caratteristiche dei materiali	23
4.1.1	Calcestruzzo	24
4.1.2	Acciaio per cemento armato	25
5	IPOTESI DI CARICO	26
5.1	Carichi permanenti	26
5.1.1	Solai e solette	26
5.1.1.1	Solaio piano tipo.....	26
5.1.1.2	Copertura 20+6cm.....	27
5.1.1.3	Soletta balcone 18cm	28
5.1.1.4	Soletta Scale 15cm.....	29
5.1.1.5	Solaio su garage.....	29
5.1.2	Tamponamenti	30
5.1.2.1	Tamponamento esterno.....	30
5.1.2.2	Partizione interna	31
5.1.3	Peso Travi	32
5.1.4	Parapetto balconi	32
5.2	Carichi variabili.....	32

5.3	Neve	32
5.4	Vento	34
5.4.1	Velocità base di riferimento	35
5.4.2	Velocità base di riferimento di progetto	36
5.4.3	Categoria di esposizione.....	36
5.4.4	Pressione cinetica di picco	38
5.5	Sisma	39
5.5.1	Probabilità di superamento e periodi di ritorno	39
5.5.2	Parametri di sito	39
5.5.3	Spettri di risposta elastici	40
5.5.4	Coefficiente di amplificazione S e periodi degli spettri di risposta	41
5.5.5	Fattore di struttura q- definizione.....	42
5.5.6	Regolarità strutturale e fattore di struttura q.....	43
5.5.7	Stima del periodo fondamentale T_1 della struttura	45
5.5.7.1	a)Metodi approssimati	45
5.5.7.2	b)Analisi modale attraverso programma di calcolo	46
5.6	Variazione ΔT	53
5.7	Azioni eccezionali	53
6	ANALISI STRUTTURALE	55
6.1	Schematizzazione della struttura e dei vincoli	55
6.1.1	Il modello "shear-type"	55
6.1.2	Sistemi composti resistenti	56
6.2	Modellazione dei materiali	58
6.2.1	Legame costitutivo del calcestruzzo.....	58
6.2.2	Legame costitutivo dell'acciaio	59
6.3	Analisi dei carichi	61
6.3.1	Stati limite	61
6.3.1.1	Definizione e classificazione	61
6.3.1.2	Metodi di verifica	61
6.3.2	Azioni.....	62
6.3.2.1	Classificazione e contemporaneità.....	62
6.3.3	Combinazione delle azioni	64
6.3.3.1	Classificazione delle azioni	64
6.3.3.2	Combinazione delle azioni.....	64
6.4	Azioni verticali	68
6.4.1	Pianta fili fissi.....	68
6.4.2	Dimensionamento elementi verticali -pilastri.....	69
6.4.2.1	Quadro riassuntivo combinazione Slu.....	77
6.4.2.2	Quadro riassuntivo combinazione Sismica.....	84
6.4.3	Dimensionamento degli elementi verticali - controventi	85
6.4.3.1	Vano ascensore	86

6.4.3.2	Vano scale.....	87
6.5	Ripartizione delle azioni orizzontali.....	89
6.5.1	Ipotesi di base	89
6.5.2	Rigidità teoriche per setti nuclei e pilastri.....	90
6.5.2.1	Flessione e taglio	90
6.5.2.2	Torsione.....	93
6.5.3	Baricentro delle rigidità e regolarità in pianta	94
6.5.3.1	Procedimento operativo.....	97
6.5.4	Rigidità globale del sistema	97
6.5.5	Classificazione della struttura	101
6.6	Azioni orizzontali.....	105
6.6.1	Imperfezioni geometriche.....	105
6.6.2	Azioni ambientali e naturali - vento	106
6.6.3	Azioni ambientali e naturali-sisma	108
6.6.3.1	Tagliante alla base	108
6.6.3.2	Analisi statica equivalente.....	108
6.6.3.3	Analisi modale	108
6.6.3.4	Combinazione dei modi di vibrare.....	110
6.6.3.5	Forze di piano equivalenti	112
6.6.4	Distribuzione delle azioni sugli elementi.....	113
6.6.4.1	Azione del vento - Spostamenti e rotazioni in direzione x	115
6.6.4.2	Azione del vento - Spostamenti e rotazioni in direzione y	117
6.6.4.3	Azione del sisma - Spostamenti e rotazioni in direzione x	119
6.6.4.4	Azione del sisma - Spostamenti e rotazioni in direzione y	121
7	VERIFICHE	123
7.1	Verifiche allo stato limite di danno	123
7.2	Solaio.....	124
7.2.1	Combinazioni di carico	125
7.2.2	Verifiche di resistenza	127
7.2.2.1	Verifiche a flessione	127
	Detto z il braccio della coppia interna si ha infine:	128
7.2.2.2	Verifiche a taglio.....	132
7.2.3	Verifiche di resistenza diaframma orizzontale	133
7.2.3.1	Verifica a flessione.....	134
7.3	Trave.....	136
7.3.1	Combinazioni di carico	136
7.3.2	Verifiche di resistenza	138
7.3.2.1	Verifiche a flessione	138
7.3.2.2	Verifiche a taglio.....	140
7.3.2.3	Lunghezze di ancoraggio	141
7.4	Pilastri.....	143
7.4.1	Premessa	143

7.4.2	Combinazioni di carico	143
7.4.2.1	Pilastro P1.....	145
7.4.2.2	Pilastro P4.....	146
7.4.3	Verifica a pressoflessione.....	147
7.4.3.1	Pilastro P1.....	147
7.4.3.2	Pilastro P1.....	149
7.4.4	Verifica a taglio.....	152
7.5	Nodi trave-pilastro	153
7.6	Vano scale.....	155
7.6.1	Premessa	155
7.6.2	Combinazioni di carico	155
7.6.3	Verifiche di compatibilità	156
7.6.4	Progetto e verifica delle armature	158
7.6.4.1	Armature longitudinali	158
7.6.4.2	Armature trasversali.....	160
7.7	Trave rovesce di fondazione	162
7.7.1	Calcolo cedimenti.....	162
7.7.2	Progetto e verifica armature.....	166
8	BIBLIOGRAFIA.....	169

1 Introduzione

1.1 Abstract

Il lavoro di tesi ha come scopo l'analisi sismica e la progettazione degli elementi strutturali di un edificio multipiano in cemento armato situato in una zona sismica 1, la più importante in termini di pericolosità sismica del sito.

Nel presente lavoro si procede quindi alla determinazione degli effetti sismici sulla struttura, prima attraverso un'analisi statica equivalente e successivamente, come richiede la normativa vigente per edifici di questo tipo, con un'analisi dinamica in campo elastico lineare: in particolare verrà eseguita un'analisi dinamica modale associata ad uno spettro di risposta in termini di accelerazioni, fornito dalla Normativa vigente.

Si considereranno poi i contemporanei effetti dovuti alla presenza dei carichi verticali, sia permanenti, sia accidentali che gravano su ciascun elemento strutturale e mediante l'utilizzo di diverse combinazioni di carico, quindi si andranno a calcolare le azioni sollecitanti risultanti sui singoli elementi al fine di conseguire una progettazione definitiva di carpenterie tipo.

E' importante segnalare che distinguendo ruoli e responsabilità, le Norme Tecniche si occupano di ciò che è alla base del progetto – i metodi di verifica della sicurezza, le azioni e le loro combinazioni, le caratteristiche dei materiali e i loro tassi di lavoro, i criteri di controllo dei materiali e delle strutture - ma non trattano più, come nel passato, né potrebbero trattare in quanto norme prestazionali, questioni di dettaglio o metodi specifici di progetto.

Per tali aspetti il Progettista può fare riferimento, assumendosene la responsabilità, a metodi documentati e di comprovata affidabilità. Tra questi le Norme citano quelli della serie degli Eurocodici: agli Eurocodici 2 e 8, oltre che alle NT, si fa pertanto riferimento nel testo che segue. Particolare rilievo viene dato alla fase di predimensionamento degli elementi strutturali e al controllo della disposizione planimetrica degli elementi di controvento. Solo un progetto correttamente impostato può infatti portare a strutture affidabili, economiche e sicure.

In sintonia con le indicazioni delle Norme, nel progetto sono utilizzati materiali strutturali con caratteristiche tali da garantire opere che nel tempo siano, oltre che affidabili e sicure, anche durabili ed economiche. Sul presupposto di una garantita e accertata qualità dei materiali sia le Norme che gli Eurocodici basano infatti i modelli di calcolo e la sicurezza delle strutture.

1.2 Definizioni

Si elencano in ordine alfabetico alcuni termini utilizzati nel testo.

Additivo

Componente del calcestruzzo aggiunto prima o durante il mescolamento della miscela per modificarne le proprietà allo stato fresco e/o indurito

Additivo

Componente del calcestruzzo aggiunto durante il mescolamento della miscela che può sviluppare attività

pozzolanica

Aggregato

Materiale granulare naturale (sabbia, ghiaietto, ghiaia) o di frantumazione (sabbia, pietrischetto, pietrisco), definito “fine” (sabbia) se con diametro massimo convenzionale del grano $d_g \leq 4$ mm, “grosso” se $d_g > 4$ mm. Nei calcestruzzi strutturali per l’aggregato grosso è $d_g \leq 32$ mm, per calcestruzzi faccia a vista o autocompattanti in genere $d_g \leq 20$ mm

Ala (travi a T)

Parte superiore o inferiore di una sezione a forma di “T” di spessore h_f e larghezza “efficace” b_{eff}

Altezza h di un elemento

Dimensione verticale della sezione trasversale di un elemento orizzontale

Altezza utile d di un elemento inflesso

Distanza tra la fibra più esterna del calcestruzzo compresso e il baricentro delle aree delle armature tese

Ancoraggio

Parte di estremità di una barra che garantisce mediante un meccanismo di aderenza la trasmissione delle forze di trazione al calcestruzzo. Dispositivo usato per ancorare un elemento non strutturale alla struttura

Anima (travi a T)

Parte verticale sottile di larghezza b_w , avente sezione rettangolare o trapezia, compresa tra la/le’ala/ali.

Armatura

Barre d’acciaio inserite nel calcestruzzo

Armatura a flessione

Armatura disposta per resistere alla forza di trazione indotta dal momento flettente

Armatura a taglio, armatura trasversale

Armatura inclinata da 45 a 90° sull’asse longitudinale di una trave, disposta per resistere alla forza di taglio che collega le parti tesa e compressa di una sezione inflessa

Armatura di compressione

Armatura disposta per resistere alla forza di compressione indotta da forza assiale e/o da momento flettente

Azioni accidentali

Urti, esplosioni, incendio

Azioni permanenti

Peso proprio della struttura; peso delle murature, finiture e attrezzature fisse; azioni presenti per la maggior parte della vita nominale di una struttura

Azioni variabili

Carichi di esercizio, vento o neve

Capacità portante del terreno

Carico per unità di superficie su un terreno di fondazione con definito margine di sicurezza nei confronti del collasso del terreno portante, o di un cedimento della fondazione che non porti danno alla struttura

Calcestruzzo

Miscela di un legante idraulico, aggregato fine, aggregato grosso, acqua, additivi ed eventuali aggiunte

Carichi gravitazionali

Carichi convenzionalmente agenti verso il basso a causa dell'accelerazione di gravità agente sulla massa degli elementi

Casseforme

Carpenteria temporanea che contiene il calcestruzzo allo stato fresco e dà la forma finale all'elemento

Cedimento differenziale

Movimento verticale di differente entità di diverse parti della fondazione e/o di una struttura

Cemento

Legante idraulico che aggiunto ad acqua ha la proprietà di indurire

Classe di esposizione ambientale

Descrizione sintetica del livello di aggressività dell'azione chimico-fisica sul calcestruzzo dovuta all'ambiente

Carichi - coefficiente di sicurezza parziale

Coefficiente che moltiplica il valore caratteristico di un carico per ottenere il carico di progetto

Carichi – caso di carico

Disposizione compatibile di una serie di carichi contemporaneamente presenti su una struttura

Copriferro

Spessore del calcestruzzo compreso tra la superficie esterna di qualsiasi armatura e la faccia esterna più vicina dell'elemento

Corrosione

Trasformazione della superficie di un metallo in ossido, possibile solo in presenza di umidità o ossigeno

Diametro nominale

Diametro approssimato di una barra d'acciaio ad aderenza migliorata, valutato sulla base della sezione piena equipesante

Elemento non strutturale

Componente architettonico, meccanico o elettrico non facente parte della struttura

Gancio

Tratto curvo all'estremo di una barra d'armatura classificato in base all'angolo (90°, 135°, 180°).

Luce teorica o di calcolo

Distanza tra gli assi teorici degli appoggi di un elemento orizzontale

Progetto della miscela del calcestruzzo

Scelta e proporzionamento delle quantità in peso degli ingredienti di un calcestruzzo

Malta

Miscela di pasta e sabbia (aggregato fine)

Modulo di elasticità (longitudinale/trasversale)

Rapporto tra la tensione di trazione o compressione, al di sotto del limite di proporzionalità del materiale, e la corrispondente deformazione o tra la tensione di taglio e il corrispondente scorrimento angolare

Momento flettente (positivo/negativo)

Effetto di una forza posta a una data distanza da un asse a cui corrisponde una curvatura di un elemento strutturale. Definito "negativo" quando produce tensioni nella parte superiore di una sezione di un elemento orizzontale o quasi orizzontale, "positivo" quando produce tensioni nella parte inferiore di una sezione di un elemento orizzontale o quasi orizzontale

Pasta di cemento

Miscela di acqua e cemento

Pilastro (colonna)

Elemento verticale in grado di portare forze di compressione o pressoflessione

Plinto

Elemento che trasmette al suolo direttamente (fondazioni dirette) o indirettamente (fondazioni su pali) il carico di un pilastro o di un muro in calcestruzzo.

Prodotti di maturazione

Prodotti intesi a mantenere il calcestruzzo umido dal momento del getto per un assegnato periodo di tempo, solitamente alcuni giorni, al fine di garantire l'umidità interna sufficiente a sviluppare il processo di idratazione. Il momento di applicazione e le quantità dipendono dalla temperatura

ambiente, dall'umidità relativa dell'aria, dalla presenza e velocità del vento, dall'esposizione diretta ai raggi solari, dal tipo di miscela di calcestruzzo

Protezione al fuoco dell'armatura

Spessore di calcestruzzo richiesto per isolare l'armatura dalle alte temperature provocate da un incendio

Resistenza a compressione del calcestruzzo $f_{ck,cube}$ o $f_{ck,cyl}$

Resistenza a compressione del calcestruzzo in N/mm² misurata su cubo o cilindro di dimensioni standard a una data età di maturazione

Resistenza allo snervamento dell'acciaio f_y

Resistenza minima allo snervamento, in N/mm²

Soletta

Parte di un solaio in calcestruzzo portata da travetti, travi o pilastri.

Staffe

Armatura trasversale disposta per assorbire le forze di taglio e/o torsione in un membro strutturale. Armatura che racchiude l'armatura longitudinale nelle travi o le barre verticali nei pilastri

Stato limite

Condizione superata la quale una struttura o una sua parte non è più idonea a svolgere le funzioni per cui è stata progettata e realizzata

Taglio

Forza interna perpendicolare all'asse longitudinale dell'elemento

Tensione

Forza per unità di area

Trave

Elemento strutturale orizzontale o suborizzontale sorretto in uno (mensola) o più punti ma non per tutta la sua lunghezza, che porta carichi trasversali al suo asse ed è sollecitato principalmente a flessione.

Trave principale

Trave orizzontale che può portare altre travi secondarie

Travetto

Elemento a forma di "T" disposta in serie parallele, che porta direttamente i carichi del pavimento o del soffitto, a sua volta portata da travi principali, travi secondarie o muri portanti

Trave di fondazione

Trave che poggia sul suolo di fondazione e collega i pilastri o gli elementi verticali o i loro plinti

2 Descrizione dell'opera

2.1 Localizzazione dell'opera

L'edificio oggetto di studio è situato in zona costiera ubicata in un'area urbana di una regione appenninica ricadente in zona sismica 1 a quota 695 m s.l.m.

Tale sito, come si vedrà nel seguito, è identificabile con il comune di Avezzano, posizionato in provincia de L'Aquila.

L'edificio, a uso residenziale, è classificato come struttura di classe 1. Per tale classe la vita utile di progetto T_d è pari a 50 anni e il periodo di ritorno delle azioni naturali (vento, neve) a $10 \times T_d = 500$ anni.





Figura ()

L'edificio è costituito da sette piani fuori terra e un piano sottotetto. La configurazione in pianta è di un corpo unico apparentemente compatto e rettangolare, senza giunti di dilatazione, con asimmetrie longitudinale e trasversale. Tali asimmetrie determinano una pianta ad "L" per i primi tre piani, dove l'ala di edificio che forma il ringrosso assume una significativa importanza in entrambe le direzioni del piano orizzontale. Preme sottolineare come quest'ultima considerazione è particolarmente importante ai fini dell'intera analisi dell'edificio poiché influenzerà tutta la progettazione globale dell'edificio stesso.

Tale geometria è da indagare in una particolare forma del lotto edificabile e rispecchia una possibile applicazione dell'opera in un contesto prevalentemente urbano.

La copertura è architettonicamente definita da due tipologie: una parte risulta essere un tetto piano e una parte un tetto a falde con inclinazione pari ad un angolo $\alpha = 10,7^\circ$.

Ciascun solaio ha superficie lorda pari a $(25,07 \times 5,85) + (10,55 \times 3,02) = 178 \text{ mq}$ circa per i primi tre piani, e pari a $(25,07 \times 5,85) = 147 \text{ mq}$ per i piani successivi. Il volume fuori terra del fabbricato (vuoto per pieno) e pari a $[(10,55 \times 3,02) \times 9,60 + (25,07 \times 5,85) \times (25,31 + 22,30) / 2] = 3636 \text{ mc}$ circa.

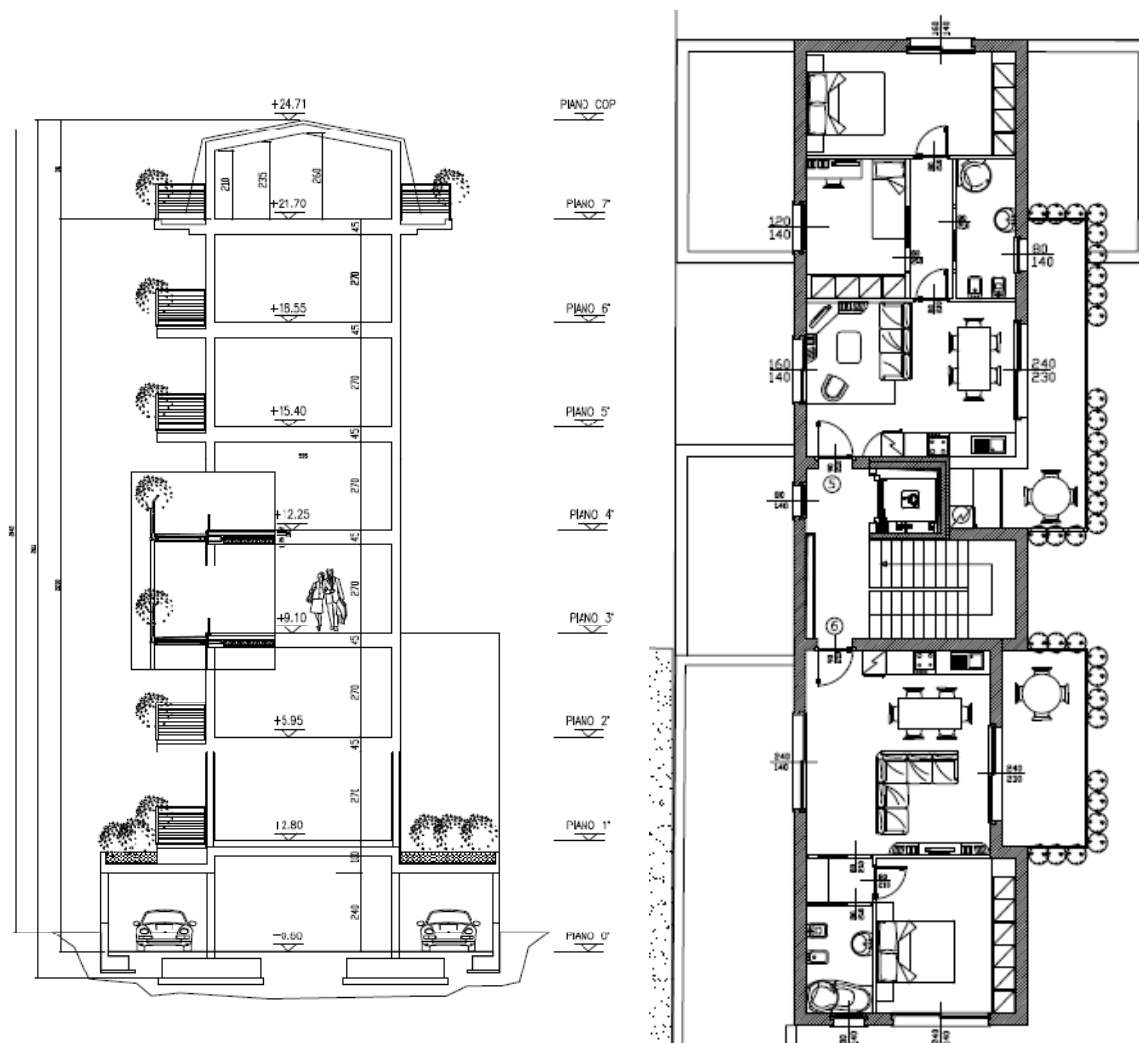


Figura ()

2.2 Struttura di elevazione

La struttura di elevazione è costituita da telai di calcestruzzo armato gettati in opera con elementi verticali costituiti da pilastri, setti e vani ascensore e elementi orizzontali costituiti da travi in spessore di solaio. I solai misti con alleggerimenti in laterocemento e soletta di completamento in calcestruzzo sono orditi trasversalmente all'asse principale dell'edificio.

Lo schema strutturale è misto telai-controventi: ai telai è affidata la resistenza alle sole azioni verticali, agli elementi di controvento (vani ascensore) la resistenza alle azioni orizzontali (imperfezioni geometriche, vento, sisma). Poiché l'edificio è realizzato in zona sismica, per gli elementi strutturali sono previsti meccanismi di rottura tali da assicurare un comportamento d'insieme di tipo duttile tale da dissipare l'energia indotta da un sisma di una certa intensità.

Assumendo come quota 0,00 quella del terreno finito circostante il fabbricato, risultano definite le quote:

- del primo solaio al finito: + 2,80 m;
- del piano delle fondazioni e dei muri controterra: 1,60 m.

Le dimensioni in altezza sono (fig.....):

- altezze interne nette: interrato 2,40 m; piani tipo 2,70 m; sottotetto variabile da 1,0 m in gronda e 2,60 al colmo;
- altezze interne lorde: interrato, dallo spiccatto delle fondazioni: plinti 0,60 m; muri 3,20m; piani tipo 2,80 m; sottotetto variabile da 1,04 m a 2,65 m;
- spessore solaio: al rustico, a tutti i piani ($0,20 + 0,006$) = 0,26 m; al finito, piano terreno 0,32 m, sottotetto 0,28 m.

Le altezze totali del fabbricato risultano:

- da quota 0,00 all' estradosso in gronda del solaio di copertura: 21,70 m
- da quota 0,00 all' estradosso del colmo della copertura: 24,71 m
- dallo spiccatto dei plinti all' intradosso del colmo della copertura 25,31 m
- dalla base dei plinti all' estradosso del colmo della copertura: 26,11 m





Figura ()

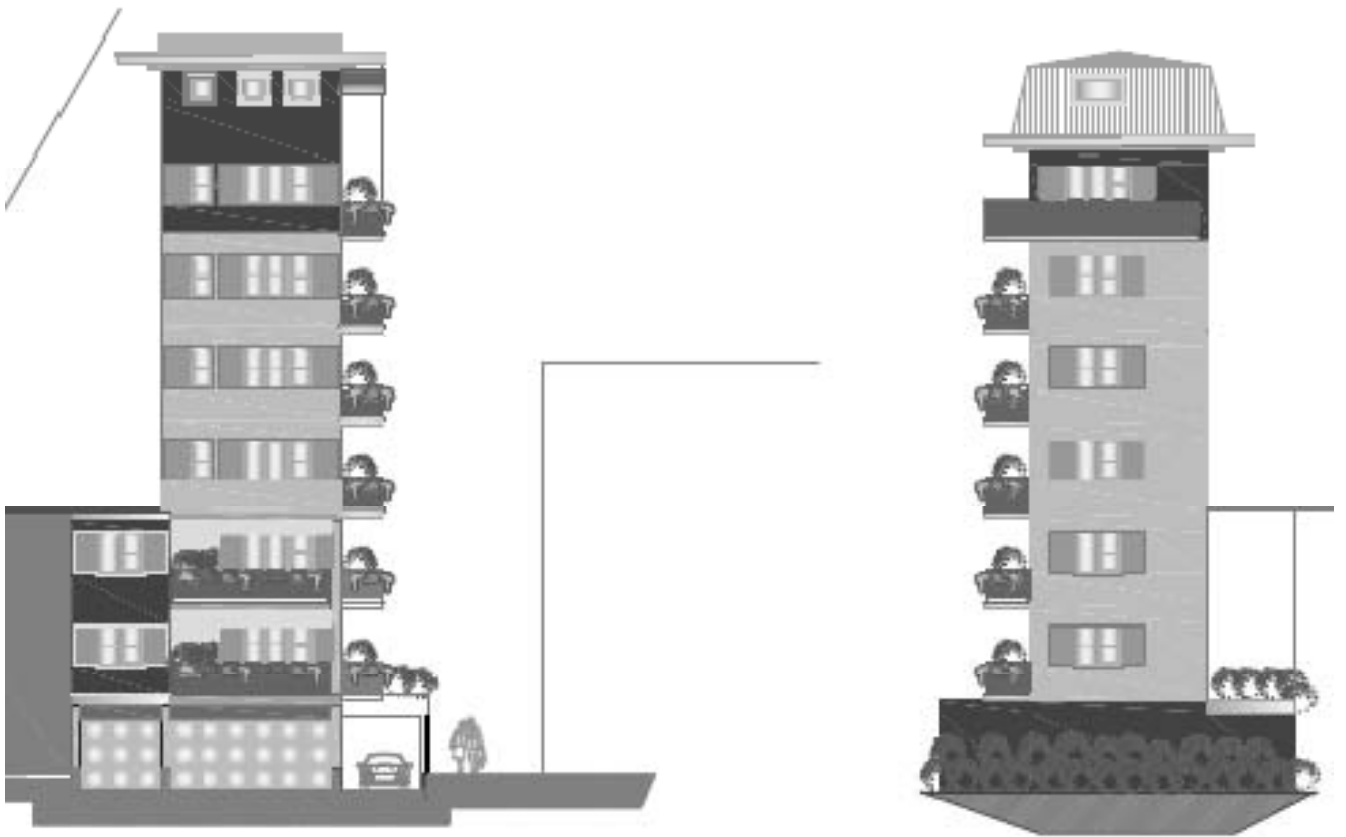


Figura ()

2.3 Principi di regolarità geometrica

La struttura d'elevazione dell'edificio inizialmente prevista è formata da un insieme di elementi monodimensionali orizzontali (solai e travi) e verticali (pilastri e nuclei ascensore). Dato che è prevedibile che il solo sistema dei nuclei ascensore non sarà da solo in grado di assorbire le forze sismiche, una serie di pilastri che spiccano dai muri perimetrali saranno modificati in setti di dimensione adeguata.

I nuclei ascensore sono assunti come mensole incastrate in fondazione, i setti come mensole incastrate nei muri perimetrali. Il solaio di piano terreno, collegato ai muri del piano interrato in modo da formare una scatola rigida, impedisce lo spostamento nel piano orizzontale dei nuclei ascensore.

L'articolazione della pianta di figura() vede gli elementi principali di controvento (il vano ascensore e il vano scala) posti nella parte centrale del solaio. Tale disposizione evidenzia il rischio di ampie rotazioni di piano per effetto delle forze orizzontali. Occorre valutare se la configurazione iniziale sia in grado di assorbire in modo efficace le forze orizzontali di piano e individuare la necessità di eventuali elementi di controvento aggiuntivi e la loro posizione.

NT 7.2.2 Per un comportamento efficace sotto forze orizzontali un edificio deve avere forma compatta ed essere dotato di piano rigido. Si fa riferimento alla figura(). Secondo le NT la regolarità in pianta è garantita se:

- la configurazione in pianta è compatta e si ha simmetria di masse e rigidità
- il rapporto tra i lati di un rettangolo in cui è inscritta la costruzione è minore di 4:

$$(25.07/8.94)=2.8 < 4$$

- nessuna dimensione di eventuali rientri o sporgenze supera il 25% della dimensione totale della costruzione nella corrispondente direzione: le sporgenze massime delle logge sono pari a:

$$\text{pianta dir.x } (10.55/25.07)=0.42 < 0.25 \quad \text{pianta dir.y } (2.92/8.94)=0.33 < 0.25$$

$$\text{altezza dir.z } (10.55/26.11)=0.40 < 0.20$$

Non sono rispettate le ultime due prescrizioni riguardanti la regolarità geometrica del complesso sia per lo sviluppo in pianta che per quello in altezza.

Per quanto riguarda il punto d), è richiesto che i solai in calcestruzzo gettato in opera con alleggerimenti in laterizio si comportino come diaframmi infinitamente rigidi, in grado di trasmettere le azioni orizzontali di piano (vento, imperfezioni geometriche, sisma) agli elementi di controvento (nuclei ascensore e setti).

Perché un solaio possa essere assunto come infinitamente rigido, occorre che gli spostamenti che esso subisce, se considerato come trave deformabile soggetta alle forze orizzontali, non devono superare del 10% gli spostamenti del piano rigido soggetto alle stesse forze. La verifica richiede una stima dell'inerzia del solaio nel suo piano, dunque va effettuata dopo il predimensionamento del solaio e delle travi di piano.

2.4 Terreno e struttura di fondazione

NT 3.2.2 L'edificio in esame è situato su di un suolo di categoria C indicato in Normativa come: "Depositi di sabbie e ghiaie mediamente addensate o di argille di media consistenza, con spessori variabili da diverse decine fino a centinaia di metri, caratterizzati da valori di V_{s30} compresi tra 180 e 360 m/s".

Ai fini della realizzazione del modello si considera che il terreno abbia una risposta di tipo elastico lineare con costante di sottofondo $k = 50000 \text{ KN/m}^3$; tale valore però, si moltiplica per il coefficiente $cd = 3$, per tenere conto dell'aumentata rigidezza del terreno nel caso dinamico:

$$k_{\text{dinamico}} = 3 \times 50000 = 150000 \text{ kN/m}^3$$

Vengono riportati di seguito le caratteristiche delle zone ricavate da un'indagine geognostica di campagna condotta mediante l'esecuzione di n° 3 prove penetrometriche dinamiche continue SCPT.

Litozona	Profondità (m)	N_{SCPT}	N_{SPT}	$\gamma \text{ (kN/m}^3\text{)}$	$\varphi \text{ (}^\circ\text{)}$	$E \text{ (N/cm}^2\text{)}$	$K's \text{ (kN/cm}^3\text{)}$
A	0.0-1.5	8	7	17.0	32	5	$7.2 \cdot 10^3$
B	1.5-5.5	15	25	18.5	34.5	3.85	$50 \cdot 10^3$
C	5.5-8.0	25	40	19.5	38	48	$100 \cdot 10^3$
B	8.0-12.0	15	25	18.5	34.5	38.5	$50 \cdot 10^3$

Tabella ()

Dove:

N_{SCPT} = numero di colpi necessario per ottenere un avanzamento di 30 cm in una prova SCPT

N_{SPT} = numero di colpi SPT correlati

γ = peso di volume di terreno

Φ = angolo di attrito interno

E = modulo di deformazione (o di Young)

$K's$ = modulo di reazione del sottofondo (o di Winkler)

3 Normativa

3.1 Normativa impiegata nel calcolo

Sigla	Documento
NT	Norme Tecniche per le Costruzioni – DM 14 gennaio 2008, G.U. n.° 29 del 4/02/2008
IST	Circolare 617 del 2/02/2009 - Istruzioni per l'applicazione delle nuove Norme tecniche per le costruzioni" di cui al D.M. 14 gennaio 2008
OPCM 3274	Ordinanza della Presidenza del Consiglio dei Ministri 20/03/2003, n. 3274, allegati 2 e 4, aggiornata all'OPCM 3/05/2005, n. 3431.
EC2	EC2 UNI EN 1992-1-1, Eurocodice 2, Brussels, CEN, dicembre 2004.
EC8	UNI EN 1998-1-1, Eurocodice 8, Brussels, CEN, dicembre 2004.
206	UNI EN 206 -1 Calcestruzzo, specificazione, prestazione, produzione e conformità, marzo 2006.
CNR 207	CNR-DT 207/2008 Istruzioni per la valutazione delle azioni e degli effetti del vento sulle costruzioni
CNR 10024	CNR 10024/86 Analisi di strutture mediante elaboratore: impostazione e redazione delle relazioni di calcolo (*)

Tabella ()

3.2 Software utilizzati

Per la modellazione della struttura e l'analisi dinamica è stato utilizzato il programma di calcolo strutturale agli elementi finiti "Sap 2000 NonLinear" .

Tale programma è stato utilizzato anche per lo studio e la risoluzione di telai semplificati di elementi orizzontali quali travature e solai.

Per le verifiche a flessione e presso flessione allo SLU delle sezioni di alcuni elementi strutturali, quali travi, pilastri, setti e vano ascensore, è stato utilizzato il programma VcaSlu "Sezione generica in CA, verifiche a presso flessione" realizzato dall' Ing. Piero Gelfi.

4 Materiali strutturali

4.1 Caratteristiche dei materiali

NT 7.4.2

Conglomerato

Non è ammesso l'uso di conglomerati di classe inferiore a C20/25.

Acciaio

Per le strutture si deve utilizzare acciaio B450C.

Si consente l'utilizzo di acciai di tipo B450A, con diametri compresi tra 5 e 10 mm, per le reti e i tralicci; se ne consente inoltre l'uso per l'armatura trasversale unicamente se è rispettata almeno una delle seguenti condizioni: elementi in cui è impedita la plasticizzazione mediante il rispetto del criterio di gerarchia delle resistenze, elementi secondari, strutture poco dissipative con fattore di struttura $q \leq 1,5$.

4.1.1 Calcestruzzo

NT11.2.10 La classe del calcestruzzo è identificata mediante la resistenza caratteristica a compressione (N/mm^2) misurata dopo 28 gg di maturazione. Nelle NT (Norme Tecniche) la resistenza è misurata su cubi di lato 160 mm e ha sigla: R_{ck} (es. R_{ck} 25, R_{ck} 30 ecc.), nell'EC2 su cilindri di diametro 150 mm e altezza 300 mm - sigla f_{ck} - o su cubi di lato 160 mm – sigla $f_{ck,cu}$. Per l'EC2 la denominazione è C $f_{ck} / f_{ck,cu}$.

Per entrambe le norme è $R_{ck} = f_{ck,cu}$, mentre la resistenza cilindrica f_{ck} , varia: secondo le NT si assume $f_{ck} = 0,83 R_{ck}$, secondo l'EC2 è $f_{ck} \approx 0,80 f_{ck,cu}$. Adottando le indicazioni delle NT si ottengono:

Calcestruzzo					
NT 11.2.10	Denominazione		C25/30	C28/35	
	Destinazione		solai/travi	pilastrini/setti	
	Resistenza a compressione cuba caratteristica	R_{ck}	30	35	N/mm^2
	Resistenza a compressione cilindrica ($0,83R_{ck}$)	f_{ck}	25	29	N/mm^2
	Resistenza a trazione media	f_{ctm}	2.6	2.8	N/mm^2
	Modulo elastico (secondo EC2)	E_{cm}	31	33	kN/mm^2
	Coeff. di sicurezza parziale (da applicare a R_{ck})	$\gamma_{m,c}$		1.5	
	Resistenza a compressione cilindrica di calcolo	f_{cd}	16.6	19.4	N/mm^2
	Coeff. effetti a lungo termine	α_{cc}		0.85	
	Resistenza a trazione di calcolo	f_{ctm}	2.6	2.8	N/mm^2
	Resistenza a trazione per flessione	f_{ctm}	3.1	3.4	N/mm^2

Tabella()

4.1.2 Acciaio per cemento armato

NT11.3.2 Gli acciai per armatura sono definiti dai valori caratteristici delle tensioni di snervamento f_{yk} e di rottura f_{tk} , del rapporto $(f_t/f_y)_k$ e dal valore caratteristico della deformazione ϵ_{uk} corrispondente alla tensione massima sotto carico. Per le NT e l'EC2 è:

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

Secondo le NT è $\gamma_s = 1,15$. La deformazione di progetto al limite elastico vale $\epsilon_{syd} = \frac{f_{yk}}{E_s}$

CARATTERISTICHE	REQUISITI	FRATTILE (%)
Tensione caratteristica di snervamento f_{yk}	$\geq f_{y, nom}$	5.0
Tensione caratteristica di rottura f_{tk}	$\geq f_{t, nom}$	5.0
$(f_t/f_y)_k$	$\geq 1,15$ $< 1,35$	10.0
$(f_y/f_{y, nom})_k$	$\leq 1,25$	10.0
Allungamento $(A_g)_k$	$\geq 7,5 \%$	10.0
Diametro del mandrino per prove di piegamento a 90 ° e successivo raddrizzamento senza cricche:		
$\phi < 12 \text{ mm}$	4 ϕ	
$12 \leq \phi \leq 16 \text{ mm}$	5 ϕ	
per $16 < \phi \leq 25 \text{ mm}$	8 ϕ	
per $25 < \phi \leq 40 \text{ mm}$	10 ϕ	

Figura ()

Acciaio

NT 11.3.2	Denominazione		B450C	
	Resistenza di snervamento caratteristica	f_{tk}	540	N/mm ²
	Tensione di snervamento caratteristica	f_{yk}	450	N/mm ²
	Allungamento a carico uniforme massimo	$\epsilon_{uk} >$	7%	
	Rapporto tra resistenza e snervamento		$1,15 < (f_t - f_y)_k < 1,35$	kN/mm ²
	Modulo elastico (secondo EC2)	E_s	200	kN/mm ²
	Coeff. di sicurezza parziale	γ_s	1.15	
	Tensione di snervamento di calcolo	f_{yd}	391	N/mm ²
	Deformazione di snervamento di calcolo	ϵ_{syd}	0.196%	
	Deformazione limite allo SLU	$\epsilon_{ud} = 0,90 \epsilon_{uk}$	6.3%	

Tabella ()

5 Ipotesi di carico

5.1 Carichi permanenti

Per le parti strutturali e non strutturali le azioni permanenti sono valutate in base alle masse volumiche dei materiali di cui è composta la costruzione e/o alle loro caratteristiche geometriche. Per elementi strutturali e di finitura per edifici si possono applicare i valori di tabella ().

NT 3.1.2-3 Pesì dell'unità di volume dei principali materiali strutturali

Tab. 3.1.1

MATERIALE		peso	u.d.m.
cls non armato		24.00	kN/m ³
cls armato		25.00	kN/m ³
cls leggero per sottofondo		16.00	kN/m ³
intonaco cementizio		20.00	kN/m ³
mattoni semipieni		16.00	kN/m ³
mattoni forati		11.00	kN/m ³
pietre-piastrelle		30.00	kN/m ³
isolamento termico		0.90	kN/m ³
laterizi per solai dim. 38+12cm			
	h=18	0.75	kN/m ²
	h=20	0.82	kN/m ²
	h=22	0.89	kN/m ²
	h=22	1.00	kN/m ²
manto di tegole "coppi"		0.70	kN/m ²
manto di tegole "marsigliesi"		0.40	kN/m ²

Nel seguito è sviluppata l'analisi dei carichi dei diversi di elementi strutturali, rappresentati in sezione. Per tutti gli elementi il peso proprio è identificato dal simbolo g_{k0} .

5.1.1 Solai e solette

5.1.1.1 Solaio piano tipo

Componente	h (m)	b (m)	sez. (m ²)	u.d.m.
travetto	0.20	0.24	0.03	m ²
cappa	0.06	1.00	0.06	m ²
area sezione			0.09	m ²

Componente	Carico	u.d.m.
laterizio per solai h=20	0.82	kN/m ²

nervatura armata h=20+6cm	2.34	kN/m ²
carico strutturale g_{1,0}	3.16	kN/m²

Componente	sp. (m)	Carico	u.d.m.
massetto livellamento	0.10	2.40	kN/m ²
sottofondo in cls alleggerito	0.06	0.96	kN/m ²
pavimento in ceramica	0.02	0.60	kN/m ²
intonaco di intradosso	0.01	0.20	kN/m ²
carico non strutturale g_{1,1}		4.16	kN/m²

permanente g₁	7.32	kN/m²
---------------------------------	-------------	-------------------------

Tabella ()

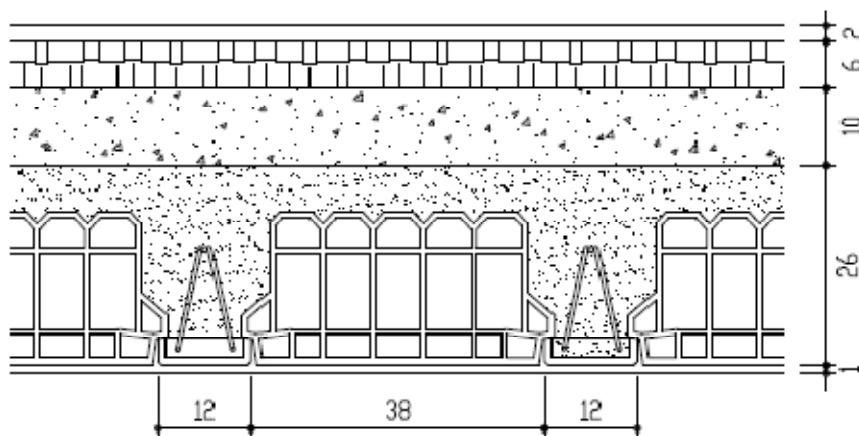


Figura ()

5.1.1.2 Copertura 20+6cm

Componente	h (m)	b (m)	sez. (m ²)	u.d.m.
travetto	0.20	0.24	0.03	m ²
cappa	0.06	1.00	0.06	m ²
area sezione			0.09	m ²

Componente	Carico	u.d.m.
laterizio per solai h=20	0.82	kN/m ²
nervatura in cemento armato	2.34	kN/m ²
carico strutturale g_{2,0}	3.16	kN/m²

Componente	sp. (m)	Carico	u.d.m.
guaina ed isolamento	0.10	0.09	kN/m ²
manto di tegole e listellatura	-	0.40	kN/m ²

intonaco di intradosso	0.01	0.20	kN/m ²
carico non strutturale g_{2,1}		0.49	kN/m²

permanente g₂		3.65	kN/m²
---------------------------------	--	-------------	-------------------------

Tabella ()

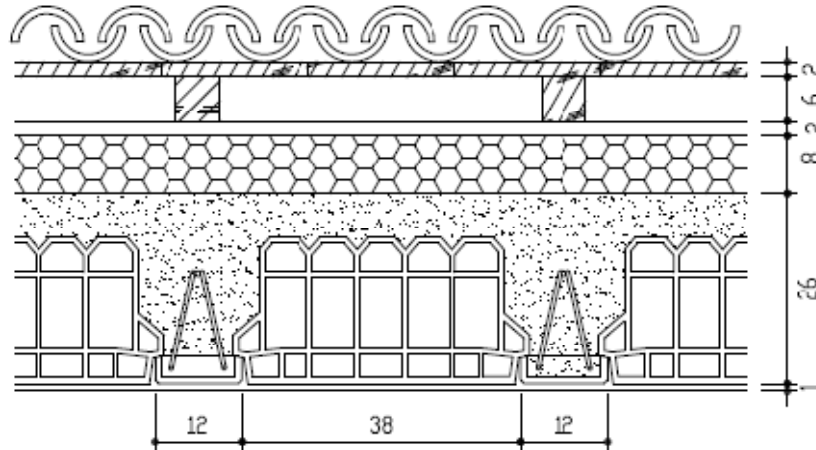


Figura ()

5.1.1.3 Soletta balcone 18cm

Componente	sp. (m)	Carico	u.d.m.
soletta in cls	0.18	4.50	kN/m ²
carico strutturale g_{3,0}		4.50	kN/m²

Componente	sp. (m)	Carico	u.d.m.
pavimento in ceramica	0.02	0.60	kN/m ²
intonaco di intradosso	0.01	0.20	kN/m ²
carico non strutturale g_{3,1}		0.80	kN/m²

permanente g₃		5.30	kN/m²
---------------------------------	--	-------------	-------------------------

Tabella ()

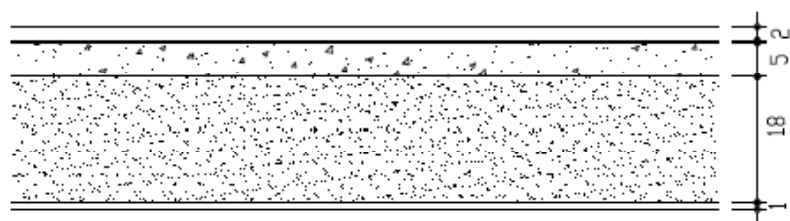


Figura ()

5.1.1.4 Soletta Scale 15cm

Componente	sp. (m)	Carico	u.d.m.
soletta in cls	0.15	3.75	kN/m ²
carico strutturale g_{4,0}		3.75	kN/m²

Componente	sp. (m)	Carico	u.d.m.
sottofondo gradini	0.05	0.80	kN/m ²
pedata in ceramica	0.02	0.60	kN/m ²
intonaco di intradosso	0.01	0.20	kN/m ²
carico non strutturale g_{4,1}		1.60	kN/m²

permanente g₄		5.35	kN/m²
---------------------------------	--	-------------	-------------------------

Tabella ()

5.1.1.5 Solaio su garage

Componente	h (m)	b (m)	sez. (m ²)	u.d.m.
travetto	0.20	0.4	0.06	m ²
cappa	0.06	1.20	0.07	m ²
area sezione			0.13	m ²

Componente	Carico	u.d.m.
alleggerimento per solaio in predalles H=16	0.02	kN/m ²
nervatura in cemento armato	4.45	kN/m ²
carico strutturale g_{5,0}	4.47	kN/m²

Componente	sp. (m)	Carico	u.d.m.
massetto livellamento	0.05	1.00	kN/m ²
guaina ed isolamento	0.01	0.01	kN/m ²
giardino pensile	0.30	0.54	kN/m ²
carico non strutturale g_{5,1}		1.55	kN/m²

permanente g₅		6.02	kN/m²
---------------------------------	--	-------------	-------------------------

Tabella ()

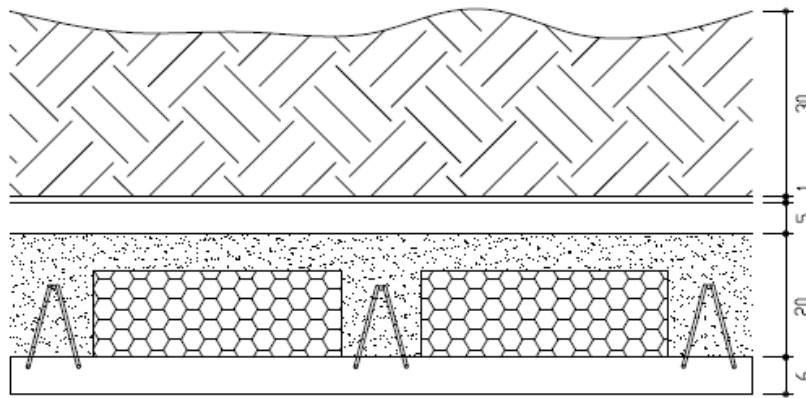


Figura ()

5.1.2 Tamponamenti

5.1.2.1 Tamponamento esterno

Componente	sp. (m)	Carico	u.d.m.
muratura interna in mattoni forati	0.12	1.32	kN/m ²
muratura in mattoni semipieni	0.12	1.92	kN/m ²
intonaco interno	0.01	0.200	kN/m ²
intonaco in cassavuota a rustico	0.01	0.200	kN/m ²
isolamento termico	0.08	0.07	kN/m ²
carico strutturale g_{6,0}		3.71	kN/m²

perimetro tot.edificio	66.12	m
h interpiano	2.70	m
sup.lorda murature	178.52	m ²

sup. aperture (16 porte+14fin.)	27.84	m ²
---------------------------------	-------	----------------

incidenza aperture	15.59	%
--------------------	-------	---

Peso medio lineare muratura lorda	10.02	kN/m
Peso medio lineare muratura netta	8.46	kN/m

permanente g₆		8.46	kN/m
---------------------------------	--	-------------	-------------

Tabella ()

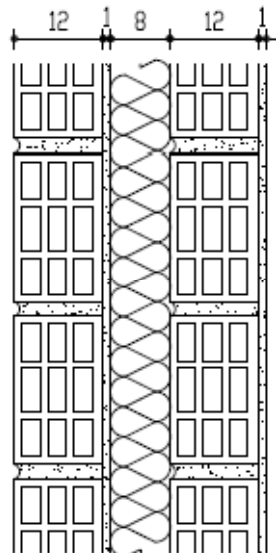


Figura ()

5.1.2.2 Partizione interna

NT 3.1.3.1

Componente	sp. (m)	Carico	u.d.m.
muratura interna di mattoni forati	0.08	0.88	kN/m ²
intonaco interno ed esterno	0.02	0.40	kN/m ²
carico strutturale g_{7,0}		1.28	kN/m²

h interpiano	2.7	3.46	kN/m
carico strutturale g_{7,0}		3.46	kN/m

permanente g₇		1.60	kN/m²
---------------------------------	--	-------------	-------------------------

Tabella ()

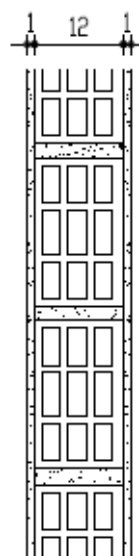


Figura ()

5.1.3 Peso Travi

Peso lineare per trave di spina

$g_{8,0}=(25,0*bh-3,16b)=$	$b(25,0*h-3,16)=$	3,34b	kN/m
----------------------------	-------------------	--------------	-------------

Peso lineare per trave di bordo o cordoli

$g_{8,0}=(25,0*bh-3,16b/2)=$	$b(25,0*h-1,58)=$	4,92b	kN/m
------------------------------	-------------------	--------------	-------------

Peso lineare per travone di bordo su piano terra (25x82,5cm)

$g_{8,0}=(25,0*bh-3,16*b)=$	4.37	kN/m
-----------------------------	-------------	-------------

Tabella ()

5.1.4 Parapetto balconi

Peso lineare per parapetto metallico h=110cm

$g_{9,0}=$	2.90	kN/m
------------	-------------	-------------

Tabella ()

5.2 Carichi variabili

NT 3.1.4 Valori dei carichi d'esercizio per le diverse categorie di edifici

Tab. 3.1.II

Categoria	Ambiente	q_k (kN/mq)	Q_k (kN)	H_k (kN/m)
A	Locali di abitazione, logge	2.00	2.00	1.00
C2	Balconi, ballatoi, scale	4.00	4.00	2.00
F	Rimesse e parcheggi per autovetture fino a 30 kN	2.50	2x10,00	1.00
H1	Sottotetti accessibili per sola manutenzione	0.50	1.20	1.00

5.3 Neve

NT 3.4 Carico neve

Il carico di neve q_s ha espressione:

$$q_s = \mu_i q_{ref} c_e c_t$$

$$q_{ref} = q_{sk} \cdot \alpha_{RN(500)}$$

μ_i = coefficiente di forma della copertura, variabile per copertura a una falda da 0,8 a 0 in funzione dell' inclinazione a sull' orizzontale (delle inclinazioni ai delle falde, se diverse, per coperture a due falde) nell' ipotesi che non risulti impedito lo scivolamento della neve. La presenza di un parapetto e/o di elementi fermaneve impongono il valore $\mu_i = 0,80$.

q_{sk} = valore caratteristico di riferimento del carico neve al suolo [kN/m²] per un periodo di ritorno di 50 anni. Essendo l' edificio ubicato a Reggio Calabria a quota sul livello del mare $a_s = 31$ m, il valore di q_{sk} e dato dalla seguente espressione:

NT 3.4 Valore caratteristico della neve al suolo

$q_{sk} = 1.50 \text{ kN/m}^2$

C_e = coefficiente di esposizione puo essere usato per modificare il valore del carico neve in copertura in funzione delle specifiche caratteristiche dell' area in cui sorge l' opera. Valori consigliati del coefficiente d' esposizione per diverse classi di topografia sono fornite in tabella. Se non diversamente indicato si assumera $C_e = 1$

Topografia	Descrizione	C_e
battuta dai venti	Aree pianeggianti non ostruite esposte su tutti i lati senza ostruzioni o alberi più alti.	0,9
Normale	Aree in cui non è presente una significativa rimozione di neve sulla costruzione prodotta dal vento, a causa del terreno, altre costruzioni o alberi.	1,00
Riparata	Aree in cui la costruzione considerata è sensibilmente più bassa del circostante terreno o accerchiata da costruzioni o alberi più alti.	1,1

Figura ()

C_t = coefficiente termico, che tiene conto della possibilita che la neve venga sciolta per effetto di dispersioni termiche della struttura di copertura. In assenza di dati specifici o in presenza di sottotetto non riscaldato si assume $C_t = 1,0$.

$\alpha_{RN(500)}$ = per strutture con vita di progetto di 50 anni e dunque classe di ritorno di 100 anni, si assume pari all' aumento del 12%, quindi $\alpha_{RN(500)} = 1,12$

$\mu = 0.8$
 $c_e = 1$
 $c_t = 1$

$q_{sk} =$	$\mu * q_{sk} * c_e * c_t =$	1.20	kN/m^2
------------	------------------------------	------	----------

Tabella ()

5.4 Vento

CNR 3.2 Pressione del vento

Il vento, la cui direzione si considera generalmente orizzontale, esercita sulle costruzioni azioni che variano nel tempo e nello spazio provocando, in generale, effetti dinamici.

Per le costruzioni usuali tali azioni sono convenzionalmente ricondotte alle azioni statiche equivalenti, costituite cioè da pressioni e depressioni agenti normalmente alle superfici, sia esterne che interne, degli elementi che compongono la costruzione; in generale l'azione del vento viene determinata considerando la combinazione più gravosa della pressione agente sulla superficie esterna e della pressione agente sulla superficie interna. Tale combinazione di coefficienti è applicata successivamente nel capitolo dedicato alle azioni globali.

La velocità istantanea del vento varia casualmente nel tempo e nello spazio. Essa è costituita da una parte media, variabile lentamente nel tempo e nello spazio, e da una fluttuazione turbolenta a media nulla, variabile rapidamente nel tempo e nello spazio. Si definisce pressione cinetica di picco il valore atteso della pressione cinetica massima. I valori di progetto della velocità media e della fluttuazione turbolenta del vento dipendono dalla posizione geografica e dall'altitudine sul livello del mare del sito ove sorge la costruzione, dalle caratteristiche locali del terreno, in particolare dalla rugosità e dalla topografia, dall'altezza sul suolo, dalla probabilità di superamento in un anno o dal periodo di ritorno. I valori di progetto della pressione cinetica di picco del vento dipendono dalle stesse grandezze e, inoltre, dalla densità dell'aria.

La valutazione della velocità di progetto e della pressione cinetica di picco del vento procede secondo i passi seguenti:

- definita la posizione geografica e l'altitudine sul livello del mare della costruzione, si valuta la velocità base di riferimento v_b ;
- definito il periodo di ritorno di progetto T_R , si valuta la velocità di riferimento di progetto v_r ;
- definita la rugosità locale del terreno nel sito ove sorge la costruzione, si determina la categoria di esposizione;
- definita la topografia locale del sito ove sorge la costruzione, si valuta il coefficiente di topografia c_t ;
- ove necessario (per la determinazione delle azioni aerodinamiche sui corpi con superfici arrotondate o per l'analisi dei fenomeni dinamici e aeroelastici), si valuta la velocità media del vento v_m ;

f. si valuta la pressione cinetica di picco del vento q_p .

5.4.1 Velocità base di riferimento

$$V_b = V_{b,0} \cdot c_a$$

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

$$c_a = 1 + k_a \cdot \left(\frac{a_s}{a_0} - 1 \right) \quad \text{per } a_s > a_0$$

$V_b =$ 28.90 m/s
 per ZONA 4

V_{b,0}	27	m/s
a_s	695	m
a₀	500	m
k_a	0.36	1/s

Zona	Descrizione	$v_{b,0}$ (m/s)	a_0 (m)	k_a
1	Valle d'Aosta, Piemonte, Lombardia, Trentino Alto Adige, Veneto, Friuli Venezia Giulia (con l'eccezione della provincia di Trieste)	25	1000	0,40
2	Emilia Romagna	25	750	0,45
3	Toscana, Marche, Umbria, Lazio, Abruzzo, Molise, Puglia, Campania, Basilicata, Calabria (esclusa la provincia di Reggio Calabria)	27	500	0,37
4	Sicilia e provincia di Reggio Calabria	28	500	0,36
5	Sardegna (zona a oriente della retta congiungente Capo Teulada con l'Isola di Maddalena)	28	750	0,40
6	Sardegna (zona a occidente della retta congiungente Capo Teulada con l'Isola di Maddalena)	28	500	0,36
7	Liguria	28	1000	0,54
8	Provincia di Trieste	30	1500	0,50
9	Isole (con l'eccezione di Sicilia e Sardegna) e mare aperto	31	500	0,32

Figura ()



Figura ()

5.4.2 Velocità base di riferimento di progetto

La velocità di riferimento di progetto v_r è il valore della velocità media del vento su un intervallo di tempo $T = 10$ minuti, a 10 m di altezza sul suolo, su un terreno pianeggiante e omogeneo con lunghezza di rugosità $z_0 = 0,05$ m (II categoria di esposizione), riferito al periodo di ritorno di progetto T_R .

In mancanza di specifiche e adeguate indagini statistiche, tale velocità è fornita dalla relazione:

$$v_r = v_b \cdot c_r \quad c_r = 0,65 \left\{ 1 - 0,138 \cdot \ln \left[-\ln \left(1 - \frac{1}{T_R} \right) \right] \right\} \quad \text{per } T_R \geq 50 \text{ anni}$$

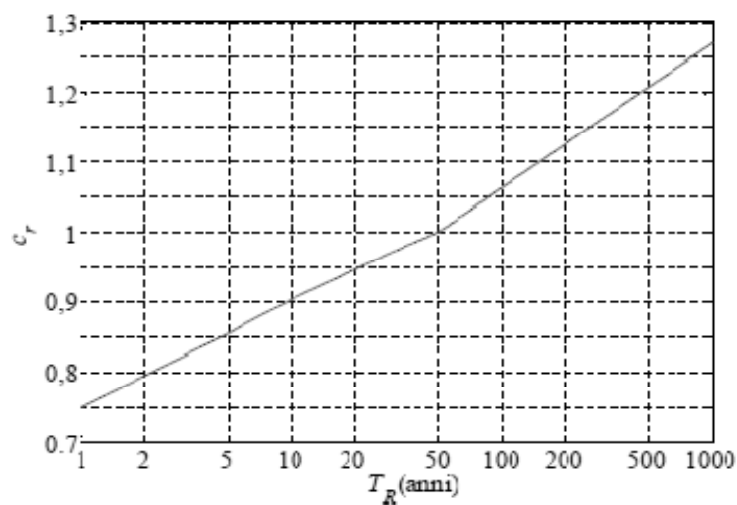


Figura ()

$c_r =$ coefficiente di ritorno

Il periodo di ritorno è preso pari a 10 volte la vita convenzionale dell'opera:

$T_d =$ 50 anni

$T_r =$ 500 anni

$c_r =$ 1.207 (come verificato graficamente)

$v_r =$ **33.81 m/s**

5.4.3 Categoria di esposizione

In mancanza di analisi specifiche che tengano conto della direzione di provenienza del vento e della rugosità e topografia del terreno che circonda la costruzione, la velocità media del vento, l'intensità di turbolenza e la pressione cinetica di picco del vento, dipendono da tre parametri: il fattore di terreno k_r , la lunghezza di rugosità z_0 e l'altezza minima z_{min} , definiti nella Tabella in funzione della categoria di esposizione del sito ove sorge la costruzione. Essa è assegnata

mediante gli schemi in Figura, in funzione della posizione geografica del sito e della classe di rugosità del terreno.

Categorie di esposizione del sito	k_r	z_0 (m)	z_{min} (m)
I	0,17	0,01	2
II	0,19	0,05	4
III	0,20	0,10	5
IV	0,22	0,30	8
V	0,23	0,70	12

Figura ()

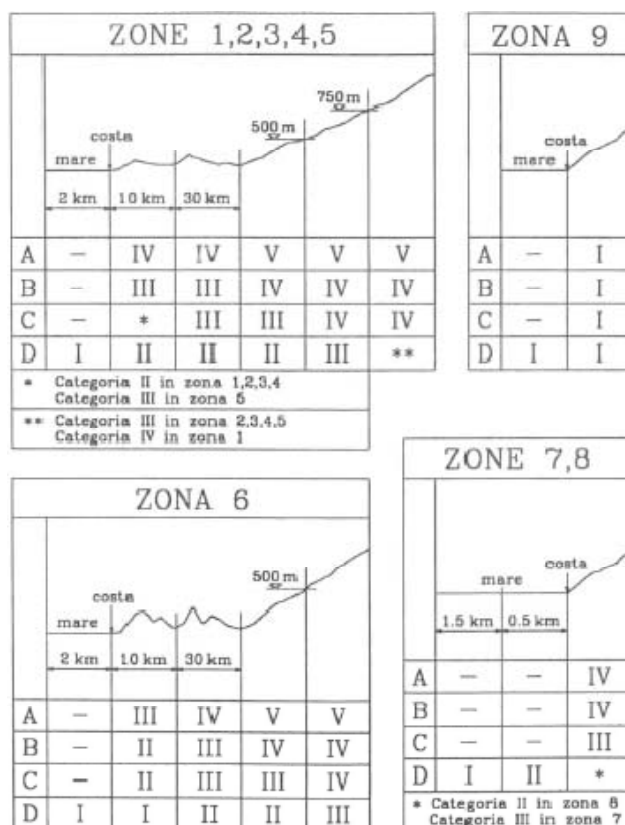


Figura ()

Classi di rugosità	Descrizione
A	Area urbana, in cui almeno il 15% della superficie del terreno sia coperto da edifici la cui altezza media supera i 15 m
B	Area urbana (non di classe A), suburbana, industriale o boschiva
C	Area con ostacoli diffusi, quali alberi, case, muri, recinzioni, ...
D	a) Mare e relativa fascia costiera (entro 2 km dalla riva) b) Lago (con larghezza pari ad almeno 1 km) e relativa fascia costiera (entro 1 km dalla riva) c) Area priva di ostacoli o con al più rari ostacoli isolati (aperta campagna, aeroporti, zone agricole, pascoli, zone paludose o sabbiose, superfici innevate o ghiacciai, ...)

Figura ()

Classe di rugosità	B	urbana
Categoria di esposizione	IV	Zona 3, >500 s.l.m.

kr	0.22	
z0	0.30	m
zmin	8	m

Tabella ()

5.4.4 Pressione cinetica di picco

La pressione cinetica di picco del vento q_p è il valore atteso della pressione cinetica massima del vento sull'intervallo di tempo $T = 10$ minuti. Essa dipende dall'altezza z sul suolo, dalla ventosità della zona in esame, dal periodo di ritorno di progetto, dalle caratteristiche locali del sito ove sorge la costruzione e dalla densità dell'aria.

In mancanza di analisi specifiche che tengano in conto la direzione di provenienza del vento e l'effettiva rugosità e topografia del terreno limitrofo alla costruzione, per altezze sul suolo non maggiori di $z = 200$ m, la pressione cinetica di picco è fornita dalla relazione:

$$q_p(z) = \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot v_r^2 \cdot c_e(z)$$

Dove:

ρ è la densità media di massa dell'aria. Di norma, in mancanza di stime precise legate alle condizioni locali del sito ove sorge la costruzione, pari a $1,25 \text{ kg/m}^3$;

v_b è la velocità di riferimento di progetto;

c_e è il coefficiente di esposizione fornito dalla relazione:

$$c_e(z) = k_r^2 \cdot \ln\left(\frac{z_{\min}}{z_0}\right) \cdot c_t(z_{\min}) \cdot \left[\ln\left(\frac{z_{\min}}{z_0}\right) \cdot c_t(z_{\min}) + 7 \right] \quad \text{per } z \leq z_{\min}$$

$$c_e(z) = k_r^2 \cdot \ln\left(\frac{z}{z_0}\right) \cdot c_t(z) \cdot \left[\ln\left(\frac{z}{z_0}\right) \cdot c_t(z) + 7 \right] \quad \text{per } z > z_{\min}$$

Dove:

k_r, z_0, z_{\min} sono, rispettivamente, il fattore di terreno, la lunghezza di rugosità e l'altezza minima, forniti precedentemente in funzione della categoria di esposizione del sito;

c_t è il coefficiente di topografia, fornito precedentemente in funzione delle caratteristiche topografiche e orografiche del sito.

Quota altimetrica del g della copertura (h_{conv}) 24.42 m

Sopr.vento	ce (z)	2.43	$q_p(z)$	1733.75	N/m^2	per z (mt) >	8
	ce (zmin)	1.63	$q_p(z)$	1167.29	N/m^2	per z (mt) <	8
Sottovento	ce (h)	2.43	$q_p(z)$	1733.75	N/m^2	per h convenzionale	

5.5 Sisma

5.5.1 Probabilità di superamento e periodi di ritorno

I periodi di ritorno delle azioni sismiche di progetto sono fissati a) in base al livello di protezione richiesto per una specifica struttura e b) con riferimento a terremoti che hanno diverse probabilità di occorrenza.

NT 3.2.1 L'edificio è in classe II ed ha vita di riferimento $V_R = C_u V_N = 1 \cdot 50 = 50$ anni (v. 1.2.3.): per le strutture in classe II il le NT richiedono di considerare solo gli stati limite di esercizio di danno SLD (la cui verifica si ammette copra anche lo stato limite di operatività SLO) e ultimo di salvaguardia della vita SLV (la cui verifica si ammette copra quella di stato limite di collasso SLC). Per tali stati limite le NT richiedono di considerare le azioni sismiche che hanno probabilità di superamento P_{VR} nella vita V_R pari a:

Stati Limite		P_{V_R} : Probabilità di superamento nel periodo di riferimento V_R
Stati limite di esercizio	SLO	81%
	SLD	63%
Stati limite ultimi	SLV	10%
	SLC	5%

In base alla relazione:

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

Stato limite	V_R	P_{V_R}	T_r (s)
SLD	50 anni	63%	50 anni
SLV		10%	475 anni

Tabella ()

5.5.2 Parametri di sito

NT 7.3.1 Uno spettro di risposta elastico fornisce la massima accelerazione convenzionale delle masse di un oscillatore semplice con smorzamento assegnato dovuta a una accelerazione al piede assegnata, al variare del periodo fondamentale T dell'oscillatore.

NT 3.2.3 La sismicità e il tipo di suolo di una data località sono rappresentate da uno spettro di risposta, mentre l'effetto che un dato sisma ha su una struttura dipende dalla risposta dinamica di questa, espressa sinteticamente dal suo periodo di oscillazione T .

La classificazione sismica del territorio italiano riportata in allegato alle NT fornisce, in funzione del periodo di ritorno T_R dell'azione sismica e per ogni punto del reticolo geografico di riferimento, i valori:

- a_g dell'accelerazione orizzontale massima del sito su terreno roccioso,
- F_0 del fattore di amplificazione dell'accelerazione orizzontale massima;
- T^*_c del periodo da cui inizia il tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale

I parametri (a_g , F_0 , T^*_c) che caratterizzano la sismicità di un sito permettono di calcolare il coefficiente di amplificazione S della accelerazione a_g e i periodi T_B , T_C e T_D degli spettri di risposta elastici di SLD e SLV.

La forma spettrale $S(T)$ varia dunque al variare della probabilità P_{VR} .

Per il sito in esame si hanno i valori (il sito dell'edificio è classificato secondo l'indice di pericolosità sismica in zona sismica 1); Per il comune di Avezzano (Aq), le NT definiscono infatti:

Abruzzo	L'Aquila	13066002	Aielli	1
Abruzzo	L'Aquila	13066003	Alfedena	2
Abruzzo	L'Aquila	13066004	Anversa degli Abruzzi	1
Abruzzo	L'Aquila	13066005	Ateleta	1
Abruzzo	L'Aquila	13066006	Avezzano	1
Abruzzo	L'Aquila	13066007	Balsorano	1
Abruzzo	L'Aquila	13066008	Barete	1
Abruzzo	L'Aquila	13066009	Barisciano	2
Abruzzo	L'Aquila	13066010	Barrea	2

ID	LONGITUDINE °	LATITUDINE °
27857	13.221	42.035

Tabella ()

Stato limite	V_R	P_{VR}	Tr (s)	a_g	F_0	T^*_c
SLD	50 anni	63%	50 anni	0.759	2.47	0.29
SLV		10%	475 anni	1.823	2.43	0.34

Tabella ()

5.5.3 Spettri di risposta elastici

Per una struttura con smorzamento viscoso convenzionale 5% e periodo $T < 4.0$ s, lo spettro elastico è composto da quattro tratti di equazione:

$0 \leq T < T_B$	$S_o(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o \cdot \left[\frac{T}{T_B} + \frac{1}{\eta \cdot F_o} \left(1 - \frac{T}{T_B} \right) \right]$
$T_B \leq T < T_C$	$S_o(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o$
$T_C \leq T < T_D$	$S_o(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o \cdot \left(\frac{T_C}{T} \right)$
$T_D \leq T$	$S_o(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o \cdot \left(\frac{T_C T_D}{T^2} \right)$

Tabella ()

5.5.4 Coefficiente di amplificazione S e periodi degli spettri di risposta

Il coefficiente S individua l'incremento dell'accelerazione sismica di base a_g causata dalla deformabilità del terreno soprastante quello rigido di riferimento e dalle condizioni topografiche locali vale la relazione:

$$S = S_s \cdot S_T$$

in cui S_T coefficiente di amplificazione topografica

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

Tabella ()

Il sito di costruzione, essendo pianeggiante, è classificabile topograficamente in categoria T1.

S_s coefficiente di amplificazione stratigrafica

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

Tabella ()

Il coefficiente S_s dipende dalla categoria del terreno, funzione della velocità di propagazione delle onde sismiche. In assenza di misure dirette la categoria può essere individuata in base ai risultati delle prove penetrometriche (numero di colpi N_{SPT}). Per il sito in esame le indagini geognostiche evidenziano valori N_{SPT} sempre minori di 50 e crescenti con la profondità, dunque un terreno di categoria C.

Le espressioni di T_B e T_C sono entrambe funzione della categoria del terreno. Valgono infatti:

$$T_B = T_C / 3,$$

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

L' espressione di T_D è funzione del sito. Vale:

$$T_D = 4,0 \cdot \frac{a_s}{g} + 1,6.$$

Si identificano quindi i parametri dello spettro per i due stati limite considerati:

SLD	Parametri dello spettro elastico	S	C_C	$T_B(s)$	$T_C(s)$	$T_D(s)$
		1.500	1.580	0.153	0.458	1.909
SLU	Parametri dello spettro di progetto	S	C_C	$T_B(s)$	$T_C(s)$	$T_D(s)$
		1.429	1.499	0.170	0.510	2.343

Tabella ()

5.5.5 Fattore di struttura q- definizione

Il fattore di struttura q, insieme al periodo proprio T, “specializza” lo spettro di una data struttura in quanto ne rappresenta in modo sintetico la capacità che la stessa arrivi a deformazioni nel campo plastico. Per gli stati limite ultimi (SLV e SLC) dei sistemi strutturali dissipativi si assume che la struttura abbia, sotto il sisma, grandi spostamenti, cioè elevata duttilità:

Poiché la duttilità dipende tanto dal materiale quanto dai dettagli costruttivi adottati, le NT lasciano al progettista la scelta della “classe di duttilità” - alta (CD“A”) o bassa (CD“B”) – della struttura. La scelta della classe di duttilità è pertanto parte delle scelte progettuali. Per ambedue le classi le NT permettono delle verifiche “semplificate” del comportamento strutturale, ad esempio non richiedono di verificare analiticamente la capacità di rotazione delle sezioni terminali delle travi, che si considera adeguata purchè siano adottati i particolari costruttivi prescritti nelle NT.

Agli SLV e SLC lo spettro di risposta di progetto si ottiene dividendo i valori dello spettro di risposta elastico di SLV per il “fattore di struttura” q, il cui valore dipende da diversi fattori - la tipologia strutturale, la regolarità in pianta e in altezza, i criteri di analisi strutturale e il comportamento non lineare del materiale. Il valore q e può essere stimato con l'espressione:

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

in cui sono:

NT 7.3 q_0 il valore massimo di q per il livello di duttilità atteso, definito in base a:

- la classe di duttilità "CD",
- la tipologia strutturale (struttura a telai, pareti o mista regolare o non regolare in pianta)
- il rapporto α_u/α_1 tra il valore α_u dell'azione sismica per il quale si verifica la formazione di un numero di cerniere plastiche tale da rendere la struttura labile e il valore α_1 per il quale si forma la prima cerniera plastica;

$k_w = (1 + \alpha_0)/3 \leq 1$ un coefficiente che tiene conto dell'esigenza di prevenire il collasso delle strutture per rottura a taglio delle pareti, valutato in base al valore "prevalente" dal rapporto α_0 tra altezza totale e lunghezza della sezione di base delle varie pareti;

K_R un fattore riduttivo che dipende dalle caratteristiche di regolarità in altezza della costruzione: $K_R = 1$ per costruzioni regolari in altezza e $K_R = 0,8$ per costruzioni non regolari in altezza.

5.5.6 Regolarità strutturale e fattore di struttura q

Nel caso in esame si fanno le seguenti ipotesi, che devono essere tutte verificate.

NT 7.4.3 Complesso strutturale regolare in pianta: tale ipotesi permette di:

- aumentare il valore del termine (α_u/α_1) che "misura" la duttilità della struttura, in modo da aumentare il fattore q ;
- utilizzare come modello strutturale, invece di un unico modello spaziale (3D), due modelli piani (2D) orientati secondo le due direzioni principali del fabbricato.

Complesso strutturale regolare in altezza: tale ipotesi permette di:

- aumentare il valore del coefficiente K_R in modo da aumentare il fattore di struttura q ;
- utilizzare, in alternativa all'analisi dinamica lineare (analisi modale con spettro di risposta), l'analisi statica lineare (metodo delle forze laterali).

NT 7.2.2 L'edificio risulta essere "regolare in pianta" in quanto anche se ha una forma che non rispetta, per dimensioni e di geometria, il principio di regolarità secondo cui nessun rientro o sporgenza deve superare il 25% della dimensione totale della costruzione nella corrispondente direzione. Tale condizione è rispettata come è già stato verificato nel capitolo precedente.

L'edificio risulta essere non "regolare in altezza" in quanto le variazioni tra un piano e quello successivo per la massa non superano il 25% e per la rigidezza non superano il 30%, ma non sono rispettati i vincoli geometrici in quanto i restringimenti nella sezione orizzontale superano il 30%.

La definizione della tipologia del sistema strutturale sono definite successivamente nel capitolo relativo alla redistribuzione strutturale. Si anticipa comunque che la struttura è definita struttura

mista equivalente a pareti, dove la resistenza alle azioni orizzontali è affidata prevalentemente alle pareti.

Dato che la struttura è regolare in altezza poichè tutti i parametri geometrici e di forma sono rispettati, si assume un $K_R = 0,8$.

Per prevenire il collasso delle strutture a seguito della rottura delle pareti i valori di q_0 devono essere ridotti di k_w :

$$k_w = \begin{cases} 1,00 & \text{per strutture a telaio e miste equivalenti a telai} \\ 0,5 \leq (1+\alpha_0)/3 \leq 1 & \text{per strutture a pareti, miste equivalenti a pareti, torsionalmente deformabili} \end{cases}$$

$$k_w = 4.54 > 1$$

$$k_w = 1.00$$

Assumendo una classe di duttilità CD "B", nell'ipotesi che il complesso strutturale sia regolare in pianta e a pareti accoppiate è:

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

Tabella ()

$$q_0 = 3 \frac{\alpha_u}{\alpha_1}$$

α_1 : è il moltiplicatore della forza sismica orizzontale per il quale il primo elemento strutturale raggiunge la piena plasticizzazione.

α_u : è il moltiplicatore massimo della forza sismica orizzontale per il quale si verifica la formazione di un numero di zone plastiche tali da rendere la struttura labile o provocare instabilità globale.

a) Strutture a telaio o miste equivalenti a telai

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

b) Strutture a pareti o miste equivalenti a pareti

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

Tabella ()

Il fattore di struttura q vale pertanto:

$$q = 3 * 1.2 * 1 = 3$$

Il valore del fattore di struttura è stato calcolato prendendo in considerazione opportune scelte delle ipotesi fornite dalla normativa.

5.5.7 Stima del periodo fondamentale T_1 della struttura

Per poter calcolare l'accelerazione cui sono soggette le masse del sistema strutturale è necessario stimare il periodo fondamentale della struttura T_1 . Tale periodo dipende dalle caratteristiche di massa della struttura e di rigidezza del sistema resistente (primario) adibito ad assorbire le azioni sismiche.

Poiché la rigidezza totale del sistema dipende dalla rigidezza degli elementi primari P , la stima del periodo T_1 può essere eseguita considerando i soli elementi primari P – nuclei e setti.

Per la stima del periodo proprio T_1 sono disponibili due metodi che in fase di progetto forniscono stime via via più precise:

- a) metodi approssimati
- b) analisi modale attraverso programma di calcolo

5.5.7.1 a) Metodi approssimati

NT 7.3.3.2 Nel caso si intenda utilizzare l'analisi statica lineare le NT suggeriscono di utilizzare la relazione:

$$T_1 = C_1 \cdot H^{3/4}$$

C_1 coefficiente che dipende dalla tipologia strutturale e vale 0,075 per telai e 0,050 per setti in c.a.
 H altezza della parte di edificio libera di oscillare, a partire dalla fondazione o da un piano indeformabile.

La relazione di cui sopra, basata su misure sperimentali effettuate su edifici durante terremoti di elevata intensità verificatisi nella costa ovest degli Stati Uniti, tiene conto del contributo delle murature alla rigidezza complessiva: in zone a media sismicità come l'Italia sottostima il periodo, dunque sovrastima le azioni sismiche.

L'ultima considerazione non si applica al nostro caso in quanto l'edificio è situato in una zona ad elevata sismicità che comporta un'importante azione sismica equivalente.

H=	21.70	altezza edificio
C_1	0.075	Telai in c.a.
T_1 =	0.754	periodo fondamentale di vibrazione edificio

EC8 4.3.3.2.2 In alternativa alla formula proposta sopra, per strutture con pareti di taglio di calcestruzzo o muratura, il valore di C_1 può essere preso come:

$$C_1 = 0,075/\sqrt{A_c}$$

Dove:

$$A_c = \sum [A_i \times (0,2 + (l_{wi}/H))^2]$$

A_c è l'area efficace totale delle pareti di taglio al primo piano dell'edificio, espressa in metri quadrati;

A_i è l'area efficace della sezione trasversale della i -esima parete di taglio al primo piano dell'edificio, espressa in metri quadrati;

l_{wi} è la lunghezza della i -esima parete di taglio al primo piano nella direzione parallela alle forze applicate, espressa in metri, con la raccomandazione che la limitazione che l_{wi}/H non sia maggiore di 0,9.

H=	21.70	altezza edificio
C₁	0.053	Telai in c.a.
Ac=	1.97	Area efficace totale
T₁ =	0.537	periodo fondamentale di vibrazione edificio

Il periodo calcolato con la seconda formula approssimata risulta essere decisamente più piccolo della formula presentata per prima e adottata dalle NT: ai fini della progettazione si preferirà assumere come significativo il primo periodo calcolato per non abbattere il periodo in maniera eccessiva e quindi sovrastimare inconsapevolmente le azioni corrispondenti.

5.5.7.2 b) Analisi modale attraverso programma di calcolo

L'analisi dinamica della struttura, utile per determinarne la risposta sismica, viene fatta attraverso lo studio dei modi di vibrare dell'intero edificio. Per un'analisi accurata occorrerebbe considerare tutti i possibili modi di vibrare, ma in genere solo i primi "n" modi risultano significativi, riducendo così l'impegno di calcolo. Un criterio per fissare a priori il valore di "n" non esiste e si deve così procedere con una valutazione a posteriori sulla bontà della scelta, basandosi sulla percentuale di massa complessiva attivata da tutti i modi di vibrare considerati. La Normativa indica che dovranno essere presi in considerazione tutti i modi con massa partecipante superiore al 5%, oppure un numero di modi la cui massa partecipante totale sia superiore all'85%.

Costruzione del modello

In questo paragrafo si riporta un breve riassunto dell'impostazione del modello della struttura, creato con il programma di calcolo Sap 2000.

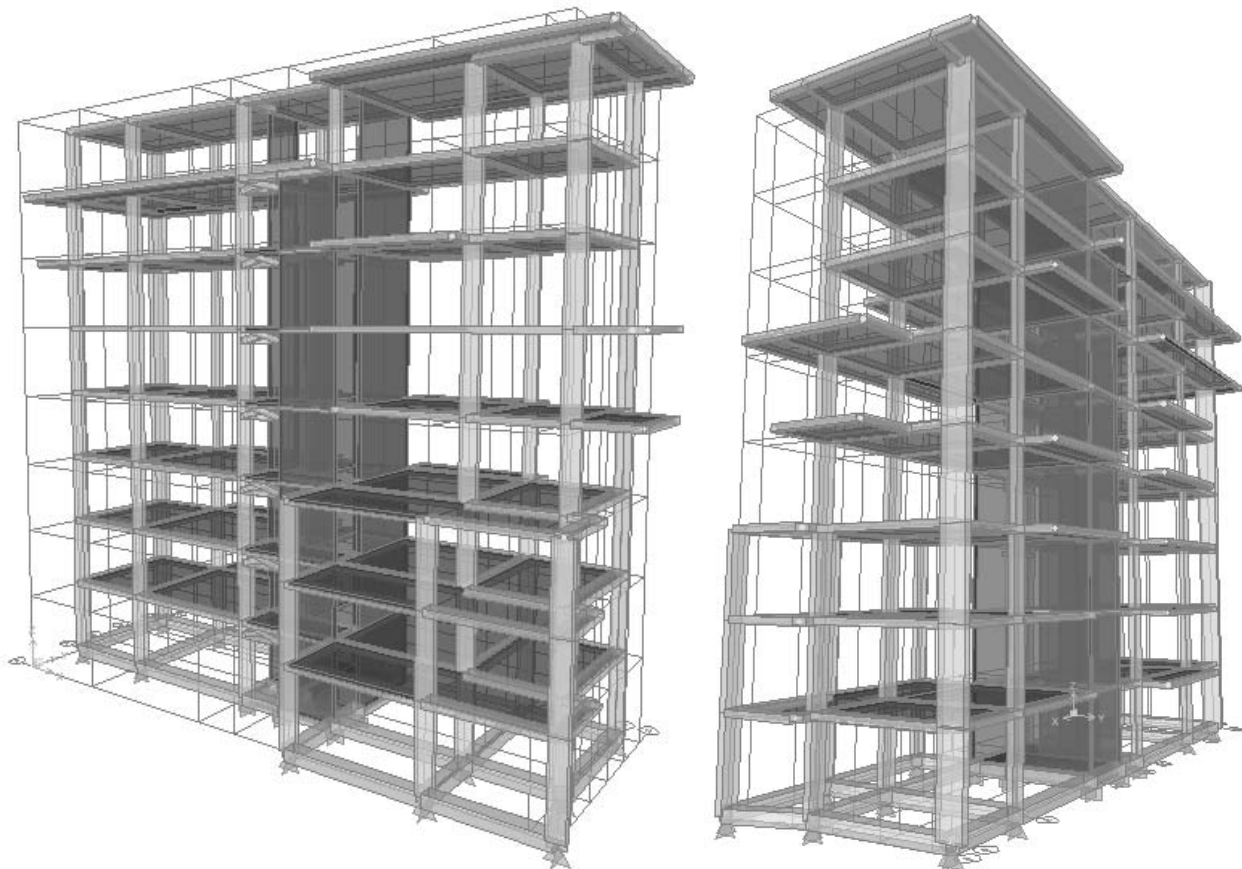
Tutti quei componenti strutturali come travi, pilastri, cordoli, travi rovesce sono costituiti da elementi lineari di tipo prismatico, i "frames", collegati fra di loro nei nodi (joints) ed irrigiditi con il comando "End offset" che consente di schematizzare travi flessibili lungo il loro sviluppo, ma rigide nei nodi

intersezione con altri elementi. Gli "shell" invece, sono elementi piani che permettono di realizzare una migliore modellazione delle pareti in cemento armato e vengono quindi utilizzati per modellare i setti, i setti del vano ascensore, le solette delle scale (sia di rampa che i pianerottoli) e la platea di fondazione.

Le masse non strutturali (tamponamenti, solai, carichi permanenti portati, carichi accidentali) vengono inserite nel modello attraverso la definizione degli "Special Joint", posizionati nel baricentro delle masse predette per ogni piano.

Per quanto riguarda i solai, si ipotizza un comportamento di infinita rigidezza nel loro piano e flessibile fuori dal piano. Queste proprietà si schematizzano attraverso l'opzione "Diaphragm" che è un vincolo interno (Constrains) assegnato a tutti i nodi di un piano, compreso lo Special Joint. Tale vincolo impedisce i movimenti orizzontali relativi fra i nodi dello stesso piano, consentendo però allo stesso tempo, quelli fuori dal piano; quindi fa sì che i solai si muovano come unici elementi rigidi nel piano.

Infine riportiamo il modello tridimensionale estratto da Sap2000:

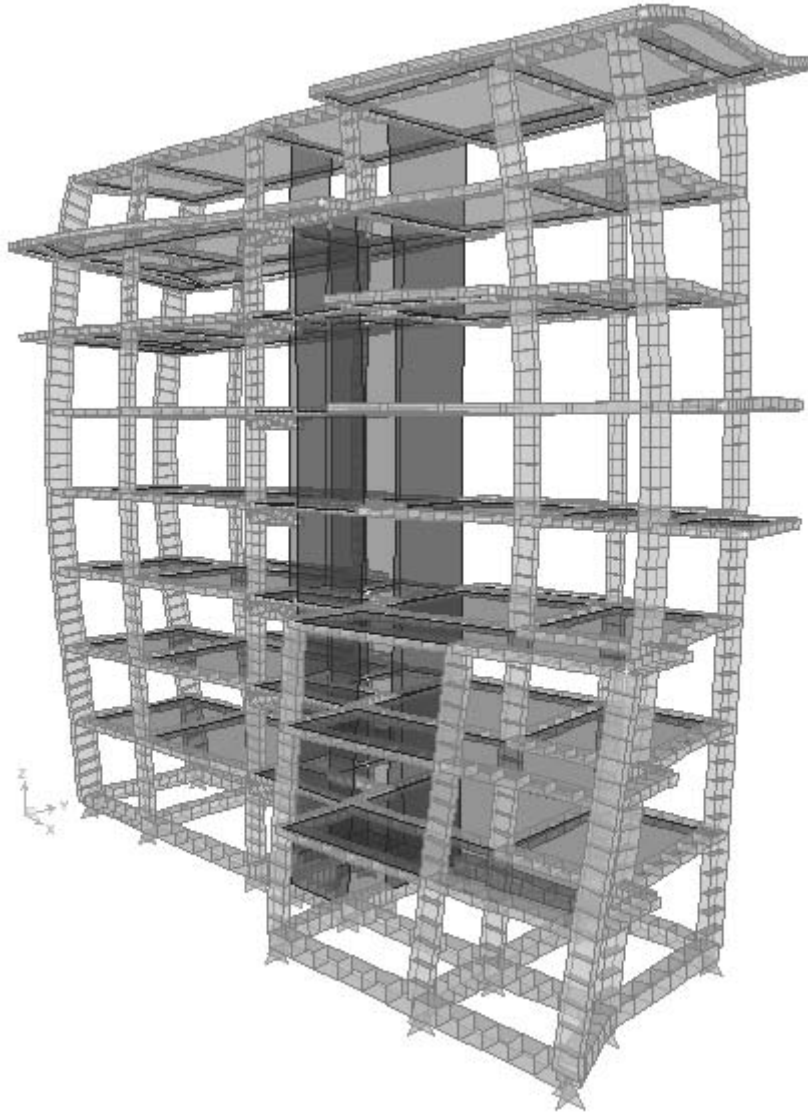


Analisi dei risultati

Nel complesso si sono analizzati 12 modi di vibrare che consentono di ottenere l'eccitamento di più dell'85% della massa complessiva della struttura, come Normativa richiede. Dal programma di calcolo è possibile estrarre un file di output, riportato di seguito, nel quale sono indicate sia alcune caratteristiche proprie delle forme modali, come il periodo e la frequenza, ma anche le percentuali

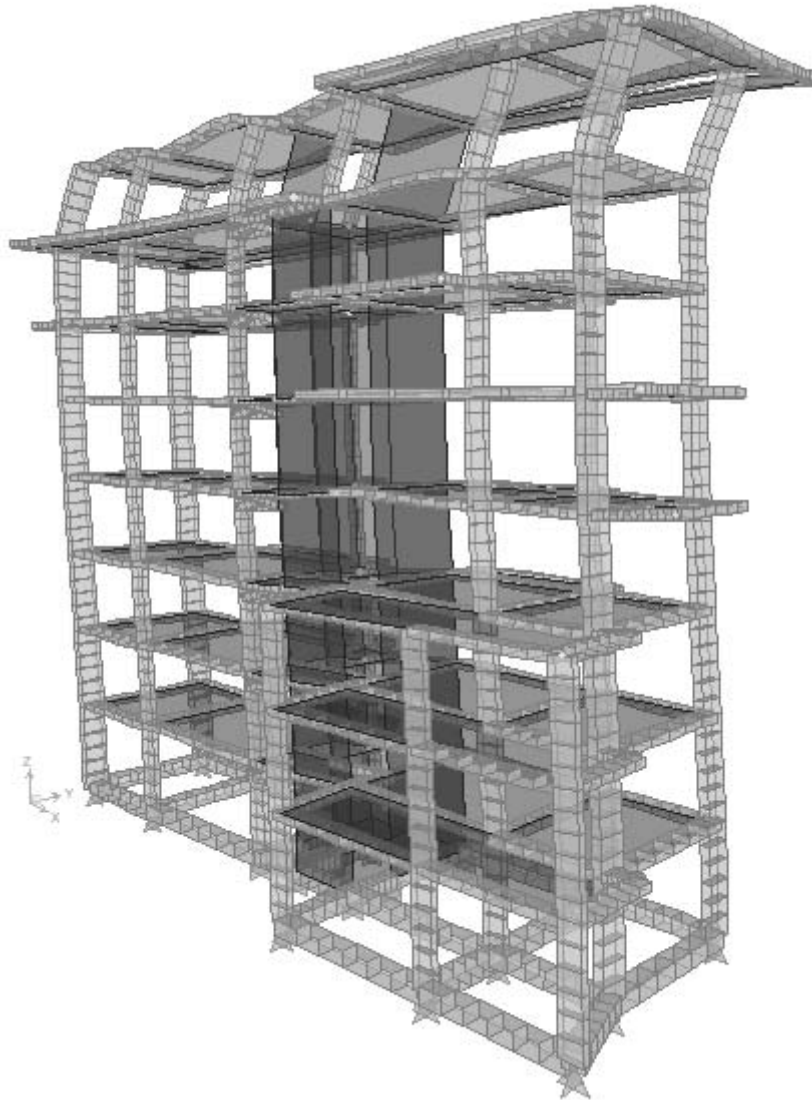
di massa eccitata individualmente da ogni modo nelle due direzioni principali X ed Y, e nella rotazione attorno a Z, nonché le percentuali cumulative sempre nelle stesse tre direzioni. Oltre al file di output si riportano anche le rappresentazioni grafiche dei primi 3 modi di vibrare:

- 1° FORMA MODALE: periodo = 0.522903secondi



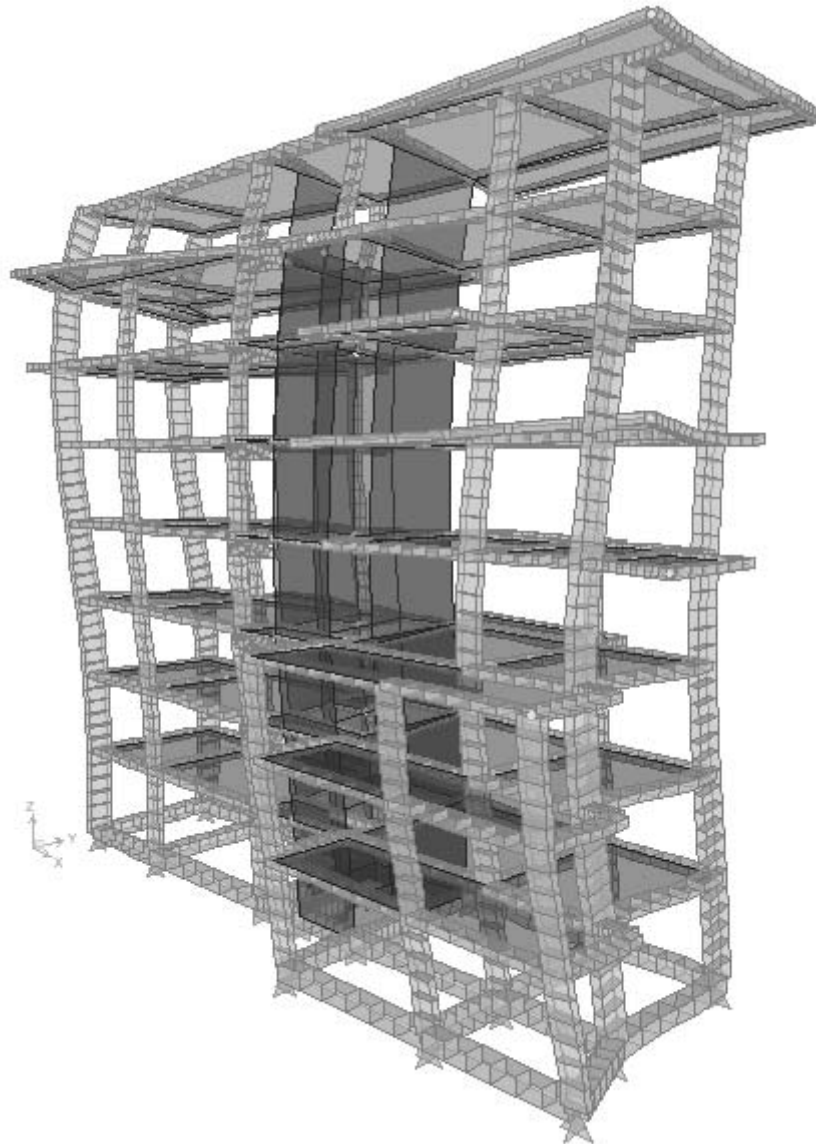
Come si nota da queste figure la prima forma modale è torsionale, la rotazione avviene inequivocabilmente intorno al baricentro delle rigidezze.

- 2° FORMA MODALE: periodo = 0.404986 secondi



Come si nota da queste figure la prima forma modale è traslazionale in direzione x, e gli spostamenti maggiori si individuano sulla struttura del piano di copertura.

- 3° FORMA MODALE: periodo = 0.278991 secondi



Come si nota da queste figure la prima forma modale è traslazionale in direzione y, e coinvolge soprattutto gli elementi con rigidezza predominante nella direzione corrispondente.

Nel complesso si sono analizzati 12 modi di vibrare che consentono di ottenere l'eccitamento di più dell'85% della massa complessiva della struttura, come Normativa richiede. Dal programma di calcolo è possibile estrarre un file di output, riportato di seguito, nel quale sono indicate sia alcune caratteristiche proprie delle forme modali, come il periodo e la frequenza, ma anche le percentuali di massa eccitata individualmente da ogni modo nelle due direzioni principali X ed Y, e nella rotazione attorno a Z, nonché le percentuali cumulative sempre nelle stesse tre direzioni.

TABLE: Modal Load Participation Ratios				
OutputCase	ItemType	Item	Static	Dynamic
Text	Text	Text	Percent	Percent
MODAL	Acceleration	UX	99.5597	89.1785
MODAL	Acceleration	UY	99.118	85.5145
MODAL	Acceleration	UZ	17.6383	7.2008

Tabella()

TABLE: Modal Participating Mass Ratios						
OutputCase	StepType	StepNum	Period	UX	UY	RZ
Text	Text	Unitless	Sec	Unitless	Unitless	Unitless
MODAL	Mode	1	0.522903	0.02393	0.01141	0.11659
MODAL	Mode	2	0.404986	0.78922	0.00029	0.16092
MODAL	Mode	3	0.278991	0.00106	0.77373	0.5416
MODAL	Mode	4	0.245203	0.00164	0.06248	0.03963
MODAL	Mode	5	0.20685	0.00043	6.83E-06	6.82E-05
MODAL	Mode	6	0.202597	0.00119	0.00139	0.00022
MODAL	Mode	7	0.178943	0.06825	0.00206	0.00886
MODAL	Mode	8	0.168282	1.78E-07	8.59E-07	2.02E-05
MODAL	Mode	9	0.160824	0.00076	6.18E-05	0.00027
MODAL	Mode	10	0.150286	0.00014	0.00142	2.54E-05
MODAL	Mode	11	0.146998	1.86E-05	9.09E-05	0.00018
MODAL	Mode	12	0.145799	0.0008	0.00021	0.00031

Tabella ()

Combinazione dei modi

NT 7.3.2 Le NT e l'EC8 identificano nell'analisi modale con spettro di risposta il metodo di riferimento. Il programma utilizzato per il calcolo degli spostamenti permette di calcolare i diversi modi di vibrare del complesso strutturale, i relativi periodi e le masse "efficaci" $\lambda_i M$, cioè la frazione della massa totale M "attivata" da ciascun modo di vibrare. I modi di vibrare dipendono solo dalle caratteristiche del materiale e delle sezioni e sono indipendenti dall'azione esterna applicata. Le masse di piano vengono attribuite in parti uguali ai nodi di ciascun piano. Si ottengono, per

entrambe le direzioni x e y, le forme modali, le frequenze naturali di vibrazione e le masse efficaci di tabella sotto.

modo	sisma direzione x				sisma direzione y			
	freq.	periodo	massa eff. $\lambda_i M$	T_i/T_{i-1}	freq.	periodo	massa eff. $\lambda_i M$	T_i/T_{i-1}
	10 (Hz)	(s)	(%)	-	10 (Hz)	(s)	(%)	-
1	19.12	0.52	2.39%	-	19.12	0.52	1.14%	-
2	24.69	0.40	78.92%	0.77	24.69	0.40	0.03%	0.77
3	35.84	0.28	0.11%	0.69	35.84	0.28	77.37%	0.69
4	40.78	0.25	0.16%	0.88	40.78	0.25	6.25%	0.88
5	48.34	0.21	0.04%	0.84	48.34	0.21	0.00%	0.84
6	49.36	0.20	0.12%	0.98	49.36	0.20	0.14%	0.98
7	55.88	0.18	6.83%	0.88	55.88	0.18	0.21%	0.88
8	59.42	0.17	0.00%	0.94	59.42	0.17	0.00%	0.94
9	62.18	0.16	0.08%	0.96	62.18	0.16	0.01%	0.96
10	66.54	0.15	0.01%	0.93	66.54	0.15	0.14%	0.93
11	68.03	0.15	0.00%	0.98	68.03	0.15	0.01%	0.98
12	68.59	0.15	0.08%	0.99	68.59	0.15	0.02%	0.99

Tabella ()

I periodi del modo fondamentale nelle due direzioni sono assimilabili ai valori stimati con i metodi di approssimati, che forniscono pertanto valori di stima accettabili. In tabella sono anche riportati i rapporti tra i periodi di due modi successivi: Due modi di vibrare con periodi T_i e T_{i-1} (con $T_i < T_{i-1}$) possono essere considerati indipendenti se per il loro rapporto risulta:

$$T_i/T_{i-1} < 0,90$$

Poiché tale condizione non sempre è verificata, nel caso specifico non tutti i modi sono indipendenti e quindi saranno esclusi dal calcolo.

5.6 Variazione ΔT

NT 3.5 Variazioni giornaliere e stagionali della temperatura esterna, irraggiamento solare e convezione comportano variazioni della distribuzione di temperatura nei singoli elementi strutturali. La severità delle azioni termiche è in generale influenzata da più fattori, quali le condizioni climatiche del sito, l'esposizione, la massa complessiva della struttura e la eventuale presenza di elementi non strutturali isolanti.

Nel caso in cui la temperatura non costituisca azione fondamentale per la sicurezza o per la efficienza funzionale della struttura, non verrà presa in considerazione ai fini del calcolo strutturale.

5.7 Azioni eccezionali

NT 3.6 Le azioni eccezionali sono quelle che si presentano in occasione di eventi quali incendi, esplosioni ed urti.

Quando non si effettuano verifiche specifiche nei confronti delle azioni eccezionali, quali esplosioni, urti, ecc., la concezione strutturale, i dettagli costruttivi ed i materiali usati dovranno essere tali da evitare che la struttura possa essere danneggiata in misura sproporzionata rispetto alla causa.

Nel caso in cui le azioni eccezionali non costituiscano azione fondamentale per la sicurezza o per la efficienza funzionale della struttura, non verranno prese in considerazione ai fini del calcolo strutturale.

6 Analisi strutturale

6.1 Schematizzazione della struttura e dei vincoli

6.1.1 Il modello "shear-type"

Il modello "shear type" è rappresentato nella figura sotto. Lo schema riproduce una configurazione teorica limite del telaio piano a maglie ortogonali, utilizzabile per valutazioni di massima riguardanti il comportamento orizzontale dell'intero sistema. La denominazione indicata è più espressiva dell'altra, talvolta usata, "telaio a traversi rigidi", perché ne mette in risalto alcuni aspetti significativi del funzionamento laterale globale. La deformazione laterale infatti, vista in modo complessivo, risulta mediamente analoga a quella di una mensola verticale ideale che si deformi solo per taglio. Il modello "shear type" è definito dalle seguenti ipotesi semplificatrici:

- le travi sono indeformabili, ossia sono dotate di rigidezze (flessionale, assiale e taglio) infinitamente grandi;
- i montanti sono deformabili a flessione e taglio, ma non assialmente; ossia sono dotati di una rigidezza assiale infinitamente grande.

Il rispetto di entrambe le condizioni riduce le possibilità di deformazioni nel piano, consentendo al modello di muoversi solo con spostamenti orizzontali rigidi dei traversi; questi possono ruotare senza traslare, perché le rotazioni sono impedito dalla indeformabilità assiale dei montanti. Il numero dei gradi di libertà del sistema è quindi uguale al numero "p" dei piani.

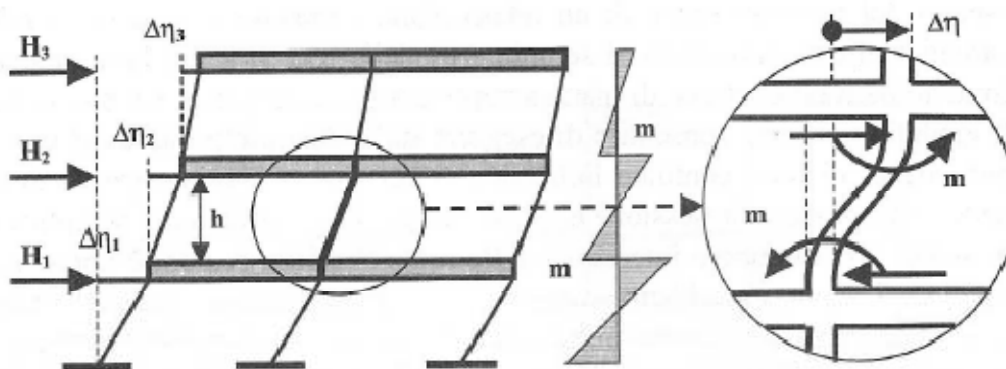


Figura ()

Nel modello "shear type", i montanti di ogni livello sono soggetti a deformazioni a flessione e taglio secondo l'andamento tipico mostrato sotto. Lo scorrimento relativo è lo stesso per tutti i montanti di uno stesso piano perciò in regime elastico le loro configurazioni deformate sono tutte uguali. La figura sotto rappresenta l'andamento della somma dei momenti lungo l'altezza dei montanti per un telaio a "shear type" confrontabile con l'andamento che corrisponderebbe alla mancanza dell'effetto telaio (traversi appoggiati senza continuità dei momenti).

Il modello mette in evidenza, mediante analisi semplificate, alcuni aspetti di rilievo per quanto concerne la risposta sismica dei telai. Il calcolo delle sollecitazioni e degli spostamenti orizzontali può essere fatto applicando semplici condizioni di congruenza e condizioni di equilibrio locali.

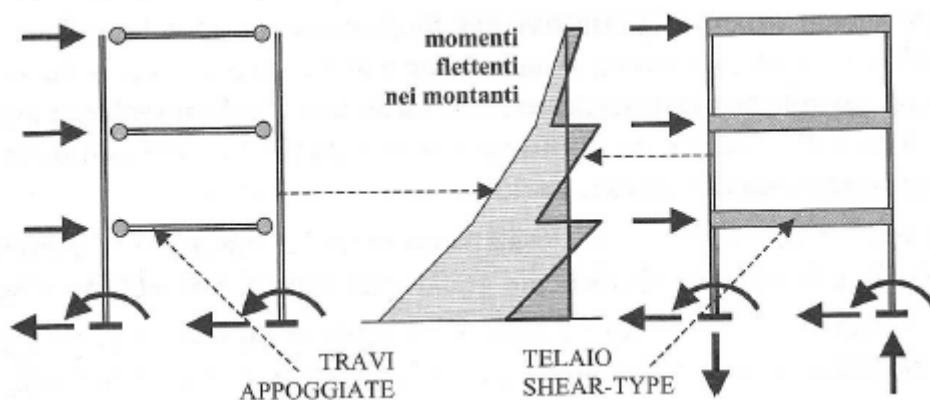


Figura ()

Ad ogni livello, le deformazioni e le sollecitazioni dei montanti in regime elastico si calcolano direttamente in funzione del “taglio di piano”, avendo indicato con questa grandezza la risultante delle forze orizzontali agenti immediatamente sopra la quota in esame.

Lo schema permette di definire anche una “rigidezza di piano”, corrispondente alla somma delle rigidezze orizzontali di tutti i montanti dello stesso livello. Pertanto, secondo le ipotesi fatte, il taglio di piano si ripartisce fra i montanti in proporzione alle rigidezze.

Nello schema “shear type” la condizione di doppio incastro produce nei montanti distribuzioni incrociate dei momenti flettenti, con valore nullo a metà altezza. Nel caso generale di un telaio a più campate non simmetrico rimane indeterminata la ripartizione dei momenti trasmessi alle travate attraverso i nodi interni, dove la sola condizione di equilibrio non è sufficiente per risolvere il problema. D'altra parte, l'indeformabilità dei traversi non consente di impostare le necessarie condizioni di congruenza. Nel caso di telaio simmetrico a due campate infatti la simmetria elimina l'indeterminazione.

6.1.2 Sistemi composti resistenti

Negli edifici multipiano costruiti con metodi tradizionali o industrializzati sono spesso presenti pannelli irrigidenti aventi un'elevata rigidezza quando sono sollecitati nel loro piano; forniscono dunque un'efficace funzione di controventamento dei fabbricati. Si tratta di pareti contenenti aperture necessarie per i passaggi trasversali. I sistemi strutturali di questo tipo, dotati di notevole rigidezza nel loro piano, svolgono un ruolo determinante per la resistenza sismica degli edifici multipiano, interagendo sia tra di loro sia con i telai.

Il funzionamento dei sistemi configurati nel modo ora detto suggerisce la denominazione di “pareti accoppiate”. La figura sotto riproduce la configurazione di un sistema definito semplice e regolare formato da due montanti simmetrici. La simmetria non è essenziale, ma semplifica le analisi; il

modello così composto dunque corrisponde ad un telaio formato da montanti e traversi, con le estremità dei traversi incastrate nei bordi interni dei montanti. Per semplificare le analisi, si ritiene che nei montanti il regime predominante sia quello flessionale, trascurando il contributo delle deformazioni a taglio, ma considerandola deformabilità assiale. Ai traversini attribuiscono invece entrambe le deformazioni.

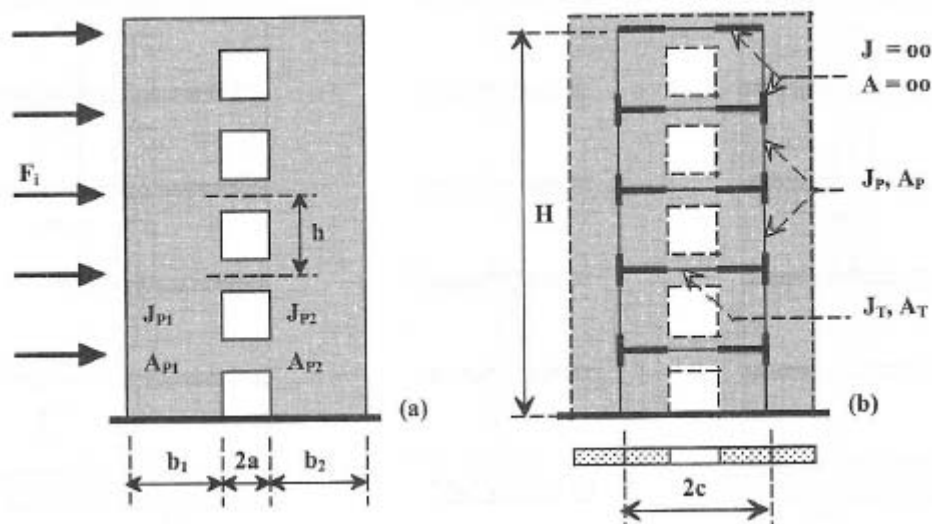


Figura ()

Rispetto ad un normale telaio, nelle pareti accoppiate giocano un ruolo significativo le larghezze degli elementi verticali e le deformabilità a taglio dei traversi. L'ipotesi di conservazione delle pareti piane può essere assunta separatamente per la flessione di ciascuna parete, ma non può essere estesa all'intera larghezza di tutto il sistema, se non nella condizione limite in cui si assumono i traversi indeformabili. Le rotazioni flessionali delle pareti, a causa della larghezza di questi elementi, producono spostamenti verticali non trascurabili nei bordi interni nei quali sono incastrati i traversi. Alle estremità di ogni traverso sono quindi imposte le rotazioni delle pareti, uguali ai due estremi, e le conseguenti traslazioni verticali (condizione di doppio incastro scorrevole).

Quando il sistema è sollecitato dalle forze orizzontali F_i i traversi impongono alle pareti di spostarsi orizzontalmente con le stesse deformazioni laterali; questi elementi si inflettono con uguali spostamenti orizzontali, uguali rotazioni e uguali curvature. Gli spostamenti verticali dei bordi interni delle pareti, di segno opposto, generano nei traversi momenti flettenti intrecciati distribuiti linearmente, con valore nullo a metà della lunghezza.

Se, per definire una condizione di congruenza, si separano i due montanti operando un taglio verticale eseguito in asse ai traversi, vale a dire nelle sezioni di momento nullo, rimangono in evidenza le sole forze verticali π_i .

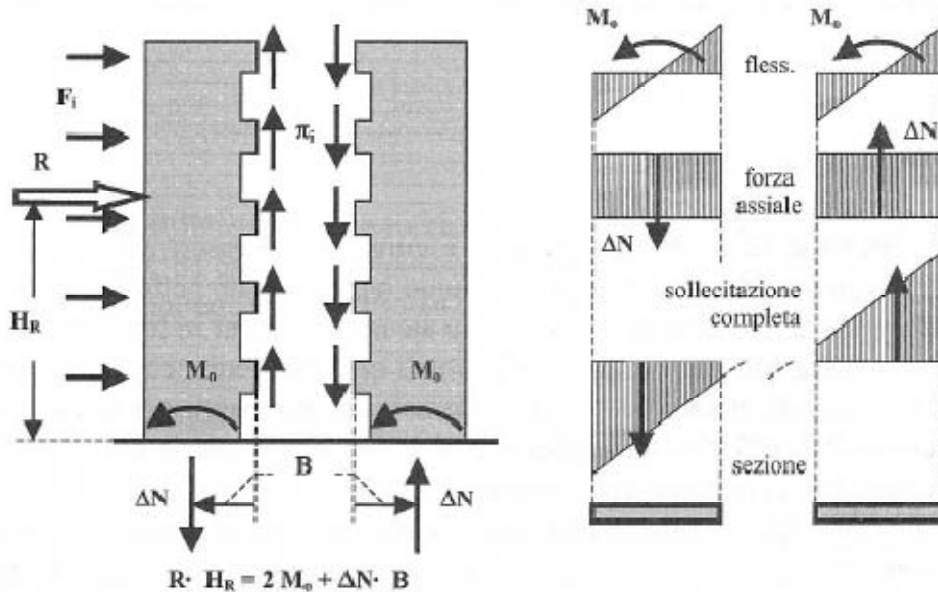


Figura ()

Ad ogni quota le forze π_i dei livelli superiori generano nei montanti sollecitazioni assiali $\pm \Delta N$ uguali a:

$$\Delta N = \sum \pi_i$$

Inoltre, le forze π_i , disassate rispetto ai baricentri dei montanti, sollecitano questi ultimi con momenti flettenti il cui verso si oppone a quello dei momenti prodotti direttamente dalle forze esterne; ciò avviene in tutti i telai, ma qui in maniera più consistente.

6.2 Modellazione dei materiali

6.2.1 Legame costitutivo del calcestruzzo

Le norme italiane per il progetto delle strutture in cemento armato definiscono il legame costitutivo del calcestruzzo compresso seguendo il criterio indicato dagli euro codici (EC2). Per quanto riguarda le compressioni, la correlazione è formata da un primo tratto parabolico fino alla deformazione unitaria ϵ_{co} per la quale si raggiunge la resistenza massima f_c (resistenza cilindrica). A questo primo tratto ne segue uno costante fino alla deformazione ultima ϵ_{cu} . Il legame costitutivo è caratterizzato quindi dai seguenti parametri:

- f_c = valore standard della tensione di rottura a compressione (prova eseguita su campioni cilindrici);
- f_{ct} = resistenza a trazione, ritenuta nulla nella maggior parte delle valutazioni numeriche;
- ϵ_{co} = deformazione unitaria corrispondente al raggiungimento della resistenza f_c alla fine del ramo parabolico, assunta pari a $\epsilon_{co} = 2 \cdot 10^{-3}$ indipendentemente dalla qualità del materiale;
- ϵ_{cu} = deformazione che caratterizza la condizione ultima, per la quale le norme indicano il valore $\epsilon_{cu0} = 3,5 \cdot 10^{-3}$, ritenuto valido per le condizioni non confinate.

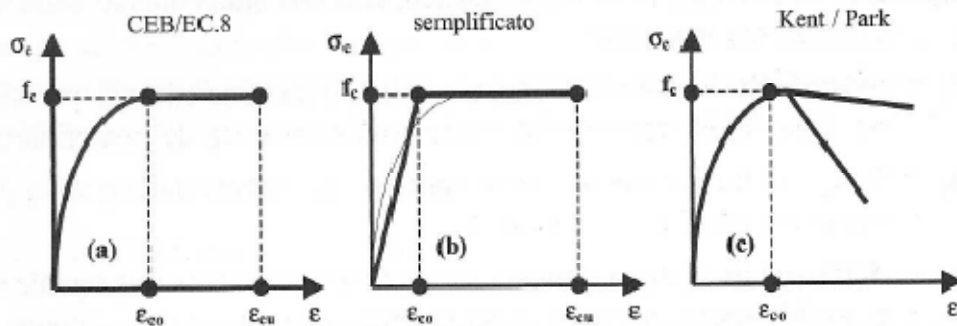


Figura – Modelli di comportamento del calcestruzzo

Per semplificare, allo scopo di agevolare alcune valutazioni orientative, anche per il calcestruzzo si può utilizzare un modello bilineare semplice, analogo a quello dell'acciaio, limitatamente alle sole compressioni. In tal caso, occorre definire la deformazione equivalente ϵ_{co} del ginocchio.

L'Eurocodice 2 suggerisce di assumere il valore $\epsilon_{cu} = 1,35 \cdot 10^{-3}$.

6.2.2 Legame costitutivo dell'acciaio

Il legame costitutivo dell'acciaio, usato per riprodurre il comportamento delle armature del cemento armato, può essere definito da una correlazione elasto-plastica σ - ϵ di tipo bilineare con ramo plastico costante. Questo stesso modello è indicato anche dalle norme di progetto. La correlazione è caratterizzata dalla pendenza E_s del ramo elastico (modulo elastico) e dalla deformazione al limite elastico ϵ_y corrispondente al raggiungimento della tensione di soglia f_y . Si ammette inoltre che il materiale a compressione presenti lo stesso comportamento che si ottiene con le prove a trazione. Trattandosi di un materiale molto duttile e di condizioni estreme di risposta nelle quali la limitazione della fessurazione del calcestruzzo non ha importanza, non sempre è necessario assegnare una deformazione massima dell'acciaio.

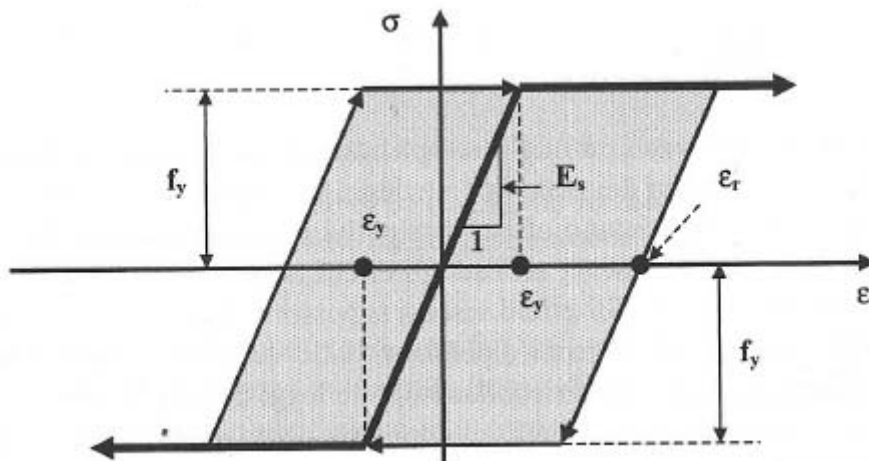


Figura – Modellazione elasto-plastica del legame costitutivo acciaio

Secondo il modello ora indicato, il legame costitutivo dell'acciaio è caratterizzato dai seguenti parametri:

- $E_s = 200000 \text{ N/mm}^2$ = modulo elastico, ritenuto indipendente dalla resistenza del materiale;
- f_y = tensione di snervamento, ritenuta uguale a trazione e compressione;
- $\varepsilon_y = f_y/E_s$ = deformazione al limite elastico, dipendente dalla qualità del materiale tramite il valore f_y ;
- ε_u = deformazione ultima, talvolta assunta convenzionalmente uguale a $\varepsilon_{su}=0.01$, spesso neppure stabilita nelle analisi sismiche, supponendo che il materiale sia sufficientemente duttile.

6.3 Analisi dei carichi

6.3.1 Stati limite

6.3.1.1 Definizione e classificazione

Stati limite: sono stati al di là dei quali una struttura non soddisfa più le esigenze per le quali è stata progettata. Si suddividono in stati limite *ultimi* e stati limite di *esercizio*.

- Stati limite ultimi

Gli stati limite ultimi sono quelli associati al collasso o ad altre forme di cedimento strutturale che possono mettere in pericolo la sicurezza delle persone. Le situazioni che precedono il collasso sono trattate anch'esse come stati limite ultimi. Gli stati limite ultimi per cui è richiesta la verifica riguardano:

- la perdita di equilibrio della struttura o di una parte di essa, considerata come corpo rigido;
- il dissesto per deformazione eccessiva, rottura o perdita di stabilità della struttura o di una parte di essa, compresi i vincoli e le fondazioni.

- Stati limite di esercizio

Gli stati limite di esercizio corrispondono a stati al di là dei quali non risultano più soddisfatti i requisiti di uso richiesti. Gli stati limite di esercizio per cui è richiesta la verifica riguardano:

- le deformazioni o inflessioni che nuocciono all'aspetto o modificano la possibilità d'uso della struttura (inclusi i malfunzionamenti di apparecchiature e impianti) o danneggiano le finiture o gli elementi non strutturali;
- la fessurazione del calcestruzzo se può influire negativamente sull'aspetto, sulla durabilità o sulla impermeabilità all'acqua dell'opera;
- il danneggiamento del calcestruzzo in presenza di compressione eccessiva, che può portare a perdita di durabilità;
- le vibrazioni se possono causare disturbo agli occupanti, danno all'edificio o ai beni in esso contenuti o limitarne l'idoneità all'uso.

6.3.1.2 Metodi di verifica

Una struttura deve essere verificata per tutti gli stati limite considerati significativi, sia ultimi che di esercizio. In genere le verifiche agli stati limite di esercizio vengono effettuate utilizzando modelli che ipotizzano il comportamento elastico dei materiali, modificato per tener conto della fessurazione del calcestruzzo (sezione parzializzata omogeneizzata). Si possono usare metodi tabellari semplificati, che forniscono indicazioni utili in fase di predimensionamento degli elementi strutturali.

Il progetto/verifica agli stati limite ultimi si basa su modelli plastici. I metodi di progetto/verifica delle armature, diversi a seconda dei diversi stati limite (sollecitazioni di pressoflessione e flessione, taglio, torsione e punzonamento), sono facilitati dall'uso di tabelle e grafici basati su parametri adimensionali.

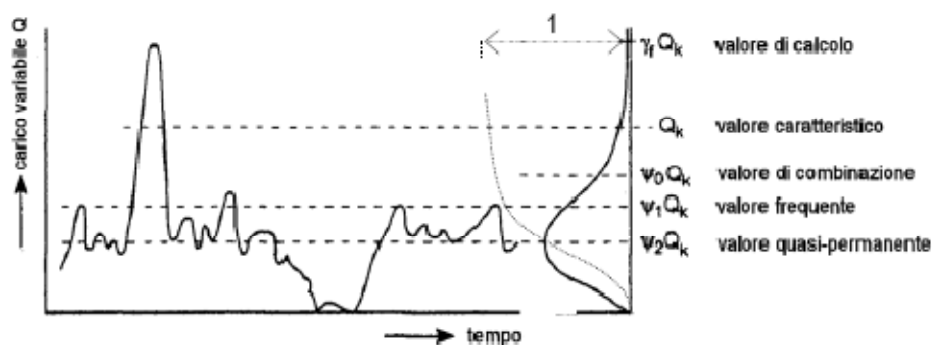
Per tutti gli stati limite occorre preliminarmente cumulare le azioni permanenti (peso proprio e carichi permanentemente portati) e variabili (carichi di esercizio, vento, neve) mediante idonee "combinazioni di carico" e disporre i carichi variabili sulla struttura in modo da "massimizzare" l'effetto sfavorevole considerato.

6.3.2 Azioni

6.3.2.1 Classificazione e contemporaneità

Le NT definiscono come azione ogni causa o insieme di cause capace di indurre stati limite in una struttura. In genere per gli edifici si considerano azioni variabili di intensità convenzionale aventi la possibilità di variare la posizione (disposizioni di carico). I carichi si classificano come:

- carichi permanenti (G) che agiscono durante tutta la vita utile della struttura con variazioni di intensità nel tempo così piccole e lente da poter essere considerati con sufficiente approssimazione costanti nel tempo: pesi propri della struttura e carichi permanentemente portati;
- carichi variabili (Q) suddivisi in carichi di lunga durata - che agiscono, anche non continuativamente, con intensità significativa per un tempo non trascurabile rispetto alla vita utile della struttura - e di breve durata - che agiscono per un tempo breve rispetto alla vita utile della struttura.
- carichi eccezionali (A), legati ad eventi fortuiti (incendi, esplosioni, urti, impatti, sisma ecc...).



Figura()

Di ciascun carico variabile nel tempo sono definiti una serie di valori rappresentativi:

- Q_k il valore caratteristico dell'azione, caratterizzato da un'assegnata probabilità di essere superato nel periodo di riferimento T_u (frattile di ordine k della distribuzione statistica del carico);

- $\phi_0 Q_k$, il valore di combinazione dell'azione, in cui il coefficiente $\phi_0 < 1$ tiene conto della ridotta probabilità di occorrenza simultanea di due o più azioni indipendenti entrambe di intensità pari al valore caratteristico: è utilizzato per gli SLU e SLE irreversibili (fessurazione);
- $\phi_1 Q_k$ il valore frequente dell'azione, in cui $\phi_1 < \phi_0$ è scelto in modo che il periodo di tempo in cui il valore l'intensità $\phi_1 Q_k$ viene superata sia al più una frazione, generalmente il 10%, del periodo di riferimento T_u . E' utilizzato per gli SLE reversibili (verifica di fessurazione di strutture precomprese);
- $\phi_2 Q_k$ il valore quasi – permanente dell'azione k, in cui $\phi_2 < \phi_1$ è scelto in modo che il periodo di tempo in cui $\phi_2 Q_k$ risulta superata sia al più una frazione (generalmente il 50%) del periodo di riferimento T_u : E utilizzato per il calcolo degli effetti a lungo termine negli SLE reversibili (deformazione della struttura) e nelle condizioni che vedono dominante l'azione sismica.

Essendo tutti i coefficienti $\phi < 1$ i valori che si ottengono corrispondono ad intensità dell'azione via via minori, più facilmente superabili durante la vita utile della struttura e corrispondenti a “periodi di ritorno” T minori del periodo associato al valore caratteristico dell'azione stessa.

I valori dei fattori di combinazione ϕ adottati in Italia dipendono dal tipo di azione considerata, dalla destinazione d'uso della struttura e dalla situazione di progetto.

6.3.3 Combinazione delle azioni

Dopo un richiamo sul concetto di stati limite il capitolo

- descrive le combinazioni di carico per i diversi stati limite da considerare nel progetto
- definisce, in base alla verifica allo stato limite di deformazione, lo spessore dei solai
- sviluppa l'analisi dei carichi permanenti verticali
- definisce l'intensità dei carichi di neve

6.3.3.1 Classificazione delle azioni

I valori dei coefficienti ψ adottati in Italia dipendono dal tipo di azione considerata:

NT 2.5.3 Valori dei coefficienti di combinazione ψ :

Categoria/Azione variabile	Ψ_{0j}	Ψ_{1j}	Ψ_{2j}
Categoria A Ambienti ad uso residenziale	0,7	0,5	0,3
Categoria B Uffici	0,7	0,5	0,3
Categoria C Ambienti suscettibili di affollamento	0,7	0,7	0,6
Categoria D Ambienti ad uso commerciale	0,7	0,7	0,6
Categoria E Biblioteche, archivi, magazzini e ambienti ad uso industriale	1,0	0,9	0,8
Categoria F Rimesse e parcheggi (per autoveicoli di peso ≤ 30 kN)	0,7	0,7	0,6
Categoria G Rimesse e parcheggi (per autoveicoli di peso > 30 kN)	0,7	0,5	0,3
Categoria H Coperture	0,0	0,0	0,0
Vento	0,6	0,2	0,0
Neve (a quota ≤ 1000 m s.l.m.)	0,5	0,2	0,0
Neve (a quota > 1000 m s.l.m.)	0,7	0,5	0,2
Variazioni termiche	0,6	0,5	0,0

Figura ()

6.3.3.2 Combinazione delle azioni

A seconda dello stato limite considerato le azioni devono essere combinate in più schemi di carico che ne massimizzino gli effetti sulla struttura. Un'azione variabile non va mai presa in conto se ha effetto "favorevole", cioè se riduce l'effetto di carico.

NT 2.5.3 Per gli SLU si utilizza la:

- COMBINAZIONE FONDAMENTALE

$$\gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_P \cdot P + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1} + \gamma_{Q2} \cdot \Psi_{02} \cdot Q_{k2} + \gamma_{Q3} \cdot \Psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots$$

Il simbolo E significa "effetto provocato dalla presenza dei carichi G e Q", il simbolo "+" significa "in combinazione con". Per tener conto della ridotta probabilità che più azioni variabili Q tutte peggiorative dell'effetto di carico in esame siano tutte contemporaneamente presenti con il loro valore caratteristico, si assume il valore caratteristico dell'azione che fornisce il contributo più

significativo e, per le altre valori ridotti ottenuti moltiplicando ciascun valore caratteristico per il proprio coefficiente di combinazione Ψ_F .

Per calcolare gli effetti delle azioni F allo SLU occorre aumentarne l'intensità moltiplicando per i "coefficienti di sicurezza parziale" $\Psi_F \geq 1,0$ diversi per azioni permanenti G e variabili Q e definiti su base nazionale. I coefficienti validi per l'Italia sono indicati in tabella 22.2. Un'azione permanente deve essere moltiplicata per $\Psi_F > 1,0$ solo se ha effetto sfavorevole, cioè se incrementa l'effetto di carico considerato (sollecitazione, deformazione, tensione); se viceversa ha effetto favorevole è $\Psi_F = 1,0$.

NT 2.6.1 Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni nelle verifiche SLU:

		Coefficiente γ_F	EQU	A1 STR	A2 GEO
Carichi permanenti	favorevoli	γ_{G1}	0,9	1,0	1,0
	sfavorevoli		1,1	1,3	1,0
Carichi permanenti non strutturali ⁽¹⁾	favorevoli	γ_{G2}	0,0	0,0	0,0
	sfavorevoli		1,5	1,5	1,3
Carichi variabili	favorevoli	γ_{Qi}	0,0	0,0	0,0
	sfavorevoli		1,5	1,5	1,3

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

Figura ()

Per gli SLE di strutture non precomprese si utilizza:

- COMBINAZIONE FREQUENTE

$$G_1 + G_2 + P + \Psi_{21} \cdot Q_{k1} + \Psi_{22} \cdot Q_{k2} + \Psi_{23} \cdot Q_{k3} + \dots$$

in cui tutti i carichi permanenti sono assunti con il valore caratteristico e tutti i carichi variabili con il valore quasi-permanente. Tale combinazione rappresenta dunque la situazione di carico "mediamente presente" durante tutta la vita della struttura e viene utilizzata per il calcolo degli effetti di lunga durata dei carichi (ad es. inflessione di travi e solai) e per la valutazione della azione sismica.

Per gli SLD e SLV connessi all'azione sismica si utilizza:

- COMBINAZIONE SISMICA

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

Dove "E" è l'azione sismica di progetto.

Vengono di seguito riportate le tabelle relative alle combinazioni di carico relative ai soli carichi verticali:

1) PIANO TIPO		COEFFICIENTI PARZIALI			$g_{1,0}$	$g_{1,1}+g_{7,0}$	q_{1k}	q_{2k}	COEFFICIENTI PARZIALI			CARICO TOTALE
COMBINAZIONI DI CARICO	STATO LIMITE	COEFF. γ_{G1}	COEFF. γ_{G2}	COEFF. γ_{Qi}	CARICO STRUTTURALI	CARICHI NON STRUTTURALI	CARICO VARIABILE	ALTRO CARICO VARIABILE	COEFF. ψ_{0i}	COEFF. ψ_{1i}	COEFF. ψ_{2i}	
												kN/mq

QS PERM.	SLE	1.00	1.00	1.00	3.16	5.76	1.60	2.00	0.70	0.50	0.30	10.00
FONDAM.	SLU	1.30	1.50	1.50								17.25
SISMICA	SLE e SLU	1.00	1.00	1.00								10.00

Tabella ()

2) COPERTURA		COEFFICIENTI PARZIALI			$g_{2,0}$	$g_{2,1}$	q_{1k}	q_{2k}	COEFFICIENTI PARZIALI			CARICO TOTALE
COMBINAZIONI DI CARICO	STATO LIMITE	COEFF. γ_{G1}	COEFF. γ_{G2}	COEFF. γ_{Qi}	CARICO STRUTTURALI	CARICHI NON STRUTTURALI	CARICO VARIABILE	ALTRO CARICO VARIABILE	COEFF. ψ_{0i}	COEFF. ψ_{1i}	COEFF. ψ_{2i}	
												kN/mq

QS PERM.	SLE	1.00	1.00	1.00	3.16	0.49	1.20	0.50	0.70	0.50	0.30	4.16
FONDAM.	SLU	1.30	1.50	1.50								6.27
SISMICA	SLE e SLU	1.00	1.00	1.00								4.16

Tabella ()

3) PIANO SU GARAGE		COEFFICIENTI PARZIALI			$g_{5,0}$	$g_{5,1}$	q_{1k}	q_{2k}	COEFFICIENTI PARZIALI			CARICO TOTALE kN/mq
COMBINAZIONI DI CARICO	STATO LIMITE	COEFF. γ_{G1}	COEFF. γ_{G2}	COEFF. γ_{Qi}	CARICO STRUTTURALI	CARICHI NON STRUTTURALI	CARICO VARIABILE	ALTRO CARICO VARIABILE	COEFF. ψ_{0i}	COEFF. ψ_{1i}	COEFF. ψ_{2i}	
					kN/m q	kN/mq	kN/mq	kN/mq				

QS PERM.	SLE	1.00	1.00	1.00	4.47	1.55	2.00	1.20	0.70	0.50	0.30	6.98
FONDAM.	SLU	1.30	1.50	1.50								12.39
SISMICA	SLE e SLU	1.00	1.00	1.00								6.98

Tabella ()

4) SOLETTA BALCONE		COEFFICIENTI PARZIALI			$g_{3,0}$	$g_{3,1}$	q_{1k}	q_{2k}	COEFFICIENTI PARZIALI			CARICO TOTALE kN/mq
COMBINAZIONI DI CARICO	STATO LIMITE	COEFF. γ_{G1}	COEFF. γ_{G2}	COEFF. γ_{Qi}	CARICO STRUTTURALI	CARICHI NON STRUTTURALI	CARICO VARIABILE	ALTRO CARICO VARIABILE	COEFF. ψ_{0i}	COEFF. ψ_{1i}	COEFF. ψ_{2i}	
					kN/m q	kN/m q	kN/m q	kN/m q				

QS PERM.	SLE	1.00	1.00	1.00	4.50	0.80	4.00	1.20	0.70	0.50	0.30	6.86
FONDAM.	SLU	1.30	1.50	1.50								14.31
SISMICA	SLE e SLU	1.00	1.00	1.00								6.86

Tabella ()

5) SOLETTA SCALE		COEFFICIENTI PARZIALI			$g_{3,0}$	$g_{3,1}$	q_{1k}	q_{2k}	COEFFICIENTI PARZIALI			CARICO TOTALE kN/mq
COMBINAZIONI DI CARICO	STATO LIMITE	COEFF. γ_{G1}	COEFF. γ_{G2}	COEFF. γ_{Qi}	CARICO STRUTTURALI	CARICHI NON STRUTTURALI	CARICO VARIABILE	ALTRO CARICO VARIABILE	COEFF. ψ_{0i}	COEFF. ψ_{1i}	COEFF. ψ_{2i}	
					kN/m q	kN/m q	kN/m q	kN/m q				

QS PERM.	SLE	1.00	1.00	1.00	3.75	1.60	4.00		0.70	0.50	0.30	6.55
FONDAM.	SLU	1.30	1.50	1.50								13.28
SISMICA	SLE e SLU	1.00	1.00	1.00								6.55

Tabella ()

6.4 Azioni verticali

6.4.1 Pianta fili fissi

Definiti in base al progetto generale i “fili fissi” degli elementi verticali (pilastri, nuclei, setti) che spiccano dalle fondazioni o, per gli elementi perimetrali, dai muri del piano interrato e si estendono fino alla copertura, si traccia la pianta dei fili fissi (figura ()). Nella pianta i pilastri hanno prefisso P, i setti prefisso S e i nuclei ascensore prefisso ASC. Una tabella quotata riporta le coordinate (x,y) di tutti gli elementi verticali rispetto a un riferimento cartesiano avente convenzionalmente origine (0,0) in corrispondenza del baricentro del pilastro dell'incrocio degli assi baricentrici dei pilastri 1-4 e dei pilastri 7-8.

Il sistema strutturale è un sistema misto telai-

controventi in cui si distinguono inizialmente due distinti

schemi di trasferimento delle azioni, affidando agli elementi di controvento (elementi “primari” P: vani

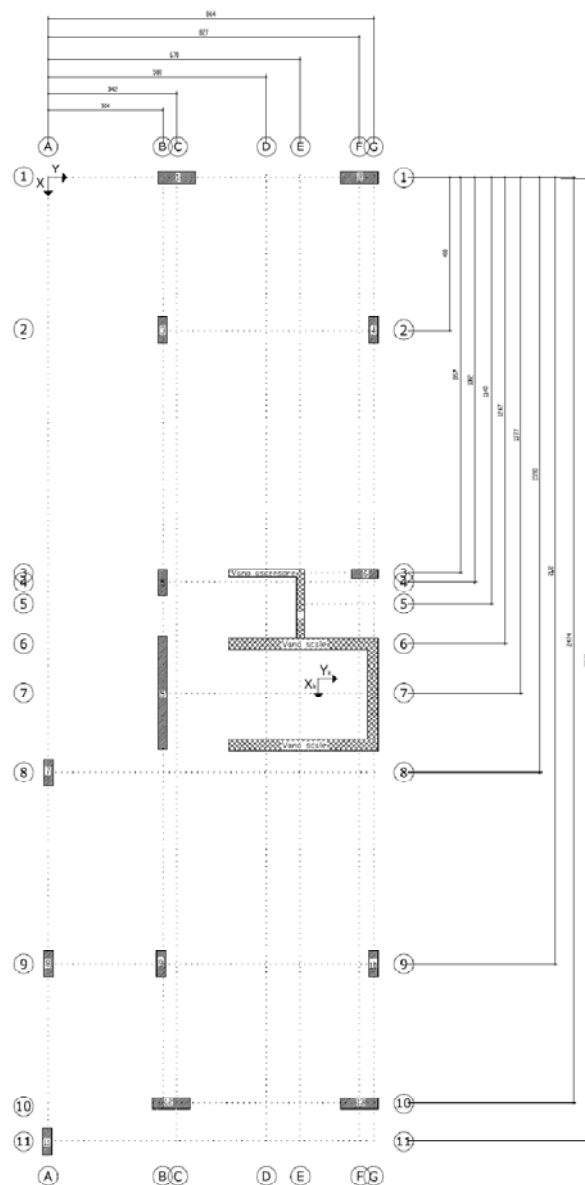
ascensore e setti) tutte le azioni orizzontali

(imperfezioni geometriche, vento, sisma) e ai telai (elementi “secondari” S) tutte le azioni verticali.

Tale classificazione in elementi P e S, esplicitamente prevista nelle NT e che deve essere confermata con

le relazioni descritte successivamente, permetterebbe:

- di poter scegliere, per quanto riguarda le azioni sismiche, di classificare il complesso strutturale in classe di duttilità alta (CD “A”) o bassa (CD “B”) anche in presenza di travi in spessore di solaio;
- di effettuare l'analisi sismica tenendo in considerazione i soli elementi P;
- di progettare i telai adottando le prescrizioni valide per strutture non in zona sismica, dunque senza dover effettuare per essi la verifica della “gerarchia delle resistenze”;
- di trascurare eventuali murature presenti all'interno dei campi di telai.



Anche per gli elementi S devono peraltro essere sempre adottati i particolari costruttivi propri della zona sismica, in modo da assicurare un comportamento d'insieme del complesso (P+S) di tipo duttile.

6.4.2 Dimensionamento elementi verticali -pilastri

L'EC2 definisce "pilastro" un elemento monodimensionale verticale caricato da una forza assiale di progetto N_{Ed} tale che risulti:

$$v = \frac{N_{Ed}}{A_c f_{cd}} > 0,10$$

E con rapporti geometrici che risulti:

$$h/b \leq 4 \quad l/h \geq 3$$

Le tabelle di seguito riportano nell'ordine, per le tre combinazioni di carico effettuate, per ciascun elemento verticale:

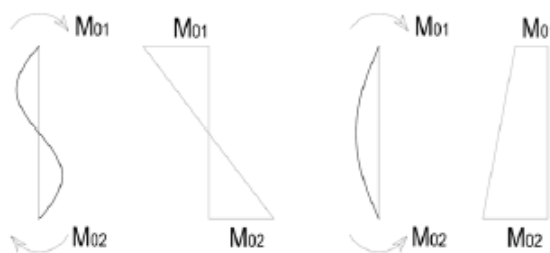
- la sigla, definita in base al sistema di riferimento;
- l'analisi dei carichi presenti in funzione della combinazione effettuata;
- la tipologia (R = rettangolare o quadrato, C = circolare, ASC = vano ascensore, Scale = vano scale);
- le dimensioni di ciascuna area di competenza;
- per tutti i piani (terra, tipo, sottotetto e copertura): i carichi unitari e totali dovuti al solaio, alle travi, alle murature e alle scale e le estensioni dei carichi lineare;
- i carichi totali per elemento e complessivo su ciascun pilastro (escluso il peso proprio) a ciascun piano.
- Tabella riepilogativa dei carichi totali per piano (al fine di ottenere la massa sismica partecipante al piano) e verifica di controllo di conformità dei carichi riportati.

Nell'ipotesi che il complesso strutturale abbia elementi di controvento sufficienti a classificarlo come "sistema controventato" si deve tener conto solo delle possibili instabilità dei singoli elementi a livello di piano. L'ipotesi che il complesso strutturale sia controventato è verificata a posteriori, una volta che sono stati definiti tutti gli elementi di controvento e il peso totale del fabbricato.

Se il complesso strutturale è controventato, la geometria della sezione trasversale di un pilastro o un setto viene individuata per le sollecitazioni che lo stesso può portare se la snellezza dell'elemento non supera la snellezza "limite", cioè senza tenere conto degli effetti detti "del secondo ordine".

Per un elemento pressoinflesso con momenti totali del primo ordine M_{01} M_{02} alle estremità ($|M_{02}| \geq |M_{01}|$) la snellezza "limite" vale:

$$\lambda_{fm} = \frac{15,4}{\sqrt{v}} C \quad C = \left(1,7 - \frac{M_{01}}{M_{02}} \right)$$



Si assume che i pilastri siano inflessi nel piano di minima rigidezza con un diagramma dei momenti “a farfalla” come quello a sinistra in figura, dunque con $C = 2,7$ ma, a favore di sicurezza, con lunghezze di libera inflessione l_0 inizialmente assunte pari alla altezza d’interpiano $l = 3.15$ m:

$$\lambda = \frac{3.15\sqrt{12}}{0.25} = 43.6$$

Imponendo che le snellezze λ dei vari elementi sia pari alla snellezza limite, per $C = 2,7$ la tabella seguente fornisce i valori v_{lim} della forza v che, se superati, richiedono si tenga conto degli effetti del II° ordine.

Pil.tipo	$\lambda=\lambda_{lim}$	C	v_{lim}	v_{prog}
R	43.6	2.7	0.52	0.4

Tabella ()

I valori v_{lim} di tabella possono essere modificati in base ad altre considerazioni. Nei pilastri centrali di telai ai cui lati siano presenti campate di luce tra loro non troppo diversa la forza assiale è prevalente mentre il momento flettente non è particolarmente significativo; in presenza di forze sismiche inoltre i tagli alle estremità delle travi che convergono sul pilastro hanno uguale intensità e direzione opposta, dunque non aumentano la forza assiale. Per tali casi si può pertanto assumere:

$$v_{prog} = 1,00$$

Per i pilastri d’angolo e per i pilastri di bordo la presenza di travi da un solo lato, dunque di un momento non equilibrato sia in presenza dei soli carichi verticali che delle forze sismiche, incrementa le forze assiali dovute ai soli carichi verticali. Per tali elementi in progetto si assume il valore della forza assiale v a cui corrisponde, sul diagramma di interazione, la massima capacità portante a flessione, cioè:

$$v_{prog} = 0,40$$

NT 7.4.4.5.2.1 I setti devono assorbire le azioni orizzontali dovute al vento o al sisma. Avendo schema statico di mensola incastrata in fondazione o sui muri perimetrali, possono essere sollecitati da momenti flettenti elevati. Per i setti di una struttura in classe di duttilità bassa (CD “B”) le NT richiedono che sia:

$$v_{prog} = 0,40$$

Tale valore è ulteriormente ridotto a $v \leq 0,35$ per i setti in classe di duttilità alta (CD “A”).

Combinazione Slu – Carichi verticali

CARICHI

COPERTURA	6.268	kN/m^2
SOLAIO PIANO TIPO	17.248	kN/m^2
delta sbalzo $b=1,50$ mt	14.310	kN/m

FACCIATA P. TIPO	5.309	kN/m	γ_g 1.3
TRAVONE B 25; H 82,5 CM	5.676	kN/m	
PARAPETTO BALCONE	2.900	kN/m	

SOLAIO SU GARAGE (CON TERRA 50 cm)	12.395	kN/m^2
SCALE	13.275	kN/m^2

MATERIALI

Acciaio: Fe B 450 c		
$f_y^d =$	391.3	N/mm^2
$f_y^d =$	313.0	N/mm^2
$A_c/A_s =$	1.00	%

Calcestruzzo C 28/35		
$R_{ck} =$	35.0	N/mm^2
$f_c^d =$	16.5	N/mm^2
$f_c^d =$	6.6	N/mm^2
$f_{ct}^d =$	2.83	N/mm^2

Pilastr	PIANO	AREA INFLUENZA SOL INT.	AREA INFLUENZA SOL EST.	FACCIATA	PARAPETTO BALCONI	travone	DELTA SBALZO	ALTEZZA PILASTRO	Carico G^d	N_s^d al piano	Area nec.	b	h
N°	n°	m^2	m^2	m	m	m	m	m	kN	kN	cm^2	cm	cm

1	Copertura	6.94	-	-	-	0.00	-	-	0.00	-	-	-	-
	piano 7°	17.20	0.00	5.31	0.00	0.00	6.30	2.30	1.610	23.36	18	20	100
	piano 6°	13.07	0.00	5.31	5.34	0.00	2.67	2.90	3.045	441.41	335	30	100
	piano 5°	6.70	0.00	5.31	0.00	0.00	0.00	2.90	3.045	751.78	571	30	100
	piano 4°	6.70	0.00	5.31	0.00	0.00	0.00	2.90	3.045	898.57	682	30	100
	piano 3°	6.70	0.00	5.31	0.00	0.00	0.00	2.90	3.045	1045.37	794	30	100
	piano 2°	6.70	0.00	5.31	0.00	0.00	0.00	2.90	3.045	1192.17	905	30	100
	piano 1°	6.82	3.28	5.31	0.00	2.29	0.00	2.90	3.045	1338.97	1017	30	100
piano 0°	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	2.60	2.730	1541.17	1170	30	100	

in fondazione 1541.17

Pilastr	PIANO	AREA INFLUENZA SOL INT.	AREA INFLUENZA SOL EST.	FACCIATA	PARAPETTO BALCONI	travone	DELTA SBALZO	ALTEZZA PILASTRO	Carico G ^d	N _s ^d al piano	Area nec.	b	h
N°	n°	m ²	m ²	m	m	m	m	m	kN	kN	cm ²	cm	cm

2	Copertura	6.94	-	-	-	0.00	-	-	0.00	-	-	-	-
	piano 7°	17.20	0.00	5.31	0.00	0.00	6.30	2.30	1.610	23.36	18	20	100
	piano 6°	18.15	0.00	5.31	8.20	0.00	7.33	2.90	3.045	441.41	335	30	100
	piano 5°	6.70	0.00	5.31	0.00	0.00	0.00	2.90	3.045	914.37	694	30	100
	piano 4°	6.70	0.00	5.31	0.00	0.00	0.00	2.90	3.045	1061.17	806	30	100
	piano 3°	6.70	0.00	5.31	0.00	0.00	0.00	2.90	3.045	1207.97	917	30	100
	piano 2°	6.70	0.00	5.31	0.00	0.00	0.00	2.90	3.045	1354.77	1029	30	100
	piano 1°	6.94	3.85	5.31	0.00	2.29	0.00	2.90	3.045	1501.56	1140	30	100
piano 0°	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	2.60	2.730	1712.90	1301	30	100	
in fondazione										1712.90			

3	Copertura	15.23	-	-	-	0.00	-	-	0.00	-	-	-	-
	piano 7°	23.55	0.00	5.26	0.00	0.00	5.26	2.30	1.006	48.74	37	25	50
	piano 6°	15.40	0.00	5.26	0.00	0.00	0.00	2.90	1.269	559.39	425	25	50
	piano 5°	15.40	0.00	5.26	0.00	0.00	0.00	2.90	1.269	854.21	649	25	50
	piano 4°	15.40	0.00	5.26	0.00	0.00	0.00	2.90	1.269	1149.02	872	25	50
	piano 3°	15.40	0.00	5.26	0.00	0.00	0.00	2.90	1.269	1443.83	1096	25	50
	piano 2°	15.40	0.00	5.26	0.00	0.00	0.00	2.90	1.776	1739.15	1321	25	70
	piano 1°	15.40	4.21	5.26	0.00	5.26	0.00	2.90	1.776	2034.47	1545	25	70
piano 0°	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	2.60	1.593	2411.65	1831	25	70	
in fondazione										2411.65			

4	Copertura	15.23	-	-	-	0.00	-	-	0.00	-	-	-	-
	piano 7°	23.55	0.00	5.26	0.00	0.00	5.26	2.30	1.006	48.74	37	25	50
	piano 6°	23.81	0.00	5.26	5.26	0.00	5.26	2.90	1.269	559.39	425	25	50
	piano 5°	20.31	0.00	5.26	4.67	0.00	3.07	2.90	1.269	1089.79	828	25	50
	piano 4°	20.31	0.00	5.26	4.67	0.00	3.07	2.90	1.269	1526.76	1159	25	50
	piano 3°	20.31	0.00	5.26	4.67	0.00	3.07	2.90	1.269	1963.74	1491	25	50
	piano 2°	20.31	0.00	5.26	4.67	0.00	3.07	2.90	1.776	2401.22	1823	25	70
	piano 1°	19.40	4.94	5.26	2.27	5.29	2.27	2.90	1.776	2838.70	2156	25	70
piano 0°	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	2.60	1.593	3333.16	2531	25	70	
in fondazione										3333.16			

Pilastrì	PIANO	AREA INFLUENZA SOL INT.	AREA INFLUENZA SOL EST.	FACCIATA	PARAPETTO BALCONI	travone	DELTA SBALZO	ALTEZZA PILASTRO	Carico G ^d	N ^d al piano	Area nec.	b	h
N°	n°	m ²	m ²	m	m	m	m	m	kN	kN	cm ²	cm	cm

5	Copertura	10.00	-	-	-	2.67	-	-	0.00	-	-	-	-
	piano 7°	20.02	0.00	6.10	0.00	0.00	9.12	2.30	1.006	70.55	54	25	50
	piano 6°	11.51	0.00	5.49	4.25	0.00	2.68	2.90	1.269	580.02	440	25	50
	piano 5°	11.51	0.00	5.49	4.25	0.00	2.68	2.90	1.269	859.64	653	25	50
	piano 4°	11.51	0.00	5.49	0.00	0.00	0.00	2.90	1.269	1139.25	865	25	50
	piano 3°	11.51	0.00	5.49	0.00	0.00	0.00	2.90	1.269	1368.19	1039	25	50
	piano 2°	11.51	0.00	5.49	0.00	0.00	0.00	2.90	1.776	1597.64	1213	25	70
	piano 1°	11.51	3.42	5.49	0.00	5.49	0.00	2.90	1.776	1827.09	1387	25	70
piano 0°	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	2.60	1.593	2129.90	1617	25	70	
in fondazione										2129.90			

5'	Copertura	16.00	-	-	-	2.67	-	-	0.00	-	-	-	-
	piano 7°	12.49	0.00	6.31	0.00	0.00	9.12	2.30	6.038	94.39	143	25	300
	piano 6°	14.65	0.00	5.70	4.25	0.00	2.68	2.90	7.613	481.44	731	25	300
	piano 5°	14.65	0.00	5.70	4.25	0.00	2.68	2.90	7.613	822.67	1249	25	300
	piano 4°	10.44	0.00	5.70	0.00	0.00	0.00	2.90	7.613	1163.90	1768	25	300
	piano 3°	13.88	0.00	5.70	0.00	0.00	0.00	2.90	7.613	1381.85	2099	25	300
	piano 2°	13.88	0.00	5.70	0.00	0.00	0.00	2.90	7.613	1659.12	2520	25	300
	piano 1°	17.63	3.42	5.70	0.00	2.90	0.00	2.90	7.613	1936.40	2941	25	300
piano 0°	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	2.60	6.825	2336.42	3548	25	300	
in fondazione										2336.42			

6	Copertura	7.27	-	-	-	0.00	-	-	0.00	-	-	-	-
	piano 7°	17.99	0.00	5.51	0.00	0.00	4.92	2.30	1.006	23.79	18	25	50
	piano 6°	18.24	0.00	3.32	6.51	0.00	4.92	2.90	1.269	435.01	330	25	50
	piano 5°	18.24	0.00	3.32	6.51	0.00	4.92	2.90	1.269	857.79	651	25	50
	piano 4°	18.24	0.00	3.32	6.51	0.00	4.92	2.90	1.269	1280.57	972	25	50
	piano 3°	18.24	0.00	3.32	6.51	0.00	4.92	2.90	1.269	1703.36	1293	25	50
	piano 2°	18.24	0.00	3.32	6.51	0.00	4.92	2.90	1.776	2126.65	1615	25	70
	piano 1°	17.41	0.00	3.32	6.51	4.14	4.92	2.90	1.776	2549.94	1936	25	70
piano 0°	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	2.60	1.593	2982.23	2265	25	70	
in fondazione										2982.23			

Pilastrri	PIANO	AREA INFLUENZA SOL INT.	AREA INFLUENZA SOL EST.	FACCIATA	PARAPETTO BALCONI	travone	DELTA SBALZO	ALTEZZA PILASTRO	Carico G ^d	N ^d al piano	Area nec.	b	h
N°	n°	m ²	m ²	m	m	m	m	m	kN	kN	cm ²	cm	cm

7	Copertura	4.67	-	-	-	-	0.00	-	-	0.00	-	-	-
	piano 2°	4.67	0.00	4.49	0.00	0.00	0.00	2.90	1.776	16.41	12	25	70
	piano 1°	4.64	4.27	5.54	0.00	5.51	0.00	2.90	1.776	122.57	93	25	70
	piano 0°	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	2.60	1.593	233.61	177	25	70
	in fondazione										233.61		

8	Copertura	8.21	-	-	-	-	0.00	-	-	0.00	-	-	-
	piano 2°	8.21	0.00	4.96	0.00	0.00	0.00	2.90	1.776	27.51	21	25	70
	piano 1°	7.98	0.00	4.96	0.00	0.00	0.00	2.90	1.776	197.22	150	25	70
	piano 0°	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	2.60	1.593	362.79	275	25	70
in fondazione										362.79			

9	Copertura	21.51	-	-	-	-	4.81	-	-	0.00	-	-	-
	piano 7°	12.61	0.00	5.41	0.00	0.00	0.00	2.30	1.006	137.25	104	25	50
	piano 6°	17.91	0.00	5.41	4.01	0.00	2.45	2.90	1.269	384.74	292	25	50
	piano 5°	21.27	0.00	4.81	4.96	0.00	4.81	2.90	1.269	770.33	585	25	50
	piano 4°	14.06	0.00	4.81	0.00	0.00	0.00	2.90	1.269	1247.21	947	25	50
	piano 3°	20.84	0.00	4.81	0.00	0.00	0.00	2.90	1.269	1516.53	1152	25	50
	piano 2°	20.84	0.00	4.71	0.00	0.00	0.00	2.90	1.776	1903.29	1445	25	70
	piano 1°	20.84	0.00	4.71	0.00	0.00	0.00	2.90	1.776	2289.52	1739	25	70
piano 0°	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	2.60	1.593	2675.56	2032	25	70	
in fondazione										2675.56			

10	Copertura	21.51	-	-	-	-	4.81	-	-	0.00	-	-	-
	piano 7°	14.07	0.00	4.81	0.00	0.00	0.00	2.30	1.006	137.25	104	25	50
	piano 6°	17.97	0.00	4.81	4.05	0.00	2.44	2.90	1.269	406.73	309	25	50
	piano 5°	14.07	0.00	4.81	0.00	0.00	0.00	2.90	1.269	790.15	600	25	50
	piano 4°	17.99	0.00	4.81	4.05	0.00	2.44	2.90	1.269	1059.63	805	25	50
	piano 3°	17.99	0.00	4.81	4.05	0.00	2.44	2.90	1.269	1443.39	1096	25	50
	piano 2°	14.06	0.00	4.81	0.00	0.00	0.00	2.90	1.776	1827.66	1388	25	70
	piano 1°	14.31	0.00	4.81	0.00	0.00	0.00	2.90	1.776	2097.48	1593	25	70
piano 0°	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	2.60	1.593	2371.42	1801	25	70	
in fondazione										2371.42			

Pilastrì	PIANO	AREA INFLUENZA SOL INT.	AREA INFLUENZA SOL EST.	FACCIATA	PARAPETTO BALCONI	travone	DELTA SBALZO	ALTEZZA PILASTRO	Carico G ^d	N ^d al piano	Area nec.	b	h
N°	n°	m ²	m ²	m	m	m	m	m	kN	kN	cm ²	cm	cm

11	Copertura	4.51	-	-	-	0.00	-	-	0.00	-	-	-	-
	piano 2°	4.51	0.00	4.50	0.00	0.00	0.00	2.90	1.776	15.91	12	25	70
	piano 1°	4.51	0.00	4.50	0.00	2.72	0.00	2.90	1.776	119.37	91	25	70
	piano 0°	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	2.60	1.593	222.64	169	25	70
in fondazione										222.64			

12	Copertura	16.28	-	-	-	8.13	-	-	0.00	-	-	-	-
	piano 7°	6.09	0.00	5.10	0.00	0.00	0.00	2.30	1.610	168.97	128	20	100
	piano 6°	6.09	0.00	5.10	0.00	0.00	0.00	2.90	3.045	304.13	231	30	100
	piano 5°	19.49	0.00	5.10	8.83	0.00	6.95	2.90	3.045	439.29	334	30	100
	piano 4°	13.11	0.00	5.10	5.27	0.00	2.92	2.90	3.045	930.64	707	30	100
	piano 3°	10.98	0.00	5.10	0.00	0.00	0.00	2.90	3.045	1243.95	945	30	100
	piano 2°	10.98	0.00	5.54	0.00	0.00	0.00	2.90	3.045	1463.46	1111	30	100
	piano 1°	11.04	0.00	5.54	0.00	2.87	0.00	2.90	3.045	1685.30	1280	30	100
piano 0°	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	2.60	2.730	1924.15	1461	30	100	
in fondazione										1924.15			

13	Copertura	16.28	-	-	-	8.13	-	-	0.00	-	-	-	-
	piano 7°	6.09	0.00	5.10	0.00	0.00	0.00	2.30	1.610	168.97	128	20	100
	piano 6°	6.09	0.00	5.10	0.00	0.00	0.00	2.90	3.045	304.13	231	30	100
	piano 5°	7.83	0.00	5.10	3.12	0.00	0.73	2.90	3.045	439.29	334	30	100
	piano 4°	7.83	0.00	5.10	3.12	0.00	0.73	2.90	3.045	623.96	474	30	100
	piano 3°	6.09	0.00	5.10	0.00	0.00	0.00	2.90	3.045	808.63	614	30	100
	piano 2°	6.09	0.00	5.10	0.00	0.00	0.00	2.90	3.045	943.79	717	30	100
	piano 1°	6.09	0.00	5.10	0.00	2.98	0.00	2.90	3.045	1078.95	819	30	100
piano 0°	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	2.60	2.730	1230.71	935	30	100	
in fondazione										1230.71			

Pilastr	PIANO	AREA INFLUENZA SOL INT.	AREA INFLUENZA SOL EST.	FACCIATA	PARAPETTO BALCONI	travone	DELTA SBALZO	ALTEZZA PILASTRO	Carico G^d	N_s^d al piano	Area nec.	b	h
N°	n°	m ²	m ²	m	m	m	m	m	kN	kN	cm ²	cm	cm

Ascensore	Copertura	10.50	-	-	-	0.00	-	-	0.00	-	-	-	-
	piano 7°	16.28	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	2.30	5.877	38.78	59	20	365
	piano 6°	6.70	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	2.90	7.410	326.99	497	20	365
	piano 5°	6.70	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	2.90	7.410	449.96	683	20	365
	piano 4°	6.70	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	2.90	7.410	572.93	870	20	365
	piano 3°	6.70	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	2.90	7.410	695.90	1057	20	365
	piano 2°	6.70	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	2.90	7.410	818.87	1244	20	365
	piano 1°	6.70	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	2.90	7.410	941.85	1430	20	365
	piano 0°	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	2.60	6.643	1064.05	1616	20	365
in fondazione										1064.05			

Scale	Copertura	25.20	-	-	-	5.00	-	-	0.00	-	-	-	-
	piano 7°	17.96	0.00	5.42	7.40	0.00	2.90	2.30	25.237	175.76	267	30	1045
	piano 6°	27.25	0.00	6.45	7.40	0.00	2.68	2.90	31.820	609.09	925	30	1045
	piano 5°	22.97	0.00	6.45	4.22	0.00	0.00	2.90	31.820	1204.97	1830	30	1045
	piano 4°	27.25	0.00	6.45	0.00	0.00	2.68	2.90	31.820	1679.46	2551	30	1045
	piano 3°	28.50	0.00	6.45	4.22	0.00	2.68	2.90	31.820	2253.88	3423	30	1045
	piano 2°	24.42	0.00	6.45	4.22	0.00	0.00	2.90	31.820	2862.10	4347	30	1045
	piano 1°	24.57	0.00	6.45	0.00	6.45	0.00	2.90	31.820	3361.60	5105	30	1045
	piano 0°	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	2.60	28.529	3884.77	5900	30	1045
in fondazione										3884.77			

6.4.2.1 Quadro riassuntivo combinazione Slu

Sono riportate, nelle tabelle sotto, lo sviluppo dei carichi verticali agenti sui singoli pilastri e le relative sommatorie dei carichi totali per piano.

CARICO TOTALE Slu

SLU	Pilastro n°	1	2	3	4	5	5'	6	7
		kN	kN	kN	kN	kN	kN	kN	kN
Totali	Copertura	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	-
	piano 7°	23.36	23.36	48.74	48.74	70.55	94.39	23.79	-
	piano 6°	418.05	418.05	510.66	510.66	509.47	387.05	411.22	-
	piano 5°	310.36	472.96	294.81	530.39	279.62	341.23	422.78	-
	piano 4°	146.80	146.80	294.81	436.98	279.62	341.23	422.78	-
	piano 3°	146.80	146.80	294.81	436.98	228.94	217.94	422.78	0.00
	piano 2°	146.80	146.80	295.32	437.48	229.45	277.28	423.29	16.41
	piano 1°	146.80	146.80	295.32	437.48	229.45	277.28	423.29	106.16
	piano 0°	202.20	211.34	377.17	494.45	302.81	400.02	432.29	111.04
	N_s^d pil.	1541.17	1712.90	2411.65	3333.16	2129.90	2336.42	2982.23	233.61
	N_s^d pil.	1541.17	1712.90	2411.65	3333.16	2129.90	2336.42	2982.23	233.61

Pilastro n°	8	9	10	11	12	13	Asc	Scale	N_s^d piano
	kN	kN	kN	kN	kN	kN	kN	kN	kN
Copertura	-	0.00	0.00	-	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
piano 7°	-	137.25	137.25	-	168.97	168.97	38.78	175.76	991.15
piano 6°	-	247.49	269.48	-	135.16	135.16	288.21	433.33	4246.65
piano 5°	-	385.59	383.41	-	135.16	135.16	122.97	595.88	3819.46
piano 4°	-	476.89	269.48	-	491.35	184.67	122.97	474.49	3618.37
piano 3°	0.00	269.31	383.76	0.00	313.31	184.67	122.97	574.42	3172.07
piano 2°	27.51	386.76	384.27	15.91	219.50	135.16	122.97	608.22	3266.91
piano 1°	169.72	386.23	269.82	103.46	221.84	135.16	122.97	499.50	3472.77
piano 0°	165.56	386.05	273.95	103.27	238.85	151.76	122.20	523.17	3972.97
N_s^d pil.	362.79	2675.56	2371.42	222.64	1924.15	1230.71	1064.05	3884.77	30417.12
N_s^d pil.	362.79	2675.56	2371.42	222.64	1924.15	1230.71	1064.05	3884.77	30417.12

Tabella ()

Combinazione Sismica – Carichi verticali

CARICHI

COPERTURA	4.160	$\frac{kN}{m^2}$
SOLAIO PIANO TIPO	10.00	$\frac{kN}{m^2}$
delta sbalzo b=1,50 mt	6.860	$\frac{kN}{m}$

FACCIATA P. TIPO	4.084	$\frac{kN}{m}$
TRAVONE B 25; H 82,5 CM	4.366	$\frac{kN}{m}$
PARAPETTO BALCONE	2.900	$\frac{kN}{m}$

SOLAIO SU GARAGE (CON TERRA 50 cm)	6.979	$\frac{kN}{m^2}$
SCALE	6.550	$\frac{kN}{m^2}$

MATERIALI

Acciaio: Fe B 450 c		
$f_y^d =$	391.3	$\frac{N}{mm^2}$
$f_y^d =$	313.0	$\frac{N}{mm^2}$
$A_c/A_s =$	1.00	%

Calcestruzzo C 28/35		
$R_{ck} =$	35.0	$\frac{N}{mm^2}$
$f_c^d =$	16.5	$\frac{N}{mm^2}$
$f_c^d =$	6.6	$\frac{N}{mm^2}$
$f_{ct}^d =$	2.83	$\frac{N}{mm^2}$

Pilastrì	PIANO	AREA INFLUENZA SOL INT.	AREA INFLUENZA SOL EST.	FACCIATA	PARAPETTO BALCONI	travone	DELTA SBALZO	ALTEZZA PILASTRO	Carico G^d	N_s^d al piano	Area nec.	b	h
N°	n°	m ²	m ²	m	m	m	m	m	kN	kN	cm ²	cm	cm

1	Copertura	6.94	-	-	-	0.00	-	-	0.00	-	-	-	-
	piano 7°	17.20	0.00	5.31	0.00	0.00	6.30	2.30	2.415	16.85	26	20	100
	piano 6°	13.07	0.00	5.31	5.34	0.00	2.67	2.90	3.045	256.80	390	30	100
	piano 5°	6.70	0.00	5.31	0.00	0.00	0.00	2.90	3.045	446.03	677	30	100
	piano 4°	6.70	0.00	5.31	0.00	0.00	0.00	2.90	3.045	537.76	817	30	100
	piano 3°	6.70	0.00	5.31	0.00	0.00	0.00	2.90	3.045	629.49	956	30	100
	piano 2°	6.70	0.00	5.31	0.00	0.00	0.00	2.90	3.045	721.22	1095	30	100
	piano 1°	6.82	3.28	5.31	0.00	2.29	0.00	2.90	3.045	812.95	1235	30	100
piano 0°	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	2.60	0.000	935.73	1421	30	100	

in
fondazione **935.73**

Pilastr	PIANO	AREA INFLUENZA SOL INT.	AREA INFLUENZA SOL EST.	FACCIATA	PARAPETTO BALCONI	travone	DELTA SBALZO	ALTEZZA PILASTRO	Carico G ^d	N _s ^d al piano	Area nec.	b	h
N°	n°	m ²	m ²	m	m	m	m	m	kN	kN	cm ²	cm	cm

2	Copertura	6.94	-	-	-	0.00	-	-	0.00	-	-	-	-
	piano 7°	17.20	0.00	5.31	0.00	0.00	6.30	2.30	2.415	16.85	13	20	100
	piano 6°	18.15	0.00	5.31	8.20	0.00	7.33	2.90	3.045	256.80	195	30	100
	piano 5°	6.70	0.00	5.31	0.00	0.00	0.00	2.90	3.045	537.09	408	30	100
	piano 4°	6.70	0.00	5.31	0.00	0.00	0.00	2.90	3.045	628.82	477	30	100
	piano 3°	6.70	0.00	5.31	0.00	0.00	0.00	2.90	3.045	720.55	547	30	100
	piano 2°	6.70	0.00	5.31	0.00	0.00	0.00	2.90	3.045	812.28	617	30	100
	piano 1°	6.94	3.85	5.31	0.00	2.29	0.00	2.90	3.045	904.01	686	30	100
	piano 0°	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	2.60	0.000	1031.97	784	30	100
in fondazione										1031.97			

3	Copertura	15.23	-	-	-	0.00	-	-	0.00	-	-	-	-
	piano 7°	23.55	0.00	5.26	0.00	0.00	5.26	2.30	1.006	32.68	25	25	50
	piano 6°	15.40	0.00	5.26	0.00	0.00	0.00	2.90	1.269	327.02	248	25	50
	piano 5°	15.40	0.00	5.26	0.00	0.00	0.00	2.90	1.269	503.77	383	25	50
	piano 4°	15.40	0.00	5.26	0.00	0.00	0.00	2.90	1.269	680.52	517	25	50
	piano 3°	15.40	0.00	5.26	0.00	0.00	0.00	2.90	1.776	857.78	651	25	50
	piano 2°	15.40	0.00	5.26	0.00	0.00	0.00	2.90	1.776	1035.03	786	25	70
	piano 1°	15.40	4.21	5.26	0.00	5.26	0.00	2.90	1.776	1212.29	921	25	70
	piano 0°	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	2.60	0.000	1440.12	1094	25	70
in fondazione										1440.12			

4	Copertura	15.23	-	-	-	0.00	-	-	0.00	-	-	-	-
	piano 7°	23.55	0.00	5.26	0.00	0.00	5.26	2.30	1.006	32.68	25	25	50
	piano 6°	23.81	0.00	5.26	5.26	0.00	5.26	2.90	1.269	327.02	248	25	50
	piano 5°	20.31	0.00	5.26	4.67	0.00	3.07	2.90	1.269	639.21	485	25	50
	piano 4°	20.31	0.00	5.26	4.67	0.00	3.07	2.90	1.269	899.66	683	25	50
	piano 3°	20.31	0.00	5.26	4.67	0.00	3.07	2.90	1.776	1160.62	881	25	50
	piano 2°	20.31	0.00	5.26	4.67	0.00	3.07	2.90	1.776	1421.58	1079	25	70
	piano 1°	19.40	4.94	5.26	2.27	5.29	2.27	2.90	1.776	1682.54	1278	25	70
	piano 0°	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	2.60	0.000	1977.75	1502	25	70
in fondazione										1977.75			

Pilastrì	PIANO	AREA INFLUENZA SOL INT.	AREA INFLUENZA SOL EST.	FACCIATA	PARAPETTO BALCONI	travone	DELTA SBALZO	ALTEZZA PILASTRO	Carico G ^d	N _s ^d al piano	Area nec.	b	h
N°	n°	m ²	m ²	m	m	m	m	m	kN	kN	cm ²	cm	cm

5	Copertura	10.00	-	-	-	-	2.67	-	-	0.00	-	-	-
	piano 7°	20.02	0.00	6.10	0.00	0.00	9.12	2.30	1.006	40.12	30	25	50
	piano 6°	11.51	0.00	5.49	4.25	0.00	2.68	2.90	1.269	329.07	250	25	50
	piano 5°	11.51	0.00	5.49	4.25	0.00	2.68	2.90	1.269	498.57	379	25	50
	piano 4°	11.51	0.00	5.49	0.00	0.00	0.00	2.90	1.269	668.06	507	25	50
	piano 3°	11.51	0.00	5.49	0.00	0.00	0.00	2.90	1.776	807.36	613	25	50
	piano 2°	11.51	0.00	5.49	0.00	0.00	0.00	2.90	1.776	946.66	719	25	70
	piano 1°	11.51	3.42	5.49	0.00	5.49	0.00	2.90	1.776	1085.95	825	25	70
piano 0°	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	2.60	0.000	1271.31	965	25	70	

in fondazione 1271.31

5'	Copertura	16.00	-	-	-	-	2.67	-	-	0.00	-	-	-
	piano 7°	12.49	0.00	6.31	0.00	0.00	9.12	2.30	6.038	57.63	88	25	300
	piano 6°	14.65	0.00	5.70	4.25	0.00	2.68	2.90	7.613	278.48	423	25	300
	piano 5°	14.65	0.00	5.70	4.25	0.00	2.68	2.90	7.613	486.58	739	25	300
	piano 4°	10.44	0.00	5.70	0.00	0.00	0.00	2.90	7.613	694.68	1055	25	300
	piano 3°	13.88	0.00	5.70	0.00	0.00	0.00	2.90	7.613	829.97	1260	25	300
	piano 2°	13.88	0.00	5.70	0.00	0.00	0.00	2.90	7.613	999.66	1518	25	300
	piano 1°	17.63	3.42	5.70	0.00	2.90	0.00	2.90	7.613	1169.35	1776	25	300
piano 0°	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	2.60	0.000	1405.46	2134	25	300	

in fondazione 1405.46

6	Copertura	7.27	-	-	-	-	0.00	-	-	0.00	-	-	-
	piano 7°	17.99	0.00	5.51	0.00	0.00	4.92	2.30	1.006	16.13	12	25	50
	piano 6°	18.24	0.00	3.32	6.51	0.00	4.92	2.90	1.269	253.55	193	25	50
	piano 5°	18.24	0.00	3.32	6.51	0.00	4.92	2.90	1.269	503.41	382	25	50
	piano 4°	18.24	0.00	3.32	6.51	0.00	4.92	2.90	1.269	753.26	572	25	50
	piano 3°	18.24	0.00	3.32	6.51	0.00	4.92	2.90	1.776	1003.63	762	25	50
	piano 2°	18.24	0.00	3.32	6.51	0.00	4.92	2.90	1.776	1253.99	952	25	70
	piano 1°	17.41	0.00	3.32	6.51	4.14	4.92	2.90	1.776	1504.36	1142	25	70
piano 0°	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	2.60	0.000	1762.72	1339	25	70	

in fondazione 1762.72

Pilastrì	PIANO	AREA INFLUENZA SOL INT.	AREA INFLUENZA SOL EST.	FACCIATA	PARAPETTO BALCONI	travone	DELTA SBALZO	ALTEZZA PILASTRO	Carico G ^d	N ^d al piano	Area nec.	b	h
N°	n°	≡ ²	≡ ²	≡	≡	≡	≡	≡	kN	kN	cm ²	cm	cm

7	Copertura	4.67	-	-	-	-	0.00	-	-	0.00	-	-	-
	piano 2°	4.67	0.00	4.49	0.00	0.00	0.00	2.90	1.776	11.49	9	25	70
	piano 1°	4.64	4.27	5.54	0.00	5.51	0.00	2.90	1.776	78.30	59	25	70
	piano 0°	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	2.60	0.000	147.33	112	25	70
in fondazione										147.33			

8	Copertura	8.21	-	-	-	-	0.00	-	-	0.00	-	-	-
	piano 2°	8.21	0.00	4.96	0.00	0.00	0.00	2.90	1.776	18.85	14	25	70
	piano 1°	7.98	0.00	4.96	0.00	0.00	0.00	2.90	1.776	122.99	93	25	70
	piano 0°	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	2.60	0.000	223.04	169	25	70
in fondazione										223.04			

9	Copertura	21.51	-	-	-	-	4.81	-	-	0.00	-	-	-
	piano 7°	12.61	0.00	5.41	0.00	0.00	0.00	2.30	1.006	78.74	60	25	50
	piano 6°	17.91	0.00	5.41	4.01	0.00	2.45	2.90	1.269	228.21	173	25	50
	piano 5°	21.27	0.00	4.81	4.96	0.00	4.81	2.90	1.269	459.10	349	25	50
	piano 4°	14.06	0.00	4.81	0.00	0.00	0.00	2.90	1.269	740.10	562	25	50
	piano 3°	20.84	0.00	4.81	0.00	0.00	0.00	2.90	1.776	902.12	685	25	50
	piano 2°	20.84	0.00	4.71	0.00	0.00	0.00	2.90	1.776	1131.94	860	25	70
	piano 1°	20.84	0.00	4.71	0.00	0.00	0.00	2.90	1.776	1361.35	1034	25	70
piano 0°	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	2.60	0.000	1588.98	1207	25	70	
in fondazione										1588.98			

10	Copertura	21.51	-	-	-	-	4.81	-	-	0.00	-	-	-
	piano 7°	14.07	0.00	4.81	0.00	0.00	0.00	2.30	1.006	78.74	60	25	50
	piano 6°	17.97	0.00	4.81	4.05	0.00	2.44	2.90	1.269	240.36	183	25	50
	piano 5°	14.07	0.00	4.81	0.00	0.00	0.00	2.90	1.269	469.45	356	25	50
	piano 4°	17.99	0.00	4.81	4.05	0.00	2.44	2.90	1.269	631.06	479	25	50
	piano 3°	17.99	0.00	4.81	4.05	0.00	2.44	2.90	1.776	860.87	654	25	50
	piano 2°	14.06	0.00	4.81	0.00	0.00	0.00	2.90	1.776	1090.67	828	25	70
	piano 1°	14.31	0.00	4.81	0.00	0.00	0.00	2.90	1.776	1252.69	951	25	70
piano 0°	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	2.60	0.000	1415.43	1075	25	70	
in fondazione										1415.43			

Pilastrì	PIANO	AREA INFLUENZA SOL INT.	AREA INFLUENZA SOL EST.	FACCIATA	PARAPETTO BALCONI	travone	DELTA SBALZO	ALTEZZA PILASTRO	Carico G ^d	N _s ^d al piano	Area nec.	b	h
N°	n°	m ²	m ²	m	m	m	m	m	kN	kN	cm ²	cm	cm

11	Copertura	4.51	-	-	-	0.00	-	-	0.00	-	-	-	-
	piano 2°	4.51	0.00	4.50	0.00	0.00	0.00	2.90	1.776	11.16	8	25	70
	piano 1°	4.51	0.00	4.50	0.00	2.72	0.00	2.90	1.776	76.41	58	25	70
	piano 0°	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	2.60	0.000	139.89	106	25	70
	in fondazione										139.89		

12	Copertura	16.28	-	-	-	8.13	-	-	0.00	-	-	-	-
	piano 7°	6.09	0.00	5.10	0.00	0.00	0.00	2.30	2.415	92.05	70	20	100
	piano 6°	6.09	0.00	5.10	0.00	0.00	0.00	2.90	3.045	176.82	134	30	100
	piano 5°	19.49	0.00	5.10	8.83	0.00	6.95	2.90	3.045	261.59	199	30	100
	piano 4°	13.11	0.00	5.10	5.27	0.00	2.92	2.90	3.045	553.65	420	30	100
	piano 3°	10.98	0.00	5.10	0.00	0.00	0.00	2.90	3.045	743.94	565	30	100
	piano 2°	10.98	0.00	5.54	0.00	0.00	0.00	2.90	3.045	877.61	666	30	100
	piano 1°	11.04	0.00	5.54	0.00	2.87	0.00	2.90	3.045	1013.08	769	30	100
piano 0°	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	2.60	0.000	1158.64	880	30	100	
in fondazione										1158.64			

13	Copertura	16.28	-	-	-	8.13	-	-	0.00	-	-	-	-
	piano 7°	6.09	0.00	5.10	0.00	0.00	0.00	2.30	2.415	92.05	70	20	100
	piano 6°	6.09	0.00	5.10	0.00	0.00	0.00	2.90	3.045	176.82	134	30	100
	piano 5°	7.83	0.00	5.10	3.12	0.00	0.73	2.90	3.045	261.59	199	30	100
	piano 4°	7.83	0.00	5.10	3.12	0.00	0.73	2.90	3.045	377.82	287	30	100
	piano 3°	6.09	0.00	5.10	0.00	0.00	0.00	2.90	3.045	494.05	375	30	100
	piano 2°	6.09	0.00	5.10	0.00	0.00	0.00	2.90	3.045	578.82	440	30	100
	piano 1°	6.09	0.00	5.10	0.00	2.98	0.00	2.90	3.045	663.60	504	30	100
piano 0°	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	2.60	0.000	758.34	576	30	100	
in fondazione										758.34			

Pilastrri	PIANO	AREA INFLUENZA SOL INT.	AREA INFLUENZA SOL EST.	FACCIATA	PARAPETTO BALCONI	travone	DELTA SBALZO	ALTEZZA PILASTRO	Carico G ^d	N ^d al piano	Area nec.	b	h
N°	n°	m ²	m ²	m	m	m	m	m	kN	kN	cm ²	cm	cm

Ascensore	Copertura	10.50	-	-	-	0.00	-	-	0.00	-	-	-	-
	piano 7°	16.28	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	2.30	5.877	27.72	42	20	365
	piano 6°	6.70	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	2.90	7.410	197.93	301	20	365
	piano 5°	6.70	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	2.90	7.410	272.34	414	20	365
	piano 4°	6.70	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	2.90	7.410	346.75	527	20	365
	piano 3°	6.70	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	2.90	7.410	421.15	640	20	365
	piano 2°	6.70	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	2.90	7.410	495.56	753	20	365
	piano 1°	6.70	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	2.90	7.410	569.97	866	20	365
	piano 0°	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	2.60	0.000	636.97	967	20	365
in fondazione										636.97			

Scale	Copertura	25.20	-	-	-	5.00	-	-	0.00	-	-	-	-
	piano 7°	17.96	0.00	5.42	7.40	0.00	2.90	2.30	25.237	111.95	170	30	1045
	piano 6°	27.25	0.00	6.45	7.40	0.00	2.68	2.90	31.820	386.86	588	30	1045
	piano 5°	22.97	0.00	6.45	4.22	0.00	0.00	2.90	31.820	757.37	1150	30	1045
	piano 4°	27.25	0.00	6.45	0.00	0.00	2.68	2.90	31.820	1057.47	1606	30	1045
	piano 3°	28.50	0.00	6.45	4.22	0.00	2.68	2.90	31.820	1406.51	2136	30	1045
	piano 2°	24.42	0.00	6.45	4.22	0.00	0.00	2.90	31.820	1780.30	2704	30	1045
	piano 1°	24.57	0.00	6.45	0.00	6.45	0.00	2.90	31.820	2094.90	3181	30	1045
	piano 0°	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	2.60	0.000	2395.10	3637	30	1045
in fondazione										2395.10			

6.4.2.2 Quadro riassuntivo combinazione Sismica

Sono riportate, nelle tabelle sotto, lo sviluppo dei carichi verticali agenti sui singoli pilastri e le relative sommatorie dei carichi totali per piano.

CARICO TOTALE Sisma

SISMA	Pilastro n°	1	2	3	4	5	5'	6	7
		kN	kN	kN	kN	kN	kN	kN	kN
Totali	Copertura	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	-
	piano 7°	16.85	16.85	32.68	32.68	40.12	57.63	16.13	-
	piano 6°	239.95	239.95	294.33	294.33	288.94	220.84	237.42	-
	piano 5°	189.23	280.29	176.75	312.19	169.50	208.10	249.86	-
	piano 4°	91.73	91.73	176.75	260.45	169.50	208.10	249.86	-
	piano 3°	91.73	91.73	177.26	260.96	139.30	135.29	250.36	0.00
	piano 2°	91.73	91.73	177.26	260.96	139.30	169.69	250.36	11.49
	piano 1°	91.73	91.73	177.26	260.96	139.30	169.69	250.36	66.81
	piano 0°	122.78	127.95	227.83	295.21	185.36	236.11	258.36	69.02
	N_s^d pil.	935.73	1031.97	1440.12	1977.75	1271.31	1405.46	1762.72	147.33
	N_s^d pil.	935.73	1031.97	1440.12	1977.75	1271.31	1405.46	1762.72	147.33

Pilastro n°	8	9	10	11	12	13	Asc	Scale	N_s^d piano
	kN	kN	kN	kN	kN	kN	kN	kN	kN
Copertura	-	0.00	0.00	-	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
piano 7°	-	78.74	0.00	-	92.05	92.05	27.72	111.95	622.47
piano 6°	-	149.46	78.74	-	84.77	84.77	170.21	274.91	2664.64
piano 5°	-	230.90	161.61	-	84.77	84.77	74.41	370.51	2597.89
piano 4°	-	280.99	229.10	-	292.06	116.23	74.41	300.10	2545.00
piano 3°	0.00	162.02	161.61	0.00	190.29	116.23	74.41	349.05	2203.23
piano 2°	18.85	229.82	229.80	0.00	133.67	84.77	74.41	373.78	2339.64
piano 1°	104.13	229.41	229.80	11.16	135.47	84.77	74.41	314.60	2432.60
piano 0°	100.06	227.64	162.02	65.25	145.56	94.74	67.00	300.20	2685.09
N_s^d pil.	223.04	1588.98	1252.69	76.41	1158.64	758.34	636.97	2395.10	18062.56
N_s^d pil.	223.04	1588.98	1252.69	76.41	1158.64	758.34	636.97	2395.10	18062.56

Totali allo spiccato fondazione **18288.78**

Tabella ()

6.4.3 Dimensionamento degli elementi verticali - controventi

In un edificio di n_s impalcati e altezza totale L in cui siano presenti degli elementi di controvento (vani ascensori, setti di vani scale, pilastri-setti), gli effetti globali del II ordine possono essere trascurati se:

$$F_{V,Ed} \leq k \frac{n_s}{n_s + 16} \frac{\sum E_{cd} I_c}{L^2}$$

in cui

n_s numero impalcati liberi di muoversi (si esclude l'impalcato di piano terreno);

$F_{V,Ed}$ peso totale della parte di fabbricato libera di muoversi;

I_c momento d'inerzia massimo di ogni elemento di controvento (sezione lorda di cls non fessurata);

k coefficiente che modifica l'inerzia I_c : $k = 0,62$ se sotto le sollecitazioni N_{Ed}, M_{Ed} nessun elemento di controvento è fessurato; $k = 0,31$ se almeno un elemento di controvento è fessurato;

$E_{cd} = \frac{E_{cm}}{\gamma_c} = \frac{22.000}{1,2} \left(\frac{f_{ck} + 8}{10} \right)^{0,3}$ modulo elastico di progetto del calcestruzzo ($\gamma_c = 1,20 E_c, f_{ck}$ in N/mm²)

La relazione sopra vale a condizione che, come si assume per il per il caso in esame, i fenomeni torsionali di piano e le deformazioni per taglio degli elementi siano trascurabili, che gli elementi di controvento siano continui e con inerzia costante dalle fondazioni fino in sommità e che il carico verticale totale $F_{V,Ed}$ aumenti all'incirca della stessa quota per ogni piano.

In presenza di interrato scatolare rigido che impedisce lo spostamento orizzontale degli elementi di controvento l'altezza L è la distanza dal solaio di PT a un piano intermedio tra l'ultimo solaio e la copertura:

n_s	7	numero piani escluso copertura
L (m)	24.71	h edificio al colmo di copertura
$F_{v,ed}$ (kN)	30288.2	peso totale primo solaio in esercizio per ipotesi di sezione non fessurata (0,31 se fessurata)
k1:	0.62	

$I_{c,tot,min}$	1.37	m⁴
-----------------	-------------	----------------------

Vengono ora calcolate le inerzie dei principali sistemi di controvento dell'edificio, in particolar modo i due nuclei individuati rispettivamente dal nucleo ascensore e il nucleo scale; essendo i due corpi a contatto e integrati in un unico nucleo, si è preferito assimilarli in due nuclei distinti: il vano

ascensore in una sezione equivalente a L (formata quindi da due pareti accoppiate e trasversali una all'altra) e il vano scale in una classica sezione a U.

I nuclei ascensore possono essere suddivisi in elementi semplici come in figura. Con riferimento al sistema d'assi x,y indicato si ottengono le aree a taglio, le coordinate del baricentro, i momenti di inerzia principali e le coordinate del centro di taglio.

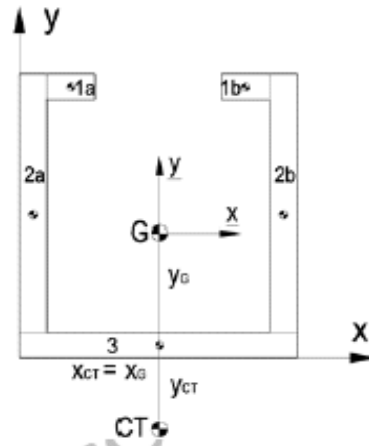


Figura ()

6.4.3.1 Vano ascensore

(unità in mm)

Elemento	bx	by	xi	yi	A	Sxi	Syi
1	200	1800	1750	1100	360000	3.96E+08	6.3E+08
2	1850	200	925	100	370000	37000000	3.42E+08
					730000	4.33E+08	9.72E+08

Coordinate del baricentro G:

xg= 925 mm yg= 1100 mm

(unità in mm)

Elemento	bx	by	xi	yi	I _{xg}	Ay ²	I _{xtot}	I _{yg}	Ax ²	I _{ytot}
1	200	1800	925	232	9.72E+10	1.94E+10	1.17E+11	1.2E+09	3.08E+11	3.09E+11
2	2050	200	0	-768	1.367E+09	2.18E+11	2.2E+11	1.44E+11	0	1.44E+11
							3.36E+11			4.53E+11

Coordinate del centro di taglio CT vano ascensore:

x_{CT}= 925 mm y_{CT}= 1100 mm

Raggi giroatori d'inerzia vano ascensore:

ρ_x= 679 mm ρ_y= 788 mm

6.4.3.2 Vano scale

(unità in mm)

Elemento	bx	by	xi	yi	A	Sxi	Syi
2a	300	3240	150	1920	972000	1.87E+09	1.46E+08
2b	300	3240	2750	1920	972000	1.87E+09	2.67E+09
3	2900	300	1450	150	870000	1.31E+08	1.26E+09
					2814000	3.86E+09	4.08E+09

Coordinate del baricentro

G:

xg= 1450 mm yg= 1373 mm

(unità in mm)

Elemento	bx	by	\bar{x}_i	\bar{y}_i	I_{xg}	Ay^2	I_{xtot}	I_{yg}	Ax^2	I_{ytot}
2a	300	3240	-1300	547	8.503E+11	2.91E+11	1.14E+12	7.29E+09	1.64E+12	1.65E+12
2b	300	3240	1300	547	8.503E+11	2.91E+11	1.14E+12	7.29E+09	1.64E+12	1.65E+12
3	2900	300	0	-1223	6.525E+09	1.3E+12	1.31E+12	6.1E+11	0	6.1E+11
							3.59E+12			3.91E+12

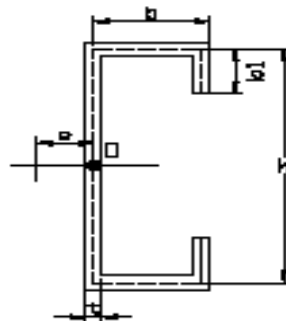


Figura ()

b= 3390 mm

h= 2600 mm

b1= 0 mm

$$e = b \frac{3h^2b + 6h^2b_1 - 8b_1^3}{h^3 + 6h^2b + 6h^2b_1 + 8b_1^3 + 12hb_1^2}$$

Coordinate del centro di taglio CT vano scale:

xCT= 1450 mm yCT= 1503 mm

Raggi giratori d'inerzia vano scale:

ρ_x = 1130 mm ρ_y = 1179 mm

Verifichiamo ora le inerzie totali nelle due direzioni:

(unità in m)

Elemento	I_{xtot}	I_{ytot}
ASC	0.34	0.45
SCALE	3.59	3.91
Totale	3.93	4.36

$I_{xMIN} =$	4.36	>	1.37	m⁴
--------------	-------------	-------------	-------------	----------------------

La verifica è soddisfatta: il complesso di telai della struttura può essere considerato a nodi fissi e non sono rilevanti gli effetti del II° ordine.

6.5 Ripartizione delle azioni orizzontali

Il progetto degli elementi di controvento è finalizzato a realizzare un sistema strutturale economico ed efficace nei confronti delle azioni orizzontali – azioni sismiche, vento, imperfezioni costruttive. Mirando a un bilancio ottimale di resistenza e duttilità si aumenta progressivamente, a partire dagli elementi esistenti e, il numero degli elementi di controvento fino a quando risultano verificate le ipotesi di regolarità strutturale e di resistenza richieste dalle Norme, senza deformazioni eccessive.

6.5.1 Ipotesi di base

Una buona progettazione deve individuare soluzioni strutturali in cui siano chiari i percorsi che trasferiscono alle fondazioni le forze verticali dovute ai carichi gravitazionali e le forze orizzontali dovute al vento o alle imperfezioni costruttive, oppure schemi che permettano, nel caso di un sisma, di dissipare efficacemente l'energia trasferita dal terreno alla struttura senza che quest'ultima, a seconda della intensità dell'evento sismico, crolli oppure rimanga severamente danneggiata.

E' dunque opportuno distinguere fin dalle prime fasi progettuali gli elementi del complesso strutturale ai quali si intendono affidare le forze orizzontali dovute al vento o le forze di inerzia che simulano l'effetto sismico da quegli elementi che devono trasferire soprattutto i carichi verticali. I primi, detti "elementi di controvento" o, secondo la terminologia delle NT e dell'EC8, "elementi primari" e indicati nel seguito con la lettera P, sono i nuclei ascensore, sempre presenti negli edifici di una certa altezza, le eventuali pareti o setti di calcestruzzo ed eventualmente qualche pilastro di telaio; i secondi, detti "elementi secondari" e indicati con la lettera S, sono la parte rimanente dei telai formati dai pilastri e dalle travate di piano.

Si fa l'ipotesi che il trasferimento agli elementi P delle forze orizzontali di progetto, considerate applicate ai vari solai, avvenga attraverso un moto rigido dei solai stessi nel loro piano. Poiché ai solai sono collegati, oltre che gli elementi P, anche gli elementi S, questi ultimi devono essere in grado di seguire gli spostamenti di piano mantenendo integra la propria capacità portante nei confronti dei carichi verticali.

La suddivisione degli elementi di un complesso strutturale in elementi P ed elementi S comporta una serie di conseguenze favorevoli:

1. il mancato obbligo di verifica delle travi e dei pilastri dei telai secondari seguendo i criteri propri della "gerarchia delle resistenze", pur mantenendo l'obbligo di adottare, per i nodi trave-pilastro, i particolari costruttivi tipici degli elementi in zona sismica;
2. la possibilità di non considerare la sola rigidezza degli elementi S nell'analisi della risposta sismica, con semplificazione del modello strutturale; non è peraltro ammesso che un edificio complessivamente "non regolare" in pianta lo diventi eliminando gli elementi secondari;
3. la possibilità di non dover considerare nell'analisi il contributo delle murature presenti all'interno delle maglie dei telai secondari;

4. la localizzazione di eventuali danni dovuti al sisma solo negli elementi P, presenti in numero ridotto, con limitazione delle zone di intervento per un eventuale ripristino.

Dalle prescrizioni delle NT e dell'EC8 è possibile derivare i criteri in base ai quali calcolare, per una forza di taglio assegnata, l'area minima a taglio degli elementi P. Dimensioni e posizione dei singoli elementi si ottengono studiando successivamente quella distribuzione planimetrica che a) minimizza le rotazioni di impalcato e b) attribuisce a ciascun elemento una forza tagliante non maggiore di quella che lo stesso è in grado di portare.

6.5.2 Rigidezza teoriche per setti nuclei e pilastri

6.5.2.1 Flessione e taglio

All'estremità di un elemento che subisce gli spostamenti u_i e v_i e la rotazione θ nascono delle forze e coppie di reazione che, all'annullarsi dell'azione che ha provocato lo spostamento, tendono a riportare l'elemento nella sua posizione originale.

In figura sotto sono evidenziate le forze reattive che nascono all'estremità di due pilastri, proporzionali alla rigidezza a flessione e taglio di ciascuno di essi. Eventuali coppie di reazione dovute a una rotazione θ del piano sarebbero proporzionali alla loro rigidezza torsionale.

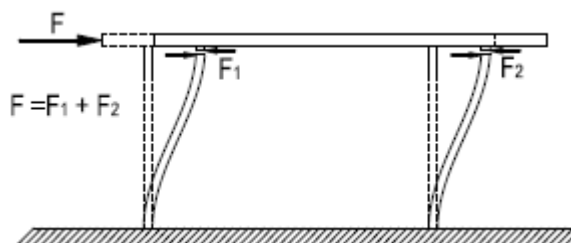


Figura ()

Negli edifici sono presenti elementi di controvento - i setti e i vani ascensore - che si assumono come incastrati in fondazione, e altri elementi - i pilastri di piano - che sono collegati alle travi dei piani superiori e inferiori dei telai: se tali travi sono considerate infinitamente rigide, le estremità dei pilastri non possono ruotare.

In assenza di rotazione del solaio setti, vani ascensore e pilastri sono obbligati ad avere tutti gli stessi spostamenti ma si deformano in modo diverso: i setti e i vani ascensore come mensole di altezza pari all'altezza d'edificio, i pilastri come elementi di altezza pari all'interpiano.

L'effetto del solaio rigido è simulato in figura sotto dalla biella inestensibile che collega un generico setto con un generico telaio, e dalle presenza delle travi di piano indeformate. Sia gli elementi di controvento che i pilastri si deformano per flessione e taglio: la forza reattiva che sviluppano dipende dalla rigidezza a flessione e taglio di ciascun elemento, che si può ricavare a partire dalla sua "deformabilità globale".

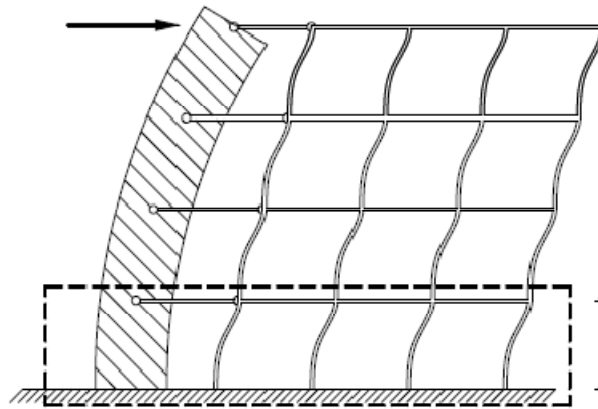


Figura ()

Con riferimento alla parte di struttura che comprende il primo impalcato evidenziata in fig. A.12, si esaminano due elementi, un tratto di mensola e uno dei pilastri del telaio, entrambi con altezza pari all'altezza l dell'interpiano. Il tratto di mensola soggetto a una generica forza F applicata a livello del primo impalcato, presenta le sollecitazioni di fig. sotto.

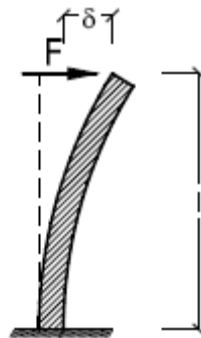


Figura ()

Lo spostamento dell'estremità del tratto, somma degli spostamenti per flessione δ_M e taglio δ_V , vale:

$$\delta = \delta_M + \delta_V = \left[\frac{l^3}{3EJ} + t \frac{l}{GA} \right]$$

Dove:

J, A, l momento d'inerzia baricentrico, area della sezione trasversale e lunghezza dell'elemento

t fattore di taglio della sezione trasversale

E, G moduli di elasticità longitudinale e tangenziale del materiale

invertendo la flessibilità "globale" si ottiene la "rigidezza globale" dell'elemento a mensola:

$$k = \frac{1}{\left[\frac{l^3}{3EJ} + \frac{tl}{GA} \right]} = \frac{EA}{l} \frac{1}{\left[\frac{1}{3} \left(\frac{l}{\rho} \right)^2 + 2t(1+\nu) \right]}$$

Uno qualsiasi dei pilastri di piano avente la stessa lunghezza della mensola se soggetto a uno spostamento relativo δ delle estremità presenta una deformata antisimmetrica (fig. sotto). In

corrispondenza dell'asse di simmetria orizzontale posto a metà altezza si trova il punto di inversione della curvatura della linea elastica (punto di flesso). In tale punto il raggio di curvatura ρ ha valore infinito: stante la relazione, valida in campo elastico, $(1/\rho) = M/EJ$ tra curvatura $1/\rho$ e momento M il momento flettente M ha dunque valore nullo.

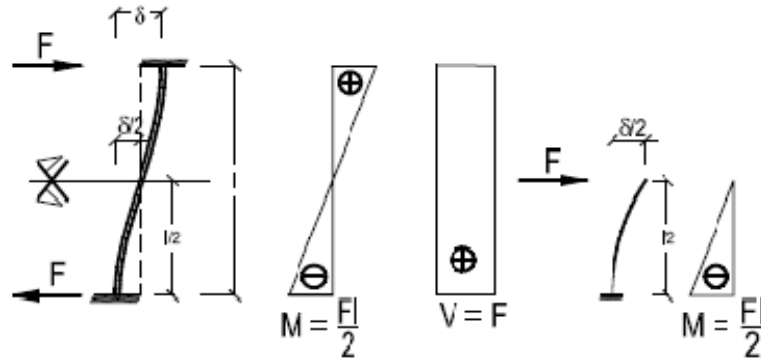


Figura ()

Per l'antisimmetria della deformazione lo spostamento orizzontale della sezione di mezzeria è pari alla metà dello spostamento relativo δ delle estremità: "tagliando" il pilastro nella sezione di simmetria dato che $M = 0$ l'unica forza che si trasferisce è il taglio $V = F$ che agisce su una mensola incastrata di luce $l/2$. Le relazioni precedenti si scrivono:

$$\frac{\delta}{2} = \left[\frac{(l/2)^3}{3 E J} + t \frac{l/2}{G A} \right] F$$

$$k = \frac{EA}{l} \frac{1}{\left[\frac{1}{12} \left(\frac{l}{\rho} \right)^2 + 2t(1 + \nu) \right]}$$

nella quale $\alpha = 3$ per gli elementi di controvento (nuclei ascensore e setti) e $\alpha = 12$ per i pilastri.

Per il coefficiente di Poisson si può assumere $\nu = 0,20$ se si considera che un elemento non sia fessurato – come può avvenire per i nuclei e i setti - e $\nu = 0$ se si considera che l'elemento sia fessurato, come risultano sempre essere i pilastri.

Nella formula la "rigidezza" assiale $[EA/l]$ risulta ridotta dalla presenza del termine entro parentesi a denominatore della frazione. In tale termine il primo addendo dipende dalla snellezza (l/ρ) , il secondo per una sezione geometricamente definita (fattore t) e un dato materiale (coefficiente ν) ha valore costante. Il "peso relativo" di ciascuno dei due addendi sul totale dipende pertanto dal valore del rapporto (l/ρ) .

Per sezioni rettangolari di lati b_x, b_y nelle direzioni X e Y

$$A = b_x b_y \quad \rho_{x,y} = \frac{b_{y,x}}{\sqrt{12}} \quad t = \frac{6}{5}$$

Per sezioni circolari di raggio r

$$A = \pi r^2 \quad \rho = \frac{r}{2} \quad t = \frac{10}{9}$$

Un elemento “tozzo” come un setto o un nucleo ascensore ha dimensione in pianta b significativa, dunque raggio giratore ρ dello stesso ordine di grandezza dell'altezza l: il primo addendo è dello stesso ordine di grandezza del secondo, entrambi sono relativamente piccoli e la rigidezza globale dell'elemento risulta molto elevata rispetto a quella del solaio. Dunque il solaio non riesce a impedire la rotazione del nodo di 'estremità dell'elemento: risulta confermata l'ipotesi che prevede una deformata affine a quella di una mensola (deformata “bending type”).

Un elemento “snello” quale può essere considerato un pilastro ha altezza $l \gg \rho$: la snellezza (l/ρ) è molto grande e il primo termine in parentesi prevale sul secondo: la rigidezza globale k dell'elemento risulta piccola rispetto alla rigidezza del solaio. Il nodo d'estremità che collega il pilastro alla trave non ruota e la deformazione è di tipo “a taglio” (deformata “shear type”).

6.5.2.2 Torsione

La rigidezza torsionale – cioè la coppia T_z da applicare all'estremità libera di un elemento di lunghezza l incastrato alla base per ottenere una rotazione θ unitaria - ha espressione diversa a seconda che l'elemento abbia sezione piena (es. pilastri o setti) o a parete sottile (es. nuclei ascensore). Nel secondo caso la rigidezza torsionale varia se la forma della sezione a parete sottile è aperta (sezione a C) o chiusa (sezione anulare).

La sezione d'estremità di un elemento di lunghezza l_z incastrato alla base e sollecitato all'estremità libera da una coppia di momento T_z ruota della quantità (fig. sotto):

$$\theta = \frac{T_z l_z}{GJ_t}$$

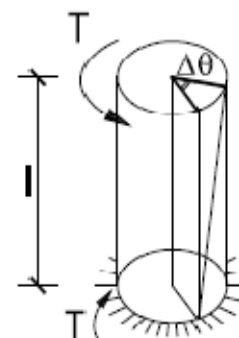
Per $V_y = 1$ si ottengono la FLESSIBILITA' TORSIONALE $f_\theta = \frac{l_z}{GJ_t}$

E di conseguenza la rigidezza TORSIONALE $k_\theta = \frac{GJ_t}{l_z}$

Nella formula J_t è il momento di inerzia torsionale che vale:

- per sezioni piene di raggio r $J_t = J_p = \frac{\pi r^4}{2}$
- per rettangolari o anulari (divise a loro volta in rettangoli) di dimensioni a e b con $a > b$

$$J_t = \sum \frac{a_i b_i^3}{\beta_i} \quad \beta_i = \frac{3}{1 - 0.63 \frac{b_i}{a_i}}$$



- per sezioni anulari chiuse con pareti di spessore costante s in cui la linea media posta a distanza $s/2$ $J_t = 4\Omega^2 \frac{s}{u}$

6.5.3 Baricentro delle rigidezze e regolarità in pianta

Per il calcolo dell'inerzia degli elementi di controvento si è fatta l'ipotesi che gli stessi abbiano disposizione planimetrica tale da minimizzare gli effetti torsionali delle forze orizzontali agenti sull'edificio.

Perché il sistema di controventi risulti efficace le strutture di controvento, oltre che presenti in quantità adeguata, devono dunque essere disposte planimetricamente in modo adeguato ed occorre valutare l'efficacia della loro disposizione.

Si adotta un modello semplificato che considera solo il primo solaio dell'edificio che può presentare spostamenti e rotazioni per effetto di un insieme di forze orizzontali applicate al complesso strutturale. Tale solaio, assunto come infinitamente rigido nel suo piano dunque indeformabile, collega le estremità superiori degli elementi verticali (pilastri, setti e nuclei - fig. sotto) assunti come incastrati al piede. Si assume che tutti gli elementi verticali abbiano lati paralleli ai lati principali del solaio e siano indeformabili assialmente: il piano deformato dunque non si sposta in direzione verticale.

La parte di edificio soprastante il solaio è trattata come un unico corpo rigido che si muove seguendo il movimento del primo solaio (fig. sotto). A causa di tale approssimazione il modello fornisce indicazioni sufficientemente precise solo per edifici "regolari" in pianta e in altezza¹; nel caso di edifici alti o privi di regolarità strutturale i risultati del modello possono essere fortemente approssimati ma il modello è in grado di evidenziare grossolane criticità nella disposizione dei controventi.

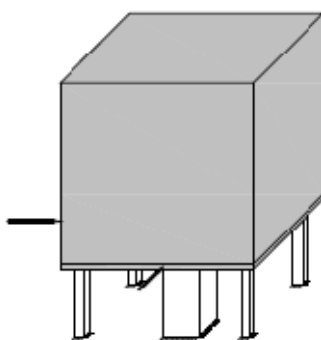


Figura ()

Un solaio infinitamente rigido soggetto a un sistema di forze orizzontali agenti nel suo piano e comunque orientate ruota e si sposta. Con riferimento a un sistema di riferimento (x,y) con origine in un punto O qualsiasi, interno o esterno al solaio, gli spostamenti nelle direzioni x e y e la rotazione del solaio attorno all'origine O sono individuati dalle tre grandezze: u_0 , v_0 e θ ,

rispettivamente gli spostamenti dell'origine O nelle direzioni x e y e la rotazione del piano rispetto all'origine del sistema di riferimento.

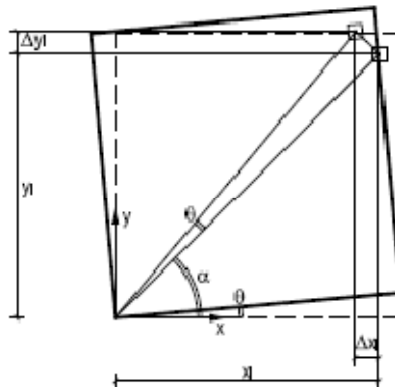
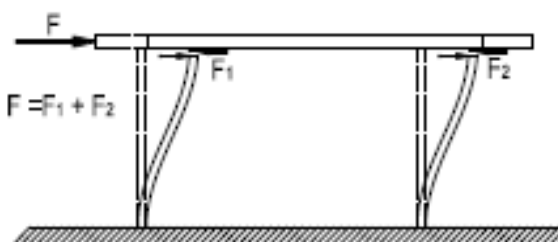


Figura ()

Gli spostamenti del baricentro (per sezioni con due assi di simmetria) o del centro di taglio (per i nuclei) dell'i-esimo elemento verticale di coordinate x_i e y_i valgono:

$$u_i = u_0 + \Delta x_i = u_0 - \theta y_i \quad v_i = v_0 + \Delta y_i = v_0 + \theta x_i$$

All'estremità dell'elemento i-esimo che si sposta di u_i e v_i nascono delle forze di reazione nelle



direzioni x e y che, all'annullarsi dell'azione che ha provocato gli spostamenti, tendono a riportare l'elemento nella configurazione iniziale (fig. 51.3).

Tali forze sono proporzionali agli spostamenti u_i e v_i dunque la loro intensità dipende dalle rigidezze k a flessione/taglio dell'elemento nelle direzioni x e y:

Figura ()

$$F_{xi} = k_{xi} u_i = k_{xi} (u_0 - \theta y_i) \quad F_{yi} = k_{yi} v_i = k_{yi} (v_0 + \theta x_i)$$

La rotazione θ fa nascere nell'elemento i-esimo il momento torcente di reazione M_{Ti} legato alla rigidezza torsionale $k_{\theta,i}$ dell'elemento dalla relazione:

$$M_{Ti} = k_{\theta i} \theta$$

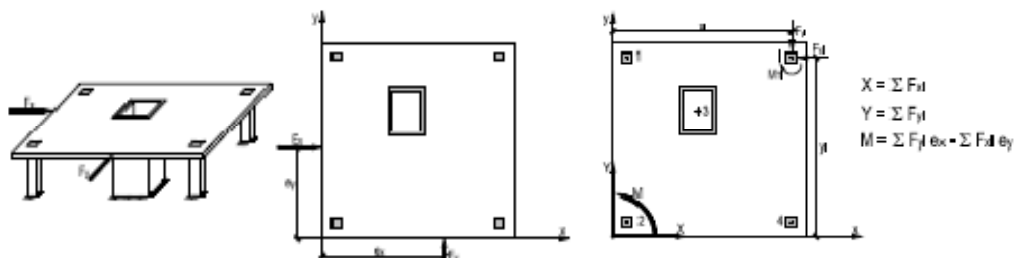


Figura ()

Dette X e Y le risultanti delle forze esterne nelle direzioni degli assi, assumendo il baricentro CR sia come origine delle coordinate che come punto rispetto a cui calcolare il momento M di tutte le

forze, esterne e reattive, con i riferimenti positivi per forze, momenti, spostamenti e rotazioni sono:

$$u_0 = \frac{X}{K_x} \qquad v_0 = \frac{Y}{K_y} \qquad \theta = \frac{M}{K_T}$$

Per minimizzare la rotazione θ limitando gli effetti torsionali che ne derivano, si può:

- ridurre M , avvicinando il più possibile le rette d'azione delle forze esterne (o il centro di massa CM nel caso del sisma) al baricentro delle rigidezze CR ;
- aumentare K_T , posizionando gli elementi di rigidezza elevata il più possibile distanti da CR .

Le NT e l'EC8 obbligano inoltre ad adottare entrambi tali provvedimenti. Definiti:

- i raggi torsionali r_x e r_y degli elementi di controvento nelle direzioni y e x :

$$r_x = \sqrt{\frac{K_T}{K_y}} \qquad r_y = \sqrt{\frac{K_T}{K_x}}$$

- le distanze e_x , e_y tra le rette d'azione delle forze Y e X (o il centro di massa CM) e il baricentro CR tenuto conto delle eccentricità addizionali e_a pari al 5% delle dimensioni complessive L e B in direzione x e y :

$$e_x = (x_{CM} - x_{CR}) + 0,05 L \qquad e_y = (y_{CM} - y_{CR}) + 0,05 B$$

le NT e/o EC8 richiedono che siano verificate le condizioni:

$$r_x, r_y \geq \alpha L_e \qquad e_{0x} \leq 0,30 r_x \qquad e_{0y} \leq 0,30 r_y$$

Dove:

r = radice del rapporto tra la rigidezza torsionale e flessionale per la direzione di piano

$$L^2 = L^2 + B^2/12 = (L \text{ e } B \text{ dimensioni in pianta del piano})$$

NT 7.4.3.1 Secondo le NT se la prima delle tre sopra è verificata a ogni piano la struttura non è deformabile torsionalmente. Per le NT è $\alpha = 0,80$, per l'EC8 è $\alpha = 1,0$, dunque le NT sono meno restrittive dell'EC8.

Secondo l'EC8 – tale prescrizione non è riportata nelle NT – se, oltre alla prima delle tre sopra, sono verificate anche le altre due condizioni, gli effetti torsionali legati all'eccentricità $CR-CM$ sono limitati e l'edificio è regolare in pianta. Le tendono entrambe a minimizzare l'angolo di rotazione θ : imponendo un valore minimo di K_T , si può ridurre M . Perché siano soddisfatte occorre che:

- le rigidezze K_x e K_y abbiano valori molto simili;

- per assegnate rigidezze K_x e K_y la rigidezza K_T sia la più grande possibile: ciò si ottiene posizionando gli elementi di controvento il più lontano possibile dal baricentro CR;
- le eccentricità e_{0x} , e_{0y} , siano le più piccole possibile (baricentro CR il più vicino possibile a CM).

La regolarità è evidenziata graficamente dalla forma e dalle dimensioni dell'“ellisse delle rigidezze”.

6.5.3.1 Procedimento operativo

Il procedimento operativo, da ripetere per ciascuna direzione x e y, è il seguente:

1. si calcola l'area a taglio e la resistenza a taglio offerta dagli elementi esistenti E
2. si calcolano le rigidezze, le posizioni dei centri di taglio e le coordinate del baricentro delle rigidezze dei soli elementi E: x_{CRE} e y_{CRE} ;
3. si calcola il raggio torsionale minimo che il sistema degli elementi di controvento (E+A)
4. deve essere in grado di fornire e le relative eccentricità massime;
5. si individuano le possibili posizioni degli elementi aggiunti A che massimizzano la rigidezza torsionale K_T disponendoli il più lontano possibile dal baricentro delle masse CM, ad es. all'interno delle murature perimetrali;
6. in base alla rigidezza di ciascun elemento E si calcola la rigidezza totale K_P degli elementi (E+A) in modo che il “peso” della rigidezza dell'elemento E sulla rigidezza totale K_P non superi la frazione della forza di taglio totale che ciascun elemento dovrà portare;
7. di tutte le rigidezze totali K_P degli elementi (E+A) calcolate per i singoli elementi E al punto precedente si assume quella di valore massimo,
8. per differenza tra tale rigidezza massima e quella degli elementi E si ottiene la rigidezza totale degli elementi A.

Il procedimento aumenta gradualmente numero e dimensioni degli elementi A fino a quando, per il sistema di tutti gli elementi (E+A):

9. l'ellisse delle rigidezze ha raggi r_x , $r_y \geq \alpha l_s$ e forma il più possibile circolare: ciò comporta che per le rigidezze totali del sistema (E+A) si deve mirare ad ottenere $K_x = K_y$;
10. il baricentro CR del sistema (E+A) dista meno di $0,30 r_x$ e $0,30 r_y$ dal baricentro delle masse CM.

Il procedimento può dover essere iterato. Gli elementi di controvento aggiunti A sono o pareti che, per funzionare in modo efficace e localizzare le cerniere plastiche nelle travi di piano, devono avere rigidezza nettamente maggiore di quella di queste ultime: si suggerisce pertanto che abbiano lunghezza in pianta l_w non minore di 1,20 – 1,50 m, oppure pilastri di telai.

6.5.4 Rigidezza globale del sistema

Con riferimento a un sistema di coordinate ortogonali x,y con origine posta nel baricentro del pilastro A1 nella tabella sono riportati, per ciascun elemento:

- il tipo e il riferimento;
- le coordinate x,y del baricentro o del centro di taglio;
- le dimensioni in pianta della sezione trasversale, l'altezza, l'area e i momenti di inerzia rispetto a due assi locali passanti per il baricentro o il centro di taglio;
- il fattore di taglio t della sezione (t = 6/5 per sezioni rettangolari, t = 10/9 per sezione circolare, t =2 per i vani ascensore);
- il coefficiente di deformazione α ;
- il coefficiente di forma per torsione β ;
- le rigidezze a flessione e taglio k_{xi} e k_{yi} dei singoli elementi e la loro incidenza % sul totale
- i momenti statici delle rigidezze calcolati rispetto agli assi di riferimento x,y.

rif. ASSI	Pilastro N°	Tipo	xi	yi	dimensioni della sezione		altezza h	area sezione	inerzie	
					bx	by			lx	ly
			(mm)							(mm ²) 10 ³
C1	1	R	0	3420	300	1000	3150	300	25000	2250
F1	2	R	0	8270	300	1000	3150	300	25000	2250
B2	3	R	4080	3040	700	250	3150	175	911	7146
G2	4	R	4080	8670	700	250	3150	175	911	7146
B4	5	R	10820	3040	700	250	3150	175	911	7146
B7	5'	R	13770	3040	3000	250	3150	750	3906	562500
G3	6	R	10620	8640	250	700	3150	175	7146	911
A8	7	R	15900	0	250	700	3150	175	7146	911
A9	8	R	21020	0	700	250	3150	175	911	7146
B9	9	R	21020	3040	700	250	3150	175	911	7146
G9	10	R	21020	8670	700	250	3150	175	911	7146
A9	11	R	25800	0	700	250	3150	175	911	7146
C10	12	R	24740	3420	300	1000	3150	300	25000	2250
G10	13	R	24740	8270	300	1000	3150	300	25000	2250
D3	ASCs1	setto	10570	5800	200	1800	3150	360	97200	1200
E5	ASCs2	setto	11400	6700	1850	200	3150	370	1233	105527
G6	SCALE	sez.U	13920	10143	-	-	3150	2814	3590083	3909665
Totali								7069	3813094	4639736

Tabella ()

rif. ASSI	Pilastro N°	Tipo	fattore di taglio	α_x	α_y	β	$k_{x,i}$	$k_{y,i}$	$k_{x,i}$	$k_{y,i}$	$k_{x,i}y_i$	$k_{y,i}x_i$
			t				(kN/m) 10 ³	(%)	(%)	(kN) 10 ³		
C1	1	R	1.20	12	12	4	22.5	206.1	0.5	4.6	0.08	0.00
F1	2	R	1.20	12	12	4	22.5	206.1	0.5	4.6	0.19	0.00
B2	3	R	1.20	12	12	4	65.4	9.2	1.3	0.2	0.20	0.04
G2	4	R	1.20	12	12	4	65.4	9.2	1.3	0.2	0.57	0.04
B4	5	R	1.20	12	12	4	64.1	9.2	1.3	0.2	0.19	0.10
B7	5'	R	1.20	3	12	3	870.9	39.4	17.5	0.9	2.65	0.54
G3	6	R	1.20	12	12	4	9.2	65.4	0.2	1.5	0.08	0.69
A8	7	R	1.20	12	12	4	9.2	65.4	0.2	1.5	0.00	1.04
A9	8	R	1.20	12	12	4	65.4	9.2	1.3	0.2	0.00	0.19
B9	9	R	1.20	12	12	4	65.4	9.2	1.3	0.2	0.20	0.19
G9	10	R	1.20	12	12	4	65.4	9.2	1.3	0.2	0.57	0.19
A9	11	R	1.20	12	12	4	65.4	9.2	1.3	0.2	0.00	0.24
C10	12	R	1.20	12	12	4	22.5	206.1	0.5	4.6	0.08	5.10
G10	13	R	1.20	12	12	4	22.5	206.1	0.5	4.6	0.19	5.10
D3	ASCs1	setto	1.20	12	3	3	12.1	201.4	0.2	4.5	0.07	2.13
E5	ASCs2	setto	1.20	3	12	3	216.4	12.5	4.3	0.3	1.45	0.14
G6	SCALE	sez.U	2.00	3	3		3317.6	3222.5	66.6	71.7	33.65	44.86
							4982.1	4495.4	100	100	40.15	60.59

Tabella ()

Dai valori di tabella si nota come il setto 5', i nuclei ascensore e scale, forniscano il $(17,5+4.3+66.6) = 88,4\%$ della rigidità complessiva in direzione x e il $(71.7+4.5) = 76,2\%$ della rigidità complessiva in direzione y.

Tali elementi pertanto assorbirebbero la maggior parte delle forze orizzontali, in assenza di effetti torsionali significativi.

Le coordinate del baricentro K delle rigidità rispetto al sistema globale x y avente origine nel baricentro del pilastro A1 risultano:

$$x_k = \frac{S_{ky}}{K_y} = \frac{\sum k_{y,i} x_i}{\sum k_{y,i}}$$

$$y_k = \frac{S_{kx}}{K_x} = \frac{\sum k_{x,i} y_i}{\sum k_{x,i}}$$

	X_k	Y_k	u.m.
Baricentro delle rigidità G_k	13.48	8.06	mt

Tabella ()

Con riferimento a un sistema (x, y) la cui origine è nel baricentro K delle rigidità in tabella sotto sono riportate per ciascun elemento:

- le coordinate x_i, y_i del baricentro o del centro di taglio,

- la rigidezza torsionale propria $k_{t,i}$ (vedi appendice)
- i momenti del secondo ordine delle rigidezze k_x e k_y
- la rigidezza torsionale specifica $k_{T,i}$, somma della rigidezza propria $k_{t,i}$ e delle rigidezze torsionali "di posizione" $k_x y_i^2$, e $k_y x_i^2$, nelle quali le distanze calcolate rispetto al baricentro delle rigidezze K ;
- l'incidenza % della rigidezza torsionale dell'elemento sulla rigidezza torsionale totale.

rif. ASSI	Pilastrò N°	Tipo	coordinate rsp C.T.		$k_{t,i}$	$k_{x,i}y_i^2$	$k_{y,i}x_i^2$	$k_{T,i}$	$k_{T,i}$
			x_i	y_i					
			(m)		(kNm/rad) 10^3	(kNm/rad) 10^3			(%)
C1	1	R	-13.48	-4.64	411.94	485.17	37447	38344	20.4
F1	2	R	-13.48	0.21	37.07	1.00	37447	37485	19.9
B2	3	R	-9.40	-5.02	14.35	1647.64	812	2474	1.3
G2	4	R	-9.40	0.61	14.35	24.42	812	851	0.5
B4	5	R	-2.66	-5.02	11.96	1613.45	65	1690	0.9
B7	5'	R	0.29	-5.02	62.67	21939.45	3	22005	11.7
G3	6	R	-2.86	0.58	14.35	3.10	535	552	0.3
A8	7	R	2.42	-8.06	14.35	597.04	383	995	0.5
A9	8	R	7.54	-8.06	14.35	4248.05	523	4785	2.5
B9	9	R	7.54	-5.02	14.35	1647.64	523	2185	1.2
G9	10	R	7.54	0.61	14.35	24.42	523	561	0.3
A9	11	R	12.32	-8.06	14.35	4248.05	1395	5658	3.0
C10	12	R	11.26	-4.64	411.94	485.17	26134	27031	14.4
G10	13	R	11.26	0.21	37.07	1.00	26134	26172	13.9
D5	ASC	sez.U	-2.08	-2.26	40.61	1166.10	925	2132	1.1
G6	SCALE	sez.U	0.44	2.08	335.73	14406.99	626	15368	8.2
Totali					1463.81	52539	134287	188290	100

Tabella ()

L'esame dei valori di tabella evidenzia che i vani scale e ascensore forniscono una percentuale di partecipazione alla rigidezza torsionale equiparabile a quella che viene ripartita sui pilastri agli angoli del fabbricato (pilastri P1-P2 e P11-P12) e sul setto 5': tale condizione è diretta conseguenza della posizione del baricentro delle rigidezze globale, posizionato infatti nell'intorno del vano scale, il quale è condizionato appunto dalla predominante azione del corpo scale-ascensore in ambito di flesso-tagliante. La posizione del nucleo di controvento inoltre determina una consistente redistribuzione sul setto opposto al vano scale stesso a causa appunto dell'eccentricità provocata dal controvento sullo stesso.

6.5.5 Classificazione della struttura

La struttura di un edificio può essere classificata come regolare o non regolare. Una struttura regolare contrasta con efficacia l'azione delle forze orizzontali, presenta minor aleatorietà di comportamento e può essere studiata con modelli di calcolo semplificati. La verifica della regolarità strutturale (obbligatoria in zona sismica) permette di convalidare le ipotesi semplificative assunte per la modellazione della struttura (controventi) e i procedimenti d'analisi.

La tabella 5.3 fornisce il sommario delle rigidzze. Per l'edificio in esame:

- il complesso strutturale è organizzato secondo un reticolo ortogonale di telai sostanzialmente simmetrico rispetto ai due assi principali del fabbricato, che individua due direzioni principali con rigidzze flessionali totali dello stesso ordine di grandezza;
- è valida l'ipotesi di solaio infinitamente rigido perchè la rigidzza del solaio, valutata nel proprio, piano è significativamente maggiore di quella degli elementi strutturali verticali.

rigidzze totali	u.d.m.	pilastri	controv.	totale	controv. Totale	valori di confronto per sistema	
					(%)	a telaio-par.	a pareti
Kx	kN/m 10³	565.1	4417.0	4982.1	88.7	>50%	>65%
Ky	kN/m 10³	646.8	3848.6	4495.4	87.6	>50%	>65%
KT	kNm/rad10³	170789.8	17500.0	188289.7	9.3		

Tabella ()

NT 7.2.3 Dai valori di tabella possiamo definire che il sistema degli elementi PRIMARI (E+A) abbia rigidzza pari ad almeno l'87% della rigidzza totale del complesso, includendo nel calcolo di quest'ultima anche gli elementi SECONDARI.

NT 7.4.3.1 Dai valori di tabella il complesso strutturale può essere classificato come controventato -poiché la maggioranza delle azioni orizzontali è assorbita dalla struttura di controvento (setti e vani ascensore) - e come struttura a pareti – pareti, in quanto le azioni orizzontali risultano assorbite in quantità maggiore del 65% della resistenza a taglio totale.

Una condizione importante per la classificazione dell'edificio è rispettata, in quanto l'edificio può essere classificato come struttura NON deformabile torsionalmente, composta da telai e pareti, la cui rigidzza torsionale per ogni piano soddisfa la condizione:

$$r/l_s > 0,8$$

	r^2	l_s^2	r/l_s	<u>Verifica</u>	
Dir. X	37.79	55.15	0.83	>0,8	OK
Dir. Y	41.89		0.87	>0,8	OK

Tabella ()

E' importante notare come tale r/l_s risulta essere verificato per tutti i piani superiori al primo, naturalmente poiché aumenta con il numero dei piani come conseguenza diretta del crescere del rapporto tra rigidità torsionale e quella flessionale. In particolar modo questa condizione è verificata per il piano terzo in cui abbiamo il restringimento del corpo: possiamo infatti constatare che non sono dunque presenti effetti torsionali significativi e dunque escludere la possibilità di martellamento tra corpi di fabbrica di altezza differente.

Per valutare la disposizione planimetrica degli elementi resistenti, si valutano i raggi torsionali ("raggi di rigidità") del sistema di elementi verticali e li si confronta con le eccentricità delle forze agenti calcolate rispetto al baricentro delle rigidità K . I raggi di rigidità sono i semiassi dell'"ellisse delle rigidità", la figura geometrica con centro nel baricentro delle rigidità K che evidenzia come sono distribuite le rigidità intorno al baricentro.

$$r_{ox} = 6.15 \text{ m} \quad \rho_{oy} = 6.47 \text{ m}$$

Dunque le eccentricità massima di un'azione:

$$e_{0x}/r_{ox} < 0.30 \quad e_{0y}/\rho_{oy} < 0.30$$

$$e_{0x, \max} < 2.46 \text{ m} \quad e_{0y, \max} < 2.59 \text{ m}$$

I due raggi hanno valore molto simile tra loro: l'"ellisse delle rigidità" ha pertanto forma di cerchio, evidenziando una struttura con elementi verticali disposti planimetricamente in modo da renderla sostanzialmente indifferente alla direzione delle forze sollecitanti di piano: le superfici e la disposizione planimetrica degli elementi verticali sono pertanto corrette, ma occorre ancora valutare se il sistema degli elementi di controvento è in grado di limitare gli effetti torsionali. In pratica il baricentro delle forze esterne deve risultare all'interno di un "nocciolo", una zona di forma affine alla forma dell'ellisse posta nell'intorno del baricentro delle rigidità ed estesa al 9% dell'area dell'ellisse.

La retta di azione delle forze orizzontali deve essere compresa all'interno della zona evidenziata di figura.

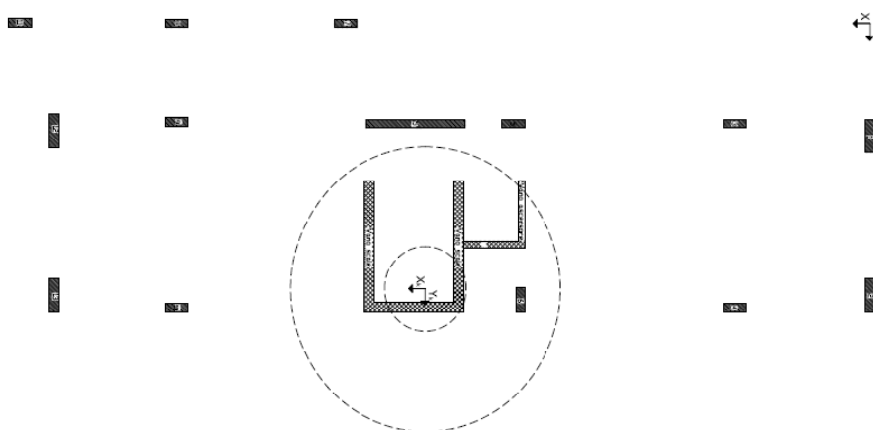


Figura ()

Possiamo ora calcolare la posizione del centro di massa con sufficiente precisione in base al valore dei carichi agenti sui pilastri: dato che la forza orizzontale sismica è proporzionale al carico totale verticale si può assumere anche per ogni elemento verticale una forza orizzontale proporzionale al carico verticale che gli compete.

rif. ASSI	Pilastro N°	Tipo	xi	yi	Forza verticale	Mx	My
			(mm)		kN	kNm	kNm
C1	1	R	0	3420	935.73	3200.2	0.0
F1	2	R	0	8270	1031.97	8534.4	0.0
B2	3	R	4080	3040	1440.12	4378.0	5875.7
G2	4	R	4080	8670	1977.75	17147.1	8069.2
B4	5	R	10820	3040	1271.31	3864.8	13755.6
B7	5'	R	13770	3040	1405.46	4272.6	19353.2
G3	6	R	10620	8640	1762.72	15229.9	18720.1
A8	7	R	15900	0	147.33	0.0	2342.5
A9	8	R	21020	0	223.04	0.0	4688.3
B9	9	R	21020	3040	1588.98	4830.5	33400.4
G9	10	R	21020	8670	0.00	0.0	0.0
A9	11	R	25800	0	0.00	0.0	0.0
C10	12	R	24740	3420	1158.64	3962.5	28664.7
G10	13	R	24740	8270	758.34	6271.4	18761.2
D5	ASC	sez.U	11470	5700	636.97	3630.7	7306.1
G6	SCALE	sez.U	13920	10143	2395.10	24293.2	33339.8
Totali					16733.46	99615.4	194276.9

Tabella ()

La tabella sopra riporta, per la combinazione di carico quasi permanente, il carico verticale agente su ciascun elemento verticale. In base alla posizione di ciascun elemento il centro di massa ha coordinate:

	Xm	Ym	u.m.
Baricentro delle masse Gm'	11.61	5.95	mt

Tabella()

Per tenere conto dell'incertezza relativa alla distribuzione reale delle masse in condizioni di esercizio, la retta d'azione della forza sismica si considera possa passare non nel centro di massa, ma con eccentricità e_{ai} pari al $\pm 5\%$ della dimensione massima del solaio nella direzione perpendicolare alla direzione dell'azione sismica considerata.

Si dovrà tenere conto della condizione che rende massima la distanza tra la retta d'azione della forza sismica e la posizione del baricentro delle rigidezze K, punto attorno a cui ruota il solaio.

Dimensioni facciate:

B= 25.04mt
 L= 5.85mt

	Xm	Ym	u.m.
Baricentro delle masse Gm	11.06	5.66	mt

Tabella()

	e _x	e _y	u.m.
eccentricità Gk - Gm	2.42	2.40	mt

Tabella ()

Le eccentricità calcolate sono dunque minori delle massime eccentricità previste.

In virtù dei risultati ottenuti è possibile affermare che la struttura è torsionalmente rigida e regolare in pianta. Queste definizioni sono importanti ai fini della procedura di calcolo da adottare per la progettazione per la zona sismica.

EC8 4.2.3.1 Con riferimento alle implicazioni della regolarità strutturale sull'analisi e sulla progettazione, vengono fatte considerazioni separate per quanto riguarda le caratteristiche di regolarità di un edificio in pianta ed in elevazione:

Regolarità		Semplificazione concessa		Coefficiente di comportamento
Pianta	Elevazione	Modello	Analisi lineare-elastica	(per analisi lineare)
Si	Si	Piano	Forza laterale ^a	Valore di riferimento
Si	No	Piano	Modale	Valore diminuito
No	Si	Spaziale ^b	Forza laterale ^a	Valore di riferimento
No	No	Spaziale	Modale	Valore diminuito
a) Se è rispettata anche la condizione del punto 4.3.3.2.1(2)a)				
b) Nelle specifiche condizioni fornite nel punto 4.3.3.1(8) si può utilizzare un modello piano separato in ogni direzione orizzontale, in accordo con il punto 4.3.3.1(8).				

Tabella ()

Possiamo quindi concludere l'analisi sulla regolarità strutturale del complesso: l'EC8 richiede infatti di procedere attraverso un'analisi lineare elastica di tipo piano-modale, diminuendo il coefficiente di comportamento per l'analisi per la non regolarità computata.

6.6 Azioni orizzontali

Il capitolo confronta le diverse azioni orizzontali al fine di individuare le azioni più gravose da utilizzare. Le azioni prese in considerazione sono:

- imperfezioni geometriche
- azioni naturali - vento
- azioni naturali – azioni sismiche

6.6.1 Imperfezioni geometriche

EC2 5.2 Allo SLU si deve tenere conto degli effetti legati a imperfezioni non intenzionali della geometria della struttura. Tali effetti si trascurano se minori degli effetti dovuti ad altre azioni orizzontali (vento o sisma).

Le imperfezioni geometriche sono prese in conto assumendo che la struttura nel suo complesso, o un singolo elemento, siano inclinati rispetto alla verticale di un angolo θ_i . Le forze orizzontali dovute alle imperfezioni geometriche sono trasmesse agli elementi di controvento attraverso il solaio, assunto infinitamente rigido nel suo piano.

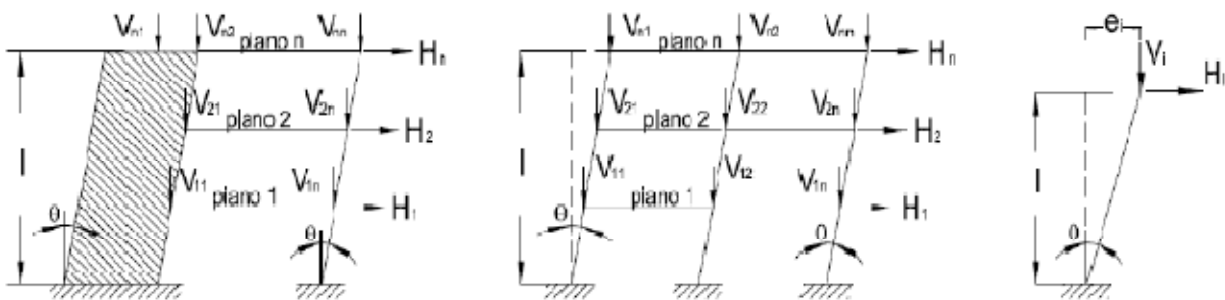


Figura ()

L'angolo di inclinazione θ_i è definito dalla relazione:

$$\theta_i = \theta_0 \alpha_h \alpha_m$$

In cui:

θ_0 inclinazione "di base" in radianti: il valore raccomandato è $\theta_0 = 1/200$ rad

α_h coefficiente riduttivo relativo all'altezza "l" dell'edificio in metri $\alpha_h = 2/\sqrt{l}$ $2/3 \leq \alpha_h \leq 1$

α_m coefficiente riduttivo che tiene conto della ridotta probabilità che "m" elementi verticali siano tutti contemporaneamente inclinati di uno stesso angolo

$$\alpha_m = \sqrt{0,5 \left(1 + \frac{1}{m} \right)}$$

- per un elemento isolato: l = lunghezza dell'elemento; m = 1;
- per un sistema di elementi di controvento: l = altezza dell'edificio; m = numero di elementi verticali che contribuiscono alla forza orizzontale agente sul sistema di controvento;

Nel secondo caso se V_i è la risultante dei carichi verticali agenti sul piano i -esimo i cui elementi verticali sono tutti inclinati di uno stesso angolo θ_i , confondendo, per la piccolezza delle deformazioni, l'angolo di inclinazione θ_i con $(\sin \theta_i)$ la forza orizzontale equivalente al piano i -esimo vale:

$$H_i = \sin \theta_i \sum V_i \approx \theta_i \sum V_i$$

Per gli elementi di controvento l'effetto delle imperfezioni geometriche si calcola applicando il peso totale del controvento alla sommità dell'elemento.

Per stimare la forza globale orizzontale H_i agente su tutto il complesso strutturale dovuta alle imperfezioni geometriche ci si può basare sul carico totale verticale F_v allo spiccato del piano terreno, somma dei carichi agenti a tutti i piani fuori terra escluso il piano terreno e del peso proprio degli elementi verticali.

La forza globale orizzontale massima H_{im} , applicata a livello del primo impalcato ha intensità:

$$H_{im} = \theta_i F_v = \theta_0 \alpha_h \alpha_m F_v$$

Il coefficiente α_h è definito in base all'altezza della parte in elevazione del fabbricato a partire dalla quota 0,00.

Per il calcolo di α_m ci si basa sul numero totale dei pilastri. Le forze orizzontali dovute alle imperfezioni geometriche sono infatti trasmesse agli elementi di controvento attraverso il comportamento a diaframma del solaio, assunto infinitamente rigido nel suo piano.

h interpiano	3.15 m
altezza intradosso copertura	24.93 m
altezza copertura	0.57 m
altezza nel G copertura	25.22 m
n°el. m agenti su contr.:	11

ϑ_0	0.005
α_m	0.74
α_h	0.67
ϑ_t	0.0025

Tabella ()

Carico totale verticale allo spiccato del pianterreno:

$F_v =$	30288.25	kN
---------	----------	----

Forza globale orizzontale massima H_{im} :

$H_{im} =$	74.56	kN
------------	-------	----

6.6.2 Azioni ambientali e naturali - vento

La pressione cinetica di picco calcolata nel capitolo dell'analisi dei carichi:

Sopr.vento	ce (z)	2.43	$q_{p,picco}(z)$	1733.75	N/m^2	per z >	8	m
	ce (zmin)	1.63	$q_{p,picco}(z)$	1167.29	N/m^2	per z <	8	m
Sottovento	ce (h)	2.43	$q_{p,picco}(z)$	1733.75	N/m^2	per h convenzionale		

Tabella ()

CNR 3.3 Il vento esercita in direzione perpendicolare agli elementi di parete o di copertura pressioni (positive) e depressioni (negative) a seconda della posizione degli elementi (sopravento o sottovento, interni o esterni) e della loro inclinazione rispetto all'orizzontale (vento radente):

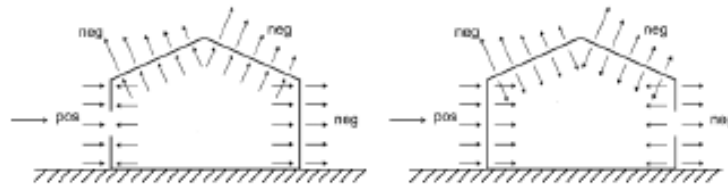


Figura ()

L'intensità delle pressioni/depressioni varia in funzione della geometria dell'elemento e della pressione cinetica di picco $q(z)$ secondo la relazione:

$$W(z) = C_p C_d q(z)$$

Per edifici a pianta rettangolare e con coperture piane o a falde inclinate o curve, per i quali il rapporto L/B sia compreso tra $1/3$ e 3 il coefficiente di forma esterno per pareti verticali ($\alpha = \pm 90^\circ$) vale:

$$c_{pe} = +0.8 \text{ sopravento} \quad c_{pi} = -0.4 \text{ sottovento e radente}$$

Per il calcolo dell'effetto globale del vento sulle pareti esterne nelle due direzioni x e y si cumulano gli effetti di pressioni e depressioni sulle pareti sopravento e sottovento. Il sistema delle pressioni interne essendo auto equilibrato non si considera come effetto globale.

Nelle costruzioni di tipologia ricorrente, quali gli edifici di forma regolare non eccedenti 80 m di altezza può essere assunto per l'edificio in esame $c_d = 0.95$

L'intensità delle forze di piano è il prodotto della pressione $q(z)$ per la superficie di facciata di competenza di ciascun impalcato (semialtezza di piano \times larghezza facciata). La pressione $q(z)$ si assume convenzionalmente alle quote z di ciascun solaio indicate. Le rette d'azione delle forze risultanti sono applicate a livello del solaio e passano per la linea d'asse di ogni facciata.

Cumulando pressioni e depressioni agenti sulle due pareti ortogonali alle direzioni x e y si ottengono le forze di piano di tabella e i momenti al primo impalcato.

VENTO	Piano n°	quota (m)	p_{vento} (N/m ²)	altezza di influenza	Vento direzione X			Vento direzione Y		
					profondità (m)	area (m ²)	F_{xi} (kN)	profondità (m)	area (m ²)	F_{yi} (kN)
Totali	P7	21.70	2092.53	3.01	5.85	17.61	36.85	25.04	75.37	157.72
	P6	18.55	2029.05	3.15		18.43	37.39		78.88	160.04
	P5	15.40	1955.40	3.15		18.43	36.03		78.88	154.23
	P4	12.25	1710.67	3.15		18.43	31.52		78.88	134.93
	P3	9.10	1710.67	3.15		18.43	31.52		78.88	134.93
	P2	5.95	1710.67	3.15		18.43	31.52		78.88	134.93
	P1	2.80	1710.67	2.80		16.38	28.02		70.11	119.94
					totale	232.86		totale	996.72	

Tabella ()

6.6.3 Azioni ambientali e naturali-sisma

6.6.3.1 Tagliante alla base

Per il progetto degli elementi di controvento occorre conoscere il “tagliante alla base” che agisce nelle sezioni degli elementi di controvento al di sotto del primo impalcato e per il cui calcolo può essere utilizzato uno dei due metodi descritti nel seguito: l’analisi statica equivalente o l’analisi modale con spettro di risposta.

6.6.3.2 Analisi statica equivalente

Dato che:

- l’edificio è regolare in altezza,
- i modi di vibrare sono tra loro indipendenti,
- il massimo periodo T_1 che corrisponde al modo fondamentale soddisfa almeno una delle condizioni:

L’edificio si identifica con $T_C < T_1 < T_D$ per entrambi gli stati limite.

Per il calcolo degli effetti dell’azione sismica si può adottare l’analisi statica lineare stimando il tagliante in base all’accelerazione dello spettro che corrisponde al periodo fondamentale T_1 e adottando la distribuzione delle forze di piano per il calcolo del periodo con il metodo approssimato.

Il tagliante alla base:

$$F_b = (\lambda M) S_e(T_1)$$

SLD	Tagliante alla base	μ	Sd(T1)	Wi (kN)	λ	F _h (kN)
		0.347	0.060 g	18288.78	0.850	940.07
SLU	Tagliante alla base	q	Sd(T1)	Wi (kN)	λ	F _h (kN)
		2.880	0.151 g	18288.78	0.850	2354.29

Tabella()

6.6.3.3 Analisi modale

Come già evidenziato, il metodo di riferimento adottato dalle NT e dall’EC8 il metodo dell’analisi modale con spettro di risposta. Secondo tale metodo i taglianti alla base si ottengono moltiplicando la “massa efficace” λM del modo di vibrare i-esimo per l’accelerazione che, sullo specifico ramo dello spettro elastico di SLD e SLV, corrisponde al periodo T_i del modo i-esimo.

Il metodo può essere utilizzato a condizione che si considerino tutti quei modi a cui corrisponde una massa “efficace” che, secondo una qualsiasi direzione delle componenti (X, Y o Z) dell’azione

sismica, rappresentino congiuntamente almeno l'85% (il 90% secondo l'EC8) della massa totale M della struttura. I primi modi di vibrare per entrambe le direzioni attivano rispettivamente circa l'89% e 85% della massa totale per la direzione corrispondente.

I periodi calcolati nell'analisi sono compresi all'interno dei tratti $0 - T_B$; $T_B - T_C$; $T_C - T_D$ di entrambi gli spettri di risposta. Per la stima del tagliante alla base occorre combinare gli effetti relativi ai singoli modi considerando le masse "efficaci" ($\lambda_i M$) delle tabella e i le accelerazione degli spettri di SL.

I valori ottenuti con l'analisi modale evidenziano nel caso in esame, la rilevanza del secondo e terzo modo di vibrare: per lo spettro di risposta sia allo SLD sia allo SLV l'analisi svolta conferma la predominanza di tali modi di tipo traslativo rispetto agli altri modi di tipo torsionale.

modo	sisma direzione x				sisma direzione y			
	freq.	periodo	massa eff. $\lambda_i M$	T_i/T_{i-1}	freq.	periodo	massa eff. $\lambda_i M$	T_i/T_{i-1}
	10 (Hz)	(s)	(%)	-	10 (Hz)	(s)	(%)	-
1	19.12	0.52	2.39%	-	19.12	0.52	1.14%	-
2	24.69	0.40	78.92%	0.77	24.69	0.40	0.03%	0.77
3	35.84	0.28	0.11%	0.69	35.84	0.28	77.37%	0.69
4	40.78	0.25	0.16%	0.88	40.78	0.25	6.25%	0.88
5	48.34	0.21	0.04%	0.84	48.34	0.21	0.00%	0.84
6	49.36	0.20	0.12%	0.98	49.36	0.20	0.14%	0.98
7	55.88	0.18	6.83%	0.88	55.88	0.18	0.21%	0.88
8	59.42	0.17	0.00%	0.94	59.42	0.17	0.00%	0.94
9	62.18	0.16	0.08%	0.96	62.18	0.16	0.01%	0.96
10	66.54	0.15	0.01%	0.93	66.54	0.15	0.14%	0.93
11	68.03	0.15	0.00%	0.98	68.03	0.15	0.01%	0.98
12	68.59	0.15	0.08%	0.99	68.59	0.15	0.02%	0.99

Tabella()

Infatti il secondo modo, di tipo traslazionale per la direzione x, coinvolge il 79% della massa totale e il terzo modo, anche di natura traslazionale per la direzione y, coinvolge il 77% per la direzione y. Altri modi significativamente più piccoli dei due menzionati appartengono alla serie di modi torsionali non particolarmente efficaci al fine della partecipazione delle masse globali.

Vengono presentati di seguito in tabella i risultati degli spettri elastici in funzione dei modi corrispondenti e agli stati limite rispettivamente SLD e SLV:

SLD								
modo	sisma direzione x				sisma direzione y			
	T_i	$S_d(T_i)$	massa eff. $\lambda_i M$	$\lambda_i M S_d(T_i)$	T_i	$S_d(T_i)$	massa eff. $\lambda_i M$	$\lambda_i M S_d(T_i)$
	(s)	(1/g) %	(%)	(%) W	(s)	(1/g) %	(%)	(%) W
1	0.52	8.72	2.39%	0.21	0.52	0.00	1.14%	0.00
2	0.40	9.95	78.92%	7.86	0.40	9.95	0.03%	0.00
3	0.28	9.95	0.11%	0.01	0.28	9.95	77.37%	7.70
4	0.25	9.95	0.16%	0.02	0.25	9.95	6.25%	0.62
5	0.21	9.95	0.04%	0.00	0.21	9.95	0.00%	0.00
6	0.20	9.95	0.12%	0.01	0.20	9.95	0.14%	0.01
7	0.18	9.95	6.83%	0.68	0.18	9.95	0.21%	0.02
Totali			88.57%				85.14%	

Tabella()

SLV								
modo	sisma direzione x				sisma direzione y			
	T_i	$S_d(T_i)$	massa eff. $\lambda_i M$	$\lambda_i M S_d(T_i)$	T_i	$S_d(T_i)$	massa eff. $\lambda_i M$	$\lambda_i M S_d(T_i)$
	(s)	(1/g) %	(%)	(%) W	(s)	(1/g) %	(%)	(%) W
1	0.52	9.48	2.39%	0.23	0.52	22.41	1.14%	0.26
2	0.40	22.41	78.92%	17.68	0.40	22.41	0.03%	0.01
3	0.28	22.41	0.11%	0.02	0.28	22.41	77.37%	17.34
4	0.25	22.41	0.16%	0.04	0.25	22.41	6.25%	1.40
5	0.21	22.41	0.04%	0.01	0.21	22.41	0.00%	0.00
6	0.20	22.41	0.12%	0.03	0.20	22.41	0.14%	0.03
7	0.18	22.41	6.83%	1.53	0.18	22.41	0.21%	0.05
Totali			88.57%				85.14%	

Tabella()

6.6.3.4 Combinazione dei modi di vibrare

Dato che i modi muovono le masse con periodi diversi e che gli spettri sono relativi agli effetti massimi dovuti al sisma, gli effetti massimi di un modo non si verificano mai contemporaneamente agli effetti massimi degli altri modi. Per la combinazione degli effetti dei singoli modi le norme consentono di utilizzare o la "combinazione quadratica completa" CQC oppure se, come nel caso in esame, i modi di vibrare sono tra di loro indipendenti, la "radice quadrata della somma dei quadrati" SRSS (Square Root of Sum of Squares). Per la stima del tagliante di base vale allora la relazione:

$$F_b = \sqrt{\sum (\lambda_i M S_d(T_i))^2}$$

SLD	Tagliante alla base	μ	Sd(T1)	Wi (kN)	F _n (kN)
		0.278	0.063 g	18288.78	1154.02
SLU	Tagliante alla base	q	Sd(T1)	Wi (kN)	F _h (kN)
		3.600	0.142 g	18288.78	2597.23

Tabella()

I taglianti alla base ottenuti con l'analisi modale sono del 35% e del 27% maggiori di quelli dell'analisi statica equivalente per la rilevanza che assume nel caso specifico il secondo modo di vibrare.

SLD	34.83%
SLV	27.48%

Tabella()

Sono dunque presi nel calcolo i valori del tagliante alla base calcolati attraverso l'analisi modale poiché garantiscono un maggiore margine di sicurezza delle azioni considerando più affidabile la modellazione effettuata attraverso il programma di calcolo agli elementi finiti.

Tutte le forze di piano – dunque anche il tagliante alla base - agiscono nel baricentro delle masse del piano, nel seguito definito “centro di massa” CM, la cui posizione può essere stimata in base alle intensità delle forze assiali che agiscono su tutti gli elementi verticali.

6.6.3.5 Forze di piano equivalenti

Come distribuzione delle forze di piano F_i si può utilizzare quella triangolare del metodo delle forze laterali:

$$F_i = F_0 \frac{z_i m_i}{\sum z_i m_i}$$

Dove

- z_i è la quota del i -esimo impalcato
- m_i sono i pesi delle i -esimo masse

I valori delle forze di piano di cui sopra sono presentati nella tabella sotto in funzione della quota di piano ed è stata inoltre calcolata l'azione torcente corrispondente all'eccentricità tra la posizione del baricentro delle rigidezze e la posizione del baricentro delle masse nella direzione considerata.

SISMA	Piano n°	quota (m)	<i>Nsd piano</i>	$Z_i * W_i$	V_i piano	V_i^{*ex} piano	V_i^{*ey} piano
			kN	kNm	kN	kN*m	kN*m
Totali	Copertura	25.13	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	piano 7°	22.30	615.47	13724.87	194.05	469.64	465.42
	piano 6°	19.15	2658.64	50913.04	719.84	1742.14	1726.49
	piano 5°	16.00	2592.89	41486.28	586.56	1419.58	1406.82
	piano 4°	12.85	2541.00	32651.89	461.65	1117.28	1107.24
	piano 3°	9.70	2200.23	21342.27	301.75	730.29	723.73
	piano 2°	6.55	2337.64	15311.51	216.48	523.93	519.22
	piano 1°	3.40	2431.60	8267.44	116.89	282.90	280.35
	<i>Nsd pil.</i>	0.00	18062.56	183697.30	2597.23	6285.76	6229.26

Tabella()

Si nota che il momento torcente impresso alla struttura dalla forza di piano totale (considerandolo sul singolo piano è equivalente data la proporzionalità degli effetti) è pressoché equivalente per entrambe le direzioni poiché è risultante da eccentricità pressoché confrontabili per ambedue le direzioni.

6.6.4 Distribuzione delle azioni sugli elementi

Nella tabella sotto sono riportate:

- l'intensità delle diverse azioni orizzontali;
- la distanza e_y o e_x delle relative rette d'azione dall'origine del sistema di riferimento globale;
- la distanze $e = \max(e_x - y_K; e_y - x_K)$ tra le rette d'azione delle forze orizzontali e il baricentro delle rigidezze K ;
- nel caso in cui e_y o e_x abbiano segno \pm , la distanza e è calcolata assumendo il segno che ne rende massimo il valore;
- il momento torcente M_z ottenuto applicando alla forza in esame l'eccentricità e .

	X_k	Y_k	u.m.
Baricentro delle rigidezze G_k	13.48	8.06	mt

Tipo	Caso	F	e _x	e _y	e	M _z
		[kN]	[m]	[m]	[m]	[kNm]
Imp.geom.	x,y	74.88	11.06	5.66	2.40	179.60
Vento	x	232.86		5.87	2.19	510.90
	y	996.72	12.52		0.96	956.24
Sisma SLU	x	2597.23		5.66	2.40	6229.26
	y		11.06		2.42	6285.76
Sisma SLD	x	1154.02		5.66	2.40	2792.94
	y		11.06		2.42	2767.83

Tabella ()

Moltiplicando l'intensità di ciascuna forza per l'eccentricità "e" si ottiene il momento torcente M_t applicato al solaio.

Gli effetti delle imperfezioni geometriche sono nettamente inferiori a quelli del vento e del sisma: esse non vengono pertanto ulteriormente considerate.

Allo SLU si verificano due diverse combinazioni:

- la combinazione che cumula gli effetti del vento con i massimi carichi verticali
- la combinazione sismica.
-

Calcolo degli spostamenti di piano

Un solaio infinitamente rigido che collega una serie di elementi verticali (pilastri, setti, nuclei ascensore) incastrati al piede, se soggetto a un sistema di forze orizzontali comunque dirette si sposta e ruota rimanendo nel piano.

Si ammette che tutti gli elementi verticali abbiano lati paralleli alle direzioni degli assi coordinati e siano indeformabili assialmente: il piano deformato dunque non presenta spostamenti in direzione verticale.

Allo SLU gli effetti dell'azione del vento sugli elementi verticali si valutano considerando il solaio del primo piano come infinitamente rigido. La ripartizione della forza totale orizzontale dovuta al vento si effettua con le modalità descritte nel paragrafo ripartizione azioni orizzontali del presente capitolo:

- affidando l'intera forza ai soli elementi di controvento;
- comunque considerando, a favore di sicurezza, nelle verifiche di ciascun pilastro, la forza orizzontale che ad esso risulta dalla ripartizione.

Le forze reattive F_{xi} e F_{yi} , legate alle rigidezze a flessione e taglio, e il momento torcente reattivo M_{Ti} , legato alla rigidezza torsionale:

$$F_{xi} = k_{xi}u_i = k_{xi}(u_0 - \vartheta y_i) \quad F_{yi} = k_{yi}u_i = k_{yi}(v_0 + \vartheta x_i) \quad M_{Ti} = k_{\vartheta i}\vartheta$$

Il sistema delle forze reattive interne (F_{xi} , F_{yi} , M_{Ti}), di cui una terna per il generico elemento i -esimo, equilibra il sistema di forze esterne (X , Y , M). Considerando le direzioni positive delle forze e dei momenti come in figura si possono scrivere le tre equazioni di equilibrio nel piano (in deformato):

Saranno equilibrate dal sistema in funzione delle rigidezze equivalenti dei singoli elementi:

alla traslazione secondo X $\Sigma F_{xi} = \Sigma k_{xi}(u_0 - \vartheta y_i) = X$

alla traslazione secondo Y $\Sigma F_{yi} = \Sigma k_{yi}(v_0 + \vartheta x_i) = Y$

alla rotazione risp. a O $-\Sigma F_{xi} y_i + \Sigma F_{yi} x_i + \Sigma M_{Ti} = -\Sigma k_{xi}(u_0 - \vartheta y_i) y_i + \Sigma k_{yi}(v_0 + \vartheta x_i) x_i + \Sigma k_{\vartheta i} \vartheta = M$

6.6.4.1 Azione del vento - Spostamenti e rotazioni in direzione x

$$u_i = u_0 - \theta y_i \quad v_i = v_0 + \theta x_i$$

$$u_0 = F_x / k_{xtot} = \quad u_0 : \quad 4.674E-05 \text{ m}$$

$$v_0 = F_x / k_{xtot} = \quad v_0 : \quad 0 \text{ m}$$

$$\theta_0 = M_t / k_T = \quad \theta_0 : \quad 2.713E-06 \text{ rad}$$

Direzione x			coordinate rsp C.T.		spostamenti rsp Gk		Forze reattive di piano			
rif. ASSI	Pilastro N°	Tipo	<u>xi</u>	<u>yi</u>	<u>ui</u>	<u>vi</u>	<u>F_{x,i}</u>	<u>F_{y,i}</u>	<u>M_{t,i}</u>	<u>M_{z,i}</u>
			(m)		(mm)		[kN]	[kN]	[kNm]	[kNm]
C1	1	R	-13.48	-4.64	0.06	-0.04	1.34	-7.54	2.09	109.90
F1	2	R	-13.48	0.21	0.05	-0.04	1.04	-7.54	0.19	101.58
B2	3	R	-9.40	-5.02	0.06	-0.03	3.95	-0.23	0.07	22.09
G2	4	R	-9.40	0.61	0.05	-0.03	2.95	-0.23	0.07	0.47
B4	5	R	-2.66	-5.02	0.06	-0.01	3.87	-0.07	0.06	19.64
B7	5'	R	0.29	-5.02	0.06	0.00	52.57	0.03	0.32	264.17
G3	6	R	-2.86	0.58	0.05	-0.01	0.42	-0.51	0.07	1.28
A8	7	R	2.42	-8.06	0.07	0.01	0.63	0.43	0.07	6.20
A9	8	R	7.54	-8.06	0.07	0.02	4.49	0.19	0.07	37.65
B9	9	R	7.54	-5.02	0.06	0.02	3.95	0.19	0.07	21.31
G9	10	R	7.54	0.61	0.05	0.02	2.95	0.19	0.07	-0.31
A9	11	R	12.32	-8.06	0.07	0.03	4.49	0.31	0.07	40.02
C10	12	R	11.26	-4.64	0.06	0.03	1.34	6.30	2.09	79.21
G10	13	R	11.26	0.21	0.05	0.03	1.04	6.30	0.19	70.88
D5	ASC	sez.U	-2.08	-2.26	0.05	-0.01	12.08	-1.21	0.21	30.01
G6	SCALE	sez.U	0.44	2.08	0.04	0.00	136.30	3.85	1.71	-280.64
Totale							233.39	0.45	7.43	523.46
% agente controventi							86.10%	0.00%	29.99%	

Tabella ()

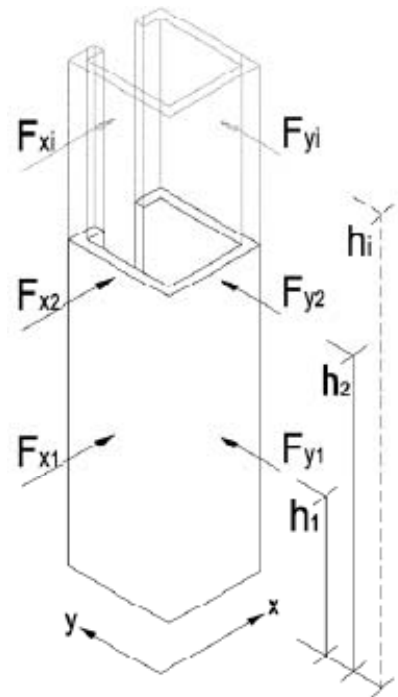
Assumiamo, a favore di sicurezza, che il nucleo di controvento assorba il 100% dell'azione totale:

rif. ASSI	Pilastro N°	Tipo	azioni al 86 %			azioni al 100%		
			<u>F_{x,i}</u>	<u>F_{y,i}</u>	<u>M_i</u>	<u>F_{x,i}</u>	<u>F_{y,i}</u>	<u>M_i</u>
			[kN]	[kN]	[kNm]	[kN]	[kN]	[kNm]
C.T.	ASC	sez.L	12.08	-1.21	0.21	19.00	-0.21	0.80
C.T.	SCALE	sez.U	136.30	3.85	1.71	214.39	0.66	6.63
Tot controventi			148.38	2.65	1.91	233.39	0.45	7.43
Tot generale			233.39	0.45	7.43			
Rapporto			1.57	0.17	3.89			

Tabella()

Per il calcolo delle sollecitazioni su tali elementi occorre considerare che:

- essendo le strutture di controvento considerate come mensole incastrate alla base, per il calcolo del momento di incastro le forze di tabella vanno ripartite lungo tutta l'altezza di tali strutture (figura a lato). A tal fine si attribuisce, a ciascun piano, una quota delle azioni di tabella proporzionale al peso che la forza vento, a livello di ciascun piano, ha rispetto alla totale forza di vento;
- per calcolare il momento torcente che sollecita i vani ascensore occorre tener presente che le azioni orizzontali di tabella 6.9 sono applicate nel centro di taglio, esterno alla sezione e distinto dal baricentro. Riportando la forza eccentrica F_x nel baricentro nasce un momento torcente di trasporto, che va sommato al torcente proprio.



rif. ASSI	Pilastrò N°	Tipo	$F_{x,i}$	$F_{y,i}$	e_y	M_i	$M_{i,tot}$
			[kN]	[kN]	[m]	[kNm]	[kNm]
C.T.	SCALE	sez.U	214.39	0.66	2.73	6.63	591.0

Tabella ()

In tabella sotto sono riportate le azioni applicate, a livello di ciascun solaio su vano scale.

dir. X	Piano n°	quota (m)	F_i	F_x	F_y	M_y	M_x	M_z
			[kN]	[kN]	[kN]	[kNm]	[kNm]	[kNm]

SCALE	P7	22.30	36.85	9.02	0.03	201.13	0.62	31.21
	P6	19.15	160.04	39.17	0.12	750.19	2.31	113.41
	P5	16.00	154.23	37.75	0.12	604.04	1.86	109.53
	P4	12.85	134.93	33.03	0.10	424.41	1.31	96.65
	P3	9.70	134.93	33.03	0.10	320.37	0.99	96.65
	P2	6.55	134.93	33.03	0.10	216.33	0.67	96.65
	P1	3.40	119.94	29.36	0.09	99.82	0.31	86.65
	totale		875.86	214.39	0.66	2616.28	8.06	630.77

Tabella()

6.6.4.2 Azione del vento - Spostamenti e rotazioni in direzione y

$$u_i = u_0 - \theta_0 y_i \quad v_i = v_0 + \theta_0 x_i$$

$$u_0 = F_x / k_{xtot} = \quad u_0 : \quad \quad \quad 0 \text{ m}$$

$$v_0 = F_y / k_{ytot} = \quad v_0 : \quad \quad \quad 0.0002217 \text{ m}$$

$$\theta_0 = M_t / k_T = \quad \theta_0 : \quad \quad \quad 5.079E-06 \text{ rad}$$

rif. ASSI	Pilastrino N°	Tipo	coordinate rsp C.T.		spostamenti rsp Gk		Forze reattive di piano			
			x_i	y_i	u_i	v_i	$F_{x,i}$	$F_{y,i}$	$M_{t,i}$	$M_{z,i}$
			(m)		(mm)		[kN]	[kN]	[kNm]	[kNm]
C1	1	R	-13.48	-4.64	0.02	0.15	0.53	31.59	2.09	-421.24
F1	2	R	-13.48	0.21	0.00	0.15	-0.02	31.59	0.19	-425.60
B2	3	R	-9.40	-5.02	0.03	0.17	1.67	1.60	0.07	-6.59
G2	4	R	-9.40	0.61	0.00	0.17	-0.20	1.60	0.07	-14.84
B4	5	R	-2.66	-5.02	0.03	0.21	1.63	1.91	0.06	3.16
B7	5'	R	0.29	-5.02	0.03	0.22	22.20	8.79	0.32	114.29
G3	6	R	-2.86	0.58	0.00	0.21	-0.03	13.55	0.07	-38.66
A8	7	R	2.42	-8.06	0.04	0.23	0.38	15.31	0.07	40.16
A9	8	R	7.54	-8.06	0.04	0.26	2.68	2.39	0.07	39.67
B9	9	R	7.54	-5.02	0.03	0.26	1.67	2.39	0.07	26.46
G9	10	R	7.54	0.61	0.00	0.26	-0.20	2.39	0.07	18.22
A9	11	R	12.32	-8.06	0.04	0.28	2.68	2.61	0.07	53.85
C10	12	R	11.26	-4.64	0.02	0.28	0.53	57.48	2.09	651.86
G10	13	R	11.26	0.21	0.00	0.28	-0.02	57.48	0.19	647.50
D5	ASC	sez.U	-2.08	-2.26	0.01	0.21	2.62	45.17	0.21	-87.80
G6	SCALE	sez.U	0.44	2.08	-0.01	0.22	-35.11	721.71	1.71	392.87
Totali							0.99	997.57	7.43	993.31
% agente su controventi							0.00%	76.87%	29.99%	48.39%

Tabella ()

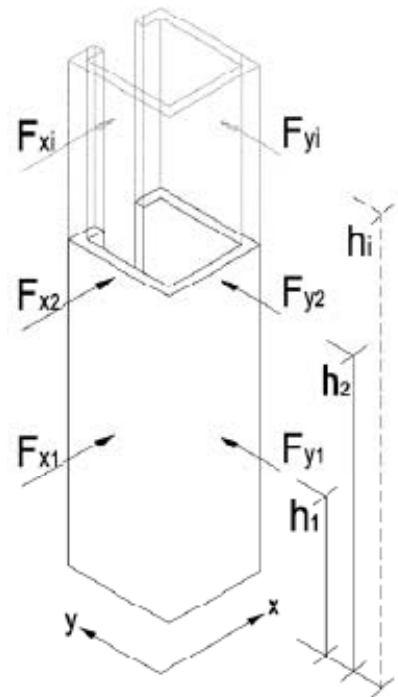
Assumiamo, a favore di sicurezza, che il nucleo di controvento assorba il 100% dell'azione totale:

rif. ASSI	Pilastrino N°	Tipo	azioni al 77 %			azioni al 100%		
			$F_{x,i}$	$F_{y,i}$	M_i	$F_{x,i}$	$F_{y,i}$	M_i
			[kN]	[kN]	[kNm]	[kN]	[kN]	[kNm]
C.T.	ASC	sez.L	2.62	45.17	0.21	-0.08	58.76	0.80
C.T.	SCALE	sez.U	-35.11	721.71	1.71	1.07	938.81	6.63
Tot controventi			-32.49	766.88	1.91	0.99	997.57	7.43
Tot generale			0.99	997.57	7.43			
Rapporto			-0.03	1.30	3.89			

Tabella ()

Per il calcolo delle sollecitazioni su tali elementi occorre considerare che:

- essendo le strutture di controvento considerate come mensole incastrate alla base, per il calcolo del momento di incastro le forze di tabella vanno ripartite lungo tutta l'altezza di tali strutture (figura a lato). A tal fine si attribuisce, a ciascun piano, una quota delle azioni di tabella proporzionale al peso che la forza vento, a livello di ciascun piano, ha rispetto alla totale forza di vento;
- per calcolare il momento torcente che sollecita i vani ascensore occorre tener presente che le azioni orizzontali di tabella 6.9 sono applicate nel centro di taglio, esterno alla sezione e distinto dal baricentro. Riportando la forza eccentrica F_x nel baricentro nasce un momento torcente di trasporto, che va sommato al torcente proprio.



rif. ASSI	Pilastrino N°	Tipo	$F_{x,i}$	$F_{y,i}$	e_y	M_i	$M_{i,tot}$
			[kN]	[kN]	[m]	[kNm]	[kNm]
C.T.	SCALE	sez.U	1.07	938.81	2.73	6.63	9.5

Tabella ()

In tabella sotto sono riportate le azioni applicate, a livello di ciascun solaio su vano scale:

dir. Y	Piano n°	quota (m)	$F_{y,i}$	F_x	F_y	M_y	M_x	M_z
			[kN]	[kN]	[kN]	[kNm]	[kNm]	[kNm]

SCALE	P7	22.30	157.72	0.17	148.55	3.77	3312.71	7.09
	P6	19.15	160.04	0.17	150.74	3.29	2886.76	7.10
	P5	16.00	154.23	0.17	145.27	2.65	2324.37	7.08
	P4	12.85	134.93	0.14	127.09	1.86	1633.13	7.03
	P3	9.70	134.93	0.14	127.09	1.40	1232.79	7.03
	P2	6.55	134.93	0.14	127.09	0.95	832.45	7.03
	P1	3.40	119.94	0.13	112.97	0.44	384.10	6.98
	totale		996.72	1.07	938.81	14.35	12606.30	49.34

Tabella ()

6.6.4.3 Azione del sisma - Spostamenti e rotazioni in direzione x

$$u_i = u_0 - \theta y_i$$

$$v_i = v_0 + \theta x_i$$

$$u_0 = F_x / k_{xtot} =$$

$$v_0 = F_x / k_{xtot} =$$

$$\theta_0 = M_t / k_T =$$

u_0 : 0.0005213 m

v_0 : 0 m

θ_0 : 3.31E-05 rad

rif. ASSI	Pilastrino N°	Tipo	coordinate rsp C.T.		spostamenti rsp Gk		sp.totale δ	Forze reattive di piano			
			x_i	y_i	u_i	v_i		$F_{x,i}$	$F_{y,i}$	M_i	$M_{z,i}$
			(m)		(mm)		(mm)	[kN]	[kN]	[kNm]	[kNm]
C1	1	R	-13.48	-4.64	0.67	-0.45	0.81	15.21	-91.91	13.63	1323.09
F1	2	R	-13.48	0.21	0.51	-0.45	0.68	11.60	-91.91	1.23	1237.66
B2	3	R	-9.40	-5.02	0.69	-0.31	0.75	44.96	-2.86	0.47	252.99
G2	4	R	-9.40	0.61	0.50	-0.31	0.59	32.78	-2.86	0.47	7.32
B4	5	R	-2.66	-5.02	0.69	-0.09	0.69	44.03	-0.81	0.40	223.51
B7	5'	R	0.29	-5.02	0.69	0.01	0.69	598.65	0.38	2.07	3006.81
G3	6	R	-2.86	0.58	0.50	-0.09	0.51	4.62	-6.19	0.47	15.49
A8	7	R	2.42	-8.06	0.79	0.08	0.79	7.24	5.24	0.47	71.53
A9	8	R	7.54	-8.06	0.79	0.25	0.83	51.54	2.29	0.47	433.10
B9	9	R	7.54	-5.02	0.69	0.25	0.73	44.96	2.29	0.47	243.41
G9	10	R	7.54	0.61	0.50	0.25	0.56	32.78	2.29	0.47	-2.26
A9	11	R	12.32	-8.06	0.79	0.41	0.89	51.54	3.75	0.47	461.97
C10	12	R	11.26	-4.64	0.67	0.37	0.77	15.21	76.78	13.63	948.80
G10	13	R	11.26	0.21	0.51	0.37	0.64	11.60	76.78	1.23	863.38
D5	ASC	sez.U	-2.08	-2.26	0.60	-0.07	0.60	136.20	-14.72	1.34	339.62
G6	SCALE	sez.U	0.44	2.08	0.45	0.01	0.45	1500.77	46.97	11.11	-3095.64
Totali								2603.67	5.53	48.43	6330.78
% agente controventi								85.86%	0.00%	25.71%	

Tabella ()

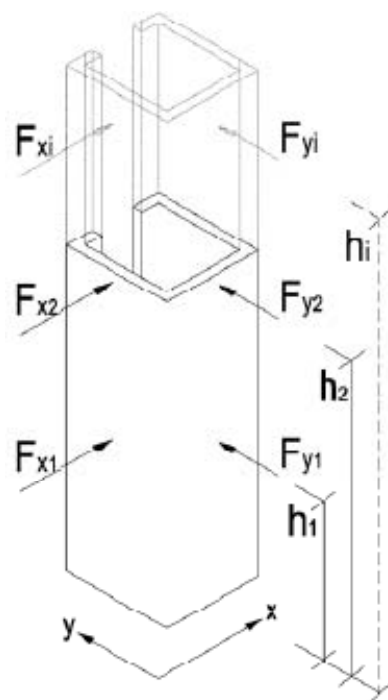
Assumiamo, a favore di sicurezza, che il nucleo di controvento assorba il 100% dell'azione totale:

rif. ASSI	Pilastrino N°	Tipo	azioni al 86 %			azioni al 100%		
			$F_{x,i}$	$F_{y,i}$	M_z	$F_{x,i}$	$F_{y,i}$	M_z
			[kN]	[kN]	[kNm]	[kN]	[kN]	[kNm]
C.T.	ASC	sez.L	136.20	-14.72	339.62	136.20	-14.72	339.62
C.T.	SCALE	sez.U	1500.77	46.97	-3095.64	1500.77	46.97	-3095.64
Tot controventi			1636.97	32.26	2756.02	1636.97	32.26	2756.02
Tot generale			2603.67	5.53	48.43			
Rapporto			1.00	1.00	1.00			

Tabella ()

Per il calcolo delle sollecitazioni su tali elementi occorre considerare che:

- essendo le strutture di controvento considerate come mensole incastrate alla base, per il calcolo del momento di incastro le forze di tabella vanno ripartite lungo tutta l'altezza di tali strutture (figura a lato). A tal fine si attribuisce, a ciascun piano, una quota delle azioni di tabella proporzionale al peso che la forza vento, a livello di ciascun piano, ha rispetto alla totale forza di vento;
- per calcolare il momento torcente che sollecita i vani ascensore occorre tener presente che le azioni orizzontali di tabella 6.9 sono applicate nel centro di taglio, esterno alla sezione e distinto dal baricentro. Riportando la forza eccentrica F_x nel baricentro nasce un momento torcente di trasporto, che va sommato al torcente proprio.



rif. ASSI	Pilastro N°	Tipo	$F_{x,i}$	$F_{y,i}$	e_y	M_i	$M_{i,tot}$
			[kN]	[kN]	[m]	[kNm]	[kNm]
C.T.	SCALE	sez.U	1500.77	46.97	2.73	-3095.64	995.0

Tabella ()

In tabella sotto sono riportate le azioni applicate, a livello di ciascun solaio su vano scale:

dir. X	Piano n°	quota (m)	F_i	F_x	F_y	M_y	M_x	M_z
			[kN]	[kN]	[kN]	[kNm]	[kNm]	[kNm]

SCALE	P7	22.30	194.05	112.13	3.51	2500.49	78.27	-2790.02
	P6	19.15	719.84	415.95	13.02	7965.44	249.32	-1961.91
	P5	16.00	586.56	338.94	10.61	5422.96	169.74	-2171.82
	P4	12.85	461.65	266.76	8.35	3427.86	107.29	-2368.55
	P3	9.70	301.75	174.36	5.46	1691.31	52.94	-2620.39
	P2	6.55	216.48	125.09	3.92	819.35	25.65	-2754.69
	P1	3.40	116.89	67.54	2.11	229.65	7.19	-2911.54
	totale		2597.23	1500.77	46.97	22057.07	690.38	-17578.91

Tabella ()

6.6.4.4 Azione del sisma - Spostamenti e rotazioni in direzione y

$$u_i = u_0 - \theta y_i \quad v_i = v_0 + \theta x_i$$

$$u_0 = F_x / k_{xtot} =$$

$$v_0 = F_x / k_{xtot} =$$

$$\theta_0 = M_t / k_T =$$

$$u_0 : \quad \quad \quad 0 \text{ m}$$

$$v_0 : \quad \quad \quad 0.0005778 \text{ m}$$

$$\theta_0 : \quad \quad \quad 3.34E-05 \text{ rad}$$

rif. ASSI	Pilastro N°	Tipo	coordinate rsp C.T.		spostamenti rsp Gk		sp.totale δ	Forze reattive di piano			
			x_i	y_i	u_i	v_i		$F_{x,i}$	$F_{y,i}$	M_i	$M_{z,i}$
			(m)		(mm)		(mm)	[kN]	[kN]	[kNm]	[kNm]
C1	1	R	-13.48	-4.64	0.15	0.13	0.20	3.49	26.33	13.75	-325.01
F1	2	R	-13.48	0.21	-0.01	0.13	0.13	-0.16	26.33	1.24	-353.68
B2	3	R	-9.40	-5.02	0.17	0.26	0.31	10.96	2.43	0.48	32.67
G2	4	R	-9.40	0.61	-0.02	0.26	0.26	-1.33	2.43	0.48	-21.51
B4	5	R	-2.66	-5.02	0.17	0.49	0.52	10.73	4.49	0.40	42.31
B7	5'	R	0.29	-5.02	0.17	0.59	0.61	145.93	23.14	2.09	741.23
G3	6	R	-2.86	0.58	-0.02	0.48	0.48	-0.18	31.55	0.48	-89.62
A8	7	R	2.42	-8.06	0.27	0.66	0.71	2.47	43.08	0.48	124.68
A9	8	R	7.54	-8.06	0.27	0.83	0.87	17.60	7.63	0.48	199.79
B9	9	R	7.54	-5.02	0.17	0.83	0.85	10.96	7.63	0.48	112.98
G9	10	R	7.54	0.61	-0.02	0.83	0.83	-1.33	7.63	0.48	58.79
A9	11	R	12.32	-8.06	0.27	0.99	1.02	17.60	9.09	0.48	254.31
C10	12	R	11.26	-4.64	0.15	0.95	0.97	3.49	196.55	13.75	2243.26
G10	13	R	11.26	0.21	-0.01	0.95	0.95	-0.16	196.55	1.24	2214.59
D5	ASC	sez.U	-2.08	-2.26	0.08	0.51	0.51	17.23	108.74	1.36	-185.83
G6	SCALE	sez.U	0.44	2.08	-0.07	0.59	0.60	-230.80	1909.21	11.21	1333.39
Totali								6.50	2602.81	48.87	6382.35
% agente controventi								0.00%	77.53%	25.71%	23.80%

Tabella

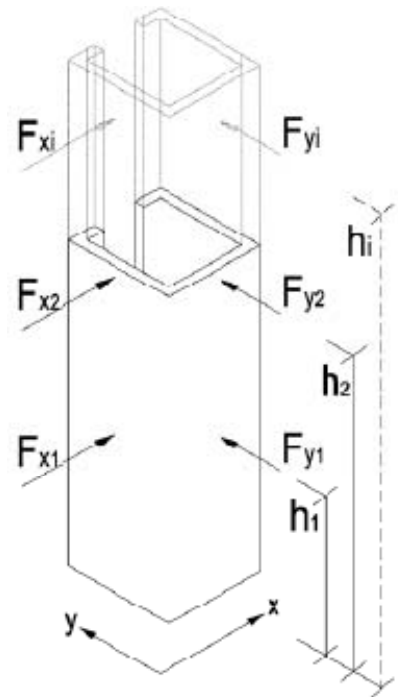
Assumiamo, a favore di sicurezza, che il nucleo di controvento assorba il 100% dell'azione totale:

rif. ASSI	Pilastro N°	Tipo	azioni al 78 %			azioni al 100%		
			$F_{x,i}$	$F_{y,i}$	M_z	$F_{x,i}$	$F_{y,i}$	M_z
			[kN]	[kN]	[kNm]	[kN]	[kN]	[kNm]
C.T.	ASC	sez.L	17.23	108.74	-185.83	17.23	108.74	-185.83
C.T.	SCALE	sez.U	-230.80	1909.21	1333.39	-230.80	1909.21	1333.39
Tot controventi			-213.56	2017.95	1147.56	-213.56	2017.95	1147.56
Tot generale			6.50	2602.81	48.87			
Rapporto			1.00	1.00	1.00			

Tabella ()

Per il calcolo delle sollecitazioni su tali elementi occorre considerare che:

- essendo le strutture di controvento considerate come mensole incastrate alla base, per il calcolo del momento di incastro le forze di tabella vanno ripartite lungo tutta l'altezza di tali strutture (figura a lato). A tal fine si attribuisce, a ciascun piano, una quota delle azioni di tabella proporzionale al peso che la forza vento, a livello di ciascun piano, ha rispetto alla totale forza di vento;
- per calcolare il momento torcente che sollecita i vani ascensore occorre tener presente che le azioni orizzontali di tabella 6.9 sono applicate nel centro di taglio, esterno alla sezione e distinto dal baricentro. Riportando la forza eccentrica F_x nel baricentro nasce un momento torcente di trasporto, che va sommato al torcente proprio.



rif. ASSI	Pilastro N°	Tipo	$F_{x,i}$	$F_{y,i}$	e_y	M_i	$M_{i,tot}$
			[kN]	[kN]	[m]	[kNm]	[kNm]
C.T.	SCALE	sez.U	-230.80	1909.21	2.73	1333.39	-1962.5

Tabella ()

In tabella sotto sono riportate le azioni applicate, a livello di ciascun solaio su vano scale:

dir. Y	Piano n°	quota (m)	F_i	F_x	F_y	M_y	M_x	M_z
			[kN]	[kN]	[kN]	[kNm]	[kNm]	[kNm]

SCALE	P7	22.30	194.05	-17.24	142.65	-384.54	3181.01	1286.39
	P6	19.15	719.84	-63.97	529.15	-1224.97	10133.26	1159.03
	P5	16.00	586.56	-52.12	431.18	-833.97	6898.84	1191.32
	P4	12.85	461.65	-41.02	339.36	-527.15	4360.77	1221.57
	P3	9.70	301.75	-26.81	221.82	-260.10	2151.61	1260.30
	P2	6.55	216.48	-19.24	159.14	-126.00	1042.34	1280.95
	P1	3.40	116.89	-10.39	85.93	-35.32	292.15	1305.07
	totale		2597.23	-230.80	1909.21	-3392.05	28059.97	8704.63

Tabella ()

7 Verifiche

7.1 Verifiche alla stato limite di danno

Le costruzioni, nel loro complesso, non devono subire gravi danni ed interruzione d'uso in conseguenza di eventi sismici che abbiano una probabilità di occorrenza più elevata di quella dell'azione sismica di progetto.

Per l'azione sismica di progetto allo SLD dovrà quindi essere verificato che gli spostamenti strutturali non producano danni tali da rendere temporaneamente inagibile l'edificio.

Questa condizione si può ritenere soddisfatta quando gli spostamenti di interpiano ottenuti dall'analisi siano inferiori ai limiti indicati nelle Norme tecniche.

La normativa impone di moltiplicare gli spostamenti ottenuti dall'analisi dinamica modale per il fattore di importanza utilizzato ($\gamma_I = 1$).

L'edificio oggetto della relazione avrà spostamenti massimi in prossimità dei telai esterni in quanto è stata assunta valida l'ipotesi di impalcato infinitamente rigido.

NT 7.3.7 La verifica è soddisfatta se sotto l'azione sismica di SLD lo scorrimento di interpiano ("drift") non è tale da provocare la formazione di fessure nelle pareti. La verifica richiederebbe il calcolo dello spostamento massimo sopportabile dallo specifico sistema di pareti, ma sia le NT che l'EC8 ammettono sufficiente limitare lo scorrimento a dei valori di riferimento riferiti alla altezza di interpiano h . I valori limite sono:

- per pareti, come nel caso in esame, collegate rigidamente alla struttura e che interferiscono con la deformabilità di questa

$$d_r < 0,5\% h$$

- per pareti progettate in modo da non subire danni a seguito di spostamenti di interpiano d_r , per effetto della loro deformabilità intrinseca ovvero dei collegamenti alla struttura:

$$d_r \leq 1\% h$$

A parità di azioni sismiche, la condizione più severa risulta quella per sisma agente nella direzione y positiva, in quanto caratterizzata dal maggiore momento torcente di impalcato. Per tale l'elemento che presenta il massimo spostamento è il pilastro P11:

rif. ASSI	Pilastro N°	Tipo	coordinate rsp C.T.		spostamenti rsp Gk		sp.totale
			x_i	y_i	u_i	v_i	δ
			(m)		(mm)		(mm)
A9	11	R	12.32	-8.06	0.27	0.99	1.02

Tabella()

Dove

$$\delta = \sqrt{u_i^2 + v_i^2}$$

In via semplificata e a favore di sicurezza, lo spostamento calcolato sopra deve essere proporzionato allo stesso spostamento dell'elemento allo SLD:

$$d_{r,maxSLD} = 1.02 * \frac{1154}{2597} = 0.45mm$$

Poiché l'elemento è assunto come incastrato alla base, tale spostamento corrisponde con lo spostamento massimo d'interpiano che, perché verificato lo stato limite di danno, deve essere minore del valore di confronto $d_r=0.5\%*3150=15.75mm$: la verifica risulta quindi soddisfatta.

7.2 Solaio

Viene realizzato un solaio a travetti prefabbricati tipo BAUSTA, con fondello in laterizio ed elementi di alleggerimento non collaboranti opportunamente posti in opera.

Seguendo le indicazioni delle "Norme tecniche sulle costruzioni" (punto 5.1.9 "Norme complementari relative ai solai"), lo spessore del solaio non deve essere minore di 1/25 della luce di calcolo (si considera la luce massima di solaio) ed in nessun caso minore di 15 cm e si deve prevedere all'estradosso una soletta di spessore non inferiore a 4 cm. La larghezza minima delle nervature in conglomerato cementizio non deve essere minore di 1/8 dell'interasse tra i travetti e comunque non inferiore a 80 mm.

Si assume dunque uno spessore di solaio pari a 266 cm, una soletta alta 4 cm, travetti di larghezza 12 cm e pignatte aventi larghezza pari a 38 cm, lunghezza pari rispettivamente a 26 cm e altezza 22 cm.

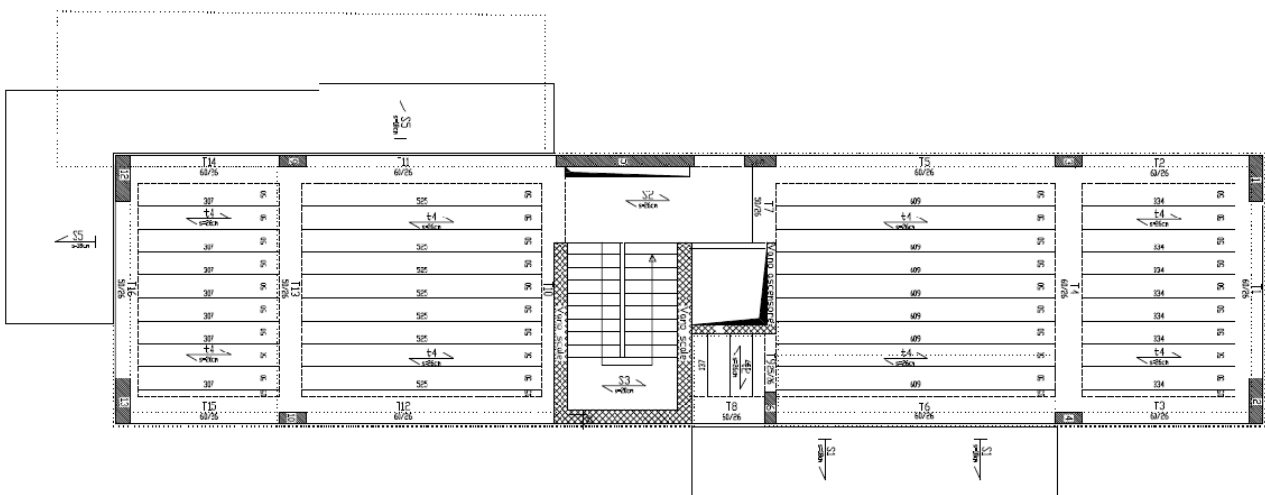


Figura ()

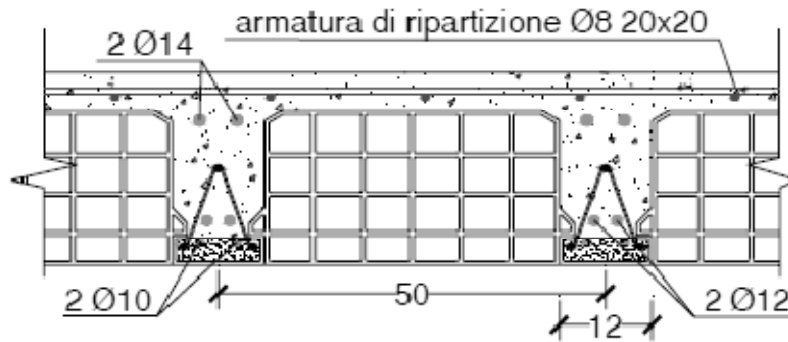


Figura ()

Il solaio del piano tipo è stato verificato con le sollecitazioni dovute ai soli carichi verticali in quanto, non essendo stato direttamente modellato, risulta complesso attribuire anche le sollecitazioni del caso sismico. Il solaio è schematizzato da una trave continua su n campate e $n+1$ appoggi.

I carichi applicati sono quelli già descritti precedentemente, considerati con gli opportuni coefficienti da normativa secondo una scacchiera tale da massimizzare le sollecitazioni cercate in ogni appoggio e nella mezzeria delle singole campate.

7.2.1 Combinazioni di carico

In ogni condizione di carico si applicano per intero, ovvero su tutta la luce dell'elemento strutturale considerato, i carichi permanenti q_p per rispettare quella che è la realtà fisica; mentre si assegnano i carichi accidentali in diverse combinazioni sulle campate per massimizzare il momento flettente sugli appoggi o sulle mezzerie.

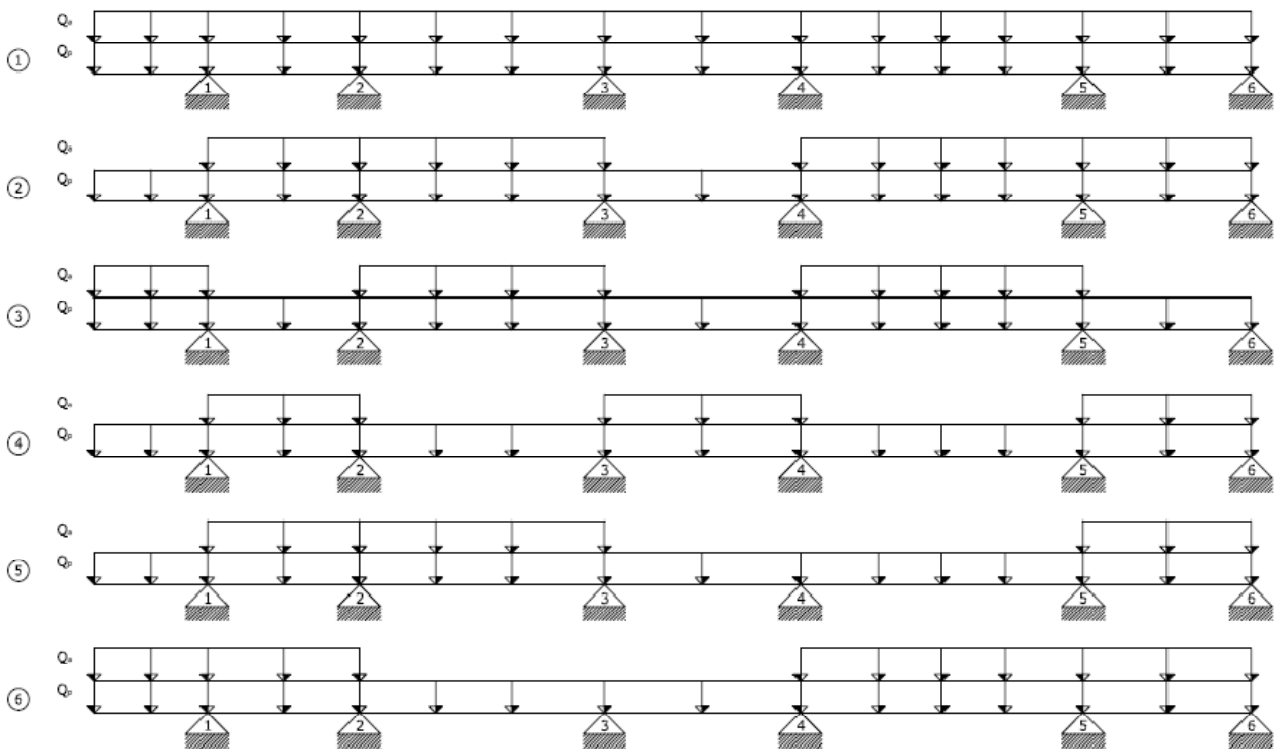


Figura – combinazioni a scacchiera solaio

Si riportano i risultati ottenuti dallo studio dell'involuppo delle combinazioni di carico attraverso il programma Sap200. Nel caso in cui il valore del taglio sia maggiore considerando il semi – incastro all'appoggio 6 le verifiche vengono effettuate con questa condizione vincolare e questo valore sarà riportato nella tabella riassuntiva in basso.

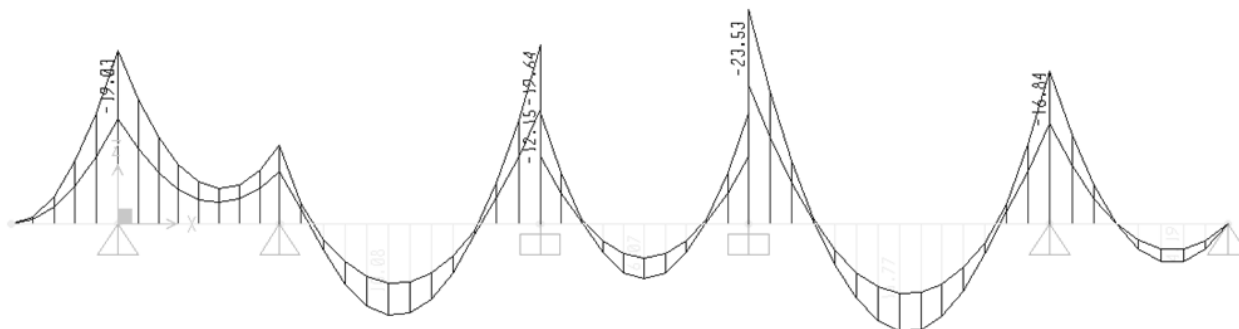


Figura – Momenti sul solaio

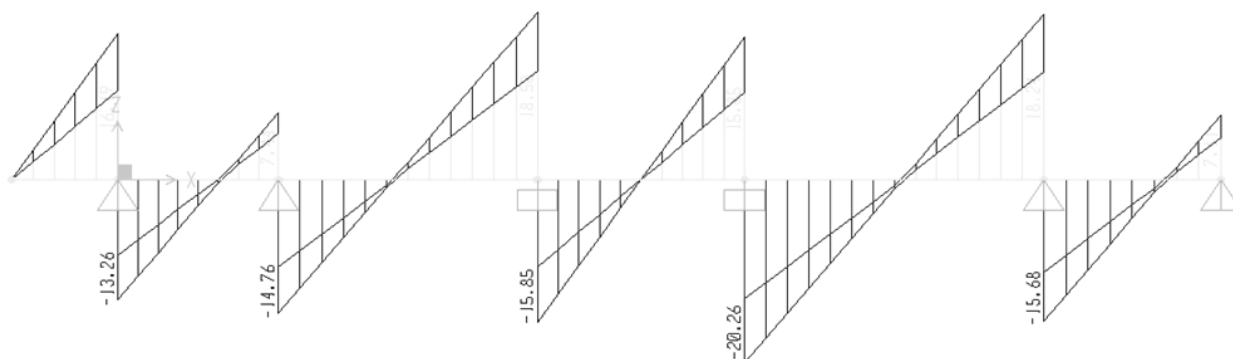


Figura – Tagli sul solaio

Di tutti gli schemi si considerano i risultati che maggiormente sollecitano le sezioni si studio e in base a questi si procede al dimensionamento delle armature.

Determinate le sollecitazioni flessionali, in mezzera si incrementa il momento del 20% per tener conto dell' effetto della viscosità del calcestruzzo.

Alla luce delle considerazioni fatte, si riportano di seguito i valori usati per le verifiche:

Combinazione		M1	M1c	M2	M1c	M3	M1c	M4	M1c	M5	M1c	M6
SLU	appoggio	-19.02		-8.63		-19.63		-23.53		-16.83		0
	campata		-3.95		10.02		6.05		11.67		4.18	
	max a..		2.30mt		2.52mt		(.32mt		3.59mt		2.75mt	

SLE	appoggio	-14.63		-6.64		-15.10		-18.10		-12.95		0.00
	campata		3.02		7.70		4.65		8.98		3.22	
	max a..		2.30mt		2.52mt		(.32mt		3.59mt		2.75mt	

Combinazione	T1sx	T1dx	T2sx	T2dx	T3sx	T3dx	T4sx	T4dx	T5sx	T5dx	T6sx
SLU	16.19	-13.26	7.43	-14.29	18.58	-15.85	15.85	-20.26	18.24	-15.67	7.10
SLE	12.45	-10.20	5.72	-11.31	14.29	-12.19	12.19	-15.58	14.03	-12.06	5.47

Tabella – involuppo momenti e tagli

7.2.2 Verifiche di resistenza

La verifica a flessione deviata consente di avere una conferma della correttezza delle scelte progettuali (altezza solaio, fasce semipiene e piene, armatura dei travetti). La verifica a taglio è invece essenziale per ottenere ulteriori indicazioni sull'estensione delle fasce semipiene e piene.

7.2.2.1 Verifiche a flessione

La disposizione delle armature è tale da coprire l'involuppo dei diagrammi dei momenti flettenti con il diagramma dei momenti resistenti. L'area delle armature da disporre, allo stato limite ultimo, è fornita dalla relazione:

$$A_f \min = \frac{M_d}{0,9 \cdot d \cdot f_{yd}}$$

dove:

M_d è il momento flettente per il quale si deve determinare l'armatura;

d è l'altezza utile del solaio $d = h - c = 23$ cm nelle campate;

f_{yd} è il valore di calcolo della tensione di snervamento dell'acciaio (391 N/mm² per B450c).

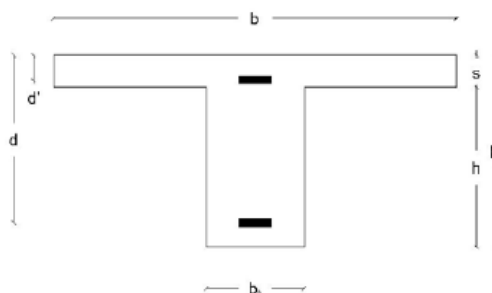


Figura ()

Considerando le semplificazioni proposte dalla norme tecniche seguono le seguenti relazioni:

$$C = b \cdot (0,85 \cdot f_{cd}) \cdot (0,8 \cdot x)$$

$$T = A_s \cdot f_s$$

$$\Rightarrow x = \frac{A_s \cdot f_s}{b \cdot (0,85 \cdot f_{cd}) \cdot 0,8}$$

Si definisce inoltre la percentuale meccanica di armatura:

$$\omega = \frac{A_s \cdot f_{yd}}{b \cdot d \cdot (0,85 \cdot f_{cd})}$$

Detto z il braccio della coppia interna si ha infine:

$$z = d - 0,4 \cdot x$$

$$M_{rd} = z \cdot T$$

Si ricorda che i limiti dei tre campi in cui può avvenire la rottura sono:

$$0,259d < x < 0,658d \quad \text{medie armature}$$

$$x/d \leq 0,45 \quad \text{ipotesi di duttilità}$$

La verifica è soddisfatta per : $M_{rd} \geq M_{sd}$

NT 4.1.6.1.1 L'area dell'armatura longitudinale in zona tesa non deve essere inferiore a

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

7.2.2.1.1 Ridistribuzione dei momenti

E' possibile ridistribuire le sollecitazioni di momento delle travi continue di telai a nodi fissi, purchè allo stato limite ultimo le sezioni delle travi siano in grado di garantire sufficiente capacità di rotazione.

La ridistribuzione si applica riducendo i momenti negativi alle estremità delle travi $M_{Sd,el}$, calcolati con un modello elastico lineare, al valore $M_{red} = M_{Sd,el} - \Delta M_{Sd,el}$. Il valore di $\Delta M_{Sd,el}$ dipende dalla capacità di rotazione delle sezioni.

Se si riducono i momenti negativi agli appoggi/incastri per l'equilibrio devono aumentare i momenti di campata. Occorre dunque evitare che un momento di campata incrementato a seguito della ridistribuzione superi il momento massimo ottenuto dall'involuppo dei momenti, calcolato per una disposizione di carico diversa da quella che fornisce il momento da ridistribuire. Se ciò non si verifica la ridistribuzione comporta una riduzione dei momenti agli appoggi con riduzione delle quantità d'armatura.

La massima quota di ridistribuzione ammessa discende da considerazioni relative a:

- duttilità delle sezioni allo SLU: la sezione in cui viene ridotto il momento deve essere in grado di garantire allo SLU una assegnata capacità di rotazione, definita in funzione della profondità relativa dell'asse neutro $\xi = x/d$ dalla relazione

$$\delta = \frac{M_{Sd,red}}{M_{Sd,el}} = 0,44 + 1,25\xi \geq 0,70$$

ξ è la profondità relativa dell'asse neutro nella sezione per il momento $M_{Sd,red} = \delta M_{Sd,el}$.

- limitazione delle tensioni in esercizio nelle sezioni: una redistribuzione troppo elevata comporta una significativa riduzione della quantità di armatura, dunque possibili elevate tensioni delle armature in condizioni in esercizio, quando le sollecitazioni dovute ai carichi di esercizio sono valutate in assenza di redistribuzione. Per evitare tale situazione è cautelativo assumere una redistribuzione limitata al 15% circa ($\delta = 0,85$).

Per redistribuire il momento $M_{Sd,el}$ si applicare alle estremità di ciascuna trave un momento positivo

$$\Delta M_{Sd,el} = (M_{Sd,el} - M_{red}) = M_{Sd,el} (1 - \delta)$$

I momenti redistribuiti di appoggio e di campata:

Combinazione		M1	M1c	M2	M2c	M3	M3c	M4	M4c	M5	M5c	M6
SLU	appoggio	-19.0		-8.63		-19.6		-23.5		-16.8		0
	campata		-4.74		12.02		7.26		14.00		5.02	
	max a..		2.30mt		2.52mt		2.32mt		3.59mt		2.75mt	

Tabella ()

Possiamo dunque determinare le armature necessarie su appoggi e campate

	M1	M1c	M2	M1c	M3	M1c	M4	M1c	M5	M1c	M6
As nec. (cmq)	2.35	0.59	1.07	1.49	2.43	0.90	2.91	1.73	2.08	0.62	0.00
barre tese	2 Φ	1 Φ	1 Φ	2 Φ	2 Φ	1 Φ	2 Φ	2 Φ	2 Φ	1 Φ	1 Φ
	14	12	12	12	14	12	14	12	12	12	12
barre compr.	1 Φ	- Φ	1 Φ	- Φ	1 Φ	- Φ	7 Φ	- Φ	9 Φ	- Φ	11 Φ
	12	-	12	-	12	-	12	-	12	-	12
As nec. (cmq)	3.08	1.13	1.13	2.26	3.08	1.13	3.08	2.26	2.26	1.13	1.13

Tabella ()

7.2.2.1.2 Sollecitazioni su appoggi

Appoggio 1	
Armatura tesa all'estradosso	
Msd	-19.02
As,min	2.35
As,eff	3.08
ricerca dell'asse neutro	
ω	0.09
ε	0.12
x (cm)	2.73
Mrd	
24.92	

Appoggio 2	
Armatura tesa all'estradosso	
Msd	-8.63
As,min	1.07
As,eff	1.13
ricerca dell'asse neutro	
ω	0.03
ε	0.04
x (cm)	1.00
Mrd	
9.15	

Appoggio 3	
Armatura tesa all'estradosso	
Msd	-19.63
As,min	2.43
As,eff	3.08
ricerca dell'asse neutro	
ω	0.09
ε	0.12
x (cm)	2.73
Mrd	
24.92	

Appoggio 4	
Armatura tesa all'estradosso	
Msd	-23.53
As,min	2.91
As,eff	3.08
ricerca dell'asse neutro	
ω	0.09
ε	0.12
x (cm)	2.73
Mrd	
24.92	

Appoggio 5	
Armatura tesa all'estradosso	
Msd	-16.83
As,min	2.08
As,eff	2.26
ricerca dell'asse neutro	
ω	0.07
ε	0.09
x (cm)	2.00
Mrd	
18.31	

Tabella ()

7.2.2.1.3 Sollecitazioni su campate

Campata 1c	
Armatura tesa all'estradosso	
Msd	-4.74
As,min	0.59
As,eff	1.13
ricerca dell'asse neutro	
ω	0.03
ε	0.04
x (cm)	1.00
Mrd	
9.15	

Campata 2c	
Armatura tesa all'estradosso	
Msd	12.02
As,min	1.49
As,eff	2.26
ricerca dell'asse neutro	
ω	0.07
ε	0.09
x (cm)	2.00
Mrd	
18.31	

Campata 3c	
Armatura tesa all'estradosso	
Msd	7.26
As,min	0.90
As,eff	1.13
ricerca dell'asse neutro	
ω	0.03
ε	0.04
x (cm)	1.00
Mrd	
9.15	

Campata 4c	
Armatura tesa all'estradosso	
Msd	14.00
As,min	1.73
As,eff	2.26
ricerca dell'asse neutro	
ω	0.07
ε	0.09
x (cm)	2.00
Mrd	
18.31	

Campata 5c	
Armatura tesa all'estradosso	
Msd	5.02
As,min	0.62
As,eff	1.13
ricerca dell'asse neutro	
ω	0.03
ε	0.04
x (cm)	1.00
Mrd	
9.15	

Tabella ()

7.2.2.2 Verifiche a taglio

EC 6.2 I solai per edifici di civile abitazione sono strutture generalmente poco sollecitate, dotate di una sufficiente capacità di ripartizione dei carichi e prive di armatura a taglio. Secondo l'EC2 perché un elemento non richieda armatura a taglio devono risultare soddisfatte entrambe le condizioni:

$$V_{Sd} \leq V_{Rd,c} \qquad V_{Sd} \leq V_{Rd,c,max}$$

dove

V_{Sd} forza di taglio sollecitante di calcolo

$V_{Rd,c}$ forza di taglio resistente di calcolo di un elemento privo di armatura a taglio

$V_{Rd,c,max}$ forza di taglio resistente massima delle bielle di calcestruzzo compresse con valore:

$$V_{Rd,c,max} = 0,5 [0,6(1-f_{ck}/250)] f_{cd} b_w d$$

Il termine entro parentesi quadra è un fattore di riduzione della resistenza del calcestruzzo fessurato per taglio. Per i solai la condizione $V_{Sd} \leq V_{Rd,c,max}$ non è mai determinante.

Nel caso di appoggio indiretto, come è il caso dei solai portati da travi, la verifica a taglio va eseguita nella sezione ristretta posta a distanza pari all'altezza utile d dal filo trave; in tale ipotesi dato lo schema statico del solaio, la sezione più sollecitata a taglio è in prossimità della trave centrale, a distanza $d=(500/2+230)=480\text{mm}$.

Si raccomanda che lo sforzo di taglio V_{Ed} :

$$V_{Ed} \leq 0,5 b_w d v f_{cd}$$

essendo v un coefficiente di riduzione della resistenza del calcestruzzo fessurato per taglio.

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

Il valore di v da adottare in uno Stato può essere reperito nella sua appendice nazionale. Il valore raccomandato è dato da:

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

La tensione v è una "tensione di taglio modificata" che tiene conto:

- della tensione tangenziale "di base"

$$\frac{0,18}{\gamma_c} = \frac{0,18}{1,60} = 0,113 \text{ N/mm}^2$$

- dell'effetto "ingranamento" degli inerti

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \leq 2$$

- dell'effetto "spinotto" delle armature tese presenti e ancorate nella sezione posta a distanza h dalla sezione considerata, e valutate come percentuale geometrica di armatura

$$\rho_1 = \frac{A_{s1}}{b_w d} < 0,02$$

Per un calcestruzzo C25/30 utilizzato per solai e travi, con $f_{ck}=0.83 \cdot R_{ck}=25$ N/mm² si ottiene:

$b_w = 120$ mm
 $d = 230$ mm
 $f_{cd} = 16.6$ N/mm²
 $f_{ck} = 25$ N/mm²
 $v = 0.883$
 $v_{min} = 0.494$

$V_{rd,c} = 24.37 > V_{Ed}$

La verifica a taglio risulta essere dunque soddisfatta per qualsiasi delle sollecitazioni agenti sulle campate.

7.2.3 Verifiche di resistenza diaframma orizzontale

L'impostazione delle norme a cui si fa riferimento, prevede che gli edifici posseggano in ogni caso una adeguata capacità di dissipare energia in campo inelastico per azioni cicliche ripetute, senza che ciò comporti riduzioni significative della resistenza nei confronti delle azioni sia verticali che orizzontali. Si dovrà assicurare alla struttura un comportamento duttile e dissipativo, evitando rotture fragili e la formazione di meccanismi instabili impreveduti. Si deve, dunque, garantire a tutti i livelli strutturali (dei materiali, delle sezioni, degli elementi e dell'intera struttura) la gerarchia delle resistenze: tutti i possibili meccanismi di rottura vanno messi in graduatoria di duttilità e va assegnata gerarchicamente la maggiore resistenza al meccanismo resistente più fragile.

In questa ottica di progettazione, i diaframmi orizzontali devono essere in grado di raccogliere le forze di inerzia orizzontali e trasmetterle ai sistemi verticali (telai, pareti e nuclei) comportandosi il più possibile come corpi rigidi nel proprio piano: per questo devono essere dotati della resistenza necessaria e di una rigidezza nel proprio piano grande rispetto alla rigidezza sotto carichi orizzontali dei sistemi verticali. In altri termini è richiesto che il solaio possieda una resistenza pari ad almeno il 130% di quella delle strutture verticali a cui è collegato (effetto diaframmi orizzontali) e di considerare, dunque, in fase di verifica, agenti sui diaframmi le forze ottenute dall'analisi aumentate del 30%.

Nel nostro caso, essendo i solai uguali piano per piano, e la forza sismica massima in sommità, si verifica l'impalcato dell'ultimo piano in quanto è il più sollecitato.

La verifica avverrà considerando il sisma lungo Y, così da sollecitare il solaio nel suo lato lungo e con sezione resistente minore. Lo schema di calcolo è quello di trave appoggiata ed è mostrato in dove gli appoggi sono rappresentati dai pilastri esterni. La forza sollecitante di piano assorbita dai setti vale 719.84 KN che aumentata del 30% arriva a 935.79 KN. Tale sollecitazione è relativa all'azione di piano del 7° piano, quella più elevata fra quelle agenti sugli orizzontamenti. Essa è distribuita su una lunghezza di 25 m e perciò tale forza è schematizzabile come un carico distribuito di circa 37.43 KN/m.

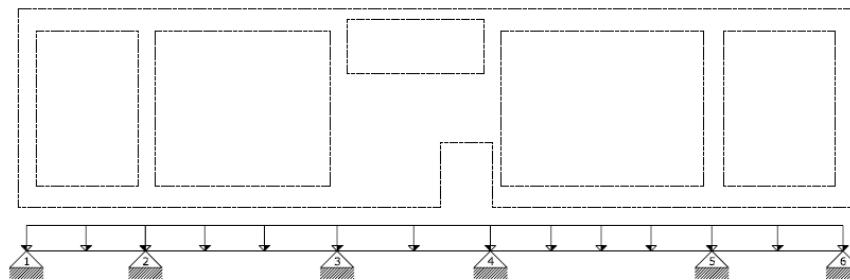


Figura ()

7.2.3.1 Verifica a flessione

La sezione più sollecitata è quella sulla campata con luce maggiore, dove $M_s = ql^2/8 = 206.28$ KNm. Consideriamo come sezione resistente quella rettangolare con l'altezza minore che possiamo trovare, cioè ipotizzando di escludere il blocco scala, che non fa parte del diaframma rigido del solaio di copertura.

Verifica C.A. S.L.U. - File: diaframma

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

Titolo: diaframma

N° strati barre: 29 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	4	580	25	0.5	500
			26	0.5	520
			27	0.5	540
			28	0.5	560
			29	0.5	580

Sollecitazioni

S.L.U. Metodo n

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

P.to applicazione N

Centro Baricentro cls
 Coord.[cm] xN 0 yN 0

Materiali

B450C C25/30

ε_{su} 67.5 ‰ ε_{c2} 2 ‰
 f_{yd} 391.3 N/mm² ε_{cu} 3.5 ‰
 E_s 200'000 N/mm² f_{cd} 14.17 ‰
 E_s/E_c 15 f_{cc}/f_{cd} 0.8
 ε_{syd} 1.957 ‰ σ_{c,adm} 9.75 N/mm²
 σ_{s,adm} 255 N/mm² τ_{co} 0.6
 τ_{c1} 1.829

Tipologia

Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

M_{xRd} 1'463 kNm

σ_c -14.17 N/mm²
 σ_s 391.3 N/mm²
 ε_c 3.5 ‰
 ε_s 19.15 ‰
 d 580 cm
 x 89.64 x/d 0.1546
 δ 0.7

Metodo di calcolo

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

Metodo di calcolo

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

Tipologia flessione

Retta Deviata

N° rett. 100

Calcola MRd Dominio M-N

L₀ 0 cm Col. modello

Precompresso

Figura ()

L'altezza risulta quindi 580 cm e la base 4 cm (spessore soletta), armata con la rete elettrosaldata del solaio: \varnothing 8 con passo 20 cm. Si utilizza il programma Vca SLU per il calcolo del momento resistente che risulta

7.3 Trave

Le travi di bordo perimetrali oggetto di studio della struttura sono costituite da sezioni rettangolari ed essendo travi in spessore la loro altezza non può superare quella del solaio, 26 cm. La base della trave di bordo è 60 cm sia per il piano tipo che per la copertura. Queste travi sono ordinate in direzione parallela a y rispetto al sistema di riferimento della struttura.

Le travi di piano tipo è stato verificato con le sollecitazioni dovute ai soli carichi verticali in quanto, non essendo stato direttamente modellato, risulta complesso attribuire anche le sollecitazioni del caso sismico. Le travi studiate sono quelle di bordo e che hanno come pilastri il P1-P4-P6; è schematizzato da una trave continua su n campate e $n+1$ appoggi.

I carichi applicati sono quelli già descritti precedentemente, considerati con gli opportuni coefficienti da normativa secondo una scacchiera tale da massimizzare le sollecitazioni cercate in ogni appoggio e nella mezzeria delle singole campate.

7.3.1 Combinazioni di carico

In ogni condizione di carico si applicano per intero, ovvero su tutta la luce dell'elemento strutturale considerato, i carichi permanenti q_p per rispettare quella che è la realtà fisica; mentre si assegnano i carichi accidentali in diverse combinazioni sulle campate per massimizzare il momento flettente sugli appoggi o sulle mezzerie.

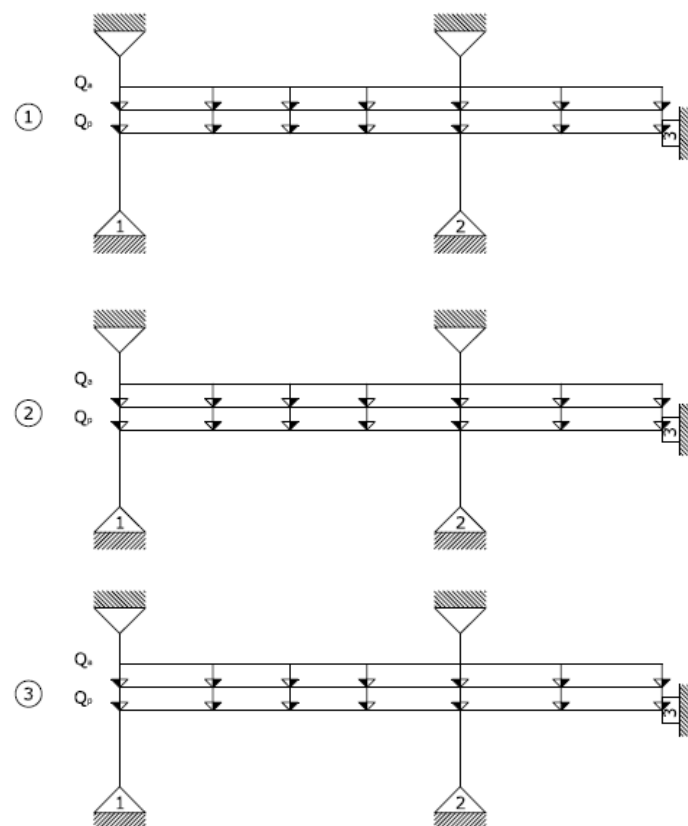


Figura – combinazioni a scacchiera travi

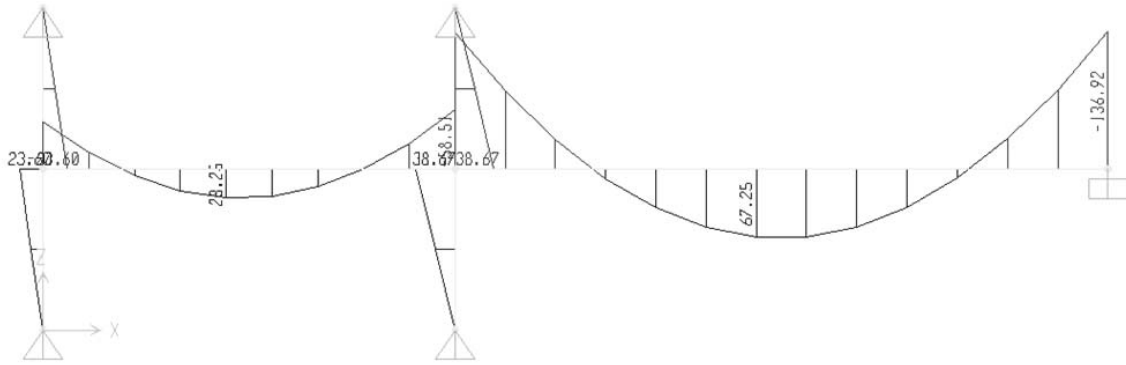


Figura – Momenti sulle travi

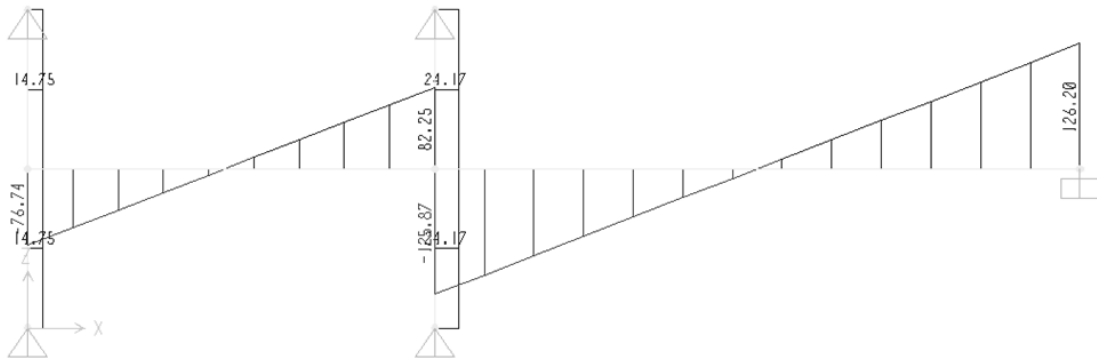


Figura – Tagli sulle travi

Di tutti gli schemi si considerano i risultati che maggiormente sollecitano le sezioni si studio e in base a questi si procede al dimensionamento delle armature.

Determinate le sollecitazioni flessionali, in mezzeria si incrementa il momento del 20% per tener conto dell' effetto della viscosità del calcestruzzo. Alla luce delle considerazioni fatte, si riportano di seguito i valori usati per le verifiche:

Combinazione		M1	M1c	M2	M1c	M3
SLU	appoggio	-70.77		-203.27		-205.26
	campata		41.67		100.75	
	max a..	(1.98mt)		(3.25mt)		
SLE	appoggio	-47.20		-135.84		-136.92
	campata		27.90		67.20	
	max a..	(1.98mt)		(3.25mt)		

Combinazione	T1sx	T1dx	T2sx	T2dx
SLU	-155.00	123.32	-188.70	189.20
SLE	-76.74	82.84	-125.87	126.20

Tabella – involuppo momenti e tagli

7.3.2 Verifiche di resistenza

La verifica a flessione deviata consente di avere una conferma della correttezza delle scelte progettuali (altezza solaio, fasce semipiene e piene, armatura dei travetti). La verifica a taglio è invece essenziale per ottenere ulteriori indicazioni sull'estensione delle fasce semipiene e piene.

7.3.2.1 Verifiche a flessione

La trattazione riguardante la duttilità da garantire alle sezioni è la medesima di quella trattata precedentemente nel solaio

I momenti ridistribuiti di appoggio e di campata:

Combinazione		M1	M1c	M2	M2c	M3
SLU	appoggio	-70.77		-203.27		-205.26
	campata		41.67		100.75	
	max a..	(1.98mt)		(3.25mt)		

Tabella – momenti ridistribuiti travi

	M1	M1c	M2	M2c	M3
As nec. (cmq)	8.74	5.15	25.11	12.45	25.36
barre tese	6 Φ	6 Φ	10 Φ	9 Φ	10 Φ
	14	14	18	14	18
barre compr.	6 Φ	- Φ	9 Φ	- Φ	9 Φ
	14	-	14	-	14
As eff. (cmq)	9.24	9.24	25.45	13.85	25.45

Tabella – armature travi

7.3.2.1.1 Sollecitazioni su appoggi

Appoggio 1	
Armatura tesa all'estradosso	
Msd	-70.77
As,min	8.74
As,eff	9.24
ricerca dell'asse neutro	
ω	0.28
ε	0.36
x (cm)	8.18
Mrd	
74.76	

Appoggio 2	
Armatura tesa all'estradosso	
Msd	-203.27
As,min	25.11
As,eff	25.45
ricerca dell'asse neutro	
ω	0.36
ε	0.45
x (cm)	10.26
Mrd	
205.96	

Appoggio 3	
Armatura tesa all'estradosso	
Msd	-205.26
As,min	25.36
As,eff	25.45
ricerca dell'asse neutro	
ω	0.36
ε	0.45
x (cm)	10.26
Mrd	
205.96	

7.3.2.1.2 Sollecitazioni su campate

Campata 1c	
Armatura tesa all'estradosso	
Msd	41.67
As,min	5.15
As,eff	9.24
ricerca dell'asse neutro	
ω	0.28
ε	0.36
x (cm)	8.18
Mrd	
74.76	

Campata 2c	
Armatura tesa all'estradosso	
Msd	100.75
As,min	12.45
As,eff	13.85
ricerca dell'asse neutro	
ω	0.29
ε	0.36
x (cm)	8.30
Mrd	
112.13	

7.3.2.2 Verifiche a taglio

Per le strutture in CD "B" gli sforzi di taglio, da utilizzare per il relativo dimensionamento o verifica, si ottengono sommando il contributo dovuto ai carichi gravitazionali agenti sulla trave allo sforzo di taglio prodotto dai momenti flettenti di calcolo delle sezioni di estremità, cioè quelli ricavati dall'analisi strutturale.

Per le strutture in CD "B", le verifiche a taglio ed il calcolo delle armature trasversali si eseguono come per le situazioni non sismiche.

La verifica quindi procede con la determinazione degli sforzi resistenti ultimi di taglio, ricorrendo all'analogia del traliccio di Morsch, in cui il meccanismo resistente che si crea nella trave è costituito da un traliccio di aste compresse e aste tese che contrastano lo sforzo di taglio sollecitante.

Si determinano due valori del taglio resistente ultimo: il primo detto taglio-compressione, è relativo alla massima resistenza delle bielle compresse in cls; il secondo detto taglio-trazione, è dovuto alla resistenza offerta dalle armature trasversali, cioè le staffe. Il taglio resistente ultimo della trave sarà offerto dal più piccolo di questi due valori:

- Taglio - Compressione:

$$V_{rd} = 0.30 f_{ctd} b d > V_{sdu}$$

- Taglio - Trazione:

$$V_{rdta} = V_{wd} + V_{cd} > V_{sdu}$$

Dove:

$$V_{wd} = A_{sw} f_{ywd} 0.9 d (\sin\beta + \cos\beta) / s$$

con:

s passo delle staffe

$\beta = 90^\circ$ inclinazione staffe rispetto asse trave

A_{sw} = area delle staffe

$f_{ywd} = 374$ N/mm² tensione di snervamento delle staffe

$V_{cd} = 0.60 f_{ctd} d b \delta$

con:

$\delta = 1$

$f_{ctd} = 0.7 f_{ctk} / \gamma_c = 1.14$ N/mm² e $\gamma_c = 1.6$

NT 7.4.6.2.1 Per le strutture in CD "B", nelle zone di attacco con i pilastri, per un tratto almeno pari ad una volta l'altezza utile della sezione trasversale, devono essere previste staffe di contenimento. La prima staffa di contenimento deve distare non più di 5 cm dalla sezione a filo

pilastro; le successive devono essere disposte ad un passo non maggiore della più piccola delle grandezze seguenti:

- un quarto dell'altezza utile della sezione trasversale, quindi agli appoggi $\Delta x < 65$ mm;
- 6 volte il diametro minimo delle barre longitudinali;
- 24 volte il diametro minimo delle barre trasversali;
- 225 mm

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

Alla luce delle precedenti osservazioni si sceglie di disporre staffe \varnothing 8-10 con passo 5 cm agli appoggi, per una distanza di almeno 25 cm dall'appoggio stesso, e di aumentare il passo fino a 20 cm in mezzeria.

Si riportano nel seguito le verifiche eseguite per l'appoggio più sollecitato, ovvero in corrispondenza del pilastro P4 del piano tipo e una tabella che riassume i risultati delle verifiche sugli altri appoggi:

D ut. trave (cm)	20	cm	$V_{cd} =$	436.1	Rottura calcestruzzo		
b trave (cm)	60	cm	$V_{wd} =$	376.2	Rottura acciaio	st, a	15 cm
D staffe	10	mm	$V_{wd} =$	282.1	Rottura acciaio	st, a	20 cm
n° bracci	4						
Theta°	26.5						

La verifica dunque soddisfatta in quanto $V_{rd} > V_{sd}$.

7.3.2.3 Lunghezze di ancoraggio

Una volta definite tutte le armature si procede con il calcolo delle lunghezze di ancoraggio delle stesse che assicurano la completa aderenza tra calcestruzzo ed acciaio, evitando lo sfilamento delle barre.

L'ancoraggio delle barre con il calcestruzzo è dovuto al legame per aderenza fra i due materiali che si sviluppa tramite l'insorgenza di tensioni tangenziali distribuite sulla superficie laterale delle barre; la distribuzione di queste tensioni tangenziali, che per ipotesi si assumono costanti sull'intero tratto L_a di ancoraggio, fa equilibrio alla forza di trazione F_a alla quale è soggetta la singola barra per effetto delle sollecitazioni esterne. La lunghezza di ancoraggio si determina quindi imponendo l'equilibrio alla traslazione della barra:

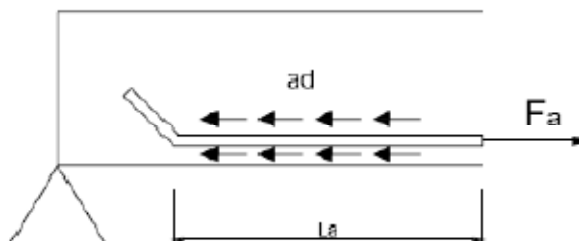


Figura – forze di aderenza

forza F_a da considerare è quella corrispondente alla tensione di snervamento della barra $f_{yd} = 374 \text{ N/mm}^2$, mentre la tensione tangenziale ultima di aderenza $f_{bd,ad}$, è data da:

$$f_{bd} = 2.25 \frac{f_{ctk}}{\gamma_c} = 2.25 \frac{2.61}{1.6} = 2.57 \text{ N/mm}^2$$
$$F_a = f_{yd} \frac{\pi \phi^2}{4}$$

Sostituendo si ottiene:

$$L_a = \frac{f_{yd} \phi}{4 f_{bd}} = 36 \phi \approx 40 \phi$$

Questa espressione è valida per le barre ancorate in zone di calcestruzzo compresso o in zone in cui viene utilmente compattato ai fini dell'ancoraggio; nelle zone di calcestruzzo teso, dove le condizioni di aderenza sono peggiori, nel calcolo di L_a si devono adottare valori ridotti della tensione ultima di aderenza, anche fino al 50%. Si adotta una riduzione del 30 %:

$$L_a = \frac{f_{yd} \phi}{4 \times 0.7 f_{bd}} = 52 \phi$$

7.4 Pilastri

In questa parte è presentata la progettazione della pilastrata interna P1 – P4. Ricordiamo che tale pilastrata assorbe i carichi gravanti sulle travi ad esso connesse, oltre al peso proprio del pilastro stesso. Le sollecitazioni a cui la pilastrata considerata è sottoposta sono quelle derivanti dall'analisi in Sap2000.

Tali sollecitazioni ovviamente sono riferite all'involuppo dei valori ottenuti per le differenti combinazioni di carico descritte all'inizio, comprensive anche della distribuzione a scacchiera dei carichi accidentali verticali sulle travi per la massimizzazione di taglio e momento nelle singole sezioni.

7.4.1 Premessa

Gli elementi pilastri, catalogati come elementi monodimensionali verticale caricato da una forza assiale di progetto N_{sd} , sono verificati nella condizione di carico di SLU sismico. Possono essere considerate pilastri gli elementi che sopportano le sole azioni verticali per le quali la forza assiale ridotta:

$$v = \frac{N_{sd}}{A_c f_{cd}} \leq 0.8$$

La condizione limite $n = 0,80$ rappresenta la condizione di momento resistente massimo per una forza normale assegnata.

NT 7.4.6.1.2 I pilastri devono avere una dimensione minima della sezione trasversale non inferiore a uno spessore $s \geq 250$ mm.

7.4.2 Combinazioni di carico

I pilastri, entrambi a livello di piano terreno, sono:

- il pilastro d'angolo P1, con area di carico limitata ma, soggetto essendo posto ai vertici del fabbricato, a significativi effetti torsionali legati alla rotazione di piano dovuta alle forze orizzontali;
- il pilastro della travata si bordo P4 a cui corrisponde la massima area di carico.

rif. ASSI	Pilastro N°	Tipo	xi	yi	dimensioni della sezione		altezza h	area sezione (mm ²) 10 ³	inerzie	
					bx	by			lx	ly
					(mm)					(mm ⁴) 10 ⁶
C1	1	R	0	3020	300	1000	3150	300	25000	2250
G2	4	R	4080	8670	900	250	3150	225	1172	15188

Tabella – Caratteristiche geometriche pilastri P1-P4

Allo stato limite ultimo si considerano due combinazioni di carico:

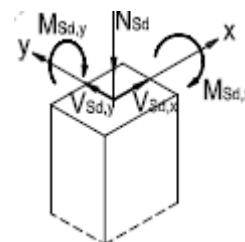
- "statica": combinazione di carichi verticali e vento

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

- "sismica": combinazione di carichi verticali e sisma

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

Con riferimento alle convenzioni di figura in cui gli assi x,y di ciascun elemento sono paralleli agli assi X,Y globali del fabbricato, le azioni al piede di ciascun pilastro allo SLU sono:



Carichi verticali

In tabella sotto sono riportati:

- le forze assiali NSd e i momenti MSd nella combinazione specifica (combinazione "statica": $\gamma G = 1,40$ $\gamma Q = 1,50$; comb. "sismica"

$$\gamma G = \gamma Q = 1,0).$$

- tagli $V_{sd,x}$ $V_{sd,y}$ legati ai momenti M_{sd} : possono essere calcolati, in base al modello a semitelaio assunto per il calcolo dei momenti, imponendo un punto di momento nullo a metà di altezza del pilastro, dividendo per 1/2 (l = 3,15 m altezza pilastro) i momenti M_{sd} .

ref. ASSI	Pilastro N°	Tipo	Comb. SLU	N _{sd} [kN]	M _{sd,y} [kNm]	V _{sd,x} [kN]
C1	1	R	statica	1541.17	70.77	44.93
			sismica	935.73	47.21	29.97
G2	4	R	statica	3333.16	203.67	129.31
			sismica	1977.75	135.85	86.25

Tabella ()

Carichi orizzontali

Le azioni al piede di ciascun pilastro allo SLU sono:

- tagli $V_{sd,x}$ $V_{sd,y}$ generati dalle forze orizzontali F_x F_y dovuti al vento o al sisma
- momenti MSd dovuti alle forze orizzontali F_x F_y ottenuti moltiplicando i tagli V_{sd} per 1/2 (l altezza pilastro);

Gli effetti delle forze orizzontali (taglio V_{sd} e momento M_{sd}) vanno calcolati applicando alle loro intensità caratteristiche i coefficienti di combinazione ϕ e, nel caso di combinazione "sismica", combinando l'effetto dovuto al sisma agente in una direzione al 30% dell'effetto del sisma nell'altra direzione:

$$E_X = E_{Edx} + 0,30 E_{Edy}$$

$$E_Y = E_{Edy} + 0,30 E_{Edx}$$

rif. ASSI	Pilastro N°	Tipo	Comb. SLU	CASO	forza orizzontale				V _{sd}		M _{sd}	
					F _x	ψ ₀	F _y	ψ ₀	x	y	x	y
					[kN]		[kN]		[kN]	[kN]	[kNm]	[kNm]
C1	1	R	statica	x	1.34	0.6	7.54	0.6	0.80	4.52	7.12	1.26
				y	0.53		31.59		0.32	18.95	29.85	0.50
			sismica	x	15.21		91.91		16.26	99.81	157.20	25.61
				y	3.49		26.33		8.06	53.91	84.90	12.69
G2	4	R	statica	x	2.95	0.6	0.00	0.6	1.77	0.00	0.00	2.79
				y	-0.20		1.60		-0.12	0.96	1.51	-0.19
			sismica	x	32.78		2.86		32.38	3.59	5.65	50.99
				y	-1.33		2.43		8.50	3.28	5.17	13.39

Tabella ()

In tabella sopra sono riportati:

- le forze orizzontali FX FY agenti nelle direzioni x,y e i relativi coefficienti di combinazione φ per cui vanno moltiplicate rispettivamente nella combinazione “statica” e “sismica”
- i tagli ottenuti applicando i coefficienti di combinazione φ
- i momenti ottenuti applicando il modello “shear type” (M = V l/2)

7.4.2.1 Pilastro P1

Combinazione “statica”

Cumulando le azioni dovute ai carichi verticali e al vento si ottiene:

$$N_{sd} = 1541.17 \text{ kN}$$

$$M_{sd,x} = 29.85 \text{ kNm}$$

$$M_{sd,y} = 71.27 \text{ kNm}$$

$$V_{sd,x} = 45.25 \text{ kN}$$

$$V_{sd,y} = 18.95 \text{ kN}$$

$$M_{sd} = \sqrt{M_{sd,x}^2 + M_{sd,y}^2}$$

$$V_{sd} = \sqrt{V_{sd,x}^2 + V_{sd,y}^2}$$

$$M_{sd} = 77.27 \text{ kNm}$$

$$e_e = 0.050 \text{ m}$$

$$V_{sd} = 49.06 \text{ kN}$$

Combinazione “sismica”

Cumulando le azioni dovute ai carichi verticali e al sisma si ottiene:

$$\begin{aligned} N_{sd} &= 935.73 \text{ kN} \\ M_{sd,x} &= 157.20 \text{ kNm} & M_{sd,y} &= 72.82 \text{ kNm} \\ V_{sd,x} &= 46.23 \text{ kN} & V_{sd,y} &= 99.81 \text{ kN} \\ M_{sd} &= \sqrt{M_{sd,x}^2 + M_{sd,y}^2} & V_{sd} &= \sqrt{V_{sd,x}^2 + V_{sd,y}^2} \\ M_{sd} &= 173.25 \text{ kNm} & e_e &= 0.185 \text{ m} \\ V_{sd} &= 110.00 \text{ kN} \end{aligned}$$

Dal confronto la situazione più severa risulta essere quella sismica.

7.4.2.2 Pilastro P4

Combinazione "statica"

Cumulando le azioni dovute ai carichi verticali e al vento si ottiene:

$$\begin{aligned} N_{sd} &= 3333.16 \text{ kN} \\ M_{sd,x} &= 0.00 \text{ kNm} & M_{sd,y} &= 206.46 \text{ kNm} \\ V_{sd,x} &= 131.08 \text{ kN} & V_{sd,y} &= 0.00 \text{ kN} \\ M_{sd} &= \sqrt{M_{sd,x}^2 + M_{sd,y}^2} & V_{sd} &= \sqrt{V_{sd,x}^2 + V_{sd,y}^2} \\ M_{sd} &= 206.46 \text{ kNm} & e_e &= 0.062 \text{ m} \\ V_{sd} &= 131.08 \text{ kN} \end{aligned}$$

Combinazione "sismica"

Cumulando le azioni dovute ai carichi verticali e al sisma si ottiene:

$$\begin{aligned} N_{sd} &= 1977.75 \text{ kN} \\ M_{sd,x} &= 5.65 \text{ kNm} & M_{sd,y} &= 186.84 \text{ kNm} \\ V_{sd,x} &= 118.63 \text{ kN} & V_{sd,y} &= 3.59 \text{ kN} \\ M_{sd} &= \sqrt{M_{sd,x}^2 + M_{sd,y}^2} & V_{sd} &= \sqrt{V_{sd,x}^2 + V_{sd,y}^2} \\ M_{sd} &= 186.93 \text{ kNm} \end{aligned}$$

$$V_{sd} = 118.68 \text{ kN} \qquad e_e = 0.095 \text{ m}$$

Dal confronto la situazione più severa risulta essere quella sismica.

7.4.3 Verifica a pressoflessione

7.4.3.1 Pilastro P1

Eccentricità del I ordine

Per tener conto delle incertezze sulla posizione del punto di applicazione della forza assiale N_{sd} , le eccentricità dovute ai momenti flettenti devono in ogni caso essere almeno pari a $e_e = \max(D/30; 20 \text{ mm}) = \max(10 \text{ mm}; 20 \text{ mm}) = 20 \text{ mm}$.

Per ottenere l'eccentricità totale del primo ordine all'eccentricità dovuta ai carichi si somma l'eccentricità dovuta alle imperfezioni geometriche.

$$e_1 = (e_e + e_i)$$

$$e_i = \theta_1 \frac{l_0}{2} = \theta_0 \alpha_n \alpha_m \frac{l_0}{2} \qquad \theta_0 = \frac{1}{200} \text{ rad}$$

$$e_e = 0.185 \text{ m}$$

$$\theta_1 = 0.0025 \qquad e_i = 0.004 \text{ m}$$

$$e_{tot} = 0.189 \text{ m}$$

Corrisponde il momento di calcolo: $M_{sd} = N_{sd} * e_{tot} = 176.88 \text{ kNm}$

Eccentricità del II ordine

NT 4.1.2.1 In via approssimata gli effetti del secondo ordine su pilastri singoli possono essere trascurati se la snellezza non supera il valore limite:

$$\lambda_{lim} = 15,4 \frac{C}{\sqrt{\nu}}$$

$\nu = N_{ed} / (A_c * f_{cd})$ è l'azione assiale adimensionale

$C = 1,7 - r_m$ dipende dalla distribuzione dei momenti flettenti del I ordine

$r_m = M_{01} / M_{02}$ è il rapporto tra i momenti flettenti del primo ordine alle due estremità del pilastro

$\nu = 0.16$

$C = 2.7 \qquad \lambda_{lim} = 104$

$r_m = -1$ Assumendo deformata con M opposti

Assumendo come lunghezza di libera inflessione l'h di interpiano $l_0 = 3.15 \text{ m}$

$$\rho_{\min} = b/v12 = 86.60$$

$$\lambda = l_0/\rho_{\min} = 36 < \lambda_{\lim}$$

Calcolo capacità portante

Per elementi soggetti a pressoflessione deviata è possibile effettuare due verifiche a pressoflessioni rette) secondo ciascuna delle due direzioni principali x,y se sono soddisfatte entrambe le condizioni:

$$0,5 \leq \frac{\lambda_y}{\lambda_x} \leq 2 \quad \left| \frac{e_y/h}{e_x/b} \right| \leq 0,20 \quad \text{oppure} \quad \left| \frac{e_x/b}{e_y/h} \right| \leq 0,20$$

$$\lambda_x/\lambda_x = 0.30 \quad \text{FALSO}$$

$$(e_x/h)/(e_y/b) = 0.30 \quad \text{FALSO}$$

Occorre verifica pressoflessione

Disponendo 10 Φ 12

Il punto di coordinate

$$N_{sd} = 935.73 \text{ kN}$$

$$M_{sd} = N_{sd} * e_{tot} = 176.88 \text{ kNm}$$

Verifica C.A. S.L.U. - File: Pilastro 1

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

Titolo: **Pilastro 1**

N° Vertici: 4 Zoom N° barre: 10 Zoom

N°	x [cm]	y [cm]	N°	As [cm²]	x [cm]	y [cm]
1	0	0	1	1.13	2.5	2
2	30	0	2	1.13	27.5	2
3	30	100	3	1.13	2.5	26
4	0	100	4	1.13	27.5	26
			5	1.13	2.5	50
			6	1.13	27.5	50

Sollecitazioni
 S.L.U. Metodo n
 N_{Ed}: 935.73 kN
 M_{xEd}: 176.88 kNm
 M_{yEd}: 176.88 kNm

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

Materiali
 B450C C28/35
 ε_{su}: 67.5‰ ε_{c2}: 2‰
 f_{yd}: 391.3 N/mm² ε_{cu}: 3.5‰
 E_s: 200'000 N/mm² f_{cd}: 15.87
 E_s/E_c: 15 f_{cc}/f_{cd}: 0.8
 ε_{syd}: 1.957‰ σ_{c,adm}: 11
 σ_{s,adm}: 255 N/mm² τ_{co}: 0.6667
 τ_{c1}: 1.971

Tipo rottura
 Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

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

Tipo flessione
 Retta Deviata

N° rett. 100

Calcola MRD Dominio M-N

L₀: 315 cm Col. modello

Precompresso

M_{xRd}: 528.5 kN m
 σ_c: -15.07 N/mm²
 σ_s: 391.3 N/mm²
 ε_c: 3.5‰
 ε_s: 8.535‰
 d: 98 cm
 x: 28.5 x/d: 0.2908
 δ: 0.8035

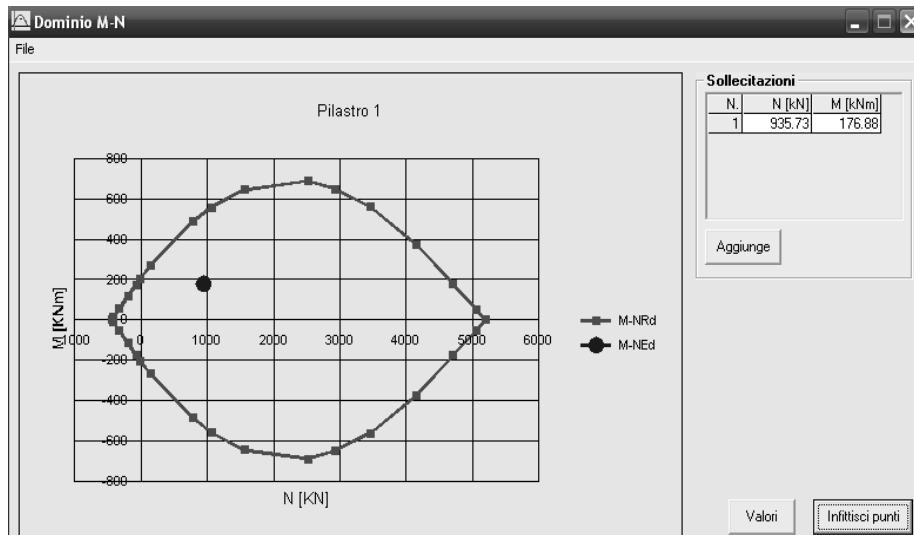


Figura ()

Il punto risulta dentro il dominio di resistenza.

7.4.3.2 Pilastro P1

Eccentricità del I ordine

Per tener conto delle incertezze sulla posizione del punto di applicazione della forza assiale N_{sd} , le eccentricità dovute ai momenti flettenti devono in ogni caso essere almeno pari a $e_e = \max(D/30; 20 \text{ mm}) = \max(10 \text{ mm}; 20 \text{ mm}) = 20 \text{ mm}$.

Per ottenere l'eccentricità totale del primo ordine all'eccentricità dovuta ai carichi si somma l'eccentricità dovuta alle imperfezioni geometriche.

$$\begin{aligned}
 e_e &= 0.095 \text{ m} \\
 e_i &= 0.0025 \\
 e_{tot} &= 0.098 \text{ m}
 \end{aligned}$$

Corrisponde il momento di calcolo: $M_{sd} = N_{sd} \cdot e_{tot} = 194.59 \text{ kNm}$

Eccentricità del II ordine

NT 4.1.2.1 In via approssimata gli effetti del secondo ordine su pilastri singoli possono essere trascurati se la snellezza non supera il valore limite:

$$\lambda_{lim} = 15,4 \frac{C}{\sqrt{\nu}}$$

$\nu = N_{ed} / (A_c \cdot f_{cd})$ è l'azione assiale adimensionale

$C = 1,7 - r_m$ dipende dalla distribuzione dei momenti flettenti del I ordine

$r_m = M_{01}/M_{02}$ è il rapporto tra i momenti flettenti del primo ordine alle due estremità del pilastro

$\nu = 0.34$
 $C = 2.7$ $\lambda_{lim} = 71$
 $r_m = -1$ Assumendo deformata con M opposti

Assumendo come lunghezza di libera inflessione l'h di interpiano $l_0 = 3.15$ m

$\rho_{min} = b/\sqrt{12} = 72$
 $\lambda = l_0/\rho_{min} = 44 < \lambda_{lim}$

Calcolo capacità portante

Per elementi soggetti a pressoflessione deviata è possibile effettuare due verifiche a pressoflessioni rette) secondo ciascuna delle due direzioni principali x,y se sono soddisfatte entrambe le condizioni:

$$0,5 \leq \frac{\lambda_y}{\lambda_x} \leq 2 \quad \left| \frac{e_y/h}{e_x/b} \right| \leq 0,20 \quad \text{oppure} \quad \left| \frac{e_x/b}{e_y/h} \right| \leq 0,20$$

$\lambda_x/\lambda_x =$	0.28	FALSO
$(e_x/h)/(e_y/b) =$	0.28	FALSO

Occorre verifica pressoflessione

Disponendo 10 Φ 12

Il punto di coordinate

$N_{sd} = 1977.75$ kN

$M_{sd} = N_{sd} * e_{tot} = 194.59$ kNm

Verifica C.A. S.L.U. - File: Pilastro 4

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

Titolo : **Pilastro 4**

N° Vertici Zoom N° barre Zoom

N°	x [cm]	y [cm]
1	0	0
2	25	0
3	25	90
4	0	90

N°	As [cm²]	x [cm]	y [cm]
1	1.13	2.5	3
2	1.13	22.5	3
3	1.13	2.5	24
4	1.13	22.5	24
5	1.13	2.5	45
6	1.13	22.5	45

Sollecitazioni
 S.L.U. Metodo n

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

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

Tipo rottura
 Lato calcestruzzo - Acciaio elastico

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

Tipo flessione
 Retta Deviata

N° rett.

Calcola MRd Dominio M-N

L₀ cm Col. modello

Precompresso

Materiali

B450C **C28/35**

ϵ_{su} ‰ ϵ_{c2} ‰
 f_{yd} N/mm² ϵ_{cu} ‰
 E_s N/mm² f_{cd} ‰
 E_s/E_c f_{cc}/f_{cd} ?
 ϵ_{syd} ‰ $\sigma_{c,adm}$ ‰
 $\sigma_{s,adm}$ N/mm² τ_{co} ‰
 τ_{c1} ‰

M_{xRd} kN m

σ_c N/mm²
 σ_s N/mm²
 ϵ_c ‰
 ϵ_s ‰
 d cm
 x x/d
 δ

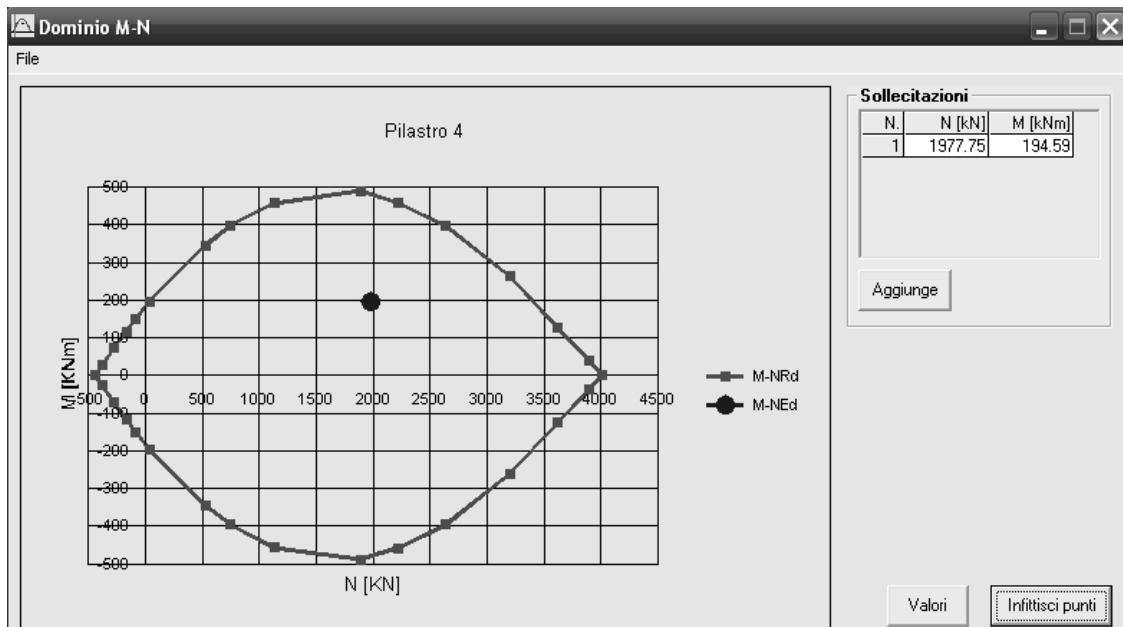


Tabella ()

7.4.4 Verifica a taglio

La sollecitazione massima è di modesta entità ed è automaticamente soddisfatta se si rispettano le disposizioni minime d'armatura previste in normativa (staffe ϕ 8/100 mm nei primi 450 mm dal filo solaio, ϕ 8/200 nelle zone intermedie).

In zona sismica la prima staffa non deve distare più di 50 mm dall'estremità del pilastro (filo interno del solaio): si suggerisce di adottare tale accorgimento anche in zona non sismica, in quanto facilita il confinamento del calcestruzzo compresso esercitato dalle staffe chiuse.

Le staffe devono essere chiuse e terminare con ganci piegati a 135° .

NT7.4.6.2.2 Le NT (Pilastri- Armature trasversali) stabiliscono che alle due estremità del pilastro si devono disporre staffe e di contenimento e legature per una lunghezza, misurata a partire dalla sezione di estremità, pari alla minore delle seguenti quantità:

- il lato maggiore della sezione trasversale;
- un sesto dell'altezza netta del pilastro ($1/3$ dell'altezza per i pilastri isostatici);
- 45 cm.

In ciascuna delle due zone di estremità del pilastro devono essere rispettate le condizioni seguenti:

- le barre disposte sugli angoli della sezione devono essere contenute dalle staffe;
- le barre non fissate devono trovarsi a meno di 15 cm da una barra fissata.
- almeno una barra ogni due, di quelle disposte sui lati, dovrà essere trattenuta da staffe interne o da legature (quest'ultime di diametro minimo pari a 6mm e piegate a 135° alle due estremità, prolungate per almeno 10 diametri);

Il diametro di staffe e legature non deve essere inferiore a 8 mm. Esse saranno disposte ad un passo pari alla più piccola delle quantità seguenti:

- un quarto del lato minore della sezione trasversale;
- 15 cm.

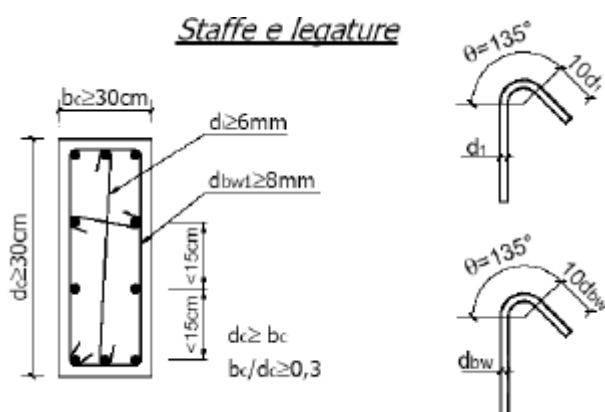


Figura – legatura staffe pilastro

Seguendo le indicazioni sopra riportate, nelle fasce di estremità dei pilastri si dispongono staffe Φ 8/10cm per un tratto di 50 cm; nel resto dell'altezza del pilastro il passo delle staffe viene portato a 15 cm.

7.5 Nodi trave-pilastro

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

Si distinguono due tipi di nodo:

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

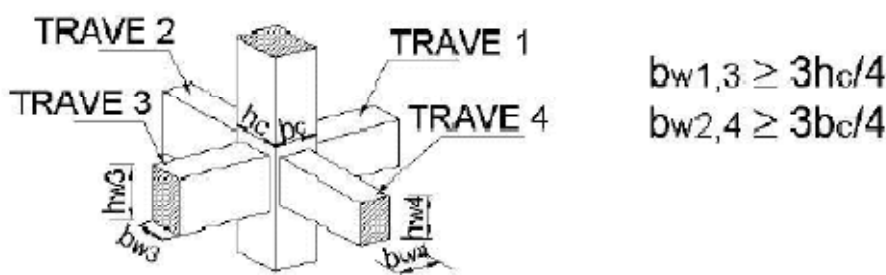


Figura – Nodi confinati

La verifica di resistenza del nodo si assume automaticamente soddisfatta nel caso che esso sia interamente confinato.

Per i nodi non confinati, appartenenti a strutture di CD "A" e "B" le staffe orizzontali presenti lungo l'altezza del nodo devono verificare la seguente condizione:

$$\frac{n_{st} \cdot A_{st}}{i \cdot b} \geq 0.05 \frac{R_{ck}}{f_{yd}}$$

Nella precedente espressione n_{st} ed A_{st} sono rispettivamente il numero di braccia e l'area della sezione trasversale di tondino della singola staffa orizzontale, i è l'interasse delle staffe, e b è la larghezza utile del nodo determinata come segue:

- se la trave ha una larghezza b_w superiore a quella del pilastro b_c , allora b è il valore minimo fra b_w e $b_c + hc/2$, essendo hc la dimensione della sezione della colonna parallela alla trave;
- se la trave ha una larghezza b_w inferiore a quella del pilastro b_c , allora b è il valore minimo fra b_c e $b_w + hc/2$.

Sono da evitare per quanto possibile eccentricità tra l'asse della trave e l'asse del pilastro concorrenti in un nodo (deve essere minore di 1/4 della larghezza del pilastro). Le armature

longitudinali delle travi, sia superiori che inferiori, devono attraversare, di regola, il nodo senza giunzioni.

Quando ciò non risulti possibile, sono da rispettare le seguenti prescrizioni:

- le barre vanno ancorate oltre la faccia opposta a quella di intersezione, oppure rivoltate verticalmente in corrispondenza di tale faccia, a contenimento del nodo;
- la lunghezza di ancoraggio delle armature tese va calcolata in modo da sviluppare una tensione nelle barre pari a $1,25 f_{yk}$, e misurata a partire da una distanza pari a 6 diametri dalla faccia del pilastro verso l'interno.

Lungo le armature longitudinali del pilastro che attraversano i nodi non confinati devono essere disposte staffe di contenimento in quantità almeno pari alla maggiore prevista nelle zone del pilastro inferiore e superiore adiacenti al nodo.

Questa regola può non essere osservata nel caso di nodi interamente confinati.

NT 7.4.6.1.3 Sono da evitare per quanto possibile eccentricità tra l'asse della trave e l'asse del pilastro concorrenti in un nodo. Nel caso che tale eccentricità superi $1/4$ della larghezza del pilastro la trasmissione degli sforzi deve essere assicurata da armature adeguatamente dimensionate allo scopo.

7.6 Vano scale

7.6.1 Premessa

Gli elementi di controvento, catalogati come pareti strutturali semplici o complesse, sono verificati nella condizione di carico di SLU sismico. Possono essere considerate pareti gli elementi che sopportano le sole azioni orizzontali per le quali la forza assiale ridotta

$$v = \frac{N_{sd}}{A_c f_{cd}} \leq 0.4$$

La condizione limite $n = 0,40$ rappresenta la condizione di momento resistente massimo per una forza normale assegnata.

NT 7.4.6.1.4 Le pareti devono avere uno spessore $s \geq 150$ mm.

7.6.2 Combinazioni di carico

I sistemi di controvento dell'edificio, sono:

- Il setto S5 e S5', con area di carico limitata, soggetti però a notevoli sollecitazioni poiché posti sul filo esterno del fabbricato e in corrispondenza degli assi verticali rispettivamente del nucleo vano ascensore e vano scala; il loro contributo torsionale è fondamentale per garantire equilibrio globale al sistema causato dall'asimmetria della posizione dei vani controvento;
- Il vano ascensore, schematizzato con due pannelli murari uno trasversale all'altro, con un contributo tensionale significativamente minore rispetto al vano scale ma comunque rilevante;
- Il vano scale, cioè il sistema predominante in termini di resistenza globale fornita dall'intero edificio soggetto alle forze orizzontali; a tale sistema, a favore di sicurezza, è stato affidato nell'analisi svolta nei precedenti capitoli il 100% degli effetti delle forze orizzontali.

rif. ASSI	Pilastrò N°	Tipo	xi	yi	dimensioni della sezione		altezza	area sezione	inerzie	
					bx	by			lx	ly
					(mm)					(mm ²) 10 ³
B4	5	setto	11450	3020	1000	250	3150	250	1302	20833
B7	5'	setto	14770	3020	1000	250	3150	250	1302	20833
D3	ASCs1	setto	10620	5700	200	1800	3150	360	97200	1200
E5	ASCs2	setto	11450	6700	1850	200	3150	370	1233	105527
D4	SCALE	sez.U	12470	8670	-	-	3150	2814	0	0

Tabella – Caratteristiche geometriche elementi di controvento

Allo stato limite ultimo si considerano due combinazioni di carico:

- "statica": combinazione di carichi verticali e vento

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

- "sismica": combinazione di carichi verticali e sisma

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

Ai fini delle verifiche consideriamo dunque il nucleo vano scale.

Le azioni cui sono soggetti i controventi sono ottenute come combinazione degli effetti delle azioni verticali e orizzontali calcolate precedentemente:

rif. ASSI	Pilastro N°	Tipo	Comb. SLU	CASO	N _{sd} [kN]	M _y [kNm]	M _x [kNm]	F _x [kN]	F _y [kN]	M _{z,i} [kNm]
D4	SCALE	sez.U	statica	x	3884.77	2616.28	8.06	214.39	0.66	630.77
				y	3884.77	14.35	12606.30	1.07	938.81	49.34
			sismica	x	2395.10	22057.07	690.38	1500.77	46.97	-17578.91
				y	2395.10	-3392.05	28059.97	-230.80	1909.21	8704.63

Tabella – Azioni sui controventi

Le azioni calcolate con le combinazioni considerate (vento e sisma):

rif. ASSI	Pilastro N°	Tipo	Comb. SLU	CASO	N _{sd} [kN]	M _{sd,y} [kNm]	M _{sd,x} [kNm]	V _{sd,x} [kN]	V _{sd,y} [kN]	M _{z,i} [kNm]
D4	SCALE	sez.U	statica	x	3884.77	1569.77	4.84	128.63	0.40	378.46
				y	3884.77	8.61	7563.78	0.64	563.29	29.60
			sismica	x	2395.10	21039.45	9108.38	1431.53	619.74	-14967.52
				y	2395.10	3225.07	28267.09	219.44	1923.30	3430.96

Tabella – Azioni combinate sui controventi

7.6.3 Verifiche di compatibilità

Nella fase di predimensionamento degli elementi di controvento si è assunto che questi siano in condizioni non fessurate sotto la combinazione di carico di SLU.

Per validare tale ipotesi si esegue la verifica di fessurazione, considerando l'eccentricità del carico rispetto al "nocciolo" del vano ascensore. Se l'eccentricità dovuta ai carichi di SLU risulta interno al nocciolo del vano ascensore, l'elemento risulta interamente compresso e la verifica risulta soddisfatta.

Applicando le formule della Scienza delle Costruzioni si ha:

$$e_{y,1} = \frac{i_x^2}{y_G} \quad e_{y,2} = \frac{i_x^2}{h - y_G} \quad e_x = \frac{i_y^2}{x_G}$$

Coordinate del baricentro G:

$$x_G = 1450 \text{ mm} \quad y_G = 1373 \text{ mm}$$

Raggi giratori d'inerzia vano scale:

$$r_x = 1130 \text{ mm} \quad r_y = 1179 \text{ mm}$$

$e_{v,1} = 929 \text{ mm}$ $e_{v,2} = 486 \text{ mm}$

$e_x = 958 \text{ mm}$

Le eccentricità risultano:

Direzione x del vento:

$e_x = 404 \text{ mm}$ $e_y = 1 \text{ mm}$ SEZIONE TOT COMPRESSA

Direzione y del vento:

$e_x = 2 \text{ mm}$ $e_y = 1947 \text{ mm}$ SEZIONE NON TOT COMPRESSA

La struttura può risultare non completamente compressa per alcune direzioni dell'azione del sisma, con trazioni di una certa entità. La verifica approssimata eseguita con il programma di calcolo conferma, tuttavia, che la deformazione di trazione non è tale da pregiudicare l'ipotesi iniziale, ossia:

$$\epsilon_{co} = 2 \cdot 10^{-3}$$

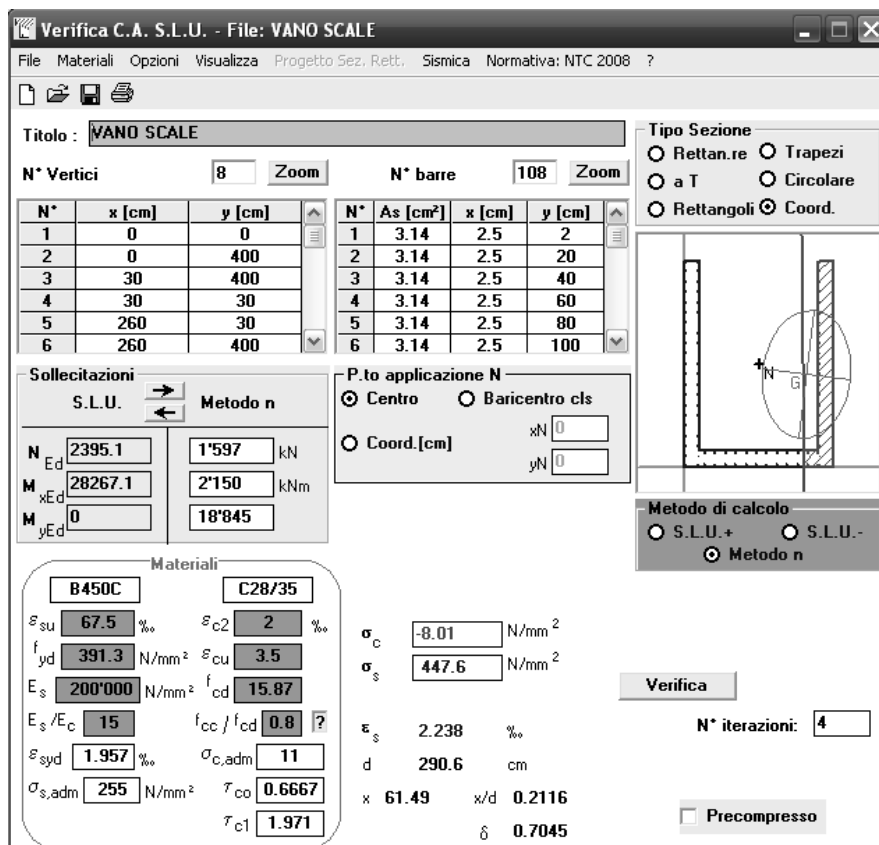


Figura – Verifica di compatibilità nucleo vano scale

Per effetto delle sollecitazioni di SLU per il sisma x e il sisma y l'elemento strutturale risulta effettivamente fessurato, pertanto il dimensionamento eseguito assumendo $k = 0,31$ risulta corretto.

7.6.4 Progetto e verifica delle armature

7.6.4.1 Armature longitudinali

OR 5.5.5.1 Una parete è un elemento per il quale la forza assiale normalizzata:

$$v = \frac{N_{sd}}{A_c \cdot f_{cd}} \leq 0,4$$

$$\begin{aligned} A_c &= 2814000 \text{ mm}^2 \\ f_{ck} &= 29.1 \text{ N/mm}^2 \\ f_{cd} &= 19.4 \text{ N/mm}^2 \\ \nu &= 0.04 \end{aligned}$$

Una parete composta di più elementi rettangolari tra loro collegati viene progettata considerando reagenti sia gli elementi che si allungano nella direzione considerata del sisma sia le eventuali ali, con dimensioni di calcolo massime definite come (H altezza del fabbricato):

$$\text{sisma direzione x: } l_{r,eff} = \min \{ l_i / 2; 0,25 H \}$$

$$\text{direzione y: } l_{r,eff} = \min \{ l_i / 2; 0,25 H \}$$

$$(l_f) = 3700 \text{ mm}$$

$$(l_f) = 1150 \text{ mm}$$

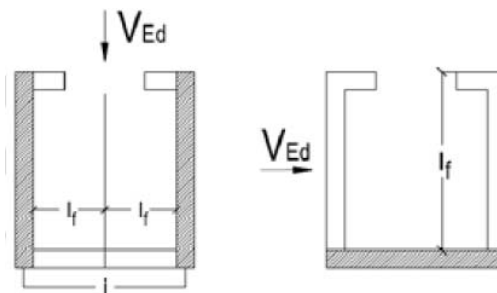


Figura – Sezione effettiva

Si considera quindi resistente l'intero vano ascensore.

OR 5.4.5.1 Nella zona di base della parete si individua una “zona critica” in cui si concentrano le deformazioni

anelastiche in condizioni di SLU la cui altezza h_{cr} vale:

$$h_{cr} = \max \{ b; l; H/6 \} \leq \min \{ h; 2b; 2l \}$$

$$h_{cr} = 4202.5 < 3150 = 3150 \text{ mm}$$

OR 5.4.5.2 Nella zona critica di base l'armatura viene calcolata con criteri differenti a seconda che sia disposta in una zona “confinata” o “non confinata”: le zone confinate sono in figura 10.3 e hanno spessore s e lunghezza “confinata” l_c pari a:

$$l_c = 0,20 l \geq 1,5 \cdot s$$

$$l_c = 760 > 450 = 760 \text{ mm}$$

In cui il rapporto geometrico d'armatura deve risultare compreso tra 1% e 4% (rispetto all'area di cls):

$$2280 \leq \rho \leq 9120 \text{ mm}^2$$

In tali zone vengono disposti:
 (*armature per ogni zona confinata)

n°barre	diametro (mm)	passo (mm)	As (mm ²)
10 Φ	22	150	3852

Nelle zone non confinate vengono disposti
 (*armature per ogni ala lunga)

n°barre	diametro (mm)	passo (mm)	As (mm ²)
23 Φ	20	200	7163

Nelle zone non confinate vengono disposti
 (*armature per pannello corto)

n°barre	diametro (mm)	passo (mm)	As (mm ²)
14 Φ	20	200	4335

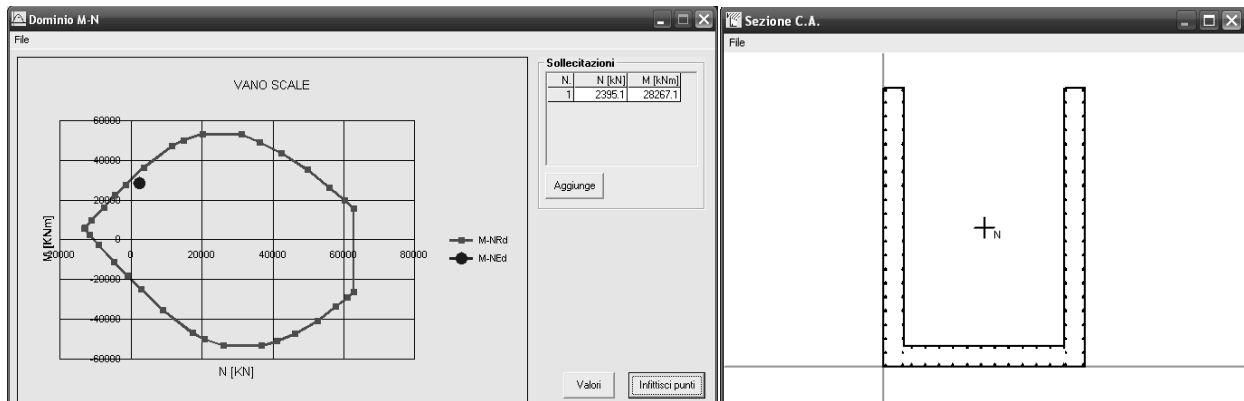


Figura –Disposizione delle armature e diagrammi di interazione

7.6.4.2 Armature trasversali

La verifica a taglio del vano ascensore è condotta allo SLU considerando un comportamento a traliccio, con formazione di bielle compresse (calcestruzzo) e bielle tese (acciaio).

Il progetto delle armature a taglio deve essere effettuato per due direzioni (x, y) tra loro ortogonali. È possibile trattare i due tagli in maniera separata, attribuendo a ciascuna membratura che si allunga nella direzione del taglio in esame la resistenza completa delle forze di taglio nella medesima direzione.

Comb. SLU	CASO	V _{sd,x} [kN]	V _{sd,y} [kN]	M _{z,i} [kNm]
sismica	x	1431.53	619.74	-14967.52
	y	219.44	1923.30	3430.96

Tabella – Sollecitazioni di base

Sostanzialmente, per le forze di taglio agenti in direzione x si considera resistente la sola parete di fondo del vano ascensore (l'unica intercettata dall'asse neutro nel caso di flessione retta attorno all'asse y), mentre per il taglio in direzione y si considera che entrambe le pareti resistano congiuntamente al taglio di progetto.

Il momento torcente T_{sd} viene distribuito sui singoli elementi in maniera semplificata in base al rapporto tra la rigidezza torsionale della singola parete e la rigidezza torsionale totale.

Dalle formule della scienza delle costruzioni:

$$\text{parete di fondo: } k_g = \frac{GJ_{tj}}{l_z}$$

$$\text{vano ascensore } k_g = \frac{GJ_t}{l_z}$$

poiché G e l_z sono valori costanti nelle formule indicate a lato, per la redistribuzione del momento torcente è importante il rapporto tra J_{t,i} e J_t

$$T_{sd,i} = T_{sd} \cdot J_{t,i} / J_t$$

$$J_{t,i} = 2.4E+10 \text{ mm}^4$$

$$J_t = 7.9E+10 \text{ mm}^4$$

Dalla ripartizione risulta: $T_{sd} = 4604.22 \text{ kNm}$

Il taglio di progetto su ogni sezione tubolare risulta:

$$V_{sd} = 729.31 \text{ kN}$$

La verifica a compressione dell'anima:

$$V_{sd,x} \leq V_{Rd,2}$$

$$V_{rd} = 1296.11 \text{ kN} > V_{sd} \text{ la verifica è soddisfatta}$$

Per il calcolo dell'armatura trasversale:

$$V_{sd,x} = V_{Rd,s} \Rightarrow s_{max} = \frac{A_{sw} \cdot z \cdot f_{ywd}}{V_{sd,x}}$$

n° barre		diametro (mm)	passo max (mm)	As (mm ²)
2 braccia	Φ	8	125	50.27

Il passo scelto : $s = 120 \text{ mm}$

7.7 Trave rovesce di fondazione

Il sistema di fondazione adottato prevede un sistema di trave continue rovesce che, partendo dai pilastri d'angolo, unisce tutte le fasce pilastrate lungo l'asse principale dell'edificio in direzione della platea posta sotto il vano scala. La quota di imposta del piano di fondazione delle travi è a -1,50mt per le travi di fondazione continue e 1,60mt per la platea.

Il modello di suolo adottato è il modello elastico lineare alla Winkler. Tale modello interpreta il terreno come un letto di molle indipendenti e trascura l'effetto della coesione.

Per la valutazione della capacità portante del terreno al fine di un corretto dimensionamento della larghezza della trave di fondazione verrà adottato un procedimento iterativo basato su una valutazione dei cedimenti immediati e differenziali assoluti.

7.7.1 Calcolo cedimenti

Per il calcolo dei cedimenti si è fatto riferimento alla relazione di Burland e Burbridge come di seguito riportata:

$$S = f_s * f_H * f_t * [\delta'_{v0} * B^{0.7} * \frac{I_c}{3} + (q_i - \delta'_{v0}) * B^{0.7} * I_c]$$

Nella quale:

q_i = pressione efficace lorda, espressa in Kpa

δ'_{v0} = tensione verticale efficace agente alla quota di imposta delle fondazioni

I_c = indice di compressibilità

B = larghezza della fondazione

N_{av} = media N_{spt} all'interno della della profondità significativa z_i

z_i = profondità significativa

F_s = fattore correttivo di forma

F_H = fattore correttivo di spessore

f_t = fattore correttivo di tempo

Si tiene infine a precisare che per quanto riguarda i valori di N_{spt} da utilizzare nel calcolo del valore medio N_{av} , essi vanno corretti nel caso di sabbie limose sotto falda, quando N_{spt} è superiore a 15, secondo le correlazioni di Terzaghi e Peck:

$$N_c = 15 + 0.5 * (N_{spt} - 15)$$

Nel caso si abbiano depositi ghiaiosi o sabbiosi-ghiaiosi il valore corretto è pari a:

$$N_c = 1.25 * N_{spt}$$

Da relazione geotecnica

profondità in metri	prova 1	prova 2
1.50 m	5 colpi	4 colpi
1.80 m	5 colpi	5 colpi
2.10 m	4 colpi	3 colpi
2.40 m	6 colpi	8 colpi
2.70 m	6 colpi	16 colpi
3.00 m	15 colpi	14 colpi
3.30 m	7 colpi	10 colpi
3.60 m	10 colpi	10 colpi

Tabella – numero colpi prove Spt

Media di N_{SPT} su Z_i	7.25	8.75
correzione	1.15	8.34
Media globale N_{SPT}	9.20	
N_{AV}^d	9.20	

correzione N_{SPT}	Argille	Sabbie
	1.15	1.50

Tabella – valori corretti Nspt

Massimo cedimento	Argille	Sabbie
	60 mm	35 mm

Tabella – massimo cedimento ammissibile

CALCOLO DEI CEDIMENTI SECONDO BURLAND E BURBRIGE

Parametro	DESCRIZIONE PARAMETRI	CASO 1	CASO 2	CASO 3
-----------	-----------------------	--------	--------	--------

q'	pressione efficace lorda	300 KPa	330 KPa	360 KPa
s'	tensione verticale efficace	27 KPa	27 KPa	27 KPa
γ	peso in volume	18.00 KN/mc	18.00 KN/mc	18.00 KN/mc
h	profondità fondazione	1.50 m	1.50 m	1.50 m
B	larghezza fondazione	2.00 m	2.00 m	2.00 m
L	lunghezza fondazione	1.00 m	1.00 m	1.00 m
H	spessore strato compressibile	2.00 m	2.00 m	2.00 m
Zi	profondità significativa	2.00 m	2.00 m	2.00 m
t	tempo in anni	10	10	10
lc	indice di compressibilità	0.08	0.08	0.08
Nav	media valori Nspt	9.20	9.20	9.20

Fs	fattore di forma	0.69	0.69	0.69
Fh	fattore di compressione	1.00	1.00	1.00
Ft	fattore tempo	1.40	1.40	1.40

S	cedimento immediato	24.28 mm	26.87 mm	29.45 mm
S'	cedimento nel tempo	34.11 mm	37.73 mm	41.36 mm
S'	cedimento massimo assoluto	34.11 mm	37.73 mm	41.36 mm

VERIFICA DEFORMAZIONE	cedimento conforme	cedimento non conforme	cedimento non conforme
TIPO FONDAZIONE	TRAVE	TRAVE	TRAVE
PORTATA DELLA FONDAZIONE in TON	57.12	63.12	69.12

Tabella – cedimenti assoluti

DATI I RISULTATI, SI ADOTTA LA $P = 300 \text{ kN} / \text{MQ}$ - Trave $B=2,00 \times \text{m}$

CALCOLO DEI CEDIMENTI DIFFERENZIALI SECONDO BURLAND E BURBRIGE

Parametro	DESCRIZIONE PARAMETRI	Plinto tipo 1	Plinto tipo 2	Plinto tipo 3	Plinto tipo 4	Plinto tipo 5	Plinto tipo 6
q'	pressione efficace lorda	367.73 KPa	344.39 KPa	328.18 KPa	316.29 KPa	307.19 KPa	294.18 KPa
s'	tensione verticale efficace	27 KPa	27 KPa	27 KPa	27 KPa	27 KPa	27 KPa
γ	peso in volume	18.00 KN/mc	18.00 KN/mc	18.00 KN/mc	18.00 KN/mc	18.00 KN/mc	18.00 KN/mc
h	profondità fondazione	1.50 m	1.50 m	1.50 m	1.50 m	1.50 m	1.50 m
B	larghezza fondazione	2.00 m	2.00 m	2.00 m	2.00 m	2.00 m	2.00 m
L	lunghezza fondazione	1.00 m	1.00 m	1.00 m	1.00 m	1.00 m	1.00 m
H	spessore strato compressibile	3.00 m	3.00 m	3.00 m	3.00 m	3.00 m	3.00 m
Zi	profondità significativa	3.00 m	3.00 m	3.00 m	3.00 m	3.00 m	3.00 m
t	tempo in anni	10	10	10	10	10	10
lc	indice di compressibilità	0.08	0.08	0.08	0.08	0.08	0.08
Na _v	media valori N _{spt}	9.20	9.20	9.20	9.20	9.20	9.20

Fs	fattore di forma	0.69	0.69	0.69	0.69	0.69	0.69
Fh	fattore di compressione	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
Ft	fattore tempo	1.40	1.40	1.40	1.40	1.40	1.40

S	cedimento immediato	30.11 mm	28.10 mm	26.71 mm	25.68 mm	24.90 mm	23.78 mm
S'	cedimento nel tempo	42.30 mm	39.47 mm	37.51 mm	36.08 mm	34.97 mm	33.40 mm

Δ_s	VERIFICA MAX CEDIMENTO DIFFERENZIALE <i>imm</i>	30.11 mm	-	23.78 mm	=	6.33 mm	cediment o conforme
Δ_s'	VERIFICA MAX CEDIMENTO DIFFERENZIALE <i>tot</i>	42.30 mm	-	33.40 mm	=	8.89 mm	cediment o conforme

Massimo cedimento differenziale	Argille	Sabbie
	35 mm	25 mm

Tabella – cedimenti differenziali

7.7.2 Progetto e verifica armature

Lo schema di calcolo utilizzato per la modellizzazione della trave di fondazione è del tutto compatibile a quello di una trave tradizionale con un carico distribuito che non è altro che la reazione del terreno.



Figura – Schematizzazione trave continua

Il carico adottato agente sulla fondazione sarà il carico dei pilastri, il quale si ridistribuirà a livello del piano di fondazione in modo da ottenere uno sforzo ripartito. Assumendo come predominante il carico relativo al pilastro più caricato e con minore interasse tra i pilastri; si determina che il pilastro P4 risulta ai fini della verifica di ammissibilità dello sforzo sul terreno e per una corretta interazione terreno struttura:

$$q_d = \frac{N_{Ed}}{A_f} \leq \delta_t \quad q_d = \frac{3333.16}{5.70 \cdot 2.00} = 292.37 \leq 300 \text{ kN/mq}$$

Il complesso terreno-fondazione rispetta le ipotesi assunte.

CALCOLO DELLE ARMATURE DEI PLINTI		
Parametro	DESCRIZIONE PARAMETRI	TRAVE
Nd	carico sulla fondazione	333.30 ton
B	lunghezza fondazione	5.70 m
L	larghezza fondazione	2.00 m
h	altezza fondazione	70 cm
q_d	pressione efficace lorda design	29.24 ton/mq
b	lunghezza pilastro	1.000 m
l	larghezza pilastro	0.250 m

Md x	Momento sotto il pilastro direzione x	114.37 tonm
Md y	Momento sotto il pilastro direzione y	46.26 tonm
Md	Momento sotto il pilastro IN ALTO	20.18 tonm

As x	Armatura sotto il pilastro direzione x	49.22 cmq
As y	Armatura sotto il pilastro direzione y	19.91 cmq
As z	catena in alto sotto i pilastri - cmq	8.69 cmq

As x	Armatura sotto il pilastro direzione x	n° 20	DM 18
As y	Armatura sotto il pilastro direzione y	n° 28	DM 10
As z	Armatura catena in alto sotto pilastri	n° 5	DM 18

As x	Verifica Armatura sotto il pilastro direzione x (cmq)	50.9	OK
As y	Verifica Armatura sotto il pilastro direzione y (cmq)	22.0	OK
As z	Verifica Armatura catena in alto sotto i pilastri (cmq)	12.7	OK

Tabella – Armature trave fondazione

8 Bibliografia

- Alberto Parducci, Progetto delle costruzioni in zona sismica, Liguori editore
- Giandomenico Toniolo, Cemento armato vol. II A-B,
- A. Castellani, D. Benedetti. Costruzioni in zona sismica, Masson Italia
- Francesco Biasoli, Quaderni tecnici, seminari tecnici