

ALMA MATER STUDIORUM – UNIVERSITÀ DI BOLOGNA

FACOLTÀ DI INGEGNERIA

DISTART

Dipartimento di Ingegneria delle Strutture, dei Trasporti, delle Acque,
del Rilevamento, del Territorio

- Corso di Laurea in Ingegneria Civile -

Tesi di Laurea in Costruzioni in Zona Sismica

***PROGETTAZIONE DI UN EDIFICIO IN C.A. SU
ISOLATORI IN ZONA SISMICA. CONFRONTO
CON LA SOLUZIONE A BASE FISSA.***

Laureando:

LUCA LIBERATORE

Relatore:

Chiar.mo Prof. Ing. *PIER PAOLO DIOTALLEVI*

Correlatore:

Dott. Ing. *LUCA LANDI*

Sessione III

Anno Accademico 2006 - 2007

Ai miei genitori

*“Human beings, vegetables, or
cosmic dust, we all dance to a
mysterious tune, intoned in the
distance by an invisible player”
(Einstein)*

INDICE

| | |
|--|----|
| Introduzione..... | 1 |
| Capitolo 1: L'isolamento sismico..... | 3 |
| 1.1 Cenni di dinamica delle strutture..... | 3 |
| 1.1.1 Oscillatore semplice..... | 3 |
| 1.1.2 Costruzione degli spettri di risposta..... | 5 |
| 1.1.3 Response Spectrum Analysis..... | 10 |
| 1.1.4 Time History Analysis..... | 12 |
| 1.2 Base teorica dell'isolamento sismico..... | 14 |
| 1.3 Criteri di progettazione..... | 18 |
| 1.4 Dispositivi e sistemi di isolamento..... | 21 |
| 1.4.1 Dissipatori..... | 21 |
| 1.4.2 Isolatori..... | 27 |
| 1.4.3 Uso contemporaneo di diversi dispositivi..... | 42 |
| Capitolo 2: Struttura a base fissa: dimensionamento di massima..... | 43 |
| 2.1 Descrizione dell'edificio..... | 43 |
| 2.2 Analisi dei carichi..... | 53 |
| 2.3 Travi..... | 55 |
| 2.4 Pilastri..... | 57 |
| 2.5 Rampe..... | 59 |
| 2.6 Pareti..... | 59 |
| Capitolo 3: Struttura a base fissa: verifica degli elementi strutturali..... | 62 |
| 3.1 Modellazione della struttura agli elementi finiti..... | 62 |
| 3.2 Analisi dinamica modale..... | 64 |
| 3.3 Verifica dei solai..... | 69 |
| 3.4 Verifica delle travate..... | 69 |
| 3.4.1 Riferimenti normativi..... | 70 |
| 3.4.2 Travi del piano di copertura..... | 72 |
| 3.4.3 Travi del quarto piano..... | 85 |

| | | |
|--------|------------------------------------|-----|
| 3.4.4 | Travi del terzo piano..... | 88 |
| 3.4.5 | Travi del secondo piano..... | 91 |
| 3.4.6 | Travi del primo piano..... | 94 |
| 3.4.7 | Travi del piano terra..... | 97 |
| 3.5 | Verifica delle pilastrate..... | 99 |
| 3.5.1 | Riferimenti normativi..... | 100 |
| 3.5.2 | Verifica pilastrata 11..... | 102 |
| 3.5.3 | Verifiche restanti pilastrate..... | 104 |
| 3.6 | Verifica delle pareti alte..... | 106 |
| 3.6.1 | Riferimenti normativi..... | 107 |
| 3.6.2 | Parete 2..... | 110 |
| 3.6.3 | Parete 4..... | 114 |
| 3.6.4 | Parete 5..... | 115 |
| 3.6.5 | Parete 6..... | 116 |
| 3.6.6 | Parete 2..... | 117 |
| 3.6.7 | Parete 9..... | 118 |
| 3.6.8 | Parete 13..... | 119 |
| 3.6.9 | Parete 15..... | 121 |
| 3.6.10 | Parete 16..... | 122 |
| 3.7 | Verifica delle pareti basse..... | 123 |
| 3.7.1 | Riferimenti normativi..... | 124 |
| 3.7.2 | Parete 1..... | 125 |
| 3.7.3 | Parete 3..... | 128 |
| 3.7.4 | Parete 10..... | 130 |
| 3.7.5 | Parete 11..... | 131 |
| 3.7.6 | Parete 18..... | 132 |
| 3.7.7 | Parete 19..... | 133 |
| 3.7.8 | Parete 20..... | 135 |
| 3.7.9 | Parete 21..... | 136 |
| 3.7.10 | Parete 22..... | 137 |

| | |
|---|-----|
| 3.7.11 Parete 23..... | 139 |
| 3.7.12 Parete 24..... | 139 |
| 3.7.13 Parete 25..... | 141 |
| 3.7.14 Parete 26..... | 142 |
| 3.7.15 Parete 27..... | 143 |
| 3.7.16 Parete 28..... | 145 |
| 3.7.17 Parete 29..... | 146 |
| 3.8 Verifica delle fondazioni..... | 147 |
| 3.9 Verifica agli stati limite di danno..... | 149 |
| Capitolo 4: Struttura isolata: dimensionamento di massima..... | 151 |
| 4.1 Descrizione dell'edificio..... | 151 |
| 4.2 Sistema di isolamento..... | 163 |
| Capitolo 5: Struttura a isolata: verifica degli elementi strutturali..... | 170 |
| 5.1 Modellazione della struttura agli elementi finiti..... | 170 |
| 5.2 Analisi dinamica modale..... | 172 |
| 5.3 Verifica dei dispositivi di isolamento..... | 174 |
| 5.3.1 Riferimenti normativi..... | 174 |
| 5.3.2 Verifica isolatori elastomerici..... | 175 |
| 5.4 Verifica delle travate..... | 177 |
| 5.4.1 Riferimenti normativi..... | 177 |
| 5.4.2 Travi piano di copertura..... | 178 |
| 5.4.3 Travi quarto piano..... | 184 |
| 5.4.4 Travi terzo piano..... | 187 |
| 5.4.5 Travi secondo piano..... | 191 |
| 5.4.6 Travi primo piano..... | 194 |
| 5.4.7 Travi piano terra..... | 198 |
| 5.5 Verifica delle pilastrate..... | 201 |
| 5.5.1 Riferimenti normativi..... | 202 |
| 5.5.2 Verifica pilastrate..... | 202 |
| 5.6 Verifica dei baggioli..... | 204 |

| | | |
|-------|--|-----|
| 5.7 | Verifica della fondazione..... | 205 |
| 5.8 | Verifica agli stati limite di danno..... | 206 |
| 5.9 | Disposizioni relative agli isolatori elastomerici e a scorrimento..... | 207 |
| | Capitolo 6: Analisi economica comparata..... | 210 |
| 6.1 | Computo metrico..... | 210 |
| 6.2 | Computo metrico estimativo..... | 211 |
| 6.3 | Analisi dei dati di costo..... | 217 |
| 6.3.1 | Analisi ed elaborazione dei costi percentuali..... | 217 |
| 6.3.2 | Considerazioni sull'impiego dell'isolamento sismico..... | 219 |

INTRODUZIONE

Il presente elaborato è finalizzato alla ricerca dei vantaggi e degli svantaggi connessi all'impiego dell'isolamento sismico quale strategia di difesa contro gli eventi di natura sismo-tettonica, nello specifico quelli di entità particolarmente severa. A tale scopo, è stata effettuata la progettazione in parallelo di due strutture, realizzate in c.a. gettato in opera, avendo come dato di input il solo progetto architettonico: la prima, realizzata con una struttura a telaio e pareti di tipo tradizionale, la seconda, realizzata invece su isolatori, con l'eliminazione delle pareti di controventamento.

Istituire un confronto fra due strutture sostanzialmente diverse non è cosa facile, innanzitutto perché il confronto stesso rischia di perdere efficacia qualora non sia garantito un sufficiente grado di oggettività.

Occorre pertanto fissare a priori le linee guida della progettazione ed i parametri sui quali il raffronto debba essere esperito, assicurando, in questo modo, che le valutazioni finali non siano viziate da assunzioni in tutto o in parte errate.

Nel caso specifico, il primo passo è stato quello di progettare due strutture il più possibile simili tra loro, alle quali garantire lo stesso livello prestazionale nel soddisfacimento dei requisiti imposti dalla normativa vigente in materia di costruzioni e protezione antisismica; pertanto le verifiche effettuate riguardano lo Stato limite ultimo e la situazione accidentale sismica, nella doppia verifica allo stato limite ultimo e allo stato limite di danno.

Uniformate, per quanto possibile, le variabili in gioco, il raffronto viene pertanto eseguito su un doppio set di valutazioni:

- di tipo economico;
- relativo alla sicurezza;

Questa tesi progettuale si pone pertanto lo scopo di rispondere a domande del tipo: *È conveniente l'impiego dell'isolamento sismico? Se sì, in quali termini? E per quali tipologie di edificio?*

In parte, è sin d'ora possibile rispondere a tali quesiti: è noto ai più, infatti, che l'impiego dell'isolamento sismico si giustifica sostanzialmente in zone caratterizzate da rischio sismico medio-alto.

Purtroppo il territorio italiano è tristemente noto per episodi nefasti, uno tra tutti quello del Molise del 2002 che ha condotto all'attuale normativa antisismica.

La strategia tradizionalmente impiegata nel nostro paese si basa sul Capacity Design o "gerarchia delle resistenze": sostanzialmente lo scopo è quello di evitare danni strutturali in presenza di sismi di media intensità, mentre per terremoti di entità severa si ritiene sufficiente scongiurare la perdita di vite umane, evitando il collasso strutturale anche se l'edificio si rivela non più agibile e/o destinato alla demolizione.

L'isolamento sismico, così come viene introdotto e regolamentato dalla normativa, ha invece lo scopo di preservare la funzionalità strutturale anche dopo eventi di natura eccezionale: si pensi, infatti, che la normativa impone che la sovrastruttura rimanga in campo elastico durante il terremoto di progetto, requisito che sembra sin troppo cautelativo se raffrontato con le specifiche della progettazione tradizionale.

Questo ed altri aspetti verranno approfonditamente trattati nel seguente elaborato, il quale, pur connotato da una forte impronta progettuale, mira alla definizione di criteri generali che possano condurre ad una scelta consapevole sull'eventuale impiego dell'isolamento sismico, che fino ad ora ha trovato sviluppo assai limitato nel nostro paese.

Capitolo 1

L'ISOLAMENTO SISMICO**1.1. CENNI DI DINAMICA DELLE STRUTTURE****1.1.1. *Oscillatore semplice***

Prevedere e quantificare la risposta di una struttura sollecitata da azione sismica in termini di spostamenti, deformazioni e sollecitazioni richiede l'ausilio di “*modelli matematici*” e tecniche di analisi che sono proprie della “*dinamica delle strutture*”.

L'assunto che sta alla base della teoria delle strutture è il *Principio di D'Alembert*:

$$f_i + f_c + f_k = f_e \quad [1.1]$$

dove f_i sono le forze di inerzia
 f_c sono le forze dissipative
 f_k sono le forze elastiche
 f_e sono le forze esterne

Si consideri, per semplicità, un *oscillatore semplice*, ovvero una struttura dotata di un solo grado di libertà $x(t)$, rappresentato dallo spostamento del traverso in Fig. 1.1.

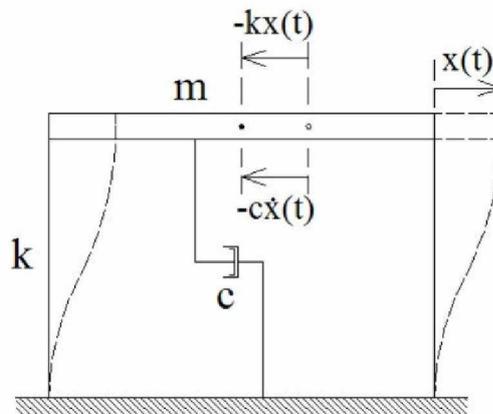


Fig 1.1 Oscillatore semplice

Si ipotizzi che i ritri, di rigidezza alla traslazione orizzontale k , reagiscano alla deformazione impressa con una forza elastica proporzionale allo spostamento relativo $f_k = -k \cdot x(t)$, mentre l'ammortizzatore viscoso, caratterizzato dal coefficiente di smorzamento viscoso c , esplica una forza proporzionale alla velocità del traverso $f_c = -c \cdot \dot{x}(t)$. La forza di inerzia, invece, è proporzionale all'accelerazione, pertanto si scriverà $f_i = m \cdot \ddot{x}(t)$.

Nel caso le forze esterne siano nulle, ovvero la struttura non sia perturbata da agenti esterni, il Principio di D'Alembert assume la forma

$$f_i + f_c + f_k = 0 \quad [1.2]$$

e l'oscillatore è sottoposto ad oscillazioni libere smorzate. Qualora poi si trascuri il contributo delle forze dissipative l'equazione di equilibrio dinamico si semplifica ulteriormente sino ad assumere la forma

$$f_i + f_k = m\ddot{x}(t) + kx(t) = 0 \quad [1.3]$$

È questo il caso delle oscillazioni libere non smorzate. Da un punto di vista analitico è immediato osservare che si tratta di una equazione differenziale del secondo ordine, omogenea, lineare e a coefficienti costanti. Dividendo tutto per la massa si ottiene:

$$\ddot{x}(t) + \frac{k}{m}x(t) = 0 \quad [1.4]$$

e ponendo $k/m = \omega_n^2$, con ω_n pulsazione naturale del sistema, si ottiene l'equazione differenziale di un moto armonico

$$\ddot{x}(t) + \omega_n^2 x(t) = 0 \quad [1.5]$$

Il moto dell'oscillatore semplice è quindi di tipo armonico e la sua soluzione (integrale generale) si può porre nella forma:

$$x(t) = A \sin \omega_n(t) + B \cos \omega_n(t) \quad [1.6]$$

dove A e B sono costanti da determinare in funzione delle condizioni al contorno.

Per strutture con n gradi di libertà, l'equazione delle frequenze viene trasposta in forma matriciale come

$$[k] - \omega_i^2 [m] = 0 \quad i=1,2\dots n \quad [1.7]$$

dove $[k]$ e $[m]$ sono rispettivamente le matrici diagonali delle rigidità e delle masse di piano.

Trovate le pulsazioni naturali del sistema, i periodi propri della struttura si calcolano come

$$T_i = \frac{2\pi}{\omega_i} \quad i=1,2\dots n \quad [1.8]$$

1.1.2. Costruzione degli spettri di risposta

Quando l'oscillatore semplice viene sottoposto ad un input sismico, la forzante non è applicata direttamente alla struttura, ma è ottenuta da spostamenti impressi ai vincoli del sistema. Considerando l'oscillatore semplice in Fig. 1.2, si osserva uno spostamento del terreno $s(t)$ ed uno spostamento relativo $x(t)$ della massa m rispetto alla base. Lo spostamento assoluto del traverso è quindi $X(t) = x(t) + s(t)$.

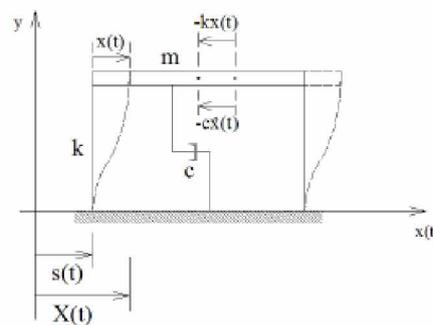


Figura 1.2 Oscillatore semplice sottoposto ad accelerogramma

La forzante è in questo caso costituita dall'accelerogramma $\ddot{s}(t)$ e imponendo l'equilibrio dinamico si ha

$$f_i + f_c + f_k = m[\ddot{s}(t) + \ddot{x}(t)] + c\dot{x}(t) + kx(t) \quad [1.9]$$

come è facile notare, lo smorzamento ed il richiamo elastico sono legati allo spostamento relativo $x(t)$ mentre la forza inerziale è legata allo spostamento assoluto $X(t) = x(t) + s(t)$. Sviluppando la [1.9] si ottiene

$$m\ddot{x}(t) + c\dot{x}(t) + kx(t) = -m\ddot{s}(t) \quad [1.10]$$

Di conseguenza, applicare una accelerazione al piede della struttura equivale a dire che la struttura è sottoposta ad una forza $f_e = -m\ddot{s}(t)$ applicata direttamente alla massa. La risposta strutturale in termini di spostamento è in questo caso fornita dall'*integrale di Duhamel*:

$$x(t) = \frac{1}{\omega_n} \int_0^{\tau} \frac{\ddot{s}(\xi)}{m\sqrt{1-\nu^2}} e^{-\omega_n\nu(t-\xi)} \text{sen}[\sqrt{1-\nu^2}\omega_n(t-\xi)] d\xi \quad [1.11]$$

Nelle strutture correnti il valore dell'indice di smorzamento ν si aggira intorno a 0,05, pertanto il termine $\sqrt{1-\nu^2} \approx 1$ e può essere omesso, l'integrale di Duhamel assume la forma:

$$x(t) = \frac{1}{\omega_n} \int_0^{\tau} \frac{\ddot{s}(\xi)}{m} e^{-\omega_n\nu(t-\xi)} \text{sen}[\omega_n(t-\xi)] d\xi \quad [1.12]$$

La funzione integrale prende il nome di *pseudovelocità* e si indica con $V(t)$: nota questa, è possibile calcolare la legge del moto come

$$x(t) = \frac{1}{\omega_n} V(t) \quad [1.13]$$

Nota lo spostamento, calcolato per via numerica mediante la [1.12] e procedendo con le due successive operazioni di derivazione, si ricavano rispettivamente la velocità relativa e l'accelerazione assoluta. Il calcolo dell'intera storia delle forze e degli spostamenti durante il sisma può risultare lungo e difficoltoso quindi, nella maggior parte dei problemi pratici, è sufficiente determinare soltanto le quantità massime in termini di spostamento, velocità ed accelerazione. Per ottenere i valori massimi $x_{\max}(t)$ dalla [1.9], occorre determinare il massimo $V_{\max}(t)$. Quindi, per un assegnato accelerogramma $\ddot{s}(t)$, per un dato valore del periodo T e per un

determinato indice di smorzamento ν si risale a $V_{\max}(t)$ che viene detta *Velocità Spettrale* e viene indicata con S_v :

$$S_v(\omega, \nu) = V_{\max}(t) \quad [1.14]$$

L'accelerogramma $\ddot{x}(t)$ può essere applicato a oscillatori semplici caratterizzati da differenti valori dei parametri ν e ω_n , ottenendo valori diversi di S_v : l'inviluppo di questi punti viene a costituire lo *Spettro di risposta elastico in termini di velocità*, relativo all'accelerogramma $\ddot{x}(t)$.

In Fig. 1.3 è rappresentato un esempio di *Spettro delle velocità* per un assegnato valore dell'indice di smorzamento ν , al variare del periodo proprio dell'oscillatore T_n , riportato sull'asse delle ascisse.

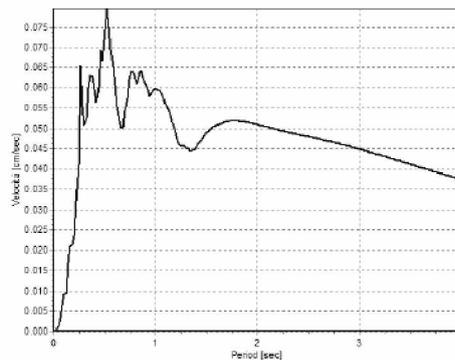


Figura 1.3 Spettro di risposta elastico in termini di velocità

Queste curve non sono delle funzioni, ma vengono costruite per punti al variare del periodo, mantenendo costante l'indice di smorzamento ν .

Analogamente si definiscono lo *Spostamento Spettrale* $S_d(\omega_n, \nu)$, come il massimo valore raggiunto dalla funzione $x(t)$ e l'*Accelerazione Spettrale* $S_a(\omega_n, \nu)$, fornita dall'espressione

$$S_a(\omega_n, \nu) = \omega_n S_v(\omega_n, \nu) \quad [1.15]$$

e rappresentata nel grafico sottostante per un assegnato valore di ν .

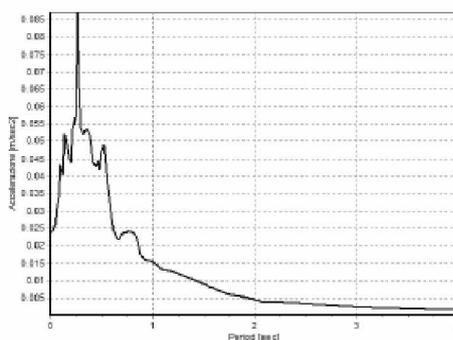


Figura 1.4 Spettro di risposta elastico in termini di accelerazioni

Dal grafico riportato in Fig. 1.4 si nota una differenza sostanziale rispetto al grafico delle *Velocità Spettrali*: infatti, per valori di T_n prossimi allo zero, ovvero per strutture molto rigide, la velocità e lo spostamento si annullano, mentre il valore di S_a assume un valore diverso da zero ed indipendente dall'indice di smorzamento ν . $S_a(T_n = 0)$ corrisponde all'accelerazione di picco del terreno, la cosiddetta PGA (*Pick Ground Acceleration*); infatti, sebbene la struttura non riceva nessuna variazione del moto nel sistema di riferimento locale a causa della notevole rigidità, nella realtà essa è investita da un'accelerazione assoluta che è pari a quella del terreno.

Si nota anche come l'accelerazione spettrale subisca un notevole aumento nell'intervallo di periodo $T_n = 0,2 \div 0,6 \text{ sec}$, nel quale spesso ricade il periodo proprio delle ordinarie strutture, innescando possibili fenomeni di risonanza.

Lo spettro di risposta elastico in termini di accelerazione a cui fare riferimento è definito dalla normativa italiana in maniera dettagliata, in funzione della zona sismica di appartenenza e della stratigrafia del suolo, nonché del parametro ν come su esposto.

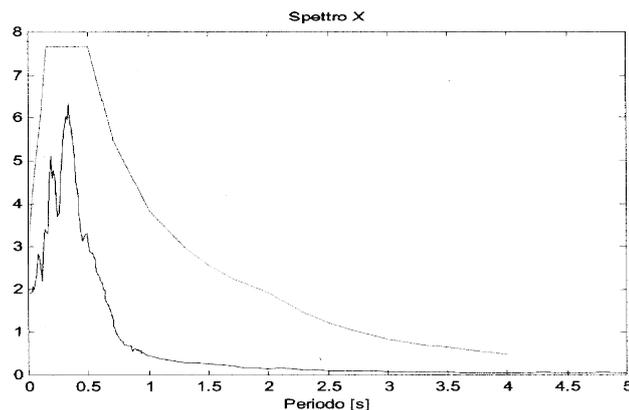


Fig. 1.5 Confronto fra gli spettri di risposta in termini di accelerazione

Come si può notare dalla Fig. 1.5 lo spettro da normativa si presenta più regolare e più cautelativo di quello riferito ad un singolo evento sismico. La normativa prevede inoltre di tenere in conto la capacità di dissipare energia mediante escursioni localizzate in campo plastico, possibili grazie alla duttilità della struttura, dividendo lo spettro per un fattore q , detto *fattore di struttura*, che viene definito in base alla tipologia strutturale e alla classe di duttilità. La Fig. 1.6 mostra come i valori dell'accelerazione spettrale diminuiscano, a parità di T , all'aumentare del valore di q .

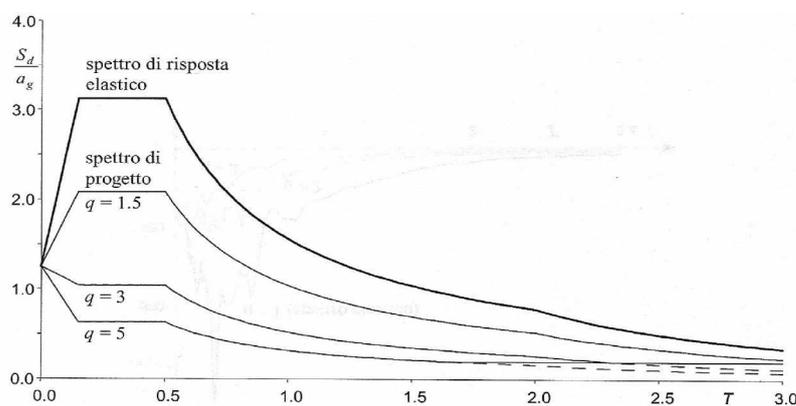


Fig. 1.6 Spettro di progetto al variare del fattore di struttura "q".

1.1.3. Response Spectrum Analysis

Le strutture tipiche dell'ingegneria civile non sono sempre schematizzabili come oscillatori semplici: occorre quindi fare ricorso a modelli più complessi, ovvero a sistemi a n gradi di libertà. I gradi di libertà di un sistema possono definirsi come il numero di coordinate indipendenti necessarie per descrivere il moto.

In Fig. 1.7 è rappresentato il caso frequente di edificio multipiano, in cui $n = 5$, con solai assunti infinitamente rigidi nel proprio piano: è possibile schematizzare la struttura considerando le masse concentrate nei baricentri di piano e assumendo come gradi di libertà gli spostamenti e le rotazioni indipendenti dalle masse concentrate.

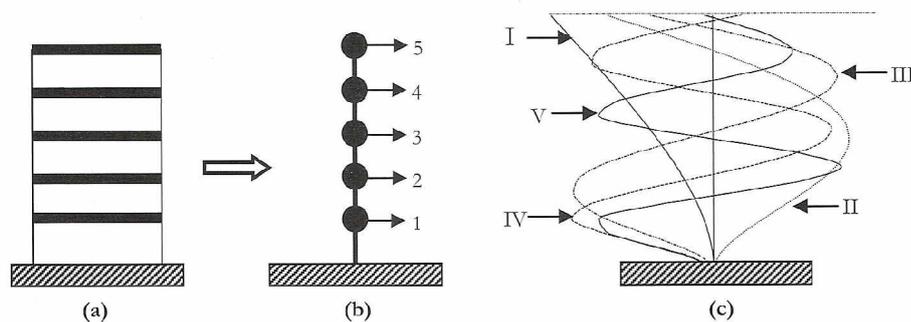


Figura 1.7 Edificio multipiano con solai rigidi:
 (a) modello piano;
 (b) modello a masse concentrate;
 (c) modi di vibrare normalizzati rispetto allo spostamento massimo.

Per calcolare i modi propri di vibrare, il cui numero è pari al numero di gradi di libertà della struttura, si utilizzano gli strumenti dell'analisi modale, risolvendo le equazioni delle vibrazioni libere non smorzate

$$m_i \ddot{x}_i(t) + \sum_{j=1}^n k_{ij} x_j(t) = 0 \quad j=1,2,\dots,n \quad [1.16]$$

La [1.16] rappresenta l' i -esima equazione di un sistema di n equazioni differenziali che in forma matriciale assume la forma

$$[M]\{\ddot{x}\} + [K]\{x\} = \{0\} \quad [1.17]$$

dove $[M]$ è la matrice delle masse e $[K]$ è la matrice delle rigidità, entrambe quadrate di ordine n , simmetriche e definite positive.

Ipotizzando che la soluzione dell'equazione sia della forma

$$\{x(t)\} = u_i \{f(t)\} \quad [1.18a]$$

si può dimostrare che la funzione del tempo $\{f(t)\}$ è una funzione armonica con pulsazione ω . Derivando la [1.18a] e sostituendo nella [1.17] si ottiene l'espressione

$$[[K] - \omega^2 [M]] \cdot \{U\} = \{0\} \quad [1.18b]$$

che ammette valori di U_i non nulli se e solo se il determinante della matrice $[[K] - \omega^2 [M]]$ si annulla. Pertanto risolvendo l'equazione

$$|[K] - \omega^2 [M]| = \{0\} \quad [1.19]$$

di grado n in ω^2 si ottengono gli autovalori ω_i , ovvero le pulsazioni proprie del sistema, a cui si associano i periodi propri

$$T_i = \frac{2\pi}{\omega_i} \quad [1.20]$$

Ad ogni ω_i è associato un vettore U_i (autovettore) che è soluzione della [1.18b] e che definisce la deformata modale associata all' i -esimo modo proprio di vibrare della struttura. Tale vettore viene convenzionalmente normalizzato rispetto al valore massimo, da cui:

$$\Phi_{ji} = \frac{U_{ji}}{\max\{U_{ji}\}} \quad [1.21]$$

Allora Φ_{ji} è lo spostamento normalizzato al valor massimo del grado di libertà j -esimo nell' i -esimo modo di vibrare. Si definisce pulsazione fondamentale la minima tra le n pulsazioni proprie, mentre si definisce modo fondamentale di vibrare quello corrispondente alla pulsazione fondamentale.

La Response Spectrum Analysis consiste nello scomporre una struttura ad n gradi di libertà in n modi di vibrare, ognuno dei quali partecipa al moto della struttura, per effetto dell'accelerogramma $\ddot{x}(t)$, attraverso il proprio coefficiente di partecipazione g_i , definito come

$$g_i = \frac{\sum_{j=1}^n m_j \Phi_{ji}}{\sum_{j=1}^n m_j \Phi_{ji}^2} \quad [1.22]$$

Lo studio delle oscillazioni, in questo caso, si riconduce alla sovrapposizione di n oscillatori semplici ciascuno soggetto alla frazione g_i dell'eccitazione al piede $\ddot{x}(t)$. Pertanto per ogni oscillatore verrà calcolata l'accelerazione spettrale corrispondente mediante l'utilizzo dello spettro di risposta, quindi gli n valori trovati verranno sommati mediante combinazione *CQC* (*Complete Quadratic Combination*).

1.1.4. Time History Analysis

Quando si opera l'analisi di una struttura sottoposta a sisma è necessario fissare dei criteri di progetto degli spostamenti del terreno. Questi criteri si basano sulla definizione dei seguenti parametri, ognuno dei quali conduce ad una differente analisi utilizzata nella progettazione antisismica:

- taglio alla base e distribuzione laterale delle forze (*Analisi Statica Lineare*)
- spettri di progetto (*Response Spectrum Analysis*)
- accelerogramma registrati o simulati (*Time History Analysis*)

L'applicazione della Response Spectrum Analysis è stata trattata nel precedente paragrafo, e costituisce di norma la procedura standard di verifica antisismica delle strutture. In alcuni casi, però, soprattutto per

strutture dotate di sistemi di isolamento sismico, la RSA presenta certe limitazioni. Infatti, lo spettro non tiene adeguatamente conto della durata dell'input sismico, aspetto che viene invece catturato dagli spettri energetici, che riflettono la realistica domanda dissipativa durante terremoti di durata notevole. Ad esempio, i metodi comuni di analisi spettrale non distinguono tra sismi di tipo impulsivo, caratterizzati da una forte escursione in campo plastico con elevata dissipazione di energia senza inversione di segno, e sismi sinusoidali, nei quali la dissipazione deve avvenire lungo un tempo maggiore e con numerose inversioni di segno.

La Time History Analysis costituisce il metodo più accurato di determinazione della risposta strutturale in conseguenza di un evento sismico e consiste nell'applicare ad un modello tridimensionale dell'edificio una serie di accelerogrammi registrati durante gli eventi sismici o simulati in laboratorio. L'aspetto più problematico di questa analisi è costituito dallo scaling, ovvero la procedura mediante la quale l'accelerogramma viene scalato e reso compatibile con lo spettro di progetto. Lo spettro specifico per un sito, infatti, sintetizza la domanda sismica per gli accelerogrammi già registrati in loco.

Il metodo correntemente usato consiste nello scalare l'accelerazione massima registrata per farla combaciare con la Pick Ground Acceleration (PGA), ovvero l'accelerazione massima del terreno ottenuta dallo spettro di risposta: la sola PGA, però, non può considerarsi un parametro sufficientemente rappresentativo del reale potenziale offensivo di un terremoto. Un altro metodo di scaling consiste nello scalare l'accelerogramma in modo da farlo coincidere allo spettro per un range di periodi prefissato, in entrambe le direzioni ortogonali: anche questa procedura si rivela inadeguata, perché raramente un accelerogramma conterrà energia sull'intera gamma dei periodi di interesse e in entrambe le direzioni. Alcuni studiosi hanno suggerito di considerare quale

parametro rappresentativo la velocità incrementale, ovvero l'area sottesa dall'accelerogramma. In ogni caso, la Time History Analysis dovrebbe essere utilizzata per verificare strutture già progettate secondo procedure semplificate (analisi statica lineare e/o analisi con spettro di risposta).

1.2. BASE TEORICA DELL'ISOLAMENTO SISMICO

Il concetto base sotteso all'impiego dell'isolamento sismico è quello di ridurre gli effetti della componente orizzontale dell'accelerazione del terreno, interponendo elementi strutturali a bassa rigidità orizzontale tra l'edificio e la sua fondazione, disaccoppiando di fatto il moto della struttura da quello del terreno.

In questo modo, se la sovrastruttura è sufficientemente rigida, il primo modo di vibrare limita gli spostamenti e le deformazioni al solo sistema di isolamento, mentre i modi superiori, che producono deformazioni nella struttura, sono ortogonali al primo, e, seguentemente, anche al movimento del terreno. Questi modi superiori non partecipano nel moto della struttura se non in maniera estremamente limitata, pertanto se il sisma possiede un elevato contenuto energetico alle alte frequenze, questa energia non viene trasmessa all'edificio.

Vediamo brevemente il funzionamento teorico dell'isolamento sismico, con riferimento al modello strutturale rappresentato in Fig. 1.8, costituito da due masse: m è la massa della sovrastruttura, mentre m_b è la massa del solaio di base immediatamente sopra il sistema di isolamento, ovvero della controfondazione.

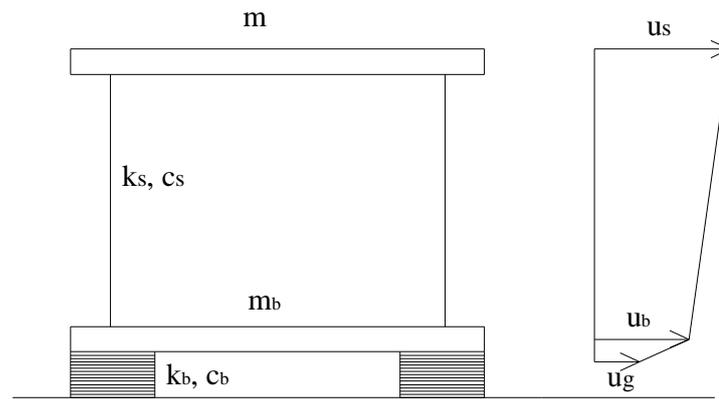


Fig. 1.8 Parametri di un modello isolato a due gradi di libertà

La rigidezza e lo smorzamento della struttura sono rappresentate da k_s e c_s , mentre k_b e c_b sono i parametri relativi al sistema di isolamento (che chiameremo base). Gli spostamenti assoluti delle due masse verranno indicati con u_s e u_b , ma in questa sede sarà più conveniente fare riferimento agli spostamenti relativi:

$$v_b = u_b - u_g \quad [1.23]$$

$$v_s = u_s - u_b \quad [1.24]$$

dove u_g è lo spostamento del terreno. Le equazioni del moto del sistema a due gradi di libertà assumono la forma:

$$(m + m_b)\ddot{u}_b + m\ddot{u}_s + c_b\dot{u}_b + k_b v_b = -(m + m_b)\ddot{u}_g \quad [1.25]$$

$$m\ddot{u}_b + m\ddot{u}_s + c_s\dot{u}_s + k_s v_s = -m\ddot{u}_g \quad [1.26]$$

Si definiscano ora il rapporto di massa γ e le frequenze nominali

$$\gamma = \frac{m}{m + m_b} \quad [1.27]$$

$$\omega_b^2 = \frac{k_b}{m + m_b} \quad \omega_s^2 = \frac{k_s}{m} \quad [1.28]$$

Gli indici di smorzamento sono dati dalle seguenti equazioni:

$$2\omega_b\beta_b = \frac{c_b}{m + m_b} \quad 2\omega_s\beta_s = \frac{c_s}{m} \quad [1.29]$$

Si possono allora riscrivere le [1.25] e [1.26] nella forma:

$$\gamma \ddot{u}_g + \ddot{u}_g + 2\omega_b \beta_b \dot{u}_g + \omega_b^2 v_b = -\ddot{u}_g \quad [1.30]$$

$$\ddot{u}_g + \ddot{u}_g + 2\omega_s \beta_s \dot{u}_g + \omega_s^2 v_s = -\ddot{u}_g \quad [1.31]$$

Chiamati con $\phi^{iT} = (\phi_b^i; \phi_s^i)$ per $i = 1, 2$ i modi di vibrazione della struttura, l'equazione caratteristica delle frequenze diviene:

$$(1-\gamma)\omega^4 - (\omega_b^2 + \omega_s^2)\omega^2 + \omega_b^2\omega_s^2 = 0 \quad [1.32]$$

le cui soluzioni sono

$$\omega_{1,2}^2 = \frac{1}{2(1-\gamma)} \left\{ \omega_b^2 + \omega_s^2 \pm \left[(\omega_b^2 - \omega_s^2)^2 + 4\gamma\omega_b^2\omega_s^2 \right]^{1/2} \right\} \quad [1.33]$$

e arrestando l'approssimazione al primo ordine in ϵ otteniamo le espressioni semplificate

$$\omega_1^2 = \omega_b^2(1-\gamma\epsilon) \quad \omega_2^2 = \frac{\omega_s^2}{(1-\gamma)}(1+\gamma\epsilon) \quad [1.34]$$

Le deformate modali sono

$$\phi^{1T} = \{1; \epsilon\} \quad \phi^{2T} = \left\{ 1; -\frac{1}{\gamma} [1 - (1-\gamma)\epsilon] \right\} \quad [1.35]$$

Quindi è possibile esprimere gli spostamenti v_b e v_s come

$$v_b = q_1\phi_b^1 + q_2\phi_b^2 \quad v_s = q_1\phi_s^1 + q_2\phi_s^2 \quad [1.36]$$

dove $q_1(t)$ e $q_2(t)$ sono funzioni dipendenti dal tempo, mentre i coefficienti di partecipazione assumono i valori

$$L_1 = 1 - \gamma\epsilon \quad L_2 = \gamma\epsilon \quad [1.37]$$

Sostituendo nelle equazioni del moto le [1.36] si ottengono due equazioni nelle variabili $q_1(t)$ e $q_2(t)$

$$\ddot{q}_1 + 2\omega_1\beta_1\dot{q}_1 + \lambda_1\dot{q}_2 + \omega_1^2q_1 = -L_1\ddot{u}_g \quad [1.38]$$

$$\ddot{q}_2 + 2\omega_2\beta_2\dot{q}_2 + \lambda_2\dot{q}_1 + \omega_2^2q_2 = -L_2\ddot{u}_g \quad [1.39]$$

I coefficienti β_1 e β_2 sono i coefficienti di smorzamento mentre i coefficienti λ_1 e λ_2 sono i coefficienti di accoppiamento modale. Nella maggior parte delle applicazioni strutturali il valore dello smorzamento si ipotizza piccolo a sufficienza affinché l'effetto dei termini di

accoppiamento sia trascurabile e la soluzione possa essere ottenuta previo disaccoppiamento delle equazioni del moto, come di seguito rappresentato

$$\ddot{q}_1 + 2\omega_1\beta_1\dot{q}_1 + \omega_1^2 q_1 = -L_1\ddot{u}_g \quad [1.40]$$

$$\ddot{q}_2 + 2\omega_2\beta_2\dot{q}_2 + \omega_2^2 q_2 = -L_2\ddot{u}_g \quad [1.41]$$

I valori di $q_1(t)$ e $q_2(t)$ possono essere stimati con l'integrale di Duhamel, una volta noto l'accelerogramma \ddot{u}_g del terreno:

$$q_i = \frac{L_i}{\omega_i} \int_0^t \ddot{u}_g(t-\tau) e^{-\omega_i\beta_i\tau} \text{sen}(\omega_i\tau) d\tau \quad i = 1,2 \quad [1.42]$$

e una stima dei valori massimi può essere data da

$$|q_1|_{\max} = L_1 S_D(\omega_1, \beta_1) \quad |q_2|_{\max} = L_2 S_D(\omega_2, \beta_2) \quad [1.43]$$

dove $S_D(\omega, \beta)$ è lo spostamento spettrale per l'accelerogramma \ddot{u}_g , alla frequenza ω e con coefficiente di smorzamento β . Per stimare le diverse quantità di risposta dati i valori spettrali è necessario utilizzare il metodo di combinazione CQC; in questo modo i valori massimi di spostamento del sistema di isolamento e della sovrastruttura divengono

$$|v_s|_{\max} = \sqrt{(\phi_2^1 |q_1|_{\max})^2 + (\phi_2^2 |q_2|_{\max})^2} \quad [1.44]$$

$$|v_b|_{\max} = \sqrt{(\phi_1^1 |q_1|_{\max})^2 + (\phi_1^2 |q_2|_{\max})^2} \quad [1.45]$$

Sostituendo i valori noti nelle equazioni [1.44] e [1.45] e trascurando i termini di ordine superiore in ϵ^2 si ottengono i seguenti valori massimi di scorrimento degli isolatori e del *drift* di interpiano

$$|v_b|_{\max} = (1 - \gamma\epsilon) S_D(\omega_1, \beta_1) \quad [1.46]$$

$$|v_s|_{\max} = \epsilon \sqrt{S_D(\omega_1, \beta_1)^2 + S_D(\omega_2, \beta_2)^2} \quad [1.47]$$

Analogamente si ottiene il coefficiente di taglio alla base C_s , ovvero il rapporto tra lo sforzo di taglio competente all'intera struttura e la massa totale

$$C_s = \left| \frac{k_s v_s}{m} \right|_{\max} = \omega_s^2 |v_s|_{\max} \approx S_A(\omega_b, \beta_b) \quad [1.48]$$

e i valori degli spostamenti massimi da utilizzare per un dimensionamento di massima:

$$|v_b|_{\max} = \frac{S_V}{\omega_b} = S_D(\omega_b, \beta_b) \quad [1.49]$$

$$|v_s|_{\max} = \frac{\varepsilon S_V}{\omega_b} = \varepsilon \cdot S_D(\omega_b, \beta_b) \quad [1.50]$$

Questo significa che per valori modesti di ε e per un tipico spettro di risposta il sistema di isolamento può essere progettato, almeno in fase iniziale, per uno spostamento relativo pari a $S_D(\omega_b, \beta_b)$ e l'edificio per un coefficiente di taglio alla base pari a $S_A(\omega_b, \beta_b)$. La riduzione in termini di sforzo di taglio rispetto alla configurazione a base fissa è data dal rapporto $S_A(\omega_b, \beta_b)/S_A(\omega_s, \beta_s)$, ovvero circa ω_b/ω_s .

1.3. CRITERI DI PROGETTAZIONE

Durante gli ultimi tre decenni si sono sviluppati dei metodi volti al miglioramento delle “performance” delle strutture nei confronti delle sollecitazioni sismiche; tale campo di ricerca ha avuto una notevole accelerazione dopo i disastri provocati dai terremoti di Messico 1985, Northridge 1992 e Kobe 1995. Il continuo sviluppo delle normative antisismiche avvenuto sotto la spinta di questi ultimi eventi catastrofici ha infatti riproposto il problema dell'adeguamento delle strutture di vecchia costruzione ai nuovi criteri antisismici, e di varie soluzioni per la progettazione delle strutture di nuova costruzione.

Le strutture convenzionalmente antisismiche si proteggono dagli effetti distruttivi dei terremoti per mezzo della duttilità di struttura, ovvero della capacità di sostenere estese deformazioni plastiche e dissipando energia per isteresi. Il meccanismo di protezione è basato quindi sul danneggiamento strutturale, e questo è dettato dal fatto che

sarebbero economicamente non realizzabili strutture sismo-resistenti capaci di sostenere i terremoti attesi senza alcun danno.

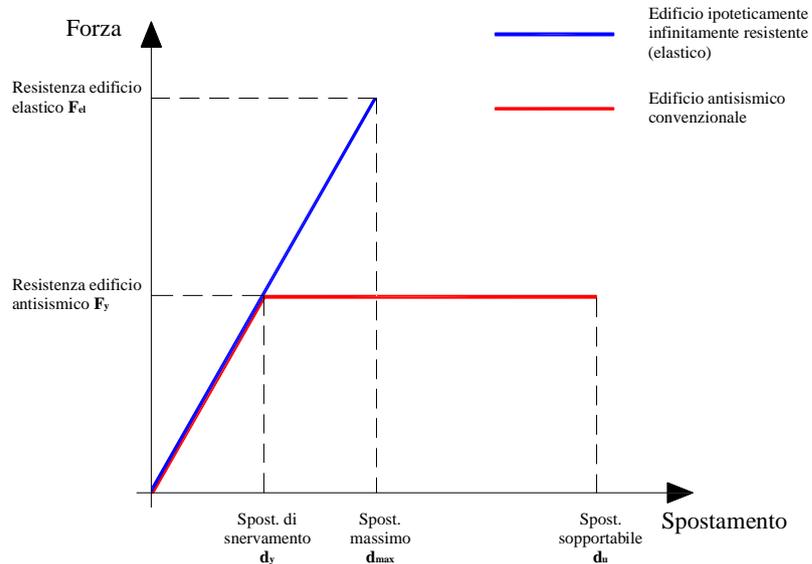


Fig. 1.9 Diagramma Forza-Spostamento

Si vede infatti, nella Fig. 1.9, come ad un edificio ipoteticamente infinitamente resistente non venga richiesta alcuna capacità duttile (linea retta blu), mentre ad un edificio con resistenza finita (edificio antisismico convenzionale, linea bilatera in rosso) e legata a fattori economici, al fine di poter sostenere il sisma di progetto è richiesta una notevole capacità di deformarsi in campo plastico. Il rapporto tra lo spostamento dell'edificio d_{max} e lo spostamento di plasticizzazione d_y fornisce il valore della richiesta di duttilità del terremoto μ_r . Affinché l'edificio non arrivi al collasso è necessario che la duttilità disponibile μ_d sia maggiore di quella richiesta, ovvero:

$$\mu_r = \frac{d_{max}}{d_y} \leq \frac{d_u}{d_y} = \mu_d$$

essendo d_u lo spostamento massimo sopportabile dall'edificio. La capacità duttile degli edifici è tenuta in conto nella normativa di cui al

D.M. 14/01/2008 “Norme tecniche per le costruzioni” tramite un coefficiente q detto fattore di struttura il quale defalca le azioni sismiche calcolate in base allo spettro elastico di riferimento proprio in base alla duttilità disponibile della struttura in esame. Con una progettazione antisismica tradizionale, quindi, l'energia sismica di input deve in qualche modo essere dissipata dalla struttura per mezzo di diffuse plasticizzazioni. Il principale vantaggio di questo approccio risiede nella possibilità di realizzare un meccanismo di rottura che possa garantire dissipazioni di energia attendibili e controllabili. Lo svantaggio maggiore è che la struttura può essere danneggiata sotto l'effetto di terremoti più forti e il danno prodotto può essere tale da non poter essere riparato.

In alternativa ai tradizionali metodi di difesa antisismica, basati sul rinforzo delle strutture, le recenti tecnologie sono orientate verso la mitigazione degli effetti dei terremoti; da un punto di vista applicativo possono distinguersi in tre categorie, tutte aventi lo scopo di ridurre la vulnerabilità delle costruzioni nelle aree a rischio sismico:

- la prima basata sul *controllo passivo* della dinamica della struttura;
- la seconda basata sul *controllo attivo* del comportamento dinamico della struttura, da attuarsi mediante l'applicazione di forze contrarie a quelle inerziali, o con la modifica di grandezze specifiche come la rigidità e lo smorzamento;
- la terza basata sul *controllo semi-attivo* che abbina il vantaggio della realizzabilità, tipica dei sistemi a controllo passivo, con la capacità di risposta dei sistemi a controllo attivo.

Approfondendo la tecnica del controllo passivo di una struttura, dal punto di vista applicativo, essa può essere realizzata utilizzando due sistemi, cioè mediante:

- dispositivi di controllo passivo (*passive energy dissipation system*), o dissipatori, che assorbono parte dell'energia trasmessa e limitano l'escursione in campo elastico della struttura;
- dispositivi di isolamento alla base (*base isolation system*), o isolatori, che realizzano un disaccoppiamento dei moti della sovrastruttura e del terreno, così da ridurre l'energia trasmessa dal sisma alla costruzione e conseguentemente l'entità delle sollecitazioni e delle deformazioni strutturali.

1.4. DISPOSITIVI E SISTEMI DI ISOLAMENTO

1.4.1. Dissipatori (Passive Energy Dissipation System)

Attraverso l'utilizzo dei dissipatori si cerca di assorbire e dissipare la maggior parte dell'energia cinetica impressa dall'azione sismica alla struttura attraverso il moto del terreno; qui di seguito una panoramica dei dispositivi più usati.

1.4.1.1. Smorzatori metallici a plasticità (Metallic Dampers)

Uno dei più efficienti meccanismi di dissipazione dell'energia trasmessa alle strutture dall'azione sismica è quella che sfrutta la deformabilità plastica degli elementi metallici. Da qui l'idea di affidare la dissipazione dell'energia sismica a dispositivi metallici di sacrificio, privi di funzione strutturale, ma in grado di subire grandi cicli di deformazione plastica e dissipare quindi per isteresi una elevata quantità di energia. L'utilizzo degli smorzatori metallici a plasticità necessita di una approfondita conoscenza del comportamento meccanico globale di questi

dispositivi alla cui base sta la teoria della plasticità dei metalli, che consente di prevedere il comportamento macroscopico di questi smorzatori sulla base del comportamento costitutivo del materiale utilizzato. Qui di seguito è riportato un ciclo di isteresi tipico di questo tipo di smorzatori:

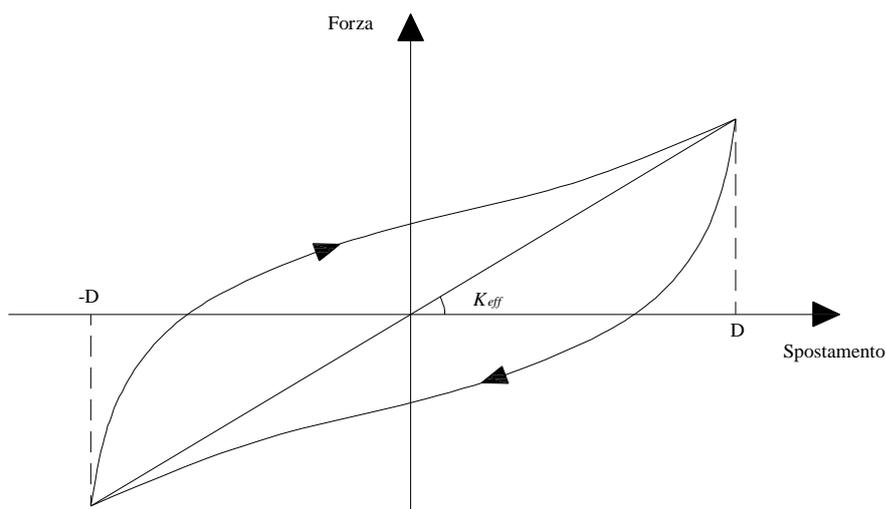


Fig. 1.10 Ciclo di isteresi per smorzatore metallico a plasticità

Da un punto di vista tecnico ed applicativo va sottolineata l'importanza nella scelta dei rapporti tra la rigidezza della struttura e quella degli smorzatori. Un'analisi attenta in questo senso deve mirare ad ottenere, in caso di evento sismico, la massima plasticizzazione del massimo numero di smorzatori prima che inizi l'impiego in campo plastico degli elementi strutturali. A titolo di esempio in figura è rappresentato l'utilizzo tipico di smorzatori metallici a plasticità; come evidente lo smorzatore si plasticizza in risposta allo spostamento relativo di interpiano, essendo solidale al piano superiore e collegato attraverso bracci rigidi al piano inferiore.

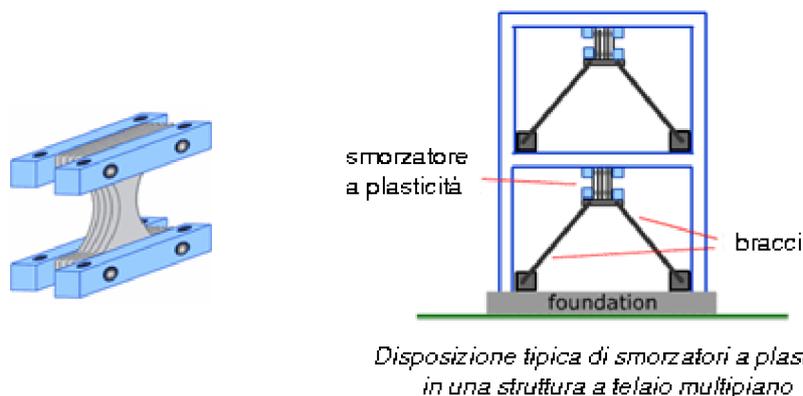


Fig. 1.11 Dettaglio costruttivo e schema di montaggio degli smorzatori a plasticità

1.4.1.2. Smorzatori ad attrito (Friction Dampers)

Uno dei principali responsabili della dissipazione di energia in meccanica è il fenomeno dell'attrito tra due corpi solidi in contatto e in moto relativo tra loro. Questo principio è alla base dello sviluppo di dispositivi di dissipazione che sfruttano per la maggior parte lo scorrimento relativo delle superfici esterne di piastre metalliche. Il concetto fisico, alla base della dissipazione di energia per attrito, sta nell'irreversibilità del lavoro compiuto dalle forze tangenziali che si sviluppano tra due superfici in scorrimento relativo fra loro. Poiché obiettivo dello smorzatore è quello di ottenere la massima dissipazione di energia, non esiste alcun interesse all'utilizzo di uno strato lubrificante tra le superfici di scorrimento, si conclude quindi che la teoria che sta alla base dello sviluppo di questi dispositivi di smorzamento è quella dell'attrito secco tra superfici solide scabre. Risulta evidente come la conoscenza della teoria dell'attrito sia di fondamentale importanza per un'efficace caratterizzazione teorico-sperimentale della risposta del dispositivo all'applicazione di carichi ciclici. Qui di seguito è riportato un ciclo di isteresi tipico di questo tipo di smorzatori (tratteggiato il ciclo di uno smorzatore a plasticità per un confronto):

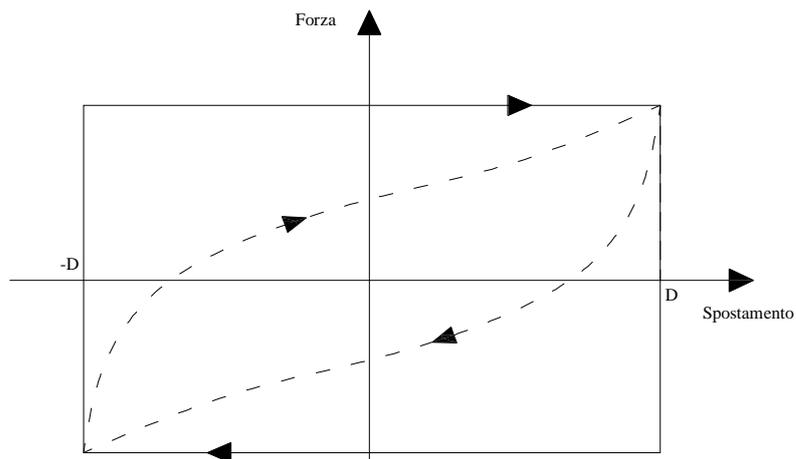


Fig. 1.11 Ciclo di isteresi per smorzatore ad attrito

Particolare attenzione nel caso di utilizzo di smorzatori ad attrito va rivolta a fenomeni parassiti che possono influire sulla resa di questi dispositivi. Uno di questi è la corrosione galvanica delle superfici di contatto; a tale riguardo è perciò necessario predisporre un dettagliato piano di ispezione e manutenzione dei dispositivi. A titolo di esempio è rappresentato l'utilizzo tipico di smorzatori ad attrito in una semplice struttura a telaio. Il cinematismo rigido del quadrilatero articolato costituito dalle quattro barre metalliche incernierate ai nodi viene attivato dallo spostamento relativo di interpiano grazie ai bracci rigidi posti al piano inferiore e al piano superiore.

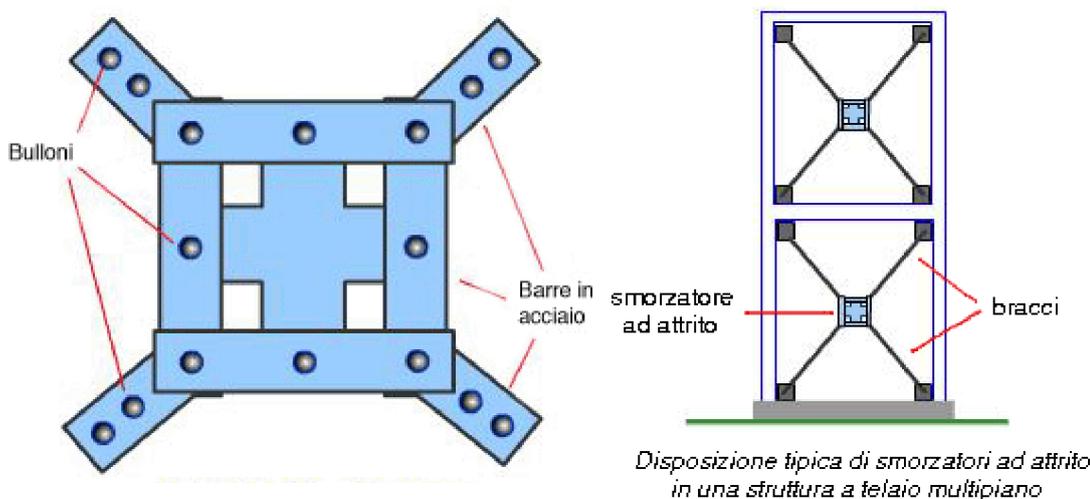


Fig. 1.12 Dettaglio costruttivo e schema di montaggio degli smorzatori ad attrito

1.4.1.3. Smorzatori viscosi e viscoelastici (*Viscous and Viscoelastic Dampers*)

I materiali viscoelastici utilizzati nelle applicazioni strutturali sono in genere copolimeri in grado di dissipare energia se soggetti a deformazioni di taglio. I dissipatori viscosi sono essenzialmente costituiti da un cilindro riempito con fluido siliconico, diviso in due camere da un pistone libero di muoversi in entrambe le direzioni; un circuito idraulico opportunamente progettato controlla il movimento del fluido da una camera all'altra e la conseguente dissipazione di energia per effetto dei movimenti relativi tra le due estremità del dispositivo. Alcuni esempi di dissipatori viscosi sono i seguenti:

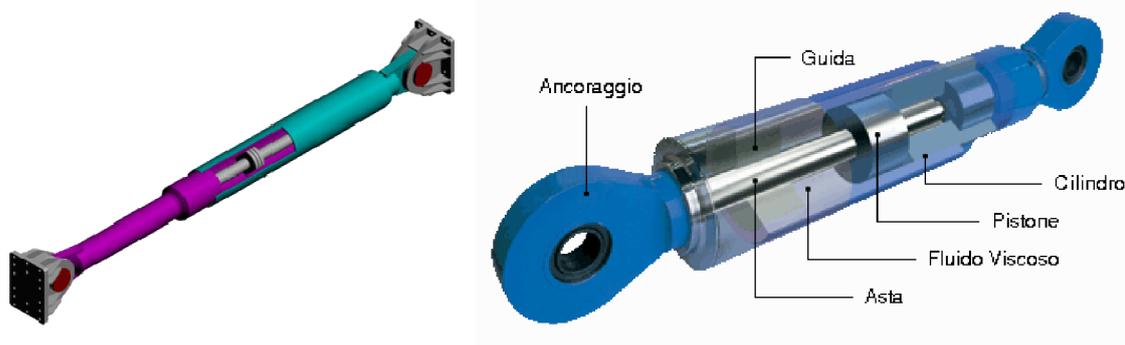


Fig. 1.12 Dettaglio costruttivo di dissipatori viscosi

Tutti i dispositivi hanno estremità dotate di due snodi sferici, che assicurano il perfetto allineamento fra pistone e cilindro, indipendentemente dalle inevitabili imprecisioni di posa. La risposta di questo tipo di smorzatori a cicli di carico è prevedibile sulla base dei modelli costitutivi dei materiali utilizzati ed hanno un legame costitutivo Forza–Velocità non lineare:

$$F = C \cdot v^\alpha \quad [1.51]$$

dove F è la forza di reazione

C è la costante di smorzamento

v è la velocità

α è il valore esponenziale

La scelta dell'esponente è fondamentale per il comportamento del dissipatore. Per valori di α vicino a 0, i dissipatori viscosi non lineari reagiscono con una forza pressoché costante in un ampio intervallo di velocità; rispetto ai dissipatori viscosi lineari ($\alpha = 1$), a parità di forza massima e spostamento massimo, offrono una maggiore capacità dissipativa. Infatti, si può osservare nella Fig. 1.14 che il loro ciclo Forza-Spostamento ha un'area maggiore.

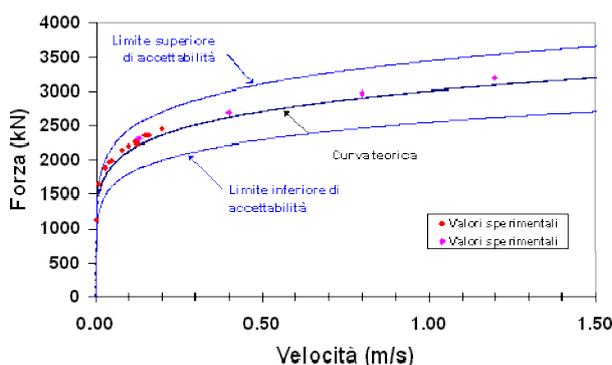


Fig. 1.13 Legame Forza-Velocità non lineare

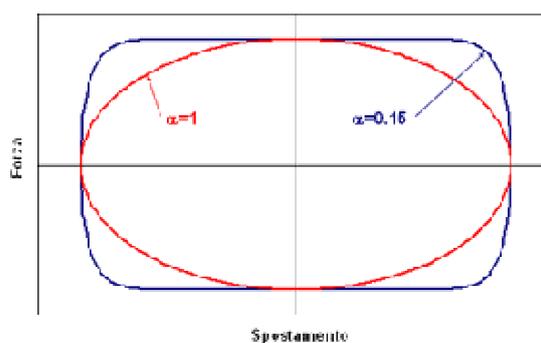


Fig. 1.14 Ciclo Forza-Spostamento

Da un punto di vista applicativo, il comportamento viscoelastico dei materiali polimerici è particolarmente sensibile alle variazioni di temperatura, ragion per cui vanno previste adeguate misure contro le escursioni termiche che possono pregiudicarne l'efficacia.

Da un punto di vista progettuale, invece, la presenza di uno smorzamento viscoso degli smorzatori, in aggiunta a quello proprio della struttura, rende necessario un procedimento iterativo per la determinazione delle proprietà dinamiche della struttura controllata, aggiornando al passo il numero, le caratteristiche e la disposizione degli smorzatori, fino al raggiungimento dello smorzamento complessivo

desiderato. A titolo di esempio è rappresentato l'utilizzo tipico di smorzatori viscosi; come evidente lo smorzatore si attiva sempre in risposta allo spostamento relativo di interpiano, essendo collegato da un braccio rigido al piano inferiore e al piano superiore:

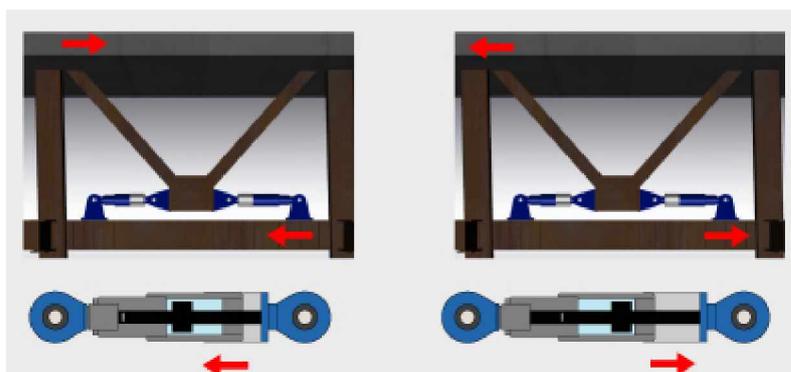


Fig. 1.15 Schema di montaggio di dissipatori viscosi

1.4.2. *Isolatori (Base Isolation System)*

Per ciò che concerne la tecnica dell'isolamento sismico di una struttura, invece, essa consiste nell'interporre, tra le fondazioni e la prima elevazione, gli isolatori, dispositivi ad elevata deformabilità orizzontale ed elevata rigidità verticale. L'effetto è quello di concentrare gli spostamenti, in caso di sisma, alla base della struttura evitando così notevoli deformazioni e quindi danneggiamenti diffusi. Questa soluzione comporta la suddivisione dell'edificio in: sottostruttura, sistema di isolamento e sovrastruttura.

La differenza di comportamento tra una struttura a base isolata ed una struttura tradizionale può essere schematizzato nella seguente figura.

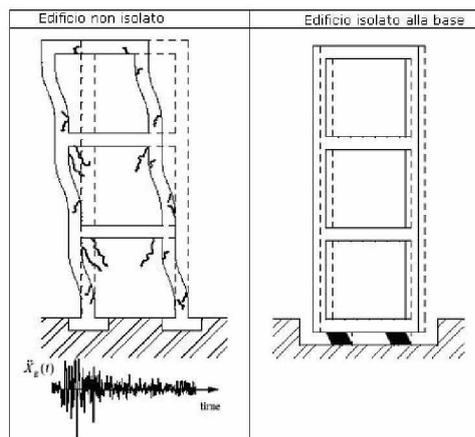


Fig. 1.16 Risposta ad uno stesso accelerogramma di un edificio a base fissa ed uno isolato

I dispositivi di isolamento sono soliti essere collocati al di sotto di ogni pilastro o comunque al di sotto di ogni elemento portante verticale.

Gli effetti dell'aumentata deformabilità orizzontale della struttura nel suo complesso si tramuta in un incremento del periodo fondamentale di vibrazione che comporta una discesa dei valori di accelerazione spettrale di progetto e una concentrazione della maggior parte della deformazione e la conseguente dissipazione dell'energia sismica sui dispositivi di isolamento. Il contenimento dell'energia di deformazione assorbita dalla struttura consente di ridurre considerevolmente le sollecitazioni sugli elementi strutturali e, contemporaneamente, la riduzione delle deformazioni di interpiano (*drift*) permette di evitare il danneggiamento degli elementi non strutturali. Quest'ultimo aspetto è importantissimo per gli edifici che devono rimanere operativi dopo un violento terremoto, ad esempio gli ospedali o i centri operativi per la gestione dell'emergenza (caserme dell'Esercito e dei Vigili del Fuoco, ecc.), oppure per tutti quegli edifici il cui contenuto ha un valore molto superiore a quello degli edifici stessi (ad esempio musei, ecc.).

L'effetto di incremento del periodo fondamentale di vibrazione (*period shift*) come anche l'incremento di smorzamento (*damping*) dovuto alle capacità dissipative degli isolatori hanno un effetto benefico

sulla risposta strutturale. A questi benefici effetti corrisponde, di contro, l'insorgere di significativi spostamenti relativi tra la base dell'edificio ed il terreno (come illustrato nelle Figg. 1.17 e 1.18), che devono essere previsti sia nel progetto dei dispositivi di isolamento, sia dei collegamenti verticali:

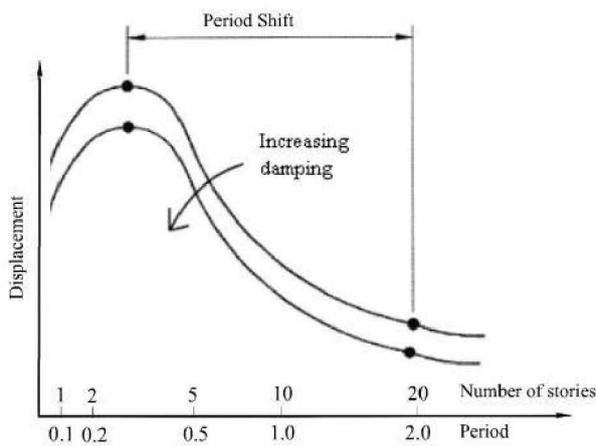


Fig. 1.17 Effetto dell'isolamento sulle accelerazioni (forze) spettrali

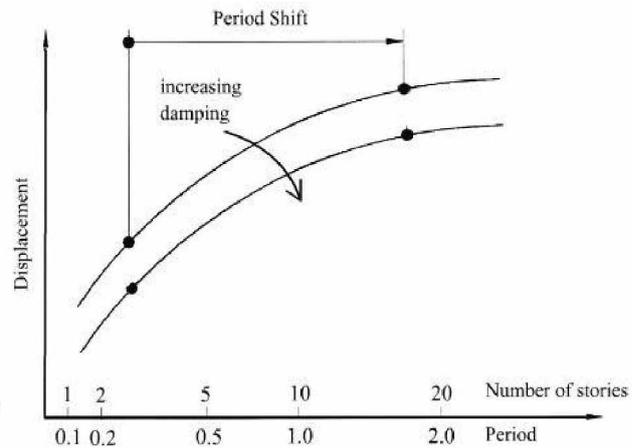


Fig. 1.18 Effetti dell'isolamento sismico sugli spostamenti strutturali

I requisiti che la normativa sismica richiede alle strutture fisse alla base ed a quelle isolate sono apparentemente gli stessi: resistere al terremoto corrispondente allo stato limite ultimo (SLU), con periodo di ritorno di 475 anni senza effetti pericolosi per le vite umane. La differenza fondamentale è che per le strutture isolate tali azioni possono essere ridotte per mezzo di un fattore di struttura $q = 1,5$ mentre per le strutture fisse alla base si può arrivare a $q = 5,85$. Resistere alla stessa azione sismica con fattori di struttura così diversi significa avere un rapporto tra le richieste di duttilità attinte nelle due strutture pari a

$$\frac{q_{fissa}}{q_{isolata}} = \frac{5,85}{1,5} = 3,9$$

ovvero la struttura isolata subirà deformazioni plastiche 3,9 minori rispetto a quella fissa.

Naturalmente non tutte le strutture in c.a. fisse alla base hanno $q = 5,85$. Tale coefficiente va, infatti, determinato volta per volta secondo la tipologia costruttiva e lo schema strutturale, come da normativa. Il precedente confronto serve, quindi, a titolo di esempio a provare che a parità di azione sismica le strutture sismicamente isolate sono meno (o per niente) affette da danneggiamenti ed hanno quindi un grado di protezione sismica notevolmente maggiore che consente di sgravarsi da successive riparazioni dell'edificio ma soprattutto permette di avere una protezione maggiore della vita umana.

Qui di seguito è riportata una panoramica dei dispositivi di isolamento alla base più usati.

1.4.2.1. *Isolatori elastomerici (Elastomeric Bearings)*

Gli isolatori elastomerici armati sono di gran lunga i dispositivi più diffusi per l'isolamento passivo. Sono costituiti da strati in elastomero (aventi la funzione di dissipare, disaccoppiare il moto e mantenere spostamenti accettabili) alternati a lamine in acciaio (aventi la funzione di mantenere una buona resistenza allo schiacciamento) che ne rendono trascurabile la deformabilità in direzione verticale senza influenzare in modo apprezzabile la deformabilità orizzontale. A seconda della modalità costruttiva si hanno vari tipi di isolatori elastomerici come ad esempio:

- Isolatori in gomma naturale (*Rubber Bearing – RB*);
- Isolatori in gomma ad alta dissipazione (*High-Damping Natural Rubber Bearing – HDNR*);
- Isolatori in gomma con nucleo in piombo (*Lead Plug Rubber Bearing – LRB*);
- Isolatori in neoprene con nucleo in piombo (*New Zealand – NZ*);

Nonostante la diversità dei vari modelli di isolatori elastomerici la trattazione delle equazioni che ne governano il comportamento risulterà essere la stessa.

1.4.2.1.1. Isolatori in gomma naturale (Rubber Bearing – RB) e ad alta dissipazione (High-Damping Natural Rubber Bearing – HDNR)

Gli elastomeri che costituiscono gli isolatori sono composti da catene polimeriche fortemente allungabili a comportamento isteretico collegate trasversalmente in modo da consentire il recupero quasi completo della deformazione. Essi manifestano una bassa rigidezza nei confronti degli spostamenti orizzontali e un'alta rigidezza verticale:

$$K_H = \frac{GA}{t_r} \qquad K_V = \frac{E_c A}{t_r}$$

G : modulo di taglio

E_c : modulo di compressione istantanea dell'insieme gomma-acciaio

A : area di base (usualmente pari all'area dei lamierini)

t_r : altezza complessiva degli strati

Il modulo E_c è controllato dal fattore di forma S definito come:

$$S = \frac{\text{Area Carica}}{\text{Area Scarica}}$$

Nel caso di isolatori di forma circolare (raggio R) o quadrati (lato a) di spessore t si avrà:

$$S = \frac{R}{2t} \qquad E_c = 6GS^2 \qquad \text{caso di isolatore circolare}$$

$$S = \frac{a}{4t} \qquad E_c = 6,73GS^2 \qquad \text{caso di isolatore quadrato}$$

In alcune applicazioni i dispositivi sono progettati con dei fori centrali non riempiti con altro materiale; in questo caso il dispositivo, di

raggio interno a e raggio esterno b , avrà un modulo E_c che dovrà tenere conto della presenza dei fori:

$$E_c = 6\lambda GS^2 \quad \text{essendo} \quad \lambda = \frac{b^2 + a^2 - [(b^2 - a^2)/(\ln b/a)]}{(b-a)^2}$$

dalla quale si nota come la presenza di un foro centrale anche di piccole dimensioni porterà ad avere un $E_c = 4GS^2$ più che un $E_c = 6GS^2$.

Quando il fattore di forma S del dispositivo assume valori grandi ($S \geq 10$), non saranno più trascurabili gli effetti dovuti alla compressibilità della gomma; il modulo E_c dovrà essere così modificato:

$$\frac{1}{E_c} = \frac{1}{E'_c} + \frac{1}{K} \quad \Rightarrow \quad E_c = \frac{E'_c K}{E'_c + K} = \frac{6GS^2 K}{6GS^2 + K}$$

essendo $1/E'_c$ il modulo di compressione non considerando gli effetti della compressibilità della gomma e K il modulo di resistenza del materiale.

Per ciò che riguarda il modello matematico di riferimento, come in ogni problema strutturale, ne esistono di vari tipi. In linea di principio, la sovrastruttura e la sottostruttura devono rimanere in campo elastico, per cui utilizzare un modello complesso sarebbe un aggravio di lavoro non richiesto dal problema. Nella pratica, infatti, tutti i dispositivi di isolamento sono schematizzati usando un modello bilineare basato su tre parametri K_1 , K_2 e Q , come mostrato in Fig. 1.19:

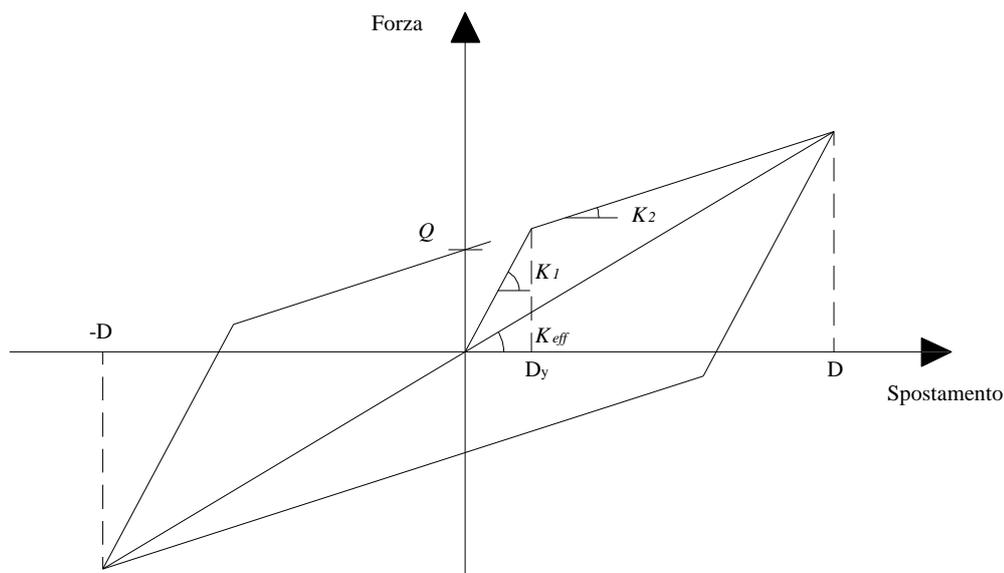


Fig. 1.19 Modello bilineare di schematizzazione degli isolatori

La rigidezza elastica (K_1) è un valore difficile da stimare e viene spesso preso come un multiplo della rigidezza plastica (K_2) che, invece, può essere accuratamente stimata a partire dal modulo elastico di taglio (G) e dal tipo di isolatore. A seconda del tipo di isolatore usato cambia il rapporto fra K_1 e K_2 da usare nell'applicazione del modello, a titolo esemplificativo si segnalano alcuni dei valori di riferimento:

| | |
|---------------|---|
| $K_1 = 51K_2$ | corrispondente al <i>Friction Pendulum System – FPS</i> |
| $K_1 = 21K_2$ | corrispondente al <i>Lead Plug Rubber Bearing – LRB</i> |
| $K_1 = 6K_2$ | corrispondente al <i>High-Damping Natural Rubber Bearing – HDNR</i> |
| $K_1 = 3K_2$ | corrispondente al <i>High-Damping Natural Rubber Bearing – HDNR</i> |

La resistenza caratteristica (Q) è data dall'intercetta del ciclo di isteresi con l'asse della forza e può essere stimata correttamente una volta definito il tipo di isolatore. In questo caso, dovrà essere adottata, come

rigidezza effettiva, la rigidezza secante riferita allo spostamento totale di progetto:

$$K_{eff} = K_2 + \frac{Q}{D} \quad \text{con} \quad D \geq D_y$$

dove D_y rappresenta lo spostamento relativo al limite di snervamento

$$D = \frac{F_y}{K_1} = \frac{Q}{K_1 - K_2} \quad \text{con} \quad F_y = Q + K_2 D_y$$

cui corrisponde una pulsazione equivalente e un periodo pari a:

$$\omega_b = \sqrt{\frac{K_{eff}}{M}} \quad T = \frac{2\pi}{\omega_b}$$

L'area di un ciclo di isteresi (energia dissipata), W_D , risulta essere:

$$W_D = 4Q(D - D_y)$$

mentre lo smorzamento effettivo β_{eff} è definito da:

$$\beta_{eff} = \frac{W_D}{2\pi K_{eff} D^2} = \frac{4Q(D - D_y)}{2\pi K_{eff} D^2} = \frac{4Q(D - D_y)}{2\pi(K_2 D + Q)D}$$

Introducendo i termini adimensionali:

$$y = \frac{D}{D_y} \quad a = \frac{Q}{K_2 D_y} = \frac{K_1 - K_2}{K_2}$$

e sostituendoli nella formula di β_{eff} e trovando il valore massimo dello smorzamento β_{max} ottengo:

$$\beta_{max} = \frac{2a}{\pi} \frac{1}{2\sqrt{1+a} + (2+a)}$$

Da questi risultati si vede come la rigidezza elastica K_1 (più difficilmente quantificabile) ha una forte influenza sul valore dello smorzamento, ed in particolare sul valore massimo, ma nessuna per quanto riguarda la rigidezza effettiva K_{eff} che è influenzata unicamente da K_2 , Q e D .

1.4.2.1.2. Isolatori in gomma con nucleo in piombo (*Lead Plug Bearing – LRB*)

Gli isolatori con nucleo di piombo (*Lead Plug Rubber Bearings – LRB*) si differenziano dagli isolatori elastomerici *RB* o *HDNR* per la presenza di un nucleo di piombo centrale, a cui è affidata la funzione di dissipare energia mediante la plasticizzazione del piombo, e per la miscela utilizzata, che solitamente è a basso smorzamento. Il piombo, infatti, è un materiale altamente isteretico che riesce a dissipare una considerevole quantità di energia per ogni ciclo di isteresi. Di contro, però, c'è il fatto che ricristallizza nella configurazione deformata rendendo necessario inserire, insieme a questo tipo di isolatori, dispositivi che svolgano la funzione di ricentraggio della struttura; non di rado si è soliti utilizzarli insieme ai comuni isolatori elastomerici senza nucleo in piombo al fine di affidare a quest'ultimi l'azione ricentrante.

Il modello bilineare visto precedentemente risulta essere valido anche per questo tipo di dispositivo al patto di inserire un corretto valore della rigidezza elastica (K_1) e plastica (K_2) con valori di riferimento dell'ordine di $K_1 = 21K_2$.

1.4.2.1.3. Isolatori ad attrito con superficie sferica (*Friction Pendulum System – FPS*)

Il sistema *FPS* riduce gli effetti indesiderati sulle strutture indotti dall'azione sismica in due differenti modi: spostando il periodo naturale della struttura lontano dalle frequenze predominanti del sisma (attraverso il moto pendolare) e assorbendone l'energia (attraverso il comportamento a frizione).

La variazione del periodo naturale della struttura è ottenuto inserendo un piano molto flessibile al di sotto dell'edificio. Questo piano aggiunto deve essere in grado di realizzare un oscillatore dinamico di

determinate caratteristiche; nel caso del sistema *FPS* il piano oscillante è realizzato tramite un classico pendolo. Durante il sisma, la calotta articolata in acciaio e Teflon si muove lungo la superficie concava sferica, causando così l'innalzamento della massa supportata della sovrastruttura. L'innalzamento realizzato dal pendolo converte energia cinetica in energia potenziale e quest'ultima richiama la massa oscillante nella sua posizione iniziale di equilibrio stabile.

Una prima importante caratteristica di questo dispositivo riguarda il periodo proprio che risulta essere dipendente, principalmente, dal raggio di curvatura della superficie concava di contatto; variando questo si riescono ad ottenere diversi periodi di oscillazione.

Il secondo importante meccanismo è quello che permette di assorbire parte dell'energia sismica, assorbimento che avviene mediante scorrimento attritivo; la scelta del materiale e delle proprietà della superficie di scorrimento definisce la quantità di energia assorbita dal sistema.

Un'ultima importante proprietà è quella di minimizzare i moti torsionali della sovrastruttura; ciò è ottenuto perché la rigidità orizzontale e la forza di frizione in ogni singolo isolatore sono direttamente proporzionali allo sforzo normale agente su di essi. Questo permette al centro di rigidità del gruppo di isolatori di coincidere costantemente con il centro di massa della struttura, compensando così l'eccentricità di massa della sovrastruttura.

Lo schema di funzionamento del sistema risulta essere il seguente:

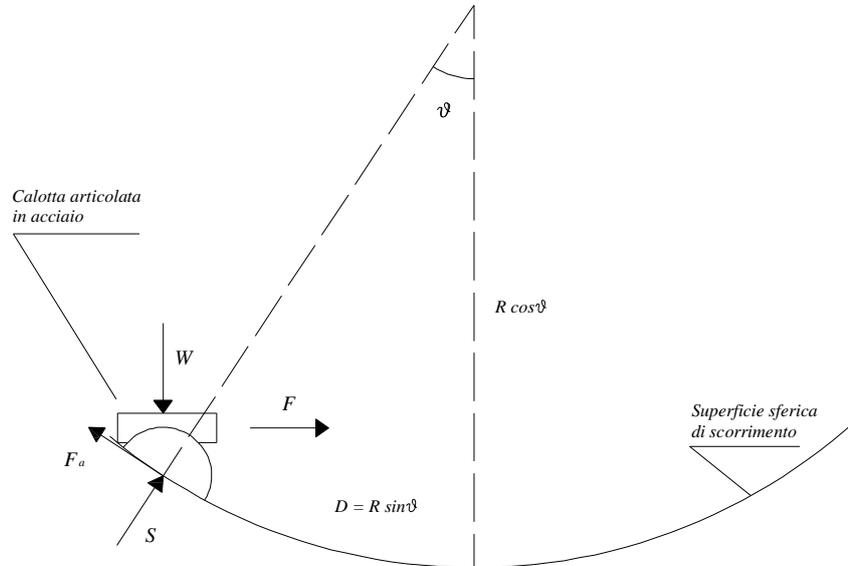


Fig. 1.20 Modello di schematizzazione del sistema FPS

Dallo schema presentato si possono ricavare le equazioni che governano il comportamento; la forza di richiamo orizzontale F risulterà essere:

$$F = F_e + F_a = \frac{W}{R \cos \vartheta} D + \frac{F_a}{\cos \vartheta}$$

che, nell'ipotesi di piccole oscillazioni e sostituendo la legge attritiva per F_a , può essere riscritta come:

$$F = \frac{W}{R} D + \mu W \operatorname{sgn}(\dot{D})$$

dove W è il peso che grava sull'isolatore, R è il raggio di curvatura, D è lo spostamento orizzontale, μ il coefficiente d'attrito ed infine $\operatorname{sgn}(\dot{D})$ il segno della velocità orizzontale.

Dalla formula si ricava anche il dominio ammissibile in cui si realizza un equilibrio stabile:

$$F_a \geq F_e \quad \Rightarrow \quad D \leq \mu R$$

ovvero per spostamenti inferiori a μR il sistema non sarà in grado di ricentrarsi, trovandosi in una configurazione di equilibrio stabile, mentre si ricentrerà per spostamenti superiori. Tale concetto è il motivo per il

quale si usano materiali a basso coefficiente d'attrito come il Teflon al fine di rendere più probabile il ricentraggio.

La rigidezza orizzontale e il periodo di oscillazione risulteranno essere:

$$K_H = \frac{W}{R} \qquad T = 2\pi \sqrt{\frac{R}{g}} \quad \Rightarrow \quad R = \frac{gT^2}{(2\pi)^2} \approx 10T^2$$

da cui si vede che il periodo è indipendente dalla massa della sovrastruttura; in più è utile ricavare l'espressione del raggio di curvatura in funzione del periodo T in modo da ricavare il raggio necessario per avere un determinato periodo. Anche in questo caso risulta valido il modello bilineare precedentemente illustrato e qui riportato per comodità:

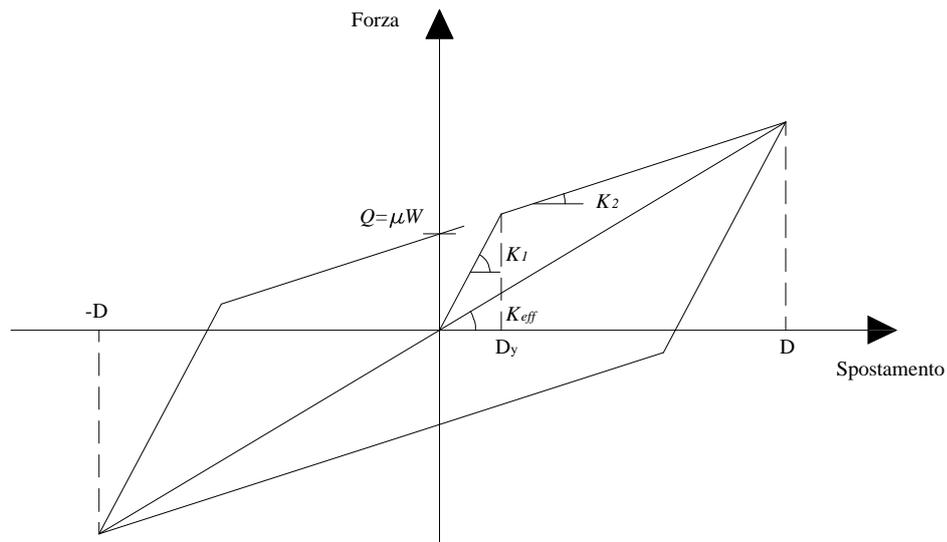


Fig. 1.21 Modello bilineare di schematizzazione degli isolatori

La rigidezza effettiva sarà:

$$K_{eff} = \frac{W}{R} + \frac{\mu W}{D}$$

mentre il coefficiente di smorzamento risulta essere pari a:

$$\beta_{eff} = \frac{4\mu W d}{2\pi [(W/R)D + \mu W] \cdot d} = \frac{2}{\pi} \frac{\mu}{D/R + \mu}$$

A differenza degli altri tipi di isolatori, nel sistema *FPS* sarà presente, oltre ad uno spostamento orizzontale, anche uno spostamento verticale della struttura dato da:

$$\delta_v = R \left[1 - \cos \left(\arcsin \frac{D}{R} \right) \right] \approx \frac{1}{2} \frac{D^2}{R}$$

che dovrà essere considerato in fase di progettazione al fine di predisporre adeguati giunti di dilatazione.

1.4.2.2. Isolatori a slittamento (*Sliding Systems*)

Gli isolatori a slittamento hanno un comportamento totalmente diverso da quello degli isolatori ad attrito e elastomerici. Infatti questi dispositivi servono a “tagliare” l’azione sismica, ovvero a limitare il taglio massimo conferito dal terreno alla struttura durante l’evento sismico, senza andare a modificare eccessivamente il periodo di oscillazione della stessa. Fra questi si annovera ad esempio l’*R-FBI*.

1.4.2.2.1. Resilient-Friction Base Isolation System (*R-FBI*)

Il dispositivo *R-FBI* è costituito da un insieme di strati di Teflon alternati a lamierini metallici in acciaio, strati che rappresentano superfici di scorrimento; attraverso queste superfici si riesce così a superare il problema dell’alto coefficiente di attrito fra Teflon e acciaio. La differenza di velocità di scorrimento che si ha fra la piastra superiore e quella inferiore viene, infatti, ripartita equamente su ogni strato che risulterà essere soggetto a basse velocità e di conseguenza a un basso coefficiente di attrito. In aggiunta a questi strati di Teflon e lamierini in acciaio, c’è un’anima centrale in gomma all’interno della quale risiede una barra in acciaio; la gomma serve a conferire un’azione di ricentraggio

mentre il tubo in acciaio serve a distribuire uniformemente gli spostamenti degli strati.

In funzione del carico verticale W e del coefficiente di attrito μ si calcola la forza massima che può essere trasmessa tra fondazione e sovrastruttura:

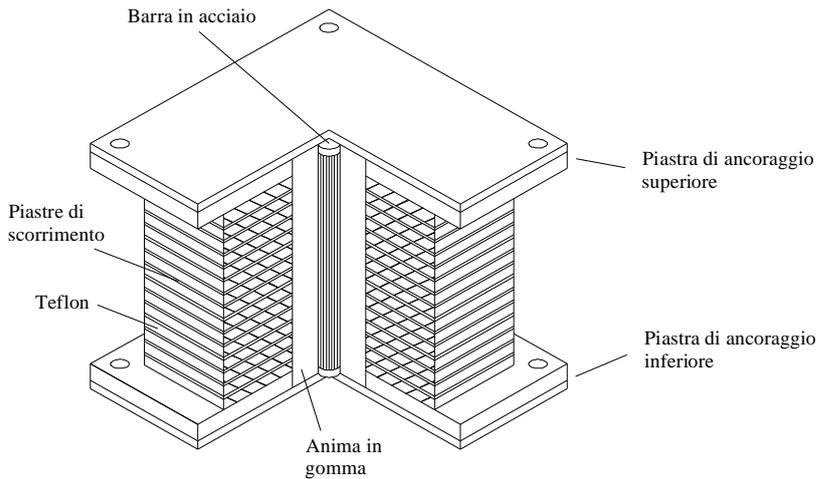


Fig. 1.22 Schema costruttivo isolatore R-FBI

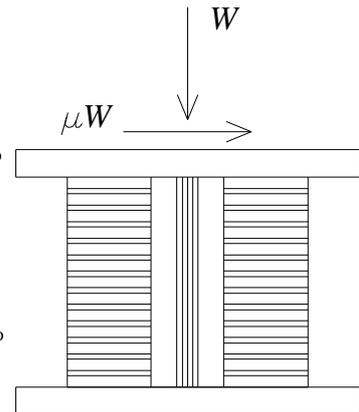


Fig. 1.23 Condizione di carico

ovvero per forze orizzontali inferiori alle forze attritive il dispositivo non si attiva e la sovrastruttura è solidale con il terreno; per forze orizzontali superiori, invece, l'attrito è vinto e gli strati del dispositivo slittano "tagliando" l'azione sismica. Risulterà quindi per

$$F_h \leq \mu W \quad \text{sovrastruttura solidale con i movimenti del terreno;}$$

$$F_h > \mu W \quad \text{attivazione del R-FBI e "taglio" delle azioni sismiche;}$$

$$F_h = \mu W \quad \text{massima azione sismica trasmettibile dal sisma;}$$

e la struttura in elevazione dovrà essere progettata per una forza orizzontale massima $F_h = \mu W$.

1.4.2.3. Isolatori ibridi (Hybrid Systems)

Fanno parte degli isolatori ibridi tutti quei dispositivi che integrano caratteristiche di più tipi di isolatori. Essi sfruttano contemporaneamente tutti i vantaggi degli isolatori di cui risultano essere composti. A titolo esemplificativo si illustra di seguito il funzionamento del dispositivo SSR.

1.4.2.3.1. Sliding Support With Rubber-Pad (SSR)

Questo tipo di dispositivo congloba sia le caratteristiche degli isolatori elastomerici che quelle degli isolatori a scorrimento; è composto da strati di gomma naturale che poggiano su una superficie di scorrimento a basso coefficiente di attrito come illustrato nella Fig. 1.24:

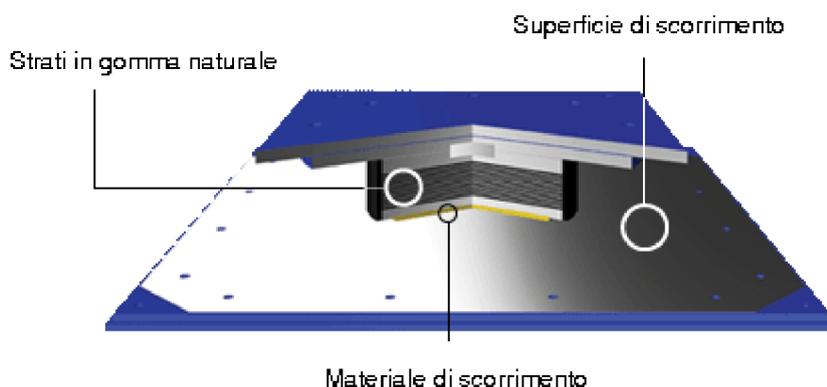


Fig. 1.24 Dettaglio costruttivo dispositivo SSR

Da prove effettuate è risultato avere un ottimo comportamento sia nel caso di sisma di piccola intensità che nel caso di sisma di grande intensità; l'isolatore elastomerico risulta essere attivato per piccole azioni sismiche mentre per le più grandi entra in azione la superficie di scorrimento "tagliando" l'azione sismica. La risposta alle azioni sismiche è riportato in figura:

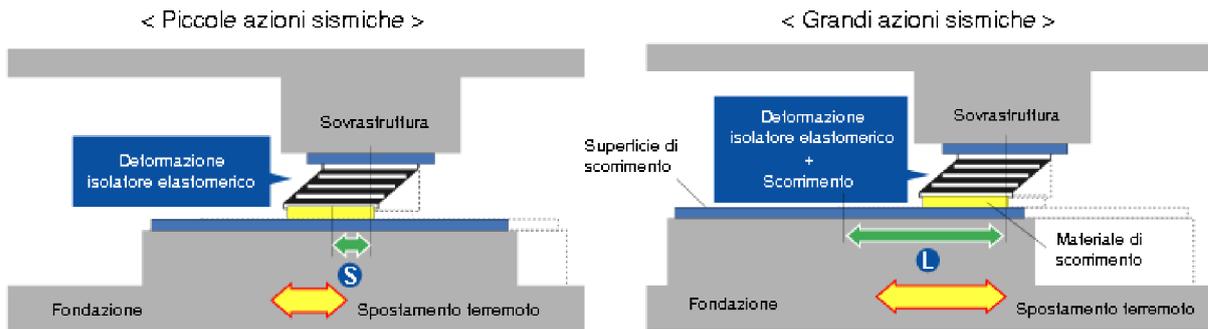


Fig. 1.25 Risposta del dispositivo all'azione sismica

Anche in questo caso la massima azione sismica trasmissibile dal terreno alla sovrastruttura risulta essere pari a $F_h = \mu W$, essendo μ il coefficiente di attrito del materiale di scorrimento. Definito il materiale di scorrimento, e quindi il suo coefficiente di attrito, risulta individuata la forza orizzontale massima con la quale progettare la struttura in elevazione.

1.4.3. *Uso contemporaneo di diversi dispositivi*

Non di rado si è soliti avvalersi sia dei benefici dei dissipatori che degli isolatori, o, anche nel caso in cui si vogliano utilizzare solo isolatori, è possibile utilizzare più tipi di isolatori. Un esempio può essere l'uso di dissipatori viscosi alla base in unione con isolatori elastomerici; in questo caso i dissipatori saranno i primi ad entrare in azione assorbendo parte dell'energia del sisma, dopo di che entreranno in azione gli isolatori che risulteranno essere investiti da una minore energia rispetto al caso senza dissipatori. Un altro esempio risulta essere l'uso di isolatori elastomerici (*RB*) in unione con isolatori con nucleo di piombo (*LRB*) a cui spetterà il compito di dissipazione dell'energia, essendo il piombo un materiale altamente isteretico.

*Capitolo 2***STRUTTURA A BASE FISSA: DIMENSIONAMENTO DI MASSIMA****2.1 DESCRIZIONE DELL'EDIFICIO**

L'edificio oggetto di studio, allo scopo di effettuare la duplice verifica strutturale come edificio isolato sismicamente e non, consiste in una struttura mista telaio e pareti realizzata in calcestruzzo armato. La *Classe di importanza* a cui l'edificio appartiene è la *Classe I* che il *Testo Unico* descrive con queste parole: “*vita utile 50 anni, periodo di ritorno da considerare per i fenomeni naturali coinvolti 500 anni. Riguarda le costruzioni il cui uso prevede normali affollamenti, senza contenuti pericolosi per l'ambiente e senza funzioni pubbliche e sociali essenziali*”.

Il luogo in cui è prevista la realizzazione della struttura appartiene alla *Zona Sismica I*, con *Categoria del suolo di fondazione di tipo B* – *Depositi di sabbie o ghiaia molto addensate o argille molto consistenti*.

Per le strutture di *Classe I*, in *Zona Sismica I*, con *Categoria del suolo di fondazione di tipo B* la normativa impone di prendere i seguenti valori dei parametri

$$a_g = 0,35g \qquad S = 1,25$$

necessari alla determinazione dell'accelerazione di picco del terreno *PGA* che risulterà essere pari a

$$PGA = S \cdot a_g = 4,29 \text{ m/s}^2$$

L'edificio consiste in un corpo irregolare composto dalla struttura principale di forma rettangolare di dimensioni 42,50 x 13,40 m, e da un vano scala di dimensioni 5,50 x 7,60 m, esterno all'edificio in modo da conferire una non simmetria al complesso. L'intera struttura è composta da un piano interrato circondato da uno scannafosso di profondità pari al solaio del primo impalcato e da cinque piani fuori terra, per un'altezza totale di 18,60 m.

Le strutture adibite alla movimentazione antropica verticale (vani scala e ascensore) risultano essere decentrate, al fine di conferire all'edificio una configurazione a pianta libera prevista in fase di progettazione architettonica.

La struttura portante dell'edificio è costituita da telai principali orditi in direzione longitudinale e telai trasversali secondari; in più è stato previsto un sistema di pareti al fine di resistere alle sollecitazioni orizzontali. Nel rispetto dell'esigenza di un impianto distributivo il più possibile scevro da vincoli di natura strutturale, si cercheranno di usare travi “a spessore” nei locali interni e travi “in altezza” nei telai perimetrali. Per lo stesso motivo anche le pareti in c.a. verranno posizionate nei locali riservati ai vani scala e al vano ascensore, il tutto cercando di distribuire i vari elementi irrigidenti in modo da far coincidere il più possibile il baricentro delle masse di piano con il baricentro delle rigidità, al fine di minimizzare gli effetti torsionali sotto carico sismico.

Il rivestimento dell'edificio è costituito da un pacchetto di parete così formato:

- tamponatura interna con laterizi forati termoresistenti
- cappotto esterno realizzato con pannelli isotermici

Le planimetrie dell'edificio sono rappresentate da Fig 2.1 a Fig. 2.7, mentre le sezioni sono riportate in Figg. 2.8 e 2.9.

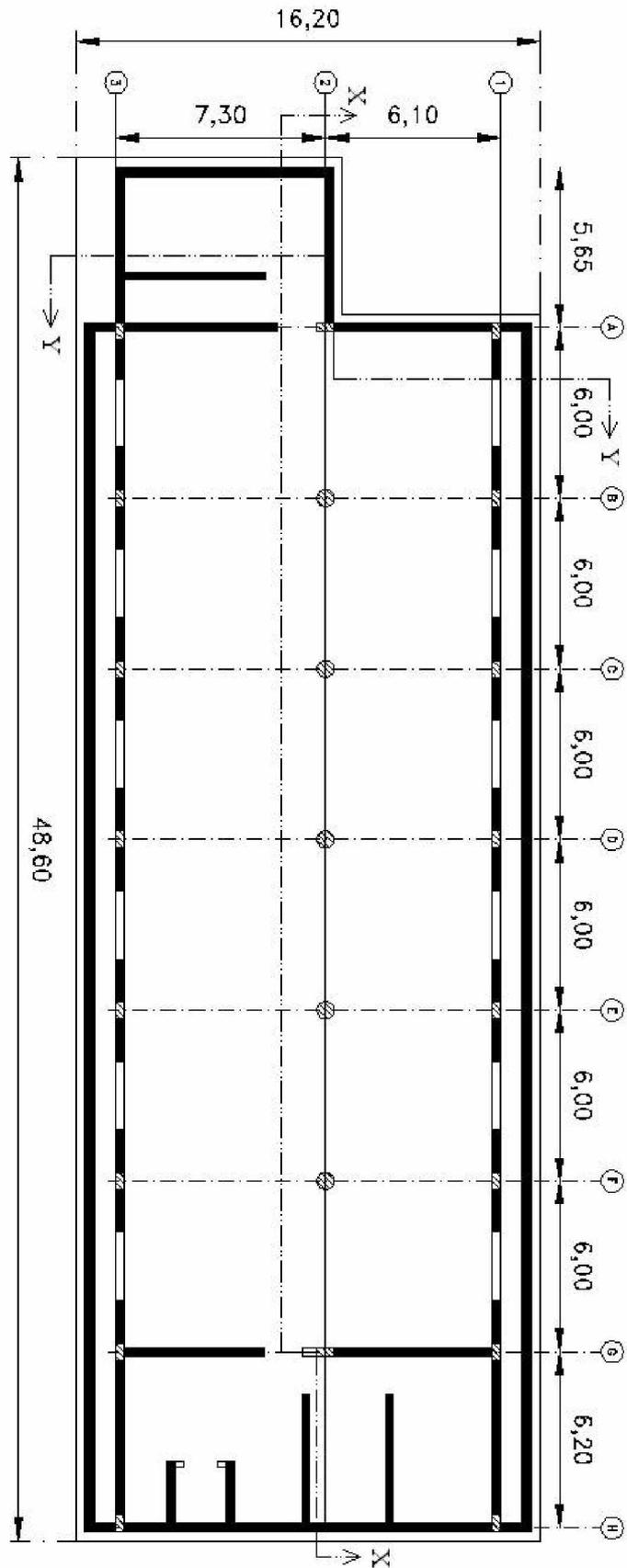


Fig. 2.1 Planimetria Fondazione

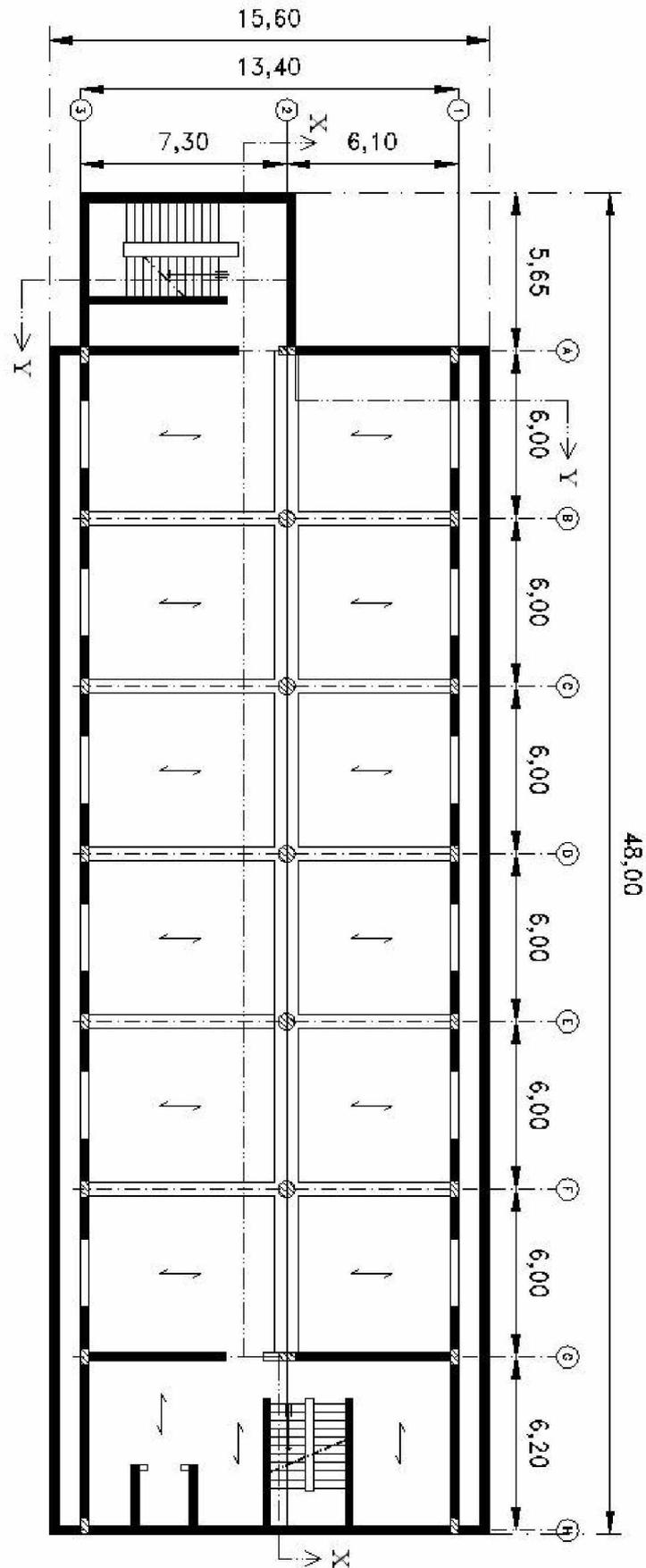


Fig. 2.2 Planimetria impalcato Piano Terra

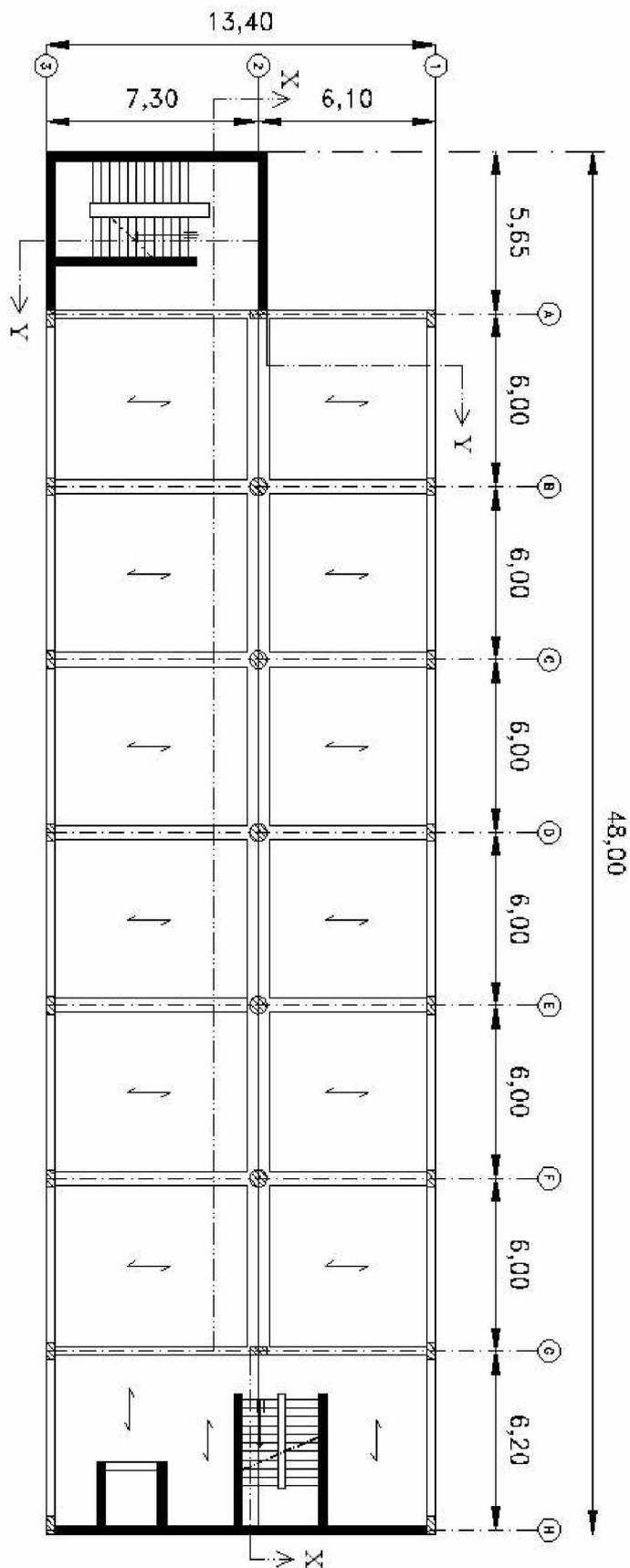


Fig. 2.3 Planimetria impalcato Piano Primo

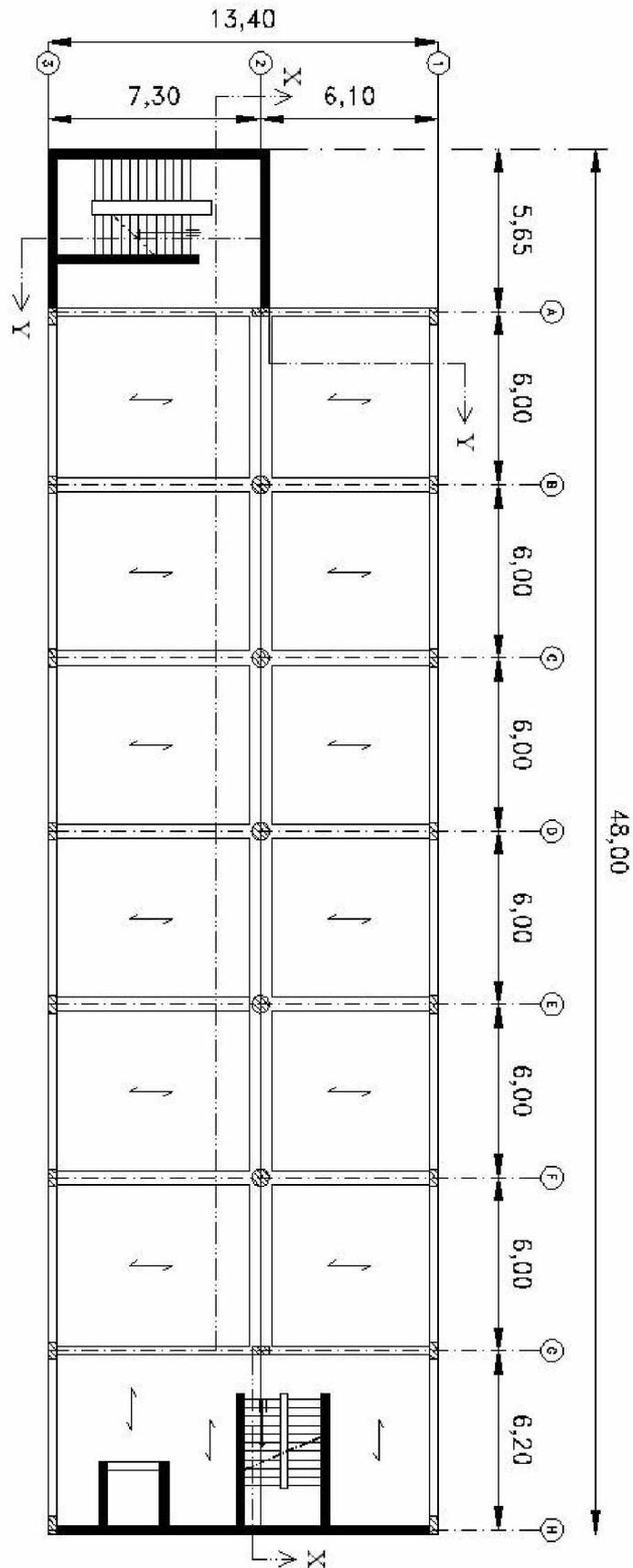


Fig. 2.4 Planimetria impalcato Piano Secondo

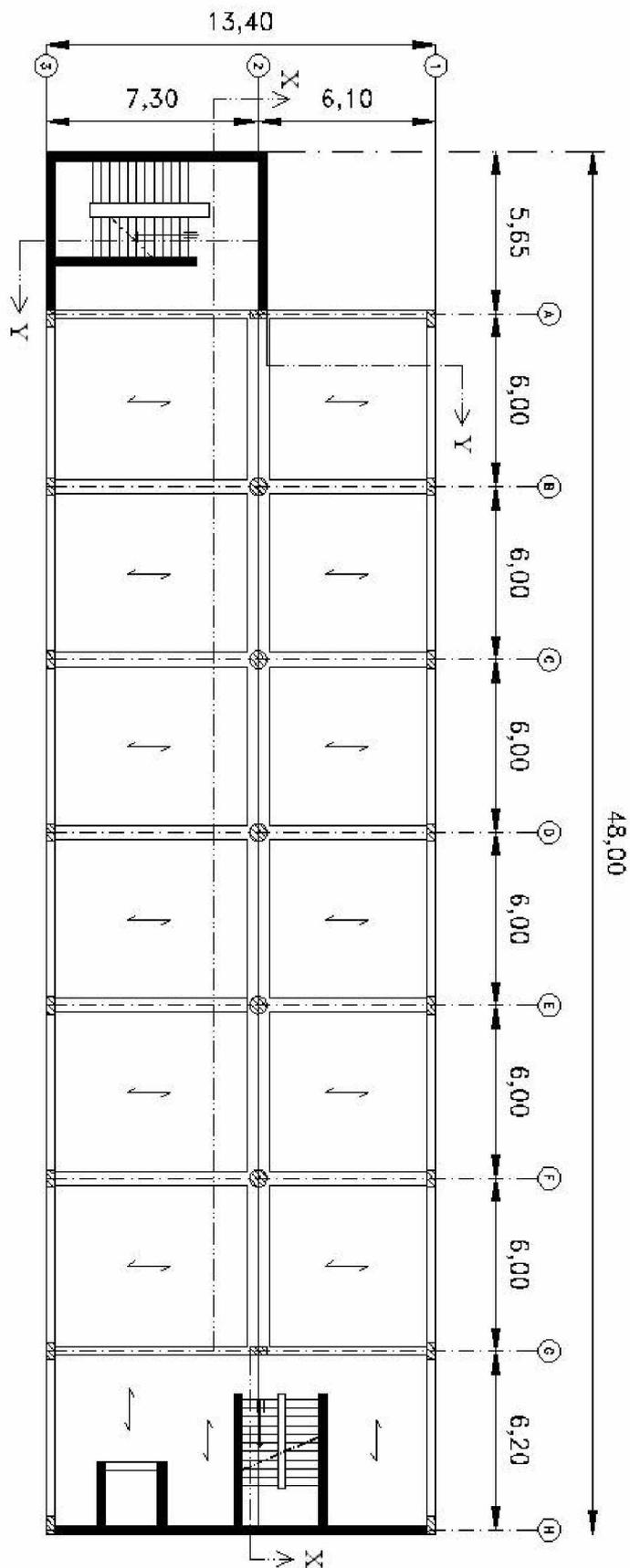


Fig. 2.5 Planimetria impalcato Piano Terzo

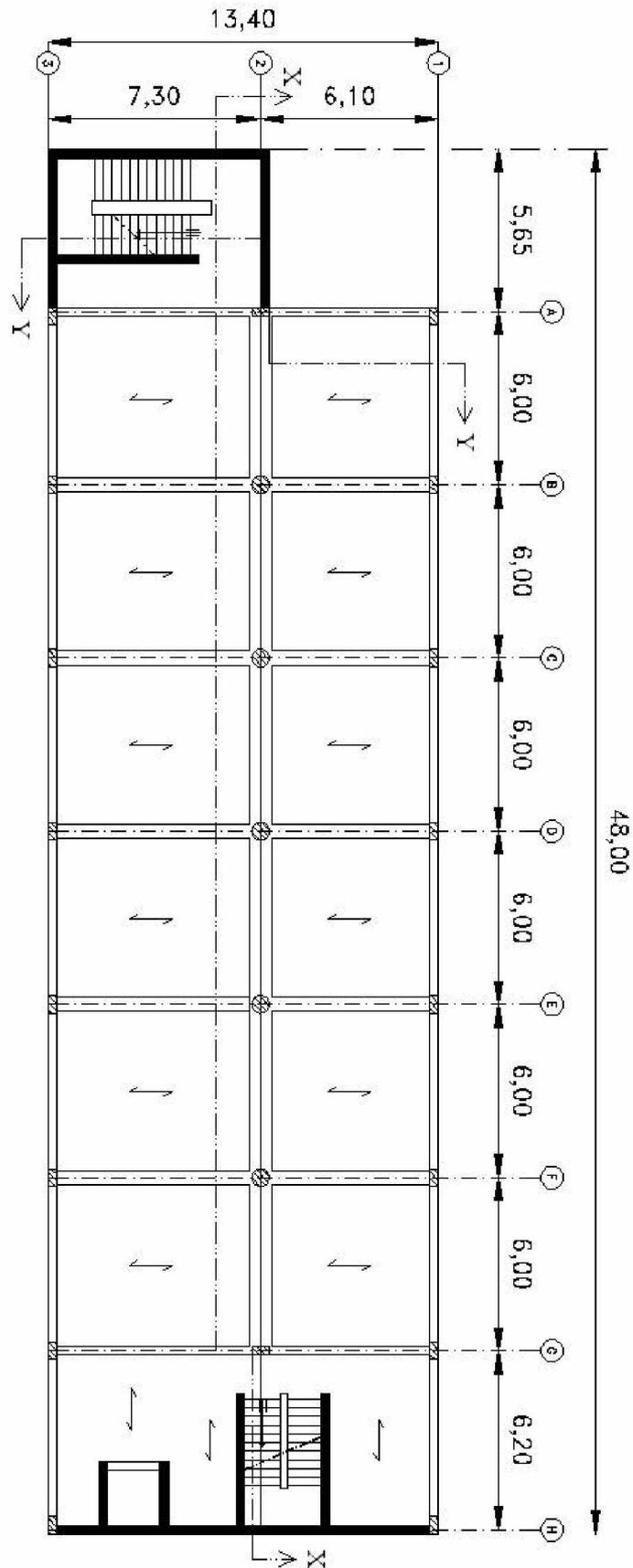


Fig. 2.6 Planimetria impalcato Quarto

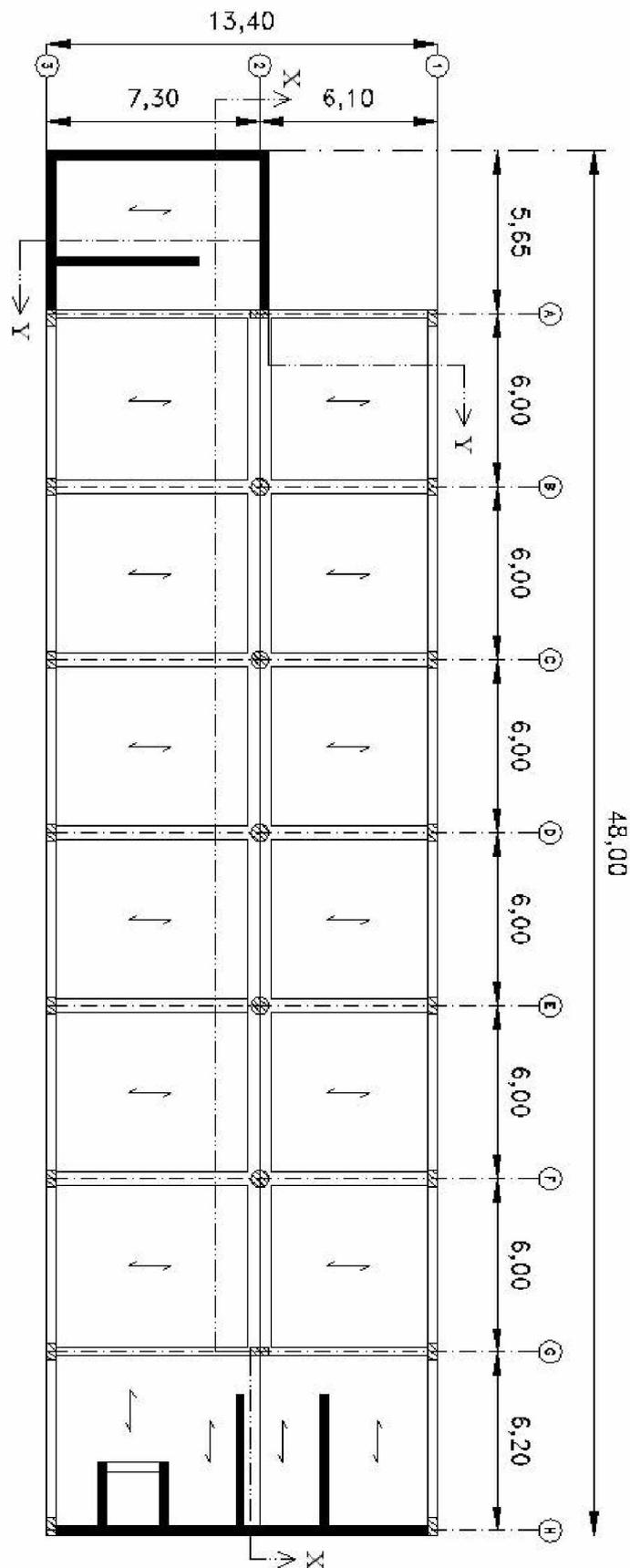


Fig. 2.7 Planimetria impalcato Copertura

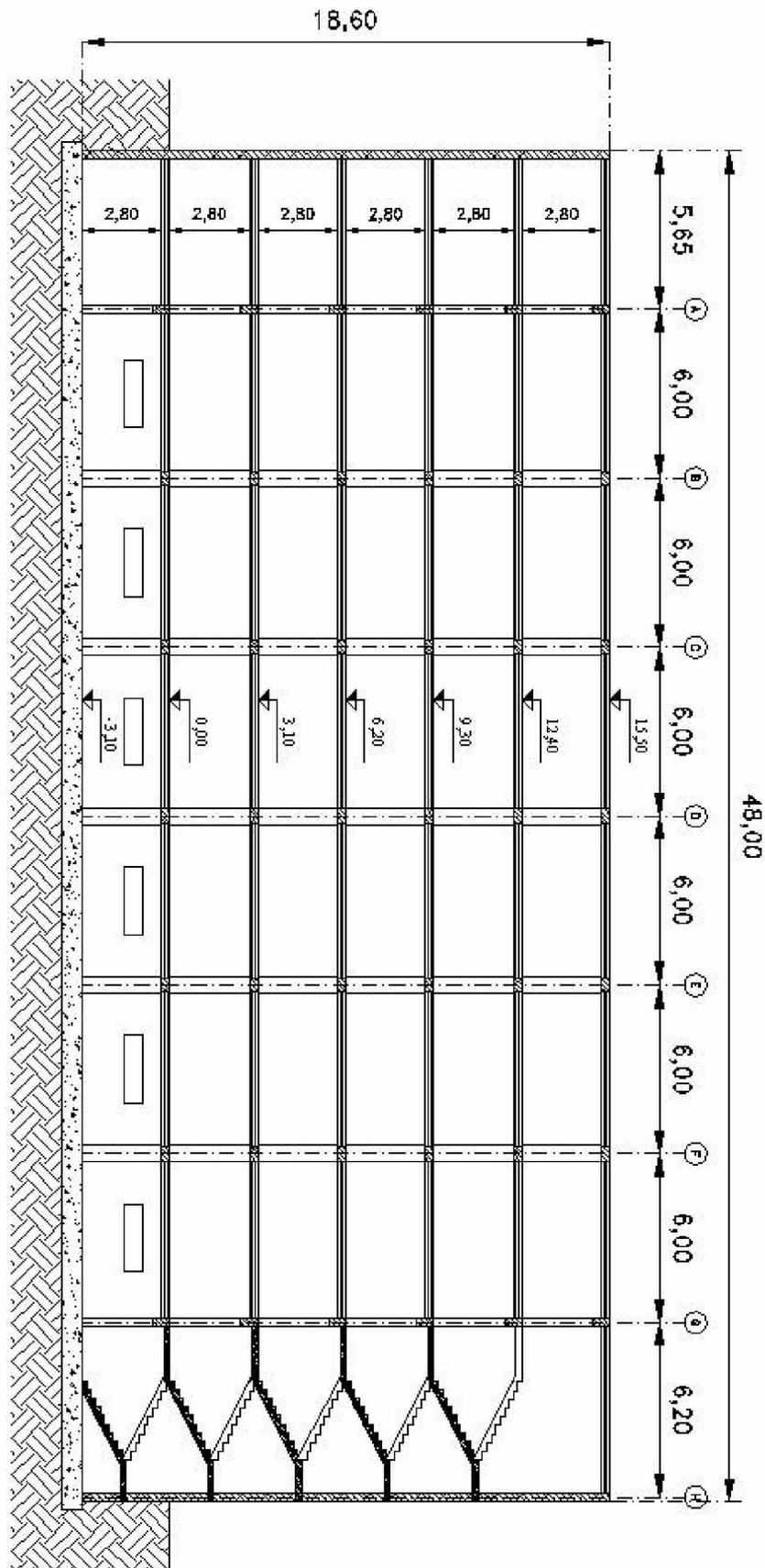


Fig. 2.8 Sezione X-X

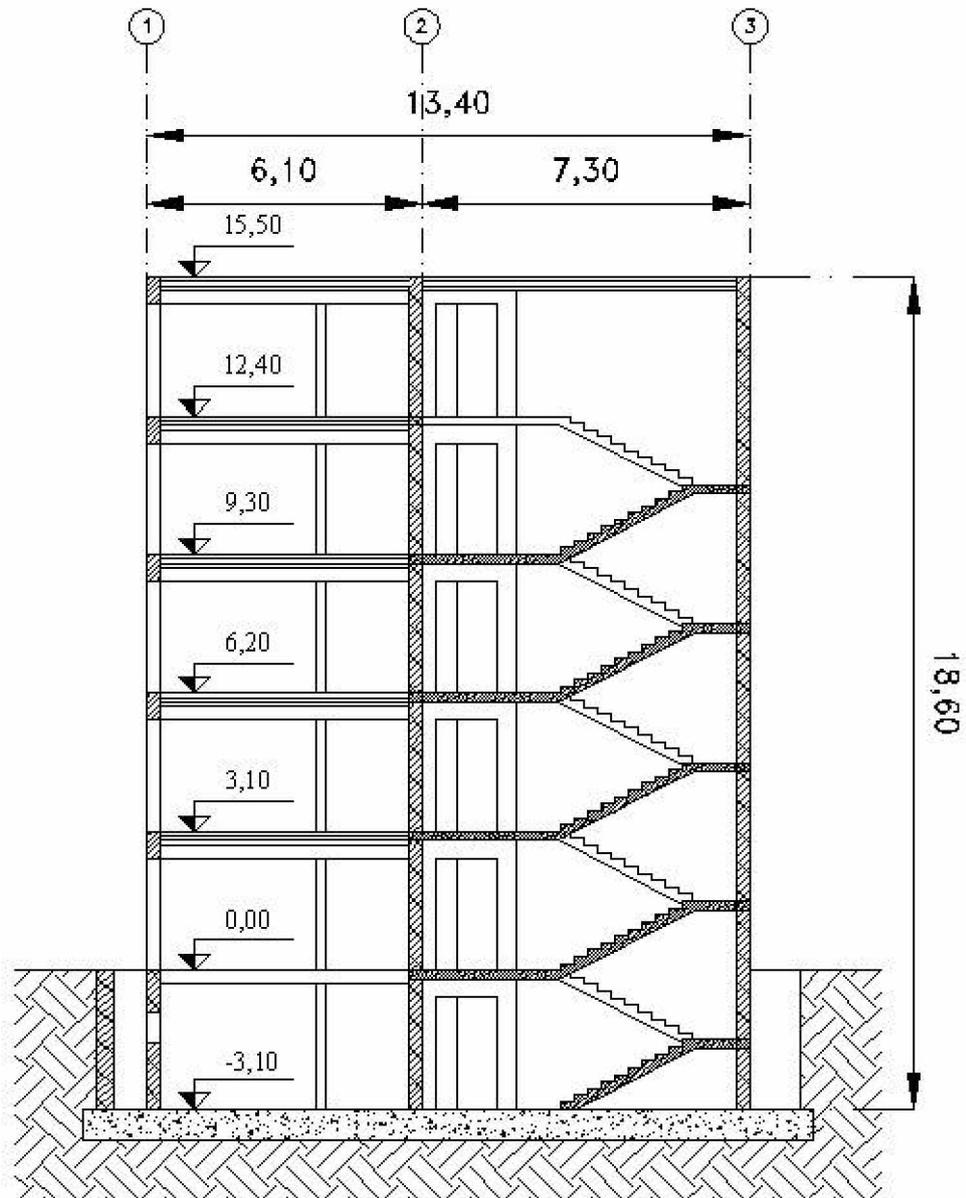


Fig. 2.9 Sezione Y-Y

2.2 ANALISI DEI CARICHI

Nelle tabelle seguenti sono riportate le analisi dei carichi variabili Q e dei permanenti G , suddivisi in carichi fissi, ossia il peso proprio del solaio, e permanenti con i loro valori caratteristici.

I solai vengono orditi in direzione ortogonale al telaio principale, la luce massima del solaio L risulta pari a 7,3 m e pertanto la normativa

fissa in $L/25 = 29 \text{ cm}$ lo spessore minimo da usare. È conveniente allora utilizzare un solaio latero-cementizio di spessore 25+5 cm realizzato con travetti di larghezza 12 cm e blocchi forati in laterizio di larghezza 38 cm, con sovrapposta soletta in calcestruzzo di spessore pari a 5 cm armata con una rete elettrosaldato $\phi 10/15 \text{ cm}$. La copertura verrà realizzata con lo stesso tipo di solaio dei piani inferiori, mentre le scale vengono realizzate con soletta di calcestruzzo armato dello spessore di 15 cm. Il carico della tamponatura esterna sarà diminuito forfaitariamente del 25% per tenere conto della presenza delle aperture nel rivestimento.

Qui di seguito una panoramica delle analisi dei carichi dei vari solai e delle scale:

| Solaio piano terra, primo, secondo, terzo, quarto | kN/m² |
|--|-------------------------|
| carichi fissi | 3,50 |
| carichi permanenti | 3,00 |
| sovraccarico | 2,00 |
| TOTALE | 8,50 |

Tab. 2.1 Analisi dei carichi del solaio piano terra, primo, secondo, terzo, quarto

| Solaio copertura | kN/m² |
|-------------------------|-------------------------|
| carichi fissi | 3,50 |
| carichi permanenti | 1,50 |
| sovraccarico | 1,30 |
| TOTALE | 6,30 |

Tab. 2.2 Analisi dei carichi del solaio di copertura

| Solaio scale | kN/m² |
|---------------------|-------------------------|
| carichi fissi | 4,00 |
| carichi permanenti | 4,00 |
| sovraccarico | 4,00 |
| TOTALE | 12,00 |

Tab. 2.3 Analisi dei carichi del solaio delle scale

2.3 TRAVI

Per il dimensionamento di massima delle travate si ipotizza, in questa fase, uno schema a trave continua su più appoggi, senza contare l'irrigidimento dovuto ai pilastri, caricata a campate alterne con il carico variabile e uniformemente con il carico permanente (comprensivi del peso proprio, stimato per via iterativa). Le travate in direzione longitudinale hanno le seguenti caratteristiche:

- travata centrale, telaio 1: 6 campate, luce 6 m;
- travate di bordo telai 8 e 9: 7 campate, luce 6 m;

Le travate in direzione trasversale invece, telai 2, 3, 4, 5, 6 sono a 2 campate con luci diverse rispettivamente pari a 7,3 m e 6,1 m.

Nella Tab 2.4 saranno riportati i valori massimi del carico distribuito q_{tot} ottenuti sommando il carico del tamponamento, il peso proprio della trave e i carichi del solaio, moltiplicati per la larghezza di influenza l e per gli opportuni coefficienti parziali di amplificazione, riportati nel *T.U.*, e i valori massimi del momento flettente M_{max} agente sulle travi.

In particolare per le travi di bordo si avrà:

$$q_{tot} = q_{tamponamento} + l \cdot q_{solaio} + q_{proprio}$$

mentre per le travi del telaio di spina:

$$q_{tot} = l \cdot q_{solaio} + q_{proprio}$$

Al fine di utilizzare travi “a spessore” nelle travate centrali e travi “in altezza” per le travate di bordo, si effettua un predimensionamento delle sezioni delle stesse mediante le seguenti formule:

$$d = r \sqrt{\frac{M_{max}}{b}} \quad \text{per le travi “in altezza”}$$

$$b = \frac{r^2}{d^2} M_{max} \quad \text{per le travi “a spessore”}$$

essendo r un coefficiente tabellato, b e d le dimensioni della base ed altezza della sezione ed, infine, M_{max} il momento massimo agente sulla trave.

| Trave | q_{tot} | M_{max} | H | B | H _{eff} | B _{eff} |
|-------------------|-----------|-----------|----|----|------------------|------------------|
| | kN/m | kNm | cm | cm | cm | cm |
| Piano Tipo | | | | | | |
| Trave longitudin. | 62,5 | 156,2 | 30 | 76 | 30 | 80 |
| Trave trasversale | 5,2 | 20,7 | 30 | 23 | 30 | 50 |
| Trave di bordo | 44,5 | 111,2 | 52 | 30 | 60 | 30 |

Tab. 2.4 Dimensionamento di massima delle travi

I valori B e H rappresentano base e altezza teoriche delle travi, ovvero le dimensioni strettamente necessarie per il predimensionamento, mentre i valori B_{eff} e H_{eff} rappresentano i valori reali usati, tenendo conto anche delle dimensioni dei pilastri al fine di avere nodi confinati dove convergono quattro travi. Per questo motivo le dimensioni minime da usare per le travi centrali trasversali risultano essere 50 x 30 cm, pur bastando per un predimensionamento una sezione 30 x 30 cm.

Quindi ricapitolando si useranno:

- travi centrali longitudinali 80 x 30 cm;
- travi centrali trasversali 50 x 30 cm;
- travi di bordo 30 x 60 cm;

Di seguito è riportato lo schema dei telai con la relativa numerazione:

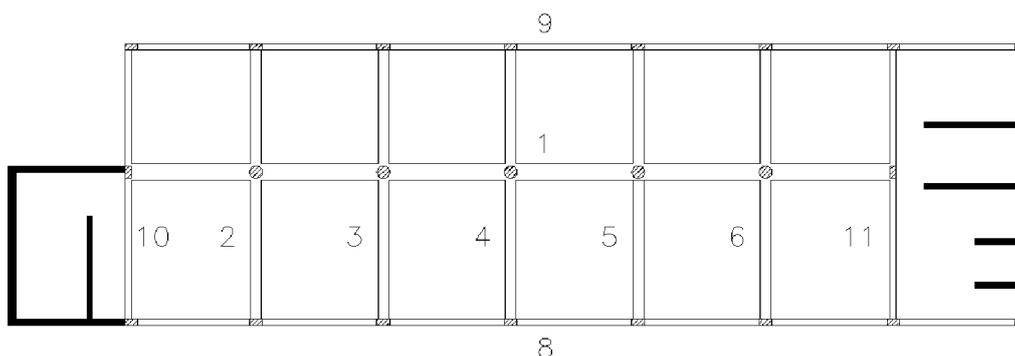


Fig 2.10 Schema dei telai

Per quanto riguarda la zona dove si trovano anche il vano scala e il vano ascensore, l'orditura dei solai viene invertita rispetto a quella del resto dell'edificio.

Le travi secondarie appartenenti ai telai 10 e 11 vengono realizzate con le medesime sezioni delle travi di bordo dello stesso livello, così come dimensionate precedentemente.

2.4 PILASTRI

I pilastri vengono dimensionati in funzione del solo sforzo assiale ad essi afferente con il metodo delle aree di influenza e considerando le condizioni più gravose in funzione della loro collocazione planimetrica (pilastrate interne; pilastrate di bordo), per poi verificarli a pressoflessione dopo l'analisi strutturale successiva alla modellazione agli elementi finiti. I carichi utilizzati nel calcolo sono quelli impiegati anche per il dimensionamento delle travate. L'area minima della sezione dei pilastri è valutata in modo che il pilastro lavori ad una tensione media pari ad un'aliquota della resistenza di progetto f_{cd} , per permettere al pilastro di sostenere anche gli incrementi di sforzo assiale e i momenti flettenti derivanti dagli effetti del sisma. Nel caso in esame si assume una riduzione del 30% del valore della f_{cd} .

Nella Fig. 2.11 si riporta per comodità la pianta dei pilastri con relativa numerazione:

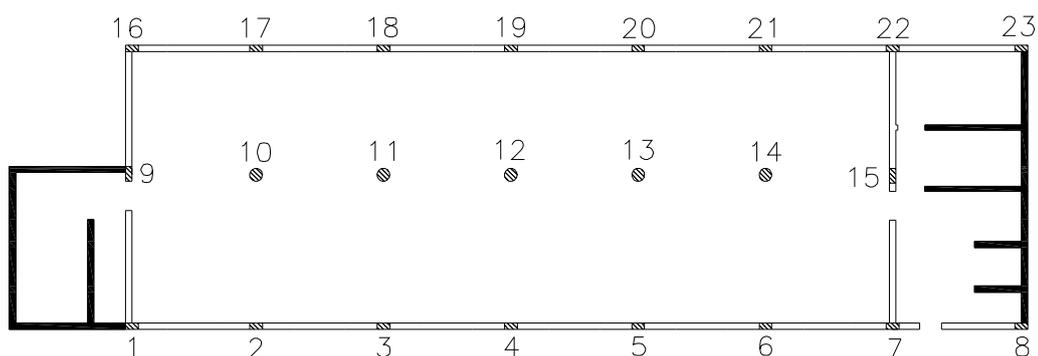


Fig 2.11 Pianta dei pilastri

In Tab. 2.5 sono indicati i carichi gravanti sui pilastri e le relative dimensioni; da precisare che nella determinazione del carico viene tenuto conto del peso del solaio, delle travi, delle tamponature (ove presenti) e una stima del peso proprio:

| Pilastro | P (kN) | A_{\min} (cm^2) | Sezione | A_{eff} (cm^2) |
|----------------------|-----------|---------------------------------|-----------|---------------------------------------|
| Interpiano -1 | | | | |
| 1 | 1167 | 986 | 30 x 60 | 1800 |
| 2-3-4-5-6 | 1818 | 1535 | 30 x 60 | 1800 |
| 7 | 1777 | 1501 | 30 x 60 | 1800 |
| 8 | 265 | 224 | 30 x 60 | 1800 |
| 9 | 2302 | 1944 | 30 x 70 | 2100 |
| 10-11-12-13-14 | 2512 | 2121 | $\phi 60$ | 2827 |
| 15 | 2459 | 2076 | 30 x 70 | 2100 |
| 16 | 1016 | 858 | 30 x 60 | 1800 |
| 17-18-19-20-21 | 1517 | 1281 | 30 x 60 | 1800 |
| 22 | 2081 | 1757 | 30 x 60 | 1800 |
| 23 | 1048 | 885 | 30 x 60 | 1800 |

Tab. 2.5 Dimensionamento di massima dei pilastri

La scelta delle sezioni verrà fatta cercando di inserire pilastri a filo di muro nel perimetro esterno al fine di massimizzare gli spazi, ovvero con una dimensione pari a 30 cm. I restanti pilastri verranno dimensionati cercando di omogeneizzare la tipologia dei pilastri scelti.

2.5 RAMPE

Le scale sono a soletta rampante con spessore della soletta $s = 15 \text{ cm}$. Lo schema di calcolo considerato per il suo predimensionamento è quello di trave vincolata alle estremità con asse inclinato nella parte centrale e carico variabile a tratti.

| Solaio scale | kN/m ² |
|--------------------|-------------------|
| carichi fissi | 4,00 |
| carichi permanenti | 4,00 |
| sovraccarico | 4,00 |
| TOTALE | 12,00 |

Tab. 2.6 Analisi dei carichi delle scale

2.6 PARETI

Per quanto riguarda il dimensionamento e la verifica delle pareti in c.a. si fa riferimento ai paragrafi 7.4.4.5 e 7.4.4.6 del *T.U.*

Le pareti efficaci ai fini del controventamento sono quelle evidenziate in Fig. 2.12 ed indicate con i numeri:

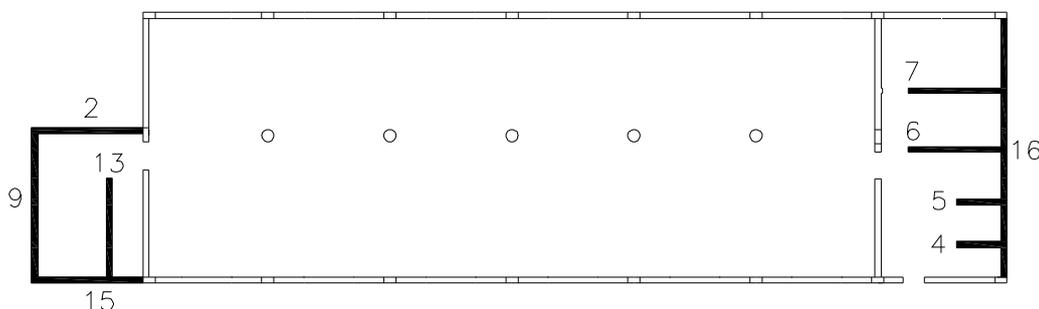


Fig. 2.12 Disposizione dei setti di controventamento

I setti sono stati dimensionati in funzione delle sollecitazioni orizzontali indotte dalle azioni orizzontali (sisma, vento) ad essi afferenti, avendo cura di verificare che lo sforzo assiale non ecceda il valore di 0,4 come previsto dalla normativa.

Per quanto riguarda il calcolo delle sollecitazioni si è proceduto alla determinazione per ciascuna parete dei valori di Taglio, Sforzo Normale e Momento Flettente cui è soggetta e la conseguente verifica a pressoflessione e taglio. Nella seguente Tab. 2.7 sono indicati i valori di taglio T_s e momento alla base M_s e dello sforzo normale N_s , nonché la lunghezza di parete ℓ e il momento d'inerzia J , lo spessore della parete viene fissato a priori nella misura di 30 cm.

| Parete | ℓ | J | T_s | M_s | N_s |
|--------|--------|----------------|-------|-------|-------|
| | cm | m ⁴ | kN | kNm | kN |
| 2 | 550 | 4,16 | 5825 | 7528 | 1658 |
| 4 | 250 | 0,39 | 1160 | 1720 | 734 |
| 5 | 250 | 0,39 | 1347 | 1755 | 390 |
| 6 | 515 | 3,41 | 3602 | 8456 | 1783 |
| 7 | 515 | 3,41 | 3554 | 8594 | 2145 |
| 9 | 760 | 10,97 | 4189 | 4645 | 3090 |
| 13 | 520 | 3,52 | 1913 | 4961 | 1993 |
| 15 | 550 | 4,16 | 5521 | 6982 | 2786 |
| 16 | 1340 | 60,15 | 5479 | 13030 | 4162 |

Tab. 2.7 Dimensionamento di massima delle pareti

Per una verifica sommaria si procede come segue: si considerano le sezioni di base armate nelle zone di estremità per una lunghezza pari a circa $0,2 \cdot l$, pertanto pensando tutta l'armatura concentrata nel suo baricentro si ha che l'altezza utile della sezione è pari a $0,9 \cdot l$ e, date le coppie di sollecitazioni (M_s, N_s) in tabella, si calcola l'armatura necessaria mediante il metodo del dominio di interazione. Inoltre la normativa prevede che l'armatura nelle zone di rinforzo sia compresa tra $1\% \leq \rho \leq 4\%$, pertanto se l'armatura necessaria risultasse troppo elevata si potrà procedere con l'aumento di sezione delle pareti o mediante un

cambiamento della disposizione delle pareti al fine di abbassare le sollecitazioni.

Capitolo 3

**STRUTTURA A BASE FISSA: VERIFICA DEGLI ELEMENTI
STRUTTURALI****2.7 MODELLAZIONE DELLA STRUTTURA AGLI ELEMENTI
FINITI**

Al fine di verificare gli elementi strutturali sarà necessario calcolare in forma esatta le sollecitazioni cui è soggetto ciascun elemento dell'edificio oggetto di studio. Ciò viene effettuato mediante l'utilizzo di un programma di calcolo agli elementi finiti, che consente di rappresentare la struttura come un sistema spaziale, al quale viene applicata un'analisi modale e quindi la *Response Spectrum Analysis*, per la determinazione delle sollecitazioni statiche e sismiche.

La modellazione è stata effettuata con il programma CDS 2007; una rappresentazione del modello strutturale 3D è illustrata in Fig. 3.1

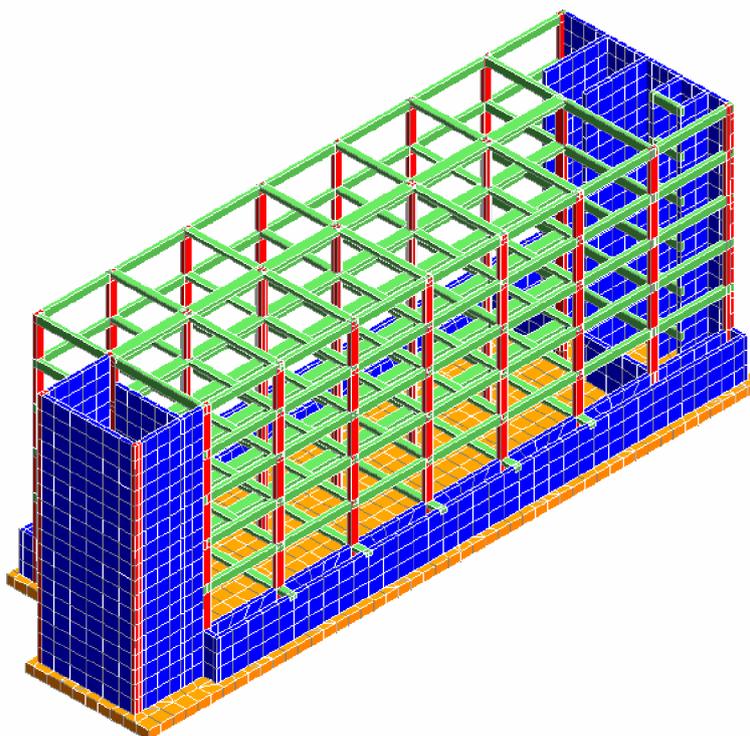


Fig. 3.1 Modellazione 3D dell'edificio

La struttura è formata da elementi tipo “*frame*” per quanto riguarda la modellazione delle travi e dei pilastri, ovvero aste il cui comportamento è descritto attraverso la teoria di De Saint Venant, inoltre si è attivata la deformabilità a taglio per gli elementi trave.

Le pareti in calcestruzzo armato sono invece state modellate attraverso elementi “*shell*”, mentre le scale e i pianerottoli sono stati modellati come travi a doppio ginocchio.

Una volta definita l’orditura dei solai, il peso è stato assegnato alle travi e alle pareti in c.a. come carico a metro lineare uniformemente distribuito. In aggiunta si è attivata l’opzione “*piani infinitamente rigidi*” al fine di simulare il comportamento dei solai latero-cementizi.

Infine, la platea di fondazione è stata modellata mediante l’uso di elementi piastra avendo disattivato l’opzione “*Elemento di Mindlin*”. Il modello di Mindlin tiene in conto esplicitamente della deformabilità a taglio, rimuovendo l’ipotesi di Kirchoff che il piano medio dell’elemento bidimensionale si deformi mantenendosi ortogonale allo spessore della piastra (conservazione delle sezioni piane nella teoria delle travi). Si considera una situazione di infinita rigidità, trascurando eventuali cedimenti vincolari, con degli incastri alla base di ogni pilastro ed in corrispondenza delle pareti in c.a.

Lo schema di calcolo al fine della valutazione delle sollecitazioni sulla platea di fondazione risulterà essere quella di trave continua su più appoggi soggetto ad un carico uniformemente distribuito, costituito dalla spinta, dal basso verso l’alto, del terreno così come illustrato in Fig. 3.2.

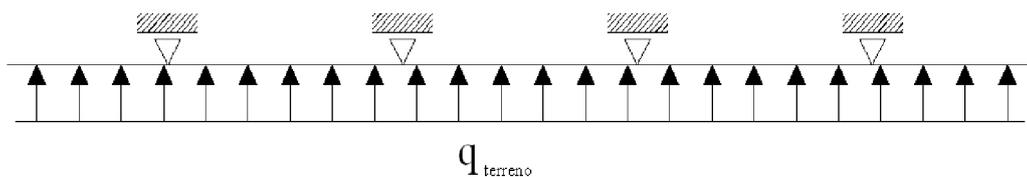


Fig. 3.2 Schema di carico della platea di fondazione

2.8 ANALISI DINAMICA MODALE

La normativa al Par. 7.3 e successivi sottoparagrafi descrive i vari tipi di metodi utilizzabili al fine di calcolare le sollecitazioni statiche e sismiche agenti sulla struttura. In particolare si prevedono analisi di tipo “lineare” e “non lineare”.

L’analisi lineare può essere utilizzata per calcolare gli effetti delle azioni sismiche sia nel caso di sistemi dissipativi sia nel caso di sistemi non dissipativi.

Quando si utilizza l’analisi lineare per sistemi non dissipativi, come avviene per gli stati limite di esercizio, gli effetti delle azioni sismiche sono calcolati, quale che sia la modellazione per esse utilizzata, riferendosi allo spettro di progetto ottenuto assumendo un fattore di struttura q unitario.

Quando si utilizza l’analisi lineare per sistemi dissipativi, come avviene per gli stati limite ultimi, gli effetti delle azioni sismiche sono calcolati, quale che sia la modellazione per esse utilizzata, riferendosi allo spettro di progetto ottenuto assumendo un fattore di struttura q maggiore dell’unità.

La scelta del fattore di struttura deve essere adeguatamente giustificata. Il valore adottato deve dar luogo ad azioni di progetto agli stati limite ultimi coerenti con le azioni di progetto assunte per gli stati limite di esercizio.

Per la componente verticale dell’azione sismica il valore di q utilizzato, a meno di adeguate analisi giustificative, è $q = 1,5$ per qualunque tipologia strutturale e di materiale, tranne che per i ponti per i quali è $q = 1$.

L’analisi non lineare che si utilizza per sistemi dissipativi, invece, tiene conto delle non linearità di materiale e geometriche; queste ultime possono essere trascurate nei casi previsti dalla normativa. I legami

costitutivi utilizzati devono includere la perdita di resistenza e la resistenza residua, se significativi.

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

Il metodo d'analisi lineare di riferimento per determinare gli effetti dell'azione sismica, sia su sistemi dissipativi sia su sistemi non dissipativi, è l'analisi modale con spettro di risposta o "*analisi lineare dinamica*". In essa l'equilibrio è trattato dinamicamente e l'azione sismica è modellata direttamente attraverso lo spettro di progetto opportunamente determinato secondo le regole dettate al Par. 3.2.3.4 (struttura non dissipativa) o al Par. 3.2.3.5 (struttura dissipativa).

L'analisi lineare dinamica consiste:

- nella determinazione dei modi di vibrare della costruzione;
- nel calcolo degli effetti dell'azione sismica, rappresentata dallo spettro di risposta di progetto, per ciascuno dei modi di vibrare individuati;
- nella combinazione di questi effetti.

Le norme suggeriscono di considerare nell'analisi tutti i modi con massa partecipante superiore al 5%, oppure un numero di modi tale per cui la massa partecipante risulti superiore all'85%. In questo secondo caso sarebbe comunque opportuno verificare anche che non vi siano modi esclusi aventi massa modale partecipante superiore al 5%: si vuole così evitare l'eventualità in cui la massa non considerata appartenga ad un unico modo, il quale diventa, quindi, non più trascurabile. Nel caso in oggetto di modello spaziale queste condizioni devono essere verificate per ciascuna direzione principale.

Per la combinazione degli effetti relativi ai singoli modi, necessaria al fine di calcolare sollecitazioni e spostamenti complessivi, la normativa

prevede l'utilizzo della *CQC*, una combinazione quadratica completa degli effetti relativi a ciascun modo, come indicato nell'espressione seguente:

$$E = \left(\sum_j \sum_i \rho_{ij} \cdot E_i \cdot E_j \right)^{1/2}$$

con:

E_j valore dell'effetto relativo al modo j ;

ρ_{ij} coefficiente di correzione tra il modo i e il modo j , calcolato con formule di comprovata validità quale:

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

ξ smorzamento viscoso dei modi i e j ;

β_{ij} è il rapporto tra l'inverso dei periodi di ciascuna coppia i - j di modi.

Per gli edifici, gli effetti della eccentricità accidentale del centro di massa possono essere determinati mediante l'applicazione di carichi statici costituiti da momenti torcenti di valore pari alla risultante orizzontale della forza agente al piano, determinata come in Par. 7.3.3.2, moltiplicata per l'eccentricità accidentale del baricentro delle masse rispetto alla sua posizione di calcolo, determinata come in Par. 7.2.6.

Nella seguente tabella 3.1 vengono mostrati i periodi propri della struttura e le relative masse modali.

| Periodi di vibrazione e coefficienti di partecipazione modale | | | | | |
|---|---------------|--------------------|-------------|---------------------|-------------|
| Modo | Periodo (sec) | Sisma Direzione 0° | | Sisma Direzione 90° | |
| | | M_{ecc} (t) | % M_{tot} | M_{ecc} (t) | % M_{tot} |
| 1 | 0,309 | 51,3 | 0,01 | 3209,5 | 0,73 |
| 2 | 0,298 | 2972,6 | 0,68 | 56,2 | 0,01 |
| 3 | 0,153 | 0,0 | 0,00 | 46,3 | 0,01 |
| 4 | 0,059 | 682,7 | 0,16 | 3,4 | 0,01 |
| 5 | 0,053 | 3,5 | 0,01 | 713,4 | 0,16 |
| 6 | 0,033 | 0,0 | 0,00 | 31,5 | 0,01 |
| 7 | 0,029 | 145,1 | 0,03 | 59,8 | 0,01 |

| Periodi di vibrazione e coefficienti di partecipazione modale | | | | | |
|---|---------------|----------------------|--------------------|----------------------|--------------------|
| Modo | Periodo (sec) | Sisma Direzione 0° | | Sisma Direzione 90° | |
| | | M _{ecc} (t) | % M _{tot} | M _{ecc} (t) | % M _{tot} |
| 8 | 0,028 | 59,6 | 0,01 | 139,9 | 0,03 |
| 9 | 0,021 | 1,2 | 0,01 | 107,1 | 0,02 |
| 10 | 0,020 | 112,2 | 0,03 | 0,9 | 0,01 |
| 11 | 0,018 | 0,4 | 0,01 | 0,1 | 0,01 |
| 12 | 0,017 | 0,2 | 0,01 | 29,1 | 0,01 |
| 13 | 0,016 | 55,3 | 0,01 | 0,1 | 0,01 |
| 14 | 0,015 | 0,0 | 0,00 | 6,1 | 0,01 |
| 15 | 0,014 | 494,1 | 0,11 | 0,2 | 0,01 |
| 16 | 0,013 | 5,2 | 0,01 | 0,0 | 0,00 |
| 17 | 0,011 | 0,1 | 0,01 | 0,0 | 0,00 |
| 18 | 0,011 | 0,1 | 0,01 | 0,0 | 0,00 |
| TOTALE | | 4403,7 | 1,00 | 4403,7 | 1,00 |

Tab. 3.1 Riassunto dei modi di vibrare propri della struttura in esame

In Fig. 3.2 è rappresentata la posizione dei baricentri di massa di piano e di rigidezza degli elementi strutturali. Ricordiamo che al fine di avere forme modali puramente traslazionali per quanto riguarda i primi due modi di vibrare, così riducendo al minimo gli effetti torsionali, si dovrà cercare di dimensionare e orientare gli elementi strutturali affinché ci sia il più possibile coincidenza fra i due baricentri. Infatti il baricentro delle masse risulterà essere il punto di applicazione delle forze di piano, mentre il baricentro delle rigidezze sarà il centro di istantanea rotazione.

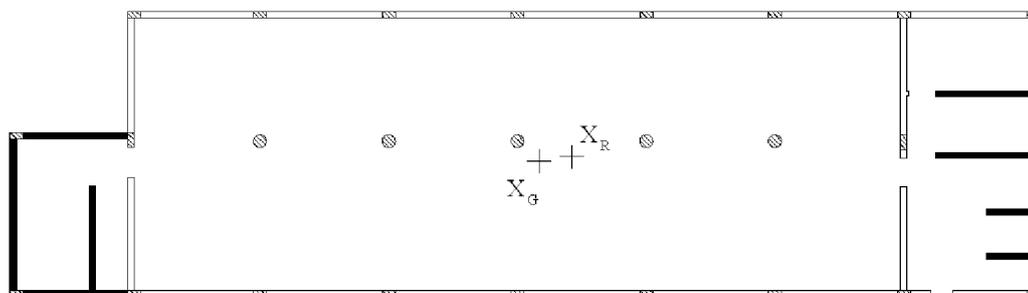


Fig. 3.2 Baricentro delle masse X_G e delle rigidezze X_R

Le coordinate dei baricentri sono risultate le seguenti:

$$X_G = 25,47m \quad Y_G = 6,42m$$

$$X_R = 26,58m \quad Y_G = 6,61m$$

In questo caso risentiranno maggiormente degli effetti torsionali dati dalla non perfetta coincidenza dei baricentri gli elementi più distanti dal centro di istantanea rotazione, ovvero le pareti in c.a. poste a sinistra.

Per ciò che riguarda le prime tre deformate modali esse sono rappresentate nelle Figg. 3.3, 3.4, e 3.5.

In Fig. 3.3 si evidenziano gli effetti torsionali dovuti alla eccentricità pari a 1,11 m:

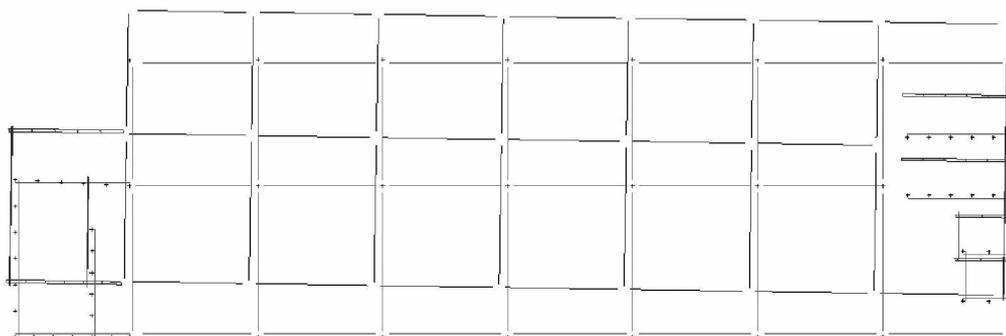


Fig. 3.3 Prima Forma Modale

In Fig. 3.4 invece si può notare come la sostanziale coincidenza delle ordinate dei baricentri dia un modo di vibrare di natura puramente traslazionale:

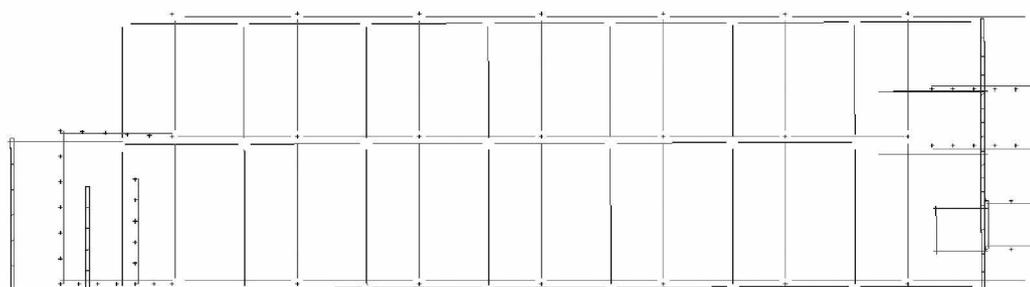


Fig. 3.4 Seconda Forma Modale

In Fig. 3.5 è invece rappresentata la deformata relativa al terzo modo di vibrazione, di tipo torsionale:

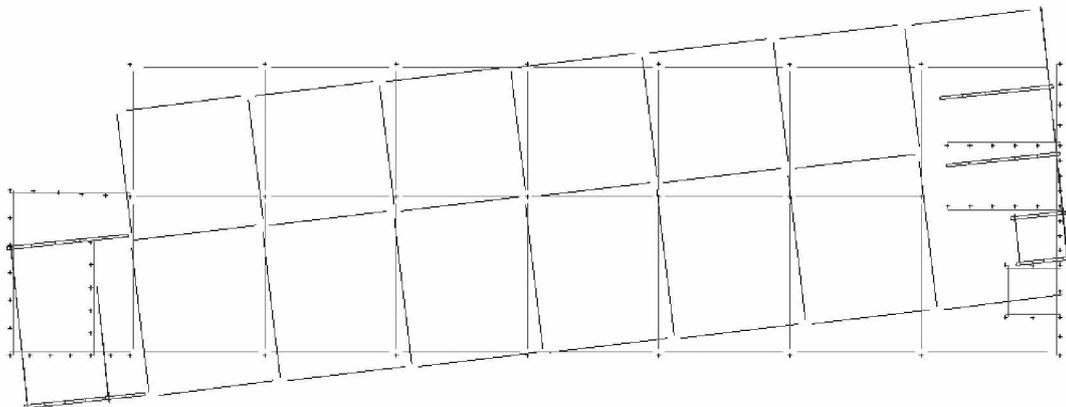


Fig. 3.5 Terza Forma Modale

2.9 VERIFICA DEI SOLAI

Una volta definiti luce e carichi agenti sul solaio, come precedentemente descritto nell'analisi dei carichi, il prefabbricatore fornirà il solaio congruente con quanto sopra detto e la relativa verifica.

I dati forniti dal prefabbricatore dovranno poi essere controllate dal direttore dei lavori prima della posa in opera.

2.10 VERIFICA DELLE TRAVATE

I valori delle sollecitazioni degli elementi strutturali vengono estrapolate dal calcolatore. Le verifiche vengono condotte sulle sezioni maggiormente sollecitate a momento flettente positivo, momento flettente negativo e taglio, considerati gli stati limite ultimi con e senza azione sismica. In generale, si osserva che per quanto riguarda le travi è

maggiormente restrittiva la verifica agli SLU, mentre per i pilastri e le pareti è più gravosa la combinazione di carico con sisma.

Per quanto riguarda la verifica a taglio delle travi si farà riferimento alla schematizzazione a traliccio di Morsch, ipotizzando bielle compresse di calcestruzzo e bielle tese di acciaio costituite dalla staffatura appositamente inserita. Verrà inoltre controllata la duttilità della struttura, verificando che la crisi per taglio non sopraggiunga prima di quella per flessione.

3.4.1 Riferimenti normativi

Le verifiche delle sezioni di travi, pilastri e pareti vengono condotte facendo riferimento alle prescrizioni del *T.U. 14/01/2008*.

Per le strutture in CD”B” la verifica a taglio dovrà essere fatta rispettando quanto recita la normativa al Par. 4.1.2.1.3.2:

“La resistenza a taglio V_{Rd} di elementi strutturali dotati di specifica armatura a taglio deve essere valutata sulla base di una adeguata schematizzazione a traliccio. Gli elementi resistenti dell’ideale traliccio sono: le armature trasversali, le armature longitudinali, il corrente compresso di calcestruzzo e i puntoni d’anima inclinati. Con riferimento all’armatura trasversale, la resistenza di calcolo a “taglio trazione” si calcola con:

$$V_{Rsd} = 0,9 \cdot d \cdot \frac{A_{sw}}{s} \cdot f_{yd} \cdot (\operatorname{ctg}\alpha + \operatorname{ctg}\theta) \cdot \operatorname{sen}\alpha$$

Con riferimento al calcestruzzo d’anima, la resistenza di calcolo a “taglio compressione” si calcola con:

$$V_{Rcd} = 0,9 \cdot d \cdot b_w \cdot \alpha_c \cdot f'_{cd} \cdot \frac{(\operatorname{ctg}\alpha + \operatorname{ctg}\theta)}{(1 + \operatorname{ctg}^2\theta)},,$$

con i parametri espressi, definibili come spiegato in normativa.

Per ciò che riguarda le limitazioni geometriche si avrà al Par. 7.4.6.1.1:

“La larghezza b della trave deve essere ≥ 20 cm e, per le travi basse comunemente denominate “a spessore”, deve essere non maggiore della larghezza del pilastro, aumentata da ogni lato di metà dell’altezza della sezione trasversale della trave stessa, risultando comunque non maggiore di due volte b_c , essendo b_c la larghezza del pilastro ortogonale all’asse della trave. Il rapporto b/h tra larghezza e altezza della trave deve essere $\geq 0,25$...

...Le zone critiche si estendono, per CD”B” e CD”A”, per una lunghezza pari rispettivamente a 1 e 1,5 volte l’altezza della sezione della trave, misurata a partire dalla faccia del nodo trave-pilastro o da entrambi i lati a partire dalla sezione di prima plasticizzazione...”

Per le limitazioni di armatura si ha nel Par. 7.4.6.2.1:

“Armature longitudinali

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

...il rapporto geometrico ρ relativo all’armatura tesa deve essere compreso entro i seguenti limiti:

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

Nelle zone critiche della trave, inoltre, deve essere $\rho_{comp} \geq 1/2\rho$ e comunque $\geq 0,25\rho$...

Armature trasversali

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

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

3.4.2 Travi del piano di copertura

Nella figura seguente viene riportato la pianta delle travi al fine di rendere immediato il riconoscimento della nomenclatura delle travi:

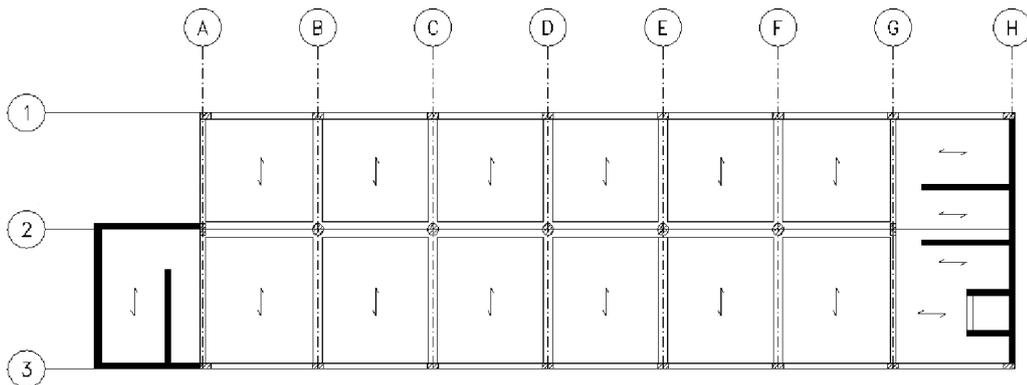


Fig. 3.6 Pianta copertura

Le travi appartenenti ai fili 1 e 3 sono travi di bordo di sezione $b \times h$ 30 x 60 cm.

Le travi appartenenti ai fili A e G sono travi anch'esse di sezione $b \times h$ 30 x 60 cm. La travata relativa al filo G pur essendo in altezza non andrà ad inficiare la volumetria dell'edificio essendo G un filo relativo alla zona di separazione fra il locale adibito ai vani scala e ascensore e i locali abitativi.

Le travi appartenenti ai fili B, C, D, E, F sono travi di sezione $b \times h$ 50 x 30 cm.

Le travi appartenenti al filo 2 saranno travi di sezione $b \times h$ 80 x 30 cm.

Le sollecitazioni necessarie alla verifica delle travi sono il *momento positivo* in campata, il *momento negativo* sugli appoggi e il *taglio*.

Qui di seguito sono illustrate i valori maggiori delle sollecitazioni delle travi appartenenti ai fili 1 e 3 da tenere come valori di riferimento ai fini di una corretta verifica:

| Filo | Num. Trave | Sezione b x h | M_S^- kNm | M_S^+ kNm | T kN |
|------|------------|------------------|----------------|----------------|---------|
| 1 | 1 | 30x60 | 126 | 49 | 88 |
| | 2 | 30x60 | 128 | 42 | 88 |
| | 3 | 30x60 | 128 | 41 | 89 |
| | 4 | 30x60 | 128 | 41 | 89 |
| | 5 | 30x60 | 128 | 41 | 89 |
| | 6 | 30x60 | 132 | 48 | 94 |
| | 7 | 30x60 | 112 | 30 | 44 |
| 3 | 1 | 30x60 | 184 | 63 | 110 |
| | 2 | 30x60 | 139 | 48 | 103 |
| | 3 | 30x60 | 137 | 46 | 103 |
| | 4 | 30x60 | 136 | 46 | 103 |
| | 5 | 30x60 | 135 | 46 | 103 |
| | 6 | 30x60 | 137 | 53 | 108 |
| | 7 | 30x60 | 116 | 31 | 44 |

Tab. 3.2 Sollecitazioni travi appartenenti ai fili 1, 3

La sezione delle travi risulterà essere la seguente:

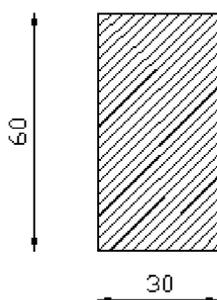


Fig. 3.7 Sezione travi appartenenti ai fili 1, 3

Nel rispetto delle regole dettate nei riferimenti normativi sopra citati, si descrive nel dettaglio per una trave la scelta delle armature necessarie a resistere alle sollecitazioni agenti su di essa, lasciando alle tavole in allegato una descrizione più accurata delle stesse.

Prendendo come trave di riferimento la trave più sollecitata, ovvero la numero 1 appartenente al filo 3:

| Filo | Num. Trave | Sezione b x h | M_S^- kNm | M_S^+ kNm | T kN |
|------|------------|------------------|----------------|----------------|---------|
| 3 | 1 | 30x60 | 184 | 63 | 110 |

Tab. 3.3 Sollecitazioni trave di riferimento

Le limitazioni di armatura imposte dalla normativa danno un'armatura minima in zona tesa pari a:

$$A_S = \frac{1,4}{f_{yk}} \cdot A_C = 5,86 \text{ cm}^2$$

quindi si utilizzano $4\phi 14$ di $A_S = 6,16 \text{ cm}^2$ che corrono per tutta la lunghezza della trave sia all'estradosso che all'intradosso.

Al fine di resistere ad un *momento negativo* flettente sugli appoggi pari a:

$$M_S^- = 184 \text{ kNm}$$

dispongo con armatura aggiuntiva pari a $2\phi 14$ all'estradosso della trave per un totale di $6\phi 14$ e $A'_S = 9,24 \text{ cm}^2$ e $1\phi 14$ all'intradosso per un totale

di $5\phi 14$ e $A_S = 7,70 \text{ cm}^2$ al fine di prendere anche l'inversione dei momenti dovuti al sisma.

Il momento resistente della sezione risulta così essere:

$$M_R^- = 187 \text{ kNm} > M_S^- = 184 \text{ kNm}$$

In mezzeria la sezione risulterà essere a doppia armatura simmetrica pari a $4\phi 14$ e $A_S = A'_S = 6,16 \text{ cm}^2$ che è più che sufficiente a coprire il massimo *momento positivo* in campata, risultando essere:

$$M_R^+ = 125 \text{ kNm} > M_S^+ = 63 \text{ kNm}$$

Per quanto riguarda l'armatura necessaria a prendere il *taglio*, la normativa impone di calcolare la resistenza di calcolo a “*taglio trazione*” dell'armatura trasversale:

$$V_{Rsd} = 0,9 \cdot d \cdot \frac{A_{sw}}{s} \cdot f_{yd} \cdot (ctg\alpha + ctg\theta) \cdot sen\alpha$$

e la resistenza di calcolo a “*taglio compressione*” del calcestruzzo d'anima:

$$V_{Rcd} = 0,9 \cdot d \cdot b_w \cdot \alpha_c \cdot f_{cd} \cdot \frac{(ctg\alpha + ctg\theta)}{(1 + ctg^2\theta)}$$

La resistenza al taglio della trave è la minore delle due sopra definite:

$$V_{Rd} = \min\{V_{Rsd}, V_{Rcd}\}$$

e la verifica risulterà essere soddisfatta se:

$$V_{Rd} \geq V_{Sdu}$$

Per la trave in questione utilizzo staffe $\phi 8/10\text{cm}$ risultando in questo modo:

$$V_{Rsd} = 193 \text{ kN}$$

$$V_{Rcd} = 5079 \text{ kN}$$

$$V_{Rd} = \min\{193; 5079\} = 193 \text{ kN}$$

La verifica a taglio risulta soddisfatta essendo:

$$V_{Rd} = 193 \text{ kN} \geq 110 \text{ kN} = V_{Sdu}$$

La normativa impone che in ogni caso almeno il 50% dell'armatura necessaria per il taglio deve essere costituita da staffe, ovvero:

$$A_{s,w,\min} = \frac{V_{Sdu}}{2} \cdot \frac{s}{0,9 \cdot d \cdot f_{ywd}} = 0,29 \text{ cm}^2$$

che risulta soddisfatta essendo l'area delle staffe usate pari a $A_s = 1,01 \text{ cm}^2$.

La verifica risulta soddisfatta, e tale staffatura dovrà essere prolungata per una distanza dal nodo strutturale pari all'altezza della trave, ovvero 60 cm. Nelle restanti zone sarà sufficiente inserire staffe $\phi 8/30 \text{ cm}$ come prescritto da normativa essendo pari a 3 staffe al metro la lunghezza massima del passo usufruibile.

Per la verifica di duttilità, ovvero per assicurarsi che la crisi avvenga prima per flessione che per taglio, si calcola il taglio competente alla trave quando alle estremità vengono applicati due momenti di verso concorde e pari al *momento resistente* della trave. Il taglio così calcolato vale:

$$V_{S,\max} = \frac{187 \cdot 2}{6} = 62,4 \text{ kN}$$

valore che risulta essere inferiore alla resistenza a taglio della trave, pertanto la verifica risulta essere soddisfatta.

Col medesimo procedimento e sempre nel rispetto delle prescrizioni normative vengono determinate le armature necessarie ad armare le restanti travi al fine di resistere alle sollecitazioni flettenti e taglianti agenti su di esse. Nella tabella seguente saranno riportate le armature delle travi relative ai fili 1 e 3 del piano di copertura, rimandando alle tavole in allegato i dettagli costruttivi necessari in cantiere:

| Filo | Num. Trave | A_S^- | M_R^- | M_S^- | A_S^+ | M_R^+ | M_S^+ | Staffe | V_R | T |
|------|------------|-------------|---------|---------|-------------|---------|---------|-------------|-------|-----|
| | | | kNm | kNm | | kNm | kNm | | | |
| 1 | 1 | 5 ϕ 14 | 156 | 126 | 4 ϕ 14 | 125 | 49 | ϕ 8/10 | 193 | 88 |
| | 2 | 5 ϕ 14 | 156 | 128 | 4 ϕ 14 | 125 | 42 | ϕ 8/10 | 193 | 88 |
| | 3 | 5 ϕ 14 | 156 | 128 | 4 ϕ 14 | 125 | 41 | ϕ 8/10 | 193 | 89 |
| | 4 | 5 ϕ 14 | 156 | 128 | 4 ϕ 14 | 125 | 41 | ϕ 8/10 | 193 | 89 |
| | 5 | 5 ϕ 14 | 156 | 128 | 4 ϕ 14 | 125 | 41 | ϕ 8/10 | 193 | 89 |
| | 6 | 5 ϕ 14 | 156 | 132 | 4 ϕ 14 | 125 | 48 | ϕ 8/10 | 193 | 94 |
| | 7 | 5 ϕ 14 | 156 | 112 | 4 ϕ 14 | 125 | 30 | ϕ 8/10 | 193 | 44 |
| 3 | 1 | 6 ϕ 14 | 187 | 184 | 4 ϕ 14 | 125 | 63 | ϕ 8/10 | 193 | 110 |
| | 2 | 5 ϕ 14 | 156 | 139 | 4 ϕ 14 | 125 | 48 | ϕ 8/10 | 193 | 103 |
| | 3 | 5 ϕ 14 | 156 | 137 | 4 ϕ 14 | 125 | 46 | ϕ 8/10 | 193 | 103 |
| | 4 | 5 ϕ 14 | 156 | 136 | 4 ϕ 14 | 125 | 46 | ϕ 8/10 | 193 | 103 |
| | 5 | 5 ϕ 14 | 156 | 135 | 4 ϕ 14 | 125 | 46 | ϕ 8/10 | 193 | 103 |
| | 6 | 5 ϕ 14 | 156 | 137 | 4 ϕ 14 | 125 | 53 | ϕ 8/10 | 193 | 108 |
| | 7 | 4 ϕ 14 | 125 | 116 | 4 ϕ 14 | 125 | 31 | ϕ 8/10 | 193 | 44 |

Tab. 3.4 Riassunto sollecitazioni e armature telai di copertura 1 e 3

Per il dimensionamento delle travate relative ai fili A e G le sollecitazioni risulteranno essere:

| Filo | Num. Trave | Sezione | M_S^- | M_S^+ | T |
|------|------------|---------|---------|---------|-----|
| | | b x h | kNm | kNm | kN |
| A | 1 | 30x60 | 23 | 14 | 21 |
| | 2 | 30x60 | 110 | 42 | 44 |
| G | 1 | 30x60 | 105 | 70 | 102 |
| | 2 | 30x60 | 72 | 54 | 92 |

Tab. 3.5 Sollecitazioni travi appartenenti ai fili A e G

Prendendo come trave di riferimento la trave più sollecitata, ovvero la numero 1 appartenente al filo G:

| Filo | Num. Trave | Sezione b x h | M_S^- kNm | M_S^+ kNm | T kN |
|------|------------|------------------|----------------|----------------|---------|
| G | 1 | 30x60 | 105 | 70 | 102 |

Tab. 3.6 Sollecitazioni trave di riferimento

Le limitazioni di armatura imposte dalla normativa danno un'armatura minima in zona tesa pari a:

$$A_S = \frac{1,4}{f_{yk}} \cdot A_C = 5,86 \text{ cm}^2$$

quindi si utilizzano $4\phi 14$ di $A_S = 6,16 \text{ cm}^2$ che corrono per tutta la lunghezza della trave sia all'estradosso che all'intradosso.

Al fine di resistere ad un *momento negativo* flettente sugli appoggi pari a:

$$M_S^- = 105 \text{ kNm}$$

sarà sufficiente l'armatura minima prevista.

Il momento resistente della sezione risulta così essere:

$$M_R^- = 125 \text{ kNm} > M_S^- = 105 \text{ kNm}$$

In mezzeria la sezione risulterà essere a doppia armatura simmetrica pari a $4\phi 14$ e $A_S = A'_S = 6,16 \text{ cm}^2$ che è più che sufficiente a coprire il massimo *momento positivo* in campata, risultando essere:

$$M_R^+ = 125 \text{ kNm} > M_S^+ = 70 \text{ kNm}$$

Per quanto riguarda l'armatura necessaria a prendere il *taglio*, rispettando i passi minimi e massimi dettati dalla normativa utilizzo staffe $\phi 8/10 \text{ cm}$ risultando in questo modo:

$$V_{Rsd} = 193 \text{ kN}$$

$$V_{Rcd} = 5079 \text{ kN}$$

$$V_{Rd} = \min\{193 ; 5079\} = 193 \text{ kN}$$

La verifica a taglio risulta soddisfatta essendo:

$$V_{Rd} = 193 \text{ kN} \geq 102 \text{ kN} = V_{Sdu}$$

La normativa impone che in ogni caso almeno il 50% dell'armatura necessaria per il taglio deve essere costituita da staffe, ovvero:

$$A_{sw,min} = 0,29 \text{ cm}^2$$

che risulta soddisfatta essendo l'area delle staffe usate pari a $A_s = 1,01 \text{ cm}^2$.

La verifica risulta soddisfatta, e tale staffatura dovrà essere prolungata per una distanza dal nodo strutturale pari all'altezza della trave, ovvero 60 cm. Nelle restanti zone sarà sufficiente inserire staffe $\phi 8/30 \text{ cm}$ come prescritto da normativa essendo pari a 3 staffe al metro la lunghezza massima del passo usufruibile.

Per la verifica di duttilità, ovvero per assicurarsi che la crisi avvenga prima per flessione che per taglio, si calcola il taglio competente alla trave quando alle estremità vengono applicati due momenti di verso concorde e pari al *momento resistente* della trave. Il taglio così calcolato vale:

$$V_{s,max} = 41,7 \text{ kN}$$

valore che risulta essere inferiore alla resistenza a taglio della trave, pertanto la verifica risulta essere soddisfatta.

Nella tabella seguente saranno riportate le armature necessarie ad armare le travi relative ai fili A e G del piano di copertura, rimandando alle tavole in allegato i dettagli costruttivi necessari in cantiere:

| Filo | Num. Trave | A_s^- | M_R^- kNm | M_S^- kNm | A_s^+ | M_R^+ kNm | M_S^+ kNm | Staffe | V_R kN | T kN |
|------|------------|-------------|----------------|----------------|-------------|----------------|----------------|-------------|-------------|---------|
| A | 1 | 4 ϕ 14 | 125 | 23 | 4 ϕ 14 | 125 | 14 | $\phi 8/10$ | 193 | 21 |
| | 2 | 4 ϕ 14 | 125 | 110 | 4 ϕ 14 | 125 | 42 | $\phi 8/10$ | 193 | 44 |
| G | 1 | 4 ϕ 14 | 125 | 105 | 4 ϕ 14 | 125 | 70 | $\phi 8/10$ | 193 | 102 |
| | 2 | 4 ϕ 14 | 125 | 72 | 4 ϕ 14 | 125 | 54 | $\phi 8/10$ | 193 | 92 |

Tab. 3.7 Riassunto sollecitazioni e armature telai di copertura A e G

Per le sollecitazioni delle travi appartenenti al filo 2 da tenere come valori di riferimento ai fini di una corretta verifica ho:

| Filo | Num. Trave | Sezione | M_S^- | M_S^+ | T |
|------|------------|---------|---------|---------|-----|
| | | b x h | kNm | kNm | kN |
| 2 | 1 | 80x30 | 165 | 89 | 179 |
| | 2 | 80x30 | 156 | 76 | 169 |
| | 3 | 80x30 | 156 | 77 | 169 |
| | 4 | 80x30 | 156 | 77 | 169 |
| | 5 | 80x30 | 157 | 76 | 169 |
| | 6 | 80x30 | 181 | 90 | 185 |

Tab. 3.8 Sollecitazioni travi appartenenti al filo 2

La sezione delle travi risulterà essere la seguente:

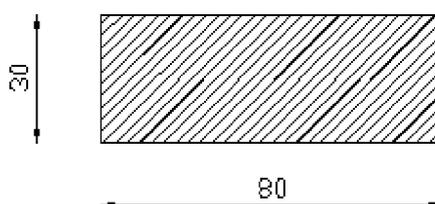


Fig. 3.8 Sezione travi appartenenti al filo 2

Prendendo come trave di riferimento la trave più sollecitata, ovvero la numero 6:

| Filo | Num. Trave | Sezione | M_S^- | M_S^+ | T |
|------|------------|---------|---------|---------|-----|
| | | b x h | kNm | kNm | kN |
| 2 | 6 | 80x30 | 181 | 90 | 185 |

Tab. 3.9 Sollecitazioni trave di riferimento

Le limitazioni di armatura imposte dalla normativa danno un'armatura minima in zona tesa pari a:

$$A_s = \frac{1,4}{f_{yk}} \cdot A_c = 7,81 \text{ cm}^2$$

quindi si utilizzano 5 ϕ 16 di $A_s = 10,05 \text{ cm}^2$ che corrono per tutta la lunghezza della trave sia all'estradosso che all'intradosso.

Al fine di resistere ad un *momento negativo* flettente sugli appoggi pari a:

$$M_S^- = 181 \text{ kNm}$$

dispongo con armatura aggiuntiva pari a 5 ϕ 16 all'estradosso della trave per un totale di 10 ϕ 16 e $A'_s = 20,11 \text{ cm}^2$.

Il momento resistente della sezione risulta così essere:

$$M_R^- = 183,4 \text{ kNm} > M_S^- = 181 \text{ kNm}$$

In mezzeria la sezione risulterà essere a doppia armatura simmetrica pari a 5 ϕ 16 e $A_s = A'_s = 10,05 \text{ cm}^2$ che è più che sufficiente a coprire il massimo *momento positivo* in campata, risultando essere:

$$M_R^+ = 94,2 \text{ kNm} > M_S^+ = 90 \text{ kNm}$$

Per quanto riguarda l'armatura necessaria a prendere il *taglio*, utilizzo staffe $\phi 8/5\text{cm}$ risultando in questo modo:

$$V_{Rsd} = 195 \text{ kN}$$

$$V_{Rcd} = 6415 \text{ kN}$$

$$V_{Rd} = \min\{195 ; 6415\} = 195 \text{ kN}$$

La verifica a taglio risulta soddisfatta essendo:

$$V_{Rd} = 195 \text{ kN} \geq 185 \text{ kN} = V_{Sdu}$$

La normativa impone che in ogni caso almeno il 50% dell'armatura necessaria per il taglio deve essere costituita da staffe, ovvero:

$$A_{sw,\min} = 0,51 \text{ cm}^2$$

che risulta soddisfatta essendo l'area delle staffe usate pari a $A_s = 1,01 \text{ cm}^2$.

La verifica risulta soddisfatta, e tale staffatura dovrà essere prolungata per una distanza dal nodo strutturale pari all'altezza della

trave, ovvero 30 cm. Nelle restanti zone sarà sufficiente inserire staffe $\phi 8/20$ cm come prescritto da normativa essendo pari a 0,8 volte l'altezza utile della trave, ovvero:

$$s_{\max} = 0,8 \cdot d = 21,6 \text{ cm}$$

la lunghezza massima del passo usufruibile.

Per la verifica di duttilità ho:

$$V_{S,\max} = 61,2 \text{ kN}$$

valore che risulta essere inferiore alla resistenza a taglio della trave, pertanto la verifica risulta essere soddisfatta.

Col medesimo procedimento e sempre nel rispetto delle prescrizioni normative vengono determinate le armature necessarie ad armare le restanti travi al fine di resistere alle sollecitazioni flettenti e taglianti agenti su di esse, come riportato nella tabella seguente, rimandando alle tavole in allegato i dettagli costruttivi necessari in cantiere:

| Filo | Num. Trave | A _S ' | M _R ' | M _S ' | A _S | M _R ⁺ | M _S ⁺ | Staffe | V _R | T |
|------|------------|----------------------------|------------------|------------------|----------------|-----------------------------|-----------------------------|------------|----------------|-----|
| | | | kNm | kNm | | kNm | kNm | | kN | kN |
| 2 | 1 | 10 ϕ 16 | 183,4 | 165 | 5 ϕ 16 | 94,2 | 89 | ϕ 8/5 | 195 | 179 |
| | 2 | 5 ϕ 16 5 ϕ 14 | 162,8 | 156 | 5 ϕ 16 | 94,2 | 76 | ϕ 8/5 | 195 | 169 |
| | 3 | 5 ϕ 16 5 ϕ 14 | 162,8 | 156 | 5 ϕ 16 | 94,2 | 77 | ϕ 8/5 | 195 | 169 |
| | 4 | 5 ϕ 16 5 ϕ 14 | 162,8 | 156 | 5 ϕ 16 | 94,2 | 77 | ϕ 8/5 | 195 | 169 |
| | 5 | 5 ϕ 16 5 ϕ 14 | 162,8 | 157 | 5 ϕ 16 | 94,2 | 76 | ϕ 8/5 | 195 | 169 |
| | 6 | 10 ϕ 16 | 183,4 | 181 | 5 ϕ 16 | 94,2 | 90 | ϕ 8/5 | 195 | 185 |

Tab. 3.10 Riassunto sollecitazioni e armature telaio di copertura 2

Per le sollecitazioni delle travi appartenenti ai fili B, C, D, E, F da tenere come valori di riferimento ai fini di una corretta verifica ho:

| Filo | Num. Trave | Sezione | M_S^- | M_S^+ | T |
|------|------------|---------|---------|---------|----|
| | | b x h | kNm | kNm | kN |
| B | 1 | 50x30 | 28 | 11 | 18 |
| | 2 | 50x30 | 25 | 8 | 15 |
| C | 1 | 50x30 | 29 | 11 | 17 |
| | 2 | 50x30 | 25 | 8 | 16 |
| D | 1 | 50x30 | 28 | 11 | 18 |
| | 2 | 50x30 | 25 | 8 | 16 |
| E | 1 | 50x30 | 27 | 11 | 18 |
| | 2 | 50x30 | 23 | 8 | 15 |
| F | 1 | 50x30 | 25 | 11 | 18 |
| | 2 | 50x30 | 27 | 7 | 15 |

Tab. 3.11 Sollecitazioni travi appartenenti ai fili B, C, D, E, F

La sezione delle travi risulterà essere la seguente:

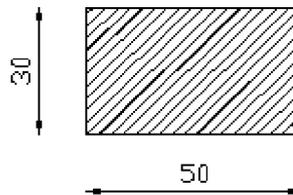


Fig. 3.9 Sezione travi appartenenti ai fili B, C, D, E, F

Le limitazioni di armatura imposte dalla normativa danno un'armatura minima in zona tesa pari a:

$$A_s = \frac{1,4}{f_{yk}} \cdot A_c = 5,62 \text{ cm}^2$$

quindi si utilizzano 4 ϕ 14 di $A_s = 6,16 \text{ cm}^2$ che corrono per tutta la lunghezza della trave sia all'estradosso che all'intradosso.

Al fine di resistere ad un *momento negativo* flettente sugli appoggi pari a:

$$M_S^- = 29 \text{ kNm}$$

l'armatura minima risulta essere sufficiente.

Il momento resistente della sezione risulta così essere:

$$M_R^- = 57,8 \text{ kNm} > M_S^- = 29 \text{ kNm}$$

In mezzeria la sezione risulterà essere a doppia armatura simmetrica pari a $4\phi 14$ e $A_S = A'_S = 6,16 \text{ cm}^2$ che è più che sufficiente a coprire il massimo *momento positivo* in campata, risultando essere:

$$M_R^+ = 57,8 \text{ kNm} > M_S^+ = 11 \text{ kNm}$$

Per quanto riguarda l'armatura necessaria a prendere il *taglio*, utilizzo staffe $\phi 8/5 \text{ cm}$ risultando in questo modo:

$$V_{Rsd} = 195 \text{ kN}$$

$$V_{Rcd} = 4010 \text{ kN}$$

$$V_{Rd} = \min\{195 ; 4010\} = 195 \text{ kN}$$

La verifica a taglio risulta soddisfatta essendo:

$$V_{Rd} = 195 \text{ kN} \geq 18 \text{ kN} = V_{Sdu}$$

La normativa impone che in ogni caso almeno il 50% dell'armatura necessaria per il taglio deve essere costituita da staffe, ovvero:

$$A_{sw,min} = 0,05 \text{ cm}^2$$

che risulta soddisfatta essendo l'area delle staffe usate pari a $A_s = 1,01 \text{ cm}^2$.

La verifica risulta soddisfatta, e tale staffatura dovrà essere prolungata per una distanza dal nodo strutturale pari all'altezza della trave, ovvero 30 cm. Nelle restanti zone sarà sufficiente inserire staffe $\phi 8/20 \text{ cm}$ come prescritto da normativa essendo pari a 0,8 volte l'altezza utile della trave, ovvero:

$$s_{max} = 0,8 \cdot d = 21,6 \text{ cm}$$

la lunghezza massima del passo usufruibile.

Per la verifica di duttilità ho:

$$V_{S,max} = 19,3 \text{ kN}$$

valore che risulta essere inferiore alla resistenza a taglio della trave, pertanto la verifica risulta essere soddisfatta.

Col medesimo procedimento e sempre nel rispetto delle prescrizioni normative le armature necessarie ad armare le restanti travi risultano:

| Filo | Num. Trave | A_S | M_R^- kNm | M_S^- kNm | A_S | M_R^+ kNm | M_S^+ kNm | Staffe | V_R kN | T kN |
|------|------------|-------------|----------------|----------------|-------------|----------------|----------------|------------|-------------|---------|
| B | 1 | 4 ϕ 14 | 57,8 | 28 | 4 ϕ 14 | 57,8 | 11 | ϕ 8/5 | 195 | 18 |
| | 2 | 4 ϕ 14 | 57,8 | 25 | 4 ϕ 14 | 57,8 | 8 | ϕ 8/5 | 195 | 15 |
| C | 1 | 4 ϕ 14 | 57,8 | 29 | 4 ϕ 14 | 57,8 | 11 | ϕ 8/5 | 195 | 17 |
| | 2 | 4 ϕ 14 | 57,8 | 25 | 4 ϕ 14 | 57,8 | 8 | ϕ 8/5 | 195 | 16 |
| D | 1 | 4 ϕ 14 | 57,8 | 28 | 4 ϕ 14 | 57,8 | 11 | ϕ 8/5 | 195 | 18 |
| | 2 | 4 ϕ 14 | 57,8 | 25 | 4 ϕ 14 | 57,8 | 8 | ϕ 8/5 | 195 | 16 |
| E | 1 | 4 ϕ 14 | 57,8 | 27 | 4 ϕ 14 | 57,8 | 11 | ϕ 8/5 | 195 | 18 |
| | 2 | 4 ϕ 14 | 57,8 | 23 | 4 ϕ 14 | 57,8 | 8 | ϕ 8/5 | 195 | 15 |
| F | 1 | 4 ϕ 14 | 57,8 | 25 | 4 ϕ 14 | 57,8 | 11 | ϕ 8/5 | 195 | 18 |
| | 2 | 4 ϕ 14 | 57,8 | 27 | 4 ϕ 14 | 57,8 | 7 | ϕ 8/5 | 195 | 15 |

Tab. 3.12 Riassunto sollecitazioni e armature telai di copertura B, C, D, E, F

Per i restanti impalcati verranno riportate unicamente le tabelle con i valori delle sollecitazioni e delle armature, essendo la metodologia di verifica la stessa.

3.4.3 Travi del quarto piano

La sezione delle travi relative ai fili 1 e 3 risulterà essere la seguente:

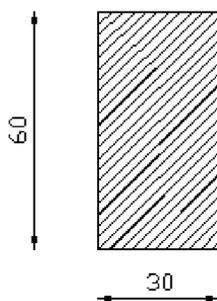


Fig. 3.10 Sezione travi appartenenti ai fili 1, 3

Nella tabella seguente saranno riportate le armature necessarie ad armare le travi relative ai fili 1 e 3 del quarto piano, rimandando alle tavole in allegato i dettagli costruttivi necessari in cantiere:

| Filo | Num. Trave | A _S ' | M _R ' | M _S ' | A _S | M _R ⁺ | M _S ⁺ | Staffe | V _R | T |
|------|------------|------------------|------------------|------------------|----------------|-----------------------------|-----------------------------|--------|----------------|-----|
| | | | kNm | kNm | | kNm | kNm | | kN | kN |
| 1 | 1 | 5φ14 | 156 | 187 | 4φ14 | 125 | 69 | φ8/10 | 193 | 146 |
| | 2 | 5φ14 | 156 | 192 | 4φ14 | 125 | 68 | φ8/10 | 193 | 151 |
| | 3 | 5φ14 | 156 | 191 | 4φ14 | 125 | 68 | φ8/10 | 193 | 153 |
| | 4 | 5φ14 | 156 | 191 | 4φ14 | 125 | 68 | φ8/10 | 193 | 153 |
| | 5 | 5φ14 | 156 | 190 | 4φ14 | 125 | 67 | φ8/10 | 193 | 153 |
| | 6 | 5φ14 | 156 | 194 | 4φ14 | 125 | 72 | φ8/10 | 193 | 155 |
| | 7 | 5φ14 | 156 | 156 | 4φ14 | 125 | 44 | φ8/10 | 193 | 78 |
| 3 | 1 | 4φ16 3φ14 | 254 | 242 | 3φ16 1φ14 | 153 | 82 | φ8/10 | 193 | 169 |
| | 2 | 6φ16 | 242 | 207 | 3φ16 | 122 | 78 | φ8/10 | 193 | 171 |
| | 3 | 5φ16 | 203 | 202 | 3φ16 | 122 | 77 | φ8/10 | 193 | 173 |
| | 4 | 6φ16 | 242 | 205 | 3φ16 | 122 | 77 | φ8/10 | 193 | 173 |
| | 5 | 6φ16 | 242 | 235 | 3φ16 | 122 | 76 | φ8/10 | 193 | 172 |
| | 6 | 6φ16 | 242 | 235 | 3φ16 | 122 | 81 | φ8/10 | 193 | 174 |
| | 7 | 4φ16 | 163 | 160 | 3φ16 | 122 | 45 | φ8/10 | 193 | 78 |

Tab. 3.13 Riassunto sollecitazioni e armature telai 1 e 3, quarto piano

Nella tabella seguente saranno riportate le armature necessarie ad armare le travi relative ai fili A e G del quarto piano:

| Filo | Num. Trave | A _S ' | M _R ' | M _S ' | A _S | M _R ⁺ | M _S ⁺ | Staffe | V _R | T |
|------|------------|------------------|------------------|------------------|----------------|-----------------------------|-----------------------------|--------|----------------|-----|
| | | | kNm | kNm | | kNm | kNm | | kN | kN |
| A | 1 | 4φ14 | 125 | 71 | 4φ14 | 125 | 41 | φ8/10 | 193 | 64 |
| | 2 | 6φ14 | 186 | 161 | 4φ14 | 125 | 54 | φ8/10 | 193 | 82 |
| G | 1 | 7φ14 | 217 | 197 | 4φ14 | 125 | 114 | φ8/10 | 193 | 181 |
| | 2 | 5φ14 | 156 | 149 | 4φ14 | 125 | 93 | φ8/10 | 193 | 175 |

Tab. 3.14 Riassunto sollecitazioni e armature telai A e G, quarto piano

La sezione delle travi relative al filo 2 risulterà essere la seguente:

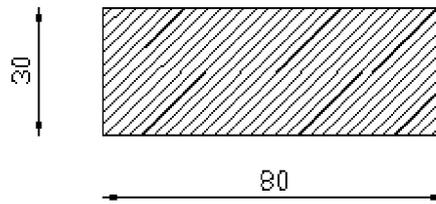


Fig. 3.11 Sezione travi appartenenti al filo 2

Nella tabella seguente saranno riportate le armature necessarie ad armare le travi relative al filo 2 del quarto piano:

| Filo | Num. Trave | A_S | M_R^- kNm | M_S^- kNm | A_S | M_R^+ kNm | M_S^+ kNm | Staffe | V_R kN | T kN |
|------|------------|--------------|----------------|----------------|-------------|----------------|----------------|------------|-------------|---------|
| 2 | 1 | 12 ϕ 16 | 219 | 217 | 6 ϕ 16 | 112 | 108 | ϕ 8/5 | 365 | 235 |
| | 2 | 12 ϕ 16 | 219 | 207 | 6 ϕ 16 | 112 | 102 | ϕ 8/5 | 365 | 227 |
| | 3 | 12 ϕ 16 | 219 | 206 | 6 ϕ 16 | 112 | 102 | ϕ 8/5 | 365 | 225 |
| | 4 | 12 ϕ 16 | 219 | 207 | 6 ϕ 16 | 112 | 102 | ϕ 8/5 | 365 | 225 |
| | 5 | 12 ϕ 16 | 219 | 206 | 6 ϕ 16 | 112 | 101 | ϕ 8/5 | 365 | 225 |
| | 6 | 13 ϕ 16 | 236 | 232 | 6 ϕ 16 | 112 | 108 | ϕ 8/5 | 365 | 241 |

Tab. 3.15 Riassunto sollecitazioni e armature telaio 2, quarto piano

In questo caso si sono usate staffe a quattro bracci.

La sezione delle travi relative ai fili B, C, D, E, F risulterà essere la seguente:

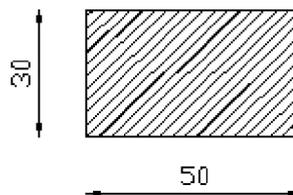


Fig. 3.12 Sezione travi appartenenti ai fili B, C, D, E, F

e le armature necessarie ad armare le restanti travi risultano:

| Filo | Num. Trave | A_S' | M_R^- kNm | M_S^- kNm | A_S | M_R^+ kNm | M_S^+ kNm | Staffe | V_R kN | T kN |
|------|------------|-------------|----------------|----------------|-------------|----------------|----------------|------------|-------------|---------|
| B | 1 | 4 ϕ 14 | 57,8 | 30 | 4 ϕ 14 | 57,8 | 10 | ϕ 8/5 | 195 | 18 |
| | 2 | 4 ϕ 14 | 57,8 | 30 | 4 ϕ 14 | 57,8 | 9 | ϕ 8/5 | 195 | 15 |
| C | 1 | 4 ϕ 14 | 57,8 | 31 | 4 ϕ 14 | 57,8 | 10 | ϕ 8/5 | 195 | 18 |
| | 2 | 4 ϕ 14 | 57,8 | 30 | 4 ϕ 14 | 57,8 | 9 | ϕ 8/5 | 195 | 16 |
| D | 1 | 4 ϕ 14 | 57,8 | 30 | 4 ϕ 14 | 57,8 | 10 | ϕ 8/5 | 195 | 18 |
| | 2 | 4 ϕ 14 | 57,8 | 29 | 4 ϕ 14 | 57,8 | 9 | ϕ 8/5 | 195 | 16 |
| E | 1 | 4 ϕ 14 | 57,8 | 29 | 4 ϕ 14 | 57,8 | 10 | ϕ 8/5 | 195 | 18 |
| | 2 | 4 ϕ 14 | 57,8 | 27 | 4 ϕ 14 | 57,8 | 9 | ϕ 8/5 | 195 | 16 |
| F | 1 | 4 ϕ 14 | 57,8 | 27 | 4 ϕ 14 | 57,8 | 10 | ϕ 8/5 | 195 | 18 |
| | 2 | 4 ϕ 14 | 57,8 | 25 | 4 ϕ 14 | 57,8 | 8 | ϕ 8/5 | 195 | 15 |

Tab. 3.16 Riassunto sollecitazioni e armature telai B, C, D, E, F, quarto piano

3.4.4 Travi del terzo piano

La sezione delle travi relative ai fili 1 e 3 risulterà essere la seguente:

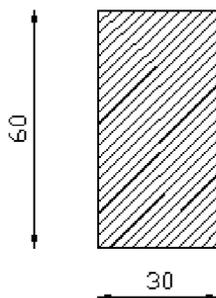


Fig. 3.13 Sezione travi appartenenti ai fili 1, 3

Le armature necessarie ad armare le travi relative ai fili 1 e 3 del terzo piano sono:

| Filo | Num. Trave | A_S | M_R^- | M_S^- | A_S | M_R^+ | M_S^+ | Staffe | V_R | T |
|------|------------|----------------------------|---------|---------|----------------------------|---------|---------|-------------|-------|-----|
| | | | kNm | kNm | | kNm | kNm | | kN | kN |
| 1 | 1 | 6 ϕ 14 | 187 | 179 | 4 ϕ 14 | 125 | 69 | ϕ 8/10 | 193 | 147 |
| | 2 | 6 ϕ 14 | 187 | 181 | 4 ϕ 14 | 125 | 68 | ϕ 8/10 | 193 | 154 |
| | 3 | 6 ϕ 14 | 187 | 181 | 4 ϕ 14 | 125 | 68 | ϕ 8/10 | 193 | 153 |
| | 4 | 6 ϕ 14 | 187 | 181 | 4 ϕ 14 | 125 | 68 | ϕ 8/10 | 193 | 153 |
| | 5 | 6 ϕ 14 | 187 | 180 | 4 ϕ 14 | 125 | 67 | ϕ 8/10 | 193 | 152 |
| | 6 | 6 ϕ 14 | 187 | 185 | 4 ϕ 14 | 125 | 72 | ϕ 8/10 | 193 | 155 |
| | 7 | 6 ϕ 14 | 187 | 152 | 4 ϕ 14 | 125 | 42 | ϕ 8/10 | 193 | 79 |
| 3 | 1 | 4 ϕ 16 3 ϕ 14 | 254 | 244 | 3 ϕ 16 1 ϕ 14 | 153 | 79 | ϕ 8/10 | 193 | 168 |
| | 2 | 6 ϕ 16 | 242 | 203 | 3 ϕ 16 | 122 | 79 | ϕ 8/10 | 193 | 173 |
| | 3 | 6 ϕ 16 | 242 | 201 | 3 ϕ 16 | 122 | 77 | ϕ 8/10 | 193 | 172 |
| | 4 | 6 ϕ 16 | 242 | 199 | 3 ϕ 16 | 122 | 77 | ϕ 8/10 | 193 | 172 |
| | 5 | 6 ϕ 16 | 242 | 198 | 3 ϕ 16 | 122 | 76 | ϕ 8/10 | 193 | 172 |
| | 6 | 6 ϕ 16 | 242 | 199 | 3 ϕ 16 | 122 | 82 | ϕ 8/10 | 193 | 175 |
| | 7 | 4 ϕ 16 | 163 | 154 | 3 ϕ 16 | 122 | 42 | ϕ 8/10 | 193 | 78 |

Tab. 3.17 Riassunto sollecitazioni e armature telai 1 e 3, terzo piano

Nella tabella seguente saranno riportate le armature necessarie ad armare le travi relative ai fili A e G del terzo piano:

| Filo | Num. Trave | A_S | M_R^- | M_S^- | A_S | M_R^+ | M_S^+ | Staffe | V_R | T |
|------|------------|-------------|---------|---------|-------------|---------|---------|-------------|-------|-----|
| | | | kNm | kNm | | kNm | kNm | | kN | kN |
| A | 1 | 4 ϕ 14 | 125 | 71 | 4 ϕ 14 | 125 | 41 | ϕ 8/10 | 193 | 64 |
| | 2 | 6 ϕ 14 | 186 | 159 | 4 ϕ 14 | 125 | 55 | ϕ 8/10 | 193 | 81 |
| G | 1 | 7 ϕ 14 | 217 | 197 | 4 ϕ 14 | 125 | 113 | ϕ 8/10 | 193 | 181 |
| | 2 | 5 ϕ 14 | 156 | 152 | 4 ϕ 14 | 125 | 92 | ϕ 8/10 | 193 | 175 |

Tab. 3.18 Riassunto sollecitazioni e armature telai A e G, terzo piano

La sezione delle travi relative al filo 2 risulterà essere la seguente:

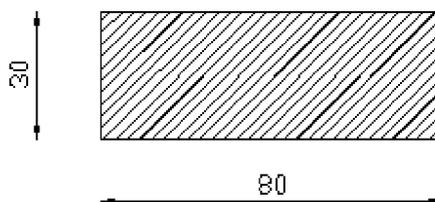


Fig. 3.14 Sezione travi appartenenti al filo 2

Nella tabella seguente saranno riportate le armature necessarie ad armare le travi relative al filo 2 del terzo piano, rimandando alle tavole in allegato i dettagli costruttivi necessari in cantiere:

| Filo | Num. Trave | A_S' | M_R^- kNm | M_S^- kNm | A_S | M_R^+ kNm | M_S^+ kNm | Staffe | V_R kN | T kN |
|------|------------|--------------|----------------|----------------|-------------|----------------|----------------|------------|-------------|---------|
| 2 | 1 | 12 ϕ 16 | 219 | 218 | 7 ϕ 16 | 130 | 114 | ϕ 8/5 | 365 | 236 |
| | 2 | 12 ϕ 16 | 219 | 207 | 7 ϕ 16 | 130 | 102 | ϕ 8/5 | 365 | 225 |
| | 3 | 12 ϕ 16 | 219 | 206 | 7 ϕ 16 | 130 | 102 | ϕ 8/5 | 365 | 225 |
| | 4 | 12 ϕ 16 | 219 | 206 | 7 ϕ 16 | 130 | 102 | ϕ 8/5 | 365 | 225 |
| | 5 | 12 ϕ 16 | 219 | 206 | 7 ϕ 16 | 130 | 101 | ϕ 8/5 | 365 | 225 |
| | 6 | 13 ϕ 16 | 236 | 232 | 7 ϕ 16 | 130 | 114 | ϕ 8/5 | 365 | 241 |

Tab. 3.19 Riassunto sollecitazioni e armature telaio 2, terzo piano

In questo caso si sono usate staffe a quattro bracci.

La sezione delle travi relative ai fili B, C, D, E, F risulterà essere la seguente:

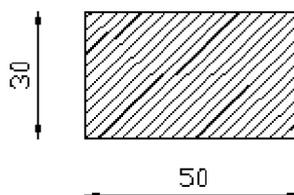


Fig. 3.15 Sezione travi appartenenti ai fili B, C, D, E, F

e le armature necessarie ad armare le restanti travi risultano:

| Filo | Num. Trave | A_S | M_R^- kNm | M_S^- kNm | A_S | M_R^+ kNm | M_S^+ kNm | Staffe | V_R kN | T kN |
|------|------------|-------------|----------------|----------------|-------------|----------------|----------------|------------|-------------|---------|
| B | 1 | 4 ϕ 14 | 57,8 | 31 | 4 ϕ 14 | 57,8 | 10 | ϕ 8/5 | 195 | 18 |
| | 2 | 4 ϕ 14 | 57,8 | 30 | 4 ϕ 14 | 57,8 | 9 | ϕ 8/5 | 195 | 16 |
| C | 1 | 4 ϕ 14 | 57,8 | 31 | 4 ϕ 14 | 57,8 | 10 | ϕ 8/5 | 195 | 18 |
| | 2 | 4 ϕ 14 | 57,8 | 30 | 4 ϕ 14 | 57,8 | 9 | ϕ 8/5 | 195 | 16 |
| D | 1 | 4 ϕ 14 | 57,8 | 31 | 4 ϕ 14 | 57,8 | 10 | ϕ 8/5 | 195 | 18 |
| | 2 | 4 ϕ 14 | 57,8 | 29 | 4 ϕ 14 | 57,8 | 9 | ϕ 8/5 | 195 | 16 |
| E | 1 | 4 ϕ 14 | 57,8 | 29 | 4 ϕ 14 | 57,8 | 10 | ϕ 8/5 | 195 | 18 |
| | 2 | 4 ϕ 14 | 57,8 | 27 | 4 ϕ 14 | 57,8 | 9 | ϕ 8/5 | 195 | 16 |
| F | 1 | 4 ϕ 14 | 57,8 | 27 | 4 ϕ 14 | 57,8 | 10 | ϕ 8/5 | 195 | 18 |
| | 2 | 4 ϕ 14 | 57,8 | 25 | 4 ϕ 14 | 57,8 | 8 | ϕ 8/5 | 195 | 15 |

Tab. 3.20 Riassunto sollecitazioni e armature telai B, C, D, E, F, terzo piano

3.4.5 Travi del secondo piano

La sezione delle travi relative ai fili 1 e 3 risulterà essere la seguente:

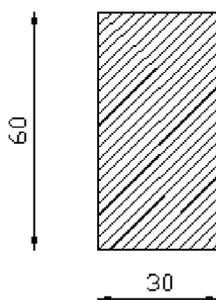


Fig. 3.16 Sezione travi appartenenti ai fili 1, 3

Le armature necessarie ad armare le travi relative ai fili 1 e 3 del secondo piano sono:

| Filo | Num. Trave | A_S | M_R^- | M_S^- | A_S | M_R^+ | M_S^+ | Staffe | V_R | T |
|------|------------|----------------------------|---------|---------|-------------|---------|---------|-------------|-------|-----|
| | | | kNm | kNm | | kNm | kNm | | kN | kN |
| 1 | 1 | 6 ϕ 14 | 187 | 185 | 4 ϕ 14 | 125 | 69 | ϕ 8/10 | 193 | 148 |
| | 2 | 6 ϕ 14 | 187 | 185 | 4 ϕ 14 | 125 | 68 | ϕ 8/10 | 193 | 153 |
| | 3 | 6 ϕ 14 | 187 | 184 | 4 ϕ 14 | 125 | 68 | ϕ 8/10 | 193 | 152 |
| | 4 | 6 ϕ 14 | 187 | 184 | 4 ϕ 14 | 125 | 68 | ϕ 8/10 | 193 | 152 |
| | 5 | 6 ϕ 14 | 187 | 183 | 4 ϕ 14 | 125 | 67 | ϕ 8/10 | 193 | 152 |
| | 6 | 7 ϕ 14 | 217 | 190 | 4 ϕ 14 | 125 | 72 | ϕ 8/10 | 193 | 155 |
| | 7 | 6 ϕ 14 | 187 | 141 | 4 ϕ 14 | 125 | 39 | ϕ 8/10 | 193 | 73 |
| 3 | 1 | 6 ϕ 16 | 242 | 221 | 3 ϕ 16 | 122 | 78 | ϕ 8/10 | 193 | 166 |
| | 2 | 6 ϕ 16 | 242 | 205 | 3 ϕ 16 | 122 | 77 | ϕ 8/10 | 193 | 173 |
| | 3 | 5 ϕ 16 | 203 | 196 | 3 ϕ 16 | 122 | 77 | ϕ 8/10 | 193 | 172 |
| | 4 | 5 ϕ 16 | 203 | 195 | 3 ϕ 16 | 122 | 76 | ϕ 8/10 | 193 | 172 |
| | 5 | 5 ϕ 16 | 203 | 193 | 3 ϕ 16 | 122 | 76 | ϕ 8/10 | 193 | 171 |
| | 6 | 5 ϕ 16 | 203 | 196 | 3 ϕ 16 | 122 | 81 | ϕ 8/10 | 193 | 175 |
| | 7 | 3 ϕ 16 1 ϕ 14 | 153 | 142 | 3 ϕ 16 | 122 | 39 | ϕ 8/10 | 193 | 73 |

Tab. 3.21 Riassunto sollecitazioni e armature telai 1 e 3, secondo piano

Nella tabella seguente saranno riportate le armature necessarie ad armare le travi relative ai fili A e G del secondo piano:

| Filo | Num. Trave | A_S | M_R^- | M_S^- | A_S | M_R^+ | M_S^+ | Staffe | V_R | T |
|------|------------|-------------|---------|---------|-------------|---------|---------|-------------|-------|-----|
| | | | kNm | kNm | | kNm | kNm | | kN | kN |
| A | 1 | 4 ϕ 14 | 125 | 71 | 4 ϕ 14 | 125 | 41 | ϕ 8/10 | 193 | 64 |
| | 2 | 6 ϕ 14 | 186 | 156 | 4 ϕ 14 | 125 | 55 | ϕ 8/10 | 193 | 80 |
| G | 1 | 7 ϕ 14 | 217 | 200 | 4 ϕ 14 | 125 | 113 | ϕ 8/10 | 193 | 182 |
| | 2 | 6 ϕ 14 | 186 | 157 | 4 ϕ 14 | 125 | 92 | ϕ 8/10 | 193 | 177 |

Tab. 3.22 Riassunto sollecitazioni e armature telai A e G, secondo piano

La sezione delle travi relative al filo 2 risulterà essere la seguente:

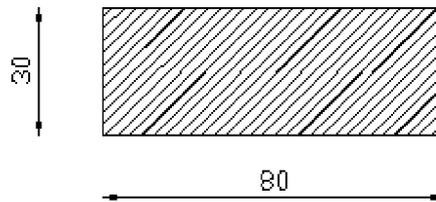


Fig. 3.17 Sezione travi appartenenti al filo 2

Nella tabella seguente saranno riportate le armature necessarie ad armare le travi relative al filo 2 del secondo piano, rimandando alle tavole in allegato i dettagli costruttivi necessari in cantiere:

| Filo | Num. Trave | A_S | M_R^- kNm | M_S^- kNm | A_S | M_R^+ kNm | M_S^+ kNm | Staffe | V_R kN | T kN |
|------|------------|--------------|----------------|----------------|-------------|----------------|----------------|------------|-------------|---------|
| 2 | 1 | 13 ϕ 16 | 236 | 221 | 7 ϕ 16 | 130 | 114 | ϕ 8/5 | 365 | 237 |
| | 2 | 12 ϕ 16 | 219 | 206 | 7 ϕ 16 | 130 | 102 | ϕ 8/5 | 365 | 225 |
| | 3 | 12 ϕ 16 | 219 | 205 | 7 ϕ 16 | 130 | 102 | ϕ 8/5 | 365 | 225 |
| | 4 | 12 ϕ 16 | 219 | 205 | 7 ϕ 16 | 130 | 102 | ϕ 8/5 | 365 | 225 |
| | 5 | 12 ϕ 16 | 219 | 205 | 7 ϕ 16 | 130 | 101 | ϕ 8/5 | 365 | 226 |
| | 6 | 13 ϕ 16 | 236 | 231 | 7 ϕ 16 | 130 | 114 | ϕ 8/5 | 365 | 241 |

Tab. 3.23 Riassunto sollecitazioni e armature telaio 2, secondo piano

In questo caso si sono usate staffe a quattro bracci.

La sezione delle travi relative ai fili B, C, D, E, F risulterà essere la seguente:

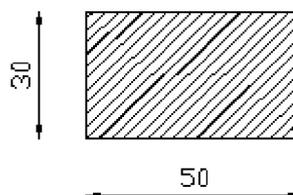


Fig. 3.18 Sezione travi appartenenti ai fili B, C, D, E, F

e le armature necessarie ad armare le restanti travi risultano:

| Filo | Num. Trave | A_S | M_R^- kNm | M_S^- kNm | A_S | M_R^+ kNm | M_S^+ kNm | Staffe | V_R kN | T kN |
|------|------------|-------------|----------------|----------------|-------------|----------------|----------------|------------|-------------|---------|
| B | 1 | 4 ϕ 14 | 57,8 | 31 | 4 ϕ 14 | 57,8 | 10 | ϕ 8/5 | 195 | 18 |
| | 2 | 4 ϕ 14 | 57,8 | 30 | 4 ϕ 14 | 57,8 | 9 | ϕ 8/5 | 195 | 16 |
| C | 1 | 4 ϕ 14 | 57,8 | 31 | 4 ϕ 14 | 57,8 | 10 | ϕ 8/5 | 195 | 18 |
| | 2 | 4 ϕ 14 | 57,8 | 30 | 4 ϕ 14 | 57,8 | 9 | ϕ 8/5 | 195 | 16 |
| D | 1 | 4 ϕ 14 | 57,8 | 31 | 4 ϕ 14 | 57,8 | 10 | ϕ 8/5 | 195 | 18 |
| | 2 | 4 ϕ 14 | 57,8 | 29 | 4 ϕ 14 | 57,8 | 9 | ϕ 8/5 | 195 | 16 |
| E | 1 | 4 ϕ 14 | 57,8 | 29 | 4 ϕ 14 | 57,8 | 10 | ϕ 8/5 | 195 | 18 |
| | 2 | 4 ϕ 14 | 57,8 | 27 | 4 ϕ 14 | 57,8 | 9 | ϕ 8/5 | 195 | 16 |
| F | 1 | 4 ϕ 14 | 57,8 | 27 | 4 ϕ 14 | 57,8 | 10 | ϕ 8/5 | 195 | 18 |
| | 2 | 4 ϕ 14 | 57,8 | 25 | 4 ϕ 14 | 57,8 | 8 | ϕ 8/5 | 195 | 15 |

Tab. 3.24 Riassunto sollecitazioni e armature telai B, C, D, E, F, secondo piano

3.4.6 Travi del primo piano

La sezione delle travi relative ai fili 1 e 3 risulterà essere la seguente:

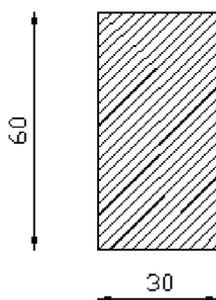


Fig. 3.19 Sezione travi appartenenti ai fili 1, 3

Le armature necessarie ad armare le travi relative ai fili 1 e 3 del primo piano sono:

| Filo | Num. Trave | A_S | M_R^- | M_S^- | A_S | M_R^+ | M_S^+ | Staffe | V_R | T |
|------|------------|-------------|---------|---------|-------------|---------|---------|-------------|-------|-----|
| | | | kNm | kNm | | kNm | kNm | | kN | kN |
| 1 | 1 | 6 ϕ 14 | 187 | 175 | 4 ϕ 14 | 125 | 68 | ϕ 8/10 | 193 | 148 |
| | 2 | 6 ϕ 14 | 187 | 170 | 4 ϕ 14 | 125 | 68 | ϕ 8/10 | 193 | 152 |
| | 3 | 6 ϕ 14 | 187 | 170 | 4 ϕ 14 | 125 | 68 | ϕ 8/10 | 193 | 151 |
| | 4 | 6 ϕ 14 | 187 | 170 | 4 ϕ 14 | 125 | 68 | ϕ 8/10 | 193 | 151 |
| | 5 | 6 ϕ 14 | 187 | 170 | 4 ϕ 14 | 125 | 67 | ϕ 8/10 | 193 | 150 |
| | 6 | 6 ϕ 14 | 187 | 178 | 4 ϕ 14 | 125 | 72 | ϕ 8/10 | 193 | 156 |
| | 7 | 5 ϕ 14 | 156 | 122 | 4 ϕ 14 | 125 | 38 | ϕ 8/10 | 193 | 68 |
| 3 | 1 | 7 ϕ 14 | 217 | 198 | 4 ϕ 14 | 125 | 77 | ϕ 8/10 | 193 | 169 |
| | 2 | 6 ϕ 14 | 187 | 183 | 4 ϕ 14 | 125 | 77 | ϕ 8/10 | 193 | 171 |
| | 3 | 6 ϕ 14 | 187 | 182 | 4 ϕ 14 | 125 | 76 | ϕ 8/10 | 193 | 171 |
| | 4 | 6 ϕ 14 | 187 | 180 | 4 ϕ 14 | 125 | 77 | ϕ 8/10 | 193 | 170 |
| | 5 | 6 ϕ 14 | 187 | 179 | 4 ϕ 14 | 125 | 76 | ϕ 8/10 | 193 | 170 |
| | 6 | 6 ϕ 14 | 187 | 185 | 4 ϕ 14 | 125 | 82 | ϕ 8/10 | 193 | 176 |
| | 7 | 5 ϕ 14 | 156 | 120 | 4 ϕ 14 | 125 | 41 | ϕ 8/10 | 193 | 65 |

Tab. 3.25 Riassunto sollecitazioni e armature telai 1 e 3, primo piano

Nella tabella seguente saranno riportate le armature necessarie ad armare le travi relative ai fili A e G del primo piano:

| Filo | Num. Trave | A_S | M_R^- | M_S^- | A_S | M_R^+ | M_S^+ | Staffe | V_R | T |
|------|------------|-------------|---------|---------|-------------|---------|---------|-------------|-------|-----|
| | | | kNm | kNm | | kNm | kNm | | kN | kN |
| A | 1 | 4 ϕ 14 | 125 | 78 | 4 ϕ 14 | 125 | 41 | ϕ 8/10 | 193 | 64 |
| | 2 | 5 ϕ 14 | 156 | 142 | 4 ϕ 14 | 125 | 52 | ϕ 8/10 | 193 | 74 |
| G | 1 | 7 ϕ 14 | 217 | 209 | 4 ϕ 14 | 125 | 116 | ϕ 8/10 | 193 | 183 |
| | 2 | 6 ϕ 14 | 186 | 168 | 4 ϕ 14 | 125 | 94 | ϕ 8/10 | 193 | 182 |

Tab. 3.26 Riassunto sollecitazioni e armature telai A e G, primo piano

La sezione delle travi relative al filo 2 risulterà essere la seguente:

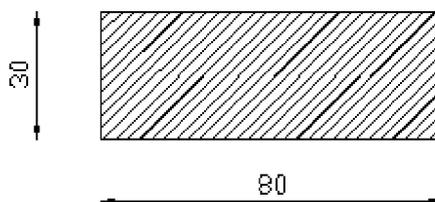


Fig. 3.20 Sezione travi appartenenti al filo 2

Nella tabella seguente saranno riportate le armature necessarie ad armare le travi relative al filo 2 del primo piano:

| Filo | Num. Trave | A_S | M_R^- kNm | M_S^- kNm | A_S | M_R^+ kNm | M_S^+ kNm | Staffe | V_R kN | T kN |
|------|------------|--------------|----------------|----------------|-------------|----------------|----------------|------------|-------------|---------|
| 2 | 1 | 13 ϕ 16 | 236 | 223 | 7 ϕ 16 | 130 | 113 | ϕ 8/5 | 365 | 237 |
| | 2 | 12 ϕ 16 | 219 | 204 | 7 ϕ 16 | 130 | 101 | ϕ 8/5 | 365 | 226 |
| | 3 | 12 ϕ 16 | 219 | 204 | 7 ϕ 16 | 130 | 102 | ϕ 8/5 | 365 | 226 |
| | 4 | 12 ϕ 16 | 219 | 204 | 7 ϕ 16 | 130 | 102 | ϕ 8/5 | 365 | 226 |
| | 5 | 12 ϕ 16 | 219 | 204 | 7 ϕ 16 | 130 | 101 | ϕ 8/5 | 365 | 226 |
| | 6 | 13 ϕ 16 | 236 | 230 | 7 ϕ 16 | 130 | 114 | ϕ 8/5 | 365 | 240 |

Tab. 3.27 Riassunto sollecitazioni e armature telaio 2, primo piano

In questo caso si sono usate staffe a quattro bracci.

La sezione delle travi relative ai fili B, C, D, E, F risulterà essere la seguente:

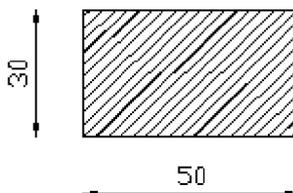


Fig. 3.21 Sezione travi appartenenti ai fili B, C, D, E, F

e le armature necessarie ad armare le restanti travi risultano:

| Filo | Num. Trave | A_S | M_R^- kNm | M_S^- kNm | A_S | M_R^+ kNm | M_S^+ kNm | Staffe | V_R kN | T kN |
|------|------------|-------------|----------------|----------------|-------------|----------------|----------------|------------|-------------|---------|
| B | 1 | 4 ϕ 14 | 57,8 | 31 | 4 ϕ 14 | 57,8 | 10 | ϕ 8/5 | 195 | 18 |
| | 2 | 4 ϕ 14 | 57,8 | 30 | 4 ϕ 14 | 57,8 | 9 | ϕ 8/5 | 195 | 16 |
| C | 1 | 4 ϕ 14 | 57,8 | 31 | 4 ϕ 14 | 57,8 | 10 | ϕ 8/5 | 195 | 18 |
| | 2 | 4 ϕ 14 | 57,8 | 30 | 4 ϕ 14 | 57,8 | 9 | ϕ 8/5 | 195 | 16 |
| D | 1 | 4 ϕ 14 | 57,8 | 31 | 4 ϕ 14 | 57,8 | 10 | ϕ 8/5 | 195 | 18 |
| | 2 | 4 ϕ 14 | 57,8 | 29 | 4 ϕ 14 | 57,8 | 9 | ϕ 8/5 | 195 | 16 |
| E | 1 | 4 ϕ 14 | 57,8 | 29 | 4 ϕ 14 | 57,8 | 10 | ϕ 8/5 | 195 | 18 |
| | 2 | 4 ϕ 14 | 57,8 | 27 | 4 ϕ 14 | 57,8 | 9 | ϕ 8/5 | 195 | 16 |
| F | 1 | 4 ϕ 14 | 57,8 | 27 | 4 ϕ 14 | 57,8 | 10 | ϕ 8/5 | 195 | 18 |
| | 2 | 4 ϕ 14 | 57,8 | 25 | 4 ϕ 14 | 57,8 | 8 | ϕ 8/5 | 195 | 15 |

Tab. 3.28 Riassunto sollecitazioni e armature telai B, C, D, E, F, primo piano

3.4.7 Travi del piano terra

La sezione delle travi relative al filo 2 risulterà essere la seguente:

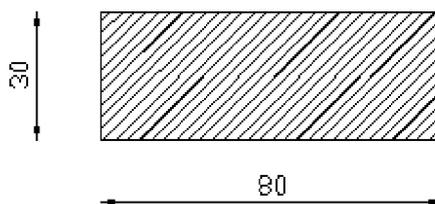


Fig. 3.22 Sezione travi appartenenti al filo 2

Nella tabella seguente saranno riportate le armature necessarie ad armare le travi relative al filo 2 del piano terra:

| Filo | Num. Trave | A_S' | M_R^- kNm | M_S^- kNm | A_S | M_R^+ kNm | M_S^+ kNm | Staffe | V_R kN | T kN |
|------|------------|--------------|----------------|----------------|-------------|----------------|----------------|------------|-------------|---------|
| 2 | 1 | 13 ϕ 16 | 236 | 221 | 7 ϕ 16 | 130 | 110 | ϕ 8/5 | 365 | 235 |
| | 2 | 12 ϕ 16 | 219 | 204 | 7 ϕ 16 | 130 | 102 | ϕ 8/5 | 365 | 226 |
| | 3 | 12 ϕ 16 | 219 | 204 | 7 ϕ 16 | 130 | 102 | ϕ 8/5 | 365 | 226 |
| | 4 | 12 ϕ 16 | 219 | 204 | 7 ϕ 16 | 130 | 102 | ϕ 8/5 | 365 | 226 |
| | 5 | 12 ϕ 16 | 219 | 204 | 7 ϕ 16 | 130 | 101 | ϕ 8/5 | 365 | 226 |
| | 6 | 13 ϕ 16 | 236 | 230 | 7 ϕ 16 | 130 | 115 | ϕ 8/5 | 365 | 240 |

Tab. 3.29 Riassunto sollecitazioni e armature telaio 2, piano terra

In questo caso si sono usate staffe a quattro bracci.

La sezione delle travi relative ai fili B, C, D, E, F risulterà essere la seguente:

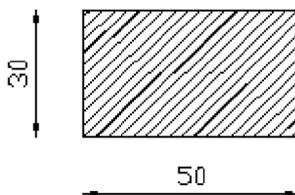


Fig. 3.23 Sezione travi appartenenti ai fili B, C, D, E, F

e le armature necessarie ad armare le restanti travi risultano:

| Filo | Num. Trave | A_S' | M_R^- kNm | M_S^- kNm | A_S | M_R^+ kNm | M_S^+ kNm | Staffe | V_R kN | T kN |
|------|------------|-------------|----------------|----------------|-------------|----------------|----------------|------------|-------------|---------|
| B | 1 | 4 ϕ 14 | 57,8 | 31 | 4 ϕ 14 | 57,8 | 10 | ϕ 8/5 | 195 | 18 |
| | 2 | 4 ϕ 14 | 57,8 | 30 | 4 ϕ 14 | 57,8 | 9 | ϕ 8/5 | 195 | 16 |
| C | 1 | 4 ϕ 14 | 57,8 | 31 | 4 ϕ 14 | 57,8 | 10 | ϕ 8/5 | 195 | 18 |
| | 2 | 4 ϕ 14 | 57,8 | 30 | 4 ϕ 14 | 57,8 | 9 | ϕ 8/5 | 195 | 16 |
| D | 1 | 4 ϕ 14 | 57,8 | 31 | 4 ϕ 14 | 57,8 | 10 | ϕ 8/5 | 195 | 18 |

| | | | | | | | | | | |
|---|---|-------------|------|----|-------------|------|----|------------|-----|----|
| | 2 | 4 ϕ 14 | 57,8 | 29 | 4 ϕ 14 | 57,8 | 9 | ϕ 8/5 | 195 | 16 |
| E | 1 | 4 ϕ 14 | 57,8 | 29 | 4 ϕ 14 | 57,8 | 10 | ϕ 8/5 | 195 | 18 |
| | 2 | 4 ϕ 14 | 57,8 | 27 | 4 ϕ 14 | 57,8 | 9 | ϕ 8/5 | 195 | 16 |
| F | 1 | 4 ϕ 14 | 57,8 | 27 | 4 ϕ 14 | 57,8 | 10 | ϕ 8/5 | 195 | 18 |
| | 2 | 4 ϕ 14 | 57,8 | 25 | 4 ϕ 14 | 57,8 | 8 | ϕ 8/5 | 195 | 15 |

Tab. 3.30 Riassunto sollecitazioni e armature telai B, C, D, E, F, piano terra

2.11 VERIFICA DELLE PILASTRATE

Le sezioni dei pilastri scelte per la realizzazione dell'edificio sono del minor numero possibile al fine di limitare le carpenterie da realizzare. In più per i pilastri di bordo si è cercato di usare sezioni a filo di parete, ovvero con una dimensione pari a 30 cm affinché si riesca a massimizzare lo spazio interno. Per i pilastri centrali invece non si sono potute fare considerazioni del genere causa le maggiori sollecitazioni gravanti su di essi.

Dall'analisi si sono riscontrati, ovviamente, sollecitazioni profondamente diverse a seconda che si abbia una combinazione dei carichi di tipo statico, in cui prevale lo sforzo normale su quello flessionale, o di tipo sismico, in cui è lo sforzo flessionale a prevalere su quello normale.

Per una immediata individuazione delle pilastrate di riferimento si riporta la pianta dei pilastri con relativa numerazione:

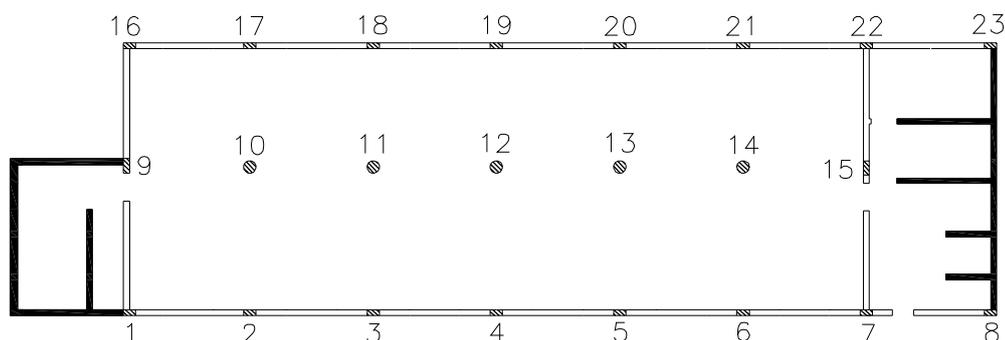


Fig. 3.24 Pianta dei pilastri

3.5.1 Riferimenti normativi

La normativa in relazione alle verifiche dei pilastri recita al Par. 7.4.4.2:

“ *Pressoflessione* ”

Per le strutture in CD“B” ed in CD“A” la sollecitazione di compressione non deve eccedere, rispettivamente, il 65% ed il 55% della resistenza massima a compressione della sezione di solo calcestruzzo. La verifica a pressoflessione deviata può essere condotta in maniera semplificata effettuando, per ciascuna direzione di applicazione del sisma, una verifica a presso-flessione retta nella quale la resistenza viene ridotta del 30%.

Taglio

La resistenza delle sezioni dei pilastri a taglio è calcolata come nel caso delle travi.”

Per le limitazioni geometriche la normativa prevede al Par. 7.4.6.1.2:

“La dimensione minima della sezione trasversale non deve essere inferiore a 250 mm...

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

Per le limitazioni di armatura la normativa prevede al Par. 7.4.6.2.2:

“ Armature longitudinali

Per tutta la lunghezza del pilastro l'interasse tra le barre non deve essere superiore a 25 cm. Nella sezione corrente del pilastro, la percentuale geometrica ρ di armatura longitudinale, con ρ rapporto tra l'area dell'armatura longitudinale e l'area della sezione del pilastro, deve essere compresa entro i seguenti limiti:

$$1\% \leq \rho \leq 4\%$$

Armature trasversali

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

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

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

- 6 e 8 volte il diametro delle barre longitudinali che collegano, rispettivamente per CD”A” e CD”B”; ”

3.5.2 Verifica pilastrata 11

Il pilastro 11 ha sezione $\phi 60$ cm, pertanto la normativa impone un'area di ferro tale che:

$$28,3 \text{ cm}^2 \leq A_s \leq 113,1 \text{ cm}^2$$

Le sollecitazioni agenti sulla pilastrata 11 alle diverse quote risultano essere:

| Pilastrata | Quota | $M_{X,S}$ | $M_{Y,S}$ | N_S | $V_{X,S}$ | $V_{Y,S}$ |
|------------|-------|-----------|-----------|-------|-----------|-----------|
| | | kNm | kNm | kN | kN | kN |
| 11 | 3,10 | 77 | 0 | 2971 | 0 | 42 |
| | 6,20 | 73 | 0 | 2457 | 0 | 37 |
| | 9,30 | 61 | 0 | 1943 | 0 | 31 |
| | 12,40 | 43 | 0 | 1429 | 0 | 25 |
| | 15,50 | 35 | 0 | 916 | 0 | 21 |
| | 18,60 | 24 | 0 | 386 | 0 | 15 |

Tab. 3.31 Sollecitazioni pilastrata 11

In questo caso si può notare come per la simmetria delle sollecitazioni delle travate principali, ovvero quelle in direzione x , si avranno *momenti di asse vettore y e tagli in direzione y* praticamente nulli. In questo caso quindi sarà sufficiente una verifica a pressoflessione retta e la verifica a taglio unicamente in direzione x .

Nel caso più generale, come ad esempio per i pilastri di bordo, si renderà necessario effettuare una verifica a pressoflessione deviata e una verifica a taglio sia in direzione x che y . Fermo restando che la metodologia di calcolo rimane invariata, qui di seguito verranno determinate le armature necessarie alla verifica della pilastrata 11.

Chiaramente il pilastro più sollecitato risulterà essere quello posto a quota 3,10, ovvero quello che dal piano fondazioni arriva al primo solaio.

Usando un'armatura pari a $19\phi 14$ uniformemente distribuita, che risulta essere l'armatura minima definita dalla normativa, pari a $A_s = 29,2 \text{ cm}^2$, la verifica a pressoflessione risulta verificata come illustrato in figura:

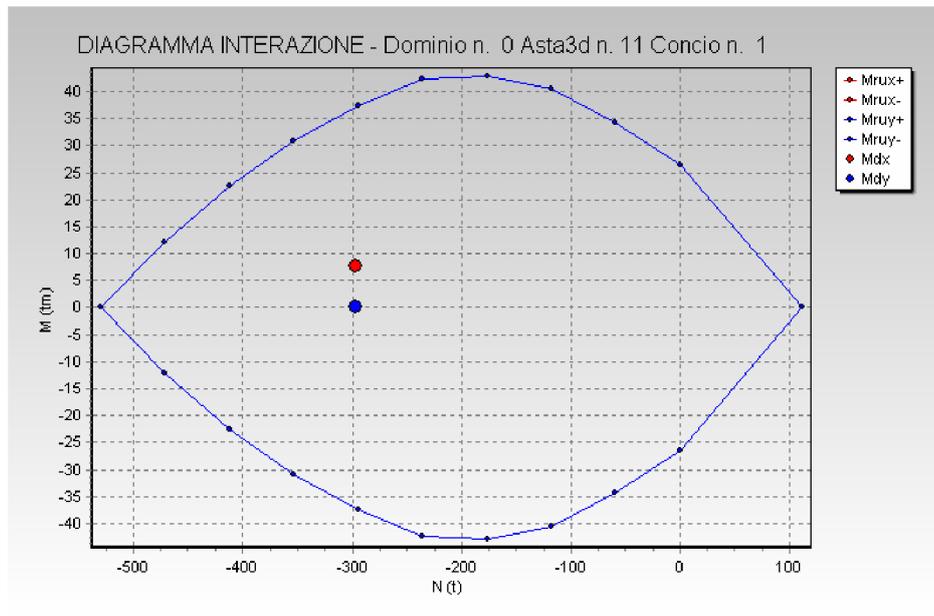


Fig. 3.25 Dominio di interazione pilastro 11 quota 3,10m

La verifica a taglio è da effettuarsi in maniera analoga a quanto già spiegato per le travi. La zona critica è pari a 60 cm e in questa l'armatura a taglio dovrà essere posta ad un passo non maggiore di 11,2 cm, ovvero 8 volte il diametro maggiore delle armature longitudinali usate. Per il pilastro in questione quindi utilizzo staffe $\phi 8/10 \text{ cm}$ risultando in questo modo:

$$V_{Rsd} = 193 \text{ kN}$$

$$V_{Rcd} = 7578 \text{ kN}$$

$$V_{Rd} = \min\{193 ; 7578\} = 193 \text{ kN}$$

La verifica a taglio risulta soddisfatta essendo:

$$V_{Rd} = 193 \text{ kN} \geq 42 \text{ kN} = V_{Sdu}$$

Il pilastro così armato risulta quindi completamente verificato.

Essendo l'armatura usata la minima imposta dalla normativa, estendo la stessa tipologia di armatura in tutta la pilastrata.

3.5.3 Verifiche restanti pilastrate

Usando il medesimo procedimento vado a verificare tutte le restanti pilastrate; per comodità riporto nelle tabelle successive unicamente le sollecitazioni e le armature previste nelle sezioni maggiormente sollecitate che danno esito positivo alle verifiche di pressoflessione e taglio, nel rispetto dei limiti imposti dalla normativa e rimandando alle tavole in allegato i dettagli costruttivi di tutte le pilastrate. Tutti i pilastri saranno armati simmetricamente al fine di prendere l'inversione dei momenti dovuto al sisma; nella colonna *Arm.* le armature avranno la forma [Arm. lato *x*; Arm. lato *y*].

Per la verifica a pressoflessione la quota di riferimento scelta sarà quella a 18,60 m (tranne nel caso dei pilastri 9 e 15, soggetti ad uno sforzo normale considerevole) infatti i pilastri dell'ultimo piano saranno soggetti maggiormente a flessione più che a compressione, di conseguenza la verifica risulterà essere più gravosa.

| Pil. | Sez. | Arm. | M_{X,S} | M_{Y,S} | N_S | Ver. |
|-------------|-------------|-------------|------------------------|------------------------|----------------------|-------------|
| | | | kNm | kNm | kN | M-N |
| 1 | 60x30 | 5 + 5φ14 | 64 | 153 | 73 | Sì |
| 2 | 60x30 | 5 + 5φ14 | 44 | 153 | 126 | Sì |
| 3 | 60x30 | 5 + 5φ14 | 45 | 126 | 154 | Sì |
| 4 | 60x30 | 5 + 5φ14 | 45 | 125 | 154 | Sì |
| 5 | 60x30 | 5 + 5φ14 | 45 | 123 | 154 | Sì |
| 6 | 60x30 | 5 + 5φ14 | 47 | 119 | 158 | Sì |
| 7 | 60x30 | 5 + 5φ14 | 98 | 152 | 139 | Sì |
| 8 | 60x30 | 5 + 5φ14 | 28 | 97 | 101 | Sì |

| Pil. | Sez. | Arm. | $M_{X,S}$ | $M_{Y,S}$ | N_S | Ver. |
|------|-----------|-----------------|-----------|-----------|-------|------|
| | | | kNm | kNm | kN | M-N |
| 9 | 30x70 | 5 + 9 ϕ 20 | 66 | 63 | 2207 | Sì |
| 10 | ϕ 60 | 19 ϕ 14 | 90 | 0 | 262 | Sì |
| 12 | ϕ 60 | 19 ϕ 14 | 77 | 0 | 386 | Sì |
| 13 | ϕ 60 | 19 ϕ 14 | 78 | 0 | 386 | Sì |
| 14 | ϕ 60 | 19 ϕ 14 | 88 | 0 | 401 | Sì |
| 15 | 30x70 | 3 + 9 ϕ 16 | 81 | 146 | 2807 | Sì |
| 16 | 60x30 | 5 + 5 ϕ 14 | 54 | 109 | 84 | Sì |
| 17 | 60x30 | 5 + 5 ϕ 14 | 41 | 122 | 140 | Sì |
| 18 | 60x30 | 5 + 5 ϕ 14 | 41 | 114 | 138 | Sì |
| 19 | 60x30 | 5 + 5 ϕ 14 | 41 | 112 | 134 | Sì |
| 20 | 60x30 | 5 + 5 ϕ 14 | 41 | 122 | 133 | Sì |
| 21 | 60x30 | 5 + 5 ϕ 14 | 42 | 121 | 140 | Sì |
| 22 | 60x30 | 5 + 5 ϕ 14 | 83 | 157 | 125 | Sì |
| 23 | 60x30 | 5 + 5 ϕ 14 | 34 | 79 | 66 | Sì |

Tab. 3.32 Armature e Verifiche a pressoflessione Pilastrate

Nella seguente tabella i tagli, le armature e le verifiche a taglio:

| Pil. | Sez. | Staffe | $V_{X,R}$ | $V_{X,S}$ | $V_{Y,R}$ | $V_{Y,S}$ |
|------|-----------|----------------|-----------|-----------|-----------|-----------|
| | | | kN | kN | kN | kN |
| 1 | 60x30 | ϕ 8/10/15 | 193 | 91 | 91 | 6 |
| 2 | 60x30 | ϕ 8/10/15 | 193 | 88 | 91 | 6 |
| 3 | 60x30 | ϕ 8/10/15 | 193 | 77 | 91 | 6 |
| 4 | 60x30 | ϕ 8/10/15 | 193 | 75 | 91 | 6 |
| 5 | 60x30 | ϕ 8/10/15 | 193 | 74 | 91 | 6 |
| 6 | 60x30 | ϕ 8/10/15 | 193 | 74 | 91 | 5 |
| 7 | 60x30 | ϕ 8/10/15 | 193 | 98 | 91 | 57 |
| 8 | 60x30 | ϕ 8/10/15 | 193 | 54 | 91 | 4 |
| 9 | 30x70 | ϕ 8/10/15 | 227 | 71 | 91 | 5 |
| 10 | ϕ 60 | ϕ 8/10/15 | 193 | 0 | 193 | 40 |
| 12 | ϕ 60 | ϕ 8/10/15 | 193 | 0 | 193 | 31 |
| 13 | ϕ 60 | ϕ 8/10/15 | 193 | 0 | 193 | 34 |
| 14 | ϕ 60 | ϕ 8/10/15 | 193 | 0 | 193 | 38 |
| 15 | 30x70 | ϕ 8/10/15 | 227 | 70 | 91 | 15 |
| 16 | 60x30 | ϕ 8/10/15 | 193 | 73 | 91 | 44 |
| 17 | 60x30 | ϕ 8/10/15 | 193 | 74 | 91 | 8 |

| Pil. | Sez. | Staffe | V_{X,R} | V_{X,S} | V_{Y,R} | V_{Y,S} |
|-------------|-------------|---------------|------------------------|------------------------|------------------------|------------------------|
| | | | kN | kN | kN | kN |
| 18 | 60x30 | φ8/10/15 | 193 | 76 | 91 | 4 |
| 19 | 60x30 | φ8/10/15 | 193 | 75 | 91 | 7 |
| 20 | 60x30 | φ8/10/15 | 193 | 74 | 91 | 7 |
| 21 | 60x30 | φ8/10/15 | 193 | 74 | 91 | 5 |
| 22 | 60x30 | φ8/10/15 | 193 | 94 | 91 | 47 |
| 23 | 60x30 | φ8/10/15 | 193 | 53 | 91 | 0 |

Tab. 3.33 Armature e Verifiche a taglio Pilastrate

2.12 VERIFICA DELLE PARETI ALTE

Con il termine “Pareti Alte” ho inteso i setti che corrono per tutta l'altezza dell'edificio, essendo presenti anche pareti che si estendono unicamente per l'altezza di un impalcato, quello relativo al piano interrato.

Per le pareti in c.a. si è scelti di adottare uno spessore pari a 30 cm, esse, come i pilastri, risulteranno essere soggette ad uno sforzo di pressoflessione e ad uno sforzo di taglio. Le armature necessarie saranno composte da reti, con ugual passo sia in direzione longitudinale che trasversale al fine di avere un corretto schema di funzionamento.

Nella seguente figura è illustrata la pianta delle pareti che corrono per tutta l'altezza dell'edificio al fine di rendere più comprensibile la numerazione usata per la definizione delle stesse:

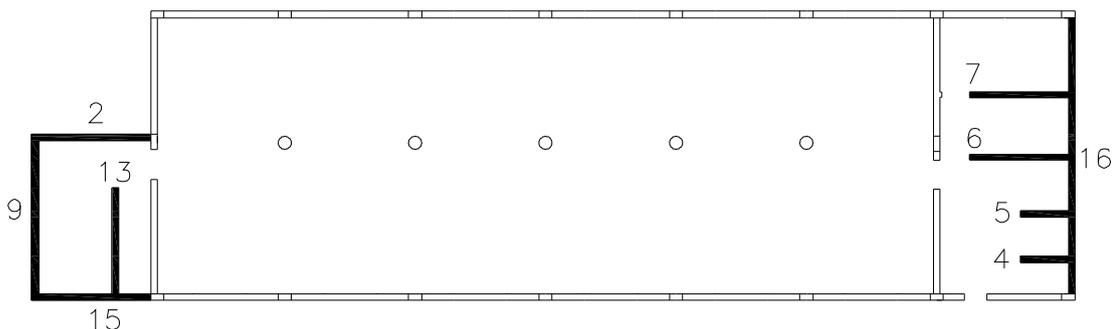


Fig. 3.26 Pianta delle pareti alte

3.6.1 Riferimenti normativi

La normativa al Par. 7.4.4.5.1 introduce la definizione di altezza critica:

“L’altezza h_{cr} è data dal più grande dei seguenti valori: l’altezza della sezione di base della parete (l_w), un sesto dell’altezza della parete (h_w); l’altezza critica da assumere non deve essere maggiore dell’altezza del piano terra, nel caso di edifici con numero di piani non superiore a 6, maggiore di due volte l’altezza del piano terra, per edifici con oltre 6 piani, e comunque non maggiore di due volte l’altezza della sezione di base.”

Inoltre è previsto un incremento delle forze di taglio a seguito della formazione delle cerniere plastiche alla base della parete:

“...Per strutture sia in CD“B” che in CD“A” si deve tener conto del possibile incremento delle forze di taglio a seguito della formazione della cerniera plastica alla base della parete. Per le strutture in CD“B” questo requisito si ritiene soddisfatto se si incrementa del 50% il taglio derivante dall’analisi...”

Per ciò che riguarda le verifiche di resistenza al Par. 7.4.4.5.2 recita:

“ Pressoflessione

Per tutte le pareti, la forza normale di compressione non deve eccedere rispettivamente il 40% in CD”B” e il 35% in CD”A” della resistenza massima a compressione della sezione di solo calcestruzzo. Le verifiche devono essere condotte nel modo indicato per i pilastri nel Par. 7.4.4.2.2 tenendo conto, nella determinazione della resistenza, di tutte le armature longitudinali presenti nella parete...

Taglio

Per le strutture in CD”B” le verifiche devono essere condotte nel modo indicato per i pilastri nel Par. 7.4.4.2.2 e devono considerare anche la possibile rottura per scorrimento...

Verifica a scorrimento nelle zone critiche

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

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

avendo posto

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

nella quale V_{dd} , V_{id} , V_{fd} , rappresentano, rispettivamente, il contributo dell’effetto “spinotto” delle armature verticali, il contributo delle armature inclinate presenti alla base, il contributo della resistenza per attrito...”

e determinate come spiegato in normativa nello stesso paragrafo.

Le limitazioni geometriche sono definite al Par. 7.4.6.1.4:

“Lo spessore delle pareti deve essere non inferiore al valore massimo tra 150 mm, (200 mm nel caso in cui nelle travi di collegamento siano da prevedersi, ai sensi del Par. 7.4.4.6, armature inclinate), e 1/20 dell’altezza libera di interpiano...”

Le limitazioni di armatura sono definite al Par. 7.4.6.2.4:

“Le armature, sia orizzontali che verticali, devono avere diametro non superiore ad 1/10 dello spessore della parete, devono essere disposte su entrambe le facce della parete, ad un passo non superiore a 30 cm, devono essere collegate con legature, in ragione di almeno nove ogni metro quadrato.

Nella zona critica si individuano alle estremità della parete due zone confinate aventi per lati lo spessore della parete e una lunghezza “confinata” l_c pari al 20% della lunghezza in pianta l della parete stessa e comunque non inferiore a 1,5 volte lo spessore della parete. In tale zona il rapporto geometrico ρ dell’armatura totale verticale, riferito all’area confinata, deve essere compreso entro i seguenti limiti:

$$1\% \leq \rho \leq 4\%$$

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

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

3.6.2 Parete 2

La parete 2 ha dimensioni in pianta $b \times l$ pari a 30×550 cm. Le zone confinate ai lati della parete risultano essere pari a $0,2 \cdot l = 110$ cm. In queste zone dovrà essere rispettata una quantità di armatura:

$$33 \text{ cm}^2 \leq A_s \leq 132 \text{ cm}^2$$

mentre nella restante parte della parete è necessario inserire un'armatura minima di $A_s = 19,8 \text{ cm}^2$.

Le sollecitazioni cui è soggetta la parete sono rappresentate nella seguente tabella, avendo deciso di evidenziare l'andamento delle stesse in funzione della quota di riferimento:

| Parete | b x l | Quota | M_s | N_s | T_s |
|--------|----------|-------|-------|-------|-------|
| | | m | kNm | kN | kN |
| 2 | 30 x 550 | 3,10 | 7528 | 1658 | 5825 |
| | | 6,20 | 7036 | 1335 | 2336 |
| | | 9,30 | 5554 | 1223 | 2227 |
| | | 12,40 | 3651 | 1025 | 2017 |
| | | 15,50 | 1454 | 658 | 1553 |
| | | 18,60 | 1141 | 290 | 1143 |

Tab. 3.34 Sollecitazioni della parete 2

La verifica più gravosa cui dovrà sottostare la parete è la verifica a scorrimento, in quanto l'armatura necessaria a resistere allo sforzo di pressoflessione e di taglio risulta essere inferiore a quella necessaria a verificare lo scorrimento.

Per la verifica a scorrimento si fa riferimento come prescritto dalla normativa alla sollecitazione di taglio agente all'altezza critica della parete pari alla quota del primo impalcato.

L'armatura in zona confinata risulterà essere pari a $\phi 18/5$ cm sia longitudinalmente che trasversalmente. L'armatura in zona non confinata

risulterà essere pari a $\phi 18/5\text{ cm}$ sia longitudinalmente che trasversalmente.

Con queste armature si hanno il rispetto dei limiti dettati dalla normativa essendo presenti in zona confinata, per una lunghezza di 110 cm, $23\phi 18$ per lato, pari a un totale di $46\phi 18 = 117,1\text{ cm}^2$. In zona non confinata, per una lunghezza di 330 cm, $65\phi 18$ per lato, pari a un totale di $130\phi 18 = 330,8\text{ cm}^2$.

La verifica relativa allo sforzo assiale normalizzato impone che:

$$\frac{N_s}{f_{cd} \cdot A_C} \leq 0,4$$

che in questo caso risulta verificato in quanto si ha $0,07 \leq 0,4$.

La verifica a presso flessione risulterà essere soddisfatta come mostrato nel diagramma M-N seguente:

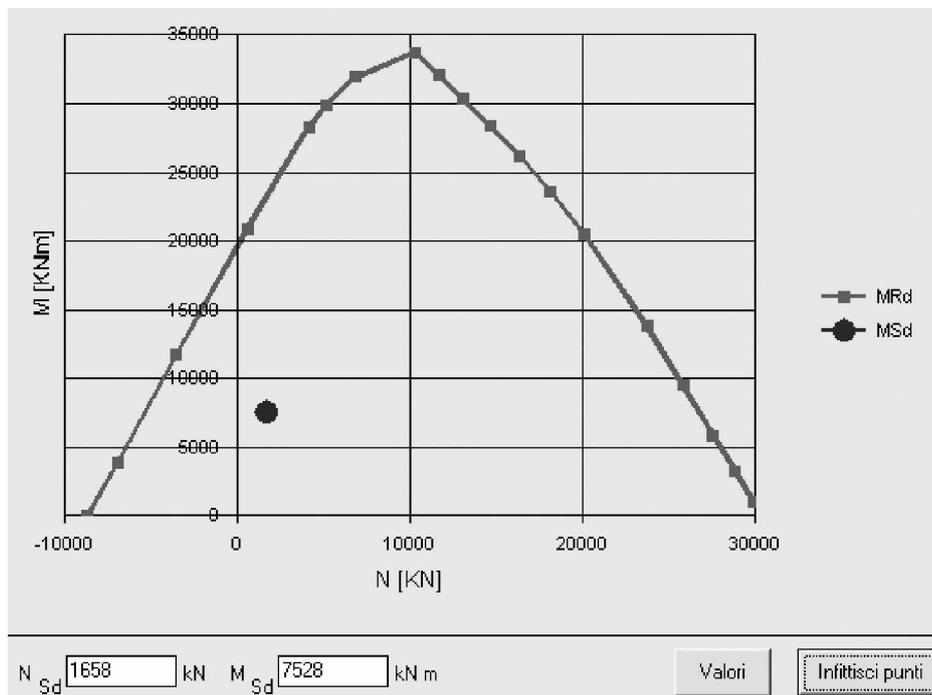


Fig. 3.27 Dominio di interazione M-N parete 2

La resistenza a taglio risulta essere:

$$V_{wd} = 16955\text{ kN}$$

$$V_{cd} = 1126 \text{ kN}$$

$$V_{Rd} = V_{cd} + V_{wd} = 18081 \text{ kN}$$

ed essendo $V_{Rd} \geq T_S = 5825 \text{ kN}$ la verifica è soddisfatta.

La verifica a scorrimento risulta essere:

$$V_{dd} = 5281 \text{ kN}$$

$$V_{fd} = 1201 \text{ kN}$$

$$V_{Rd,S} = V_{dd} + V_{fd} = 6482 \text{ kN}$$

ed essendo $V_{Rd,S} \geq T_S = 5825 \text{ kN}$ la verifica è soddisfatta.

Non volendo inutilmente sovradimensionare l'armatura relativa alle quote superiori, si opera una modifica alle armature a partire dalla quota 2, ovvero a partire da quota 3,10 m. Come si nota dalle sollecitazioni infatti si ha una riduzione dello stato sollecitante che permette una riduzione delle armature.

Al fine di conferire una buona distribuzione delle tensioni nella parete, si opta per una riduzione dei diametri dei ferri di parete, non variando il passo della loro disposizione.

Usando ferri di diametro $\phi 10$, mantenendo un passo di 5 cm in direzione longitudinale e trasversale, ottengo le seguenti quantità di ferro: 46 $\phi 10$ in zona confinata e 130 $\phi 10$ in zona non confinata.

La verifica a pressoflessione è soddisfatta come mostrato nel diagramma:

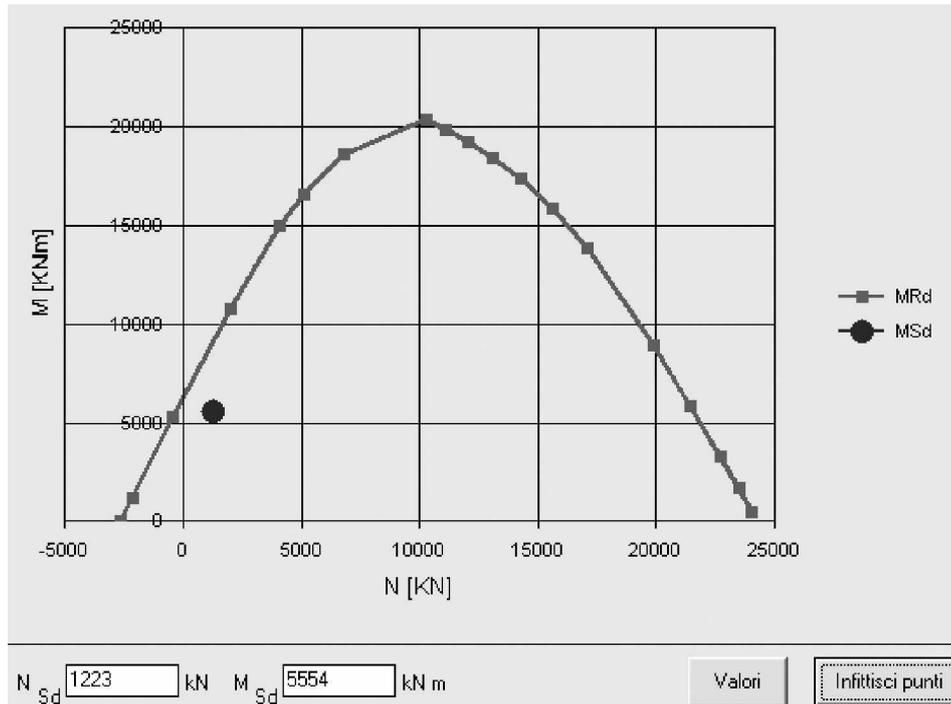


Fig. 3.28 Dominio di interazione M-N parete 2, quota 3

La resistenza a taglio risulta essere:

$$V_{wd} = 5233 \text{ kN}$$

$$V_{cd} = 1126 \text{ kN}$$

$$V_{Rd} = V_{cd} + V_{wd} = 6359 \text{ kN}$$

ed essendo $V_{Rd} \geq T_S = 2336 \text{ kN}$ la verifica è soddisfatta.

La verifica a scorrimento risulta essere:

$$V_{dd} = 1630 \text{ kN}$$

$$V_{fd} = 1201 \text{ kN}$$

$$V_{Rd,S} = V_{dd} + V_{fd} = 2831 \text{ kN}$$

ed essendo $V_{Rd,S} \geq T_S = 2336 \text{ kN}$ la verifica è soddisfatta.

La parete 2 risulta quindi verificata con le armature qui sotto riportate per comodità, nella colonna “Rete” sono indicati i passi relativi alla zona confinata e non confinata:

| Parete | b x l | Quota | Rete | A _S | V _{Rd} | V _{Rd,S} | T _S |
|--------|--------|-------|-----------|-----------------|-----------------|-------------------|----------------|
| | cm | m | φ / passo | cm ² | kN | kN | kN |
| 2 | 30x550 | 3,10 | φ18/5/5 | 564,9 | 18081 | 6482 | 5825 |
| | | 6,20 | φ10/5/5 | 174,4 | 6359 | 2831 | 2336 |
| | | 9,30 | φ10/5/5 | 174,4 | 6359 | 2831 | 2227 |
| | | 12,40 | φ10/5/5 | 174,4 | 6359 | 2831 | 2017 |
| | | 15,50 | φ10/5/5 | 174,4 | 6359 | 2831 | 1553 |
| | | 18,60 | φ10/5/5 | 174,4 | 6359 | 2831 | 1143 |

Tab. 3.35 Armatura e Verifica Setto 2

Per la verifica delle restanti pareti, il procedimento risulta essere analogo a quanto ora esposto, per brevità si riporteranno per le restanti pareti unicamente le tabelle con le sollecitazioni, armature e relative verifiche.

3.6.3 Parete 4

La parete 4 ha dimensioni in pianta $b \times l$ pari a 30 x 250 cm. Le zone confinate ai lati della parete risultano essere pari a $0,2 \cdot l = 50 \text{ cm}$.

Le sollecitazioni cui è soggetta la parete sono rappresentate nella seguente tabella, avendo deciso di evidenziare l'andamento delle stesse in funzione della quota di riferimento:

| Parete | b x l | Quota | M _S | N _S | T _S |
|--------|----------|-------|----------------|----------------|----------------|
| | | m | kNm | kN | kN |
| 4 | 30 x 250 | 3,10 | 1720 | 861 | 1160 |
| | | 6,20 | 1659 | 734 | 640 |
| | | 9,30 | 643 | 526 | 298 |
| | | 12,40 | 191 | 457 | 198 |
| | | 15,50 | 181 | 266 | 128 |
| | | 18,60 | 146 | 96 | 108 |

Tab. 3.36 Sollecitazioni della parete 4

Le verifiche a pressoflessione e dello sforzo assiale normalizzato risultano ambedue soddisfatte, si riporta nella tabella seguente la disposizione delle armature e i valori delle restanti verifiche avendo indicato nella colonna “Rete” i passi relativi alla zona confinata e non confinata:

| Parete | b x l | Quota | Rete | A _S | V _{Rd} | V _{Rd,S} | T _S |
|--------|--------|-------|-----------|-----------------|-----------------|-------------------|----------------|
| | cm | m | φ / passo | cm ² | kN | kN | kN |
| 4 | 30x250 | 3,10 | φ18/10/30 | 142,5 | 1800 | 1270 | 1160 |
| | | 6,20 | φ14/10/30 | 86,2 | 1290 | 970 | 640 |
| | | 9,30 | φ14/10/30 | 86,2 | 1290 | 970 | 298 |
| | | 12,40 | φ14/10/30 | 86,2 | 1290 | 970 | 198 |
| | | 15,50 | φ14/10/30 | 86,2 | 1290 | 970 | 128 |
| | | 18,60 | φ14/10/30 | 86,2 | 1290 | 970 | 108 |

Tab. 3.37 Armatura e Verifica Setto 4

3.6.4 Parete 5

La parete 5 ha dimensioni in pianta $b \times l$ pari a 30 x 250 cm. Le zone confinate ai lati della parete risultano essere pari a $0,2 \cdot l = 50 \text{ cm}$.

Le sollecitazioni cui è soggetta la parete sono rappresentate nella seguente tabella, avendo deciso di evidenziare l'andamento delle stesse in funzione della quota di riferimento:

| Parete | b x l | Quota | M _S | N _S | T _S |
|--------|----------|-------|----------------|----------------|----------------|
| | | m | kNm | kN | kN |
| 5 | 30 x 250 | 3,10 | 1755 | 490 | 1347 |
| | | 6,20 | 1645 | 390 | 609 |
| | | 9,30 | 631 | 208 | 263 |
| | | 12,40 | 355 | 196 | 168 |
| | | 15,50 | 198 | 190 | 129 |
| | | 18,60 | 196 | 127 | 93 |

Tab. 3.38 Sollecitazioni della parete 5

Le verifiche a pressoflessione e dello sforzo assiale normalizzato risultano ambedue soddisfatte, si riporta nella tabella seguente la disposizione delle armature e i valori delle restanti verifiche avendo indicato nella colonna “Rete” i passi relativi alla zona confinata e non confinata:

| Parete | b x l | Quota | Rete | A _S | V _{Rd} | V _{Rd,S} | T _S |
|--------|--------|-------|-----------|-----------------|-----------------|-------------------|----------------|
| | cm | m | φ / passo | cm ² | kN | kN | kN |
| 5 | 30x250 | 3,10 | φ18/10/15 | 167,9 | 1800 | 1500 | 1347 |
| | | 6,20 | φ14/10/15 | 101,6 | 1290 | 1110 | 609 |
| | | 9,30 | φ14/10/15 | 101,6 | 1290 | 1110 | 263 |
| | | 12,40 | φ14/10/15 | 101,6 | 1290 | 1110 | 168 |
| | | 15,50 | φ14/10/15 | 101,6 | 1290 | 1110 | 129 |
| | | 18,60 | φ14/10/15 | 101,6 | 1290 | 1110 | 93 |

Tab. 3.39 Armatura e Verifica Setto 5

3.6.5 Parete 6

La parete 6 ha dimensioni in pianta $b \times l$ pari a 30 x 515 cm. Le zone confinate ai lati della parete risultano essere pari a $0,2 \cdot l = 103 \text{ cm}$.

Le sollecitazioni cui è soggetta la parete sono rappresentate nella seguente tabella, avendo deciso di evidenziare l'andamento delle stesse in funzione della quota di riferimento:

| Parete | b x l | Quota | M _S | N _S | T _S |
|--------|----------|-------|----------------|----------------|----------------|
| | | m | kNm | kN | kN |
| 6 | 30 x 515 | 3,10 | 8456 | 1783 | 3602 |
| | | 6,20 | 8019 | 1523 | 1777 |
| | | 9,30 | 5016 | 1471 | 1504 |
| | | 12,40 | 2815 | 890 | 1111 |
| | | 15,50 | 1335 | 403 | 762 |
| | | 18,60 | 294 | 84 | 273 |

Tab. 3.40 Sollecitazioni della parete 6

Le verifiche a pressoflessione e dello sforzo assiale normalizzato risultano ambedue soddisfatte, si riporta nella tabella seguente la disposizione delle armature e i valori delle restanti verifiche avendo indicato nella colonna “Rete” i passi relativi alla zona confinata e non confinata:

| Parete | b x l | Quota | Rete | A _S | V _{Rd} | V _{Rd,S} | T _S |
|--------|--------|-------|-----------|-----------------|-----------------|-------------------|----------------|
| | cm | m | φ / passo | cm ² | kN | kN | kN |
| 6 | 30x515 | 3,10 | φ18/5/30 | 269,7 | 3700 | 4555 | 3602 |
| | | 6,20 | φ10/5/30 | 83,3 | 1870 | 2010 | 1777 |
| | | 9,30 | φ10/5/30 | 83,3 | 1870 | 2010 | 1504 |
| | | 12,40 | φ10/5/30 | 83,3 | 1870 | 2010 | 1111 |
| | | 15,50 | φ10/5/30 | 83,3 | 1870 | 2010 | 762 |
| | | 18,60 | φ10/5/30 | 83,3 | 1870 | 2010 | 273 |

Tab. 3.41 Armatura e Verifica Setto 6

3.6.6 Parete 7

La parete 7 ha dimensioni in pianta $b \times l$ pari a 30 x 515 cm. Le zone confinate ai lati della parete risultano essere pari a $0,2 \cdot l = 103 \text{ cm}$.

Le sollecitazioni cui è soggetta la parete sono rappresentate nella seguente tabella, avendo deciso di evidenziare l'andamento delle stesse in funzione della quota di riferimento:

| Parete | b x l | Quota | M _S | N _S | T _S |
|--------|----------|-------|----------------|----------------|----------------|
| | | m | kNm | kN | kN |
| 7 | 30 x 515 | 3,10 | 8594 | 2145 | 3554 |
| | | 6,20 | 8173 | 1904 | 1832 |
| | | 9,30 | 5087 | 1736 | 1582 |
| | | 12,40 | 2873 | 1051 | 1182 |
| | | 15,50 | 1353 | 482 | 811 |
| | | 18,60 | 295 | 137 | 310 |

Tab. 3.42 Sollecitazioni della parete 7

Le verifiche a pressoflessione e dello sforzo assiale normalizzato risultano ambedue soddisfatte, si riporta nella tabella seguente la disposizione delle armature e i valori delle restanti verifiche avendo indicato nella colonna “Rete” i passi relativi alla zona confinata e non confinata:

| Parete | b x l | Quota | Rete | A _S | V _{Rd} | V _{Rd,S} | T _S |
|--------|--------|-------|-----------|-----------------|-----------------|-------------------|----------------|
| | cm | m | φ / passo | cm ² | kN | kN | kN |
| 7 | 30x515 | 3,10 | φ18/5/30 | 269,7 | 3700 | 4555 | 3554 |
| | | 6,20 | φ10/5/30 | 83,3 | 1870 | 2010 | 1832 |
| | | 9,30 | φ10/5/30 | 83,3 | 1870 | 2010 | 1582 |
| | | 12,40 | φ10/5/30 | 83,3 | 1870 | 2010 | 1182 |
| | | 15,50 | φ10/5/30 | 83,3 | 1870 | 2010 | 811 |
| | | 18,60 | φ10/5/30 | 83,3 | 1870 | 2010 | 310 |

Tab. 3.43 Armatura e Verifica Setto 7

3.6.7 Parete 9

La parete 9 ha dimensioni in pianta $b \times l$ pari a 30 x 760 cm. Le zone confinate ai lati della parete risultano essere pari a $0,2 \cdot l = 152 \text{ cm}$.

Le sollecitazioni cui è soggetta la parete sono rappresentate nella seguente tabella, avendo deciso di evidenziare l'andamento delle stesse in funzione della quota di riferimento:

| Parete | b x l | Quota | M _S | N _S | T _S |
|--------|----------|-------|----------------|----------------|----------------|
| | | m | kNm | kN | kN |
| 9 | 30 x 760 | 3,10 | 4645 | 3090 | 4189 |
| | | 6,20 | 4549 | 2790 | 4161 |
| | | 9,30 | 3285 | 2635 | 3669 |
| | | 12,40 | 2107 | 1862 | 3363 |
| | | 15,50 | 1196 | 1058 | 2875 |
| | | 18,60 | 834 | 344 | 1777 |

Tab. 3.44 Sollecitazioni della parete 9

Le verifiche a pressoflessione e dello sforzo assiale normalizzato risultano ambedue soddisfatte, si riporta nella tabella seguente la disposizione delle armature e i valori delle restanti verifiche avendo indicato nella colonna "Rete" i passi relativi alla zona confinata e non confinata:

| Parete | b x l | Quota | Rete | A _S | V _{Rd} | V _{Rd,S} | T _S |
|--------|--------|-------|-----------|-----------------|-----------------|-------------------|----------------|
| | cm | m | φ / passo | cm ² | kN | kN | kN |
| 9 | 30x760 | 3,10 | φ18/10/15 | 320,6 | 5460 | 4560 | 4189 |
| | | 6,20 | φ18/10/15 | 320,6 | 5460 | 4560 | 4161 |
| | | 9,30 | φ18/10/15 | 320,6 | 5460 | 4560 | 3669 |
| | | 12,40 | φ18/10/15 | 320,6 | 5460 | 4560 | 3363 |
| | | 15,50 | φ14/10/15 | 194 | 3920 | 2990 | 2875 |
| | | 18,60 | φ14/10/15 | 194 | 3920 | 2990 | 1777 |

Tab. 3.45 Armatura e Verifica Setto 9

3.6.8 Parete 13

La parete 13 ha dimensioni in pianta $b \times l$ pari a 30×520 cm. Le zone confinate ai lati della parete risultano essere pari a $0,2 \cdot l = 104$ cm.

Le sollecitazioni cui è soggetta la parete sono rappresentate nella seguente tabella, avendo deciso di evidenziare l'andamento delle stesse in funzione della quota di riferimento:

| Parete | b x l | Quota | M_S | N_S | T_S |
|--------|----------|-------|-------|-------|-------|
| | | m | kNm | kN | kN |
| 13 | 30 x 520 | 3,10 | 5084 | 1993 | 1913 |
| | | 6,20 | 5084 | 691 | 1569 |
| | | 9,30 | 2813 | 496 | 1010 |
| | | 12,40 | 1225 | 196 | 641 |
| | | 15,50 | 724 | 190 | 493 |
| | | 18,60 | 612 | 134 | 441 |

Tab. 3.46 Sollecitazioni della parete 13

Le verifiche a pressoflessione e dello sforzo assiale normalizzato risultano ambedue soddisfatte, si riporta nella tabella seguente la disposizione delle armature e i valori delle restanti verifiche avendo indicato nella colonna "Rete" i passi relativi alla zona confinata e non confinata:

| Parete | b x l | Quota | Rete | A_S | V_{Rd} | $V_{Rd,S}$ | T_S |
|--------|--------|-------|-----------------|-----------------|----------|------------|-------|
| | | | $\phi / passo$ | cm ² | kN | kN | kN |
| 13 | 30x520 | 3,10 | $\phi 18/10/30$ | 162,9 | 3740 | 1940 | 1913 |
| | | 6,20 | $\phi 18/10/30$ | 162,9 | 3740 | 1940 | 1569 |
| | | 9,30 | $\phi 14/10/30$ | 98,5 | 2680 | 1340 | 1010 |
| | | 12,40 | $\phi 14/10/30$ | 98,5 | 2680 | 1340 | 641 |
| | | 15,50 | $\phi 14/10/30$ | 98,5 | 2680 | 1340 | 493 |
| | | 18,60 | $\phi 14/10/30$ | 98,5 | 2680 | 1340 | 441 |

Tab. 3.47 Armatura e Verifica Setto 13

3.6.9 Parete 15

La parete 15 ha dimensioni in pianta $b \times l$ pari a 30×550 cm. Le zone confinate ai lati della parete risultano essere pari a $0,2 \cdot l = 110$ cm.

Le sollecitazioni cui è soggetta la parete sono rappresentate nella seguente tabella, avendo deciso di evidenziare l'andamento delle stesse in funzione della quota di riferimento:

| Parete | $b \times l$ | Quota | M_S | N_S | T_S |
|--------|--------------|-------|-------|-------|-------|
| | | m | kNm | kN | kN |
| 15 | 30 x 550 | 3,10 | 6982 | 2786 | 5521 |
| | | 6,20 | 5061 | 2031 | 2166 |
| | | 9,30 | 3033 | 1860 | 2011 |
| | | 12,40 | 1986 | 1125 | 1896 |
| | | 15,50 | 1229 | 419 | 1554 |
| | | 18,60 | 755 | 192 | 1044 |

Tab. 3.48 Sollecitazioni della parete 15

Le verifiche a pressoflessione e dello sforzo assiale normalizzato risultano ambedue soddisfatte, si riporta nella tabella seguente la disposizione delle armature e i valori delle restanti verifiche avendo indicato nella colonna "Rete" i passi relativi alla zona confinata e non confinata:

| Parete | $b \times l$ | Quota | Rete | A_S | V_{Rd} | $V_{Rd,S}$ | T_S |
|--------|--------------|-------|----------------|-----------------|----------|------------|-------|
| | cm | m | $\phi / passo$ | cm ² | kN | kN | kN |
| 15 | 30x550 | 3,10 | $\phi 18/5/5$ | 554,7 | 18080 | 6410 | 5521 |
| | | 6,20 | $\phi 10/5/5$ | 171,2 | 6360 | 2830 | 2166 |
| | | 9,30 | $\phi 10/5/5$ | 171,2 | 6360 | 2830 | 2011 |
| | | 12,40 | $\phi 10/5/5$ | 171,2 | 6360 | 2830 | 1896 |
| | | 15,50 | $\phi 10/5/5$ | 171,2 | 6360 | 2830 | 1554 |
| | | | | | | | |

| | | | | | | | |
|--|--|-------|---------|-------|------|------|------|
| | | 18,60 | φ10/5/5 | 171,2 | 6360 | 2830 | 1044 |
|--|--|-------|---------|-------|------|------|------|

Tab. 3.49 Armatura e Verifica Setto 15

3.6.10 Parete 16

La parete 16 ha dimensioni in pianta $b \times l$ pari a 30 x 1340 cm. Le zone confinate ai lati della parete risultano essere pari a $0,2 \cdot l = 268 \text{ cm}$.

Le sollecitazioni cui è soggetta la parete sono rappresentate nella seguente tabella, avendo deciso di evidenziare l'andamento delle stesse in funzione della quota di riferimento:

| Parete | $b \times l$ | Quota | M_S | N_S | T_S |
|--------|--------------|-------|-------|-------|-------|
| | | m | kNm | kN | kN |
| 16 | 30 x 1340 | 3,10 | 13030 | 4162 | 5479 |
| | | 6,20 | 10184 | 3554 | 4882 |
| | | 9,30 | 8419 | 2515 | 4017 |
| | | 12,40 | 7048 | 1387 | 2926 |
| | | 15,50 | 4097 | 1013 | 1768 |
| | | 18,60 | 1704 | 812 | 1424 |

Tab. 3.50 Sollecitazioni della parete 16

Le verifiche a pressoflessione e dello sforzo assiale normalizzato risultano ambedue soddisfatte, si riporta nella tabella seguente la disposizione delle armature e i valori delle restanti verifiche avendo indicato nella colonna "Rete" i passi relativi alla zona confinata e non confinata:

| Parete | $b \times l$ | Quot | Rete | A_S | V_{Rd} | $V_{Rd,S}$ | T_S |
|--------|--------------|-------|-----------|-----------------|----------|------------|-------|
| | cm | m | φ / passo | cm ² | kN | kN | kN |
| 16 | 30x1340 | 3,10 | φ18/15/30 | 320,6 | 9630 | 5520 | 5479 |
| | | 6,20 | φ18/15/30 | 320,6 | 9630 | 5520 | 4882 |
| | | 9,30 | φ18/15/30 | 320,6 | 9630 | 5520 | 4017 |
| | | 12,40 | φ12/15/30 | 142,5 | 5800 | 3700 | 2926 |
| | | 15,50 | φ12/15/30 | 142,5 | 5800 | 3700 | 1768 |

| | | | | | | | |
|--|--|-------|-----------|-------|------|------|------|
| | | 18,60 | φ12/15/30 | 142,5 | 5800 | 3700 | 1424 |
|--|--|-------|-----------|-------|------|------|------|

Tab. 3.51 Armatura e Verifica Setto 16

2.13 VERIFICA DELLE PARETI BASSE

Con il termine “Pareti Basse” ho inteso i setti che si estendono unicamente per l’altezza di un impalcato, quello relativo al piano interrato.

Nella seguente figura è illustrata la pianta delle pareti basse, al fine di rendere più comprensibile la numerazione usata per la definizione delle stesse:

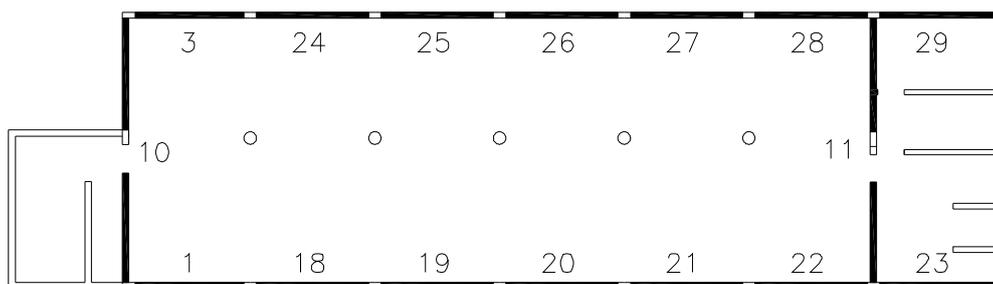


Fig. 3.29 Pianta delle pareti basse

Tutte queste pareti hanno delle aperture, quindi ai fini della verifica ogni setto deve essere diviso in setti in c.a., per i quali valgono i riferimenti normativi già esposti, e in travi di collegamento per le quali è necessario definire cosa la normativa impone.

Lo schema di divisione in setti e travi di collegamento è il seguente:

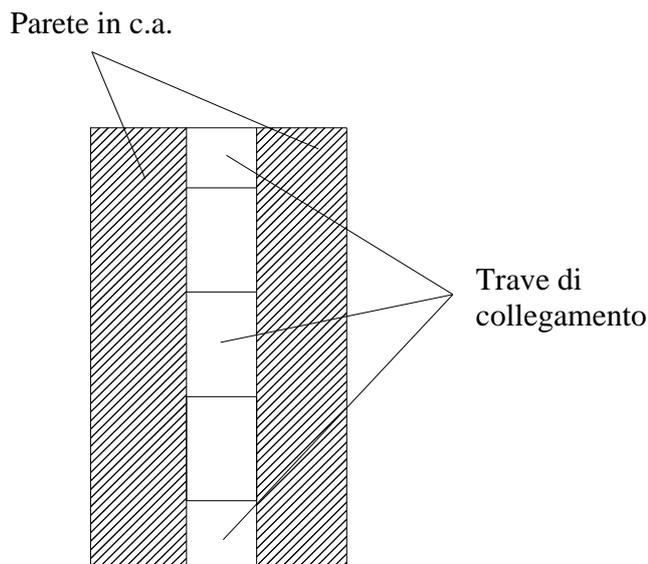


Fig. 3.30 Schema di divisione in pareti e travi di collegamento

3.7.1 Riferimenti normativi

Per le travi di collegamento, la normativa recita al Par. 7.4.4.6:

“La verifica di travi di accoppiamento è da eseguire con i procedimenti contenuti nel Par. 7.4.4.1 se è soddisfatta almeno una delle due condizioni seguenti:

- il rapporto tra luce netta e altezza è uguale o superiore a 3;
- la sollecitazione di taglio di calcolo risulta:

$$V_{Ed} \leq f_{ctd} \cdot b \cdot d$$

essendo b la larghezza e d l'altezza utile della sezione.

Se le condizioni precedenti non sono soddisfatte la sollecitazione di taglio deve essere assorbita da due ordini di armature diagonali, opportunamente staffate, disposte ad X sulla trave che si ancorano nelle pareti adiacenti, con sezione pari, per ciascuna diagonale, ad A_s , tale da soddisfare la relazione:

$$V_{Ed} \leq 2A_s f_{yd} \cdot \text{sen}\phi$$

essendo ϕ l'angolo minimo tra ciascuna delle due diagonali e l'asse orizzontale."

Per le limitazioni di armatura al Par. 7.4.6.2.5 si ha:

"Nel caso di armatura ad X, ciascuno dei due fasci di armatura deve essere racchiuso da armatura a spirale o da staffe di contenimento con passo non superiore a 100 mm. In questo caso, in aggiunta all'armatura diagonale deve essere disposta nella trave armatura di diametro almeno 10 mm distribuita a passo 10 cm in direzione sia longitudinale che trasversale ed armatura corrente di 2 barre da 16 mm ai bordi superiore ed inferiore. Gli ancoraggi delle armature nelle pareti devono essere del 50% più lunghi di quanto previsto per il dimensionamento in condizioni non sismiche."

3.7.2 Parete 1

La parete 1 ha un'apertura centrale, in direzione x, di dimensione $b \times h$ pari a 240 x 65 cm. Di conseguenza la divisione della parete avviene secondo il seguente schema:

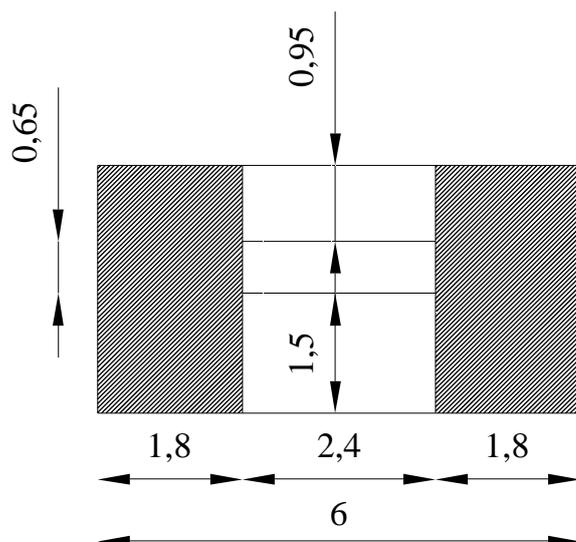


Fig. 3.31 Divisione parete 1 in pareti e trave di collegamento

Le sollecitazioni relative alle due pareti sono:

| Parete | b x l | Quota m | M _S kNm | N _S kN | T _S kN |
|--------|----------|------------|-----------------------|----------------------|----------------------|
| 1 sx | 30 x 180 | 3,10 | 1571 | 542 | 1991 |
| 1 dx | | 3,10 | 1241 | 542 | 1256 |

Tab. 3.52 Sollecitazioni della parete 1

Per la verifica delle due pareti in c.a. di dimensione 30 x 180 cm, riporto nella seguente tabella le armature, le sollecitazioni e le verifiche di resistenza:

| Parete | b x l cm | Quota m | Rete φ / passo | A _S cm ² | V _{Rd} kN | V _{Rd,S} kN | T _S kN |
|--------|-------------|------------|-------------------|-----------------------------------|-----------------------|-------------------------|----------------------|
| 1 sx | 30x180 | 3,10 | φ18/5/5 | 193,4 | 6410 | 2210 | 1991 |
| 1 dx | | 3,10 | φ18/5/30 | 96,7 | 3140 | 1310 | 1256 |

Tab. 3.53 Armatura e Verifica Setto 1

La verifica a pressoflessione e a sforzo assiale normalizzato risulta anch'essa soddisfatta.

Per la trave di collegamento è necessario prendere il taglio con l'armatura a X; infatti le sollecitazioni agenti sulla trave risultano essere:

| Trave | b x h | Quota | M_s | T_s |
|-------|----------|-------|-------|-------|
| | | m | kNm | kN |
| 1 | 30 x 95 | 2,15 | 383 | 572 |
| 1 | 30 x 150 | 0,00 | 460 | 1323 |

Tab. 3.54 Sollecitazioni della parete 1

La normativa impone l'uso di armatura a X, a seconda dell'inclinazione della diagonale delle travi, se il taglio risulta essere:

$$T_s \geq 569 \text{ kN} \quad \text{per travi di sezione } 30 \times 150 \text{ cm, inclinazione } 33^\circ$$

$$T_s \geq 360 \text{ kN} \quad \text{per travi di sezione } 30 \times 95 \text{ cm, inclinazione } 22^\circ$$

In aggiunta è prevista una rete di diametro minimo di 10 mm e passo 10 cm e almeno 2 ϕ 16 di armatura passante necessaria a prendere lo sforzo flettente.

Per il dimensionamento dell'armatura a X relativa alla trave 30 x 150 cm ho:

$$T_s = 1323 \text{ kN}$$

$$A_{s,\min} = \frac{T_s}{2 \cdot f_{yd} \cdot \sin(33^\circ)} = 32,4 \text{ cm}^2$$

impiego così 8 ϕ 24 di area $A_s = 36,2 \text{ cm}^2$.

Per il dimensionamento dell'armatura a X relativa alla trave 30 x 95 cm ho:

$$T_s = 572 \text{ kN}$$

$$A_{s,\min} = \frac{T_s}{2 \cdot f_{yd} \cdot \sin(22^\circ)} = 20,0 \text{ cm}^2$$

impiego così 8 ϕ 18 di area $A_s = 20,4 \text{ cm}^2$.

Al fine di assorbire il momento flettente, sulla trave 30 x 150 cm, uso un'armatura doppia simmetrica di $3\phi 20$. In questo modo ho un momento resistente di 504 kN a fronte di un momento sollecitante di 460 kN.

Per la trave 30 x 95 cm, uso un'armatura doppia simmetrica di $4\phi 20$. In questo modo ho un momento resistente di 416 kN a fronte di un momento sollecitante di 383 kN.

Restano così individuate tutte le armature che soddisfano le verifiche relative alla parete 1 che per comodità riporto nella seguente tabella:

| Trave | Quota m | Arm. pass. | M_R kNm | M_S kNm | Arm. X | T_S kN |
|----------|------------|---------------|--------------|--------------|------------|-------------|
| 30 x 95 | 2,15 | $4\phi 20$ | 416 | 383 | $8\phi 18$ | 572 |
| 30 x 150 | 0,00 | $3\phi 20$ | 504 | 460 | $8\phi 24$ | 1323 |

Tab. 3.55 Sollecitazioni della parete 1

Per le restanti pareti basse il procedimento risulta essere lo stesso, quindi di seguito verranno riportate unicamente le tabelle con le armature, le sollecitazioni e le verifiche necessarie.

3.7.3 Parete 3

La parete 3 ha un'apertura centrale, in direzione x, di dimensione $b \times h$ pari a 240 x 65 cm. Le sollecitazioni relative alle due pareti sono:

| Parete | $b \times l$ | Quota m | M_S kNm | N_S kN | T_S kN |
|--------|--------------|------------|--------------|-------------|-------------|
| 3 sx | 30 x 180 | 3,10 | 892 | 651 | 1810 |
| 3 dx | | 3,10 | 703 | 651 | 1180 |

Tab. 3.56 Sollecitazioni della parete 3

Per la verifica delle due pareti in c.a. di dimensione 30 x 180 cm, riporto nella seguente tabella le armature, le sollecitazioni e le verifiche di resistenza:

| Parete | b x l | Quota | Rete | A _S | V _{Rd} | V _{Rd,S} | T _S |
|--------|--------|-------|-----------|-----------------|-----------------|-------------------|----------------|
| | cm | m | φ / passo | cm ² | kN | kN | kN |
| 3 sx | 30x180 | 3,10 | φ18/5/5 | 193,4 | 6410 | 2210 | 1810 |
| 3 dx | | 3,10 | φ18/5/30 | 96,7 | 3140 | 1310 | 1180 |

Tab. 3.57 Armatura e Verifica Setto 3

La verifica a pressoflessione e a sforzo assiale normalizzato risulta anch'essa soddisfatta.

Per la trave di collegamento le sollecitazioni agenti risultano essere:

| Trave | b x h | Quota | M _S | T _S |
|-------|----------|-------|----------------|----------------|
| | | m | kNm | kN |
| 3 | 30 x 95 | 2,15 | 366 | 624 |
| 3 | 30 x 150 | 0,00 | 388 | 1187 |

Tab. 3.58 Sollecitazioni della parete 3

mentre le armature necessarie a prendere il momento e il taglio sono elencate nella seguente tabella:

| Trave | Quota | Arm. | M _R | M _S | Arm. | T _S |
|----------|-------|-------|----------------|----------------|------|----------------|
| | m | pass. | kNm | kNm | X | kN |
| 30 x 95 | 2,15 | 4φ20 | 416 | 366 | 8φ20 | 624 |
| 30 x 150 | 0,00 | 3φ18 | 408 | 388 | 8φ22 | 1187 |

Tab. 3.59 Sollecitazioni della parete 3

3.7.4 Parete 10

La parete 10 ha un'apertura, adibita al passaggio delle persone, di dimensione $b \times h$ pari a 175 x 250 cm. Le sollecitazioni relative alle due pareti sono:

| Parete | $b \times l$ | Quota | M_S | N_S | T_S |
|--------|--------------|-------|-------|-------|-------|
| | | m | kNm | kN | kN |
| 10 sx | 30 x 630 | 3,10 | 2566 | 447 | 1385 |
| 10 dx | 30 x 755 | 3,10 | 7096 | 443 | 8119 |

Tab. 3.60 Sollecitazioni della parete 10

Per la verifica delle due pareti in c.a. riporto nella seguente tabella le armature, le sollecitazioni e le verifiche di resistenza:

| Parete | $b \times l$ | Quota | Rete | A_S | V_{Rd} | $V_{Rd,S}$ | T_S |
|--------|--------------|-------|-----------------|--------|----------|------------|-------|
| | cm | m | $\phi / passo$ | cm^2 | kN | kN | kN |
| 10 sx | 30x630 | 3,10 | $\phi 18/15/30$ | 147,6 | 4530 | 2300 | 1385 |
| 10 dx | 30x755 | 3,10 | $\phi 18/5/5$ | 763,4 | 24820 | 8580 | 8119 |

Tab. 3.61 Armatura e Verifica Setto 10

La verifica a pressoflessione e a sforzo assiale normalizzato risulta anch'essa soddisfatta.

Per la trave di collegamento le sollecitazioni agenti risultano essere:

| Trave | $b \times h$ | Quota | M_S | T_S |
|-------|--------------|-------|-------|-------|
| | | m | kNm | kN |
| 10 | 30 x 60 | 2,50 | 242 | 392 |

Tab. 3.62 Sollecitazioni della parete 10

mentre le armature necessarie a prendere il momento e il taglio sono elencate nella seguente tabella:

| Trave | Quota | Arm. | M_R | M_S | Arm. | T_S |
|---------|-------|-------------|-------|-------|-------------|-------|
| | m | pass. | kNm | kNm | X | kN |
| 30 x 60 | 2,50 | 4 ϕ 20 | 254 | 242 | 8 ϕ 16 | 392 |

Tab. 3.63 Sollecitazioni della parete 10

3.7.5 Parete 11

La parete 11 ha un'apertura, adibita al passaggio delle persone, di dimensione $b \times h$ pari a 175 x 250 cm. Le sollecitazioni relative alle due pareti sono:

| Parete | $b \times l$ | Quota | M_S | N_S | T_S |
|--------|--------------|-------|-------|-------|-------|
| | | M | kNm | kN | kN |
| 11 sx | 30 x 630 | 3,10 | 2554 | 1360 | 2063 |
| 11 dx | 30 x 755 | 3,10 | 2592 | 2313 | 2834 |

Tab. 3.64 Sollecitazioni della parete 11

Per la verifica delle due pareti in c.a. riporto nella seguente tabella le armature, le sollecitazioni e le verifiche di resistenza:

| Parete | $b \times l$ | Quota | Rete | A_S | V_{Rd} | $V_{Rd,S}$ | T_S |
|--------|--------------|-------|-----------------|-----------------|----------|------------|-------|
| | cm | m | $\phi / passo$ | cm ² | kN | kN | kN |
| 11 sx | 30x630 | 3,10 | ϕ 18/10/30 | 162,9 | 3740 | 2070 | 2063 |
| 11 dx | 30x755 | 3,10 | ϕ 18/10/15 | 259,6 | 4630 | 2950 | 2834 |

Tab. 3.65 Armatura e Verifica Setto 11

La verifica a pressoflessione e a sforzo assiale normalizzato risulta anch'essa soddisfatta.

Per la trave di collegamento le sollecitazioni agenti risultano essere:

| Trave | b x h | Quota | M_S | T_S |
|-------|---------|-------|-------|-------|
| | | m | kNm | kN |
| 11 | 30 x 60 | 2,50 | 424 | 722 |

Tab. 3.66 Sollecitazioni della parete 11

mentre le armature necessarie a prendere il momento e il taglio sono elencate nella seguente tabella:

| Trave | Quota | Arm. | M_R | M_S | Arm. | T_S |
|---------|-------|-------------|-------|-------|-------------|-------|
| | m | pass. | kNm | kNm | X | kN |
| 30 x 60 | 2,50 | 6 ϕ 22 | 459 | 424 | 8 ϕ 22 | 722 |

Tab. 3.67 Sollecitazioni della parete 11

3.7.6 Parete 18

La parete 18 ha un'apertura centrale, in direzione x, di dimensione $b \times h$ pari a 240 x 65 cm. Le sollecitazioni relative alle due pareti sono:

| Parete | b x l | Quota | M_S | N_S | T_S |
|--------|----------|-------|-------|-------|-------|
| | | m | kNm | kN | kN |
| 18 sx | 30 x 180 | 3,10 | 455 | 560 | 1305 |
| 18 dx | | 3,10 | 396 | 560 | 931 |

Tab. 3.68 Sollecitazioni della parete 18

Per la verifica delle due pareti in c.a. di dimensione 30 x 180 cm, riporto nella seguente tabella le armature, le sollecitazioni e le verifiche di resistenza:

| Parete | b x l cm | Quota m | Rete ϕ / passo | A_S cm ² | V_{Rd} kN | $V_{Rd,S}$ kN | T_S kN |
|--------|-------------|------------|------------------------|--------------------------|----------------|------------------|-------------|
| 18 sx | 30x180 | 3,10 | $\phi 18/5/10$ | 122,1 | 3140 | 1550 | 1305 |
| 18 dx | | 3,10 | $\phi 18/10/25$ | 61,1 | 3140 | 980 | 931 |

Tab. 3.69 Armatura e Verifica Setto 18

La verifica a pressoflessione e a sforzo assiale normalizzato risulta anch'essa soddisfatta.

Per la trave di collegamento le sollecitazioni agenti risultano essere:

| Trave | b x h | Quota m | M_S kNm | T_S kN |
|-------|----------|------------|--------------|-------------|
| 18 | 30 x 95 | 2,15 | 205 | 400 |
| 18 | 30 x 150 | 0,00 | 343 | 941 |

Tab. 3.70 Sollecitazioni della parete 18

mentre le armature necessarie a prendere il momento e il taglio sono elencate nella seguente tabella:

| Trave | Quota m | Arm. pass. | M_R kNm | M_S kNm | Arm. X | T_S kN |
|----------|------------|---------------|--------------|--------------|-------------|-------------|
| 30 x 95 | 2,15 | 3 $\phi 18$ | 408 | 205 | 4 $\phi 22$ | 400 |
| 30 x 150 | 0,00 | 3 $\phi 18$ | 408 | 343 | 8 $\phi 20$ | 941 |

Tab. 3.71 Sollecitazioni della parete 18

3.7.7 Parete 19

La parete 19 ha un'apertura centrale, in direzione x, di dimensione $b \times h$ pari a 240 x 65 cm. Le sollecitazioni relative alle due pareti sono:

| Parete | b x l | Quota | M _S | N _S | T _S |
|--------|----------|-------|----------------|----------------|----------------|
| | | m | kNm | kN | kN |
| 19 sx | 30 x 180 | 3,10 | 405 | 558 | 997 |
| 19 dx | | 3,10 | 376 | 558 | 890 |

Tab. 3.72 Sollecitazioni della parete 19

Per la verifica delle due pareti in c.a. di dimensione 30 x 180 cm, riporto nella seguente tabella le armature, le sollecitazioni e le verifiche di resistenza:

| Parete | b x l | Quota | Rete | A _S | V _{Rd} | V _{Rd,S} | T _S |
|--------|--------|-------|-----------|-----------------|-----------------|-------------------|----------------|
| | cm | m | ϕ / passo | cm ² | kN | kN | kN |
| 19 sx | 30x180 | 3,10 | ϕ18/10/20 | 66,2 | 3140 | 1020 | 997 |
| 19 dx | | 3,10 | ϕ18/10/20 | 66,2 | 3140 | 1020 | 890 |

Tab. 3.73 Armatura e Verifica Setto 19

La verifica a pressoflessione e a sforzo assiale normalizzato risulta anch'essa soddisfatta.

Per la trave di collegamento le sollecitazioni agenti risultano essere:

| Trave | b x h | Quota | M _S | T _S |
|-------|----------|-------|----------------|----------------|
| | | m | kNm | kN |
| 19 | 30 x 95 | 2,15 | 165 | 325 |
| 19 | 30 x 150 | 0,00 | 271 | 721 |

Tab. 3.74 Sollecitazioni della parete 19

mentre le armature necessarie a prendere il momento e il taglio sono elencate nella seguente tabella:

| Trave | Quota m | Arm. pass. | M_R kNm | M_S kNm | Arm. X | T_S kN |
|----------|------------|---------------|--------------|--------------|-------------|-------------|
| 30 x 95 | 2,15 | 2 ϕ 18 | 170 | 165 | - | 325 |
| 30 x 150 | 0,00 | 2 ϕ 18 | 273 | 271 | 4 ϕ 24 | 721 |

Tab. 3.75 Sollecitazioni della parete 19

3.7.8 Parete 20

La parete 20 ha un'apertura centrale, in direzione x, di dimensione $b \times h$ pari a 240 x 65 cm. Le sollecitazioni relative alle due pareti sono:

| Parete | $b \times l$ | Quota m | M_S kNm | N_S kN | T_S kN |
|--------|--------------|------------|--------------|-------------|-------------|
| 20 sx | 30 x 180 | 3,10 | 411 | 548 | 894 |
| 20 dx | | 3,10 | 390 | 548 | 850 |

Tab. 3.76 Sollecitazioni della parete 20

Per la verifica delle due pareti in c.a. di dimensione 30 x 180 cm, riporto nella seguente tabella le armature, le sollecitazioni e le verifiche di resistenza:

| Parete | $b \times l$ cm | Quota m | Rete $\phi / passo$ | A_S cm^2 | V_{Rd} kN | $V_{Rd,S}$ kN | T_S kN |
|--------|--------------------|------------|------------------------|-----------------|----------------|------------------|-------------|
| 20 sx | 30x180 | 3,10 | ϕ 18/15/20 | 56,0 | 2210 | 930 | 894 |
| 20 dx | | 3,10 | ϕ 18/15/25 | 50,9 | 2210 | 880 | 850 |

Tab. 3.77 Armatura e Verifica Setto 20

La verifica a pressoflessione e a sforzo assiale normalizzato risulta anch'essa soddisfatta.

Per la trave di collegamento le sollecitazioni agenti risultano essere:

| Trave | b x h | Quota | M _S | T _S |
|-------|----------|-------|----------------|----------------|
| | | m | kNm | kN |
| 20 | 30 x 95 | 2,15 | 146 | 288 |
| 20 | 30 x 150 | 0,00 | 247 | 677 |

Tab. 3.78 Sollecitazioni della parete 20

mentre le armature necessarie a prendere il momento e il taglio sono elencate nella seguente tabella:

| Trave | Quota | Arm. | M _R | M _S | Arm. | T _S |
|----------|-------|-------|----------------|----------------|------|----------------|
| | m | pass. | kNm | kNm | X | kN |
| 30 x 95 | 2,15 | 2φ18 | 170 | 146 | - | 288 |
| 30 x 150 | 0,00 | 2φ18 | 273 | 247 | 4φ24 | 677 |

Tab. 3.79 Sollecitazioni della parete 20

3.7.9 Parete 21

La parete 21 ha un'apertura centrale, in direzione x, di dimensione $b \times h$ pari a 240 x 65 cm. Le sollecitazioni relative alle due pareti sono:

| Parete | b x l | Quota | M _S | N _S | T _S |
|--------|----------|-------|----------------|----------------|----------------|
| | | m | kNm | kN | kN |
| 21 sx | 30 x 180 | 3,10 | 401 | 602 | 809 |
| 21 dx | | 3,10 | 393 | 599 | 945 |

Tab. 3.80 Sollecitazioni della parete 21

Per la verifica delle due pareti in c.a. di dimensione 30 x 180 cm, riporto nella seguente tabella le armature, le sollecitazioni e le verifiche di resistenza:

| Parete | b x l cm | Quota m | Rete ϕ / passo | A_S cm ² | V_{Rd} kN | $V_{Rd,S}$ kN | T_S kN |
|--------|-------------|------------|------------------------|--------------------------|----------------|------------------|-------------|
| 21 sx | 30x180 | 3,10 | $\phi 18/15/30$ | 45,8 | 2210 | 840 | 809 |
| 21 dx | | 3,10 | $\phi 18/10/25$ | 61,1 | 3140 | 980 | 945 |

Tab. 3.81 Armatura e Verifica Setto 21

La verifica a pressoflessione e a sforzo assiale normalizzato risulta anch'essa soddisfatta.

Per la trave di collegamento le sollecitazioni agenti risultano essere:

| Trave | b x h | Quota m | M_S kNm | T_S kN |
|-------|----------|------------|--------------|-------------|
| 21 | 30 x 95 | 2,15 | 152 | 294 |
| 21 | 30 x 150 | 0,00 | 258 | 695 |

Tab. 3.82 Sollecitazioni della parete 21

mentre le armature necessarie a prendere il momento e il taglio sono elencate nella seguente tabella:

| Trave | Quota m | Arm. pass. | M_R kNm | M_S kNm | Arm. X | T_S kN |
|----------|------------|---------------|--------------|--------------|-------------|-------------|
| 30 x 95 | 2,15 | 2 $\phi 18$ | 170 | 152 | - | 294 |
| 30 x 150 | 0,00 | 2 $\phi 18$ | 273 | 258 | 4 $\phi 24$ | 695 |

Tab. 3.83 Sollecitazioni della parete 21

3.7.10 Parete 22

La parete 22 ha un'apertura centrale, in direzione x, di dimensione $b \times h$ pari a 240 x 65 cm. Le sollecitazioni relative alle due pareti sono:

| Parete | b x l | Quota | M _S | N _S | T _S |
|--------|----------|-------|----------------|----------------|----------------|
| | | m | kNm | kN | kN |
| 22 sx | 30 x 180 | 3,10 | 396 | 601 | 790 |
| 22 dx | | 3,10 | 400 | 595 | 1414 |

Tab. 3.84 Sollecitazioni della parete 22

Per la verifica delle due pareti in c.a. di dimensione 30 x 180 cm, riporto nella seguente tabella le armature, le sollecitazioni e le verifiche di resistenza:

| Parete | b x l | Quota | Rete | A _S | V _{Rd} | V _{Rd,S} | T _S |
|--------|--------|-------|-----------|-----------------|-----------------|-------------------|----------------|
| | cm | m | φ / passo | cm ² | kN | kN | kN |
| 22 sx | 30x180 | 3,10 | φ18/15/30 | 45,8 | 2210 | 840 | 790 |
| 22 dx | | 3,10 | φ18/5/10 | 86,5 | 3140 | 1550 | 1414 |

Tab. 3.85 Armatura e Verifica Setto 22

La verifica a pressoflessione e a sforzo assiale normalizzato risulta anch'essa soddisfatta.

Per la trave di collegamento le sollecitazioni agenti risultano essere:

| Trave | b x h | Quota | M _S | T _S |
|-------|----------|-------|----------------|----------------|
| | | m | kNm | kN |
| 22 | 30 x 95 | 2,15 | 227 | 433 |
| 22 | 30 x 150 | 0,00 | 381 | 1070 |

Tab. 3.86 Sollecitazioni della parete 22

mentre le armature necessarie a prendere il momento e il taglio sono elencate nella seguente tabella:

| Trave | Quota | Arm. | M_R | M_S | Arm. | T_S |
|----------|-------|-------------|-------|-------|-------------|-------|
| | m | pass. | kNm | kNm | X | kN |
| 30 x 95 | 2,15 | 3 ϕ 18 | 253 | 227 | 8 ϕ 16 | 433 |
| 30 x 150 | 0,00 | 3 ϕ 18 | 408 | 381 | 8 ϕ 22 | 1070 |

Tab. 3.87 Sollecitazioni della parete 22

3.7.11 Parete 23

La parete 23 è una parete continua senza aperture. Le sollecitazioni relative alla parete sono:

| Parete | b x l | Quota | M_S | N_S | T_S |
|--------|----------|-------|-------|-------|-------|
| | | m | kNm | kN | kN |
| 23 | 30 x 600 | 3,10 | 2566 | 447 | 1385 |

Tab. 3.88 Sollecitazioni della parete 23

Le sollecitazioni e le verifiche di resistenza, risultano essere:

| Parete | b x l | Quota | Rete | A_S | V_{Rd} | $V_{Rd,S}$ | T_S |
|--------|--------|-------|-----------------|-----------------|----------|------------|-------|
| | cm | m | $\phi / passo$ | cm ² | kN | kN | kN |
| 23 | 30x600 | 3,10 | ϕ 18/15/30 | 147,6 | 4530 | 2300 | 1385 |

Tab. 3.89 Armatura e Verifica Setto 23

La verifica a pressoflessione e a sforzo assiale normalizzato risulta anch'essa soddisfatta.

3.7.12 Parete 24

La parete 24 ha un'apertura centrale, in direzione x, di dimensione $b \times h$ pari a 240 x 65 cm. Le sollecitazioni relative alle due pareti sono:

| Parete | b x l | Quota | M _S | N _S | T _S |
|--------|----------|-------|----------------|----------------|----------------|
| | | m | kNm | kN | kN |
| 24 sx | 30 x 180 | 3,10 | 405 | 589 | 815 |
| 24 dx | | 3,10 | 399 | 593 | 1113 |

Tab. 3.90 Sollecitazioni della parete 24

Per la verifica delle due pareti in c.a. di dimensione 30 x 180 cm, riporto nella seguente tabella le armature, le sollecitazioni e le verifiche di resistenza:

| Parete | b x l | Quota | Rete | A _S | V _{Rd} | V _{Rd,S} | T _S |
|--------|--------|-------|-----------|-----------------|-----------------|-------------------|----------------|
| | cm | m | ϕ / passo | cm ² | kN | kN | kN |
| 24 sx | 30x180 | 3,10 | ϕ18/15/30 | 45,8 | 2210 | 840 | 815 |
| 24 dx | | 3,10 | ϕ18/10/10 | 91,6 | 3140 | 1260 | 1113 |

Tab. 3.91 Armatura e Verifica Setto 24

La verifica a pressoflessione e a sforzo assiale normalizzato risulta anch'essa soddisfatta.

Per la trave di collegamento le sollecitazioni agenti risultano essere:

| Trave | b x h | Quota | M _S | T _S |
|-------|----------|-------|----------------|----------------|
| | | m | kNm | kN |
| 24 | 30 x 95 | 2,15 | 168 | 332 |
| 24 | 30 x 150 | 0,00 | 291 | 626 |

Tab. 3.92 Sollecitazioni della parete 24

mentre le armature necessarie a prendere il momento e il taglio sono elencate nella seguente tabella:

| Trave | Quota | Arm. | M_R | M_S | Arm. | T_S |
|----------|-------|-------------|-------|-------|-------------|-------|
| | m | pass. | kNm | kNm | X | kN |
| 30 x 95 | 2,15 | 2 ϕ 18 | 170 | 168 | - | 332 |
| 30 x 150 | 0,00 | 3 ϕ 16 | 323 | 291 | 8 ϕ 16 | 626 |

Tab. 3.93 Sollecitazioni della parete 24

3.7.13 Parete 25

La parete 25 ha un'apertura centrale, in direzione x, di dimensione $b \times h$ pari a 240 x 65 cm. Le sollecitazioni relative alle due pareti sono:

| Parete | $b \times l$ | Quota | M_S | N_S | T_S |
|--------|--------------|-------|-------|-------|-------|
| | | m | kNm | kN | kN |
| 25 sx | 30 x 180 | 3,10 | 388 | 587 | 781 |
| 25 dx | | 3,10 | 391 | 590 | 865 |

Tab. 3.94 Sollecitazioni della parete 25

Per la verifica delle due pareti in c.a. di dimensione 30 x 180 cm, riporto nella seguente tabella le armature, le sollecitazioni e le verifiche di resistenza:

| Parete | $b \times l$ | Quota | Rete | A_S | V_{Rd} | $V_{Rd,S}$ | T_S |
|--------|--------------|-------|-----------------|-----------------|----------|------------|-------|
| | cm | m | $\phi / passo$ | cm ² | kN | kN | kN |
| 25 sx | 30x180 | 3,10 | ϕ 18/15/30 | 45,8 | 2210 | 840 | 781 |
| 25 dx | | 3,10 | ϕ 18/15/25 | 50,9 | 2210 | 880 | 865 |

Tab. 3.95 Armatura e Verifica Setto 25

La verifica a pressoflessione e a sforzo assiale normalizzato risulta anch'essa soddisfatta.

Per la trave di collegamento le sollecitazioni agenti risultano essere:

| Trave | b x h | Quota | M _S | T _S |
|-------|----------|-------|----------------|----------------|
| | | m | kNm | kN |
| 25 | 30 x 95 | 2,15 | 143 | 282 |
| 25 | 30 x 150 | 0,00 | 240 | 645 |

Tab. 3.96 Sollecitazioni della parete 25

mentre le armature necessarie a prendere il momento e il taglio sono elencate nella seguente tabella:

| Trave | Quota | Arm. | M _R | M _S | Arm. | T _S |
|----------|-------|-------|----------------|----------------|------|----------------|
| | m | pass. | kNm | kNm | X | kN |
| 30 x 95 | 2,15 | 2φ18 | 170 | 143 | - | 282 |
| 30 x 150 | 0,00 | 2φ18 | 273 | 240 | 8φ16 | 645 |

Tab. 3.97 Sollecitazioni della parete 25

3.7.14 Parete 26

La parete 26 ha un'apertura centrale, in direzione x, di dimensione $b \times h$ pari a 240 x 65 cm. Le sollecitazioni relative alle due pareti sono:

| Parete | b x l | Quota | M _S | N _S | T _S |
|--------|----------|-------|----------------|----------------|----------------|
| | | m | kNm | kN | kN |
| 26 sx | 30 x 180 | 3,10 | 377 | 569 | 780 |
| 26 dx | | 3,10 | 387 | 571 | 790 |

Tab. 3.98 Sollecitazioni della parete 26

Per la verifica delle due pareti in c.a. di dimensione 30 x 180 cm, riporto nella seguente tabella le armature, le sollecitazioni e le verifiche di resistenza:

| Parete | b x l cm | Quota m | Rete ϕ / passo | A_S cm^2 | V_{Rd} kN | $V_{Rd,S}$ kN | T_S kN |
|--------|-------------|------------|------------------------|------------------------|----------------|------------------|-------------|
| 26 sx | 30x180 | 3,10 | $\phi 18/15/30$ | 45,8 | 2210 | 840 | 780 |
| 26 dx | | 3,10 | $\phi 18/15/30$ | 45,8 | 2210 | 840 | 790 |

Tab. 3.99 Armatura e Verifica Setto 26

La verifica a pressoflessione e a sforzo assiale normalizzato risulta anch'essa soddisfatta.

Per la trave di collegamento le sollecitazioni agenti risultano essere:

| Trave | b x h | Quota m | M_S kNm | T_S kN |
|-------|----------|------------|--------------|-------------|
| 26 | 30 x 95 | 2,15 | 129 | 257 |
| 26 | 30 x 150 | 0,00 | 213 | 590 |

Tab. 3.100 Sollecitazioni della parete 26

mentre le armature necessarie a prendere il momento e il taglio sono elencate nella seguente tabella:

| Trave | Quota m | Arm. pass. | M_R kNm | M_S kNm | Arm. X | T_S kN |
|----------|------------|---------------|--------------|--------------|-------------|-------------|
| 30 x 95 | 2,15 | 2 $\phi 16$ | 134 | 129 | - | 257 |
| 30 x 150 | 0,00 | 2 $\phi 16$ | 216 | 213 | 8 $\phi 16$ | 590 |

Tab. 3.101 Sollecitazioni della parete 26

3.7.15 Parete 27

La parete 27 ha un'apertura centrale, in direzione x, di dimensione $b \times h$ pari a 240 x 65 cm. Le sollecitazioni relative alle due pareti sono:

| Parete | b x l | Quota | M _S | N _S | T _S |
|--------|----------|-------|----------------|----------------|----------------|
| | | m | kNm | kN | kN |
| 27 sx | 30 x 180 | 3,10 | 365 | 574 | 764 |
| 27 dx | | 3,10 | 401 | 581 | 906 |

Tab. 3.102 Sollecitazioni della parete 27

Per la verifica delle due pareti in c.a. di dimensione 30 x 180 cm, riporto nella seguente tabella le armature, le sollecitazioni e le verifiche di resistenza:

| Parete | b x l | Quota | Rete | A _S | V _{Rd} | V _{Rd,S} | T _S |
|--------|--------|-------|-----------|-----------------|-----------------|-------------------|----------------|
| | cm | m | ϕ / passo | cm ² | kN | kN | kN |
| 27 sx | 30x180 | 3,10 | ϕ18/15/30 | 45,8 | 2210 | 840 | 764 |
| 27 dx | | 3,10 | ϕ18/15/20 | 56,0 | 2210 | 930 | 906 |

Tab. 3.103 Armatura e Verifica Setto 27

La verifica a pressoflessione e a sforzo assiale normalizzato risulta anch'essa soddisfatta.

Per la trave di collegamento le sollecitazioni agenti risultano essere:

| Trave | b x h | Quota | M _S | T _S |
|-------|----------|-------|----------------|----------------|
| | | m | kNm | kN |
| 27 | 30 x 95 | 2,15 | 146 | 284 |
| 27 | 30 x 150 | 0,00 | 247 | 672 |

Tab. 3.104 Sollecitazioni della parete 27

mentre le armature necessarie a prendere il momento e il taglio sono elencate nella seguente tabella:

| Trave | Quota m | Arm. pass. | M_R kNm | M_S kNm | Arm. X | T_S kN |
|----------|------------|---------------|--------------|--------------|-------------|-------------|
| 30 x 95 | 2,15 | 2 ϕ 16 | 170 | 146 | - | 284 |
| 30 x 150 | 0,00 | 2 ϕ 18 | 273 | 247 | 4 ϕ 24 | 672 |

Tab. 3.105 Sollecitazioni della parete 27

3.7.16 Parete 28

La parete 28 ha un'apertura centrale, in direzione x, di dimensione $b \times h$ pari a 240 x 65 cm. Le sollecitazioni relative alle due pareti sono:

| Parete | $b \times l$ | Quota m | M_S kNm | N_S kN | T_S kN |
|--------|--------------|------------|--------------|-------------|-------------|
| 28 sx | 30 x 180 | 3,10 | 403 | 574 | 900 |
| 28 dx | | 3,10 | 497 | 581 | 1573 |

Tab. 3.106 Sollecitazioni della parete 28

Per la verifica delle due pareti in c.a. di dimensione 30 x 180 cm, riporto nella seguente tabella le armature, le sollecitazioni e le verifiche di resistenza:

| Parete | $b \times l$ cm | Quota m | Rete $\phi / passo$ | A_S cm^2 | V_{Rd} kN | $V_{Rd,S}$ kN | T_S kN |
|--------|--------------------|------------|------------------------|-----------------|----------------|------------------|-------------|
| 28 sx | 30x180 | 3,10 | ϕ 18/15/20 | 157,8 | 2210 | 930 | 900 |
| 28 dx | | 3,10 | ϕ 18/5/5 | 56,0 | 5920 | 2070 | 1573 |

Tab. 3.107 Armatura e Verifica Setto 28

La verifica a pressoflessione e a sforzo assiale normalizzato risulta anch'essa soddisfatta.

Per la trave di collegamento le sollecitazioni agenti risultano essere:

| Trave | b x h | Quota | M _S | T _S |
|-------|----------|-------|----------------|----------------|
| | | m | kNm | kN |
| 28 | 30 x 95 | 2,15 | 251 | 393 |
| 28 | 30 x 150 | 0,00 | 401 | 646 |

Tab. 3.108 Sollecitazioni della parete 28

mentre le armature necessarie a prendere il momento e il taglio sono elencate nella seguente tabella:

| Trave | Quota | Arm. | M _R | M _S | Arm. | T _S |
|----------|-------|-------|----------------|----------------|------|----------------|
| | m | pass. | kNm | kNm | X | kN |
| 30 x 95 | 2,15 | 3φ18 | 253 | 251 | 4φ22 | 284 |
| 30 x 150 | 0,00 | 3φ18 | 408 | 401 | 4φ24 | 672 |

Tab. 3.109 Sollecitazioni della parete 28

3.7.17 Parete 29

La parete 29 è una parete continua senza aperture. Le sollecitazioni relative alla parete sono:

| Parete | b x l | Quota | M _S | N _S | T _S |
|--------|----------|-------|----------------|----------------|----------------|
| | | m | kNm | kN | kN |
| 29 | 30 x 600 | 3,10 | 2433 | 435 | 1267 |

Tab. 3.110 Sollecitazioni della parete 29

Le sollecitazioni e le verifiche di resistenza, risultano essere:

| Parete | b x l | Quota | Rete | A _S | V _{Rd} | V _{Rd,S} | T _S |
|--------|--------|-------|-----------|-----------------|-----------------|-------------------|----------------|
| | cm | m | φ / passo | cm ² | kN | kN | kN |
| 29 | 30x600 | 3,10 | φ18/15/30 | 147,6 | 4530 | 2300 | 1267 |

Tab. 3.111 Armatura e Verifica Setto 29

La verifica a pressoflessione e a sforzo assiale normalizzato risulta anch'essa soddisfatta.

2.14 VERIFICA DELLE FONDAZIONI

Il sistema di fondazione viene realizzato mediante una platea, come indicato in Fig. 3.32:

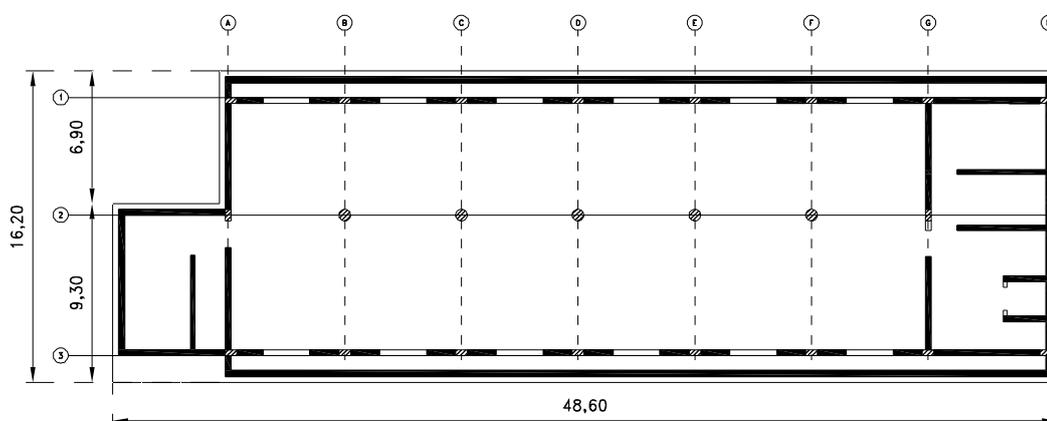


Fig. 3.32 Platea di fondazione

La platea viene realizzata con uno spessore di 70 cm, utilizzando un calcestruzzo C28/35 di caratteristiche:

$$R_{ck} = 350$$

$$\tau_{c0} = 6,67 \text{ cm}^2$$

$$\tau_{c1} = 19,71 \text{ cm}^2$$

La platea dovrà essere verificata a punzonamento, ovvero la possibilità che il carico verticale trasmesso dai pilastri risulti troppo elevato e possa forare la platea. A tal scopo la verifica viene fatta andando a considerare la superficie bagnata calcolata nella sezione media della platea ed una trasmissione del carico verticale inclinata a 45° . Uno spessore di 70 cm non risulta sufficiente a resistere al punzonamento unicamente in prossimità dei pilastri centrali che trasmettono uno sforzo

normale superiore a 3000 kN. La superficie bagnata da prendere in considerazione in questo caso, per pilastri $\phi 60$ cm, è $S = 28588 \text{ cm}^2$ e la verifica sarà:

$$\frac{N_s}{S} \leq \tau_{c0} \quad \Rightarrow \quad \frac{300000}{28588} = 10,49 > 6,67$$

Si vede quindi che sarà necessario inserire un'armatura ulteriore atta a coprire lo sforzo di punzonamento.

Considerando il massimo carico agente sui pilastri, pari a 3200 kN, l'armatura necessaria a punzonamento è:

$$A_{s,MIN} = \frac{N_s}{f_{yk} \cdot \text{sen}\alpha} = \frac{320000}{4300 \cdot \frac{\sqrt{2}}{2}} = 105,3 \text{ cm}^2$$

Questa armatura dovrà essere divisa fra tutti i ferri che vengono incontrati dallo sforzo, quindi utilizzo un'armatura pari a $9 + 9\phi 20$ di area $A_s = 113,1 \text{ cm}^2$.

La platea inoltre viene armata con una rete all'intradosso e all'estradosso al fine di assorbire i momenti agenti su di essa. Il dimensionamento della rete, ovvero diametro e passo, viene fatto in modo da coprire la maggior parte dei momenti, inserendo un'armatura di raffittimento dove i momenti sollecitanti risulteranno essere maggiori di quelli resistenti della rete.

Dall'analisi effettuata si è visto come i momenti flettenti agenti sulla platea in campata siano inferiori a 300 kNm , mentre i valori massimi si hanno in prossimità dei pilastri centrali e sono pari a $M_x^- = 349 \text{ kNm}$ e $M_y^- = 379 \text{ kNm}$.

Usando una rete di $\phi 18/20$ in ambedue le direzioni ottengo un momento resistente pari a $M_R = 307 \text{ kNm}$ e quindi dovrò inserire raffittimenti pari a $\phi 12/30$ in prossimità dei pilastri al fine di raggiungere un momento resistente pari a $M_R = 307 + 81 = 388 \text{ kNm}$ che è sufficiente a coprire il momento massimo agente sulla platea.

2.15 VERIFICA AGLI STATI LIMITE DI DANNO

Per le costruzioni ricadenti in classe d'uso I e II si deve verificare che l'azione sismica di progetto non produca agli elementi costruttivi senza funzione strutturale danni tali da rendere la costruzione temporaneamente inagibile. Nel caso delle costruzioni civili e industriali, qualora la temporanea inagibilità sia dovuta a spostamenti eccessivi interpiano, questa condizione si può ritenere soddisfatta quando gli spostamenti interpiano ottenuti dall'analisi in presenza dell'azione sismica di progetto relativa allo *SLD* siano inferiori al limite indicato di seguito:

$$d_r < 0,005 \cdot h$$

per tamponamenti collegati rigidamente alla struttura che interferiscono con la deformabilità della stessa, dove h è l'altezza del piano. In questo caso ho un'altezza di piano di 3,10 m e quindi dovrò verificare che:

$$d_r < 15,5 \text{ mm}$$

Nella tabella sottostante sono riportati i massimi spostamenti interpiano dell'edificio:

| Interpiano | d_r | $d_{r,max}$ |
|-------------------|-------------------------|-------------------------------|
| | mm | mm |
| Quarto | 3,23 | 15,5 |
| Terzo | 3,01 | 15,5 |
| Secondo | 2,82 | 15,5 |
| Primo | 2,55 | 15,5 |
| Terra | 2,34 | 15,5 |
| Interrato | 1,92 | 15,5 |

Tab. 3.112 Valori dei drift interpiano

È immediato notare che i *drift* sono ovunque notevolmente inferiori al limite imposto da normativa, circostanza dovuta al fatto che le pareti

creano un notevole effetto irrigidente sulla struttura, limitandone la deformabilità.

*Capitolo 4****STRUTTURA ISOLATA: DIMENSIONAMENTO DI MASSIMA******4.1 DESCRIZIONE DELL'EDIFICIO***

Il criterio seguito nel dimensionare l'edificio isolato è stato quello di modificare la struttura originaria per quanto fosse strettamente necessario, in modo da poter effettuare un confronto fra due strutture maggiormente simili.

Il cambiamento principale è stato quello di eliminare tutte le pareti in c.a.. Con l'introduzione del sistema di isolamento, infatti, le pareti, la cui funzione era prevalentemente quella di controventamento, risulteranno essere non più necessarie e quindi sostituibili con un sistema di telai. Per contro, verrà meno anche la capacità di assorbire le sollecitazioni delle pareti e la struttura risulterà essere maggiormente sollecitata; quindi, ove necessario, sarà opportuno variare, rispetto alle sezioni determinate per la struttura a base fissa, le sezioni di travi e pilastri e orientare questi ultimi al fine di resistere meglio all'aggravio di sollecitazioni.

Anche in questo caso si è cercato di usare, ove possibile, travi a spessore per tutti i telai che attraversano le unità abitative dell'edificio e travi in altezza nel caso dei telai di bordo.

In maniera analoga si è cercato di usare pilastri a filo di muro, con un lato pari a 30 cm, per i telai di bordo al fine di massimizzare gli spazi e pilastri rettangolari centrali opportunamente orientati. Inoltre si è reso necessario inserire pilastri aggiuntivi in prossimità dei vani scala al fine di inserire i pianerottoli a quote intermedie.

Come sistema di fondazione si è optato anche in questa configurazione per una platea, inserendo il sistema di isolamento a quota 2,00 m. Si useranno quindi dei baggioli opportunamente dimensionati al

fine di portare gli isolatori appena al di sotto del primo solaio. Anche in questo caso la scelta di porre il sistema di isolamento appena al di sotto del primo solaio è stata dettata al fine di non avere riduzioni di cubatura dell'interrato senza dover prevedere scavi più in profondità.

Per il dimensionamento di massima si è deciso di adottare le seguenti tipologie di travi e pilastri, avendo considerato il possibile stato sollecitazionale aggiuntivo dovuto alla non perfetta coincidenza dei baricentri di massa e di rigidezza e avendo cercato di far coincidere il più possibile i baricentri.

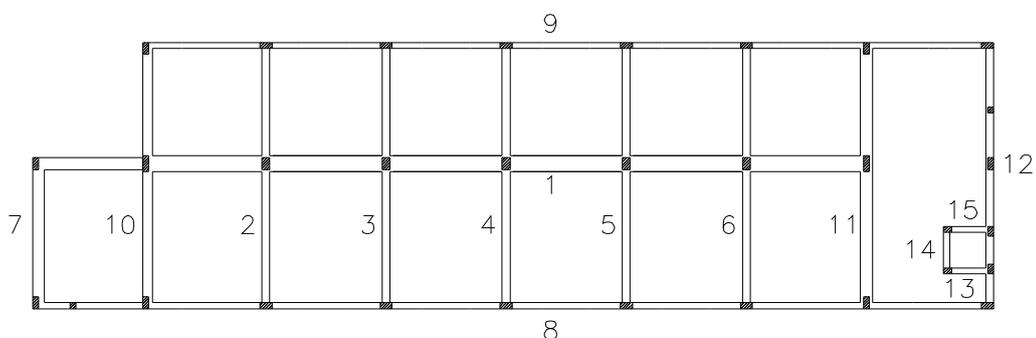


Fig. 4.1 Schema dei telai

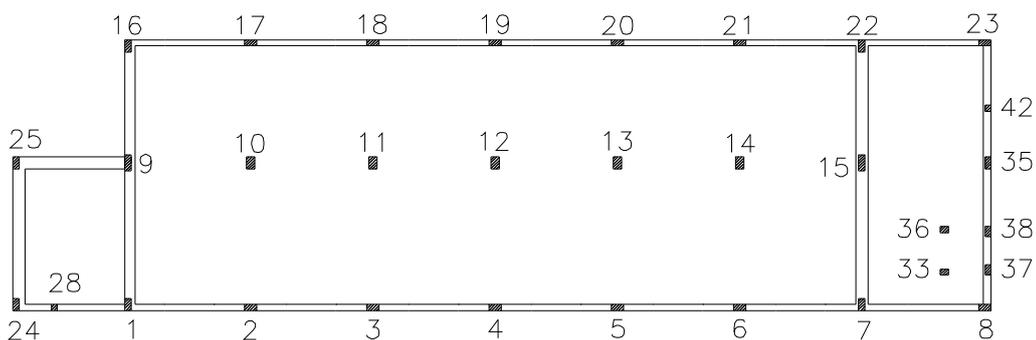


Fig. 4.2 Schema dei pilastri

| Pilastro | Sezione | Trave | Sezione |
|-----------------------------------|---------|--------------|---------|
| 1-7-16-22-24-25-35 | 30 x 60 | 2-3-4-5-6-12 | 40 x 30 |
| 2-3-4-5-6-8-17-18-19- 20-21-23 | 60 x 30 | 8-9 | 30 x 50 |
| 10-11-12-13-14 | 40 x 60 | 7-11 | 60 x 30 |
| 9-15 | 30 x 80 | 10 | 50 x 30 |
| 28-42 | 30 x 30 | 13-14-15 | 30 x 30 |
| 33-36 | 40 x 30 | | |
| 37-38 | 30 x 50 | | |

Tab. 4.1 Sezioni dimensionamento di massima travi e pilastri

Le travi poste a quota del primo solaio saranno diverse in questo caso in quanto si cercherà di confinare al meglio i baggioli per evitare un eventuale rotazione del nodo baggiolo-trave. Quindi si useranno travi in altezza 30 x 70 ovunque tranne che per il telaio 1 in cui si useranno travi a T, come verrà illustrato nelle verifiche.

Per il dimensionamento di massima dell'edificio isolato non si rivela necessario eseguire l'analisi dei carichi perché già effettuata per la struttura a base fissa e a questa del tutto identica. Le sezioni e planimetrie dell'edificio sono riportate nelle figure seguenti.

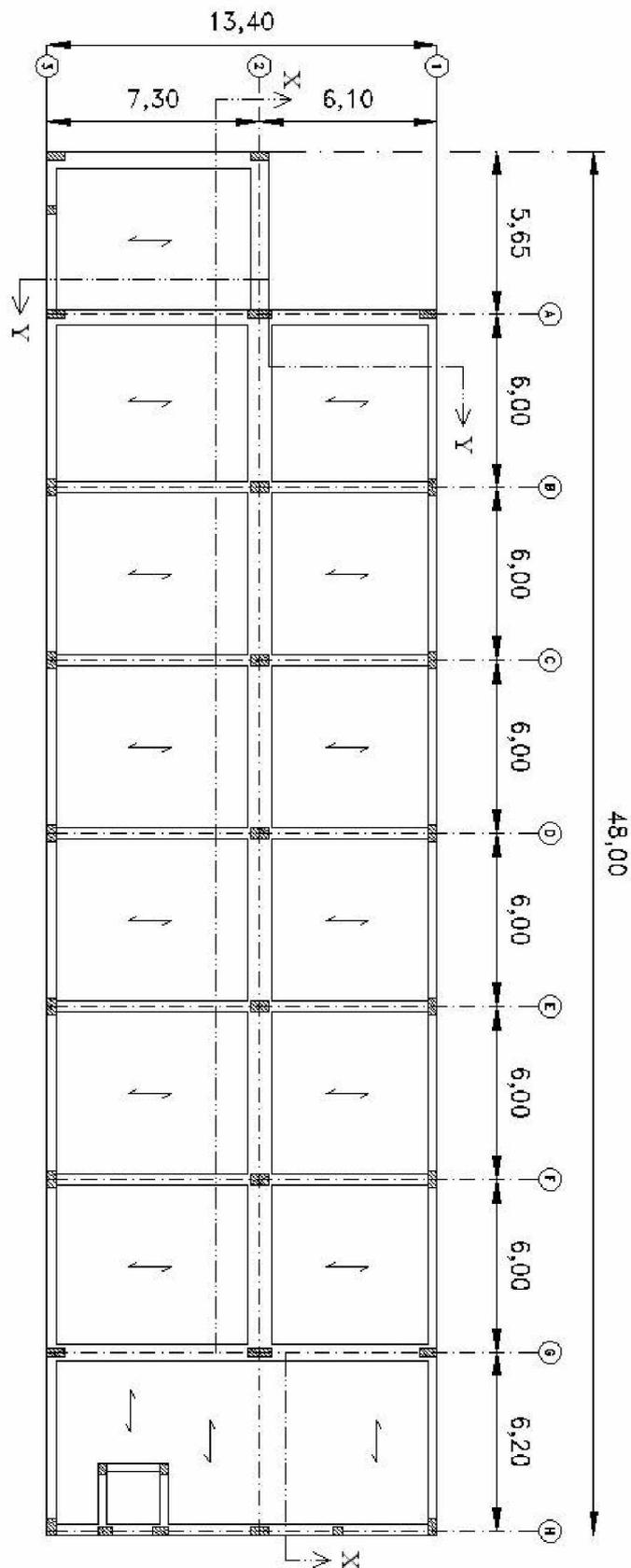


Fig. 4.3 Planimetria Piano Copertura

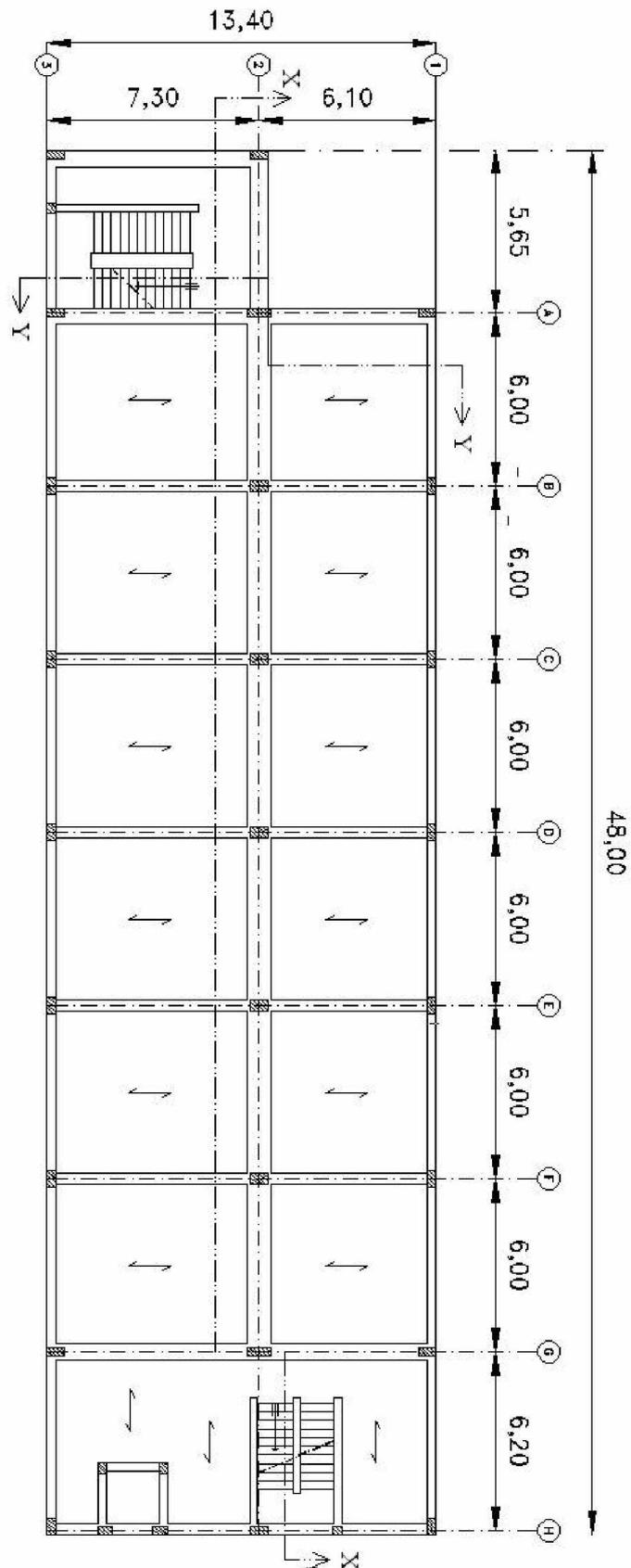


Fig. 4.4 Planimetria Piano Quarto

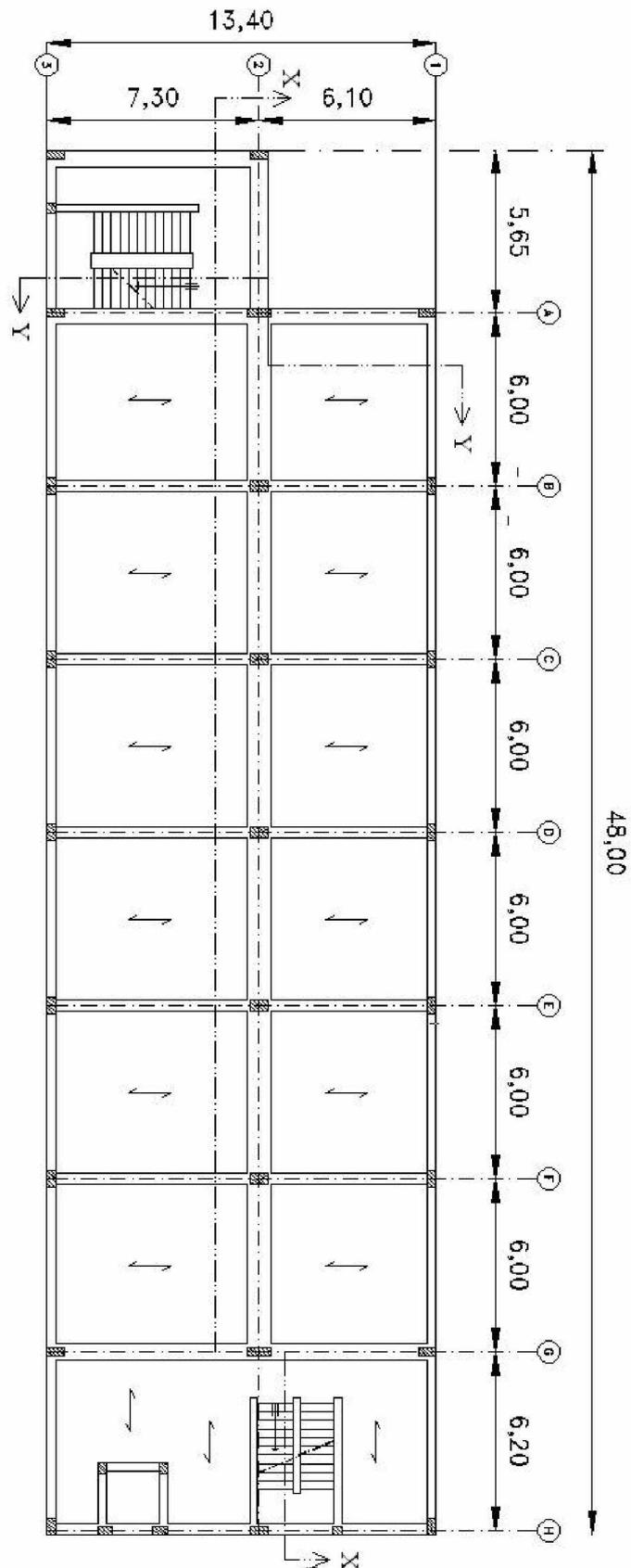


Fig. 4.5 Planimetria Piano Terzo

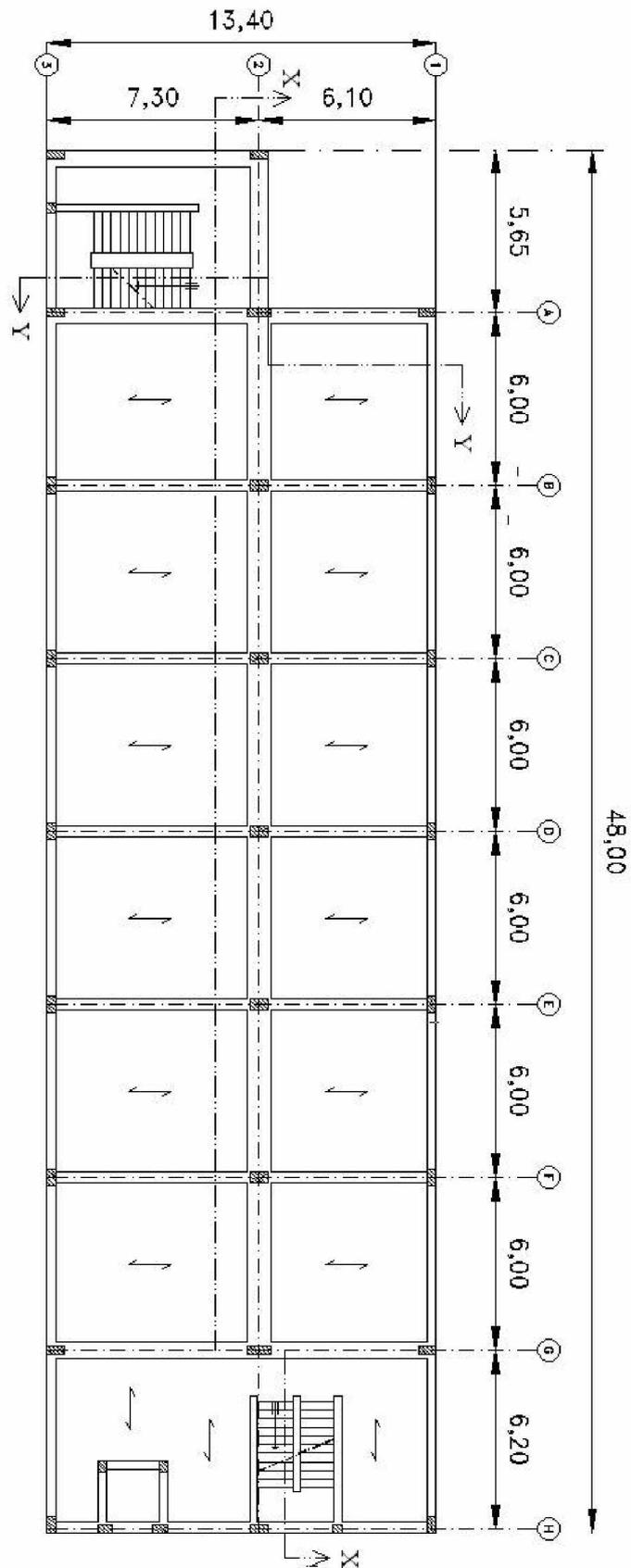


Fig. 4.6 Planimetria Piano Secondo

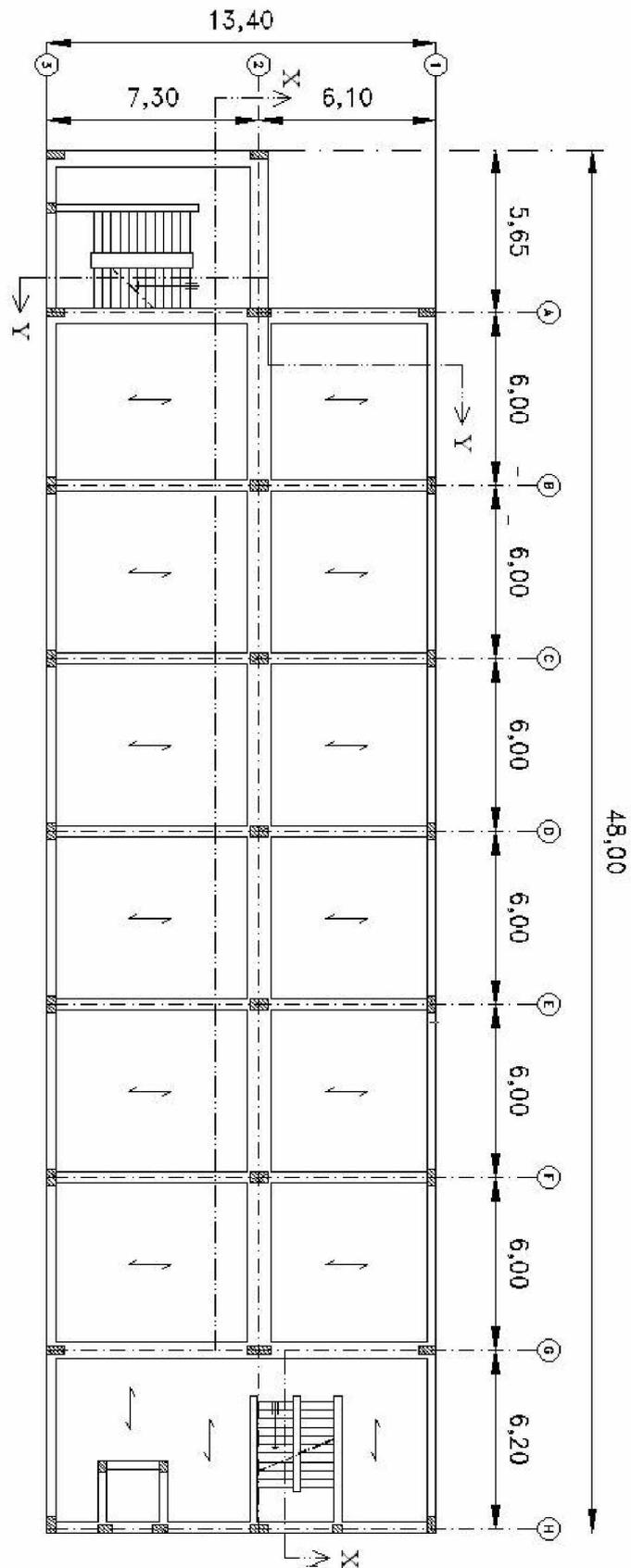


Fig. 4.7 Planimetria Piano Primo

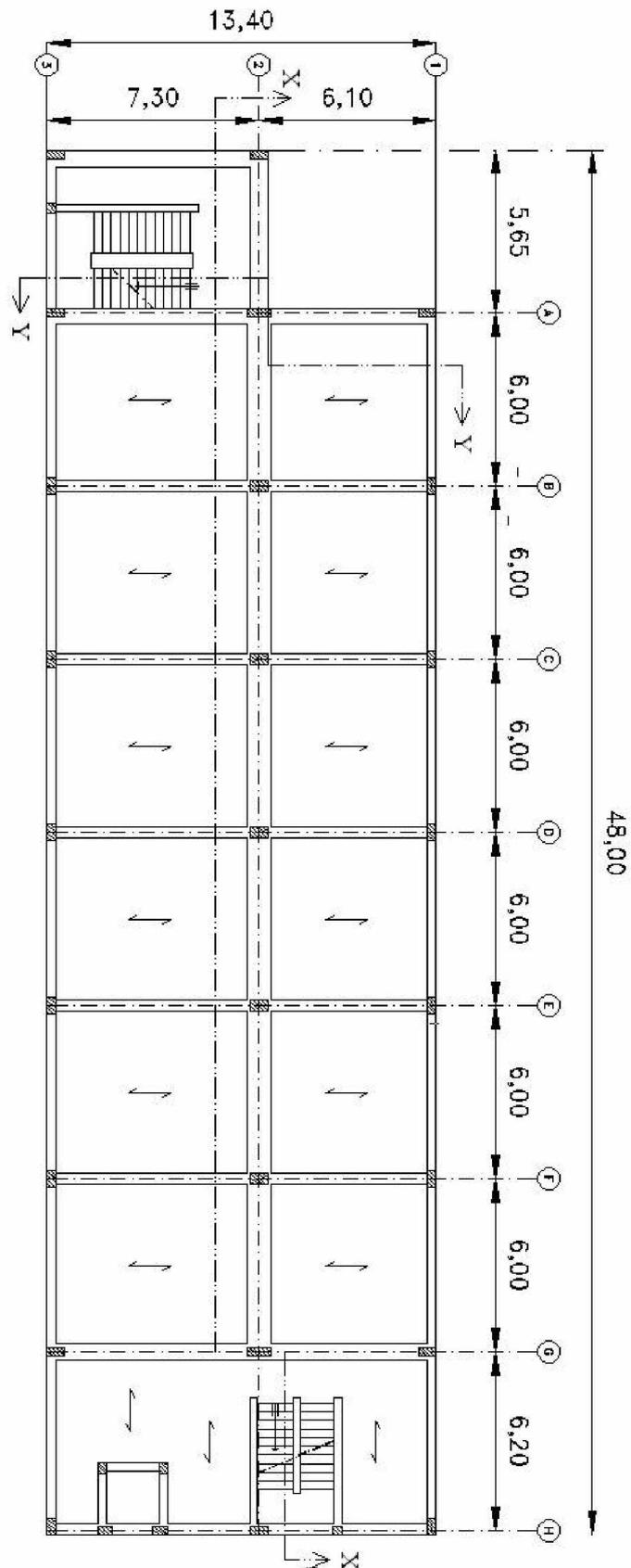


Fig. 4.8 Planimetria Piano Terra

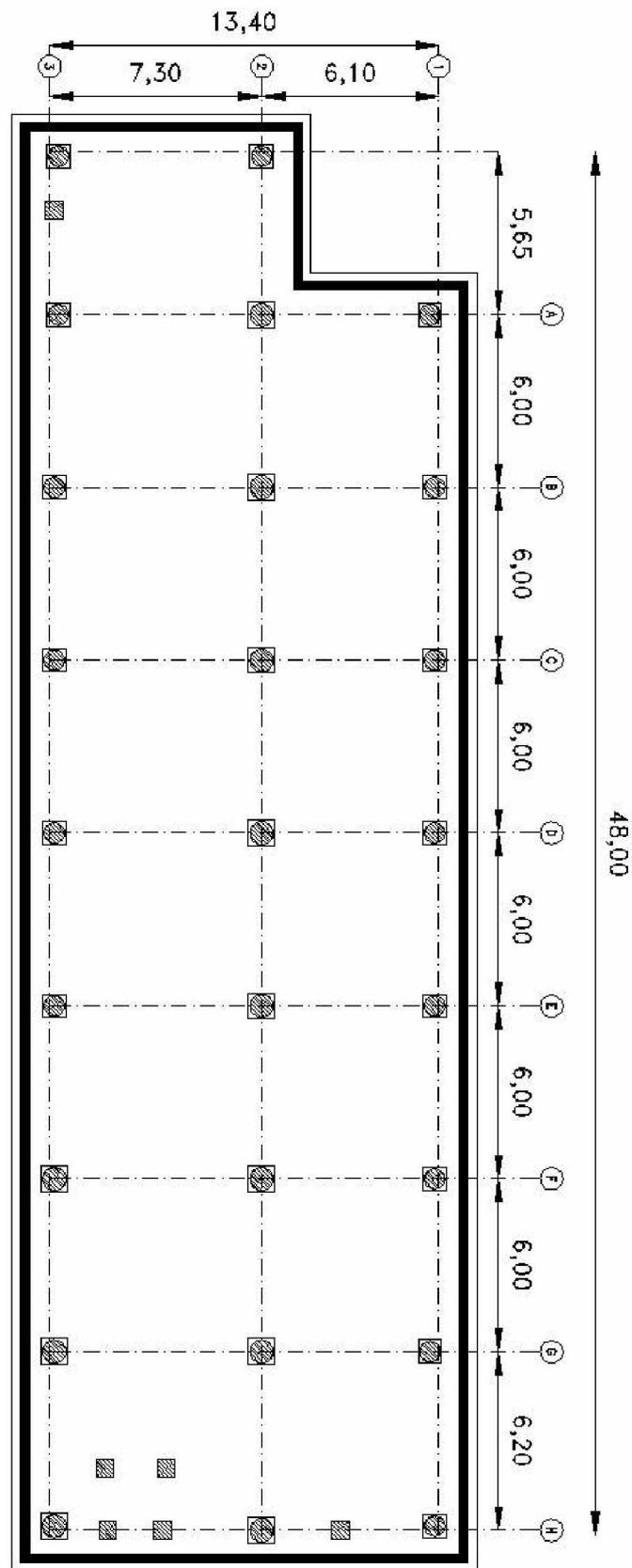


Fig. 4.9 Planimetria Piano Isolatori

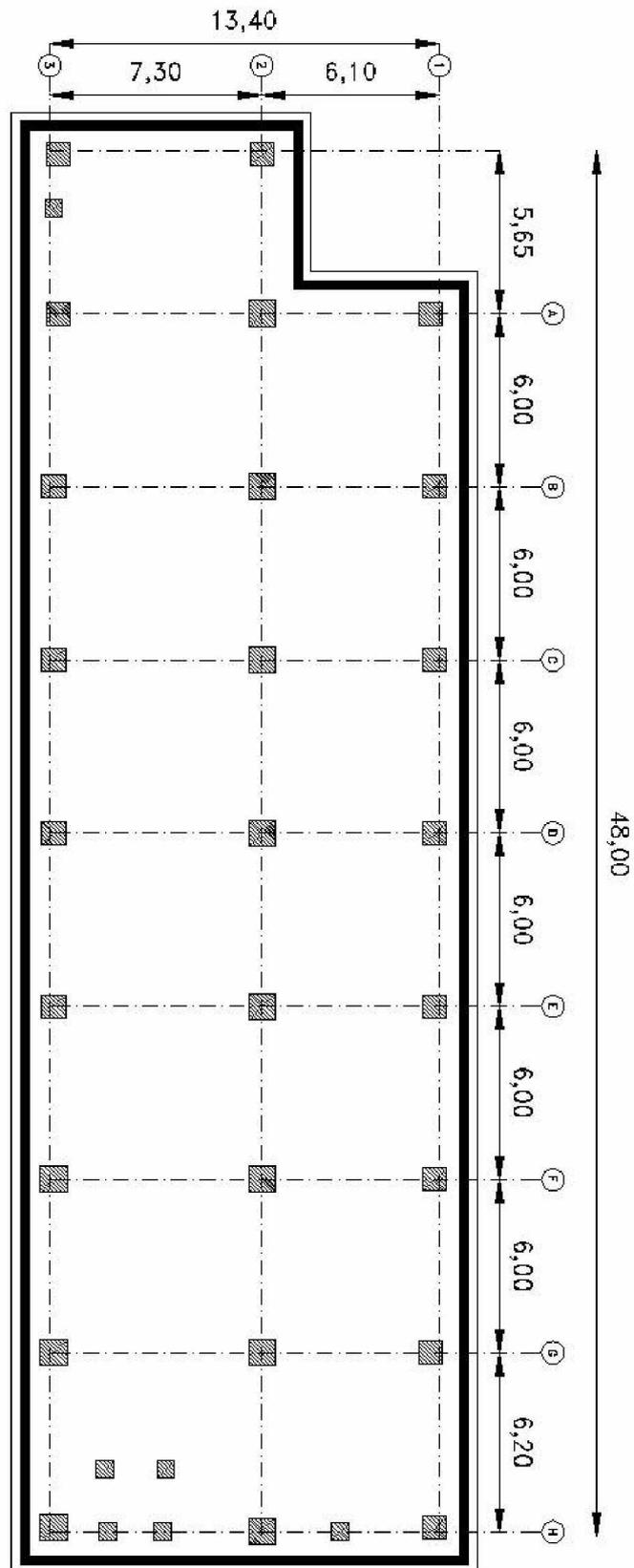


Fig. 4.10 Planimetria Piano di Fondazione

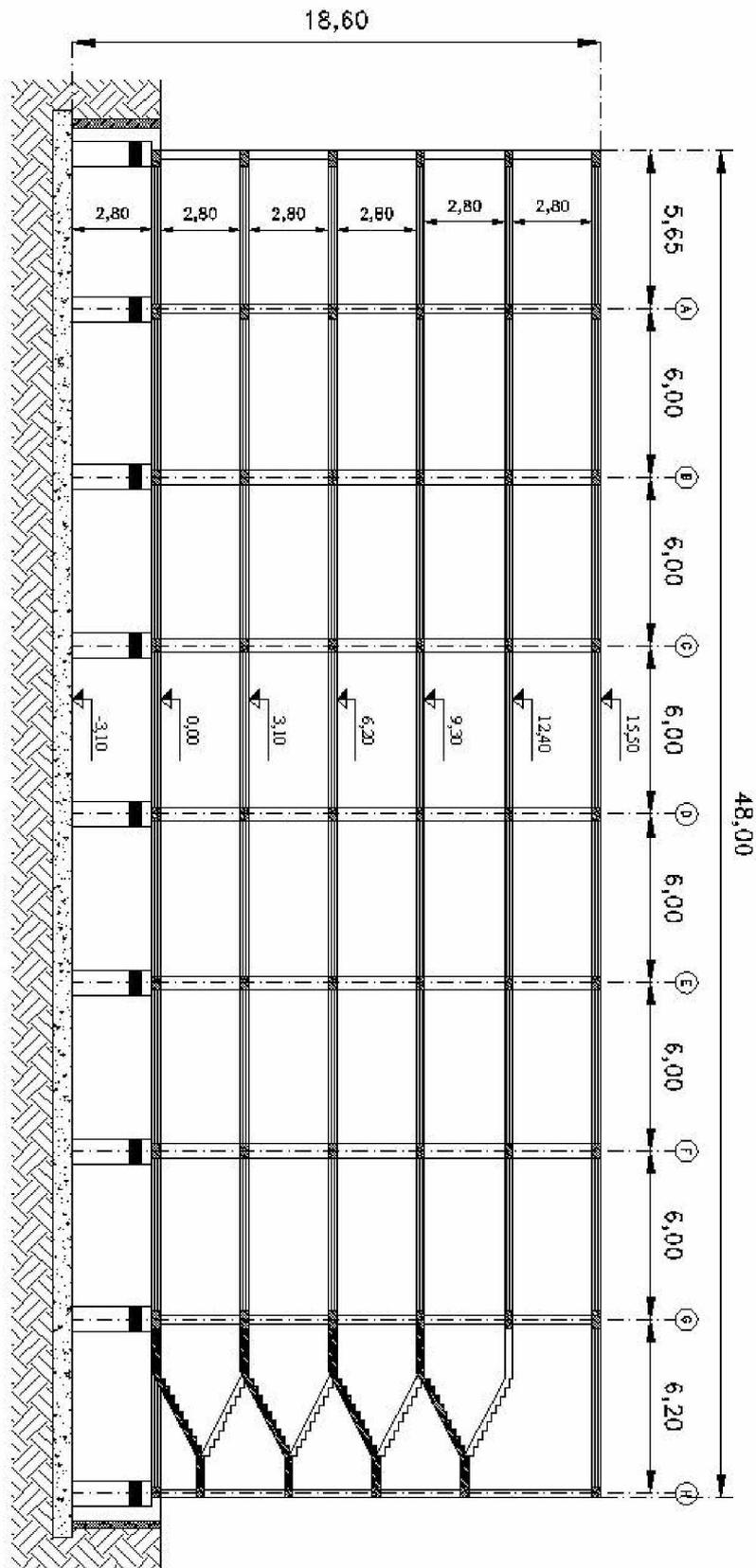


Fig. 4.11 Sezione X-X

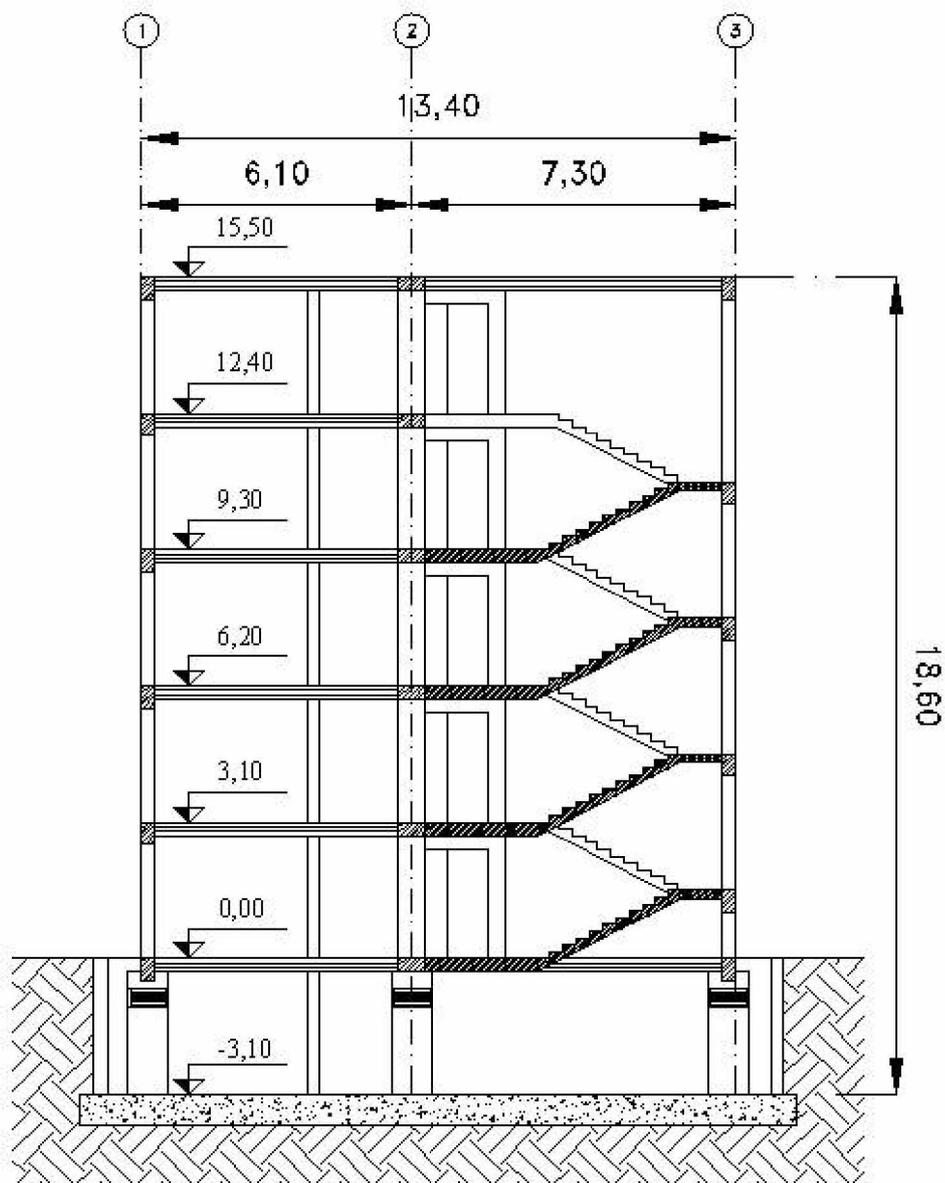


Fig. 4.12 Sezione Y-Y

4.2 SISTEMA DI ISOLAMENTO

Il sistema di isolamento viene dimensionato considerando in prima approssimazione la sovrastruttura come un corpo rigido e fissandone il periodo proprio T_s intorno ai 2,5 sec.

Per stimarne la massa totale viene fatto riferimento ai carichi gravitazionali da tenere in conto per il calcolo dell'azione sismica, come definito dalla normativa al Par. 3.2.4:

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

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

I valori dei coefficienti ψ_{2j} utili al caso dell'edificio studiato sono riportati nella Tabella 4.2:

| Categoria / Azione variabile | Ψ_{0j} | Ψ_{1j} | Ψ_{2j} |
|--|-------------|-------------|-------------|
| Categoria A – Ambienti ad uso residenziale | 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 |

Tab. 4.2 Valori dei coefficienti di combinazione

Calcolata secondo le indicazioni da normativa su riportate, la massa della sovrastruttura risulta pari a $3770 \text{ kN} \cdot \text{s}^2/\text{m}$.

La formula che restituisce il valore della rigidezza totale del sistema di isolamento, una volta fissato il periodo T_s e la massa è:

$$K_{H,tot} = m \cdot \omega^2 = m \cdot \left(\frac{2\pi}{T_s} \right)^2 = 23820 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Determinata la rigidezza orizzontale totale del sistema di isolamento, il passo successivo è quello di scegliere le specifiche tipologie di isolatori dai cataloghi dei produttori, per calcolare la rigidezza effettiva totale del sistema e ottenere una migliore approssimazione del periodo proprio della sovrastruttura.

I criteri che guidano la progettazione del sistema di isolamento riguardano le tensioni di compressione alle quali lavorano gli isolatori,

che dovranno risultare circa le stesse affinché vengano minimizzate le differenze di comportamento dei singoli isolatori, e la coincidenza del baricentro delle masse di piano e delle rigidezze degli isolatori, al fine di ridurre gli effetti torsionali di insieme.

Allo scopo di mantenere un valore totale delle rigidezze degli isolatori prossimo a quello stimato si riduce il numero degli isolatori elastomerici a 26, inserendo al di sotto dei restanti 6 pilastri, quelli relativi ai vani scala e ascensore, isolatori a scorrimento, con la sola funzione di sostegno ai carichi verticali: il loro coefficiente di attrito μ è infatti dell'ordine dell'1% e può essere trascurato a favore di sicurezza.

Infine, per evitare di amplificare gli effetti dei modi superiori di vibrare, il coefficiente viscoso equivalente degli isolatori sarà tenuto sufficientemente basso, pertanto si preferisce l'impiego di isolatori *HDRB* con un coefficiente $\xi = 10\%$.

Il produttore di isolatori fornisce una varietà di dispositivi *HDRB* caratterizzati dai seguenti parametri:

- carico verticale massimo sopportabile in caso di sisma;
- spostamento massimo sopportabile in caso di sisma;
- rigidezza orizzontale;
- dimensioni dell'isolatore quali diametro, spessore totale della gomma, altezza totale del dispositivo comprese le piastre di ancoraggio e dimensione delle piastre;
- modulo dinamico di elasticità a taglio G_{din} ;
- coefficiente di smorzamento viscoso ξ ;

Gli isolatori si dividono in tre categorie in base al tipo di mescola elastomerica utilizzata, come riportato nella tabella seguente:

| Caratteristiche | | Mescola | | |
|---------------------------------|-------------------|------------|------------|------------|
| | | Morbida | Normale | Dura |
| Durezza | Shore A3 | 40 ± 3 | 40 ± 3 | 40 ± 3 |
| Resistenza a rottura | N/mm ² | 20 | 20 | 18 |
| Allungamento a rottura | % | 750 | 600 | 500 |
| Modulo di elasticità <i>G</i> | N/mm ² | 0,4 | 0,8 | 1,4 |
| Smorzamento viscoso | % | 10 | 10 | 16 |
| Isolatore corrispondente | | HDS | HDN | HDH |

Tab. 4.3 Caratteristiche fisico-meccaniche HDRB

Inoltre in funzione del sistema di ancoraggio vengono ulteriormente distinti in *HDRB.A* e *HDRB.E*.

Nel caso in esame verranno usati isolatori elastomerici a mescola morbida con $G_{din} = 0,4 \text{ Mpa}$, smorzamento viscoso $\xi = 10\%$ e spostamenti elevati dell'ordine di $350 \div 400 \text{ mm}$. Considerare spostamenti elevati in prima approssimazione è un requisito fondamentale in quanto si è scelto di usare isolatori a basso smorzamento e quindi ci si aspetteranno spostamenti di una certa entità.

Per la scelta dello specifico isolatore, al fine di non gravare sull'economia del cantiere, è opportuno prendere in considerazione al massimo due tipi diversi di dispositivi; le caratteristiche a cui si farà riferimento saranno il massimo carico verticale ammissibile in presenza di sisma, che deve risultare superiore a quello di progetto, e la rigidezza orizzontale al fine di avere una rigidezza totale prossima a quella ipotizzata.

Infine il posizionamento dei dispositivi dovrà anch'esso essere fatto con una certa cura in quanto si dovranno ridurre al minimo gli effetti torsionali di insieme, obiettivo che si raggiunge facendo coincidere il più possibile il baricentro delle masse con quello delle rigidezze degli isolatori.

Prendendo in considerazione la rigidezza media che si avrebbe se tutti gli isolatori fossero uguali si ha per il singolo isolatore

$K_{H,i} = 916 \text{ kN/m} = 0,92 \text{ kN/mm}$, il che mi porta a prendere in considerazione le seguenti tipologie di isolatori:

| Isolatore | N_{max} | d_{max} | K_H | Dimensioni (mm) | | | |
|-----------|-----------|-----------|-------|-----------------|-----|-----|-------|
| | kN | mm | kN/mm | D | H | B | T_e |
| HDS.E 700 | 2200 | 350 | 0,86 | 700 | 346 | 750 | 180 |
| HDS.E 800 | 3200 | 400 | 0,99 | 800 | 394 | 850 | 204 |

Tab. 4.4 Caratteristiche isolatori scelti

Essendo:

- D: diametro elastomero;
- H: altezza totale dispositivo, inclusa piastra di ancoraggio;
- B: dimensione lato piastra di ancoraggio;
- T_e : spessore totale gomma.

Qui di seguito i diagrammi relativi alle caratteristiche degli isolatori elastomerici usati:

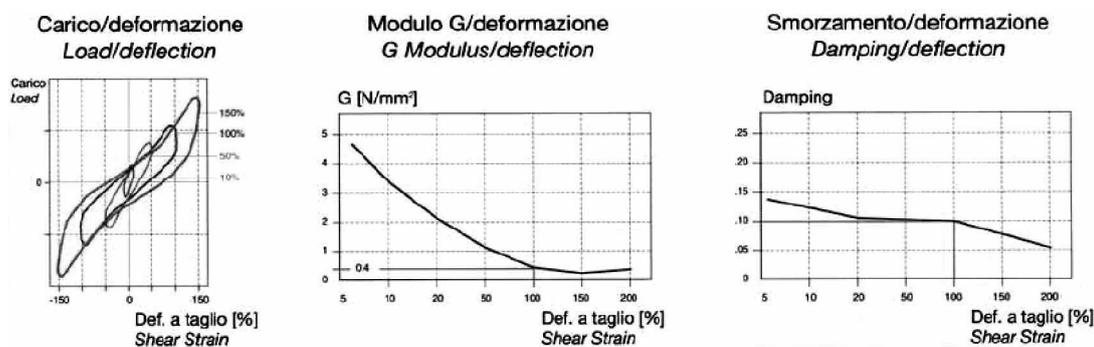


Fig. 4.13 Diagrammi caratteristiche isolatore a mescola morbida

Il rapporto K_H/K_V di ogni singolo isolatore si mantiene superiore a 800, circostanza piuttosto importante in quanto, in questo caso, la normativa consente di tralasciare gli effetti della componente verticale del sisma. Nell'analisi se ne terrà comunque conto, per tutelarsi nei confronti di situazioni di trazione negli isolatori che sono da evitare o se presenti dovranno essere inferiori al valore imposto dalla normativa.

Procedendo ora per tentativi, per il sistema di isolamento, vengono scelti 14 isolatori tipo *HDS.E 700* e 12 isolatori *HDS.E 800* per una rigidezza totale $K_{H,tot} = 23920 \text{ kN/m}$ a fronte di una rigidezza necessaria di $K_{H,tot} = 23820 \text{ kN/m}$, il che risulta essere una buona approssimazione.

Per la disposizione dei dispositivi, invece, fermo restando la necessità di inserire gli isolatori *HDS.E 800* al di sotto dei pilastri centrali a causa del carico verticale agente su di essi, gli altri vengono disposti in modo da far coincidere il baricentro delle masse con quello delle rigidezze degli isolatori, come illustrato nella figura seguente:

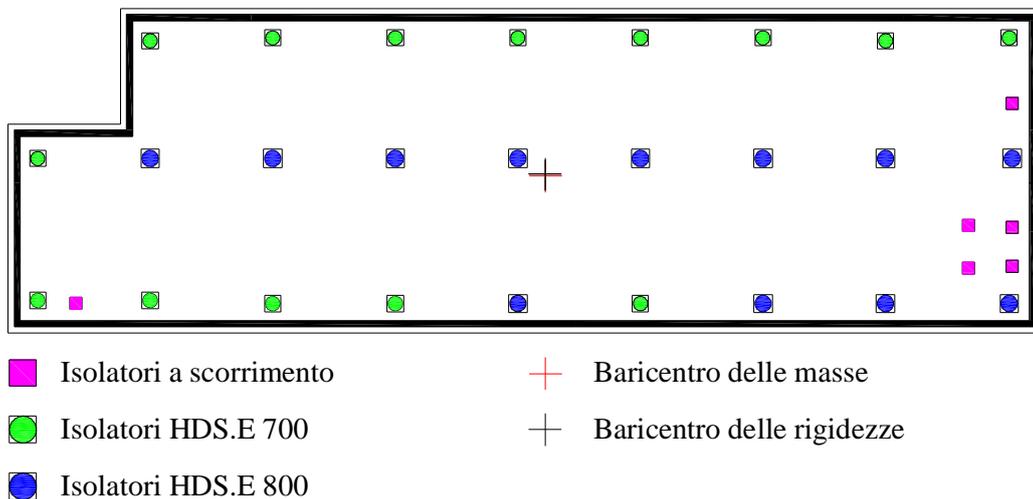


Fig. 4.14 Disposizione in pianta degli isolatori

Come si nota dalla figura si è riusciti ad avere quasi una perfetta coincidenza dei baricentri, avendo riscontrato una differenza nelle coordinate pari a $\Delta x = 0,01 \text{ m}$ e $\Delta y = 0,10 \text{ m}$.

Con la nuova $K_{H,tot}$ si ricalcola il periodo proprio della struttura isolata:

$$T_s = 2\pi \cdot \sqrt{\frac{m}{K_{H,tot}}} = 2,49 \text{ sec}$$

Per controllare in via approssimativa che gli scorrimenti degli isolatori siano compatibili con le loro capacità deformative si consideri lo spettro di progetto: in questo caso $T_C \leq T_S < T_D$ pertanto

$$S_e(T_S) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o \cdot \left(\frac{T_C}{T_S} \right) = 1,72 \frac{m}{s^2}$$

avendo posto $T_D = 2,5$ sec come previsto dalla normativa per le strutture dotate di dispositivi antisismici. Allora il taglio totale alla base vale

$$V_B(T_S) = m \cdot S_e = 6690 \text{ kN}$$

Ripartendo lo sforzo tagliante fra gli isolatori in modo proporzionale alle rispettive rigidezze si ottengono i risultati per le due tipologie usate:

| Isolatore | V | K_H | d |
|-----------|-----|-------|-----|
| | kN | kN/mm | mm |
| HDS.E 700 | 241 | 0,86 | 280 |
| HDS.E 800 | 277 | 0,99 | 280 |

Tab. 4.5 Valori di scorrimento previsti negli isolatori

Per quanto riguarda gli isolatori a scorrimento, inseriti in numero di 6, il dimensionamento e la scelta definitiva dell'apparecchio stesso verranno effettuate successivamente. In questa fase occorre solamente richiedere che tali appoggi costituiscano di fatto vincoli di tipo "carrello", in modo da potere ritenere nulla la loro rigidezza K_H e poterli modellare senza commettere un sensibile errore e comunque a favore di sicurezza.

Qui di seguito un diagramma delle caratteristiche degli isolatori a scorrimento che verranno utilizzati:

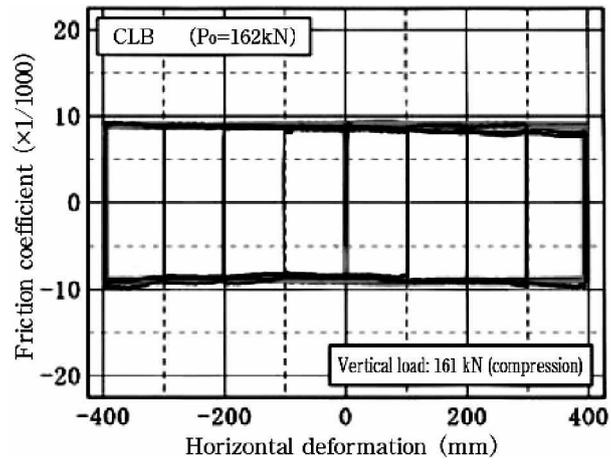


Fig. 4.15 Diagrammi caratteristiche isolatore a mescola morbida

Capitolo 5

**STRUTTURA ISOLATA: VERIFICA DEGLI ELEMENTI
STRUTTURALI****5.1 MODELLAZIONE DELLA STRUTTURA AGLI ELEMENTI
FINITI**

Per la verifica degli elementi strutturali viene modificato il modello costituito per la struttura a base fissa, apportandovi le modifiche indicate nel Capitolo 4, ed effettuando nuovamente l'analisi modale e quindi la *Response Spectrum Analysis*. Un modello tridimensionale è rappresentato in Fig. 5.1.

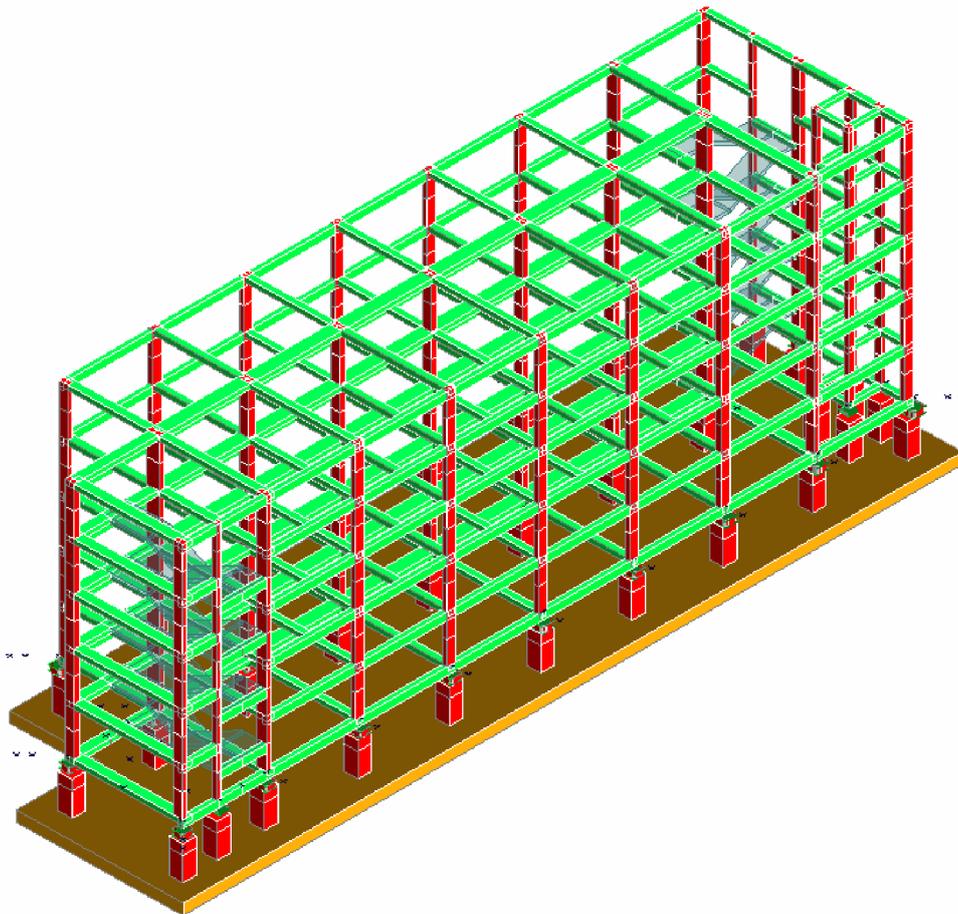


Fig. 5.1 Modello strutturale spaziale

In particolare, per quanto riguarda gli isolatori, essendo soddisfatti i requisiti di cui al Par. 7.10.5.2 del Testo Unico, è possibile modellare i dispositivi di isolamento con un comportamento elastico lineare, ovvero mediante l'inserimento di due molle ortogonali di rigidezze K_H e K_V . Lo spettro di progetto a cui fare riferimento è quello elastico definito al Par. 3.2.3. della normativa, considerando $T_D = 2,5$ sec, mentre l'effettiva capacità dissipativa del sistema di isolamento verrà messa in conto riducendo lo spettro, per tutto il campo di periodi $T > 0,8 \cdot T_{iso}$, assumendo per il coefficiente riduttivo η il valore corrispondente al coefficiente di smorzamento viscoso equivalente ξ_{esi} . In questo caso, quindi, per un $\xi_{esi} = 10\%$ si avrà:

$$\eta = \sqrt{\frac{10}{5 + \xi_{esi}}} = 0,8165$$

Per via di tale riduzione e considerando un periodo della struttura isolata pari a $T_{iso} = 2,49$ sec, lo spettro di progetto assumerà un aspetto discontinuo, rappresentato in Fig. 5.2:

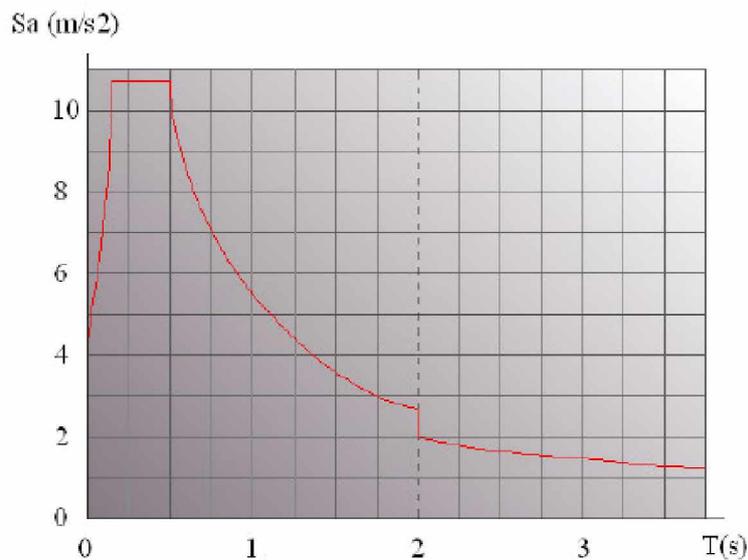


Fig. 5.2 Spettro di progetto della struttura isolata

5.2 ANALISI DINAMICA MODALE

La tabella seguente mostra i periodi propri della struttura e relative masse modali. Si può notare come, avendo disposto gli isolatori in modo da far coincidere il baricentro delle masse di piano con quello delle rigidità, i primi due modi di vibrare riescono ad attivare rispettivamente il 99% delle masse in direzione x e il 96% delle masse in direzione y .

| Periodi di vibrazione e coefficienti di partecipazione modale | | | | | |
|---|---------------|----------------------|--------------------|----------------------|--------------------|
| Modo | Periodo (sec) | Sisma Direzione 0° | | Sisma Direzione 90° | |
| | | M _{ecc} (t) | % M _{tot} | M _{ecc} (t) | % M _{tot} |
| 1 | 2,708 | 0,2 | 0,00 | 3549,9 | 0,96 |
| 2 | 2,595 | 3696,9 | 0,99 | 1,7 | 0,00 |
| 3 | 2,511 | 19,2 | 0,01 | 141,1 | 0,03 |
| 4 | 0,653 | 0,0 | 0,00 | 29,1 | 0,01 |
| 5 | 0,441 | 1,2 | 0,00 | 0,9 | 0,00 |
| 6 | 0,431 | 5,2 | 0,00 | 0,3 | 0,00 |
| 7 | 0,279 | 0,0 | 0,00 | 0,8 | 0,00 |
| 8 | 0,203 | 0,3 | 0,00 | 0,0 | 0,00 |
| 9 | 0,193 | 0,0 | 0,00 | 0,0 | 0,00 |
| 10 | 0,149 | 0,0 | 0,00 | 0,0 | 0,00 |
| 11 | 0,124 | 0,0 | 0,00 | 0,0 | 0,00 |
| 12 | 0,114 | 0,0 | 0,00 | 0,0 | 0,00 |
| TOTALE | | 3723,0 | 1,00 | 3723,0 | 1,00 |

Tab. 5.1 Periodi e masse eccitate dei modi di vibrare

Si noti che in fase preliminare si era stimato il periodo proprio della struttura in 2,49 sec: il valore maggiore che si ritrova nei primi modi di vibrare è da imputare al fatto che l'approssimazione di sovrastruttura infinitamente rigida non è plausibile. Se infatti in direzione x la struttura è poco deformabile ed il periodo è prossimo a quello che avevamo calcolato, in direzione y la deformabilità non è più trascurabile.

Le tre deformate modali principali sono rappresentate nelle immagini seguenti a livello del sistema di isolamento.

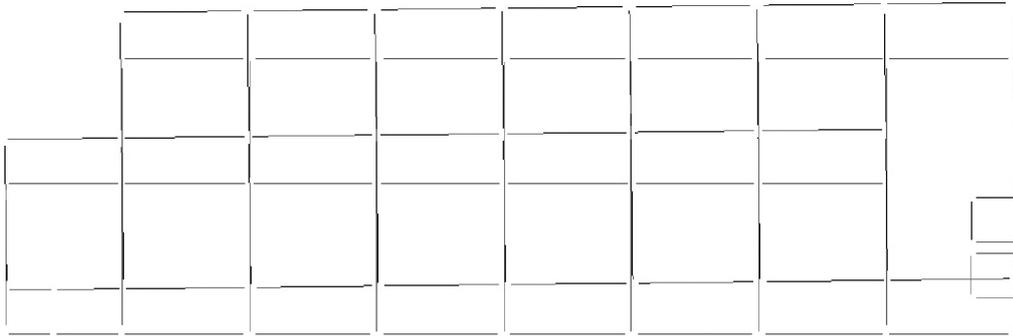


Fig. 5.3 Primo modo di vibrare

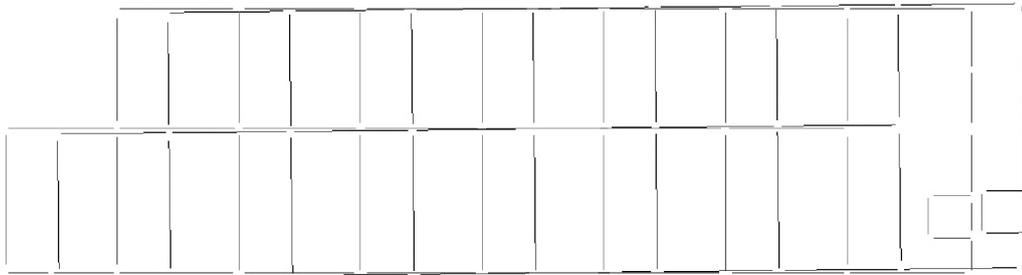


Fig. 5.4 Secondo modo di vibrare

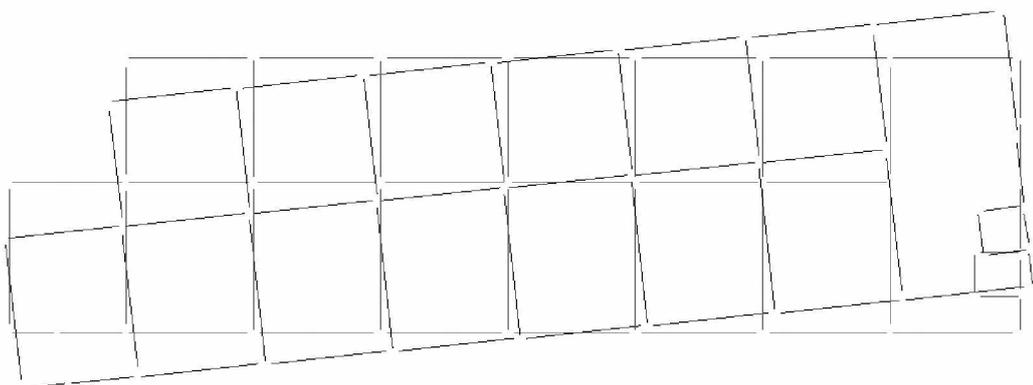


Fig. 5.5 Terzo modo di vibrare

Anche dalle deformate modali si vede come i modi di vibrare risultano essere puramente traslazionali, a differenza di ciò che accadeva

nel caso dell'edificio a base fissa, in cui si avevano alcuni effetti torsionali dati dalla non perfetta coincidenza dei baricentri delle masse e delle rigidezze.

5.3 VERIFICA DEI DISPOSITIVI DI ISOLAMENTO

5.3.1 *Riferimenti normativi*

La verifica degli isolatori elastomerici è trattata ai Parr. 11.9 e relativi sottoparagrafi del Testo Unico:

“...I dispositivi antisismici devono essere sottoposti a procedure di qualificazione, con verifica della conformità ai requisiti funzionali dichiarati.

...Le caratteristiche dei dispositivi devono essere accertate mediante le prove sui materiali e sui dispositivi eseguite e certificate da laboratori di cui all'art. 59 del DPR n. 380/2001, dotati di adeguata competenza, attrezzatura ed organizzazione...”

Il Par. 11.9.7 tratta esclusivamente gli isolatori elastomerici:

“...Gli isolatori debbono avere pianta con due assi di simmetria ortogonali, così da presentare un comportamento il più possibile indipendente dalla direzione della azione orizzontale agente. Gli isolatori in materiale elastomerico ed acciaio sono individuati attraverso le loro curve caratteristiche forza – spostamento tramite i due parametri sintetici: la rigidezza equivalente K_e , il coefficiente di smorzamento viscoso equivalente ξ_e ...”

Sono state eliminate le verifiche previste dall' *O.P.C.M 3274/2003* e *s.m.i.* rimanendo così unicamente da soddisfare i seguenti requisiti, come descritto al Par. 7.10.4.2:

“...Per minimizzare gli effetti torsionali, la proiezione del centro di massa della sovrastruttura sul piano degli isolatori ed il centro di rigidità dei dispositivi di isolamento debbono essere, per quanto possibile, coincidenti...”

...Per evitare o limitare azioni di trazione negli isolatori, gli interassi della maglia strutturale devono essere scelti in modo tale che il carico verticale “V” di progetto agente sul singolo isolatore sotto le azioni sismiche e quelle concomitanti, risulti essere di compressione o, al più, nullo ($V \geq 0$). Nel caso in cui dall'analisi risultasse $V < 0$, occorre che la tensione di trazione sia in modulo inferiore al minore tra $2G_{din}$ (G_{din} modulo di taglio del materiale elastomerico) e 1 MPa...”

5.3.2 Verifica isolatori elastomerici

Per la verifica degli isolatori si terrà conto, nel rispetto della normativa, unicamente ai seguenti parametri del dispositivo:

- sforzo normale massimo sopportabile in presenza di sisma (F_z);
- spostamento massimo sopportabile;
- eventuale sforzo di trazione;

Al fine di rendere comprensibile la nomenclatura degli isolatori, verrà riportata di seguito la pianta dei dispositivi:

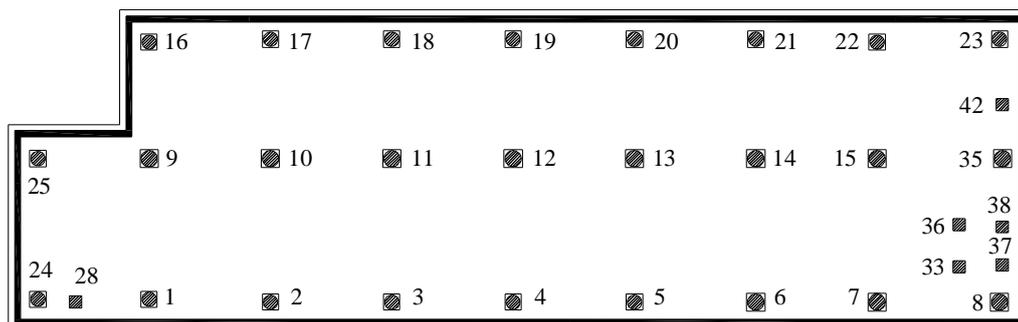


Fig. 5.6 Pianta degli isolatori

Nella seguente tabella verranno riportate le verifiche degli isolatori

| Num. | Tipo | F_z | N_{max} | N_{min} | d_{max} | d |
|------|-----------|-------|-----------|-----------|-----------|-----|
| | | kN | kN | kN | mm | mm |
| 1 | HDS.E 700 | 2200 | 1612 | 818 | 350 | 332 |
| 2 | HDS.E 700 | 2200 | 1677 | 999 | 350 | 335 |
| 3 | HDS.E 700 | 2200 | 1555 | 1031 | 350 | 336 |
| 4 | HDS.E 800 | 3200 | 1526 | 1080 | 400 | 343 |
| 5 | HDS.E 700 | 2200 | 1474 | 1105 | 350 | 340 |
| 6 | HDS.E 800 | 3200 | 1576 | 1114 | 400 | 382 |
| 7 | HDS.E 800 | 3200 | 1700 | 1090 | 400 | 375 |
| 8 | HDS.E 800 | 3200 | 1645 | 856 | 400 | 379 |
| 9 | HDS.E 800 | 3200 | 2131 | 1662 | 400 | 368 |
| 10 | HDS.E 800 | 3200 | 1972 | 1679 | 400 | 350 |
| 11 | HDS.E 800 | 3200 | 1922 | 1686 | 400 | 333 |
| 12 | HDS.E 800 | 3200 | 1905 | 1703 | 400 | 323 |
| 13 | HDS.E 800 | 3200 | 1887 | 1721 | 400 | 335 |
| 14 | HDS.E 800 | 3200 | 1922 | 1772 | 400 | 369 |
| 15 | HDS.E 800 | 3200 | 2229 | 1748 | 400 | 363 |
| 16 | HDS.E 700 | 2200 | 1438 | 118 | 350 | 345 |
| 17 | HDS.E 700 | 2200 | 1656 | 707 | 350 | 347 |
| 18 | HDS.E 700 | 2200 | 1531 | 771 | 350 | 330 |
| 19 | HDS.E 700 | 2200 | 1475 | 830 | 350 | 331 |
| 20 | HDS.E 700 | 2200 | 1423 | 885 | 350 | 346 |
| 21 | HDS.E 700 | 2200 | 1501 | 887 | 350 | 342 |
| 22 | HDS.E 700 | 2200 | 1682 | 905 | 350 | 339 |

| Num. | Tipo | F_Z | N_{max} | N_{min} | d_{max} | d |
|-------------|-------------|----------------------|------------------------|------------------------|------------------------|-----------|
| | | kN | kN | kN | mm | mm |
| 23 | HDS.E 700 | 2200 | 1118 | 381 | 350 | 342 |
| 24 | HDS.E 700 | 2200 | 1191 | 152 | 350 | 339 |
| 25 | HDS.E 700 | 2200 | 1552 | 244 | 350 | 335 |
| 28 | THK-CLB133 | 1300 | 1229 | 239 | 400 | 382 |
| 33 | THK-CLB133 | 1300 | 1028 | 542 | 400 | 384 |
| 35 | HDS.E 800 | 3200 | 677 | 519 | 400 | 389 |
| 36 | THK-CLB133 | 1300 | 1127 | 623 | 400 | 381 |
| 37 | THK-CLB133 | 1300 | 944 | 303 | 400 | 386 |
| 38 | THK-CLB133 | 1300 | 1211 | 499 | 400 | 383 |
| 42 | THK-CLB133 | 1300 | 765 | 372 | 400 | 386 |

Tab. 5.2 Verifiche dispositivi antisismici

Dalla tabella, quindi, si evince come tutti i dispositivi antisismici utilizzati, siano essi isolatori elastomerici o isolatori a scorrimento, verificano le condizioni imposte dalla normativa.

5.4 VERIFICA DELLE TRAVATE

5.4.1 Riferimenti normativi

Ai fini della verifica degli elementi della sovrastruttura, gli effetti dell'azione sismica ottenuti mediante l'analisi con spettro di risposta vengono ridotti secondo un coefficiente q pari a $1,15 \cdot \alpha_v / \alpha_1 = 1,15 \cdot 1,3 = 1,495$ e quindi combinati con le altre sollecitazioni mediante combinazione indicata dal T.U.

Lo spettro di riferimento per la determinazione delle sollecitazioni è quello elastico. Come già illustrato nel caso dell'analisi della struttura a base fissa verranno ora eseguite le verifiche a momento positivo,

momento negativo, taglio e la verifica di duttilità per sincerarsi che la crisi avvenga per flessione e non per taglio.

Fermo restando che il procedimento risulta essere lo stesso di quello precedentemente illustrato si riporteranno nei successivi paragrafi unicamente le tabelle con le sollecitazioni agenti sulle travi, le armature necessarie e le verifiche.

Al fine di rendere comprensibile la nomenclatura delle travi, verrà riportata di seguito la pianta delle stesse:

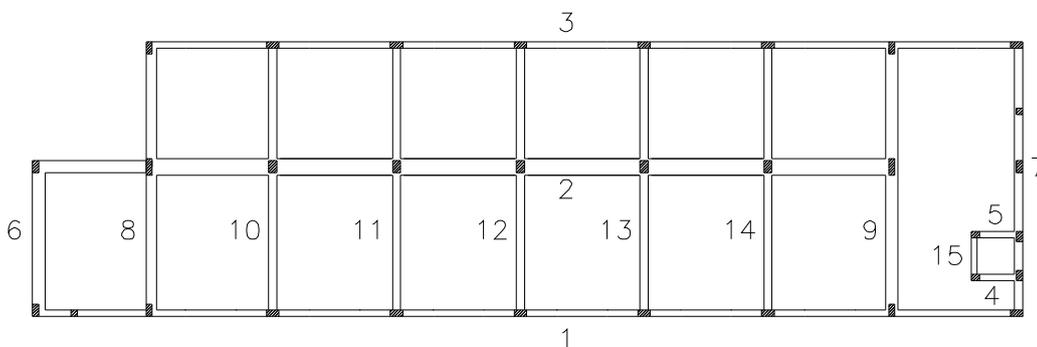


Fig. 5.7 Schema telai delle travi

5.4.2 Travi piano di copertura

La sezione delle travi relative ai telai 1 e 3 risulterà essere la seguente:

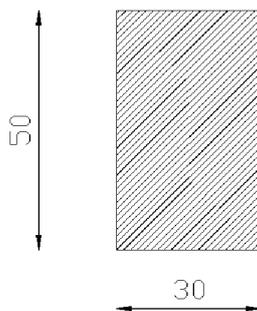


Fig. 5.8 Sezione travi appartenenti ai telai 1 e 3

Nella tabella seguente saranno riportate le armature necessarie ad armare le travi relative ai telai 1 e 3 del piano di copertura, rimandando alle tavole in allegato i dettagli costruttivi necessari in cantiere:

| Filo | Num. Trave | A_S' | M_R^- kNm | M_S^- kNm | A_S | M_R^+ kNm | M_S^+ kNm | Staffe | V_R kN | T kN |
|------|------------|-------------|----------------|----------------|-------------|----------------|----------------|-------------|-------------|---------|
| 1 | 1 | 4 ϕ 14 | 103 | 42 | 4 ϕ 14 | 103 | 21 | ϕ 8/10 | 159 | 55 |
| | 2 | 4 ϕ 14 | 103 | 57 | 4 ϕ 14 | 103 | 22 | ϕ 8/10 | 159 | 57 |
| | 3 | 5 ϕ 14 | 128 | 116 | 4 ϕ 14 | 103 | 56 | ϕ 8/10 | 159 | 110 |
| | 4 | 5 ϕ 14 | 128 | 106 | 4 ϕ 14 | 103 | 45 | ϕ 8/10 | 159 | 100 |
| | 5 | 5 ϕ 14 | 128 | 108 | 4 ϕ 14 | 103 | 45 | ϕ 8/10 | 159 | 98 |
| | 6 | 5 ϕ 14 | 128 | 106 | 4 ϕ 14 | 103 | 45 | ϕ 8/10 | 159 | 100 |
| | 7 | 5 ϕ 14 | 128 | 107 | 4 ϕ 14 | 103 | 44 | ϕ 8/10 | 159 | 98 |
| | 8 | 5 ϕ 14 | 128 | 112 | 4 ϕ 14 | 103 | 59 | ϕ 8/10 | 159 | 112 |
| | 9 | 4 ϕ 14 | 103 | 70 | 4 ϕ 14 | 103 | 23 | ϕ 8/10 | 159 | 28 |
| 3 | 1 | 4 ϕ 14 | 103 | 92 | 4 ϕ 14 | 103 | 50 | ϕ 8/10 | 159 | 87 |
| | 2 | 4 ϕ 14 | 103 | 94 | 4 ϕ 14 | 103 | 39 | ϕ 8/10 | 159 | 86 |
| | 3 | 4 ϕ 14 | 103 | 96 | 4 ϕ 14 | 103 | 39 | ϕ 8/10 | 159 | 86 |
| | 4 | 4 ϕ 14 | 103 | 95 | 4 ϕ 14 | 103 | 39 | ϕ 8/10 | 159 | 86 |
| | 5 | 4 ϕ 14 | 103 | 94 | 4 ϕ 14 | 103 | 38 | ϕ 8/10 | 159 | 86 |
| | 6 | 4 ϕ 14 | 103 | 101 | 4 ϕ 14 | 103 | 50 | ϕ 8/10 | 159 | 97 |
| | 7 | 4 ϕ 14 | 103 | 63 | 4 ϕ 14 | 103 | 17 | ϕ 8/10 | 159 | 24 |

Tab. 5.3 Riassunto sollecitazioni e armature telai 1 e 3, piano di copertura

Le sezioni delle travi relative al telaio 2 risulteranno essere le seguenti:

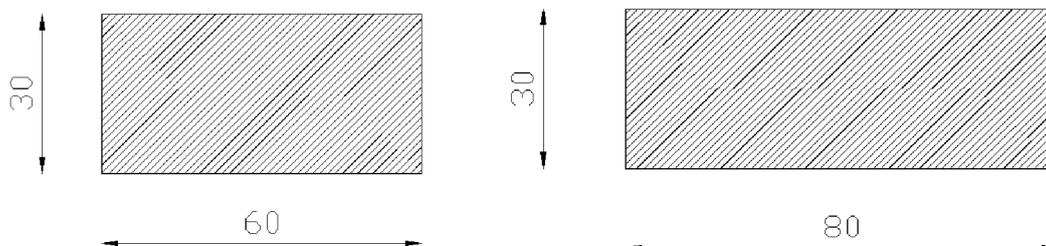


Fig. 5.9 Sezioni travi appartenenti al telaio 2

Nella tabella seguente saranno riportate le armature necessarie ad armare le travi relative al telaio 2 del piano di copertura:

| Filo | Num. Trave | A _S ' | M _R ⁻ | M _S ⁻ | A _S | M _R ⁺ | M _S ⁺ | Staffe | V _R | T |
|------|------------|------------------|-----------------------------|-----------------------------|----------------|-----------------------------|-----------------------------|--------|----------------|-----|
| | | | kNm | kNm | | kNm | kNm | | kN | kN |
| 2 | 1 | 4φ18 | 95 | 93 | 4φ18 | 95 | 44 | φ8/5 | 365 | 101 |
| | 2 | 8φ18 | 186 | 178 | 4φ18 | 95 | 90 | φ8/5 | 365 | 181 |
| | 3 | 8φ18 | 186 | 166 | 4φ18 | 95 | 82 | φ8/5 | 365 | 177 |
| | 4 | 8φ18 | 186 | 166 | 4φ18 | 95 | 82 | φ8/5 | 365 | 177 |
| | 5 | 8φ18 | 186 | 165 | 4φ18 | 95 | 82 | φ8/5 | 365 | 177 |
| | 6 | 8φ18 | 186 | 168 | 4φ18 | 95 | 81 | φ8/5 | 365 | 177 |
| | 7 | 8φ18 | 186 | 181 | 4φ20 | 117 | 96 | φ8/5 | 365 | 189 |

Tab. 5.4 Riassunto sollecitazioni e armature telaio 2, quarto piano

In questo caso si sono usate staffe a quattro bracci.

La sezione delle travi relative al telaio 8 risulterà essere la seguente:

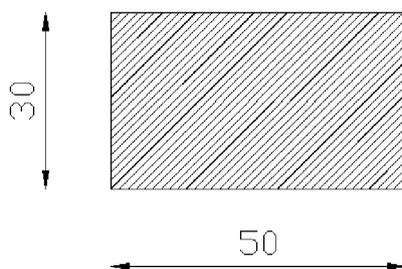


Fig. 5.10 Sezione travi appartenenti al telaio 8

Nella tabella seguente saranno riportate le armature necessarie ad armare le travi relative al telaio 8 del piano di copertura:

| Filo | Num. Trave | A _S ' | M _R ⁻ | M _S ⁻ | A _S | M _R ⁺ | M _S ⁺ | Staffe | V _R | T |
|------|------------|------------------|-----------------------------|-----------------------------|----------------|-----------------------------|-----------------------------|--------|----------------|----|
| | | | kNm | kNm | | kNm | kNm | | kN | kN |
| 8 | 1 | 4φ18 1φ20 | 122 | 118 | 4φ18 | 94 | 29 | φ8/5 | 183 | 45 |
| | 2 | 6φ18 | 139 | 134 | 4φ18 | 94 | 34 | φ8/5 | 183 | 59 |

Tab. 5.5 Riassunto sollecitazioni e armature telaio 8, piano di copertura

La sezione delle travi relative ai telai 6 e 9 risulterà essere la seguente:

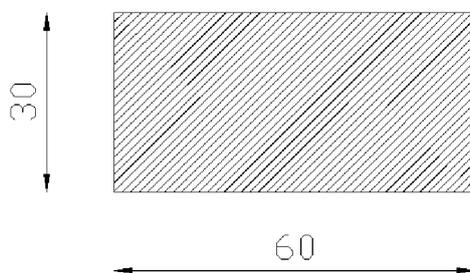


Fig. 5.11 Sezione travi appartenenti ai telai 6 e 9

Nella tabella seguente saranno riportate le armature necessarie ad armare le travi relative ai telai 6 e 9 del piano di copertura:

| Filo | Num. Trave | A_S | M_R^- kNm | M_S^- kNm | A_S | M_R^+ kNm | M_S^+ kNm | Staffe | V_R kN | T kN |
|------|------------|-------------|----------------|----------------|-------------|----------------|----------------|------------|-------------|---------|
| 9 | 1 | 5 ϕ 18 | 117 | 109 | 3 ϕ 18 | 71 | 53 | ϕ 8/5 | 183 | 99 |
| | 2 | 5 ϕ 18 | 117 | 101 | 3 ϕ 18 | 71 | 37 | ϕ 8/5 | 183 | 86 |
| 6 | 1 | 7 ϕ 18 | 162 | 128 | 4 ϕ 18 | 95 | 36 | ϕ 8/5 | 183 | 55 |

Tab. 5.6 Riassunto sollecitazioni e armature telai 6 e 9, piano di copertura

La sezione delle travi relative al telaio 7 risulterà essere la seguente:

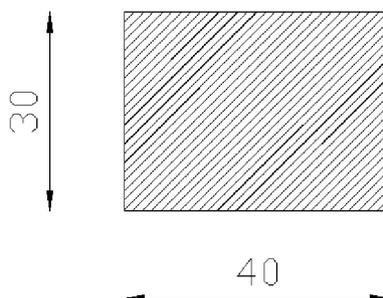


Fig. 5.12 Sezione travi appartenenti al telaio 7

| Filo | Num. Trave | A_S | M_R^- kNm | M_S^- kNm | A_S | M_R^+ kNm | M_S^+ kNm | Staffe | V_R kN | T kN |
|------|------------|-------------|----------------|----------------|-------------|----------------|----------------|------------|-------------|---------|
| 7 | 1 | 3 ϕ 18 | 70 | 21 | 2 ϕ 18 | 47 | 8 | ϕ 8/5 | 183 | 39 |
| | 2 | 3 ϕ 18 | 70 | 26 | 2 ϕ 18 | 47 | 14 | ϕ 8/5 | 183 | 30 |
| | 3 | 4 ϕ 18 | 93 | 75 | 2 ϕ 18 | 47 | 23 | ϕ 8/5 | 183 | 71 |
| | 4 | 3 ϕ 18 | 70 | 55 | 2 ϕ 18 | 47 | 19 | ϕ 8/5 | 183 | 55 |
| | 5 | 3 ϕ 18 | 70 | 48 | 2 ϕ 18 | 47 | 18 | ϕ 8/5 | 183 | 51 |

Tab. 5.7 Riassunto sollecitazioni e armature telaio 7, quarto piano

La sezione delle travi relative ai telai 10, 11, 12, 13, 14 risulterà essere la seguente:

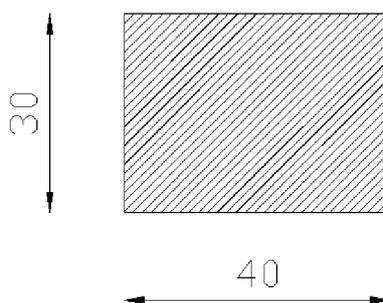


Fig. 5.13 Sezione travi appartenenti ai telai 10, 11, 12, 13, 14

e le armature necessarie ad armare le travi risultano:

| Filo | Num. Trave | A_S | M_R^- kNm | M_S^- kNm | A_S | M_R^+ kNm | M_S^+ kNm | Staffe | V_R kN | T kN |
|------|------------|----------------------------|----------------|----------------|-------------|----------------|----------------|------------|-------------|---------|
| 10 | 1 | 4 ϕ 18 | 93 | 72 | 3 ϕ 18 | 70 | 20 | ϕ 8/5 | 183 | 28 |
| | 2 | 4 ϕ 18 | 93 | 76 | 3 ϕ 18 | 70 | 21 | ϕ 8/5 | 183 | 33 |
| 11 | 1 | 2 ϕ 18 1 ϕ 20 | 75 | 63 | 2 ϕ 18 | 48 | 18 | ϕ 8/5 | 183 | 26 |
| | 2 | 2 ϕ 18 1 ϕ 20 | 75 | 54 | 2 ϕ 18 | 48 | 19 | ϕ 8/5 | 183 | 29 |
| 12 | 1 | 3 ϕ 18 | 70 | 55 | 2 ϕ 18 | 48 | 16 | ϕ 8/5 | 183 | 24 |
| | 2 | 3 ϕ 18 | 70 | 57 | 2 ϕ 18 | 48 | 17 | ϕ 8/5 | 183 | 26 |
| 13 | 1 | 2 ϕ 18 | 48 | 45 | 2 ϕ 18 | 48 | 14 | ϕ 8/5 | 183 | 21 |
| | 2 | 2 ϕ 18 | 48 | 46 | 2 ϕ 18 | 48 | 14 | ϕ 8/5 | 183 | 21 |

| | | | | | | | | | | |
|----|---|-------------|----|----|-------------|----|----|------------|-----|----|
| 14 | 1 | 2 ϕ 18 | 48 | 42 | 2 ϕ 18 | 48 | 13 | ϕ 8/5 | 183 | 19 |
| | 2 | 2 ϕ 18 | 48 | 43 | 2 ϕ 18 | 48 | 13 | ϕ 8/5 | 183 | 20 |

Tab. 5.8 Riassunto sollecitazioni e armature telai 10, 11, 12, 13, 14, piano di copertura

La sezione delle travi relative ai telai 4, 5, 15 è:

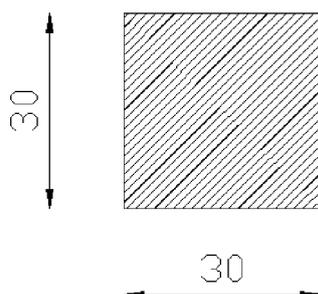


Fig. 5.14 Sezione travi appartenenti ai telai 4, 5, 15

e le armature relative risultano essere:

| Filo | Num. | A_S | M_R^- | M_S^- | A_S | M_R^+ | M_S^+ | Staffe | V_R | T |
|------|-------|-------------|---------|---------|-------------|---------|---------|------------|-------|----|
| | Trave | | kNm | kNm | | kNm | kNm | | kN | kN |
| 4 | 1 | 2 ϕ 14 | 29 | 6 | 2 ϕ 14 | 29 | 3 | ϕ 8/5 | 183 | 8 |
| 5 | 1 | 2 ϕ 14 | 29 | 8 | 2 ϕ 14 | 29 | 4 | ϕ 8/5 | 183 | 9 |
| 15 | 1 | 2 ϕ 14 | 29 | 18 | 2 ϕ 14 | 29 | 6 | ϕ 8/5 | 183 | 30 |

Tab. 5.9 Riassunto sollecitazioni e armature telai 4, 5, 15 del piano di copertura

La verifica a duttilità risulterà essere ampiamente soddisfatta per tutte le travi analizzate.

Le sezioni delle travi risultano essere uguali per tutti i piani, quindi per i restanti piani verranno illustrate unicamente le tabelle con le informazioni relative a sollecitazioni, armature e verifiche.

5.4.3 Travi quarto piano

Nella tabella seguente saranno riportate le armature necessarie ad armare le travi relative ai telai 1 e 3 del quarto piano, rimandando alle tavole in allegato i dettagli costruttivi necessari in cantiere:

| Filo | Num. Trave | A_S | M_R^- | M_S^- | A_S | M_R^+ | M_S^+ | Staffe | V_R | T |
|------|------------|----------------------------|---------|---------|-------------|---------|---------|--------------|-------|-----|
| | | | kNm | kNm | | kNm | kNm | | | |
| 1 | 1 | 2 ϕ 24 | 150 | 93 | 2 ϕ 22 | 126 | 44 | ϕ 10/10 | 248 | 100 |
| | 2 | 2 ϕ 24 | 150 | 97 | 2 ϕ 22 | 126 | 38 | ϕ 10/10 | 248 | 121 |
| | 3 | 2 ϕ 24 1 ϕ 22 | 210 | 203 | 2 ϕ 22 | 126 | 86 | ϕ 10/10 | 248 | 179 |
| | 4 | 2 ϕ 24 1 ϕ 22 | 210 | 196 | 2 ϕ 22 | 126 | 75 | ϕ 10/10 | 248 | 169 |
| | 5 | 2 ϕ 24 1 ϕ 22 | 210 | 198 | 2 ϕ 22 | 126 | 75 | ϕ 10/10 | 248 | 170 |
| | 6 | 2 ϕ 24 1 ϕ 22 | 210 | 195 | 2 ϕ 22 | 126 | 75 | ϕ 10/10 | 248 | 168 |
| | 7 | 2 ϕ 24 1 ϕ 22 | 210 | 195 | 2 ϕ 22 | 126 | 75 | ϕ 10/10 | 248 | 166 |
| | 8 | 2 ϕ 24 1 ϕ 22 | 210 | 196 | 2 ϕ 22 | 126 | 75 | ϕ 10/10 | 248 | 166 |
| | 9 | 2 ϕ 24 1 ϕ 22 | 210 | 137 | 2 ϕ 22 | 126 | 32 | ϕ 10/10 | 248 | 67 |
| 3 | 1 | 2 ϕ 24 1 ϕ 18 | 190 | 172 | 2 ϕ 20 | 105 | 81 | ϕ 10/10 | 248 | 154 |
| | 2 | 2 ϕ 24 1 ϕ 18 | 190 | 180 | 2 ϕ 20 | 105 | 66 | ϕ 10/10 | 248 | 148 |
| | 3 | 2 ϕ 24 1 ϕ 18 | 190 | 182 | 2 ϕ 20 | 105 | 66 | ϕ 10/10 | 248 | 148 |
| | 4 | 2 ϕ 24 1 ϕ 18 | 190 | 182 | 2 ϕ 20 | 105 | 66 | ϕ 10/10 | 248 | 147 |
| | 5 | 2 ϕ 24 1 ϕ 18 | 190 | 181 | 2 ϕ 20 | 105 | 66 | ϕ 10/10 | 248 | 149 |
| | 6 | 2 ϕ 24 1 ϕ 18 | 190 | 182 | 2 ϕ 20 | 105 | 77 | ϕ 10/10 | 248 | 160 |
| | 7 | 2 ϕ 24 1 ϕ 18 | 190 | 130 | 2 ϕ 20 | 105 | 34 | ϕ 10/10 | 248 | 67 |

Tab. 5.10 Riassunto sollecitazioni e armature telai 1 e 3, quarto piano

Nella tabella seguente saranno riportate le armature necessarie ad armare le travi relative al telaio 2 del quarto piano:

| Filo | Num. | A_S | M_R^- | M_S^- | A_S | M_R^+ | M_S^+ | Staffe | V_R | T |
|------|-------|--------------|---------|---------|-------------|---------|---------|------------|-------|-----|
| | Trave | | kNm | kNm | | kNm | kNm | | kN | kN |
| 2 | 1 | 8 ϕ 18 | 184 | 164 | 6 ϕ 18 | 140 | 88 | ϕ 8/5 | 365 | 191 |
| | 2 | 10 ϕ 18 | 231 | 228 | 6 ϕ 18 | 140 | 113 | ϕ 8/5 | 365 | 239 |
| | 3 | 10 ϕ 18 | 231 | 220 | 6 ϕ 18 | 140 | 109 | ϕ 8/5 | 365 | 235 |
| | 4 | 10 ϕ 18 | 231 | 220 | 6 ϕ 18 | 140 | 109 | ϕ 8/5 | 365 | 235 |
| | 5 | 10 ϕ 18 | 231 | 220 | 6 ϕ 18 | 140 | 109 | ϕ 8/5 | 365 | 235 |
| | 6 | 10 ϕ 18 | 231 | 219 | 6 ϕ 18 | 140 | 109 | ϕ 8/5 | 365 | 235 |
| | 7 | 10 ϕ 18 | 231 | 227 | 6 ϕ 18 | 140 | 119 | ϕ 8/5 | 365 | 245 |

Tab. 5.11 Riassunto sollecitazioni e armature telaio 2, quarto piano

In questo caso si sono usate staffe a quattro bracci.

Nella tabella seguente saranno riportate le armature necessarie ad armare le travi relative al telaio 8 del quarto piano:

| Filo | Num. | A_S | M_R^- | M_S^- | A_S | M_R^+ | M_S^+ | Staffe | V_R | T |
|------|-------|----------------------------|---------|---------|-------------|---------|---------|------------|-------|-----|
| | Trave | | kNm | kNm | | kNm | kNm | | kN | kN |
| 8 | 1 | 5 ϕ 24 | 204 | 194 | 3 ϕ 24 | 124 | 53 | ϕ 8/5 | 183 | 89 |
| | 2 | 3 ϕ 24 3 ϕ 22 | 223 | 213 | 3 ϕ 24 | 124 | 56 | ϕ 8/5 | 183 | 104 |

Tab. 5.12 Riassunto sollecitazioni e armature telaio 8, quarto piano

Nella tabella seguente saranno riportate le armature necessarie ad armare le travi relative ai telai 6 e 9 del quarto piano:

| Filo | Num. | A_S | M_R^- | M_S^- | A_S | M_R^+ | M_S^+ | Staffe | V_R | T |
|------|-------|-------------|---------|---------|-------------|---------|---------|------------|-------|-----|
| | Trave | | kNm | kNm | | kNm | kNm | | kN | kN |
| 9 | 1 | 7 ϕ 20 | 199 | 183 | 4 ϕ 20 | 116 | 90 | ϕ 8/5 | 183 | 170 |
| | 2 | 7 ϕ 20 | 199 | 173 | 4 ϕ 20 | 116 | 71 | ϕ 8/5 | 183 | 166 |
| 6 | 1 | 6 ϕ 24 | 242 | 238 | 3 ϕ 24 | 125 | 64 | ϕ 8/5 | 183 | 104 |

Tab. 5.13 Riassunto sollecitazioni e armature telai 6 e 9, quarto piano

Nella tabella seguente saranno riportate le armature necessarie ad armare le travi relative al telaio 7 del quarto piano:

| Filo | Num. | A_S | M_R^- | M_S^- | A_S | M_R^+ | M_S^+ | Staffe | V_R | T |
|------|-------|----------------------------|---------|---------|-------------|---------|---------|------------|-------|-----|
| | Trave | | kNm | kNm | | kNm | kNm | | kN | kN |
| 7 | 1 | 4 ϕ 18 | 93 | 64 | 4 ϕ 18 | 93 | 25 | ϕ 8/5 | 183 | 108 |
| | 2 | 4 ϕ 18 | 93 | 76 | 4 ϕ 18 | 93 | 31 | ϕ 8/5 | 183 | 110 |
| | 3 | 4 ϕ 18 1 ϕ 20 | 121 | 119 | 4 ϕ 18 | 93 | 38 | ϕ 8/5 | 183 | 117 |
| | 4 | 4 ϕ 18 1 ϕ 20 | 121 | 104 | 4 ϕ 18 | 93 | 36 | ϕ 8/5 | 183 | 110 |
| | 5 | 4 ϕ 18 | 93 | 88 | 4 ϕ 18 | 93 | 31 | ϕ 8/5 | 183 | 90 |

Tab. 5.14 Riassunto sollecitazioni e armature telaio 7, quarto piano

Nella tabella seguente saranno riportate le armature necessarie ad armare le travi relative ai telai 10, 11, 12, 13, 14 del quarto piano:

| Filo | Num. | A_S | M_R^- | M_S^- | A_S | M_R^+ | M_S^+ | Staffe | V_R | T |
|------|-------|-------------|---------|---------|-------------|---------|---------|------------|-------|----|
| | Trave | | kNm | kNm | | kNm | kNm | | kN | kN |
| 10 | 1 | 4 ϕ 20 | 115 | 104 | 4 ϕ 20 | 115 | 27 | ϕ 8/5 | 183 | 38 |
| | 2 | 4 ϕ 20 | 115 | 113 | 4 ϕ 20 | 115 | 30 | ϕ 8/5 | 183 | 47 |
| 11 | 1 | 4 ϕ 20 | 115 | 92 | 4 ϕ 20 | 115 | 24 | ϕ 8/5 | 183 | 34 |
| | 2 | 4 ϕ 20 | 115 | 101 | 4 ϕ 20 | 115 | 26 | ϕ 8/5 | 183 | 41 |
| 12 | 1 | 4 ϕ 18 | 93 | 75 | 4 ϕ 18 | 93 | 21 | ϕ 8/5 | 183 | 31 |
| | 2 | 4 ϕ 18 | 93 | 87 | 4 ϕ 18 | 93 | 23 | ϕ 8/5 | 183 | 36 |
| 13 | 1 | 3 ϕ 20 | 87 | 67 | 3 ϕ 18 | 70 | 18 | ϕ 8/5 | 183 | 26 |
| | 2 | 3 ϕ 20 | 87 | 70 | 3 ϕ 18 | 70 | 19 | ϕ 8/5 | 183 | 32 |
| 14 | 1 | 3 ϕ 18 | 70 | 60 | 3 ϕ 18 | 70 | 16 | ϕ 8/5 | 183 | 24 |
| | 2 | 3 ϕ 18 | 70 | 65 | 3 ϕ 18 | 70 | 17 | ϕ 8/5 | 183 | 29 |

Tab. 5.15 Riassunto sollecitazioni e armature telai 10, 11, 12, 13, 14, quarto piano

Nella tabella seguente saranno riportate le armature necessarie ad armare le travi relative ai telai 4, 5, 15 del quarto piano:

| Filo | Num. | A_S | M_R^- | M_S^- | A_S | M_R^+ | M_S^+ | Staffe | V_R | T |
|------|-------|-------------|---------|---------|-------------|---------|---------|------------|-------|----|
| | Trave | | kNm | kNm | | kNm | kNm | | kN | kN |
| 4 | 1 | 2 ϕ 14 | 29 | 27 | 2 ϕ 14 | 29 | 9 | ϕ 8/5 | 183 | 33 |
| 5 | 1 | 2 ϕ 14 | 29 | 27 | 2 ϕ 14 | 29 | 9 | ϕ 8/5 | 183 | 37 |
| 15 | 1 | 4 ϕ 14 | 57 | 43 | 3 ϕ 14 | 43 | 16 | ϕ 8/5 | 183 | 30 |

Tab. 5.16 Riassunto sollecitazioni e armature telai 4, 5, 15 del quarto piano

La verifica a duttilità risulterà essere ampiamente soddisfatta per tutte le travi analizzate.

5.4.4 Travi terzo piano

Nella tabella seguente saranno riportate le armature necessarie ad armare le travi relative ai telai 1 e 3 del terzo piano, rimandando alle tavole in allegato i dettagli costruttivi necessari in cantiere:

| Filo | Num. | A_S | M_R^- | M_S^- | A_S | M_R^+ | M_S^+ | Staffe | V_R | T |
|------|-------|----------------------------|---------|---------|-------------|---------|---------|--------------|-------|-----|
| | Trave | | kNm | kNm | | kNm | kNm | | kN | kN |
| 1 | 1 | 2 ϕ 22 1 ϕ 24 | 199 | 163 | 2 ϕ 24 | 149 | 82 | ϕ 10/10 | 248 | 139 |
| | 2 | 2 ϕ 22 | 126 | 124 | 2 ϕ 24 | 149 | 57 | ϕ 10/10 | 248 | 99 |
| | 3 | 2 ϕ 24 2 ϕ 22 | 271 | 254 | 2 ϕ 24 | 149 | 87 | ϕ 10/10 | 248 | 148 |
| | 4 | 2 ϕ 24 2 ϕ 22 | 271 | 251 | 2 ϕ 24 | 149 | 81 | ϕ 10/10 | 248 | 169 |
| | 5 | 2 ϕ 24 2 ϕ 22 | 271 | 258 | 2 ϕ 24 | 149 | 81 | ϕ 10/10 | 248 | 169 |
| | 6 | 2 ϕ 24 2 ϕ 22 | 271 | 255 | 2 ϕ 24 | 149 | 80 | ϕ 10/10 | 248 | 168 |
| | 7 | 2 ϕ 24 2 ϕ 22 | 271 | 256 | 2 ϕ 24 | 149 | 80 | ϕ 10/10 | 248 | 166 |
| | 8 | 2 ϕ 24 2 ϕ 22 | 271 | 245 | 2 ϕ 24 | 149 | 89 | ϕ 10/10 | 248 | 161 |
| | 9 | 2 ϕ 22 1 ϕ 24 | 199 | 190 | 2 ϕ 24 | 149 | 51 | ϕ 10/10 | 248 | 71 |
| 3 | 1 | 2 ϕ 24 2 ϕ 20 | 251 | 228 | 3 ϕ 20 | 156 | 80 | ϕ 10/10 | 248 | 136 |
| | 2 | 2 ϕ 24 2 ϕ 20 | 251 | 240 | 2 ϕ 20 | 105 | 75 | ϕ 10/10 | 248 | 150 |

| | | | | | | | | | | |
|--|---|----------------------------|-----|-----|-------------|-----|----|--------------|-----|-----|
| | 3 | 2 ϕ 24 2 ϕ 20 | 251 | 241 | 2 ϕ 20 | 105 | 75 | ϕ 10/10 | 248 | 151 |
| | 4 | 2 ϕ 24 2 ϕ 20 | 251 | 241 | 2 ϕ 20 | 105 | 75 | ϕ 10/10 | 248 | 151 |
| | 5 | 2 ϕ 24 2 ϕ 20 | 251 | 241 | 2 ϕ 20 | 105 | 76 | ϕ 10/10 | 248 | 151 |
| | 6 | 2 ϕ 24 2 ϕ 20 | 251 | 230 | 2 ϕ 20 | 105 | 78 | ϕ 10/10 | 248 | 160 |
| | 7 | 2 ϕ 24 1 ϕ 20 | 200 | 184 | 2 ϕ 20 | 105 | 54 | ϕ 10/10 | 248 | 83 |

Tab. 5.17 Riassunto sollecitazioni e armature telai 1 e 3, terzo piano

Nella tabella seguente saranno riportate le armature necessarie ad armare le travi relative al telaio 2 del terzo piano:

| Filo | Num. Trave | A _S ' | M _R ' | M _S ' | A _S | M _R ⁺ | M _S ⁺ | Staffe | V _R | T |
|------|------------|------------------|------------------|------------------|----------------|-----------------------------|-----------------------------|------------|----------------|-----|
| | | | kNm | kNm | | kNm | kNm | | kN | kN |
| 2 | 1 | 8 ϕ 18 | 184 | 167 | 6 ϕ 18 | 140 | 87 | ϕ 8/5 | 365 | 192 |
| | 2 | 10 ϕ 18 | 231 | 229 | 6 ϕ 18 | 140 | 115 | ϕ 8/5 | 365 | 240 |
| | 3 | 10 ϕ 18 | 231 | 221 | 6 ϕ 18 | 140 | 110 | ϕ 8/5 | 365 | 236 |
| | 4 | 10 ϕ 18 | 231 | 221 | 6 ϕ 18 | 140 | 110 | ϕ 8/5 | 365 | 236 |
| | 5 | 10 ϕ 18 | 231 | 221 | 6 ϕ 18 | 140 | 110 | ϕ 8/5 | 365 | 236 |
| | 6 | 10 ϕ 18 | 231 | 220 | 6 ϕ 18 | 140 | 110 | ϕ 8/5 | 365 | 236 |
| | 7 | 10 ϕ 18 | 231 | 228 | 6 ϕ 18 | 140 | 119 | ϕ 8/5 | 365 | 244 |

Tab. 5.18 Riassunto sollecitazioni e armature telaio 2, terzo piano

In questo caso si sono usate staffe a quattro bracci.

Nella tabella seguente saranno riportate le armature necessarie ad armare le travi relative al telaio 8 del terzo piano:

| Filo | Num. Trave | A_S' | M_R^- | M_S^- | A_S | M_R^+ | M_S^+ | Staffe | V_R | T |
|------|---------------|----------------------------|---------|---------|-------------|---------|---------|------------|-------|-----|
| | | | kNm | kNm | | kNm | kNm | | | |
| 8 | 1 | 5 ϕ 24 3 ϕ 22 | 304 | 256 | 5 ϕ 24 | 204 | 67 | ϕ 8/5 | 183 | 109 |
| | 2 | 5 ϕ 24 3 ϕ 22 | 304 | 289 | 5 ϕ 24 | 204 | 74 | ϕ 8/5 | 183 | 135 |

Tab. 5.19 Riassunto sollecitazioni e armature telaio 8, terzo piano

Nella tabella seguente saranno riportate le armature necessarie ad armare le travi relative ai telai 6 e 9 del terzo piano:

| Filo | Num. Trave | A_S' | M_R^- | M_S^- | A_S | M_R^+ | M_S^+ | Staffe | V_R | T |
|------|---------------|----------------------------|---------|---------|-------------|---------|---------|------------|-------|-----|
| | | | kNm | kNm | | kNm | kNm | | | |
| 9 | 1 | 3 ϕ 24 4 ϕ 20 | 234 | 217 | 3 ϕ 24 | 125 | 90 | ϕ 8/5 | 183 | 170 |
| | 2 | 3 ϕ 24 4 ϕ 20 | 234 | 215 | 3 ϕ 24 | 125 | 70 | ϕ 8/5 | 183 | 166 |
| 6 | 1 | 5 ϕ 24 4 ϕ 22 | 335 | 317 | 5 ϕ 24 | 205 | 82 | ϕ 8/5 | 183 | 129 |

Tab. 5.20 Riassunto sollecitazioni e armature telai 6 e 9, terzo piano

Nella tabella seguente saranno riportate le armature necessarie ad armare le travi relative al telaio 7 del terzo piano:

| Filo | Num. Trave | A_S' | M_R^- | M_S^- | A_S | M_R^+ | M_S^+ | Staffe | V_R | T |
|------|---------------|-------------|---------|---------|-------------|---------|---------|-------------|-------|-----|
| | | | kNm | kNm | | kNm | kNm | | | |
| 7 | 1 | 3 ϕ 24 | 124 | 120 | 3 ϕ 24 | 124 | 46 | ϕ 10/5 | 285 | 188 |
| | 2 | 4 ϕ 24 | 164 | 132 | 3 ϕ 24 | 124 | 54 | ϕ 10/5 | 285 | 199 |
| | 3 | 4 ϕ 24 | 164 | 153 | 3 ϕ 24 | 124 | 49 | ϕ 10/5 | 285 | 142 |
| | 4 | 3 ϕ 24 | 124 | 105 | 2 ϕ 24 | 83 | 50 | ϕ 10/5 | 285 | 134 |
| | 5 | 3 ϕ 24 | 124 | 117 | 2 ϕ 24 | 83 | 43 | ϕ 10/5 | 285 | 108 |

Tab. 5.21 Riassunto sollecitazioni e armature telaio 7, terzo piano

Nella tabella seguente saranno riportate le armature necessarie ad armare le travi relative ai telai 10, 11, 12, 13, 14 del terzo piano:

| Filo | Num. Trave | A_S' | M_R^- kNm | M_S^- kNm | A_S | M_R^+ kNm | M_S^+ kNm | Staffe | V_R kN | T kN |
|------|------------|----------------------------|----------------|----------------|-------------|----------------|----------------|------------|-------------|---------|
| 10 | 1 | 4 ϕ 24 | 164 | 141 | 3 ϕ 24 | 124 | 36 | ϕ 8/5 | 183 | 49 |
| | 2 | 4 ϕ 24 | 164 | 160 | 3 ϕ 24 | 124 | 41 | ϕ 8/5 | 183 | 63 |
| 11 | 1 | 3 ϕ 24 1 ϕ 20 | 152 | 124 | 3 ϕ 24 | 124 | 31 | ϕ 8/5 | 183 | 44 |
| | 2 | 3 ϕ 24 1 ϕ 20 | 152 | 140 | 3 ϕ 24 | 124 | 36 | ϕ 8/5 | 183 | 56 |
| 12 | 1 | 3 ϕ 24 1 ϕ 20 | 152 | 107 | 3 ϕ 24 | 124 | 27 | ϕ 8/5 | 183 | 38 |
| | 2 | 3 ϕ 24 1 ϕ 20 | 152 | 120 | 3 ϕ 24 | 124 | 31 | ϕ 8/5 | 183 | 48 |
| 13 | 1 | 3 ϕ 20 | 87 | 85 | 2 ϕ 24 | 83 | 24 | ϕ 8/5 | 183 | 33 |
| | 2 | 3 ϕ 20 1 ϕ 18 | 109 | 101 | 2 ϕ 24 | 83 | 26 | ϕ 8/5 | 183 | 41 |
| 14 | 1 | 3 ϕ 20 | 87 | 78 | 2 ϕ 24 | 83 | 21 | ϕ 8/5 | 183 | 30 |
| | 2 | 3 ϕ 20 1 ϕ 18 | 109 | 90 | 2 ϕ 24 | 83 | 24 | ϕ 8/5 | 183 | 38 |

Tab. 5.22 Riassunto sollecitazioni e armature telai 10, 11, 12, 13, 14, terzo piano

Nella tabella seguente saranno riportate le armature necessarie ad armare le travi relative ai telai 4, 5, 15 del terzo piano:

| Filo | Num. Trave | A_S' | M_R^- kNm | M_S^- kNm | A_S | M_R^+ kNm | M_S^+ kNm | Staffe | V_R kN | T kN |
|------|------------|-------------|----------------|----------------|-------------|----------------|----------------|------------|-------------|---------|
| 4 | 1 | 3 ϕ 18 | 70 | 55 | 3 ϕ 18 | 70 | 19 | ϕ 8/5 | 183 | 75 |
| 5 | 1 | 3 ϕ 18 | 70 | 60 | 3 ϕ 18 | 70 | 19 | ϕ 8/5 | 183 | 73 |
| 15 | 1 | 4 ϕ 18 | 92 | 79 | 4 ϕ 18 | 92 | 27 | ϕ 8/5 | 183 | 105 |

Tab. 5.23 Riassunto sollecitazioni e armature telai 4, 5, 15 del terzo piano

La verifica a duttilità risulterà essere ampiamente soddisfatta per tutte le travi analizzate.

5.4.5 Travi secondo piano

Nella tabella seguente saranno riportate le armature necessarie ad armare le travi relative ai telai 1 e 3 del secondo piano, rimandando alle tavole in allegato i dettagli costruttivi necessari in cantiere:

| Filo | Num. Trave | A_S | M_R^- | M_S^- | A_S | M_R^+ | M_S^+ | Staffe | V_R | T |
|------|------------|----------------------------|---------|---------|-------------|---------|---------|--------------|-------|-----|
| | | | kNm | kNm | | kNm | kNm | | | |
| 1 | 1 | 3 ϕ 24 | 224 | 220 | 3 ϕ 22 | 188 | 116 | ϕ 10/10 | 248 | 202 |
| | 2 | 3 ϕ 24 2 ϕ 20 | 325 | 171 | 3 ϕ 22 | 188 | 75 | ϕ 10/10 | 248 | 153 |
| | 3 | 3 ϕ 24 2 ϕ 20 | 325 | 301 | 3 ϕ 22 | 188 | 102 | ϕ 10/10 | 248 | 159 |
| | 4 | 3 ϕ 24 2 ϕ 20 | 325 | 310 | 3 ϕ 22 | 188 | 96 | ϕ 10/10 | 248 | 183 |
| | 5 | 3 ϕ 24 2 ϕ 20 | 325 | 311 | 3 ϕ 22 | 188 | 96 | ϕ 10/10 | 248 | 183 |
| | 6 | 3 ϕ 24 2 ϕ 20 | 325 | 308 | 3 ϕ 22 | 188 | 95 | ϕ 10/10 | 248 | 184 |
| | 7 | 3 ϕ 24 2 ϕ 20 | 325 | 311 | 3 ϕ 22 | 188 | 95 | ϕ 10/10 | 248 | 183 |
| | 8 | 3 ϕ 24 2 ϕ 20 | 325 | 290 | 3 ϕ 22 | 188 | 99 | ϕ 10/10 | 248 | 179 |
| | 9 | 3 ϕ 24 1 ϕ 20 | 274 | 235 | 3 ϕ 22 | 188 | 70 | ϕ 10/10 | 248 | 77 |
| 3 | 1 | 3 ϕ 24 2 ϕ 18 | 305 | 280 | 3 ϕ 20 | 156 | 95 | ϕ 10/10 | 248 | 150 |
| | 2 | 3 ϕ 24 2 ϕ 18 | 305 | 295 | 3 ϕ 20 | 156 | 90 | ϕ 10/10 | 248 | 171 |
| | 3 | 3 ϕ 24 2 ϕ 18 | 305 | 295 | 3 ϕ 20 | 156 | 90 | ϕ 10/10 | 248 | 171 |
| | 4 | 3 ϕ 24 2 ϕ 18 | 305 | 295 | 3 ϕ 20 | 156 | 90 | ϕ 10/10 | 248 | 171 |
| | 5 | 3 ϕ 24 2 ϕ 18 | 305 | 295 | 3 ϕ 20 | 156 | 91 | ϕ 10/10 | 248 | 171 |
| | 6 | 3 ϕ 24 2 ϕ 18 | 305 | 275 | 3 ϕ 20 | 156 | 93 | ϕ 10/10 | 248 | 160 |
| | 7 | 3 ϕ 24 | 224 | 221 | 3 ϕ 20 | 156 | 72 | ϕ 10/10 | 248 | 81 |

Tab. 5.24 Riassunto sollecitazioni e armature telai 1 e 3, secondo piano

Nella tabella seguente saranno riportate le armature necessarie ad armare le travi relative al telaio 2 del secondo piano:

| Filo | Num. | A_S' | M_R^- | M_S^- | A_S | M_R^+ | M_S^+ | Staffe | V_R | T |
|------|-------|--------------|---------|---------|-------------|---------|---------|------------|-------|-----|
| | Trave | | kNm | kNm | | kNm | kNm | | kN | kN |
| 2 | 1 | 9 ϕ 18 | 207 | 175 | 6 ϕ 18 | 140 | 87 | ϕ 8/5 | 365 | 193 |
| | 2 | 11 ϕ 18 | 251 | 231 | 6 ϕ 18 | 140 | 114 | ϕ 8/5 | 365 | 240 |
| | 3 | 11 ϕ 18 | 251 | 230 | 6 ϕ 18 | 140 | 109 | ϕ 8/5 | 365 | 235 |
| | 4 | 11 ϕ 18 | 251 | 230 | 6 ϕ 18 | 140 | 109 | ϕ 8/5 | 365 | 235 |
| | 5 | 11 ϕ 18 | 251 | 230 | 6 ϕ 18 | 140 | 109 | ϕ 8/5 | 365 | 235 |
| | 6 | 11 ϕ 18 | 251 | 231 | 6 ϕ 18 | 140 | 109 | ϕ 8/5 | 365 | 235 |
| | 7 | 11 ϕ 18 | 251 | 241 | 6 ϕ 18 | 140 | 120 | ϕ 8/5 | 365 | 246 |

Tab. 5.25 Riassunto sollecitazioni e armature telaio 2, secondo piano

In questo caso si sono usate staffe a quattro bracci.

Nella tabella seguente saranno riportate le armature necessarie ad armare le travi relative al telaio 8 del secondo piano:

| Filo | Num. | A_S' | M_R^- | M_S^- | A_S | M_R^+ | M_S^+ | Staffe | V_R | T |
|------|-------|----------------------------|---------|---------|-------------|---------|---------|------------|-------|-----|
| | Trave | | kNm | kNm | | kNm | kNm | | kN | kN |
| 8 | 1 | 6 ϕ 24 4 ϕ 22 | 359 | 302 | 5 ϕ 24 | 204 | 78 | ϕ 8/5 | 183 | 123 |
| | 2 | 6 ϕ 24 4 ϕ 22 | 359 | 347 | 5 ϕ 24 | 204 | 88 | ϕ 8/5 | 183 | 158 |

Tab. 5.26 Riassunto sollecitazioni e armature telaio 8, secondo piano

Nella tabella seguente saranno riportate le armature necessarie ad armare le travi relative ai telai 6 e 9 del secondo piano:

| Filo | Num. | A_S | M_R | M_S^- | A_S | M_R^+ | M_S^+ | Staffe | V_R | T |
|------|-------|----------------------------|-------|---------|-------------|---------|---------|------------|-------|-----|
| | Trave | | kN | kN | | kNm | kNm | | kN | kN |
| 9 | 1 | 3 ϕ 24 4 ϕ 22 | 257 | 242 | 4 ϕ 22 | 140 | 90 | ϕ 8/5 | 183 | 169 |
| | 2 | 3 ϕ 24 4 ϕ 22 | 257 | 247 | 4 ϕ 22 | 140 | 75 | ϕ 8/5 | 183 | 165 |
| 6 | 1 | 10 ϕ 24 | 384 | 375 | 5 ϕ 24 | 205 | 96 | ϕ 8/5 | 183 | 147 |

Tab. 5.27 Riassunto sollecitazioni e armature telai 6 e 9, secondo piano

Nella tabella seguente saranno riportate le armature necessarie ad armare le travi relative al telaio 7 del secondo piano:

| Filo | Num. | A_S | M_R^- | M_S^- | A_S | M_R^+ | M_S^+ | Staffe | V_R | T |
|------|-------|-------------|---------|---------|-------------|---------|---------|-------------|-------|-----|
| | Trave | | kNm | kNm | | kNm | kNm | | kN | kN |
| 7 | 1 | 5 ϕ 24 | 202 | 167 | 3 ϕ 24 | 124 | 64 | ϕ 10/5 | 285 | 253 |
| | 2 | 5 ϕ 24 | 202 | 191 | 3 ϕ 24 | 124 | 77 | ϕ 10/5 | 285 | 278 |
| | 3 | 5 ϕ 24 | 202 | 180 | 3 ϕ 24 | 124 | 58 | ϕ 8/5 | 183 | 162 |
| | 4 | 5 ϕ 24 | 202 | 167 | 3 ϕ 24 | 124 | 62 | ϕ 8/5 | 183 | 154 |
| | 5 | 4 ϕ 24 | 164 | 139 | 3 ϕ 24 | 124 | 53 | ϕ 8/5 | 183 | 122 |

Tab. 5.28 Riassunto sollecitazioni e armature telaio 7, secondo piano

Nella tabella seguente saranno riportate le armature necessarie ad armare le travi relative ai telai 10, 11, 12, 13, 14 del secondo piano:

| Filo | Num. | A_S | M_R^- | M_S^- | A_S | M_R^+ | M_S^+ | Staffe | V_R | T |
|------|-------|----------------------------|---------|---------|-------------|---------|---------|------------|-------|----|
| | Trave | | kNm | kNm | | kNm | kNm | | kN | kN |
| 10 | 1 | 5 ϕ 24 | 202 | 168 | 3 ϕ 24 | 124 | 43 | ϕ 8/5 | 183 | 57 |
| | 2 | 5 ϕ 24 | 202 | 196 | 3 ϕ 24 | 124 | 50 | ϕ 8/5 | 183 | 77 |
| 11 | 1 | 3 ϕ 24 2 ϕ 20 | 179 | 147 | 3 ϕ 24 | 124 | 38 | ϕ 8/5 | 183 | 51 |
| | 2 | 3 ϕ 24 2 ϕ 20 | 179 | 170 | 3 ϕ 24 | 124 | 44 | ϕ 8/5 | 183 | 67 |
| 12 | 1 | 3 ϕ 24 1 ϕ 20 | 152 | 126 | 3 ϕ 24 | 124 | 33 | ϕ 8/5 | 183 | 44 |
| | 2 | 3 ϕ 24 1 ϕ 20 | 152 | 145 | 3 ϕ 24 | 124 | 38 | ϕ 8/5 | 183 | 58 |
| 13 | 1 | 3 ϕ 24 | 124 | 107 | 3 ϕ 24 | 124 | 28 | ϕ 8/5 | 183 | 39 |
| | 2 | 3 ϕ 24 | 124 | 121 | 3 ϕ 24 | 124 | 32 | ϕ 8/5 | 183 | 50 |

| | | | | | | | | | | |
|----|---|-------------|-----|-----|-------------|-----|----|------------|-----|----|
| 14 | 1 | 3 ϕ 24 | 124 | 96 | 3 ϕ 24 | 124 | 25 | ϕ 8/5 | 183 | 35 |
| | 2 | 3 ϕ 24 | 124 | 108 | 3 ϕ 24 | 124 | 29 | ϕ 8/5 | 183 | 45 |

Tab. 5.29 Riassunto sollecitazioni e armature telai 10, 11, 12, 13, 14, secondo piano

Nella tabella seguente saranno riportate le armature necessarie ad armare le travi relative ai telai 4, 5, 15 del secondo piano:

| Filo | Num. | A _S ' | M _R ' | M _S ' | A _S | M _R ⁺ | M _S ⁺ | Staffe | V _R | T |
|------|-------|------------------|------------------|------------------|----------------|-----------------------------|-----------------------------|------------|----------------|-----|
| | Trave | | kNm | kNm | | kNm | kNm | | kN | kN |
| 4 | 1 | 3 ϕ 22 | 104 | 88 | 3 ϕ 22 | 104 | 30 | ϕ 8/5 | 183 | 112 |
| 5 | 1 | 3 ϕ 22 | 104 | 93 | 3 ϕ 22 | 104 | 28 | ϕ 8/5 | 183 | 108 |
| 15 | 1 | 3 ϕ 24 | 123 | 111 | 3 ϕ 24 | 123 | 37 | ϕ 8/5 | 183 | 141 |

Tab. 5.30 Riassunto sollecitazioni e armature telai 4, 5, 15 del secondo piano

La verifica a duttilità risulterà essere ampiamente soddisfatta per tutte le travi analizzate.

5.4.6 Travi primo piano

Nella tabella seguente saranno riportate le armature necessarie ad armare le travi relative ai telai 1 e 3 del primo piano, rimandando alle tavole in allegato i dettagli costruttivi necessari in cantiere:

| Filo | Num. | A _S ' | M _R ' | M _S ' | A _S | M _R ⁺ | M _S ⁺ | Staffe | V _R | T |
|------|-------|----------------------------|------------------|------------------|----------------|-----------------------------|-----------------------------|--------------|----------------|-----|
| | Trave | | kNm | kNm | | kNm | kNm | | kN | kN |
| 1 | 1 | 3 ϕ 24 1 ϕ 20 | 273 | 242 | 3 ϕ 22 | 188 | 136 | ϕ 10/10 | 248 | 244 |
| | 2 | 3 ϕ 24 | 223 | 159 | 3 ϕ 22 | 188 | 84 | ϕ 10/10 | 248 | 162 |
| | 3 | 3 ϕ 24 2 ϕ 22 | 342 | 324 | 3 ϕ 22 | 188 | 109 | ϕ 10/10 | 248 | 162 |
| | 4 | 3 ϕ 24 2 ϕ 22 | 342 | 339 | 3 ϕ 22 | 188 | 104 | ϕ 10/10 | 248 | 194 |
| | 5 | 3 ϕ 24 2 ϕ 22 | 342 | 340 | 3 ϕ 22 | 188 | 103 | ϕ 10/10 | 248 | 194 |
| | 6 | 3 ϕ 24 2 ϕ 22 | 342 | 339 | 3 ϕ 22 | 188 | 103 | ϕ 10/10 | 248 | 195 |

| | | | | | | | | | | |
|---|---|----------------------------|-----|-----|-------------|-----|-----|--------------|-----|-----|
| | 7 | 3 ϕ 24 2 ϕ 22 | 342 | 340 | 3 ϕ 22 | 188 | 103 | ϕ 10/10 | 248 | 194 |
| | 8 | 3 ϕ 24 2 ϕ 22 | 342 | 314 | 3 ϕ 22 | 188 | 107 | ϕ 10/10 | 248 | 179 |
| | 9 | 3 ϕ 24 1 ϕ 20 | 273 | 258 | 3 ϕ 22 | 188 | 79 | ϕ 10/10 | 248 | 80 |
| 3 | 1 | 3 ϕ 24 2 ϕ 22 | 342 | 307 | 3 ϕ 22 | 188 | 101 | ϕ 10/10 | 248 | 153 |
| | 2 | 3 ϕ 22 2 ϕ 24 | 331 | 322 | 3 ϕ 22 | 188 | 98 | ϕ 10/10 | 248 | 181 |
| | 3 | 3 ϕ 22 2 ϕ 24 | 331 | 323 | 3 ϕ 22 | 188 | 98 | ϕ 10/10 | 248 | 181 |
| | 4 | 3 ϕ 22 2 ϕ 24 | 331 | 323 | 3 ϕ 22 | 188 | 98 | ϕ 10/10 | 248 | 181 |
| | 5 | 3 ϕ 22 2 ϕ 24 | 331 | 324 | 3 ϕ 22 | 188 | 99 | ϕ 10/10 | 248 | 182 |
| | 6 | 3 ϕ 22 2 ϕ 24 | 331 | 297 | 3 ϕ 22 | 188 | 100 | ϕ 10/10 | 248 | 166 |
| | 7 | 3 ϕ 24 1 ϕ 20 | 273 | 254 | 3 ϕ 22 | 188 | 80 | ϕ 10/10 | 248 | 79 |

Tab. 5.31 Riassunto sollecitazioni e armature telai 1 e 3, primo piano

Nella tabella seguente saranno riportate le armature necessarie ad armare le travi relative al telaio 2 del primo piano:

| Filo | Num. Trave | A _S ' | M _R ' | M _S ' | A _S | M _R ⁺ | M _S ⁺ | Staffe | V _R | T |
|------|------------|------------------|------------------|------------------|----------------|-----------------------------|-----------------------------|------------|----------------|-----|
| | | | kNm | kNm | | kNm | kNm | | kN | kN |
| 2 | 1 | 9 ϕ 18 | 207 | 187 | 6 ϕ 18 | 140 | 86 | ϕ 8/5 | 365 | 192 |
| | 2 | 11 ϕ 18 | 251 | 247 | 6 ϕ 18 | 140 | 114 | ϕ 8/5 | 365 | 239 |
| | 3 | 11 ϕ 18 | 251 | 247 | 6 ϕ 18 | 140 | 114 | ϕ 8/5 | 365 | 239 |
| | 4 | 11 ϕ 18 | 251 | 247 | 6 ϕ 18 | 140 | 114 | ϕ 8/5 | 365 | 239 |
| | 5 | 11 ϕ 18 | 251 | 247 | 6 ϕ 18 | 140 | 114 | ϕ 8/5 | 365 | 239 |
| | 6 | 11 ϕ 18 | 251 | 247 | 6 ϕ 18 | 140 | 114 | ϕ 8/5 | 365 | 239 |
| | 7 | 11 ϕ 18 | 251 | 250 | 6 ϕ 18 | 140 | 119 | ϕ 8/5 | 365 | 245 |

Tab. 5.32 Riassunto sollecitazioni e armature telaio 2, primo piano

In questo caso si sono usate staffe a quattro bracci.

Nella tabella seguente saranno riportate le armature necessarie ad armare le travi relative al telaio 8 del primo piano:

| Filo | Num. Trave | A _S ' | M _R ⁻ | M _S ⁻ | A _S | M _R ⁺ | M _S ⁺ | Staffe | V _R | T |
|------|------------|----------------------------|-----------------------------|-----------------------------|----------------|-----------------------------|-----------------------------|------------|----------------|-----|
| | | | kNm | kNm | | kNm | kNm | | kN | kN |
| 8 | 1 | 6 ϕ 24 3 ϕ 22 | 341 | 302 | 5 ϕ 24 | 204 | 77 | ϕ 8/5 | 183 | 123 |
| | 2 | 6 ϕ 24 4 ϕ 22 | 359 | 349 | 5 ϕ 24 | 204 | 88 | ϕ 8/5 | 183 | 158 |

Tab. 5.33 Riassunto sollecitazioni e armature telaio 8, primo piano

Nella tabella seguente saranno riportate le armature necessarie ad armare le travi relative ai telai 6 e 9 del primo piano:

| Filo | Num. Trave | A _S ' | M _R | M _S ⁻ | A _S | M _R ⁺ | M _S ⁺ | Staffe | V _R | T |
|------|------------|----------------------------|----------------|-----------------------------|----------------|-----------------------------|-----------------------------|------------|----------------|-----|
| | | | kN | kN | | kNm | kNm | | kN | kN |
| 9 | 1 | 3 ϕ 24 4 ϕ 22 | 257 | 251 | 4 ϕ 22 | 140 | 89 | ϕ 8/5 | 183 | 165 |
| | 2 | 7 ϕ 24 | 287 | 259 | 4 ϕ 22 | 140 | 76 | ϕ 8/5 | 183 | 165 |
| 6 | 1 | 10 ϕ 24 | 384 | 377 | 6 ϕ 24 | 246 | 96 | ϕ 8/5 | 183 | 147 |

Tab. 5.34 Riassunto sollecitazioni e armature telai 6 e 9, primo piano

Nella tabella seguente saranno riportate le armature necessarie ad armare le travi relative al telaio 7 del primo piano:

| Filo | Num. Trave | A _S ' | M _R ⁻ | M _S ⁻ | A _S | M _R ⁺ | M _S ⁺ | Staffe | V _R | T |
|------|------------|----------------------------|-----------------------------|-----------------------------|----------------|-----------------------------|-----------------------------|-------------|----------------|-----|
| | | | kNm | kNm | | kNm | kNm | | kN | kN |
| 7 | 1 | 5 ϕ 24 | 202 | 192 | 5 ϕ 24 | 204 | 71 | ϕ 10/5 | 285 | 271 |
| | 2 | 5 ϕ 24 1 ϕ 18 | 227 | 214 | 5 ϕ 24 | 204 | 87 | ϕ 12/5 | 411 | 310 |
| | 3 | 5 ϕ 24 | 202 | 187 | 4 ϕ 24 | 164 | 61 | ϕ 8/5 | 183 | 166 |
| | 4 | 5 ϕ 24 | 202 | 174 | 3 ϕ 24 | 124 | 49 | ϕ 8/5 | 183 | 162 |
| | 5 | 4 ϕ 24 | 164 | 146 | 3 ϕ 24 | 124 | 49 | ϕ 8/5 | 183 | 129 |

Tab. 5.35 Riassunto sollecitazioni e armature telaio 7, primo piano

Nella tabella seguente saranno riportate le armature necessarie ad armare le travi relative ai telai 10, 11, 12, 13, 14 del primo piano:

| Filo | Num. Trave | A_S' | M_R^- | M_S^- | A_S | M_R^+ | M_S^+ | Staffe | V_R | T |
|------|------------|----------------------------|---------|---------|----------------------------|---------|---------|------------|-------|----|
| | | | kNm | kNm | | kNm | kNm | | | |
| 10 | 1 | 6 ϕ 24 | 233 | 176 | 3 ϕ 24 | 124 | 43 | ϕ 8/5 | 183 | 59 |
| | 2 | 6 ϕ 24 | 233 | 203 | 4 ϕ 24 | 164 | 50 | ϕ 8/5 | 183 | 79 |
| 11 | 1 | 3 ϕ 24 2 ϕ 22 | 191 | 154 | 3 ϕ 24 | 124 | 38 | ϕ 8/5 | 183 | 53 |
| | 2 | 3 ϕ 24 2 ϕ 22 | 191 | 177 | 3 ϕ 24 | 124 | 44 | ϕ 8/5 | 183 | 70 |
| 12 | 1 | 4 ϕ 24 | 164 | 134 | 2 ϕ 24 | 83 | 33 | ϕ 8/5 | 183 | 46 |
| | 2 | 4 ϕ 24 | 164 | 154 | 2 ϕ 24 2 ϕ 22 | 151 | 38 | ϕ 8/5 | 183 | 61 |
| 13 | 1 | 3 ϕ 20 2 ϕ 18 | 132 | 112 | 3 ϕ 20 | 87 | 28 | ϕ 8/5 | 183 | 39 |
| | 2 | 3 ϕ 20 2 ϕ 18 | 132 | 128 | 3 ϕ 20 | 87 | 32 | ϕ 8/5 | 183 | 52 |
| 14 | 1 | 3 ϕ 20 2 ϕ 18 | 132 | 103 | 3 ϕ 20 | 87 | 26 | ϕ 8/5 | 183 | 37 |
| | 2 | 3 ϕ 20 2 ϕ 18 | 132 | 116 | 3 ϕ 20 | 87 | 29 | ϕ 8/5 | 183 | 47 |

Tab. 5.36 Riassunto sollecitazioni e armature telai 10, 11, 12, 13, 14, primo piano

Nella tabella seguente saranno riportate le armature necessarie ad armare le travi relative ai telai 4, 5, 15 del primo piano:

| Filo | Num. Trave | A_S' | M_R^- | M_S^- | A_S | M_R^+ | M_S^+ | Staffe | V_R | T |
|------|------------|-------------|---------|---------|-------------|---------|---------|------------|-------|-----|
| | | | kNm | kNm | | kNm | kNm | | | |
| 4 | 1 | 3 ϕ 24 | 123 | 117 | 3 ϕ 24 | 123 | 37 | ϕ 8/5 | 183 | 136 |
| 5 | 1 | 3 ϕ 24 | 123 | 114 | 3 ϕ 24 | 123 | 35 | ϕ 8/5 | 183 | 133 |
| 15 | 1 | 4 ϕ 22 | 123 | 128 | 3 ϕ 24 | 123 | 42 | ϕ 8/5 | 183 | 158 |

Tab. 5.37 Riassunto sollecitazioni e armature telai 4, 5, 15 del primo piano

La verifica a duttilità risulterà essere ampiamente soddisfatta per tutte le travi analizzate.

5.4.7 Travi piano terra

Nella tabella seguente saranno riportate le armature necessarie ad armare le travi relative ai telai 1 e 3 del piano terra, rimandando alle tavole in allegato i dettagli costruttivi necessari in cantiere:

| Filo | Num. Trave | A _S ' | M _R ⁻ | M _S ⁻ | A _S | M _R ⁺ | M _S ⁺ | Staffe | V _R | T |
|------|------------|------------------|-----------------------------|-----------------------------|----------------|-----------------------------|-----------------------------|--------|----------------|-----|
| | | | kNm | kNm | | kNm | kNm | | kN | kN |
| 1 | 1 | 2φ22 | 182 | 127 | 2φ22 | 182 | 83 | φ8/10 | 227 | 149 |
| | 2 | 2φ22 | 182 | 142 | 2φ22 | 182 | 44 | φ8/10 | 227 | 118 |
| | 3 | 2φ24 1φ20 | 291 | 269 | 2φ22 | 182 | 110 | φ8/10 | 227 | 150 |
| | 4 | 2φ24 1φ20 | 291 | 271 | 2φ22 | 182 | 83 | φ8/10 | 227 | 176 |
| | 5 | 2φ24 1φ20 | 291 | 264 | 2φ22 | 182 | 86 | φ8/10 | 227 | 176 |
| | 6 | 2φ24 1φ20 | 291 | 263 | 2φ22 | 182 | 86 | φ8/10 | 227 | 175 |
| | 7 | 2φ24 1φ20 | 291 | 274 | 2φ22 | 182 | 85 | φ8/10 | 227 | 177 |
| | 8 | 2φ24 1φ20 | 291 | 249 | 2φ22 | 182 | 102 | φ8/10 | 227 | 191 |
| | 9 | 2φ24 | 217 | 206 | 2φ22 | 182 | 91 | φ8/10 | 227 | 85 |
| 3 | 1 | 3φ22 | 272 | 237 | 2φ22 | 182 | 105 | φ8/10 | 227 | 136 |
| | 2 | 3φ22 | 272 | 258 | 2φ22 | 182 | 81 | φ8/10 | 227 | 158 |
| | 3 | 3φ22 | 272 | 245 | 2φ22 | 182 | 80 | φ8/10 | 227 | 154 |
| | 4 | 3φ22 | 272 | 245 | 2φ22 | 182 | 80 | φ8/10 | 227 | 154 |
| | 5 | 3φ22 | 272 | 258 | 2φ22 | 182 | 83 | φ8/10 | 227 | 158 |
| | 6 | 3φ22 | 272 | 228 | 2φ22 | 182 | 93 | φ8/10 | 227 | 170 |
| | 7 | 3φ22 | 272 | 212 | 2φ20 | 151 | 97 | φ8/10 | 227 | 91 |

Tab. 5.38 Riassunto sollecitazioni e armature telai 1 e 3, piano terra

Nella tabella seguente saranno riportate le armature necessarie ad armare le travi relative al telaio 2 del piano terra:

| Filo | Num. Trave | A_S | M_R^- | M_S^- | A_S | M_R^+ | M_S^+ | Staffe | V_R | T |
|------|------------|-------------|---------|---------|-------------|---------|---------|-------------|-------|-----|
| | | | kNm | kNm | | kNm | kNm | | kN | kN |
| 2 | 1 | 4 ϕ 22 | 365 | 193 | 3 ϕ 22 | 255 | 128 | ϕ 8/10 | 318 | 220 |
| | 2 | 4 ϕ 22 | 365 | 251 | 3 ϕ 24 | 365 | 128 | ϕ 8/10 | 318 | 253 |
| | 3 | 4 ϕ 22 | 365 | 258 | 3 ϕ 24 | 365 | 111 | ϕ 8/10 | 318 | 248 |
| | 4 | 4 ϕ 22 | 365 | 248 | 3 ϕ 24 | 365 | 115 | ϕ 8/10 | 318 | 247 |
| | 5 | 4 ϕ 22 | 365 | 248 | 3 ϕ 24 | 365 | 116 | ϕ 8/10 | 318 | 240 |
| | 6 | 4 ϕ 22 | 365 | 264 | 3 ϕ 24 | 365 | 104 | ϕ 8/10 | 318 | 253 |
| | 7 | 4 ϕ 22 | 365 | 282 | 3 ϕ 24 | 365 | 171 | ϕ 8/10 | 318 | 282 |

Tab. 5.39 Riassunto sollecitazioni e armature telaio 2, piano terra

In questo caso si sono usate staffe a quattro bracci.

Nella tabella seguente saranno riportate le armature necessarie ad armare le travi relative al telaio 8 del piano terra:

| Filo | Num. Trave | A_S | M_R^- | M_S^- | A_S | M_R^+ | M_S^+ | Staffe | V_R | T |
|------|------------|----------------------------|---------|---------|-------------|---------|---------|-------------|-------|-----|
| | | | kNm | kNm | | kNm | kNm | | kN | kN |
| 8 | 1 | 4 ϕ 24 1 ϕ 20 | 506 | 466 | 3 ϕ 24 | 324 | 156 | ϕ 8/10 | 227 | 182 |
| | 2 | 4 ϕ 24 1 ϕ 20 | 506 | 487 | 4 ϕ 24 | 431 | 187 | ϕ 8/10 | 227 | 219 |

Tab. 5.40 Riassunto sollecitazioni e armature telaio 8, piano terra

Nella tabella seguente saranno riportate le armature necessarie ad armare le travi relative ai telai 6 e 9 del piano terra:

| Filo | Num. Trave | A_S | M_R | M_S^- | A_S | M_R^+ | M_S^+ | Staffe | V_R | T |
|------|------------|----------------------------|-------|---------|-------------|---------|---------|-------------|-------|-----|
| | | | kN | kN | | kNm | kNm | | kN | kN |
| 9 | 1 | 3 ϕ 24 1 ϕ 18 | 384 | 338 | 2 ϕ 24 | 217 | 121 | ϕ 8/10 | 227 | 180 |
| | 2 | 3 ϕ 24 1 ϕ 18 | 384 | 353 | 2 ϕ 24 | 217 | 122 | ϕ 8/10 | 227 | 206 |
| 6 | 1 | 4 ϕ 24 1 ϕ 22 | 522 | 494 | 4 ϕ 24 | 432 | 161 | ϕ 8/10 | 227 | 189 |

Tab. 5.41 Riassunto sollecitazioni e armature telai 6 e 9, piano terra

Nella tabella seguente saranno riportate le armature necessarie ad armare le travi relative al telaio 7 del piano terra:

| Filo | Num. Trave | A_S | M_R^- kNm | M_S^- kNm | A_S | M_R^+ kNm | M_S^+ kNm | Staffe | V_R kN | T kN |
|------|------------|-------------|----------------|----------------|-------------|----------------|----------------|-------------|-------------|---------|
| 7 | 1 | 3 ϕ 18 | 183 | 107 | 3 ϕ 18 | 183 | 81 | ϕ 8/10 | 227 | 73 |
| | 2 | 3 ϕ 18 | 183 | 166 | 3 ϕ 18 | 183 | 128 | ϕ 8/10 | 227 | 169 |
| | 3 | 3 ϕ 18 | 183 | 175 | 3 ϕ 18 | 183 | 103 | ϕ 8/10 | 227 | 133 |
| | 4 | 3 ϕ 18 | 183 | 181 | 3 ϕ 18 | 183 | 119 | ϕ 8/10 | 227 | 181 |
| | 5 | 3 ϕ 18 | 183 | 100 | 3 ϕ 18 | 183 | 85 | ϕ 8/10 | 227 | 99 |

Tab. 5.42 Riassunto sollecitazioni e armature telaio 7, piano terra

Nella tabella seguente saranno riportate le armature necessarie ad armare le travi relative ai telai 10, 11, 12, 13, 14 del piano terra:

| Filo | Num. Trave | A_S | M_R^- kNm | M_S^- kNm | A_S | M_R^+ kNm | M_S^+ kNm | Staffe | V_R kN | T kN |
|------|------------|----------------------------|----------------|----------------|-------------|----------------|----------------|-------------|-------------|---------|
| 10 | 1 | 2 ϕ 24 1 ϕ 22 | 307 | 235 | 2 ϕ 24 | 217 | 108 | ϕ 8/10 | 227 | 79 |
| | 2 | 2 ϕ 24 1 ϕ 22 | 307 | 286 | 2 ϕ 24 | 217 | 123 | ϕ 8/10 | 227 | 96 |
| 11 | 1 | 4 ϕ 18 | 244 | 222 | 3 ϕ 18 | 183 | 96 | ϕ 8/10 | 227 | 73 |
| | 2 | 4 ϕ 18 | 244 | 241 | 3 ϕ 18 | 183 | 109 | ϕ 8/10 | 227 | 85 |
| 12 | 1 | 4 ϕ 18 | 244 | 200 | 3 ϕ 18 | 183 | 85 | ϕ 8/10 | 227 | 63 |
| | 2 | 4 ϕ 18 | 244 | 217 | 3 ϕ 18 | 183 | 96 | ϕ 8/10 | 227 | 74 |
| 13 | 1 | 3 ϕ 18 | 183 | 177 | 3 ϕ 18 | 183 | 74 | ϕ 8/10 | 227 | 56 |
| | 2 | 3 ϕ 18 | 183 | 181 | 3 ϕ 18 | 183 | 83 | ϕ 8/10 | 227 | 69 |
| 14 | 1 | 3 ϕ 18 | 183 | 170 | 3 ϕ 18 | 183 | 72 | ϕ 8/10 | 227 | 57 |
| | 2 | 3 ϕ 18 | 183 | 182 | 3 ϕ 18 | 183 | 81 | ϕ 8/10 | 227 | 68 |

Tab. 5.43 Riassunto sollecitazioni e armature telai 10, 11, 12, 13, 14, piano terra

Nella tabella seguente saranno riportate le armature necessarie ad armare le travi relative ai telai 4, 5, 15 del piano terra:

| Filo | Num. | A_S | M_R^- | M_S^- | A_S | M_R^+ | M_S^+ | Staffe | V_R | T |
|------|-------|-------------|---------|---------|-------------|---------|---------|-------------|-------|-----|
| | Trave | | kNm | kNm | | kNm | kNm | | kN | kN |
| 4 | 1 | 2 ϕ 22 | 183 | 90 | 2 ϕ 22 | 183 | 53 | ϕ 8/10 | 227 | 95 |
| 5 | 1 | 2 ϕ 22 | 183 | 91 | 2 ϕ 22 | 183 | 52 | ϕ 8/10 | 227 | 108 |
| 15 | 1 | 2 ϕ 22 | 183 | 89 | 2 ϕ 22 | 183 | 51 | ϕ 8/10 | 227 | 99 |

Tab. 5.44 Riassunto sollecitazioni e armature telai 4, 5, 15 del piano terra

La verifica a duttilità risulterà essere ampiamente soddisfatta per tutte le travi analizzate.

5.5 VERIFICA DELLE PILASTRATE

Le sezioni dei pilastri scelte per la realizzazione dell'edificio sono del minor numero possibile al fine di limitare le carpenterie da realizzare. In più per i pilastri di bordo si è cercato di usare sezioni a filo di parete, ovvero con una dimensione pari a 30 cm affinché si riesca a massimizzare lo spazio interno. Per i pilastri centrali invece non si sono potute fare considerazioni del genere causa le maggiori sollecitazioni gravanti su di essi.

Dall'analisi si sono riscontrati, ovviamente, sollecitazioni profondamente diverse a seconda che si abbia una combinazione dei carichi di tipo statico, in cui prevale lo sforzo normale su quello flessionale, o di tipo sismico, in cui è lo sforzo flessionale a prevalere su quello normale.

Per una immediata individuazione delle pilastrate di riferimento si riporta la pianta dei pilastri con relativa numerazione:

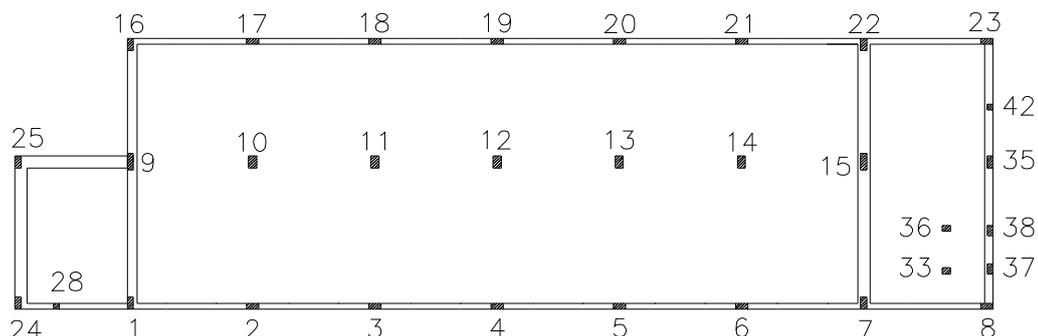


Fig. 5.15 Pianta dei pilastri

5.5.1 Riferimenti normativi

I riferimenti normativi sono analoghi a quelli già esposti nel caso di struttura a base fissa e non saranno qui ripetuti, rimandando al Capitolo 3 Par. 3.5.1 le disposizioni previste.

5.5.2 Verifica pilastrate

Usando il medesimo procedimento già esposto nel caso di struttura a base fissa vado a verificare tutte le pilastrate; per comodità riporto nelle tabelle successive unicamente le sollecitazioni e le armature previste nelle sezioni maggiormente sollecitate che danno esito positivo alle verifiche di pressoflessione e taglio, nel rispetto dei limiti imposti dalla normativa e rimandando alle tavole in allegato i dettagli costruttivi di tutte le pilastrate. Tutti i pilastri saranno armati simmetricamente al fine di prendere l'inversione dei momenti dovuto al sisma; nella colonna *Arm.* le armature avranno la forma [Arm. lato x ; Arm. lato y].

| Pil. | Sez. | Arm. spigolo | Arm. | $M_{X,S}$ kNm | $M_{Y,S}$ kNm | N_S kN | Ver. M-N |
|------|-------|-----------------|---------------------------|------------------|------------------|-------------|-------------|
| 1 | 30x60 | 4 ϕ 18 | 3 ϕ 20 + 5 ϕ 18 | 183 | 356 | 1248 | Sì |
| 2 | 60x30 | 4 ϕ 20 | 5 ϕ 18 + 3 ϕ 20 | 207 | 241 | 1278 | Sì |
| 3 | 60x30 | 4 ϕ 20 | 3 ϕ 20 + 3 ϕ 20 | 97 | 343 | 1224 | Sì |
| 4 | 60x30 | 4 ϕ 20 | 3 ϕ 18 + 3 ϕ 20 | 172 | 246 | 1213 | Sì |
| 5 | 60x30 | 4 ϕ 20 | 2 ϕ 16 + 3 ϕ 20 | 75 | 359 | 1177 | Sì |
| 6 | 60x30 | 4 ϕ 16 | 2 ϕ 16 + 3 ϕ 20 | 69 | 322 | 1247 | Sì |
| 7 | 30x60 | 4 ϕ 18 | 3 ϕ 18 + 6 ϕ 18 | 220 | 160 | 1321 | Sì |
| 8 | 60x30 | 4 ϕ 18 | 6 ϕ 18 + 2 ϕ 18 | 141 | 125 | 1070 | Sì |
| 9 | 30x80 | 4 ϕ 18 | 3 ϕ 20 + 5 ϕ 18 | 786 | 147 | 1615 | Sì |
| 10 | 40x60 | 4 ϕ 18 | 3 ϕ 18 + 6 ϕ 18 | 481 | 147 | 1604 | Sì |
| 11 | 40x60 | 4 ϕ 16 | 6 ϕ 16 + 3 ϕ 16 | 230 | 204 | 1570 | Sì |
| 12 | 40x60 | 4 ϕ 16 | 3 ϕ 18 + 3 ϕ 16 | 201 | 203 | 1559 | Sì |
| 13 | 40x60 | 4 ϕ 16 | 2 ϕ 16 + 3 ϕ 16 | 312 | 148 | 1550 | Sì |
| 14 | 40x60 | 4 ϕ 16 | 2 ϕ 16 + 3 ϕ 16 | 95 | 211 | 2522 | Sì |
| 15 | 30x80 | 4 ϕ 18 | 1 ϕ 20 + 5 ϕ 18 | 425 | 158 | 2683 | Sì |
| 16 | 30x60 | 4 ϕ 24 | 3 ϕ 22 + 3 ϕ 16 | 146 | 394 | 729 | Sì |
| 17 | 60x30 | 4 ϕ 20 | 5 ϕ 20 + 3 ϕ 20 | 212 | 245 | 1230 | Sì |
| 18 | 60x30 | 4 ϕ 20 | 3 ϕ 20 + 3 ϕ 20 | 190 | 234 | 1178 | Sì |
| 19 | 60x30 | 4 ϕ 20 | 3 ϕ 18 + 3 ϕ 20 | 85 | 225 | 1143 | Sì |
| 20 | 60x30 | 4 ϕ 20 | 2 ϕ 16 + 3 ϕ 20 | 140 | 211 | 1115 | Sì |
| 21 | 60x30 | 4 ϕ 16 | 2 ϕ 16 + 3 ϕ 20 | 121 | 212 | 1170 | Sì |
| 22 | 30x60 | 4 ϕ 16 | 3 ϕ 16 + 5 ϕ 20 | 221 | 151 | 1284 | Sì |
| 23 | 60x30 | 4 ϕ 16 | 3 ϕ 16 + 1 ϕ 18 | 126 | 124 | 808 | Sì |
| 24 | 30x60 | 4 ϕ 22 | 4 ϕ 22 + 3 ϕ 18 | 109 | 482 | 364 | Sì |
| 25 | 30x60 | 4 ϕ 22 | 4 ϕ 22 + 2 ϕ 16 | 484 | 115 | 1122 | Sì |
| 28 | 30x30 | 4 ϕ 16 | 1 ϕ 16 + 3 ϕ 20 | 35 | 124 | 874 | Sì |
| 33 | 40x30 | 4 ϕ 18 | 3 ϕ 20 + 3 ϕ 18 | 80 | 97 | 629 | Sì |
| 35 | 30x60 | 4 ϕ 16 | 3 ϕ 18 + 2 ϕ 16 | 27 | 311 | 555 | Sì |
| 36 | 40x30 | 4 ϕ 18 | 3 ϕ 20 + 3 ϕ 16 | 96 | 50 | 699 | Sì |
| 37 | 30x50 | 4 ϕ 22 | 3 ϕ 20 + 1 ϕ 16 | 208 | 81 | 524 | Sì |
| 38 | 30x50 | 4 ϕ 22 | 3 ϕ 24 + 1 ϕ 18 | 259 | 36 | 822 | Sì |
| 42 | 30x30 | 4 ϕ 16 | 3 ϕ 18 + 1 ϕ 16 | 122 | 19 | 565 | Sì |

Tab. 5.45 Armature e Verifiche a pressoflessione Pilastrate

Nella seguente tabella i tagli, le armature e le verifiche a taglio:

| Pil. | Sez. | Staffe | V_{X,R} | V_{X,S} | V_{Y,R} | V_{Y,S} |
|-------------|-------------|---------------|------------------------|------------------------|------------------------|------------------------|
| | | | kN | kN | kN | kN |
| 1 | 30x60 | φ8/10/20 | 91 | 42 | 193 | 147 |
| 2 | 60x30 | φ8/5/20 | 386 | 135 | 183 | 93 |
| 3 | 60x30 | φ8/5/20 | 386 | 216 | 183 | 32 |
| 4 | 60x30 | φ8/5/20 | 386 | 220 | 183 | 26 |
| 5 | 60x30 | φ8/5/15 | 386 | 215 | 183 | 20 |
| 6 | 60x30 | φ8/5/15 | 386 | 210 | 183 | 6 |
| 7 | 30x60 | φ8/10/20 | 91 | 66 | 193 | 148 |
| 8 | 60x30 | φ8/10/20 | 193 | 1 | 91 | 86 |
| 9 | 30x80 | φ8/5/20 | 183 | 27 | 521 | 319 |
| 10 | 40x60 | φ8/10/20 | 125 | 39 | 193 | 191 |
| 11 | 40x60 | φ8/10/15 | 125 | 38 | 193 | 176 |
| 12 | 40x60 | φ8/10/15 | 125 | 38 | 193 | 151 |
| 13 | 40x60 | φ8/10/15 | 125 | 38 | 193 | 126 |
| 14 | 40x60 | φ8/10/15 | 125 | 111 | 193 | 33 |
| 15 | 30x80 | φ8/10/20 | 91 | 67 | 260 | 177 |
| 16 | 30x60 | φ8/10/15 | 91 | 53 | 193 | 116 |
| 17 | 60x30 | φ8/5/20 | 386 | 35 | 183 | 104 |
| 18 | 60x30 | φ8/5/20 | 386 | 210 | 183 | 30 |
| 19 | 60x30 | φ8/5/20 | 386 | 210 | 183 | 28 |
| 20 | 60x30 | φ8/5/15 | 386 | 210 | 183 | 24 |
| 21 | 60x30 | φ8/5/15 | 386 | 202 | 183 | 13 |
| 22 | 30x60 | φ8/10/15 | 91 | 71 | 193 | 142 |
| 23 | 60x30 | φ8/10/15 | 193 | 63 | 91 | 67 |
| 24 | 30x60 | φ8/5/20 | 183 | 66 | 386 | 220 |
| 25 | 30x60 | φ8/5/15 | 183 | 49 | 386 | 209 |
| 28 | 30x30 | φ8/10/15 | 91 | 88 | 91 | 1 |
| 33 | 40x30 | φ8/10/20 | 125 | 13 | 91 | 56 |
| 35 | 30x60 | φ8/5/15 | 183 | 165 | 386 | 7 |
| 36 | 40x30 | φ8/10/15 | 125 | 8 | 91 | 55 |
| 37 | 30x50 | φ8/5/15 | 183 | 11 | 318 | 183 |
| 38 | 30x50 | φ8/5/20 | 183 | 9 | 318 | 183 |
| 42 | 30x30 | φ8/10/15 | 91 | 4 | 91 | 76 |

Tab. 5.46 Armature e Verifiche a taglio Pilastrate

5.6 VERIFICA DEI BAGGIOLI

Il collegamento degli isolatori elastomerici e a scorrimento con la platea di fondazione avviene mediante l'utilizzo di baggioli. Ai fini del calcolo delle sollecitazioni essi sono considerati come pilastri e quindi soggetti a pressoflessione deviata e taglio. La massa da considerare per la determinazione delle azioni agenti su di essi è pari a quella della sovrastruttura.

I baggioli verranno presi tutti della stessa dimensione 90 x 90 cm in quanto devono poter alloggiare la piastra di ancoraggio degli isolatori.

L'armatura longitudinale dei pilastri deve essere come da normativa

$$81 \text{ cm}^2 \leq A_s \leq 324 \text{ cm}^2$$

Lo sforzo di taglio massimo agente su di essi è pari a $V_{\max} = 520 \text{ kN}$ di conseguenza saranno previste staffe $\phi 8/5$ al fine di avere un taglio resistente pari a $V_R = 589 \text{ kN}$.

L'armatura necessaria a resistere allo sforzo di pressoflessione deviata sarà la stessa per tutti gli elementi in quanto l'armatura minima di $9\phi 18$ per lato risulta soddisfare ampiamente la verifica, come mostrato in figura:

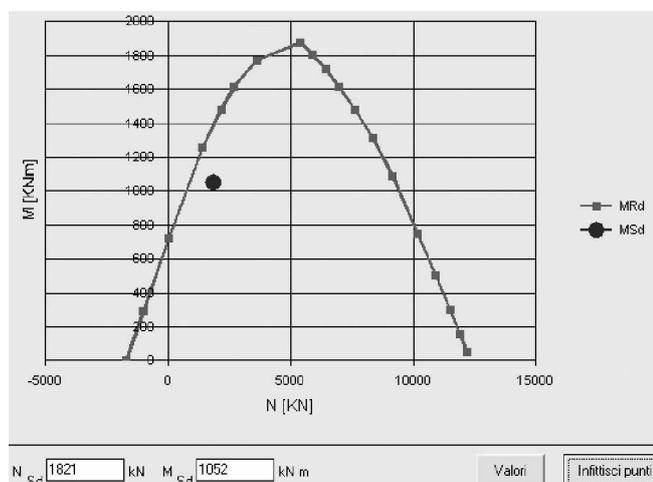


Fig. 5.16 Diagramma di interazione M-N

5.7 VERIFICA DELLA FONDAZIONE

La fondazione usata è una platea dello spessore di 70 cm. Lo sforzo normale massimo trasmesso dai pilastri è pari a $N_{\max} = 2926 \text{ kN}$ e la verifica a punzonamento

$$\frac{N_{\max}}{S} \leq \tau_{c0} \quad \Rightarrow \quad \frac{292600}{44800} = 6,58 \leq 6,67$$

risulterà essere soddisfatta. Di conseguenza non si necessita di ulteriore armatura a punzonamento.

Dall'analisi effettuata si è visto come i momenti flettenti agenti sulla platea in campata siano inferiori a 330 kNm , mentre i valori massimi si hanno in prossimità del pilastro 7 e sono pari a $M_x^- = 434 \text{ kNm}$ e $M_y^- = 455 \text{ kNm}$.

Usando una rete di $\phi 20/20$ in ambedue le direzioni ottengo un momento resistente pari a $M_R = 378 \text{ kNm}$ e quindi dovrò inserire raffittimenti pari a $\phi 12/30$ ove necessario al fine di raggiungere un momento resistente pari a $M_R = 378 + 81 = 459 \text{ kNm}$ che è sufficiente a coprire il momento massimo agente sulla platea.

5.8 VERIFICA AGLI STATI LIMITE DI DANNO

Per le costruzioni ricadenti in classe d'uso I e II si deve verificare che l'azione sismica di progetto non produca agli elementi costruttivi senza funzione strutturale danni tali da rendere la costruzione temporaneamente inagibile. Nel caso delle costruzioni civili e industriali, qualora la temporanea inagibilità sia dovuta a spostamenti eccessivi interpiano, questa condizione si può ritenere soddisfatta quando gli spostamenti interpiano ottenuti dall'analisi in presenza dell'azione

sismica di progetto relativa allo *SLD* siano inferiori al limite indicato di seguito:

$$d_r < 0,005 \cdot h$$

per tamponamenti collegati rigidamente alla struttura che interferiscono con la deformabilità della stessa, dove h è l'altezza del piano. In questo caso ho un'altezza di piano di 3,10 m e quindi dovrò verificare che:

$$d_r < 15,5 \text{ mm}$$

Nella tabella sottostante sono riportati i massimi spostamenti interpiano dell'edificio:

| Interpiano | d_r | $d_{r,max}$ |
|-------------------|-------------------------|-------------------------------|
| | mm | mm |
| Quarto | 4,95 | 15,5 |
| Terzo | 4,69 | 15,5 |
| Secondo | 4,13 | 15,5 |
| Primo | 3,82 | 15,5 |
| Terra | 2,77 | 15,5 |

Tab. 5.47 Valori dei drift interpiano

È immediato notare che i *drift* sono ovunque notevolmente inferiori al limite imposto da normativa anche se chiaramente maggiori rispetto al caso di struttura a base fissa in quanto si sono eliminati tutti gli elementi irrigidenti.

5.9 DISPOSIZIONI RELATIVE AGLI ISOLATORI ELASTOMERICI E A SCORRIMENTO

Gli isolatori a scorrimento, utilizzati in numero di sei all'interno del sistema di isolamento, sono isolatori a ricircolo di sfere d'acciaio della casa produttrice THK. Il coefficiente di attrito μ è circa $0,5 \div 0,8\%$,

pertanto, a favore di sicurezza, esso viene considerato nullo. Le guide a ricircolo di sfere applicano il principio dei cuscinetti volventi per ottenere un moto lineare; le sfere rotolano su piste ad arco circolare in modo da offrire alle sfere una superficie d'appoggio che conferisce grande capacità di carico, 13 volte superiore rispetto a quella che avrebbero se fossero poggiate su superficie piana.

La scelta della tipologia di apparecchio da utilizzare è più rapida rispetto a quella degli isolatori *HDRB*, perché è funzione del solo carico portato. Gli sforzi massimi negli appoggi vengono ricavati dal calcolatore per la condizione più gravosa, sismica o agli stati limite ultimi. Nello specifico, vengono utilizzati isolatori tipo *THK-CLB133*, con carico massimo pari 1300 kN per carichi a lungo termine e 2600 kN per carichi di breve periodo, in prossimità dei vani scala e ascensore, come illustrato precedentemente.

Gli isolatori elastomerici prevedono una posa in opera particolarmente attenta affinché sia assicurata la trasmissione delle forze orizzontali dalla sovrastruttura alle fondazioni. La tipica procedura di installazione dell'isolatore vincolato superiormente ed inferiormente a strutture in c.a. gettate in opera (analogamente a quella degli isolatori a scorrimento) prevede le seguenti fasi:

- getto della sottostruttura fino ad un livello più basso di alcuni centimetri di quello degli isolatori, prevedendo fori di alloggiamento delle zanche di ancoraggio di diametro almeno doppio delle stesse;
- posizionamento degli isolatori al livello di progetto e con la superficie di base orizzontale;
- costruzione di una cassaforma di dimensioni leggermente più grandi dell'isolatore e più alta di circa un centimetro del livello inferiore dello stesso;

- allettamento con malta (epossidica o cementizia antiritiro) per uno spessore consigliato tra i 2 e i 5 cm;
- avvitarlo delle zanche superiori (se non già fissate);
- approntamento della cassaforma superiore adattandola con precisione attorno alla piastra superiore dell'isolatore;
- posizionamento dell'armatura lenta della sovrastruttura ed esecuzione del getto in c.a.

Le immagini seguenti illustrano alcuni particolari degli isolatori elastomerici:



Fig. 5.17 Sezione di un isolatore elastomerico



Fig. 5.18 Predisposizione della cassetta per il getto di completamento

*Capitolo 6***ANALISI ECONOMICA COMPARATA**

Eseguita la progettazione delle strutture secondo le indicazioni fornite dalla normativa, è possibile effettuare un raffronto fra le varie voci di spesa, per saggiare le variazioni in termini di costo introdotte dall'inserimento dell'isolamento sismico.

È chiaro ed evidente che un parallelo tra le due strutture può essere operato in svariati modi, ognuno dei quali può condurre a considerazioni differenti. Nel tentativo di perseguire un risultato per quanto possibile oggettivo ed esaustivo, il raffronto tra struttura a base fissa e struttura sismicamente isolata si svilupperà secondo i seguenti punti:

- I. Computo metrico delle voci riguardanti la struttura al grezzo, ovvero movimento terra, struttura portante e realizzazione dei solai;
- II. Computo metrico estimativo delle quantità di opere realizzate così come ricavate al punto precedente, in riferimento ai prezzi informativi riscontrati dalla Camera di Commercio della Provincia di Bologna;
- III. Calcolo delle variazioni percentuali di spesa rispetto alla struttura grezza ed incidenza (indicativa) rispetto al costo totale di costruzione.

6.1 COMPUTO METRICO

A seguire verranno riportate le quantità di materie prime, ovvero acciaio da carpenteria e calcestruzzo, che sono state previste nelle due strutture. Questo tipo di raffronto si rivela particolarmente utile per osservare dove l'isolamento sismico introduce risparmi reali.

| | Struttura a base fissa | | | Struttura isolata | | |
|----------------|------------------------|----------------|----------------|-------------------|----------------|----------------|
| | Acciaio | Cls | Cassef. | Acciaio | Cls | Cassef. |
| | Kg | m ³ | m ² | Kg | m ³ | m ² |
| Fondazioni | 32925 | 542,8 | 91,8 | 42794 | 572,4 | 94,9 |
| Pareti in c.a. | 70420 | 379,0 | 2655,9 | - | - | - |
| Travi | 26991 | 217,4 | 1038,4 | 44442 | 235,4 | 1069,4 |
| Pilastrri | 18282 | 81,2 | 730,4 | 24032 | 140,5 | 1041,2 |
| TOTALE | 148618 | 1220,4 | 4516,5 | 111448 | 948,3 | 2205,5 |

Tab. 6.1 Comparazione tra le quantità di materie prime delle due strutture

La prima osservazione da farsi riguarda pilastri e travi: si nota un maggiore impiego di materie prime nella configurazione isolata; infatti, il numero di pilastri viene aumentato a causa dell'eliminazione delle pareti, in più saranno previsti baggioli per gli isolatori. Alcune travi secondarie a causa dell'eliminazione delle pareti in c.a. sono state cambiate in sezione; sia per le travi che per i pilastri le percentuali di armatura sono notevolmente aumentate, per resistere alle maggiori sollecitazioni sismiche.

La fondazione risulta essere maggiormente sollecitata nel caso di struttura isolata, avendo deciso di porre gli isolatori appena sotto il primo solaio al fine di eliminare costi aggiuntivi per uno scavo a maggiore profondità e per la realizzazione della controfondazione.

Infine si può notare come il maggior dispiego di materie prime nella configurazione a base fissa avviene per le pareti di controventamento.

6.2 COMPUTO METRICO ESTIMATIVO

Note le quantità di materie prime e di opere da effettuare, si procede al calcolo delle singole voci di spesa. I prezzi unitari sono quelli forniti dalla Camera di Commercio di Bologna e si intendono come prezzi

informativi. Per quanto riguarda i dispositivi di isolamento, invece, i prezzi sono ottenuti dal listino dell'azienda produttrice.

Nel computo sono indicate le opere eseguite sulla struttura al grezzo, ovvero opere di scavo, struttura portante e solai, tralasciando tutte le lavorazioni concernenti il tamponamento, le opere di urbanizzazione e gli allacciamenti, finitura e copertura, la stima delle quali non rientra negli scopi del presente saggio.

| STRUTTURA A BASE FISSA | | | | |
|-------------------------------|--|-----------------|-----------|----------|
| Voce n° | Descrizione | Prezzo unitario | Quantità | Importo |
| AD.25.03 | Scavo di sbancamento eseguito con mezzi meccanici in terreno di qualsiasi natura e consistenza, escluso gli oneri derivanti dall'acqua di falda. Misura delle quantità effettivamente eseguite: -per quantità oltre i m ³ 500 | 7,00 €/ mc | 3051,1 mc | 21.358 € |
| AC.02.01 | Conglomerato cementizio per sottofondazioni, riempimenti e getti di pulizia, realizzato con cemento tipo 32,5R per m ³ di inerti opportunamente selezionati, escluso l'onere delle eventuali casseforme. Misura delle quantità ordinate: -dosato a 150 kg di cemento | 85,00 €/ mc | 78,2 mc | 6.647 € |
| AC.03.06 | Conglomerato cementizio per opere di fondazione armate, plinti, travi rovesce, platee, basamenti semplici, confezionato con inerti lavati e opportunamente selezionati; compreso l'eventuale onere della vibratura, escluso il ferro di armatura e le casseforme. Misura delle quantità ordinate: -gettato contro terreno in grado da fornire un $R_{ck} > 300 \text{ kg/cm}^2$ | 122,00 €/ mc | 542,8 mc | 66.222 € |
| AC.05.02 | Conglomerato cementizio per pareti in elevazione superiori a cm.15 di spessore, confezionato con inerti lavati e opportunamente selezionati; compresa la vibratura, escluso il ferro di armatura e le casseforme: - in grado da fornire un $R_{ck} > 300 \text{ kg/cm}^2$ | 118,00 €/ mc | 379 mc | 44.722 € |

| | | | | |
|----------|---|--------------|-----------|-----------|
| AC.06.03 | Conglomerato cementizio per strutture in elevazione quali: pilastri, travi sia in spessore che in altezza, cordoli, solette ecc., confezionato con inerti lavati e opportunamente selezionati; compresa la vibratura, escluso il ferro di armatura e le casseforme: - in grado da fornire un $R_{ck} > 350$ kg/cm ² | 125,50 €/ mc | 81,2 mc | 10.191 € |
| AC.06.02 | Conglomerato cementizio per strutture in elevazione quali: pilastri, travi sia in spessore che in altezza, cordoli, solette ecc., confezionato con inerti lavati e opportunamente selezionati; compresa la vibratura, escluso il ferro di armatura e le casseforme: - in grado da fornire un $R_{ck} > 300$ kg/cm ² | 120,50 €/ mc | 217,4 mc | 26.197 € |
| AC.07.01 | Carpenterie normali in legno eseguite in pannelli tipo ARMO per opere di conglomerato cementizio semplice o armato, compreso eventuali ponteggi di servizio, disarmante e disarmo. Misura della superficie bagnata: -per strutture di fondazione | 20,50 €/ mq | 91,8 mq | 1.882 € |
| AC.07.02 | Carpenterie normali in legno eseguite in pannelli tipo ARMO per opere di conglomerato cementizio semplice o armato, compreso eventuali ponteggi di servizio, disarmante e disarmo. Misura della superficie bagnata: -per pareti in elevazione in genere | 22,50 €/ mq | 2655,9 mq | 59.757 € |
| AC.08.01 | Carpenterie normali eseguite in tavole di legno per opere di conglomerato cementizio semplice o armato, compreso eventuali ponteggi di servizio, disarmante e disarmo. Misura della superficie bagnata: -per strutture in elevazione | 28,50 €/ mq | 1768,8 mq | 50.410 € |
| AC.09 | Fornitura, lavorazione e posa in opera di acciaio per cemento armato in barre ad aderenza migliorata qualità FeB44K controllato in stabilimento, compreso l'onere delle piegature, legature, del relativo filo, sfrido, ecc. Misura delle quantità con metodo analitico | 1,15 €/ Kg | 148618 kg | 170.911 € |

| | | | | |
|-----------------------------------|--|-------------|---------------------|-----------|
| AL.01 | Solaio misto in laterizio e conglomerato cementizio armato a pannelli prefabbricati con eventuale soletta superiore in calcestruzzo, armata con rete elettrosaldata. Compresi inoltre: l'armatura in barre di acciaio risultante dai calcoli, la carpenteria per i rompitratta, il banchinaggio fino all'altezza di m 3,50 tra i piani dove e se necessario, il getto, la sua vibratura, il disarmo. Misura della effettiva superficie di solaio, esclusi i cordoli o le travi perimetrali: -da cm 30 (25+5), sovraccarico utile 200 kg/cm ² | 67,00 €/ mq | 3859 mq | 258.566 € |
| TOTALE STRUTTURA AL GREZZO | | | 716.863,00 € | |

Tab. 6.2 Computo metrico struttura a base fissa al grezzo

| STRUTTURA ISOLATA | | | | |
|--------------------------|--|-----------------|-----------|----------|
| Voce n° | Descrizione | Prezzo unitario | Quantità | Importo |
| AD.25.03 | Scavo di sbancamento eseguito con mezzi meccanici in terreno di qualsiasi natura e consistenza, escluso gli oneri derivanti dall'acqua di falda. Misura delle quantità effettivamente eseguite: -per quantità oltre i m ³ 500 | 7,00 €/ mc | 3189,2 mc | 22.325 € |
| AC.02.01 | Conglomerato cementizio per sottofondazioni, riempimenti e getti di pulizia, realizzato con cemento tipo 32,5R per m ³ di inerti opportunamente selezionati, escluso l'onere delle eventuali casseforme. Misura delle quantità ordinate: -dosato a 150 kg di cemento | 85,00 €/ mc | 81,8 mc | 6.953 € |
| AC.03.06 | Conglomerato cementizio per opere di fondazione armate, plinti, travi rovesce, platee, basamenti semplici, confezionato con inerti lavati e opportunamente selezionati; compreso l'eventuale onere della vibratura, escluso il ferro di armatura e le casseforme. Misura delle quantità ordinate: -gettato contro terreno in grado da fornire un R _{ck} > 300 kg/cm ² | 122,00 €/ mc | 572,4 mc | 69.833 € |

| | | | | |
|----------|---|--------------|-----------|-----------|
| AC.06.03 | Conglomerato cementizio per strutture in elevazione quali: pilastri, travi sia in spessore che in altezza, cordoli, solette ecc., confezionato con inerti lavati e opportunamente selezionati; compresa la vibratura, escluso il ferro di armatura e le casseforme: - in grado da fornire un $R_{ck} > 350$ kg/cm ² | 125,50 €/ mc | 140,5 mc | 17.633 € |
| AC.06.02 | Conglomerato cementizio per strutture in elevazione quali: pilastri, travi sia in spessore che in altezza, cordoli, solette ecc., confezionato con inerti lavati e opportunamente selezionati; compresa la vibratura, escluso il ferro di armatura e le casseforme: - in grado da fornire un $R_{ck} > 300$ kg/cm ² | 120,50 €/ mc | 235,4 mc | 28.366 € |
| AC.07.01 | Carpenterie normali in legno eseguite in pannelli tipo ARMO per opere di conglomerato cementizio semplice o armato, compreso eventuali ponteggi di servizio, disarmante e disarmo. Misura della superficie bagnata: -per strutture di fondazione | 20,50 €/ mq | 94,9 mq | 1.945 € |
| AC.08.01 | Carpenterie normali eseguite in tavole di legno per opere di conglomerato cementizio semplice o armato, compreso eventuali ponteggi di servizio, disarmante e disarmo. Misura della superficie bagnata: -per strutture in elevazione | 28,50 €/ mq | 2110,6 mq | 60.152 € |
| AC.09 | Fornitura, lavorazione e posa in opera di acciaio per cemento armato in barre ad aderenza migliorata qualità FeB44K controllato in stabilimento, compreso l'onere delle piegature, legature, del relativo filo, sfrido, ecc. Misura delle quantità con metodo analitico | 1,15 €/ Kg | 111448 kg | 128.165 € |

| | | | | |
|-----------------------------------|--|-------------|---------------------|-----------|
| AL.01 | Solaio misto in laterizio e conglomerato cementizio armato a pannelli prefabbricati con eventuale soletta superiore in calcestruzzo, armata con rete elettrosaldata. Compresi inoltre: l'armatura in barre di acciaio risultante dai calcoli, la carpenteria per i rompitratta, il banchinaggio fino all'altezza di m 3,50 tra i piani dove e se necessario, il getto, la sua vibratura, il disarmo. Misura della effettiva superficie di solaio, esclusi i cordoli o le travi perimetrali: -da cm 30 (25+5), sovraccarico utile 200 kg/cm ² | 67,00 €/ mq | 3859 mq | 258.566 € |
| | Isolatore elastomerico HDS.E 700 | 4800 €cad. | 12 | 57.600 € |
| | Isolatore elastomerico HDS.E 800 | 6000 €cad. | 14 | 84.000 € |
| | Isolatore a scorrimento THK-CLB133 | 1600 €cad. | 6 | 9.600 € |
| TOTALE STRUTTURA AL GREZZO | | | 745.138,00 € | |

Tab. 6.3 Computo metrico struttura isolata al grezzo

Dalla comparazione dei computi metrici relativi alle due strutture si nota l'aumento di spesa conseguente all'introduzione dell'isolamento sismico, nel complesso pari a 28.275,00 € ovvero il 3,9 % in più rispetto al costo dell'edificio a base fissa. Considerato il fatto che il costo globale dei dispositivi di isolamento è pari a 151.200,00 €, ne consegue che il risparmio ottenuto sul complesso sovrastruttura – sottostruttura è pari a 122.925,00 €. Tale ammontare viene scorporato in varie voci di costo; tra queste, i risparmi maggiori si riscontrano nella fornitura di calcestruzzo per 31.194,00 €, di acciaio per 42.746,00 € e per le cassature di 49952,00 €, mentre le opere di scavo risultano essere onerose di 967,00 € a causa della dimensione maggiore della platea necessaria per assicurare lo spostamento degli isolatori.

6.3 ANALISI DEI DATI DI COSTO

6.3.1 *Analisi ed elaborazione dei costi percentuali*

Per capire quanto ed in quale modo l'introduzione dell'isolamento sismico incida sulla variazione delle varie voci di costo della struttura al grezzo è preferibile fare riferimento ai valori percentuali.

In questa sezione, quindi, la spesa complessiva imputata alla struttura verrà suddivisa in 3 macrovoci: opere di scavo insieme alle fondazioni, sovrastruttura e pareti in c.a. per la struttura a base fissa, sostituendo la voce pareti in c.a. con quella relativa ai dispositivi di isolamento per la struttura isolata. In Fig. 6.1 ed in Fig. 6.2 sono rappresentati i costi percentuali relativi alla struttura a base fissa e alla struttura sismicamente isolata rispettivamente.

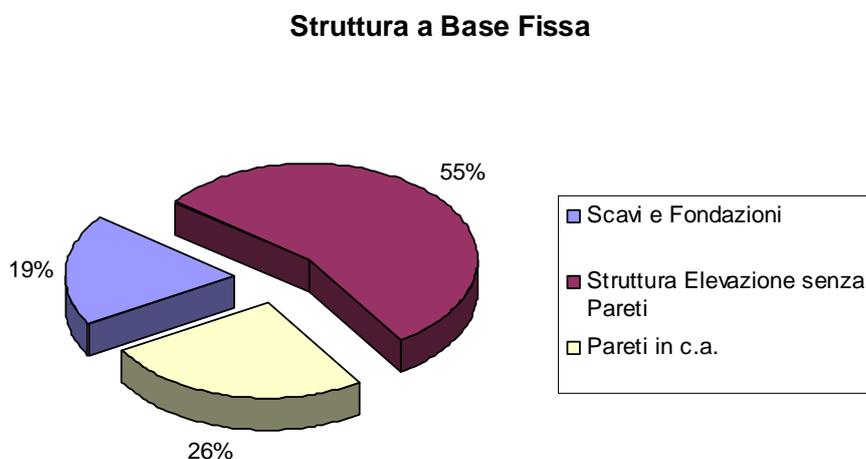


Fig. 6.1 Struttura a base fissa: ripartizione costi

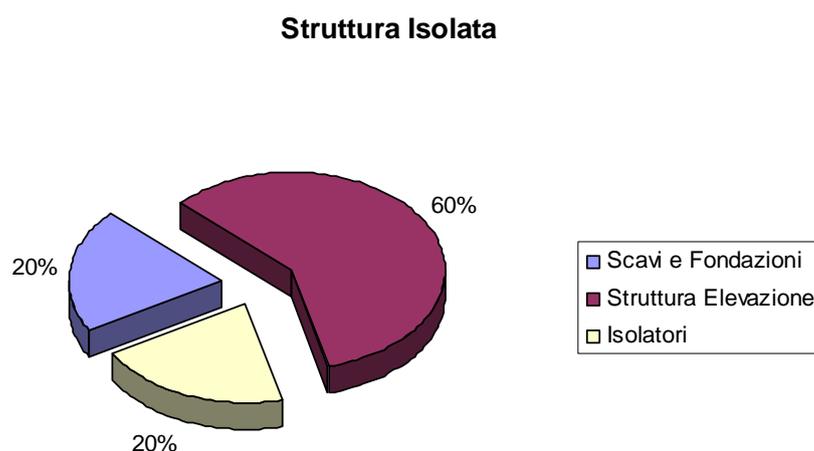


Fig. 6.2 Struttura Isolata: ripartizione costi

Percentualmente parlando si può notare come ben il 26% del costo totale della struttura a base fissa, pari a 185.463,00 €, è dato dalle pareti in c.a., costo che viene solo parzialmente compensato dall'immissione degli isolatori pari a 151.200,00 € il 20% dell'ammontare della struttura isolata. Quindi si ha ancora un margine di 34.263,00 € per andare a coprire i costi aggiuntivi dovuti all'aumentare delle armature e delle sezioni delle travi, causati dall'eliminazione di tutte le pareti.

Volendo considerare l'intera sovrastruttura, avremo per la struttura a base fissa un'incidenza del 81% a causa della presenza delle pareti e del 55% per la struttura isolata.

Per ciò che riguarda il costo di scavo e fondazione, invece, si ha circa la stessa percentuale di incidenza, in ambedue i casi.

In conclusione quindi si può notare come il punto focale, nel caso dell'edificio isolato, sia la presenza o meno delle pareti in c.a. che vanno a influire sensibilmente sui costi finali della struttura.

6.3.2 Considerazioni sull'impiego dell'isolamento sismico

Fino ad ora si è fatto riferimento alla struttura al grezzo, ma si ricordi che questa costituisce circa il 30% del costo totale di costruzione. Considerando l'edificio in oggetto, la superficie commerciale totale è pari a circa 3000 mq, pertanto l'incidenza del maggior costo dell'edificio sismicamente isolato è pari 9,50 €/mq, mentre il costo della struttura grezza a base fissa è pari a 239,00 €/mq.

Come anticipato nel Par. 6.1, il costo del sistema di isolamento è stato totalmente coperto dai costi delle pareti presenti nella struttura a base fissa. Chiaramente, avendo deciso di eliminare tutte le pareti, si sono dovuti irrigidire gli altri elementi strutturali al fine di resistere alle maggiori sollecitazioni, il che ha portato un costo maggiore della struttura in elevazione rispetto alla struttura a base fissa.

Infine si è scelto di porre gli isolatori appena sotto la quota del primo solaio; in questo modo non si hanno costi aggiuntivi della controfondazione, ovvero relativi a scavi più profondi per avere la stessa altezza dell'interrato e alla realizzazione di un altro solaio.

Nonostante tutto, però, la struttura a base fissa risulta economicamente vantaggiosa se non si vanno a contare i possibili danni relativi all'investimento della struttura da parte di un sisma. Infatti risulta difficile quantificare in termini economici il vantaggio introdotto dal sistema di isolamento a livello di sicurezza, poiché occorre considerare che, in presenza di sismi di entità medio-elevata, le spese per opere di ripristino possono risultare assai elevate nel caso di struttura a base fissa, senza tenere conto della temporanea inagibilità dell'immobile.

BIBLIOGRAFIA

E. Cosenza, G. Maddaloni, G. Magliulo, M. Pecce, R. Ramasco, *Progetto antisismico di edifici in cemento armato*, Ed. IUSS Press, Pavia, 2004

M. Dolce, D. Cardone, F. C. Ponzo, A. Di Cesare, *Progetto di edifici con isolamento sismico*, Ed. IUSS Press, Pavia, 2004

R. Calzona, C. Cestelli Guidi, *Il calcolo del cemento armato con i metodi delle tensioni ammissibili e degli stati limite*, HOEPLI, 1975

F. Leonhardt, E. Monnig, *C.a. & c.a.p. : calcolo di progetto & tecniche costruttive, Vol. III*, Edizioni di Scienza e Tecnica, 1981

T. J. Sullivan, M. J. N. Priestly, G. M. Calvi, *Seismic design of frame-wall structures*, Ed. IUSS Press, Pavia, 2006

J. M. Kelly, *The role of damping in seismic isolation*, Earthquake Eng. Struct. Dyn, 1999

J. M. Kelly, F. Naeim, *Design of seismic isolated structures: from theory to practice*, John Wiley & Sons, Inc. 1999

C. Christopoulos, A. Filiatrault, *Principles of passive supplemental damping and seismic isolation*, Ed. IUSS Press, Pavia, 2006

P. Pozzati, C. Ceccoli, *Teoria e tecnica delle strutture, volume primo: preliminari e fondamenti*, Ed. UTET, Torino, 1972

P. Pozzati, C. Ceccoli, *Teoria e tecnica delle strutture, volume secondo: sistemi di travi (parte prima: l'interpretazione elastica)*, Ed. UTET, Torino, 1977

P. Pozzati, C. Ceccoli, *Teoria e tecnica delle strutture, volume secondo: sistemi di travi (parte seconda: applicazioni pratiche)*, Ed. UTET, Torino, 1977

P. Pozzati, C. Ceccoli, *Teoria e tecnica delle strutture, volume terzo: sistemi di travi, interpretazione del collasso*, Ed. UTET, Torino, 1987

A.A.V.V., *Testo Unico, Norme tecniche per le costruzioni*, Ed. DEI, Tipografia del Genio Civile, Roma, 2007

www.eerc-berkeley.edu

www.icivilengineer.com

www.alga.it

www.zonasismica.it

www.fip-group.it

RINGRAZIAMENTI

Vorrei ringraziare il mio Relatore Prof. Ing. P.P. Diotallevi per avermi seguito e risolto i dubbi insorti durante la redazione della mia tesi di laurea ed avermi insegnato ciò che ad oggi conosco in materia di Ingegneria Sismica.

Allo stesso modo vorrei ringraziare il mio Correlatore Ing. L. Landi per essermi stato d'aiuto quando avevo problemi urgenti da risolvere.

Un ringraziamento anche alla segretaria dell'ormai Preside di Facoltà per essere stata sempre disponibile e gentile nel prendere appuntamenti per le ultime revisioni.

Un grazie immenso a mio padre avermi sempre seguito e aiutato durante questo mio percorso, non privo di difficoltà e a mia madre per il supporto morale e per aver mediato, non poche volte, nei confronti di papà.

A tutti gli zii e i cugini che mi sono stati dietro, informandosi e spronandomi ad andare avanti un grazie di cuore.

Gli amici...che dire...sono e rimarranno fondamentali, tutti; è per questo che non verranno fatte citazioni in ordine di importanza per non scontentare nessuno.

Piero, Guerino, Mimmo che con me formavate i ragazzi di “*Casa Palagi*”, ho passato anni stupendi, eravamo ben assortiti e ci compensavamo a vicenda.

Valeria alias “*Zamp*” mi sei quasi sempre stata vicino ed il quasi è dipeso da me, con te ho il rapporto più conflittuale avendo idee opposte per alcuni aspetti della vita...ma ti voglio sempre bene!

Francesca...sei ingegnere...abbiamo lo stesso modo di pensare, sei precisina...ci troviamo e da un giorno all'altro siamo passati dal vederci tutti i giorni al sentirci ogni tanto, una bella botta.

Anastasia *l'artista* e come tale continui a vivere, non ci sono due volte consecutive che ti trovo dove ti ho lasciata, il mio periodo pre-universitario l'ho vissuto praticamente con te e anche se ci sentiamo poco sei sempre presente.

Lorenzo & Kamilla, Emanuele & Sara, Mario & Eleonora, ci siamo divertiti durante la tesi mia e di Kam, ognuno ha avuto i propri problemi...il *desaparecido* per me e i tempi stretti per Kam. Siamo bene insieme e preparatevi ad avermi 24/7 (Lore' traduci in caso)!

Un grazie ad Agostino, Mattia, Capo' e a tutti gli altri delle squadre di calcio cui ho fatto parte per aver cercato di tenermi in forma, nonostante la mia riluttanza.

Infine grazie a chi mi ha condiviso con me questi anni di università, e per non dimenticare nessuno, grazie a tutti coloro che mi hanno voluto bene, a coloro che ci hanno provato e a coloro che non ci sono riusciti: ognuno, a modo suo, ha saputo insegnarmi qualcosa.